

Universidad Nacional de Córdoba

Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales



## VERIFICACIÓN DE ESTRUCTURA AUTOPORTANTE PARA CHIMENEA

**Alumnos:** Iémolo Julián Matrícula: 38915926

Menichelli Ignacio Matrícula: 38108346

**Carrera:** Ingeniería Mecánica.

**Director:** Dr. Ing. José Stuardi.

**Co. director:** Mg. Ing. Alejandro José Giudici.

-AÑO 2018 -



## *Dedicatoria:*

*“A mis padres Raúl Iémolo y Marisol Gaglioti quienes gracias a su tiempo, dedicación, consejos y ayuda pude formarme como persona y cumplir una de las metas de mi vida. A mis hermanas, Sofía y Lucrecia por su cariño constante, a mis amigos y compañeros y por último a mi gran amado y querido abuelo, Don Tito Iémolo, a quien le dedico el título de mi carrera”*

*Julián Iémolo.*

*“A mis padres Omar Menichelli y Patricia Ballario que a través de su esfuerzo y consejos hicieron posible mi formación tanto humana como académica, a cada uno de mis hermanos Juan Pablo, Natalia, Matías y Marianela por su apoyo incondicional y finalmente a todos mis amigos y compañeros”.*

*Ignacio Menichelli.*

# I. Prólogo

La Fábrica Militar de Río Tercero (FMRT) ubicada en la provincia de Córdoba posee plantas dedicadas a la industria metalmecánica y a la industria química. En el área química de la fábrica se producen principalmente los siguientes productos: ácido nítrico, ácido sulfúrico, nitrato de amonio y éter.

Actualmente la planta de producción de ácido sulfúrico se encuentra en renovación, donde uno de los grandes cambios a realizar es la colocación de una nueva chimenea. La misma es utilizada para evacuar los gases a una altura de 50 metros favoreciendo su disolución luego de haber pasado por la torre de filtrado.

La chimenea actual, se encuentra colocada sobre el techo de la planta de producción, que será desmantelada, y está arriostrada en forma directa al tubo sin ningún tipo de estructura autoportante. La misma requiere ser removida debido a las modificaciones que se realizarán en la planta y por presentar una construcción transitoria y deteriorada.

Por lo comentado anteriormente la estructura autoportante debe comenzar desde el nivel del suelo y sujetar a la chimenea que alcanza los 50 metros de altura.

La FMRT tiene una planta de reforming de gas natural fuera de uso, la cual será desmantelada y cuenta con una estructura autoportante no arriostrada para la chimenea que utilizaba en su proceso. La misma será aprovechada como parte de la nueva estructura autoportante.

La estructura a reutilizar cuenta con una altura de 28,2 metros según sus planos disponibles y debe extenderse para lograr sostener la chimenea que alcanza los 50 metros. La ampliación de la estructura ya definida será siguiendo la continuidad de su construcción en lo que respecta a su geometría, perfiles y materiales utilizados.

El presente trabajo, si bien se encuentra basado en datos en general reales relevados en la industria, posee fines meramente académicos y ha sido llevado a cabo con el único propósito de cumplimentar los requisitos para la obtención del título de grado de los autores. Desde un punto de vista académico, pretende verificar la estructura ampliada ya definida, corroborando según normas vigentes si es capaz de soportar las cargas a las que hipotéticamente se encontrará sometida en su vida útil. Basándose en las limitaciones que presenta el presente proyecto



integrador, desde el punto de vista de los objetivos, hipótesis y desarrollo, no debe ser considerado por ningún motivo como una memoria de cálculo ni como guía constructiva. Los autores del presente trabajo, sus asesores y la universidad deslindan por lo anteriormente expuesto toda responsabilidad del uso de la información aquí contenida para fines constructivos.

## II. Índice General

<b>I. Prólogo.....</b>	<b>I</b>
<b>II. Índice General .....</b>	<b>III</b>
<b>III. Índice de figuras.....</b>	<b>X</b>
<b>IV. Índice de tablas.....</b>	<b>XII</b>
<b>1 Aspectos Generales.....</b>	<b>1</b>
1.1    Introducción .....	1
1.2    Definición del problema.....	2
1.3    Objetivos .....	5
1.3.1    Relevamiento de planos .....	5
1.3.2    Análisis de normas .....	5
1.3.3    Verificación de la estructura .....	5
1.4    Cargas sobre la estructura .....	6
1.4.1    Viento.....	6
1.4.2    Sismo .....	11
1.4.3    Peso propio y de la chimenea .....	13
1.4.4    Nieve.....	13
<b>2 Marco teórico de cargas inducidas por viento.....</b>	<b>14</b>
2.1    Introducción .....	14
2.1.1    Campo de validez.....	14
2.1.2    Procedimientos admitidos.....	14
2.2    Definiciones .....	15

2.3	Método 1 - Procedimiento simplificado.....	18
2.3.1	Campo de validez.....	18
2.4	Método 2 - Procedimiento analítico.....	19
2.4.1	Campo de validez.....	19
2.4.2	Limitaciones.....	19
2.4.3	Protecciones.....	19
2.5	Método 3 – Procedimiento del túnel de viento.....	20
2.5.1	Campo de validez.....	20
2.5.2	Condiciones de ensayo.....	20
2.5.3	Respuesta dinámica.....	21
2.6	Definición del modelo a utilizar.....	21
2.7	Análisis del método dos.....	22
2.7.1	Procedimiento de diseño.....	22
2.7.2	Determinación de los factores $V$ y $K_d$ .....	23
2.7.3	Determinación de la Categoría y Coeficiente de exposición $K$ .....	27
2.7.4	Efectos topográficos.....	29
2.7.5	Factor de efecto de ráfaga.....	33
2.7.6	Clasificación de cerramientos.....	35
2.7.7	Coeficientes de presión y fuerza.....	35
2.7.8	Presión dinámica – Artículo 5.10 de la norma.....	37
2.7.9	Cargas de viento de diseño sobre edificios abiertos y otras estructuras.....	37

2.7.10	Combinaciones de cargas que incluyen carga de viento.....	43
2.8	Conclusión.....	45
<b>3</b>	<b>Marco teórico de cargas inducidas por sismos .....</b>	<b>46</b>
3.1	Introducción .....	46
3.2	Alcance.....	46
3.3	Glosario .....	46
3.4	Simbología .....	47
3.5	Zonificación sísmica .....	49
3.6	Aplicación de los requerimientos sismorresistentes.....	51
3.6.1	Construcciones en Zonas 1, 2, 3 y 4 .....	51
3.7	Clasificación de las construcciones según su destino y funciones.....	51
3.7.1	Grupo <b>A0</b> $\gamma r = 1,5$ .....	51
3.7.2	Grupo A $\gamma r = 1,3$ .....	51
3.7.3	Grupo B $\gamma r = 1,0$ .....	52
3.7.4	Grupo C $\gamma r = 0,8$ .....	52
3.8	Condiciones locales del suelo .....	52
3.8.1	Clasificación de los suelos dinámicamente estables.....	52
3.8.2	Suelos dinámicamente inestables.....	54
3.8.3	Suelos que requieren evaluación específica del sitio ( <b>SF</b> ) .....	54
3.9	Acciones sísmicas de diseño .....	55
3.9.1	Acción sísmica horizontal.....	55

3.9.2	Acciones sísmicas verticales.....	55
3.9.3	Factor de reducción.....	55
3.10	Cargas y combinaciones de cargas .....	56
3.10.1	Reglamento CIRSOC 301-2005 A.4.1 .....	56
3.10.2	Efectos provocados por las acciones sísmicas.....	58
3.10.3	Simultaneidad de efectos de las acciones sísmicas horizontales .....	59
3.10.4	Resistencia nominal .....	60
3.11	Conclusión.....	60
<b>4</b>	<b>Marco teórico de uniones.....</b>	<b>61</b>
4.1	Introducción .....	61
4.2	Límites de aplicación .....	61
4.3	Juntas soldadas .....	61
4.4	Capítulo J de Norma CIRSOC 301-2005.....	62
4.4.1	Disposiciones generales .....	62
4.4.2	Soldadura .....	65
4.5	Conclusión.....	75
<b>5</b>	<b>Marco teórico de pandeo .....</b>	<b>76</b>
5.1	Introducción .....	76
5.2	Pandeo de barras comprimidas.....	76
5.2.1	Principios fundamentales.....	76
5.2.2	Barras simples de sección constante solicitadas a compresión.....	77
5.3	Conclusión.....	80

<b>6</b>	<b>Especificaciones técnicas de la estructura analizada</b>	81
6.1	Introducción	81
6.2	Materiales de la estructura	81
6.3	Perfiles de la estructura	82
6.3.1	Perfil W6x25 U 500-215-6	83
6.3.2	Perfil W6x15 U 500-215-6	84
6.3.3	Perfil L3x3x1/4 U 500-558	85
6.3.4	Placas de soporte	87
6.3.5	Tubo de la chimenea	87
6.4	Modelo efectuado en CAD	88
<b>7</b>	<b>Análisis del peso propio y de la chimenea</b>	92
7.1	Introducción	92
7.2	Análisis	92
7.3	Modelo en Abaqus	92
7.4	Análisis en Abaqus de tensiones y deformaciones	94
7.5	Conclusión	99
<b>8</b>	<b>Aplicación de la norma de viento</b>	100
8.1	Introducción	100
8.2	Análisis de la estructura	100
8.3	Análisis de la chimenea	111
8.4	Aplicación de las cargas de viento en la estructura	112
8.4.1	Dirección X	112

8.4.2	Dirección diagonal .....	115
8.4.3	Combinación de acciones .....	117
8.5	Conclusión.....	118
<b>9</b>	<b>Aplicación de la norma sísmica .....</b>	<b>119</b>
9.1	Introducción .....	119
9.2	Zonificación sísmica .....	119
9.3	Condiciones locales del suelo .....	120
9.4	Agrupamiento de las construcciones.....	121
9.5	Factor de riesgo .....	121
9.6	Acciones sísmicas horizontales de diseño.....	121
9.6.1	Efecto del amortiguamiento sobre las estructuras .....	122
9.6.2	Espectros para acciones sísmicas horizontales .....	122
9.6.3	Factor de reducción R .....	127
9.6.4	Coefficiente sísmico de diseño.....	128
9.7	Cargas y combinación de cargas .....	128
9.7.1	Acciones sísmicas de diseño .....	129
9.7.2	Componente horizontal del efecto sísmico <i>EH</i> .....	129
9.7.3	Componente vertical del efecto sísmico <i>EV</i> .....	134
9.8	Aplicación de las cargas sísmicas en la estructura.....	135
9.8.1	Direcciones de análisis.....	136
9.8.2	Combinación de acciones .....	142

9.9	Conclusión.....	144
<b>10</b>	<b>Combinaciones de cargas analizadas en la estructura .....</b>	<b>145</b>
10.1	Introducción.....	145
10.2	Análisis .....	145
10.2.1	Caso crítico .....	145
10.3	Conclusión.....	148
<b>11</b>	<b>Cálculo y verificación de soldadura .....</b>	<b>149</b>
11.1	Introducción.....	149
11.2	Análisis .....	149
11.2.1	Montantes principales W6x25 con placa en la base.....	150
11.2.2	Riostras con placas de soporte .....	153
11.2.3	Unión entre riostras.....	155
<b>12</b>	<b>Verificación de pandeo en la estructura .....</b>	<b>156</b>
12.1	Introducción.....	156
12.2	Análisis .....	156
12.3	Conclusión.....	160
<b>13</b>	<b>Conclusiones del Proyecto Integrador .....</b>	<b>161</b>
<b>14</b>	<b>Bibliografía.....</b>	<b>162</b>
<b>Anexo I</b> .....		<b>I</b>
<b>Anexo II</b> .....		<b>IV</b>
<b>Anexo III</b> .....		<b>XIII</b>



### III. Índice de figuras

FIGURA 1-1: POSICIÓN RELATIVA DE LA ESTRUCTURA RESPECTO A LA TORRE DE FILTRADO .....	4
FIGURA 1-2: FLUJO DE AIRE SOBRE OBSTÁCULOS FIJOS .....	8
FIGURA 1-3: HIPOCENTRO, EPICENTRO Y DISTANCIA EPICENTRAL .....	13
FIGURA 2-1: VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO .....	23
FIGURA 3-1: MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA REPÚBLICA ARGENTINA.....	50
FIGURA 4-1: NOMENCLATURA DE SOLDADURAS DE FILETE .....	66
FIGURA 4-2: SOLDADURAS DE FILETE CERCANAS A BORDES TRACCIONADOS.....	70
FIGURA 4-3: RETORNOS .....	71
FIGURA 4-4: SOLDADURAS DE FILETE EN LADOS OPUESTOS DE UN PLANO COMÚN .....	71
FIGURA 5-1: CENTRO DE CORTE Y BARICENTRO DE UNA SECCIÓN CUALQUIERA.....	76
FIGURA 5-2: LONGITUD DE RIOSTRAS .....	79
FIGURA 5-3: LONGITUD DE ESQUINEROS .....	80
FIGURA 6-1: PARTES DE UNA ESTRUCTURA .....	82
FIGURA 6-2: PERFIL W6x25 .....	83
FIGURA 6-3: PERFIL W6x15 .....	84
FIGURA 6-4: PERFIL L 3x3x1/4 .....	85
FIGURA 6-5: DISPOSICIÓN DE DOBLE PERFIL L .....	86
FIGURA 6-6: TORRE AUTOPORTANTE.....	88
FIGURA 6-7: NIVELES QUE SUJETAN LA CHIMENEA .....	89
FIGURA 6-8: UNIÓN DE LA CHIMENEA CON LA ESTRUCTURA .....	90
FIGURA 6-9: UNIÓN INFERIOR .....	90
FIGURA 6-10: SUJECIÓN DE CHIMENEA Y CODO.....	91
FIGURA 7-1: ESTRUCTURA DE ALAMBRE ABAQUS .....	92
FIGURA 7-2: ESTRUCTURA CON PERFILES ABAQUS .....	93
FIGURA 7-3: NODO ABAQUS .....	93
FIGURA 7-4: UNIÓN REAL MEDIANTE PLACAS.....	93
FIGURA 7-5: NIVELES DE LA ESTRUCTURA.....	95
FIGURA 7-6: CARGAS PUNTALES DEBIDO AL PESO DE LAS PLACAS .....	96
FIGURA 7-7: DEFORMACIONES EN Z POR PESO PROPIO .....	97
FIGURA 7-8: TENSIÓN CON CARGAS DE VIENTO .....	98
FIGURA 8-1: DIRECCIONES DEL VIENTO – VISTA SUPERIOR DE LA ESTRUCTURA EN WIREFRAME.....	104
FIGURA 8-2: INCIDENCIA DEL VIENTO SOBRE PERFIL W .....	105
FIGURA 8-3: INCIDENCIA DEL VIENTO SOBRE PERFIL L .....	105
FIGURA 8-4: NIVELES DE LA ESTRUCTURA.....	106
FIGURA 8-5: APLICACIÓN DE CARGAS DEL VIENTO EN LA DIRECCIÓN X.....	113
FIGURA 8-6: DESPLAZAMIENTO EN X CON CARGAS DE VIENTO EN X.....	113

FIGURA 8-7: TENSIÓN CON CARGA DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN X.....	114
FIGURA 8-8: APLICACIÓN DE CARGAS DEL VIENTO EN LA DIRECCIÓN DIAGONAL .....	115
FIGURA 8-9: DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO CON CARGAS DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN DIAGONAL .....	116
FIGURA 8-10: TENSIÓN CON CARGA DE VIENTO EN LA DIRECCIÓN DIAGONAL.....	116
FIGURA 9-1: UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA FMRT .....	119
FIGURA 9-2: DEFORMACIÓN DEL MODO 1 EN LA DIRECCIÓN X .....	126
FIGURA 9-3: DEFORMACIÓN DEL MODO 2 EN LA DIRECCIÓN Y.....	126
FIGURA 9-4: NIVEL K Y PLANOS ENTRE NIVEL.....	132
FIGURA 9-5: DIRECCIONES DE ANÁLISIS .....	136
FIGURA 9-6: APLICACIÓN DE CARGAS SÍSMICAS .....	137
FIGURA 9-7: DEFORMACIÓN X CON CARGA SÍSMICA EN X Y GRAVEDAD .....	137
FIGURA 9-8: DEFORMACIÓN Z CON CARGA SÍSMICA EN X Y GRAVEDAD .....	138
FIGURA 9-9: TENSIÓN CON CARGAS DE SISMO Y GRAVEDAD.....	138
FIGURA 9-10: APLICACIÓN DE CARGA SÍSMICA DIAGONAL .....	139
FIGURA 9-11: DEFORMACIÓN X CON CARGA SÍSMICA DIAGONAL Y GRAVEDAD .....	140
FIGURA 9-12: DEFORMACIÓN Y CON CARGA SÍSMICA DIAGONAL Y GRAVEDAD.....	140
FIGURA 9-13: DEFORMACIÓN Z CON CARGA SÍSMICA DIAGONAL Y GRAVEDAD.....	141
FIGURA 9-14: TENSIÓN CON CARGAS SÍSMICA DIAGONAL Y GRAVEDAD .....	141
FIGURA 10-1: TENSIÓN DE VON MISES EN EL CASO CRÍTICO .....	146
FIGURA 10-2: DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS EN EL CASO CRÍTICO.....	147
FIGURA 10-3: DESPLAZAMIENTOS EN X EN EL CASO CRÍTICO .....	147
FIGURA 11-1: PLACA BASE CON W6X25 .....	150
FIGURA 11-2: UBICACIÓN DE CORDONES DE SOLDADURA.....	150
FIGURA 11-3: DISPOSICIÓN DE PLACAS.....	153
FIGURA 11-4: LARGO MÍNIMO DE SOLDADURA DE FILETE LONGITUDINAL EN EXTREMOS DE CHAPA .....	153
FIGURA 11-5: UNIÓN ENTRE RIOSTRAS.....	155
FIGURA II-1: ESTRUCTURA ALTERNATIVA.....	VI
FIGURA II-2: DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS DE LA TORRE ALTERNATIVA FRENTE AL CASO CRITICO DE CARGAS.....	VII
FIGURA II-3: TENSIONES DE VON MISES EN TORRE ALTERNATIVA CON FRENTE AL CASO CRITICO DE CARGAS .....	VIII

## IV. Índice de tablas

TABLA 2-1: VELOCIDADES BÁSICAS DEL VIENTO EN CIUDADES .....	24
TABLA 2-2: FACTOR DE DIRECCIONALIDAD $K_D$ .....	25
TABLA 2-3: FACTOR DE IMPORTANCIA $I$ .....	25
TABLA 2-4: CLASIFICACIÓN DE EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS PARA CARGAS DE VIENTO .....	26
TABLA 2-5: COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN PARA LA PRESIÓN DINÁMICA $K_z$ O $K_h$ .....	28
TABLA 2-6: FACTOR TOPOGRÁFICO $K_{ZT}$ .....	31
TABLA 2-7: PARÁMETROS PARA AUMENTO DE VELOCIDAD SOBRE COLINAS Y ESCARPAS .....	32
TABLA 2-8: CONSTANTES DE EXPOSICIÓN DEL TERRENO .....	34
TABLA 2-9: COEFICIENTE DE FUERZA PARA TORRES RETICULADAS .....	35
TABLA 2-10: COEFICIENTE DE FUERZA PARA PERFILES ESTRUCTURALES.....	40
TABLA 2-11: COEFICIENTE DE FUERZA PARA PERFILES CON FORMAS REDONDEADAS .....	41
TABLA 2-12: FACTOR DE CORRECCIÓN POR RELACIÓN DE ESBELTEZ .....	42
TABLA 3-1: PELIGROSIDAD SÍSMICA .....	49
TABLA 3-2: CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS DE FUNDACIÓN DINÁMICAMENTE ESTABLES .....	53
TABLA 3-3: DUCTILIDAD GLOBAL .....	56
TABLA 4-1: TAMAÑO MÍNIMO DE SOLDADURAS DE FILETE.....	67
TABLA 4-2: RESISTENCIA DE DISEÑO DE CORDONES DE SOLDADURA SEGÚN TIPO DE SOLDADURA .....	73
TABLA 4-3: TENSIONES ADMISIBLES EN UNIONES SOLDADAS PARA CARGAS ESTÁTICAS.....	74
TABLA 5-1: COEFICIENTE DE PANDEO $W$ PARA EL ACERO F-24.....	78
TABLA 6-1: PROPIEDADES GENERALES DEL ACERO.....	81
TABLA 6-2: PROPIEDADES DEL ACERO F-24.....	82
TABLA 6-3: PROPIEDADES PERFIL $W6 \times 25$ .....	83
TABLA 6-4: PROPIEDADES PERFIL $W6 \times 15$ .....	84
TABLA 6-5: PROPIEDADES PERFIL $L 3 \times 3 \times 1/4$ .....	85
TABLA 6-6: PROPIEDADES CAÑO DE ACERO SIN COSTURA DE 24" SCHEDULE 20 ASTM A-53 GRADO B .....	87
TABLA 7-1: PESO DE PLACAS Y SOPORTES.....	96
TABLA 7-2: COEFICIENTE DE SEGURIDAD A FLUENCIA.....	99
TABLA 8-1: COEFICIENTES DE FUERZA PARA CADA PERFIL.....	107
TABLA 8-2: RESUMEN DE DATOS .....	108
TABLA 8-3: PRESIÓN DINÁMICA $q_z$ .....	109
TABLA 8-4: FUERZA PUNTUAL DEL VIENTO SOBRE CADA PERFIL .....	110
TABLA 8-5: ACCIÓN DEL VIENTO SOBRE LA CHIMENEA.....	112
TABLA 8-6: COEFICIENTE DE SEGURIDAD A FLUENCIA.....	118
TABLA 9-1: ZONA SÍSMICA SEGÚN COORDENADAS GEOGRÁFICAS (WWW.INPRES.GOB.AR).....	120
TABLA 9-2: VALORES DE AMORTIGUAMIENTO SEGÚN EL TIPO DE CONSTRUCCIÓN.....	122
TABLA 9-3: PARÁMETROS PARA LAS DISTINTAS ZONAS SÍSMICAS Y TIPOS DE SUELO DE FUNDACIÓN .....	124

TABLA 9-4: MODOS, AUTOVALORES Y FRECUENCIAS .....	126
TABLA 9-5: LIMITE DE ALTURA TOTAL DE LA CONSTRUCCIÓN PARA LA APLICACIÓN DEL MÉTODO ESTÁTICO .....	130
TABLA 9-6: PESO POR NIVELES.....	132
TABLA 9-7: CARGAS SÍSMICAS HORIZONTALES POR NIVEL .....	134
TABLA 9-8: CARGAS SÍSMICAS VERTICALES POR NIVEL .....	135
TABLA 9-9: COEFICIENTE DE SEGURIDAD .....	143
TABLA 10-1: CARGAS Y CS DE LA ESTRUCTURA .....	145
TABLA 11-1: TENSIONES ADMISIBLES .....	151
TABLA 11-2: MEDIDAS DEL CORDÓN DE SOLDADURA .....	152
TABLA 11-3: MEDIDAS DEL CORDÓN DE SOLDADURA .....	154
TABLA 12-1: PROPIEDADES DE LAS VIGAS AL PANDEO.....	157
TABLA 12-2: MÁXIMOS ESFUERZOS SOBRE LAS VIGAS.....	158
TABLA 12-3: CONDICIÓN DE PANDEO.....	159
TABLA I-1: PESO POR NIVEL - PARTE 1.....	II
TABLA I-2: PESO POR NIVEL - PARTE 2.....	III
TABLA II-1: CARGAS DE VIENTO EN ESTRUCTURA ALTERNATIVA.....	VI
TABLA II-2 : PROPIEDADES DE PANDEO EN ESTRUCTURA ALTERNATIVA .....	IX
TABLA II-3: CONDICIÓN DE PANDEO.....	XI



# 1 Aspectos Generales

## 1.1 Introducción

Se define a una estructura como el conjunto espacial de elementos capaces de soportar las acciones impuestas sobre la construcción y transferirlas a los vínculos, asegurando equilibrio y estabilidad. Todo elemento o componente capaz de restringir las deformaciones de toda o parte de la construcción forma parte de la estructura.

Cualquier tipo de estructura debe cumplir con tres condiciones básicas:

- **Rigidez:** es la propiedad de oponerse a las deformaciones. La capacidad de soportar cargas o tensiones sin deformarse o desplazarse excesivamente.
- **Estabilidad:** es la capacidad bajo las cargas que actúan sobre la estructura de alcanzar un estado de equilibrio mecánico.
- **Resistencia:** es la capacidad de soportar cargas sin colapsar.

Una estructura se define como metálica cuando la mayoría de las partes que la componen, al menos un 80%, son materiales metálicos generalmente de acero. Las cuales son utilizadas habitualmente en el sector industrial debido a que presentan excelentes características para la construcción.

La construcción metálica ha alcanzado un papel significativo en el ámbito de las estructuras de edificación. En este sentido, el acero laminado se ha configurado, por su gran resistencia y alta fiabilidad, como el material técnico por excelencia. Por ello, se ha convertido en un material insustituible en la ejecución de las obras que aplican trabajar y obtener grandes luces y mayores alturas.

Para que todos los elementos de la estructura metálica se comporten perfectamente es necesario que estén ensamblados o unidos de alguna manera. Existen conexiones rígidas, semirrígidas y flexibles. Dependiendo de ello se tienen dos tipos de uniones fundamentales:

- **Por Soldadura:** es la más común en estructuras metálicas de acero y no es más que la unión de dos piezas metálicas mediante el calor. Aplicándoles calor se consigue que se



fusionen las superficies de las dos piezas; a veces es necesario un material extra para realizar dicha unión.

- Por Tornillo: son conexiones rápidas que normalmente se aplican a estructuras de acero ligeras, como por ejemplo para fijar chapas o vigas livianas.

En las estructuras es muy importante analizar que todos los elementos que la componen no fallen por diferentes motivos. Muchas de ellos se pueden evitar dimensionando los elementos de tal forma, que las tensiones y deformaciones máximas que se produzcan permanezcan dentro de los límites admisibles y de esta manera poder efectuar los dimensionamientos a resistencia y rigidez.

Además, existen otros tipos de fallos, como es el “fallo por inestabilidad o pandeo”, que puede tener lugar en el caso de elementos estructurales esbeltos sometidos a compresión. En estos casos, en el elemento puede aparecer una flexión lateral que puede llegar a ser grande y hacer “fallar” al elemento. La aparición de dicha flexión lateral, su rápido crecimiento y la pérdida total de estabilidad del elemento y el consiguiente colapso de la estructura constituyen el estudio de pandeo.

## 1.2 Definición del problema

Este proyecto surge mediante una problemática real de la Fábrica Militar de Río Tercero (FMRT), y llegó a nuestras manos mediante un exalumno de la facultad que se encontraba trabajando para dicha fábrica. El espíritu de este es resolver una problemática real bajo determinadas hipótesis que acoten la extensión del proyecto académico.

La FMRT se encuentra ubicada en la ciudad de Río Tercero en la provincia de Córdoba.

Actualmente, la planta de ácido sulfúrico se encuentra en renovación y uno de los grandes cambios a realizar es la colocación de una nueva torre de filtrado y su respectiva chimenea. La misma es utilizada para evacuar los gases a una altura de 50 metros favoreciendo su disolución luego de haber pasado por la torre de filtrado.

La chimenea actual, se encuentra colocada sobre el techo de la planta de producción, que será desmantelada, y está arriostrada en forma directa al tubo sin ningún tipo de estructura



autoportante. La misma requiere ser removida debido a las modificaciones que se realizarán en la planta y por presentar una construcción transitoria y deteriorada.

Por lo comentado anteriormente la estructura autoportante debe comenzar desde el nivel del suelo y sujetar a la chimenea que alcanza los 50 metros de altura.

La FMRT cuenta con una planta de reforming de gas natural fuera de uso, la cual será desmantelada y posee una estructura autoportante no arriostrada que sostiene una chimenea perteneciente a dicha instalación. La estructura se utilizará como parte del nuevo proyecto en la planta de ácido sulfúrico. El estado actual de la misma esta fuera del alcance de este estudio y se supone en perfecto estado de conservación a los fines académicos de la realización de este trabajo.

La estructura a reutilizar posee una altura final de 28,2 metros, compuesta de seis tramos de 4,7 metros según los planos disponibles. Para lograr la altura necesaria de la nueva estructura se propone por parte de la FMRT anexarle tres tramos adicionales de la misma longitud y mismas características tanto geométricas como constructivas.

Los tramos adicionales se distribuyen del siguiente modo:

- Un tramo superior.
- Dos tramos inferiores.

De acuerdo con esto, la nueva estructura autoportante a analizar tiene una altura final de 42,3 metros, lo cual se supone en principio suficiente para sostener a la chimenea y llegar a los 50 metros como se puede observar en la **Figura 1-1**.

En dicha figura, también se puede observar su posición relativa respecto a la torre de filtrado desde donde provienen los gases.

El presente trabajo académico se limita a analizar lo que respecta a la torre autoportante y el tramo vertical de la chimenea. Al realizar esta limitación no se consideran los efectos que se ocasionan debido a la vinculación de la torre de filtrado con la torre autoportante mediante el tubo inclinado.

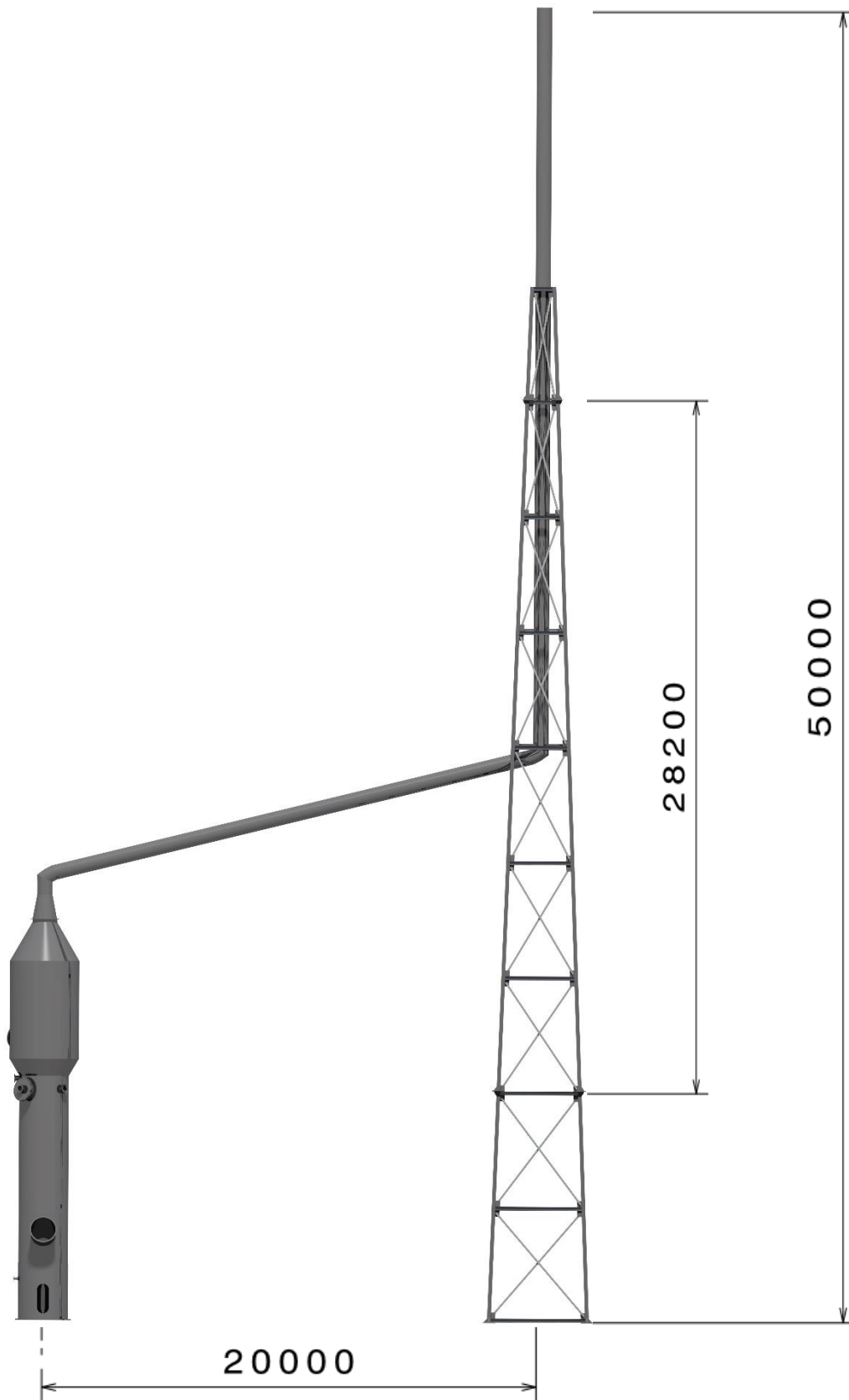


Figura 1-1: Posición relativa de la estructura respecto a la torre de filtrado





En la **Figura 1-1** se visualiza a la derecha la estructura a analizar, la cual respeta la geometría constructiva y los perfiles utilizados en la torre a reutilizar de 28,2 metros.

El presente trabajo con fines meramente académicos pretende verificar la estructura ampliada ya definida y corroborar según normas vigentes si es capaz de soportar las cargas a la cual se encontrará sometida en su utilización con las limitaciones que presenta el actual trabajo por lo cual no debe por ningún motivo ser considerado una memoria de cálculo ni como guía constructiva.

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Relevamiento de planos**

De acuerdo con los planos de la estructura en desuso, de la planta de reforming, los cuales fueron facilitados por la empresa se relevan los datos y se construye un diseño en 3D anexando las secciones faltantes. De esta manera se puede obtener el modelo de la estructura completa y realizar los planos de la misma.

### **1.3.2 Análisis de normas**

Mediante la utilización de las Normas CIRSOC correspondientes se determinan las cargas que debe soportar la estructura debido a los efectos del viento, sismo y su propio peso. En el inciso **1.4** se explica brevemente los efectos generados por viento y sismo.

### **1.3.3 Verificación de la estructura**

Una vez determinadas las cargas a soportar por la estructura se efectúa un análisis de elementos finitos en el software Abaqus [15] donde se observa la respuesta en tensiones y deformaciones de la estructura a las sollicitaciones establecidas. También se realiza una verificación a pandeo de todas las barras que conforman la estructura autoportante. Mediante todos estos análisis se logrará determinar si la estructura cumple o no con los requerimientos normativos.



## 1.4 Cargas sobre la estructura

A los fines de este proyecto académico la estructura debe ser capaz de soportar su propio peso y el de la chimenea, como así también resistir sismos y vientos propios de la zona donde se encuentra ubicada. A continuación, se realiza una breve introducción sobre los tipos de carga.

### 1.4.1 Viento

Para analizar los efectos del viento sobre la estructura se utiliza la Norma INTI-CIRSOC 102 [1]. A continuación, se presenta una introducción sobre las cualidades del viento.

#### 1.4.1.1 Variación de la velocidad del viento con la altura

La variación de la velocidad del viento con respecto a la altura ocurre debido a que el mismo es frenado por la rugosidad de la superficie de la tierra y por los obstáculos. Si consideramos al viento como varias capas horizontales una a continuación de la otra, y dichas capas presentan fricción entre ellas, éstas se irán frenando entre sí. Debido al rozamiento existente entre las capas, si una de ellas se frena por el contacto con el terreno, dicha capa comenzará a frenar a la superior y así sucesivamente generando una variación de velocidad según la altura. Esto ocurre hasta un punto determinado donde el efecto de la capa frenada ya no es notable y por lo tanto se tiene libre circulación del fluido.

Una expresión empírica que relaciona velocidades de viento con la altura es la [1-1] :

$$\frac{V_z}{V_{z,0}} = \left(\frac{Z}{Z_0}\right)^\alpha \quad [1-1]$$

Donde:

$V_z$             Velocidad de viento a una altura por encima del terreno natural.

$V_{z,0}$           Velocidad de viento a la altura de referencia.

$Z$               Altura de cálculo.

$Z_0$             Altura de referencia.



Las mediciones experimentales efectuadas en la variación del viento indican que para alturas mayores de 10 metros la velocidad de viento aumenta en forma exponencial con la potencia  $\frac{1}{\alpha}$

Los valores de  $\alpha$  dependen de:

- a) El cambio de la velocidad promedio por hora con respecto a su altura.
- b) El cambio de la velocidad de ráfaga con la altura.
- c) El cambio del factor de ráfaga con la altura, definido en la ecuación [1-2]

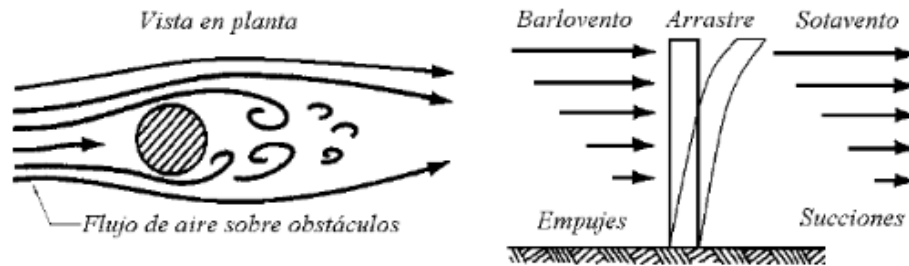
$$\text{Factor de rafaga} = \frac{\text{Velocidades instantaneas de rafaga}}{\text{Velocidad promedio por hora}} \quad [1-2]$$

El reglamento define la velocidad de diseño como el promedio de velocidad que se obtiene en un periodo de tiempo del orden de algunos minutos; sin embargo, se consideran factores de incremento para el diseño de elementos estructurales.

La velocidad a gran altura es típica de una región dada. Esta velocidad se reduce a medida que nos acercamos a la superficie del terreno más rápidamente mientras más rugosidad u obstáculos presente la superficie del mismo. En campo abierto y en terreno plano la velocidad del viento se mantendrá muy alta aún a pequeña altura, mientras que en zonas con alta densidad de construcciones se reducirá rápidamente.

#### 1.4.1.2 Efecto del viento sobre las estructuras

Como todo fluido, cuando el viento libre es obstaculizado por un objeto, se desvía para rodearlo. Estos desvíos de flujo producen presiones sobre el objeto, entre otras fuerzas, como se puede observar en la siguiente **Figura 1-2**:



**Figura 1-2: Flujo de aire sobre obstáculos fijos**

Las partículas de aire golpean la cara expuesta directamente al flujo del viento y que se opone a su libre circulación, cara denominada de barlovento, ejerciendo sobre ella empuje; en la cara opuesta, llamada de sotavento, las estelas del flujo se separan del objeto provocando succión.

Estos dos efectos se suman, dando lugar a una fuerza de arrastre sobre el objeto. En las caras laterales se presenta una distribución de presión que varía de empuje a succión, según la geometría de la superficie expuesta.

Partiendo de la hipótesis de que el aire es un fluido incompresible no viscoso, puede aplicarse la ecuación de Bernoulli [1-3], en la dirección del flujo, considerando que la energía cinética permanece constante en cualquier punto.

$$P_1 + \frac{1}{2}\rho V_1^2 = P_2 + \frac{1}{2}\rho V_2^2 \quad [1-3]$$

Donde:

$P_1$  y  $P_2$                       Presiones estáticas en dos puntos de la corriente de aire.

$\rho$                                       Densidad.

$V_1$  y  $V_2$                       Velocidades correspondientes.

Cuando una estructura se interpone en la corriente de aire, la velocidad de la misma se detiene y se anula en el lado de barlovento (lado anterior a una estructura u objeto, de acuerdo al sentido de circulación del viento); se acelera en sus costados y crea un remolino en la parte superior y posterior (sector sotavento). Por esta razón la estructura es sometida a presiones positivas en el lado de barlovento y negativas en el resto de la estructura.



Esto se puede demostrar de la siguiente manera:

Definimos el punto 1 antes de la estructura y el punto 2 situado en el centro de la cara del objeto que se opone al flujo, quedando la ecuación [1-3] en la [1-4].

$$P_1 + \frac{1}{2}\rho V_1^2 = P_2 + 0 \quad [1-4]$$

El incremento de presión que se provoca contra el objeto resulta de la ecuación [1-4] al despejar la variación de presión, quedando la ecuación [1-5]:

$$\Delta P = P_2 - P_1 = \frac{1}{2}\rho V_1^2 \quad [1-5]$$

Dado que la velocidad del flujo varía a lo largo del objeto, el incremento de presión es también diferente con la altura. La fuerza total ejercida sobre una superficie se obtiene integrando el diagrama de presiones sobre la cara en estudio, suele expresarse en función de una presión media que debe multiplicarse por la superficie expuesta, determinada como la ecuación [1-6]:

$$p = \frac{1}{2}C_D\rho V_1^2 \quad [1-6]$$

Donde  $C_D$  es un factor de forma, denominado factor de empuje, que depende del tipo de objeto. Para determinar la fuerza total sobre una estructura de dimensiones comunes, interesa el máximo promedio de la velocidad de viento en un lapso suficiente para que la masa de aire pueda rodear la estructura.

En todos los casos la fuerza es proporcional al cuadrado de la velocidad del viento, ecuación [1-7], así para un área determinada:

$$Fuerza\ del\ viento = \alpha V^2 \quad [1-7]$$



### 1.4.1.3 Velocidad de viento de diseño

El parámetro básico para fijar la intensidad de la acción de diseño es la velocidad máxima con que el viento puede actuar sobre un sistema estructural durante su existencia. La velocidad que se usa para el diseño es aquella que tiene una probabilidad pequeña de ser excedida durante el periodo de interés, es decir la que representa un valor característico o nominal de dicha variable.

Para acciones accidentales se prefieren valores de diseño que tienen una probabilidad significativa de ser excedidos. En cambio, para procesos estacionarios se sugiere la siguiente expresión [1-8]:

$$\alpha = 1 - (1 - p)^N \quad [1-8]$$

Donde:

$\alpha$  Probabilidad de ser excedido en un lapso de  $N$  años.

$p = 1/T$  Recíproco de  $T$ .

$T$  Periodo medio de ocurrencia.

### 1.4.1.4 Diseño ante acciones del viento

En el diseño por viento y su interacción con las estructuras, se pueden mencionar las variables más importantes que hay que considerar en el fenómeno viento:

- Velocidad de viento
- Turbulencia
- Efectos en dirección del viento
- Efectos transversales
- Inestabilidad

El viento actúa en general en diferentes direcciones, para el diseño debe investigarse cuál es la dirección que produce los efectos más desfavorables en el sistema estructural. En aquellos, con geometría regular es suficiente revisar en forma independiente la acción del viento en dos



direcciones ortogonales, que pueden coincidir con el sistema de referencia de la planta de la estructura.

Algunas variables que hay que tener en cuenta para la modelación experimental y analítica son: el periodo de recurrencia y la vida útil de la estructura, así como el tipo de interacción de la acción con la estructura o resonancia.

Los efectos del viento se tratan como un problema estático, con consideraciones particulares dependiendo del efecto global sobre el sistema estructural y para el diseño local de elementos del sistema, o para componentes no estructurales de fachada, o cubierta.

## 1.4.2 Sismo

Para analizar los efectos de los sismos sobre la estructura se utiliza el reglamento del Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES) INTI-CIRSOC 103-1991 [2] vigente. A continuación, se presenta una pequeña introducción sobre los efectos del sismo en estructuras.

### 1.4.2.1 Definición de sismo o terremoto

Un sismo representa el proceso físico de liberación súbita de energía de deformación acumulada en las rocas del interior de la Tierra, que se manifiesta por desplazamientos de bloques anteriormente fracturados. Una parte importante de la energía liberada en este proceso se propaga en forma de ondas sísmicas, las cuales son percibidas en la superficie de la Tierra como una vibración. Es común utilizar el término Temblor para calificar los sismos de regular intensidad que no causan grandes daños y la palabra Terremoto para los sismos de gran intensidad. Sin embargo, el término Terremoto puede ser empleado para calificar cualquier sismo, ya que significa movimiento de tierra.

**Magnitud:** La Magnitud es un valor instrumental relacionado con la energía elástica liberada durante un terremoto y propagada como ondas sísmicas en el interior y en la superficie de la Tierra. Es independiente de la distancia entre el hipocentro y el sitio de observación, y resulta en un valor único, que se obtiene matemáticamente del análisis de los sismogramas. Existen diferentes escalas para medir la Magnitud, aunque la más difundida es la de Richter. Ésta es una escala abierta, por lo cual no tiene límite superior ni inferior; es una escala logarítmica y sus valores se expresan con números decimales.



## Escala de Richter

Es una graduación de la magnitud de los sismos. La escala tuvo una definición originalmente como el logaritmo de la amplitud del movimiento de un sismógrafo estándar situado a  $100 [km]$  de distancia del epicentro de un sismo. Es también conocida como la escala de magnitud local, y es la escala más utilizada por los sismólogos.

Esta escala se emplea para evaluar los daños ocasionados por los sismos, y mide la cantidad de energía liberada de un temblor en su centro o foco, el rango de la escala varía de 1-10 grados, y la intensidad crece de forma exponencial de un número al siguiente. Cuando la tierra empieza a temblar, el sismógrafo inmediatamente registra las ondas sísmicas generadas y las representa en forma de sismogramas, que permiten la mediación de la magnitud o cantidad de energía liberada bajo los parámetros de Richter.

La gama de magnitudes de terremotos es muy amplia, desde la vibración más tenue (2 grados) que solo lo detecta el instrumento, y no es percibida por los seres humanos, hasta los movimientos intensos que derriban construcciones enteras. Un evento con una magnitud de 7 o más, por lo común se considera importante.

**Intensidad:** La intensidad es una medida de los efectos producidos por un terremoto. Depende de las condiciones del terreno, de la vulnerabilidad de las construcciones y de la distancia epicentral. La escala tiene carácter subjetivo y varía de acuerdo con la severidad de las sacudidas producidas en un lugar determinado.

**Sismicidad:** Expresa el nivel de ocurrencia de sismos en el espacio y en el tiempo, para una región determinada

**El hipocentro o foco sísmico:** Es el punto interior de la tierra donde tiene lugar el sismo.

**Epicentro:** Lugar de la superficie más cercana al hipocentro. En este punto es donde el terremoto provoca más daños. En la **Figura 1-3** se puede observar su ubicación.



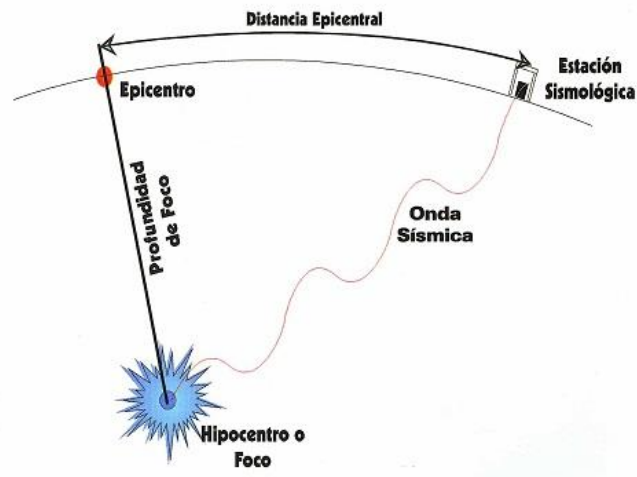


Figura 1-3: Hipocentro, Epicentro y Distancia Epicentral

Fuente: <http://contenidos.inpres.gov.ar/sismologia/glosario>

### 1.4.3 Peso propio y de la chimenea

Otra de las cargas que presenta la estructura y de manera permanente es su peso propio debido a los materiales empleados para la construcción de la torre autoportante y el de la chimenea como una carga que debe soportar la misma. No se tiene en cuenta para este proyecto académico el peso de todos los accesorios como son iluminarias, cableados, escaleras de servicio y barandas de seguridad.

### 1.4.4 Nieve

La carga de nieve ( $S$ ) según la Norma CIRSOC 104-2005 [4] para la zona geográfica correspondiente es de  $0,3 \text{ KN/m}^2$  con una probabilidad de ocurrencia baja. En la estructura en estudio, el área en donde puede acumularse nieve es únicamente en los perfiles horizontales  $W6x15$  cuyo espesor es de  $152 \text{ mm}$ , por lo cual se tiene una carga de nieve de  $45,6 \text{ N/m}$  (20% del peso propio del perfil horizontal). Por lo indicado se considera a nuestro criterio despreciable frente a las cargas que se encuentran aplicadas sobre la estructura.



## **2 Marco teórico de cargas inducidas por viento**

### **2.1 Introducción**

En el presente capítulo se realiza un análisis de la norma correspondiente a viento, donde se especifican los tres tipos de cálculo admitidos y las limitaciones de cada uno.

Para la realización del análisis de la estructura frente a cargas exteriores, en este caso el viento, se procede a utilizar la Norma INTI CIRSOC 102 - 2005 [1].

#### **2.1.1 Campo de validez**

**(Artículo 1.1 de INTI [1])**

Este Reglamento se aplica a todas las construcciones dentro del territorio de la República Argentina. Para el Sector Antártico e Islas Malvinas, no se dan valores de la velocidad básica del viento, por no contarse con datos estadísticos de esas zonas. Los edificios y otras estructuras, incluyendo tanto su sistema principal resistente a la fuerza del viento como sus componentes y revestimientos, se deben diseñar y construir para resistir las cargas de viento que se especifican en este Reglamento [1].

#### **2.1.2 Procedimientos admitidos**

**(Artículo 1.2 de INTI [1])**

Las cargas de viento de diseño para edificios y otras estructuras, incluyendo tanto su sistema principal resistente a la fuerza del viento como sus elementos componentes y de revestimiento, se deben determinar siguiendo alguno de los procedimientos siguientes:

- Método 1 – Procedimiento simplificado tal como se especifica en el Capítulo 4 del reglamento INTI [1], para edificios que reúnen los requisitos allí indicados.
- Método 2 – Procedimiento analítico tal como se especifica en el Capítulo 5 del reglamento INTI [1], para edificios y otras estructuras que reúnen los requisitos allí indicados.



- Método 3 – Procedimiento del Túnel de Viento tal como se especifica en el Capítulo 6 del reglamento INTI [1].

A continuación, se realiza una descripción de cada método que provee la norma, para luego poder determinar cuál es el caso más adecuado por aplicar a la estructura presente en cuestión.

## 2.2 Definiciones

**Aberturas:** Vanos u orificios en la envolvente del edificio que permiten al aire fluir a través de dicha envolvente, estos vanos u orificios se consideran “abiertos” durante el viento de diseño tal como se define en este Reglamento.

**Aprobado:** Aceptado por la autoridad jurisdiccional.

**Altura media de cubierta,  $h$ :** El promedio entre la altura del alero y la altura del punto más elevado de la superficie de cubierta, excepto que, para ángulos de cubierta menores o iguales a  $10^\circ$ , la altura media de cubierta será la altura del alero.

**Bibliografía reconocida:** Resultados publicados de investigaciones y artículos técnicos que están aprobados por la autoridad jurisdiccional.

**Área efectiva de viento:** El área usada para determinar  $GC_p$ .

**Cobertura resistente a impactos:** Una cobertura diseñada para proteger vidriados, la cual mediante un método aprobado de ensayo ha demostrado soportar los impactos de proyectiles arrastrados por el viento susceptibles de producirse en regiones de vientos intensos durante el viento de diseño.

**Colina:** Con respecto a los efectos topográficos en el artículo 5.7., una superficie de terreno caracterizada por fuertes relieves en cualquier dirección horizontal.

**Componentes y revestimientos:** Aquellos elementos que no forman parte del sistema principal resistente a la fuerza del viento.

**Edificio abierto:** Un edificio que tiene cada pared abierta al menos en un 80%. Esta condición se expresa para cada pared mediante la expresión  $A_o \geq 0,8 A_g$ , donde:



- $A_o$  el área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva en  $m^2$ .
- $A_g$  el área total de aquella pared con la cual  $A_o$  está asociada, en  $m^2$ .

**Edificio cerrado:** Un edificio que no cumple con las condiciones establecidas para edificios abiertos o parcialmente cerrados.

**Edificio con diafragmas simples:** Un edificio cerrado o parcialmente cerrado en el cual las cargas de viento se transmiten al sistema principal vertical resistente a la fuerza del viento a través de diafragmas de entrepisos y cubierta.

**Edificio de baja altura:** Aquellos edificios cerrados o parcialmente cerrados que cumplen con las siguientes condiciones:

1. la altura media de cubierta  $h$  es menor o igual a  $20 m$ .
2. la altura media de cubierta  $h$  no excede la menor dimensión horizontal.

**Edificio parcialmente cerrado:** Un edificio que cumple con las dos condiciones siguientes:

1. el área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva excede la suma de las áreas de aberturas en el resto de la envolvente del edificio (paredes y cubierta) en más del  $10\%$ . Y, además:
2. el área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva excede el valor menor entre  $0,4 m^2$  o el  $1\%$  del área de dicha pared, y el porcentaje de aberturas en el resto de la envolvente del edificio no excede el  $20\%$ .

Estas condiciones están expresadas por las siguientes expresiones:

1.  $A_o > 1,10 A_{oi}$
2.  $A_o > 0,4 m^2$  o  $> 0,01 A_g$ , el que sea menor, y  $A_{oi} / A_{gi} \leq 0,20$ ,

Siendo:

- $A_o$  el área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva, en  $m^2$ .
- $A_g$  el área total de aquella pared con la cual  $A_o$  está asociada, en  $m^2$ .



- $A_{oi}$  la suma de las áreas de aberturas en la envolvente del edificio (paredes y cubiertas) no incluyendo  $A_o$ , en  $m^2$ .
- $A_{gi}$  la suma de las áreas totales de superficie de la envolvente del edificio (paredes y cubierta) no incluyendo  $A_g$ , en  $m^2$ .

**Edificios y otras estructuras de forma regular:** Un edificio u otra estructura que no contiene irregularidades geométricas en forma espacial.

**Edificios y otras estructuras flexibles:** Aquellos edificios y otras estructuras esbeltas que tienen una frecuencia natural fundamental menor que 1 Hz.

**Edificios y otras estructuras rígidas:** Un edificio u otra estructura cuya frecuencia natural es mayor o igual que 1 Hz.

**Envolvente del edificio:** Revestimiento, techado, paredes exteriores, vidriados, puertas, ventanas, lucernas y otras componentes que envuelven al edificio.

**Escarpa:** Con respecto a los efectos topográficos en el artículo 5.7., un farallón o pendiente fuerte que por lo general separa dos áreas de pendiente suave.

**Factor de direccionalidad del viento,  $K_d$ :** Factor que tiene en cuenta las probabilidades reducidas de que los vientos máximos provengan de cualquier dirección determinada y de que los coeficientes de presión máxima ocurran para cualquier dirección del viento.

**Factor de efecto de ráfaga,  $G$ :** Factor que tiene en cuenta los efectos de carga en la dirección del viento debidos a la interacción estructura-turbulencia del viento.

**Factor de Importancia,  $I$ :** Factor que tiene en cuenta el grado de riesgo para la vida humana y daños a la propiedad.

**Fuerza de diseño,  $F$ :** Fuerza estática equivalente que se usará en la determinación de cargas de viento para edificios abiertos y otras estructuras.

**Loma:** Con respecto a los efectos topográficos en el artículo 5.7., una cresta de colina alargada caracterizada por fuertes relieves en dos direcciones.



**Presión de diseño,  $p$ :** Presión estática equivalente que se usará en la determinación de cargas de viento para edificios

**Sistema principal resistente a la fuerza del viento:** Un conjunto de elementos estructurales destinado a brindar apoyo y estabilidad a la estructura en su totalidad. El sistema generalmente recibe las cargas de viento provenientes de más de una superficie.

**Velocidad básica del viento,  $V$ :** Velocidad de ráfaga para un intervalo de  $3 s$ , a  $10$  metros sobre el terreno, en exposición  $C$  (según el artículo 5.6.1.) y asociada con una probabilidad anual de  $0,02$  de ser igualada o excedida (intervalo medio de recurrencia de  $50$  años).

## 2.3 Método 1 - Procedimiento simplificado

En el método presente obtenido del Capítulo 4 de la Norma INTI [1] se especifican los tipos de estructuras que considera, las cuales se encuentran dentro del campo de validez.

### 2.3.1 Campo de validez

(Artículo 4.1 de INTI [1])

Un edificio cerrado total o parcialmente cuyas cargas de viento de diseño se determinan de acuerdo con este capítulo debe cumplir las siguientes condiciones:

1. Se trata de un edificio con diafragmas simples.
2. La pendiente de la cubierta del edificio es menor que  $10^\circ$ .
3. La altura media de la cubierta del edificio es menor o igual a  $10$  m.
4. El edificio o estructura es de forma regular.
5. El edificio no se encuadra como edificio flexible.
6. La estructura del edificio no posee juntas de dilatación o separaciones, y
7. El edificio no está sujeto a los efectos topográficos del artículo 5.7 de INTI [1]. (esto es,  $K_{zt} = 1,0$ )



## **2.4 Método 2 - Procedimiento analítico**

En el método presente obtenido del Capítulo 5 de la Norma INTI [1] se especifican los tipos de estructuras que considera, las cuales se encuentran dentro del campo de validez.

### **2.4.1 Campo de validez**

#### **(Artículo 5.1 de INTI [1])**

Un edificio u otra estructura cuya carga de diseño se determina de acuerdo con este capítulo debe reunir las siguientes condiciones:

1. El edificio u otra estructura es de forma regular, y;
2. El edificio u otra estructura no posee características de respuesta que den lugar a cargas transversales de viento, desprendimientos de vórtices, inestabilidad debida a galope o flameo. Por su ubicación, tampoco deben merecer consideración especial los efectos de canalización o golpeteo en la estela debido a las obstrucciones a barlovento.

### **2.4.2 Limitaciones**

#### **(Artículo 5.2 de INTI [1])**

Las disposiciones del Capítulo 5 de la Norma INTI [1] tienen en cuenta el efecto de amplificación causado por ráfagas en resonancia con las vibraciones en dirección del viento de edificios u otras estructuras flexibles. Los edificios u otras estructuras que no reúnen los requisitos del artículo 5.1 de la Norma INTI [1], o que tienen formas o características de respuesta inusuales, se deben diseñar recurriendo a bibliografía reconocida que documente tales efectos de la carga de viento, o bien se deben remitir al uso del túnel de viento especificado en el Capítulo 6 de INTI [1].

### **2.4.3 Protecciones**

#### **(Artículo 5.2.1 de INTI [1])**

No se permiten reducciones en la presión dinámica provenientes de la aparente protección brindada por edificios y otras estructuras u obstáculos del terreno.



## **2.5 Método 3 – Procedimiento del túnel de viento**

En el método presente obtenido del Capítulo 6 de la Norma INTI [1] se especifican los tipos de estructuras que considera, las cuales se encuentran dentro del campo de validez.

### **2.5.1 Campo de validez**

#### **(Artículo 6.1 de INTI [1])**

Los ensayos en túnel de viento se deben utilizar para los casos que se consideran en el artículo 5.2 de INTI [1]. El ensayo en túnel de viento se admite en reemplazo de los Métodos 1 y 2 para cualquier edificio o estructura.

### **2.5.2 Condiciones de ensayo**

#### **(Artículo 6.2 de INTI [1])**

Los ensayos en túnel de viento, o ensayos similares empleando fluidos diferentes que el aire, que se usen para la determinación de cargas de viento de diseño para cualquier edificio u otra estructura, se deben realizar de acuerdo con este artículo. Los ensayos para la determinación de fuerzas y presiones medias y fluctuantes deben reunir la totalidad de las siguientes condiciones:

1. La capa límite atmosférica natural ha sido modelada para tener en cuenta la variación de la velocidad del viento con la altura.
2. Las escalas pertinentes de macro longitud (integral) y micro longitud de la componente longitudinal de la turbulencia atmosférica están modeladas aproximadamente a la misma escala que la usada para modelar el edificio u otra estructura.
3. El edificio u otra estructura modelada y las estructuras y topografía circundantes son geoméricamente similares a sus contrapartes en escala natural, excepto que, para edificios de baja altura que reúnan los requisitos del artículo 5.1 de la Norma INTI [1], se permitirán ensayos para el edificio modelado en un único sitio de exposición tal como se define en el artículo 5.6.1. de la Norma INTI [1]





4. El área proyectada del edificio u otra estructura y alrededores modelados es menor que el 8% del área de la sección transversal de ensayo a menos que se haga una corrección por bloqueo.
5. Se ha tenido en cuenta el gradiente de presión longitudinal en la sección de ensayo del túnel de viento.
6. Los efectos del número de Reynolds sobre las presiones y las fuerzas están minimizados.
7. Las características de respuesta del instrumental del túnel de viento son consistentes con las mediciones requeridas.

### **2.5.3 Respuesta dinámica**

#### **(Artículo 6.3 de INTI [1])**

Los ensayos realizados con el propósito de determinar la respuesta dinámica de un edificio u otra estructura deben respetar los requisitos del artículo 6.2 de la Norma INTI [1]. El modelo estructural y el análisis asociado deben considerar la distribución de masa, rigidez y amortiguamiento.

### **2.6 Definición del modelo a utilizar**

Para la estructura analizada en este proyecto integrador se utiliza el *método número dos* de cálculo de acuerdo con la norma. El método uno se descarta debido a que la estructura posee una altura mayor a 10 metros y el método tres si bien es el más completo en cuanto a análisis se descarta ya que excede los límites de nuestro proyecto.



## 2.7 Análisis del método dos

### 2.7.1 Procedimiento de diseño

(Artículo 5.3 de INTI [1])

1. Se determina la *velocidad básica del viento*  $V$  y el *factor de direccionalidad*  $K_d$  de acuerdo con el artículo 5.4 de la Norma INTI [1]
2. Se determina un *factor de importancia*  $I$  de acuerdo con el artículo 5.5 de la Norma INTI [1]
3. Se determinan para cada dirección de viento *una categoría o categorías de exposición* y los *coeficientes de exposición* para presión dinámica  $K_z$  o  $K_h$ , según corresponda, de acuerdo con el artículo 5.6 de la Norma INTI [1]
4. Se determina un *factor topográfico*  $K_{zt}$  de acuerdo con el artículo 5.7 de la Norma INTI [1]
5. Se determina un *factor de efecto de ráfaga*  $G$  o  $G_f$ , según corresponda, de acuerdo con el artículo 5.8 de la Norma INTI [1]
6. Se determina una *clasificación de cerramiento* de acuerdo con el artículo 5.9 de la Norma INTI [1]
7. Se determina el *coeficiente de presión interna*  $GC_{pi}$ , según el artículo 5.11.1 de la Norma INTI [1]
8. Se determinan los *coeficientes de presión externa*  $C_p$  o  $GC_{pf}$ , o los coeficientes de fuerza  $C_f$ , según corresponda, de acuerdo con los artículos 5.11.2. o 5.11.3. de la Norma INTI [1] respectivamente.
9. Se determina la *presión dinámica*  $q_z$  o  $q_h$ , según corresponda, con el artículo 5.10 de la Norma INTI [1].



10. Se determina la *carga de viento de diseño*  $p$  o  $F$  de acuerdo con los artículos 5.12. y 5.13. de la Norma INTI [1], según corresponda.

## 2.7.2 Determinación de los factores $V$ y $K_d$

### 2.7.2.1 Velocidad básica del viento

(Artículo 5.4 de INTI [1])

La *velocidad básica del viento*  $V$  que se usa en la determinación de las cargas de viento de diseño sobre edificios y otras estructuras se debe obtener del mapa de la **Figura 2-1** o de la **Tabla 2-1**. Se debe suponer que el viento proviene de cualquier dirección horizontal.

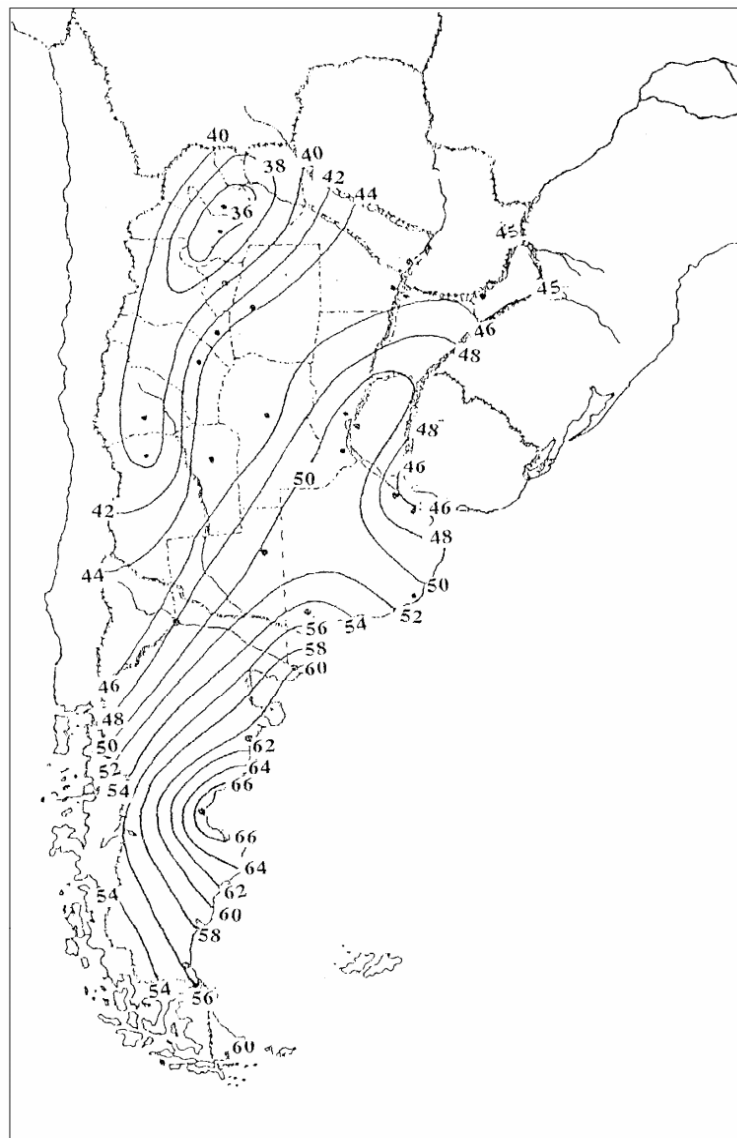


Figura 2-1: Velocidad básica del viento



Notas:

1. Los valores se refieren a velocidad de ráfaga de 3 segundos en m/s a 10 m sobre el terreno para Categoría de Exposición C y están asociados con una probabilidad anual de 0.02
2. Es aplicable la interpolación lineal entre contornos de velocidades del viento.

**Tabla 2-1: Velocidades básicas del viento en ciudades**

CIUDAD	V (m/s)
BAHIA BLANCA	55,0
BARILOCHE	46,0
BUENOS AIRES	45,0
CATAMARCA	43,0
COMODORO RIVADAVIA	67,5
CORDOBA	45,0
CORRIENTES	46,0
FORMOSA	45,0
LA PLATA	46,0
LA RIOJA	44,0
MAR DEL PLATA	51,0
MENDOZA	39,0
NEUQUEN	48,0
PARANA	52,0
POSADAS	45,0
RAWSON	60,0
RESISTENCIA	45,0
RIO GALLEGOS	60,0
ROSARIO	50,0
SALTA	35,0
SANTA FE	51,0
SAN JUAN	40,0
SAN LUIS	45,0
SAN MIGUEL DE TUCUMAN	40,0
SAN SALVADOR DE JUJUY	34,0
SANTA ROSA	50,0
SANTIAGO DEL ESTERO	43,0
USHUAIA	60,0
VIEDMA	60,0

La velocidad básica del viento se debe incrementar donde los registros o la experiencia indiquen que las velocidades del viento son más altas que aquellas indicadas en la **Tabla 2-1**. Los terrenos montañosos, quebradas y regiones especiales del país se deben examinar para condiciones de viento inusuales.

En nuestro caso, utilizamos el dato provisto por la **Tabla 2-1**.

Como limitación en cuanto a los datos provistos en la figura, los tornados no se han considerado al elaborar la distribución de velocidades básicas del viento en el país.



### 2.7.2.2 Factor de direccionalidad del viento

(Artículo 5.4.4 de INTI [1])

El *factor de direccionalidad del viento*,  $K_d$ , se debe obtener de la **Tabla 2-2** y se debe aplicar solamente cuando se use conjuntamente con las combinaciones de carga especificadas en los respectivos Reglamentos de aplicación.

**Tabla 2-2: Factor de direccionalidad  $K_d$**

Tipo de estructura	Factor de direccionalidad $K_d$ *
Edificios	
Sistema principal resistente a la fuerza de viento	0,85
Componentes y revestimientos	0,85
Cubiertas abovedadas	0,85
Chimeneas, tanques y estructuras similares	
Cuadradas	0,90
Hexagonales	0,95
Redondas	0,95
Carteles llenos	0,85
Carteles abiertos y estructura reticulada	0,85
Torres reticuladas	
Triangular, cuadrada, rectangular	0,85
Toda otra sección transversal	0,95

### 2.7.2.3 Determinación del factor de importancia

(Artículo 5.5. de INTI [1])

El *factor de importancia*,  $I$ , para un edificio u otra estructura que se obtiene de la **Tabla 2-3**, se debe determinar en base a las categorías de edificios y otras estructuras indicadas en la **Tabla 2-4**.

**Tabla 2-3: Factor de importancia  $I$**

Categoría	$I$
I	0,87
II	1,00
III	1,15
IV	1,15



**Tabla 2-4: Clasificación de edificios y otras estructuras para cargas de viento**

Naturaleza de la Ocupación	Categoría
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Instalaciones Agrícolas.</li> <li>▪ Ciertas instalaciones temporarias.</li> <li>▪ Instalaciones menores para almacenamiento.</li> </ul>	I
Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos listados en Categorías I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras que representan un peligro substancial para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Edificios y otras estructuras donde se reúnen más de 300 personas en un área.</li> <li>▪ Edificios y otras estructuras para guarderías, escuelas primarias y secundarias con capacidad mayor que 150 personas.</li> <li>▪ Edificios y otras estructuras con instalaciones para el cuidado diurno con capacidad mayor que 150 personas.</li> <li>▪ Edificios y otras estructuras con una capacidad mayor que 500 personas para universidades o instalaciones para educación de adultos.</li> <li>▪ Instalaciones para el cuidado de la salud con una capacidad de 50 o más pacientes residentes pero sin instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia.</li> <li>▪ Instalaciones para cárceles y detenciones.</li> <li>▪ Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de utilidad pública no incluidas en la Categoría IV.</li> </ul> Edificios y otras estructuras que contienen suficientes cantidades de sustancias tóxicas o explosivas como para ser peligrosas al público si se liberan, incluyendo, pero no limitado, a: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Instalaciones petroquímicas.</li> <li>▪ Instalaciones para almacenamiento de combustibles.</li> <li>▪ Plantas de fabricación o almacenamiento de productos químicos peligrosos.</li> <li>▪ Plantas de fabricación o almacenamiento de explosivos.</li> </ul> Edificios y otras estructuras equipados con contención secundaria de sustancias tóxicas, explosivas u otras peligrosas (incluyendo, pero no limitado a, tanques de doble pared, receptáculos de tamaño suficiente para contener un derrame u otros medios de contención de derrames o explosiones dentro de los límites de la instalación y prevenir la liberación de cantidades de contaminantes nocivas para el aire, el suelo, el agua freática o superficial) deben clasificarse como estructuras de Categoría II.	III
Edificios y otras estructuras diseñadas como instalaciones esenciales, incluyendo, pero no limitados a: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Hospitales y otras instalaciones para el cuidado de la salud que tienen instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia.</li> <li>▪ Cuarteles de bomberos, centros de rescate, estaciones de policía y garajes para vehículos de emergencia.</li> <li>▪ Refugios diseñados contra sismos, huracanes y otras emergencias.</li> <li>▪ Centros de comunicaciones y otras instalaciones necesarias para respuestas a emergencias.</li> <li>▪ Estaciones generadoras de energía y otras instalaciones de utilidad pública necesarias en una emergencia.</li> <li>▪ Estructuras auxiliares necesarias para la operación de aquellas de Categoría IV durante una emergencia (incluyendo pero no limitado a torres de comunicación, tanques de almacenamiento de combustible, torres de refrigeración, estructuras de sub-estaciones de electricidad, tanques de agua para incendio u otras estructuras de alojamiento o soporte de agua, otros materiales o equipamiento para combatir el fuego.</li> <li>▪ Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de emergencia.</li> <li>▪ Instalaciones de almacenamiento de agua y estructuras de bombeo requeridas para mantener la presión de agua para combatir incendios.</li> <li>▪ Edificios y otras estructuras con funciones críticas de defensa nacional.</li> </ul>	IV



### 2.7.3 Determinación de la Categoría y Coeficiente de exposición $K$

El mismo se encuentra definido en el artículo 5.6 de la Norma INTI [1].

#### 2.7.3.1 Generalidades

##### (Artículo 5.6.1 de INTI [1])

Para cada dirección de viento considerada, se debe determinar una categoría de exposición que refleje adecuadamente las características de las irregularidades de la superficie del terreno para el lugar en el cual se va a construir el edificio o la estructura.

Para un sitio de emplazamiento ubicado en la zona de transición entre categorías, se debe aplicar aquella que conduzca a las mayores fuerzas de viento. Se deben tener en cuenta las variaciones en la rugosidad superficial del terreno que se generan a partir de la topografía natural y de la vegetación, así como de las construcciones existentes. Para cualquier dirección dada de viento, la exposición en la cual se ubica un edificio específico u otra estructura se debe fijar dentro de las siguientes categorías:

**1. Exposición A.** Centro de grandes ciudades con al menos  $50\%$  de los edificios de altura mayor que  $20$  metros. El uso de esta categoría de exposición está limitado a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo de la Exposición A prevalece en la dirección de barlovento en una distancia de al menos  $800$  metros o  $10$  veces la altura del edificio u otra estructura, la que sea mayor. Se tendrán en cuenta los posibles efectos de acanalamiento o presiones dinámicas incrementadas debido a que el edificio o estructura se localiza en la estela de edificios adyacentes.

**2. Exposición B.** Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas, o terrenos con numerosas obstrucciones próximas entre sí, del tamaño de viviendas unifamiliares o mayores. El uso de esta categoría de exposición está limitado a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo de la Exposición B prevalece en la dirección de barlovento en una distancia de al menos  $500$  metros o  $10$  veces la altura del edificio u otra estructura, la que sea mayor.

**3. Exposición C.** Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente menores que  $10$  metros. Esta categoría incluye campo abierto plano y terrenos agrícolas.



**4. Exposición D.** Áreas costeras planas, sin obstrucciones, expuestas al viento soplando desde aguas abiertas en una distancia de al menos 1600 metros. Esta exposición se debe aplicar solamente a aquellos edificios y otras estructuras expuestas al viento soplando desde el agua. La exposición D se extiende tierra adentro desde la costa a una distancia de 500 metros o 10 veces la altura del edificio o estructura, la que sea mayor.

### 2.7.3.2 Coeficiente de exposición para la presión dinámica

(Artículo 5.6.4 de INTI [1])

En base a la categoría de exposición determinada en el artículo 5.6.1. de la Norma INTI [1], se debe obtener de la **Tabla 2-5** un coeficiente de exposición para la presión dinámica  $K_z$  o  $K_h$ , según corresponda.

**Tabla 2-5: Coeficiente de exposición para la presión dinámica  $K_z$  o  $K_h$**

Altura sobre el nivel del terreno, z (m)	Exposición (Nota 1)					
	A		B		C	D
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2
0 – 5	0,68	0,33	0,72	0,59	0,87	1,05
6	0,68	0,36	0,72	0,62	0,90	1,08
7,50	0,68	0,39	0,72	0,66	0,94	1,12
10	0,68	0,44	0,72	0,72	1,00	1,18
12,50	0,68	0,48	0,77	0,77	1,05	1,23
15	0,68	0,51	0,81	0,81	1,09	1,27
17,50	0,68	0,55	0,84	0,84	1,13	1,30
20	0,68	0,57	0,88	0,88	1,16	1,33
22,50	0,68	0,60	0,91	0,91	1,19	1,36
25	0,68	0,63	0,93	0,93	1,21	1,38
30	0,68	0,68	0,98	0,98	1,26	1,43
35	0,72	0,72	1,03	1,03	1,30	1,47
40	0,76	0,76	1,07	1,07	1,34	1,50
45	0,80	0,80	1,10	1,10	1,37	1,53
50	0,83	0,83	1,14	1,14	1,40	1,56
55	0,86	0,86	1,17	1,17	1,43	1,59
60	0,89	0,89	1,20	1,20	1,46	1,61
75	0,98	0,98	1,28	1,28	1,53	1,68
90	1,05	1,05	1,35	1,35	1,59	1,73
105	1,12	1,12	1,41	1,41	1,64	1,78
120	1,18	1,18	1,46	1,46	1,69	1,82
135	1,23	1,23	1,51	1,51	1,73	1,86
150	1,29	1,29	1,56	1,56	1,77	1,89





Notas:

1. **Caso 1:**

- a) Todos los componentes y revestimientos.
- b) Sistema principal resistente a la fuerza del viento en edificios de baja altura.

**Caso 2:**

- a) Todos los sistemas principales resistentes a la fuerza de viento con excepción de aquellos edificios de baja altura.
  - b) Todos los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento en otras estructuras.
2. El coeficiente de exposición para la presión dinámica se puede determinar mediante la siguiente expresión:
- a) Para  $5 m < z < z_g$  se tiene que  $K_z = 2.01(Z/Z_g)^{2/\alpha}$
  - b) Para  $z < 5 m$  se tiene que  $K_z = 2.01(5/Z_g)^{2/\alpha}$
3.  $\alpha$  y  $Z_g$  se obtienen de la **Tabla 2-8**.
4. Se permite la interpolación lineal para valores intermedios de la altura  $z$ .

Las categorías de exposición están definidas en el artículo 5.6 de la Norma INTI [1]

## 2.7.4 Efectos topográficos

(Artículo 5.7 de INTI [1])

### 2.7.4.1 Velocidad del viento sobre lomas, escarpas y colinas

(Artículo 5.7.1 de INTI [1])

Los efectos del aumento de la velocidad del viento sobre lomas, escarpas y colinas aisladas que constituyen cambios abruptos en la topografía general en cualquier categoría de exposición,



se deben incluir en el diseño toda vez que los edificios y otras condiciones del terreno y localización de las estructuras verifiquen los siguientes aspectos:

1. La loma, escarpa o colina se encuentra aislada y sin obstrucciones a barlovento generadas por otros rasgos topográficos de similar altura, en una distancia igual a 100 veces la altura del rasgo topográfico  $100 H$  o  $3000$  metros, según cuál sea el menor valor. Esta distancia se medirá horizontalmente desde el punto en el cual se determina la altura  $H$  de la loma, escarpa o colina.
2. La loma, escarpa o colina sobresale un factor de dos o más veces la altura de cualquier rasgo topográfico del terreno a barlovento, dentro de un cuadrante cualquiera de radio igual a  $3000$  metros.
3. La estructura se localiza como se indica en la **Tabla 2-6** en la mitad superior de una loma o colina o cerca del borde de una escarpa.
4.  $\frac{H}{L_h} \geq 0.2$
5.  $H \geq 5 [m]$  para exposiciones C y D y  $H \geq 20$  metros para exposiciones A y B.

Siendo:

$H$  Altura de la loma o escarpa en la **Tabla 2-6**, en metros.

$L_h$  Distancia en la dirección de barlovento, medida desde la cresta de la colina o escarpa según la **Tabla 2-6** hasta el punto en que la diferencia de elevación del terreno es la mitad de la altura de la colina o escarpa, en metros.



### 2.7.4.2 Factor topográfico

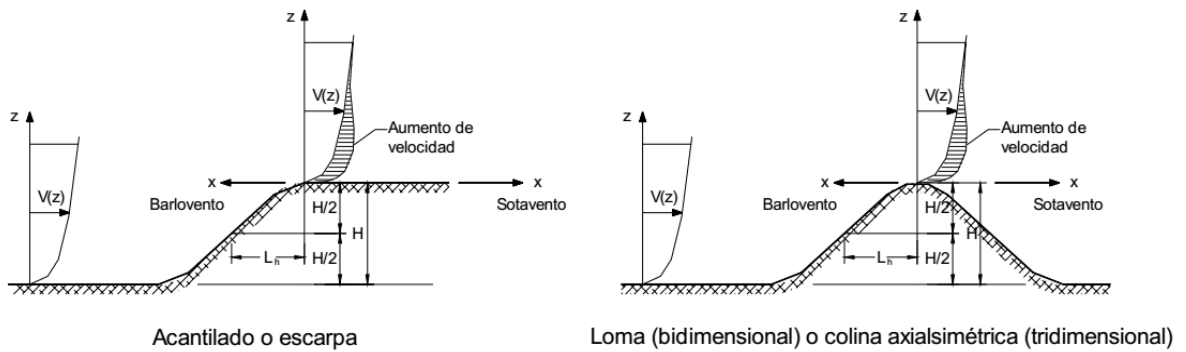
(Artículo 5.7.2 de INTI [1])

El efecto del aumento de la velocidad del viento se debe incluir en el cálculo de las cargas de viento de diseño mediante el factor topográfico  $K_{zt}$ .

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 \quad [2-1]$$

Donde  $K_1$ ,  $K_2$  y  $K_3$  se incluyen en la **Tabla 2-6** y en la **Tabla 2-7**.

**Tabla 2-6: Factor topográfico  $K_{zt}$**



<b>Multiplicadores topográficos para exposición C</b>											
$H/L_h$	Multiplicador $K_1$			$x/L_h$	Multiplicador $K_2$		$z/L_h$	Multiplicador $K_3$			
	Loma bidim.	Escarpa bidim.	Colina tridim. axialsim.		Escarpa bidim.	Todos los otros casos		Loma bidim.	Escarpa bidim.	Colina tridim. axialsim.	
0,20	0,29	0,17	0,21	0,00	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	
0,25	0,36	0,21	0,26	0,50	0,88	0,67	0,10	0,74	0,78	0,67	
0,30	0,43	0,26	0,32	1,00	0,75	0,33	0,20	0,55	0,61	0,45	
0,35	0,51	0,30	0,37	1,50	0,63	0,00	0,30	0,41	0,47	0,30	
0,40	0,58	0,34	0,42	2,00	0,50	0,00	0,40	0,30	0,37	0,20	
0,45	0,65	0,38	0,47	2,50	0,38	0,00	0,50	0,22	0,29	0,14	
0,50	0,72	0,43	0,53	3,00	0,25	0,00	0,60	0,17	0,22	0,09	
				3,50	0,13	0,00	0,70	0,12	0,17	0,06	
				4,00	0,00	0,00	0,80	0,09	0,14	0,04	
							0,90	0,07	0,11	0,03	
							1,00	0,05	0,08	0,02	
							1,50	0,01	0,02	0,00	
							2,00	0,00	0,00	0,00	



Notas:

1. Para valores de  $\frac{H}{L_h}$ ,  $\frac{x}{L_h}$  y  $\frac{z}{L_h}$  distintos a los indicados, se permite la interpolación lineal.
2. Para  $\frac{H}{L_h} > 0.5$ , debe suponerse que  $\frac{H}{L_h} = 0.5$  para la evaluación de  $K_1$ , y substituir  $L_h$  por  $2H$  para la evaluación de  $K_2$  y  $K_3$
3. Los multiplicadores se basan en la suposición de que el viento se aproxima a la colina o escarpa en la dirección de máxima pendiente.
4. Simbología:
  - H: Altura de la colina o escarpa referida al terreno ubicado a barlovento, en metros.
  - $L_h$ : Distancia hacia barlovento, desde la cresta hasta el punto en que la diferencia de elevación del terreno es la mitad de la altura de la colina o escarpa, en metros.
  - $K_1$ : Factor que tiene en cuenta las características topográficas y el efecto de máximo aumento de velocidad.
  - $K_2$ : Factor que tiene en cuenta la reducción en el aumento de la velocidad, con la distancia desde la cresta, a barlovento o sotavento.
  - $K_3$ : Factor que tiene en cuenta la reducción en el aumento de la velocidad con la altura sobre el terreno local.
  - x: Distancia (a barlovento o a sotavento) desde la cresta hasta el lugar del edificio, en metros.
  - z: Altura sobre el nivel del terreno local, metros.
  - $\mu$ : Factor de atenuación horizontal.
  - $\gamma$ : Factor de atenuación en altura.

**Tabla 2-7: Parámetros para aumento de velocidad sobre colinas y escarpas**

Parámetros para aumento de la velocidad sobre colinas y escarpas						
Forma de la colina	$K_1 / (H/L_h)$			$\gamma$	$\mu$	
	Exposición				A barlovento de la cresta	A sotavento de la cresta
	B	C	D			
Lomas bidimensionales (o valles con H negativa en $K_1 / (H/L_h)$ )	1,30	1,45	1,55	3	1,5	1,5
Escarpas bidimensionales	0,75	0,85	0,95	2,5	1,5	4
Colina tridimensional axialsimétrica	0,95	1,05	1,15	4	1,5	1,5



Expresiones:

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 \quad [2-2]$$

$$K_2 = \left(1 - \frac{|x|}{\mu L_h}\right) \quad [2-3]$$

$$K_3 = e^{-\gamma Z/L_h} \quad [2-4]$$

## 2.7.5 Factor de efecto de ráfaga

(Artículo 5.8 de INTI [1])

### 2.7.5.1 Estructuras rígidas – Artículo 5.8.1

(Artículo 5.8.1 de INTI [1])

Para las estructuras rígidas, el factor de efecto de ráfaga se debe adoptar igual a **0,85** o se debe determinar mediante la expresión:

$$G = 0.925 \left( \frac{1 + 1.7g_Q I_z Q}{1 + 1.7g_Q I_z} \right) \quad [2-5]$$

Donde:

$$I_z = c \left( \frac{10}{Z} \right)^{1/6} \quad [2-6]$$

Siendo:

$I_z$  Intensidad de la turbulencia a la altura  $Z$ .

$Z$  Altura equivalente de la estructura ( $0.6h$  pero no menor que  $z_{min}$  para todos los edificios de altura  $h$ ).



Los valores de  $z_{min}$  y  $c$  están indicados para cada tipo de exposición en la **Tabla 2-8**. Las magnitudes  $g_0$  y  $g_v$  se adoptarán igual a 3.4. La respuesta base  $Q$  está dada por:

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63 \left(\frac{B + h}{L_z}\right)^{0.63}}} \quad [2-7]$$

Donde:

- $b$  Dimensión horizontal de un edificio medida normalmente a la dirección del viento, en metros.
- $h$  Altura media de la cubierta de un edificio o altura de otra estructura, excepto para un ángulo de la cubierta menor o igual a  $10^\circ$  en que se usará la altura del alero, en metros.
- $L$  Escala de longitud integral de la turbulencia a la altura equivalente.

$$L_z = l \left(\frac{Z}{10}\right)^\varepsilon \quad [2-8]$$

Donde  $l$  y  $\varepsilon$  están indicados en la **Tabla 2-8**.

**Tabla 2-8: Constantes de exposición del terreno**

Exposición	$\alpha$	$z_g$ (m)	$\hat{a}$	$\hat{b}$	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	$c$	$l$ (m)	$\bar{\varepsilon}$	$z_{min}$ (m)
A	5,0	457	1/5	0,64	1/3,0	0,30	0,45	55	1/2,0	18,3
B	7,0	366	1/7	0,84	1/4,0	0,45	0,30	98	1/3,0	9,2
C	9,5	274	1/9,5	1,00	1/6,5	0,65	0,20	152	1/5,0	4,6
D	11,5	213	1/11,5	1,07	1/9,0	0,80	0,15	198	1/8,0	2,1

$z_{min}$ : altura mínima utilizada para asegurar que la altura equivalente  $\bar{Z}$  es mayor que  $0,6h$  ó  $z_{min}$ . Para edificios con  $h \leq z_{min}$ ,  $\bar{Z}$  se debe tomar como  $z_{min}$ .



## 2.7.6 Clasificación de cerramientos

(Artículo 5.9 de INTI [1])

De acuerdo con la definición de cerramiento, la determinación de la clase de cerramiento no es necesario en el caso de nuestra estructura en cuestión.

## 2.7.7 Coeficientes de presión y fuerza

(Artículo 5.11 de INTI [1])

### 2.7.7.1 Coeficientes de presión interna – Artículo 5.11.1 de la norma

(Artículo 5.11.1 de INTI [1])

En nuestro caso, los coeficientes de presión interna  $G C_{pi}$  no se utilizan debido a que no se aplica el artículo 5.9 de la Norma INTI [1]

### 2.7.7.2 Coeficientes de presión externa

(Artículo 5.11.2 de INTI [1])

Los coeficientes de presión externa para torres reticuladas resistentes a la fuerza del viento  $C_p$  están dados en la **Tabla 2-9**.

**Tabla 2-9: Coeficiente de fuerza para torres reticuladas**

Sección Transversal de la Torre	$C_f$
Cuadrada	$4,0 \varepsilon^2 - 5,9 \varepsilon + 4,0$
Triangular	$3,4 \varepsilon^2 - 4,7 \varepsilon + 3,4$



Notas:

1. Para todas las direcciones del viento consideradas, el área  $A_f$  consecuente con los coeficientes de fuerza especificados es el área sólida (descontando los huecos), de una cara de la torre proyectada sobre el plano de aquella cara para el segmento de torre en consideración.
2. Los coeficientes de fuerza especificados valen para torres con perfiles angulares estructurales o elementos de caras planas similares.
3. Para torres que contienen elementos circulares es aceptable multiplicar los coeficientes de fuerza especificados por el siguiente factor al determinar las fuerzas de viento sobre tales elementos:

$$0.51\varepsilon^2 + 0.57, \text{ pero no mayor que } 1.0$$

4. Las fuerzas del viento se deben aplicar en las direcciones que generen las máximas fuerzas y reacciones en el elemento. Para torres con secciones transversales cuadradas, cuando el viento actúe según la dirección de una diagonal de la torre, las fuerzas del viento se deben multiplicar por el siguiente factor:

$$1 + 0.75\varepsilon, \text{ pero no mayor que } 1.2$$

5. Las fuerzas del viento sobre accesorios a la torre tales como escaleras, conductos, luces, ascensores, etc., se deben calcular usando los coeficientes de fuerza apropiados para estos elementos.
6. Se debe tener en cuenta el incremento de cargas debido a la adherencia de hielo, ver Reglamento CIRSOC 104 – 2005 [4].
7. Simbología:  
 $\varepsilon$ : Relación del área sólida  $A_f$  al área total (incluido los huecos) de una cara de la torre para el segmento en consideración.

Como nuestra estructura es el soporte de una chimenea, esta misma también debe considerarse a la hora de realizar los cálculos en cuanto al coeficiente de presión externa. Para ello se utiliza la **Tabla 2-11**.





## 2.7.8 Presión dinámica – Artículo 5.10 de la norma

(Artículo 5.10 de INTI [1])

La *presión dinámica*  $q_z$ , evaluada a la altura  $z$ , se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$q_z = 0.613K_zK_{zt}K_dV^2 \left[ \frac{N}{m^2} \right] \quad [2-9]$$

Siendo:

- $K_d$  Factor de direccionalidad del viento definido de acuerdo con la **Tabla 2-2**.
- $K_z$  Coeficiente de exposición para la presión dinámica definido de acuerdo con la **Tabla 2-5**.
- $K_{zt}$  Factor topográfico definido de acuerdo con la **Tabla 2-6**.
- $q_z$  Presión dinámica de la estructura.
- $V$  Velocidad básica del viento obtenida de la **Tabla 2-1**.
- $I$  Factor de importancia definido de acuerdo con la **Tabla 2-3**.

Se debe usar el coeficiente numérico *0,613*, excepto donde se disponga de suficientes datos climáticos como para justificar la selección de un valor diferente de este factor para una aplicación de diseño específica.

## 2.7.9 Cargas de viento de diseño sobre edificios abiertos y otras estructuras

La norma establece dos métodos de cálculo en cuanto a la determinación de la carga  $F$ . Un método se encuentra establecido en el marco teórico del método 2 especificado en el artículo 5.13 de la Norma INTI [1], y el otro método se encuentra establecido dentro del Anexo II de la Norma INTI [1]. A continuación, se especificarán ambos métodos.



### 2.7.9.1 Procedimiento 1

La fuerza de viento de diseño para edificios abiertos y otras estructuras se debe determinar mediante la siguiente expresión:

$$F = q_z G C_f A_f [N] \quad [2-10]$$

Siendo:

$q_z$  Presión dinámica evaluada a la altura  $z$  del baricentro del área  $A_f$ ;

$G$  Factor de efecto de ráfaga;

$C_f$  Coeficiente de fuerza definida según la **Tabla 2-9**.

$A_f$  Área proyectada normal al viento, excepto cuando  $C_f$  es referido al área de la superficie real, en  $m^2$ .

### 2.7.9.2 Procedimiento 2

Las cargas de viento  $F$  sobre estructuras o partes de estructuras con relaciones de esbeltez  $8 \leq l/b < 40$  se determinarán utilizando las siguientes expresiones:

$$F = G C_f A_f K_e q_z [N] \quad [2-11]$$

$$F_x = G C_{fx} A_f K_e q_z [N] \quad [2-12]$$

$$F_y = G C_{fy} A_f K_e q_z [N] \quad [2-13]$$

Siendo:

$q_z$  Presión dinámica evaluada a la altura  $z$  del baricentro del área  $A_f$ ;

$G$  Factor de efecto de ráfaga;

$C_f$  Coeficiente de fuerza definida según la **Tabla 2-10** y la **Tabla 2-11**.



$C_{fx}$ ,  $C_{fy}$  Coeficientes de fuerza en la dirección de los ejes x, y de la estructura o elemento estructural. Definidos de acuerdo con la **Tabla 2-10** y la **Tabla 2-11**.

$A_f$  Área proyectada normal al viento =  $b \cdot l$ ;

$b$  Dimensión transversal definida en las **Tabla 2-10** y la **Tabla 2-11**.

$l$  Longitud de la estructura o elemento;

$K_e$  Factor de corrección por esbeltez de la **Tabla 2-12**.

Los coeficientes de fuerza  $C_{fx}$  y  $C_{fy}$  para secciones de perfiles, simples o compuestas, se obtienen de la **Tabla 2-10**. En la misma, el ángulo  $\theta$  de dirección del viento debe medirse siempre en sentido antihorario.


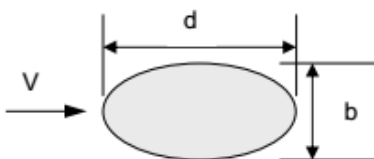
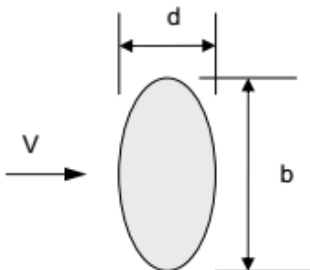
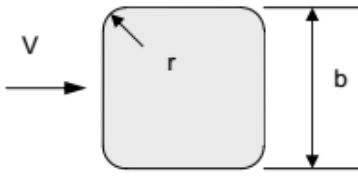
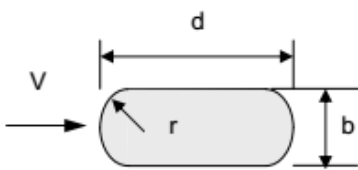


Tabla 2-10: Coeficiente de fuerza para perfiles estructurales

<p><math>d = 0.5b</math></p>		<p><math>d = b</math></p>		<p><math>x = 0.1b</math> <math>d = b</math></p>		
$\theta$	$C_{F,x}$	$C_{F,y}$	$C_{F,x}$	$C_{F,y}$	$C_{F,x}$	$C_{F,y}$
$0^\circ$	+1,9	+0,95	+1,8	+1,8	+1,75	+0,1
$45^\circ$	+1,8	+0,8	+2,1	+1,8	+0,85	+0,85
$90^\circ$	+2,0	+1,7	-1,9	-1,0	+0,1	+1,75
$135^\circ$	-1,8	-0,1	-2,0	+0,3	-0,75	+0,75
$180^\circ$	-2,0	+0,1	-1,4	-1,4	-1,75	-0,1
<p><math>x = 0.1b</math> <math>d = 0.45b</math></p>		<p><math>d = 1.1b</math></p>		<p><math>d = 0.43b</math></p>		
$\theta$	$C_{F,x}$	$C_{F,y}$	$C_{F,x}$	$C_{F,y}$	$C_{F,x}$	$C_{F,y}$
$0^\circ$	+1,6	0	+2,0	0	+2,05	0
$45^\circ$	+1,5	-0,1	+1,2	+0,9	+1,85	+0,6
$90^\circ$	-0,95	+0,7	-1,6	+2,15	0	+0,6
$135^\circ$	-0,5	+1,05	-1,1	+2,4	-1,6	+0,4
$180^\circ$	-1,5	0	-1,7	$\pm 2,1$	-1,8	0
<p><math>d = 0.48b</math></p>		<p><math>d = b</math></p>		<p><math>d = 1.6b</math></p>		
$\theta$	$C_{F,x}$	$C_{F,y}$	$C_{F,x}$	$C_{F,y}$	$C_{F,x}$	$C_{F,y}$
$0^\circ$	+2,05	0	+1,6	0	+1,4	0
$45^\circ$	+1,95	+0,6	+1,5	+1,5	+1,2	+1,6
$90^\circ$	$\pm 0,5$	+0,9	0	+1,9	0	+2,2



Tabla 2-11: Coeficiente de fuerza para perfiles con formas redondeadas

Forma de la sección transversal		Coeficiente de fuerza $C_f$	
		$V_2 b < 4 \text{ m}^2/\text{s}$	$V_2 b > 10 \text{ m}^2/\text{s}$
	Rugosa o con salientes	1,2	1,2
	Lisa	1,2	0,6
	Elipse $\frac{b}{d} = \frac{1}{2}$	0,7	0,3
	Elipse $\frac{b}{d} = 2$	1,7	1,5
	$\frac{b}{d} = 1 ; \frac{r}{b} = \frac{1}{3}$	1,2	0,6
	$\frac{b}{d} = 1 ; \frac{r}{b} = \frac{1}{16}$	1,3	0,7
	$\frac{b}{d} = \frac{1}{2} ; \frac{r}{b} = \frac{1}{2}$	0,4	0,3



La velocidad  $V_z$  a la altura  $z$  se calcula mediante:

$$V_z = \left(\frac{z}{10}\right)^{\hat{\alpha}} * V \quad [2-14]$$

Siendo:

$V_z$  Velocidad de ráfaga a la altura  $z$ .

$z$  Altura del baricentro del área  $A_f$ , en metros.

$V$  Velocidad básica del viento obtenida de la **Tabla 2-1**.

$\hat{\alpha}$  Inversa del exponente  $\alpha$  para la ley potencial de la velocidad de ráfaga de 3 segundos de la **Tabla 2-8**.

**Tabla 2-12: Factor de corrección por relación de esbeltez**

Relación de esbeltez $\left(\frac{l}{b}\right)$	Factor de corrección $K_e$
8	0,7
14	0,8
30	0,9
40 o más	1,0

Nota:

Para valores intermedios de la relación de esbeltez  $\frac{l}{b}$ , se permite la interpolación lineal.



## 2.7.10 Combinaciones de cargas que incluyen carga de viento

### 2.7.10.1 Simbología

<i>D</i>	Carga permanente.
<i>E</i>	Carga sísmica.
<i>H</i>	Carga debida a la presión lateral del terreno, agua freática, o presión de materiales ensilados.
<i>L</i>	Sobrecarga.
<i>L<sub>r</sub></i>	Sobrecarga de cubierta.
<i>R</i>	Carga de lluvia.
<i>S</i>	Carga de nieve.
<i>W</i>	Carga de viento.

### 2.7.10.2 Combinaciones de cargas mayoradas usando el diseño por resistencia

#### 2.7.10.2.1 Campo de validez

##### (Artículo B.3.1 de INTI [1])

Las combinaciones de cargas y los factores de mayoración dados en el artículo B.3.2. se deben utilizar solamente en aquellos casos en que el reglamento de diseño del material utilizado lo autorice específicamente.

#### 2.7.10.2.2 Combinaciones básicas

##### (Artículo B.3.2 de INTI [1])

Las estructuras, sus componentes y fundaciones se deben diseñar de modo que sus resistencias de cálculo iguallen o excedan los efectos de las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones que incluyen el viento:



$$1 \qquad 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0 L \text{ ó } 0,8W) \qquad [2-15]$$

$$2 \qquad 1,2 D + 1,6 W + 1,0 L + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \qquad [2-16]$$

$$3 \qquad 0,9 D + 1,6 W + 1,6 H \qquad [2-17]$$

Excepciones:

1. El factor de carga para  $L$  en las combinaciones 1 y 2 se puede tomar igual a  $0,5$  para aquellos destinos en que la sobrecarga mínima uniformemente distribuida sea igual o menor que  $5 \text{ kN/m}^2$ . Para garajes o áreas ocupadas como lugares de reunión de público, el coeficiente será igual a  $1,0$ .
2. Si la acción estructural debida a  $H$  actúa en sentido contrario a la debida a  $W$  en la combinación 3, el factor de carga de  $H$  se debe hacer igual a cero. Cuando la presión lateral del terreno provea resistencia a acciones estructurales provenientes de otras fuerzas, no se debe incluir en  $H$ , pero sí en la resistencia de diseño.

Se debe investigar cada estado límite de resistencia relevante, lo mismo que los efectos de una o más cargas no actuantes. Se deben investigar cuando corresponda, los efectos más desfavorables tanto de las cargas de viento como de las sísmicas, pero no es necesario suponer que actúan simultáneamente.

De acuerdo con lo establecido en el inciso **1.4** solamente utilizaremos la combinación de carga número dos y tres contemplando únicamente las cargas en estudio y las limitaciones de este presente trabajo académico.





## 2.8 Conclusión

En el presente capítulo se hace uso del método dos para el análisis del viento lo que conlleva a determinar todos los factores establecidos. Con respecto al procedimiento para obtener la fuerza se escoge el número dos ya que el mismo contempla la orientación de cada perfil frente a la acción del viento. Por último, se establecen los tipos de combinaciones de carga que admite la norma y se definen los que son de nuestro interés para el análisis.



## 3 Marco teórico de cargas inducidas por sismos

### 3.1 Introducción

Para efectuar el análisis del comportamiento y las acciones que generan los sismos sobre la estructura se utiliza la Norma INTI CIRSOC-103 [2] tanto la Parte I Construcciones en general (1991) como la Parte IV Estructuras de acero [3] (2005) vigentes.

### 3.2 Alcance

Este Reglamento [2] se aplica a todas las construcciones nuevas que se ejecuten dentro del territorio de la República Argentina.

Las acciones sísmicas de diseño, procedimientos de análisis estructural, requisitos de resistencia, rigidez y estabilidad, disposiciones constructivas y previsiones generales se establecen con el propósito principal de evitar colapso total o parcial de la construcción y pérdidas de vida. No se establece como objetivo limitar los daños ni mantener las funciones de las construcciones luego de la ocurrencia de un terremoto.

### 3.3 Glosario

A los fines de la aplicación de este Reglamento se define:

#### **Capacidad (Resistente):**

Solicitud o combinación de solicitudes que es capaz de soportar una sección, componente, elemento o sistema en condición última o de mecanismo plástico (colapso).

#### **Coefficiente Sísmico:**

Factor que permite calcular la fuerza estática equivalente de la acción sísmica.

#### **Ductilidad:**

Capacidad de absorción de energía hasta la rotura de un componente, elemento o sistema. Habitualmente asociada a deformaciones importantes en rango plástico. Opuesta a fragilidad.



### Ductilidad Global:

Habilidad que tiene un sistema para mantener su capacidad resistente sin sensibles degradaciones y disipar energía cuando está sometida a ciclos de desplazamientos inelásticos durante un terremoto.

### 3.4 Simbología

$D$	Cargas permanentes debidas al peso de los elementos estructurales y de los elementos que actúan en forma permanente sobre la estructura, en N.
$D$	Diámetro externo de una sección tubular, en $mm^2$ .
$E$	Módulo de elasticidad del acero, en MPa.
$E$	Efecto provocado por las componentes horizontales y verticales de la acción sísmica.
$E_H$	Componente horizontal del efecto sísmico.
$E_V$	Componente vertical del efecto sísmico.
$F_u$	Tensión nominal máxima a tracción, en MPa.
$F_y$	Tensión nominal de fluencia en MPa.
$H$	Altura promedio de piso por encima y por debajo de un nudo viga-columna, en mm
$k$	Factor de longitud efectiva para elementos prismáticos.
$L$	Sobrecargas debidas a la ocupación y a los equipos móviles, en kN.
$L$	Longitud no arriostrada de un elemento comprimido o de una riostra, en mm.
$L_p$	Longitud límite no arriostrada lateralmente para la resistencia a flexión con plastificación total, en mm.



$N_i$	Número de golpes del ensayo de penetración normalizado para el estrato $i$ .
$N_m$	Número medio de golpes del ensayo de penetración normalizado.
$P - \Delta$	Efecto de segundo orden provocado por cargas axiales en columnas y distorsión de piso, en N – mm.
$P_{uc}$	Resistencia nominal a compresión de una columna, en N.
$P_y$	Resistencia nominal axial de un elemento en fluencia, igual a $F_y A_g$ , en N.
$R$	Factor de reducción de las ordenadas espectrales elásticas.
$R$	Relación entre la tensión de fluencia esperada $F_{ye}$ y la tensión nominal $F_y$ .
$S$	Carga de nieve, en N.
$S_a$	Aceleración espectral de respuesta de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, en fracción de la aceleración de la gravedad ( $g$ )
$b$	Ordenada del plafón del espectro máximo de pseudoaceleración horizontal expresada como fracción de la aceleración de la gravedad que figura en la Tabla 4, Capítulo 7 del <i>Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”</i> [2], en fracción de la aceleración de la gravedad ( $g$ ).
$l$	Longitud no arriostrada entre elementos de unión de secciones armadas, en mm.
$r$	Radio de giro, en mm.
$r_y$	Radio de giro alrededor del eje $y$ , en mm.
$\Delta$	Distorsión lateral de piso de diseño, en mm.
$\gamma_d$	Factor de riesgo, según el artículo 5.2. del <i>Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”</i> [2].
$\Omega_0$	Factor de sobrerresistencia.



- $\delta$  Deformación aplicada al modelo ensayado para controlar la carga.
- $\delta_y$  Deformación del modelo ensayado al producirse la primera plastificación significativa.
- $\lambda$  Parámetro de esbeltez.
- $\varphi$  Factor de resistencia.
- $\varphi_c$  Factor de resistencia para compresión.
- $\varphi_v$  Factor de resistencia para esfuerzo de corte de un panel nodal.
- $\mu$  Ductilidad global de la estructura.
- $\mu$  Coeficiente de deslizamiento.

### 3.5 Zonificación sísmica

El territorio de la República Argentina se divide en cinco zonas de acuerdo con el grado de peligrosidad sísmica. La **Tabla 3-1** indica el nivel de peligrosidad asignado a cada zona y el mapa de la **Figura 3-1** indica la zonificación.

**Tabla 3-1: Peligrosidad Sísmica**

<b>Zona sísmica</b>	<b>Peligrosidad</b>
0	Muy reducida
1	Reducida
2	Moderada
3	Elevada
4	Muy elevada

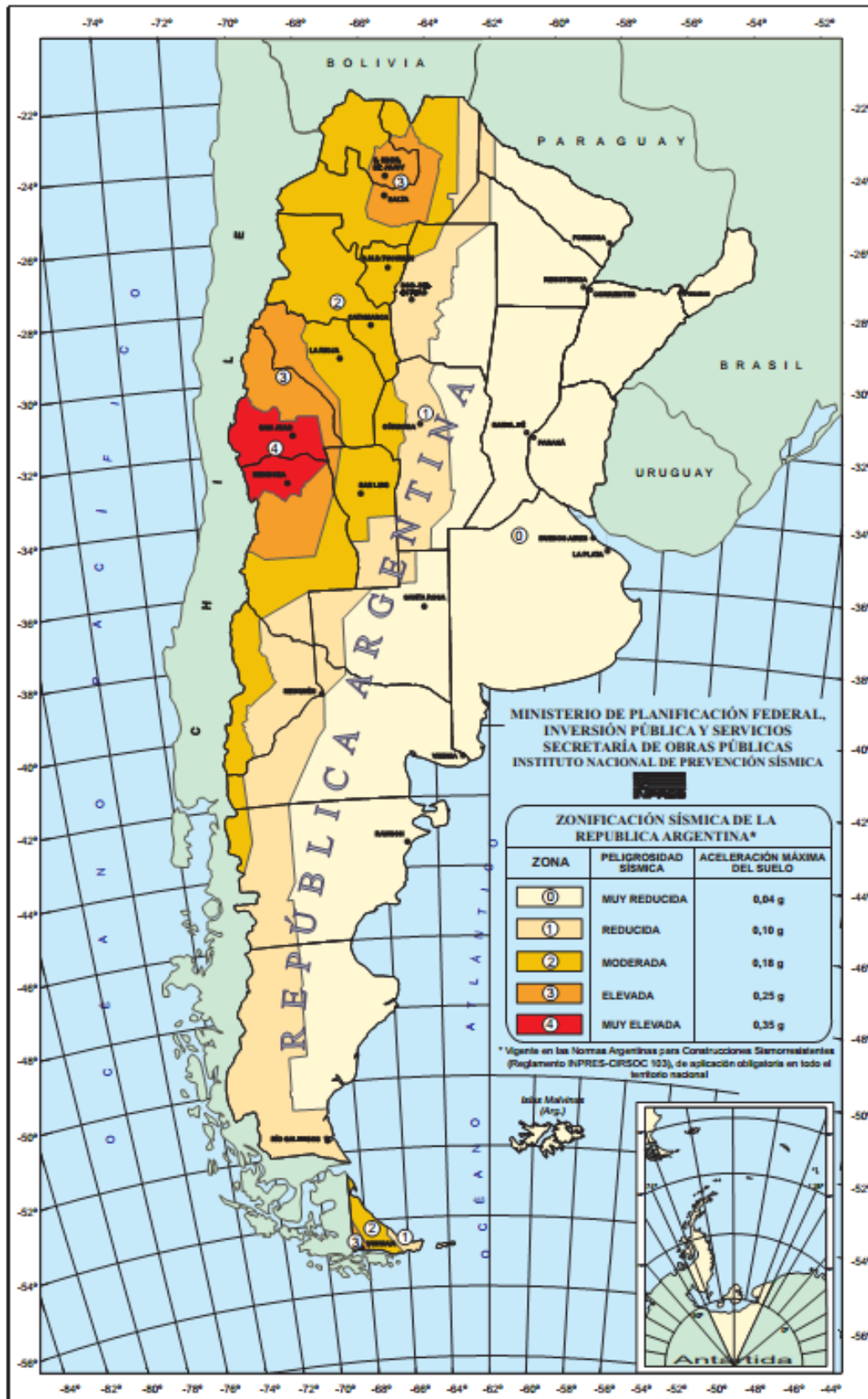


Figura 3-1: Mapa de zonificación sísmica de la República Argentina



## 3.6 Aplicación de los requerimientos sismorresistentes

### 3.6.1 Construcciones en Zonas 1, 2, 3 y 4

Para construcciones emplazadas en *zonas sísmicas 1, 2, 3 y 4* se aplicarán íntegramente los requerimientos que establece el presente Reglamento y también para construcciones en Zona 0 del grupo  $A_0$ .

## 3.7 Clasificación de las construcciones según su destino y funciones

A los fines del diseño sismorresistente, las construcciones se agrupan de acuerdo con sus funciones y con la trascendencia que puedan tener eventuales daños o colapsos de las mismas en caso de ocurrencia de sismos. Para ello se define un factor de riesgo para valorar las acciones sísmicas.

### 3.7.1 Grupo $A_0$ $\gamma_r = 1,5$

Construcciones, instalaciones y equipamientos que cumplen funciones esenciales o bien el colapso total o parcial podría producir efectos catastróficos sobre importantes sectores de la población. Son construcciones cuyas estructuras, instalaciones, equipamientos y accesibilidad deben mantenerse en funcionamiento luego de ocurrido un terremoto destructivo. Ejemplo de este grupo son: sectores y componentes radiactivos de instalaciones con potencias superiores a 20 MW; depósitos de gases o líquidos inflamables o tóxicos, áreas esenciales de aeropuertos, hospitales, centros policiales y de bomberos, centrales de comunicación y radioemisoras de alcance regional, centrales de energía de emergencia, construcciones para servicios sanitarios básicos (agua potable).

### 3.7.2 Grupo A $\gamma_r = 1,3$

Construcciones o instalaciones cuyo colapso tiene gran repercusión debido a la ocupación o el uso. Construcciones cuyo contenido es de gran valor o de gran importancia pública. Construcciones de uso público de más de 300 m<sup>2</sup> y que permitan la presencia de más de 100 personas. Ejemplos de este grupo son: edificios de servicios médicos, estaciones de radio y de televisión, centrales telefónicas, oficinas de correos, edificios gubernamentales de dependencias nacionales, provinciales o municipales, escuelas, colegios, universidades, cines, teatros, estadios,



templos, terminales de transporte de pasajeros, grandes comercios y grandes industrias, museos, bibliotecas, centrales de energía, plantas de bombeo.

Construcciones de importancia pública no incluidas en el grupo  $A_o$ ; obras de infraestructura en general que afecten a áreas pobladas por más de 10000 habitantes. Construcciones cuyo colapso pueda afectar a construcciones incluidas en el grupo  $A_o$ . Depósitos de combustibles hasta  $100 \text{ m}^3$ .

### **3.7.3 Grupo B $\gamma_r = 1,0$**

Construcciones destinadas a vivienda unifamiliar o multifamiliar; hoteles, comercios e industrias no incluidos en el grupo A. Construcciones cuya falla puede afectar a una del grupo A. Obras de infraestructura primaria no incluidas en el grupo A.

### **3.7.4 Grupo C $\gamma_r = 0,8$**

Construcciones o instalaciones aisladas con ocupación inferior a 10 personas que no estén incluidas en los grupos anteriores y que no afecten a construcciones incluidas en los grupos anteriores: depósitos y casillas aislados, establos; silos y tanques apoyados en el suelo, siempre que no se encuentren comprendidos dentro de las categorías anteriores por su contenido o ubicación; etc.

## **3.8 Condiciones locales del suelo**

Las condiciones locales del manto de suelo sobre el que se emplaza la construcción tienen considerable influencia sobre la respuesta sísmica de la misma.

### **3.8.1 Clasificación de los suelos dinámicamente estables**

Son aquellos en que los niveles de excitación sísmicas previstos no provocan deformaciones permanentes considerables, pérdidas momentáneas de la capacidad resistente, roturas manifiestas de la superficie, ni modificaciones sensibles de la topografía. Las características del perfil de estos suelos tienen una marcada influencia en las vibraciones transmisibles a las estructuras por las modificaciones que producen en su respuesta con relación al suelo *Tipo I* considerado como referencia.





Para tener en cuenta dicha influencia en las formas espectrales, los suelos estables se clasifican según lo indicado en la **Tabla 3-2** a continuación.

**Tabla 3-2: Clasificación de los suelos de fundación dinámicamente estables**

SUELO	IDENTIFICACIÓN		CARACTERÍSTICAS		
			Velocidad de propagación de ondas de corte	Prueba de penetración normalizada P.P.N.	Tensión admisible del suelo, $\sigma_{sadm}$
			(m/s)	(nº de golpes)	(MN/m <sup>2</sup> )
Tipo I	Muy firmes y compactos	a) Rocas firmes y formaciones similares	$\geq 700$	—	$\sigma_{sadm} \geq 2$
		b) Suelos rígidos sobre roca firme, con profundidad de manto mayor que 50 m (por ejemplo: gravas y arenas muy densas y compactas; suelos cohesivos muy duros con cohesión mayor que 0,2 MN/m <sup>2</sup> )	$< 700$ y $\geq 400$	$\geq 30$	$0,3 \leq \sigma_{sadm} < 2$
Tipo II	Intermedios	a) Suelos rígidos con profundidad de manto mayor que 50 m (por ejemplo: gravas y arenas muy densas y compactas; suelos cohesivos muy duros con cohesión mayor que 0,2 MN/m <sup>2</sup> )	$< 700$ y $\geq 400$	$\geq 30$	$0,3 \leq \sigma_{sadm} < 2$
		b) Suelos de características intermedias con profundidad de manto mayor que 8 m (por ejemplo: suelos granulados medianamente densos; suelos cohesivos de consistencia dura con cohesión entre 0,07 y 0,2 MN/m <sup>2</sup> )	100 a 400	granulares $\geq 15$ y $< 30$  cohesivos $\geq 10$ y $< 15$	$0,1 \leq \sigma_{sadm} < 0,3$
Tipo III	Blandos	Suelos granulados poco densos; suelos cohesivos blandos o semiduros (cohesión menor que 0,05 MN/m <sup>2</sup> ); suelos colapsibles	$< 100$	$< 10$	$\sigma_{sadm} < 0,1$

A los efectos de la clasificación del sitio es suficiente la evidencia geológica, la información existente de estudios preliminares o de los realizados con motivo de la construcción en estudio. Es aceptable utilizar la correlación entre la velocidad de la onda de corte y el ensayo de penetración normalizado (*SPT*) o la resistencia al corte no drenado.



En suelos estratificados para la clasificación del sitio se puede utilizar la velocidad media de la onda de corte  $V_{sm}$  dada en la ecuación [3-1], el número de golpes del ensayo de penetración normalizado en la ecuación [3-2] o la resistencia media al corte no drenado en la ecuación [3-3].

$$V_{sm} = \frac{30}{\left[ \sum \left( \frac{t_i}{V_{si}} \right) \right]} \quad [3-1]$$

$$N_m = \frac{30}{\left[ \sum \left( \frac{t_i}{N_i} \right) \right]} \quad [3-2]$$

$$S_{um} = \frac{30}{\left[ \sum \left( \frac{t_i}{S_{ui}} \right) \right]} \quad [3-3]$$

### 3.8.2 Suelos dinámicamente inestables

Son aquellos que bajo los niveles de excitación sísmica especificada dejan de constituir un medio adecuado para el apoyo de la construcción a causa de sufrir notables deformaciones y desplazamientos relativos o a consecuencia de la pérdida transitoria de su capacidad portante, o que sufre fenómenos tales que implican cambios en la configuración topográfica de la zona.

Cuando se determine que los suelos de fundación puedan resultar inestables ante los niveles de excitación sísmica establecidos, se deberá tener en cuenta lo expresado en el capítulo 17 de la norma general [2].

### 3.8.3 Suelos que requieren evaluación específica del sitio ( $S_F$ )

- a) Suelos vulnerables o propensos a falla, pérdida de la capacidad portante o colapso bajo acciones sísmicas.
- b) Suelos potencialmente licuables.
- c) Arcillas altamente sensitivas, suelos colapsables débilmente cementados.
- d) Turbas o arcillas altamente orgánicas de más de 3 metros de espesor.
- e) Arcillas de muy alta plasticidad con espesores mayores a 8 metros e Índice Plástico mayor a 75.
- f) Arcillas de media o baja rigidez de espesores mayores a 15 metros.



- g) Suelos expuestos a inestabilidad de taludes, laderas o terraplenes.

### 3.9 Acciones sísmicas de diseño

La Parte IV de la Norma CIRSOC 103 - Estructuras de Acero [3] establece que para la determinación de los efectos que produce la acción sísmica se deberán considerar las componentes horizontales y verticales de la misma.

#### 3.9.1 Acción sísmica horizontal

La acción sísmica horizontal de diseño se determinará de acuerdo con lo establecido en los capítulos 5,7 y 8 del Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General” [2].

Pero la determinación del factor de reducción  $R$ , se tendrá en cuenta lo especificado en **3.9.3**

#### 3.9.2 Acciones sísmicas verticales

La norma particular de estructuras de acero específica que la acción sísmica vertical se considera igual al 20% de la máxima ordenada espectral correspondiente que figure en la tabla 4 del capítulo 7 del Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General” [2].

Se debe utilizar el artículo 14.1.2 de la Parte I si fuera aplicable en la estructura en estudio.

#### 3.9.3 Factor de reducción

El factor de reducción  $R$ , se determinará de acuerdo con lo especificado en las ecuaciones [3-4] y [3-5] considerando los valores de la ductilidad global de la estructura, establecidos en la **Tabla 3-3**.

$$R = 1 + (\mu - 1) \frac{T}{T_1} \quad \text{para } T \leq T_1 \quad [3-4]$$



$$R = \mu \quad \text{para } T > T_1 \quad [3-5]$$

Tabla 3-3: Ductilidad Global

TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL	Ductilidad global - $\mu$ -
2) PÓRTICOS SISMORRESISTENTES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE	
• Pórticos sismorresistentes especiales	4,5
• Pórticos sismorresistentes convencionales	3,5

### 3.10 Cargas y combinaciones de cargas

Las cargas y combinación de cargas serán las especificadas en la Sección A.4.1 del Reglamento CIRSOC 301-2005 [5], excepto en los casos que modifica la Parte IV [3].

#### 3.10.1 Reglamento CIRSOC 301-2005 A.4.1

La Sección A.4.1 establece las acciones a adoptar para el proyecto de las estructuras de acero. Estas acciones, y sus intensidades mínimas, se deben considerar como nominales.

Los tipos de acciones que se deben considerar son los siguientes:

##### 3.10.1.1 Acciones permanentes

Son las que tienen pequeñas e infrecuentes variaciones, durante la vida útil de la construcción, con tiempos de aplicación prolongados, tales como las debidas a:

- Peso propio de la estructura (**D**).
- Peso propio de todo elemento de la construcción previsto con carácter permanente (**D**).
- Fuerzas resultantes del impedimento de cambios dimensionales debidos a variaciones térmicas climáticas o funcionales de tipo normativo, contracción de fraguado, fluencia lenta o efectos similares (**T**).
- Fuerzas resultantes del proceso de soldadura (**T**), de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 304-2007.
- Acciones de líquidos en general en caso de presencia continuada y con presiones y máxima altura bien definidas (**F**).
- Asentamientos de apoyo (cedimientos de vínculo en general) (**T**).



- Pesos de maquinarias adheridas o fijas a la estructura, de valor definido (**D**).

### 3.10.1.2 Acciones variables

Son las que tienen elevada probabilidad de actuación, variaciones frecuentes y continuas no despreciables en relación a su valor medio, tales como las debidas a:

- La ocupación y el uso en pisos (cargas útiles y sobrecargas) (**L**), de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 101-2005.
- Montaje en pisos (**L**), de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 101-2005 y situación particular).
- Cargas útiles en techo (**L<sub>r</sub>**), de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 101-2005.
- Mantenimiento de cubiertas (**L<sub>r</sub>**), de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 101-2005.
- Montaje en techos (**L<sub>r</sub>**), de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 101-2005.
- Acción del viento (**W**), de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 102-2005 [1].
- Acción de la nieve y el hielo (**S**), de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 104 [4].
- Acciones térmicas generadas por equipamientos o funcional, no derivadas de
- Especificaciones normativas (**L**).
- Acciones de líquidos en general (**L**).
- Acciones de granos y materiales sueltos (**L**).
- Acciones de maquinarias, equipos, cargas móviles como puentes grúas y monorraíles, incluyendo el efecto dinámico cuando el mismo sea significativo, y efecto dinámico del peso de maquinarias consideradas como carga permanente (**L**).
- Peso y empuje lateral del suelo y del agua en el suelo (**H**).
- Acción debida al agua de lluvia o al hielo sin considerar los efectos producidos por la acumulación de agua (**R**), de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 101-2005.

### 3.10.1.3 Acciones Accidentales

Son las que tienen pequeña probabilidad de actuación, pero con valor significativo, durante la vida útil de la construcción, cuya intensidad puede llegar a ser muy importante para algunas estructuras, tales como las debidas a:

- Sismos de ocurrencia excepcional. (**E**), de acuerdo con el Reglamento INPRES - CIRSOC 103, Parte I -1991 [2]



- Tornados.
- Impacto de vehículos terrestres o aéreos.
- Explosiones.
- Movimientos de suelos.
- Avalanchas de nieve o piedras.

Estas acciones sólo se tendrán en cuenta cuando las fuerzas resultantes no sean ni despreciables, ni tan importantes como para que no sea razonable proyectar estructuras que las soporten.

#### **3.10.1.4 Combinación de acciones para los Estados Límites Últimos**

La resistencia requerida de la estructura y de sus distintos elementos estructurales se debe determinar en función de la combinación de acciones mayoradas más desfavorable (combinación crítica). Se debe tener en cuenta que muchas veces la mayor resistencia requerida resulta de una combinación en que una o más acciones no están actuando.

Como mínimo, se deben analizar las siguientes combinaciones de acciones, con sus correspondientes factores de carga:

$$1,2D + 1,0E + f_1(L + Lr) + f_2S \quad (A.4.5) \quad [3-6]$$

$$0,9D + (1,6W \text{ ó } 1,0E) + 1,6H \quad (A.4.6) \quad [3-7]$$

#### **3.10.2 Efectos provocados por las acciones sísmicas**

Los efectos provocados por la acción sísmica de diseño que figuran en las combinaciones A.4.5 y A.4.6 del Reglamento CIRSOC 301 [5], se determinan de la siguiente manera:

$$E = E_H + E_V \quad [3-8]$$

Siendo:

$E$  Efecto provocado por la acción sísmica.



$E_H$  Componente horizontal del efecto sísmico.

$E_V$  Componente vertical del efecto sísmico.

### 3.10.2.1 Componente horizontal del efecto sísmico $E_H$

Deben considerarse las especificaciones establecidas en el artículo 4.2. de la presente Parte IV [3]. Los métodos que permiten determinar la componente horizontal del efecto sísmico se especifican en el Capítulo 14 del Reglamento CIRSOC 103 [2]

### 3.10.2.2 Componente vertical del efecto sísmico $E_V$

La componente vertical del efecto sísmico se determina según la siguiente expresión:

$$E_V = 0,2 b D \gamma_d \quad [3-9]$$

Siendo:

$E_V$  Componente vertical del efecto sísmico.

$b$  Ordenada del plafón del espectro elástico de pseudoaceleraciones horizontales expresada como fracción de la aceleración de la gravedad que figura en la **Tabla 9-3**.

$D$  Cargas permanentes debidas al peso de los elementos estructurales y de los elementos que actúan en forma permanente sobre la estructura, en N.

$\gamma_d$  Factor de riesgo, según el artículo 5.2. del Reglamento CIRSOC 103 [2].

### 3.10.3 Simultaneidad de efectos de las acciones sísmicas horizontales

Se tendrá en cuenta lo especificado en el artículo 11.4. del Reglamento CIRSOC 103 [2].

Dicho artículo especifica que en torres se considerarán para el diseño los valores más desfavorables que se obtengan combinando los correspondientes efectos de carga gravitatoria, la componente horizontal de la acción sísmica según su dirección y el 30% de los efectos de la componente horizontal de la acción sísmica según la otra dirección.



*Gravitatoria*  $\mp$  *Sismo Dirección 1*  $\mp$  0.3 *Sismo Dirección 2* [3-10]

*Gravitatoria*  $\mp$  *Sismo Dirección 2*  $\mp$  0.3 *Sismo Dirección 1* [3-11]

### **3.10.4 Resistencia nominal**

La resistencia nominal de las estructuras, elementos y uniones deberán cumplir con los requerimientos especificados en el Reglamento CIRSOC 301-2005 [5], excepto cuando explícitamente se la modifique en esta Parte IV [3].

## **3.11 Conclusión**

Mediante el análisis de la norma se pudo comprender que las acciones sísmicas dependen de la ubicación geográfica, las condiciones locales del suelo, el destino y función que tiene la estructura una vez construida, como así también los diferentes métodos de análisis y combinaciones de carga a la cual debe ser capaz de resistir.





## 4 Marco teórico de uniones

### 4.1 Introducción

La parte de la estructura a reutilizar se encuentra unida mediante soldadura en todos sus puntos, por lo que las nuevas secciones a anexar conservan el mismo método de unión.

Si bien hay presencia de bulones en la estructura, estos solo cumplen con la función de guía entre perfiles para poder ensamblarlos. Es decir que a los fines estructurales los bulones no generan ningún tipo de acción. Es por este motivo que solo se mencionan las especificaciones de soldadura de acuerdo con las normas correspondientes.

De acuerdo con el Capítulo 7 de la Norma INTI CIRSCOC 103 parte IV [3] se tiene la siguiente información acerca del tipo de uniones permitidas en estructuras de acero.

### 4.2 Límites de aplicación

(Artículo 7.1 de INTI [3])

Las uniones, juntas y medios de unión, que formen parte de la estructura sismorresistente, deberán cumplir los requerimientos establecidos en el Capítulo J, del Reglamento CIRSOC 301-2005 [6], excepto en los casos explícitamente modificados en la presente Parte IV [3].

### 4.3 Juntas soldadas

(Artículo 7.3 de INTI [3])

- a) La soldadura se ejecutará de acuerdo con las especificaciones establecidas en el Reglamento CIRSOC 304-2007 [8]. Además, serán inspeccionadas y aprobadas de acuerdo con las prescripciones del mencionado Reglamento.
- b) Todas las soldaduras usadas en los miembros y uniones principales en el sistema sismorresistente deberán ejecutarse con material de aporte que posea una resistencia a la flexión por impacto Charpy en *30 Joule a 30°C bajo cero*. Este requerimiento será aplicado también a otros casos de acuerdo con lo especificado en la presente Parte IV [3].



- c) Para elementos y uniones que son parte de la estructura sismorresistente, las discontinuidades ubicadas dentro de la zona de rotulación plástica definidas en el artículo 7.4.a), proceso de fabricación u operaciones de montaje, tales como: puntos de soldadura, ayudas de montaje, corte con soplete, etc., deberán repararse de acuerdo con los requerimientos de la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación.

En el inciso **614.1** se hizo mención al Capítulo J de la Norma CIRSOC 301-2005 [6] donde se especifica con mayor nivel de detalles las uniones soldadas. Dicho capítulo se plasma a continuación.

## **4.4 Capítulo J de Norma CIRSOC 301-2005**

### **4.4.1 Disposiciones generales**

**(Artículo J.1 de INTI [6])**

#### **4.4.1.1 Bases de proyecto**

**(Artículo J.1.1 de INTI [6])**

Las uniones comprenden: las partes afectadas de las barras vinculadas (por ejemplo, las almas de las vigas), los elementos auxiliares de la unión (por ejemplo, chapas de nudo, cartelas y angulares) y los medios de unión (soldadura, bulones, remaches). Todos los componentes de la unión deberán ser dimensionados de manera que su resistencia de diseño sea mayor o igual a la resistencia requerida resultante del análisis estructural cuando en la estructura actúan las acciones mayoradas, o mayor o igual a una proporción específica de la resistencia de las barras unidas, según corresponda. Las fuerzas y momentos actuantes en la unión se distribuirán de manera que:

- a) Las fuerzas y momentos internos supuestos estén en equilibrio con las fuerzas y momentos aplicados.
- b) Las deformaciones que se deriven de la distribución adoptada se mantengan dentro de la capacidad de deformación de los medios de unión y de las piezas unidas. Para el cálculo de la unión se utilizará el análisis elástico lineal. En uniones construidas con las especificaciones del Capítulo **J** de este Reglamento [6], no será necesario considerar en el cálculo las tensiones residuales ni las tensiones debidas al tensado de los bulones.



#### **4.4.1.2 Articulaciones**

##### **(Artículo J.1.2 de INTI [6])**

Las uniones de apoyo de vigas, vigas armadas y vigas reticuladas serán proyectadas como articulaciones, excepto que se especifique de otra manera en los documentos de proyecto. Se admitirá que sean dimensionadas para transmitir solamente el esfuerzo de corte requerido y la fuerza axial requerida, si ella existiera, de la unión. Las articulaciones deberán permitir las rotaciones extremas de las barras supuestas como articuladas. Para lograr esa capacidad de rotación se puede permitir en la unión alguna deformación plástica autolimitada.

En una triangulación, las uniones articuladas de barras serán proyectadas para transmitir las fuerzas requeridas resultantes del análisis estructural y no deberán desarrollar momentos flexores significativos que afecten a las barras concurrentes. Esta condición se considerará cumplida si el momento flexor desarrollado es menor o igual que el 20 % de la menor resistencia a flexión de las barras concurrentes. Los ejes de las barras que concurran a la unión se cortarán en un punto, excepto que el momento flexor resultante de la excentricidad sea considerado en el dimensionamiento de las barras concurrentes y de la unión.

#### **4.4.1.3 Uniones de momento**

##### **(Artículo J.1.3 de INTI [6])**

Las uniones extremas rígidas o semirrígidas de vigas, vigas armadas, vigas reticuladas y barras en general deberán ser dimensionadas para resistir los efectos combinados de fuerzas y momentos requeridos resultantes de la rigidez de la unión. Su deformación deberá ser compatible con la hipótesis de rigidez de la unión.

#### **4.4.1.4 Rebajes en vigas y agujeros de acceso para soldar**

##### **(Artículo J.1.6 de INTI [6])**

Todos los agujeros de acceso necesarios para facilitar las operaciones de soldadura tendrán una longitud en la raíz de la soldadura a ejecutar no inferior a  $1\frac{1}{2}$  veces el espesor del material en el cual se hace el agujero. La altura del agujero será adecuada para depositar el metal de aporte en las chapas adyacentes y proveer suficiente espacio para colocar las chapas de respaldo en el



material en el cual se efectúan los agujeros, pero no será menor que el espesor del material. En perfiles laminados y secciones armadas, todos los rebajes en vigas y agujeros de acceso serán realizados libres de entallas y ángulos agudos entrantes excepto, en el caso de la unión soldada del ala y alma en vigas armadas, en que se permite que el agujero de acceso termine en dirección perpendicular al ala.

Para perfiles pesados, los cortes de rebajes y agujeros de acceso realizados con soplete tendrán la superficie pulida y serán inspeccionados mediante partículas magnéticas o tintas penetrantes antes de depositar el cordón de soldadura. Si la transición curva de los agujeros de acceso y rebajes se realizan mediante taladrado o aserrado, no será necesario su amolado. Los agujeros de acceso y los rebajes en otros tipos de secciones para vigas no necesitan ser amolados ni inspeccionados mediante partículas magnéticas o tintas penetrantes.

#### **4.4.1.5 Resistencia mínima de las uniones**

**(Artículo J.17 de INTI [6])**

Excepto para barras de vigas reticuladas, diagonales de columnas armadas y tensores de barras de sección circular, las uniones tendrán una resistencia de diseño para acciones mayoradas no menor que 12 kN.

#### **4.4.1.6 Bulones en combinación con soldadura**

**(Artículo J.1.9 de INTI [6])**

En uniones nuevas no se aceptará colaboración en la transmisión de esfuerzos entre soldaduras y bulones comunes tipo A307 (o ISO 4.6) o bulones de alta resistencia en uniones de tipo aplastamiento. Si se utiliza soldadura, la unión soldada se deberá dimensionar para absorber todas las solicitaciones requeridas de la unión.

En las uniones nuevas se puede considerar que existe colaboración entre soldaduras y bulones de alta resistencia en uniones de deslizamiento crítico. El dimensionamiento se deberá realizar para los efectos de acciones mayoradas.

En las modificaciones de estructuras existentes en las cuales se utilicen soldaduras, se puede aceptar que los remaches y bulones de alta resistencia ajustados con los requerimientos para



uniones de deslizamiento crítico, sean utilizados para transmitir las solicitaciones requeridas resultantes de las acciones efectivamente actuantes al momento de la modificación. Las soldaduras serán dimensionadas para transmitir las resistencias requeridas, resultantes de las acciones adicionales a las anteriores que actúen en la estructura modificada.

## 4.4.2 Soldadura

### (Artículo J.2 de INTI [6])

En lo que respecta a la soldadura, se efectúa a continuación una breve introducción sobre los tipos de uniones permitidos en estructuras, pero la realización de la misma debe ser llevada a cabo por un profesional certificado el cual determinara según su experiencia y conocimientos la forma de unión más adecuada entre los perfiles estructurales, así como también el material de aporte a utilizar y el método para llevarla a cabo.

Son de aplicación todas las especificaciones del Reglamento CIRSOC 304-2007 [8]. La disposición y longitud de las soldaduras, incluyendo los retornos, se deberán indicar en los documentos del Proyecto y en los planos de taller.

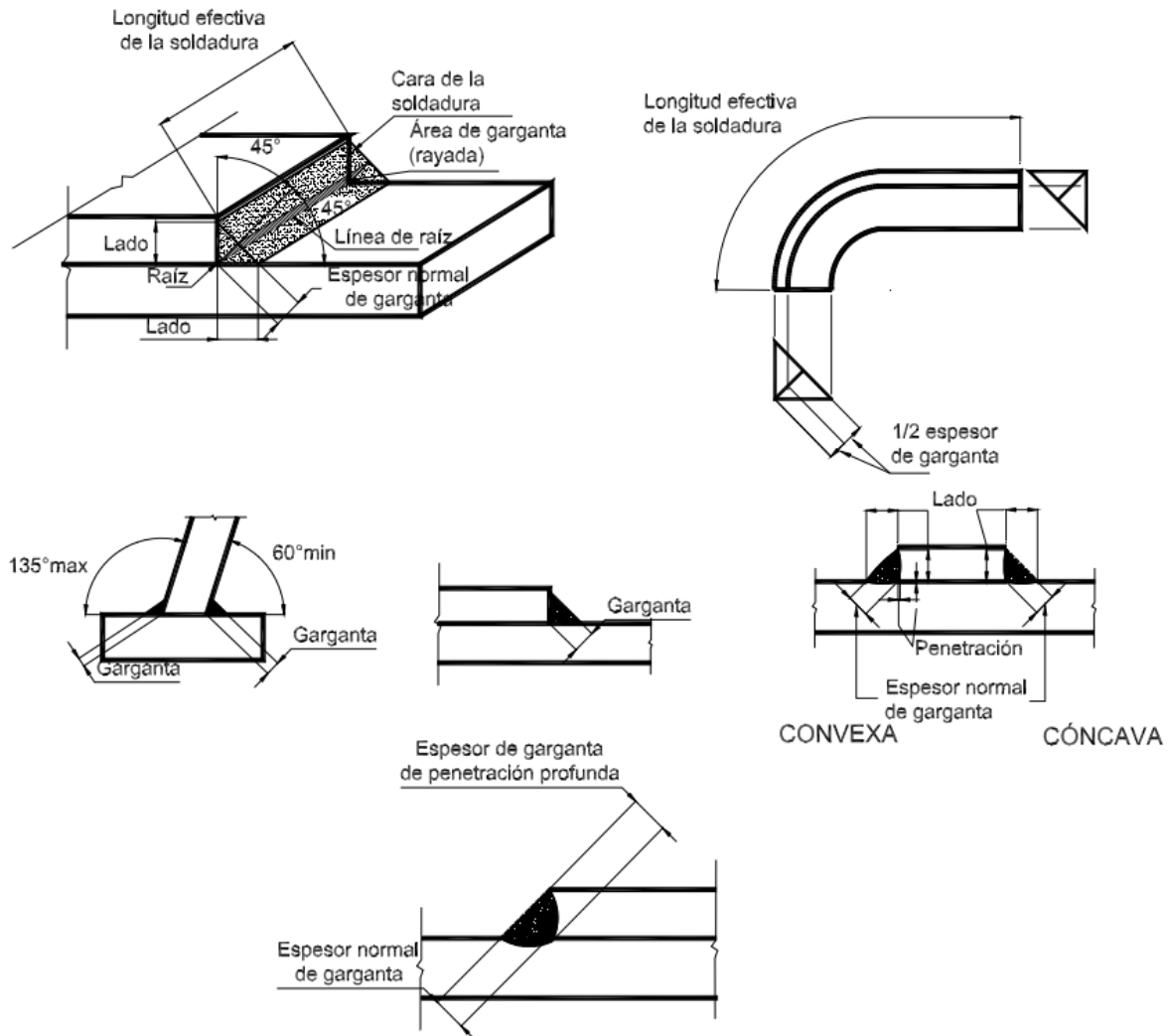
### 4.4.2.1 Soldadura de filete

#### (Artículo J.2.2 de INTI [6])

##### 4.4.2.1.1 Área efectiva

El área efectiva de una soldadura de filete será considerada según se define en la Sección 2.3.2.8. y 2.3.3. del Reglamento CIRSOC 304-2007 [8], (ver

**Figura 4-1**). El área efectiva será el producto de la longitud efectiva del filete por el espesor efectivo de garganta. La tensión en el filete será considerada actuando en el área efectiva, para cualquier dirección de la fuerza aplicada.



**Figura 4-1: Nomenclatura de soldaduras de filete**

La longitud efectiva del filete será la longitud total del filete de dimensiones uniformes, incluidos los retornos. En un filete curvo, la longitud efectiva deberá ser medida a lo largo de línea central de la garganta efectiva.

El espesor efectivo de garganta de una soldadura de filete será la distancia más corta entre la raíz y la cara del filete en una representación esquemática de la sección transversal de la soldadura, excepto en el caso de soldaduras de filete ejecutadas por el proceso de arco sumergido, en que el espesor efectivo de garganta será considerado igual al lado del triángulo para soldaduras de filete menores o iguales que 9 mm e igual a la garganta teórica más 3 mm para soldaduras de filete mayores que 9 mm.



Para soldaduras de filete en agujeros y muescas, la longitud efectiva será la longitud de la soldadura a lo largo del eje del plano que atraviesa la garganta. En el caso de filetes que se solapan, el área efectiva será menor o igual que el área nominal de la sección transversal o muesca, en el plano de unión de las superficies.

#### 4.4.2.1.2 Limitaciones

El lado mínimo de la soldadura de filete será mayor o igual que el requerido para transmitir las fuerzas calculadas y que el indicado en la **Tabla 4-1** que está basado en experiencias y proporciona cierto margen respecto de las tensiones no calculadas que se originan durante la fabricación, manipuleo, transporte, y montaje. Estas disposiciones no se aplican para los refuerzos de cordones de penetración parcial o completa mediante soldaduras de filete

**Tabla 4-1: Tamaño mínimo de soldaduras de Filete**

<b>Espesor del Material Unido más Grueso (mm)</b>	<b>Tamaño Mínimo de la Soldadura de Filete (a) (mm)</b>
Hasta 6	3
Más de 6 hasta 13	5
Más de 13 hasta 19	6
Más de 19	8
(a) Lado del filete. Debe hacerse de una sola pasada. (b) Ver la Sección <b>J.2.2(b)</b> para el lado máximo del cordón de filete.	

El lado máximo del filete en soldaduras de unión entre partes será:

- a) Menor o igual que el espesor del material para cordones a lo largo de los bordes de material de espesor menor que 6 mm.
- b) Menor o igual que el espesor del material menos 2 mm, para cordones a lo largo de los bordes de material de espesor mayor o igual que 6 mm, a menos que la soldadura sea especialmente indicada en los planos para ser realizada de forma de obtener un espesor de garganta completo. En este caso, se permite que la distancia entre el borde del metal base y el pie de la soldadura sea menor que 2 mm, siempre que el tamaño del cordón sea claramente verificable.



Para la unión de alas con almas, el tamaño real del cordón no necesita ser mayor que el requerido para desarrollar la capacidad del alma, y no es necesario aplicar los requerimientos de la **Tabla 4-1**.

La longitud efectiva mínima de una soldadura de filete calculada sobre la base de la resistencia, será mayor o igual que 4 veces el lado nominal. Si esto no se cumple se considerará que el lado de la soldadura no excede de 1/4 de la longitud efectiva. Si en las uniones extremas de barras planas traccionadas se utilizan solamente soldaduras de filete longitudinales, la longitud de cada filete de soldadura será mayor o igual que la distancia perpendicular entre ellos. Para los efectos sobre el área efectiva de las barras unidas de la longitud de las soldaduras de filete longitudinales en uniones extremas.

La longitud efectiva máxima para soldaduras de filete paralelas a la dirección de la fuerza, ubicadas en el extremo de barras cargadas (“soldaduras de filete extremas”) será:

$$L_e = \beta L \quad [4-1]$$

Con:

$$\beta = 1 \text{ si } L \leq 100w$$

$$\beta = 1.2 - 0.002 (L/w) \leq 1 \text{ si } 100w < L \leq 300w$$

$$\beta = 0.6 \text{ si } L > 300w$$

Siendo:

$L$  Longitud real del filete, en cm.

$w$  Lado del filete, en cm.

Se pueden utilizar filetes de soldadura intermitentes para transferir fuerzas a través de una unión o superficie de unión entre las partes que constituyen una barra armada, cuando la resistencia requerida sea menor que la desarrollada por un filete de soldadura continuo del menor tamaño permitido. Los filetes intermitentes serán dimensionados para transmitir la resistencia requerida. La longitud efectiva de cualquier segmento de soldadura de filete intermitente será





mayor o igual que cuatro veces el lado de la soldadura, con un mínimo de 40 mm. La separación máxima entre filetes intermitentes será:

- a) Para barras pintadas o no pintadas sin peligro de corrosión, la separación no superará 20 veces el espesor de la chapa más fina ni 250 mm.
- b) Para barras no pintadas de acero resistente a la corrosión sometidas a la corrosión atmosférica, la separación no superará 12 veces el espesor de la chapa más fina ni 150 mm

En juntas traslapadas, la cantidad mínima de solape será de cinco veces el espesor de la parte unida más delgada, pero no menor que 25 mm. Las uniones traslapadas que unan chapas o barras sometidas a fuerzas axiales y que utilicen solamente soldaduras de filete transversales, serán soldadas con filetes a lo largo del extremo de ambas partes solapadas, excepto donde la deflexión de las partes solapadas esté suficientemente restringida para prevenir la abertura de la junta bajo la carga máxima.

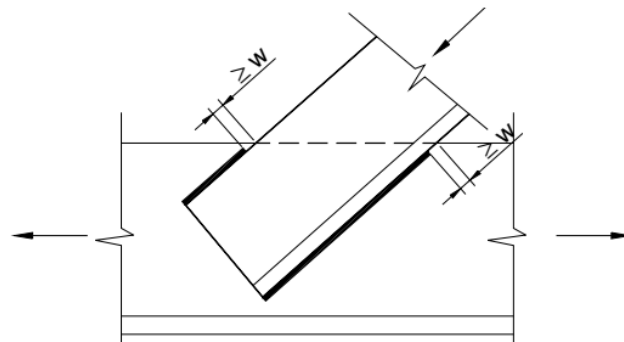
Las terminaciones de las soldaduras de filete pueden ser extendidas hasta el extremo o el borde de las partes unidas, o terminadas antes de ellos, o encajonadas excepto en los casos indicados a continuación:

1. En juntas traslapadas en las cuales una parte se extiende más allá de un borde sometido a tensiones de tracción, las soldaduras de filete serán terminadas a una distancia de dicho borde mayor o igual que el lado del filete. (ver la **Figura 4-2**).
2. Para uniones y elementos estructurales tales como ménsulas, apoyos de vigas, o chapas extremas en uniones simples que están solicitados a fuerzas cíclicas (fatiga) normales al plano y/o momentos de frecuencia e intensidad que puedan tender a iniciar una falla progresiva desde el punto de máxima tensión en el extremo de la soldadura, los filetes serán retornados alrededor de la esquina en una distancia mayor o igual a dos veces el lado nominal del filete o el ancho del elemento, lo que sea menor. (ver **Figura 4-3**).
3. Para ángulos y chapas extremas en uniones simplemente apoyadas en las cuales su flexibilidad determina la flexibilidad de la unión, si son usados retornos éstos no



deberán tener una longitud mayor que cuatro veces el lado nominal del filete. (ver **Figura 4-3**).

4. Las soldaduras de filete que unan rigidizadores transversales al alma de vigas armadas deberán terminar a no menos de 4 veces y no más de 6 veces el espesor del alma del pie de la soldadura de unión de ala y alma, excepto cuando el rigidizador esté soldado al ala.
5. Las soldaduras de filete que estén ubicadas en los lados opuestos de un plano común deberán ser interrumpidas a una distancia de dos veces el lado del filete, en el ángulo común de ambas soldaduras. (Ver **Figura 4-4**)



**Figura 4-2: Soldaduras de filete cercanas a bordes traccionados**

Los cordones de soldadura de filete en agujeros y muescas pueden ser usados para transferir corte en juntas traslapadas o para prevenir el pandeo o separación de partes traslapadas y para unir componentes de barras armadas. Tales soldaduras de filete se pueden solapar, debiendo cumplir las disposiciones de la Sección **J.2**.

Las soldaduras de filete en agujeros o muescas no serán consideradas como soldaduras de tapón o de muesca.

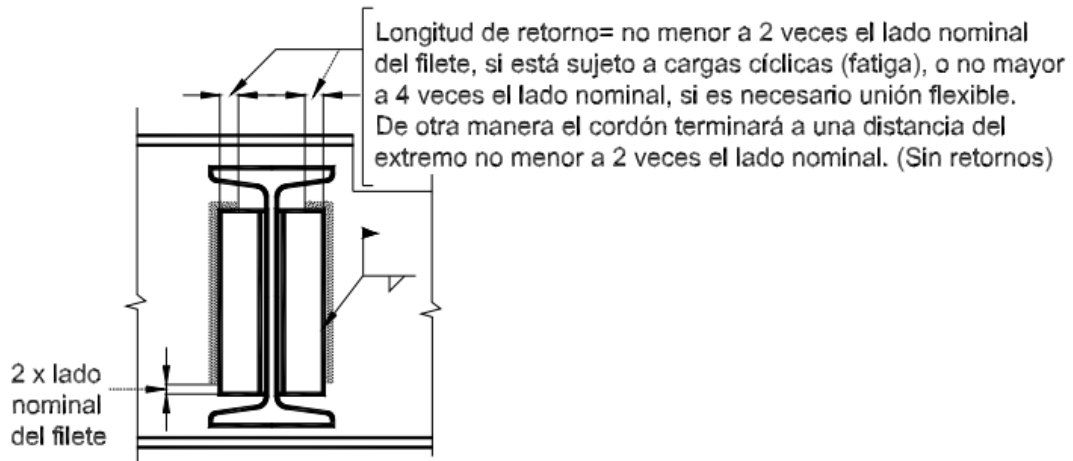


Figura 4-3: Retornos

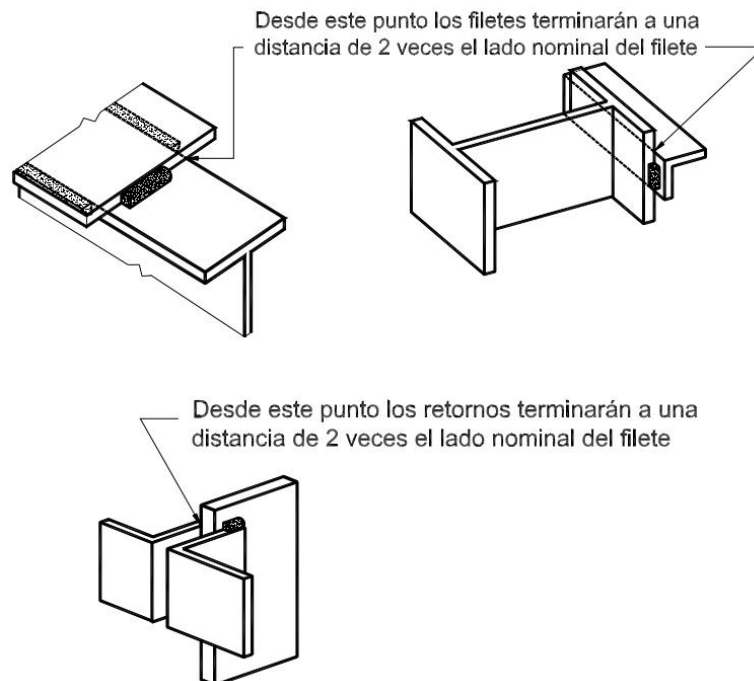


Figura 4-4: Soldaduras de filete en lados opuestos de un plano común

#### 4.4.2.2 Resistencia de diseño

(Artículo J.2.4 de INTI [6])

La resistencia de diseño de una soldadura será el menor valor entre  $\phi F_{BM} A_{BM} (10^{-1})$  y  $\phi F_W A_W (10^{-1})$  según corresponda. Los valores de  $\phi$ ,  $F_W$  y  $F_{BM}$  Y sus limitaciones están dados en la **Tabla 4-2** con la siguiente simbología:



$F_{BM}$	Resistencia nominal del metal base, en MPa
$F_w$	Resistencia nominal del material del electrodo, en MPa.
$A_{BM}$	Área de la sección transversal efectiva del metal base, en $\text{cm}^2$
$A_w$	Área de la sección efectiva de la soldadura, en $\text{cm}^2$
$\emptyset$	Factor de resistencia.

También, para obtener la resistencia de diseño de la soldadura se puede hacer uso de la **Tabla 4-3** obtenida de la Norma CIRSOC [8], donde dicha tabla es válida solamente para cargas estáticas en secciones no tubulares.



Tabla 4-2: Resistencia de diseño de cordones de soldadura según tipo de soldadura

Tipo de fuerza (a)	Material	Factor de Resistencia $\phi$	Resistencia Nominal $F_{BM}$ o $F_w$	Nivel de Resistencia Requerida del material de aporte (b,c)
<b>Soldaduras a Tope de Penetración Completa</b>				
Tracción perpendicular al área efectiva	Base	0,90	$F_y$	Debe usarse material de aporte compatible. Para requerimientos de Ensayo Charpy ver (d)
Compresión perpendicular al área efectiva	Base	0,90	$F_y$	Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura				
Corte en el área efectiva	Base Electrodo	0,90 0,65	$0,60 F_y$ $0,60 F_{EXX}$	
<b>Soldaduras a Tope de Penetración Parcial</b>				
Compresión perpendicular al área efectiva	Base	0,90	$F_y$	Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura (e)				
Corte paralelo al eje de la soldadura	Base Electrodo	0,60 (f)	(f) $0,60 F_{EXX}$	
Tracción perpendicular al área efectiva	Base Electrodo	0,90 0,65	$F_y$ $0,60 F_{EXX}$	
<b>Soldaduras de Filete</b>				
Corte en el área efectiva	Base Electrodo	0,60 (f)	$0,60 F_{EXX}(f)$	Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura (e)	Base	0,90	$F_y$	
<b>Soldaduras de Tapón y de Muesca</b>				
Corte paralelo a las superficies de empalme (en el área efectiva)	Base Electrodo	0,60 (f)	(f) $0,60 F_{EXX}$	Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible
<p>(a) Para la definición del área efectiva, ver la Sección J.2.</p> <p>(b) Para el material de aporte compatible, ver la Tabla 3.1, Reglamento CIRSOC 304-2007.</p> <p>(c) Se permitirá metal de aporte con una resistencia mayor en un nivel que el metal de aporte compatible.</p> <p>(d) Para juntas en T o en ángulo sin retiro de chapas de respaldo en servicio se deberá utilizar material de aporte con una mínima tenacidad Charpy de 27J a 4°C. Si el material de aporte no cumple la citada exigencia y la chapa de respaldo no es retirada, la soldadura será dimensionada utilizando el factor de resistencia y la resistencia nominal de la soldadura a tope de penetración parcial.</p> <p>(e) Las soldaduras de filete y de penetración parcial que unen los elementos componentes de barras armadas, como una unión de ala y alma, podrán ser dimensionadas sin considerar la tensión de tracción o compresión en aquellos elementos, paralelos al eje de las soldaduras.</p> <p>(f) El cálculo de los materiales unidos está gobernado por las Secciones J.4. y J.5.</p>				



Tabla 4-3: Tensiones admisibles en uniones soldadas para cargas estáticas

Tipo de unión soldada	Tipo de tensión aplicada		Tensiones admisibles	Nivel de resistencia requerido del metal de aporte <sup>(1)</sup>
<b>Soldaduras con junta de penetración completa, JPC</b>	Tracción normal al área efectiva		Igual al metal base	Se debe usar un metal de aporte que iguale el nivel de resistencia del metal base
	Compresión normal al área efectiva		Igual al metal base	Se debe usar un metal de aporte que iguale el nivel de resistencia del metal base o una clasificación 70 MPa en menos, compatible con el metal base.
	Tracción o compresión paralelas al eje de la soldadura		Sin consideración de diseño para la unión soldada	Puede usarse metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor al metal base.
	Corte sobre el área efectiva		0,30 × mínima resistencia a la tracción del metal de aporte de acuerdo con la clasificación de norma. La tensión de corte en el metal base será menor o igual que 0,40 × la tensión de fluencia del metal base	
<b>Soldaduras con junta de penetración parcial, JPP</b>	Compresión normal al área efectiva	Juntas diseñadas como resistentes	0,90 × mínima resistencia a la tracción del metal de aporte de acuerdo con la clasificación de norma, pero menor o igual que 0,90 × la tensión de fluencia del metal base	Puede usarse metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor al metal base.
		Juntas no diseñadas como resistentes	0,75 × mínima resistencia a la tracción del metal de aporte de acuerdo con la clasificación de norma.	
	Tracción o compresión paralelos al eje de la soldadura		Sin consideración de diseño para la unión soldada	
	Corte paralelo al eje de la soldadura o al área efectiva		0,30 × mínima resistencia a la tracción del metal de aporte de acuerdo con la clasificación de norma. La tensión de corte en el metal base será menor o igual que 0,40 × la tensión de fluencia del metal base	
	Tracción normal al área efectiva		0,30 × mínima resistencia a la tracción del metal de aporte de acuerdo con la clasificación de norma.	
	Corte en el área efectiva		0,30 × mínima resistencia a la tracción del metal de aporte de acuerdo con la clasificación de norma	
<b>Soldadura de filete</b>	Corte en el área efectiva		0,30 × mínima resistencia a la tracción del metal de aporte de acuerdo con la clasificación de norma	Puede usarse metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor al metal base.
<b>Soldadura de filete</b>	Tracción o compresión paralelos al eje de la soldadura		Sin consideración de diseño para la unión soldada	
<b>Soldaduras en Botón (tapón) y de Ranura (ojal o muesca)</b>	Corte paralelo a las superficies de empalme (en el área efectiva)		0,30 × mínima resistencia a la tracción del metal de aporte de acuerdo con la clasificación de norma, exceptuando que el esfuerzo de corte en el metal base será menor o igual que 0,40× la tensión de fluencia del metal base	Puede usarse metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor al metal base.

(1) Para aplicar el criterio de igualación de resistencia del metal de aporte con el metal base ver la Tabla 3.1.



#### 4.4.2.3 Material de aporte

##### (Artículo J.2.6 de INTI [6])

La elección del electrodo para utilizar en soldaduras a tope de penetración completa, sometidas a tracción en dirección perpendicular al área efectiva, será determinada por los requerimientos para materiales de aporte dados en el Reglamento CIRSOC 304-2007 [8].

Se utilizará material de aporte con una tenacidad Charpy de 27 J a 4°C en los siguientes casos:

- a) Uniones soldadas a tope de penetración completa en juntas en “Te” o en ángulo sin retiro de chapas de respaldo, sometidas a tracción perpendicular a la sección efectiva, a menos que ellas sean dimensionadas de acuerdo con la **Tabla 4-2** (ver la nota al pie (d)).
- b) Empalmes soldados a tope con penetración completa de perfiles pesados definidos en la Sección **A.3.1.b.** (tanto perfiles laminados como secciones armadas soldadas) sometidas a tracción normal al área efectiva. Para garantizar el cumplimiento de lo especificado bastará la presentación del certificado del fabricante.

#### 4.4.2.4 Mezcla de material de soldadura

##### (Artículo J.2.7 de INTI [6])

Cuando se especifique una determinada tenacidad Charpy de la soldadura, los consumibles con que se ejecuten todas las soldaduras, punteados, pasadas de raíz y pasadas posteriores depositadas en una unión, deben ser compatibles para asegurar la tenacidad del material compuesto.

## 4.5 Conclusión

Todos los bulones utilizados en la estructura cumplen solamente funciones de guía para el ensamble de los perfiles y es por ello que no se especificó la norma correspondiente a los mismos en el presente capítulo. Por otro lado, todo lo referido a soldadura es a modo de guía sobre los tipos de soldaduras que se deben aplicar sobre la estructura y la misma debe ser efectuada por un soldador profesional matriculado.



## 5 Marco teórico de pandeo

### 5.1 Introducción

En el presente capítulo se utiliza la Norma INTI CIRSOC 302-1982 [7] y el Compendio de la Cátedra de Cálculo Estructural II [10] para establecer el concepto teórico de pandeo.

### 5.2 Pandeo de barras comprimidas

#### 5.2.1 Principios fundamentales

En las barras solicitadas a compresión acompañada por otros esfuerzos (flexión, corte, torsión) no es suficiente, en general, calcular tensiones, deformaciones y desplazamientos con teoría lineal o de primer orden, sino que es necesario aplicar teoría de segundo orden, en la cual se plantean las ecuaciones de equilibrio en la configuración deformada de la barra.

En ciertos casos ideales, se produce el pandeo de la barra, que consiste en un cambio marcado en el modo de deformación de la barra. La teoría de segundo orden permite obtener las cargas que producen el pandeo o cargas críticas de pandeo.

El pandeo puede producirse por flexión, torsión y flexotorsión; el modo de pandeo depende de las características geométricas de la sección, ubicación del baricentro  $G$ , del centro de corte  $C$  y del punto de aplicación de la fuerza de compresión.

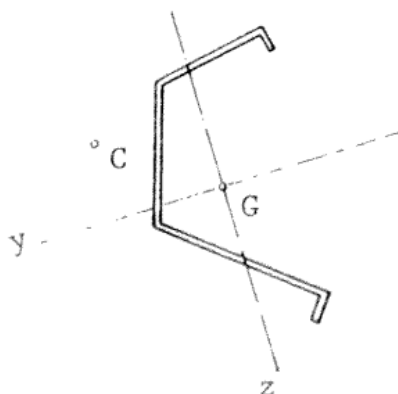


Figura 5-1: Centro de corte y baricentro de una sección cualquiera





## 5.2.2 Barras simples de sección constante solicitadas a compresión

En las barras simples de sección constante solicitadas a compresión debe cumplirse que:

$$w * \frac{N}{A} \leq \sigma_{adm} \quad [5-1]$$

Siendo:

$N$  El mayor esfuerzo axial de compresión que puede actuar en la barra, tomado en valor absoluto, y calculado teniendo en cuenta los correspondientes coeficientes de mayoración por efectos dinámicos, pero sin considerar los debidos a la fatiga del material.

$A$  Área de la sección bruta de la barra.

$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_F}{\gamma}$  La tensión admisible, donde  $\sigma_F$  es la tensión de fluencia del acero y  $\gamma$  el coeficiente de seguridad de la estructura definido en el reglamento correspondiente.

$w$  Coeficiente de pandeo dependiente del tipo de acero y de la esbeltez  $\lambda$  de la barra, a tomarse de la **Tabla 5-1**.

$\lambda = \frac{l_p}{i}$  Relación de esbeltez.

Donde:

$l_p$  Longitud de pandeo.

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$  Radio de giro.

$I$  Momento de inercia.



**Tabla 5-1: Coeficiente de pandeo  $w$  para el acero F-24**

$\lambda$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	$\lambda$
<b>20</b>	1,20	1,20	1,21	1,21	1,22	1,22	1,23	1,23	1,24	1,24	<b>20</b>
<b>30</b>	1,25	1,25	1,26	1,27	1,27	1,28	1,28	1,29	1,30	1,30	<b>30</b>
<b>40</b>	1,30	1,32	1,33	1,33	1,34	1,35	1,36	1,37	1,38	1,38	<b>40</b>
<b>50</b>	1,39	1,40	1,41	1,42	1,43	1,44	1,45	1,46	1,47	1,48	<b>50</b>
<b>60</b>	1,50	1,51	1,52	1,53	1,54	1,56	1,57	1,58	1,60	1,61	<b>60</b>
<b>70</b>	1,62	1,64	1,65	1,67	1,68	1,70	1,71	1,73	1,74	1,76	<b>70</b>
<b>80</b>	1,78	1,80	1,81	1,83	1,85	1,87	1,89	1,90	1,92	1,94	<b>80</b>
<b>90</b>	1,96	1,98	2,00	2,02	2,05	2,07	2,09	2,11	2,13	2,16	<b>90</b>
<b>100</b>	2,18	2,20	2,23	2,25	2,27	2,30	3,82	2,35	2,37	2,40	<b>100</b>
<b>110</b>	2,43	2,45	2,48	2,51	2,53	2,56	2,60	2,64	2,69	2,73	<b>110</b>
<b>120</b>	2,78	2,83	2,87	2,92	2,97	3,02	3,06	3,11	3,16	3,21	<b>120</b>
<b>130</b>	3,26	3,31	3,36	3,41	3,47	3,52	3,57	3,62	3,68	3,73	<b>130</b>
<b>140</b>	3,78	3,84	3,89	3,95	4,00	4,06	4,11	4,17	4,23	4,28	<b>140</b>
<b>150</b>	4,34	4,40	4,46	4,52	4,58	4,64	4,70	4,76	4,82	4,88	<b>150</b>
<b>160</b>	4,94	5,00	5,06	5,13	5,19	5,25	5,32	5,38	5,45	5,51	<b>160</b>
<b>170</b>	5,58	5,64	5,71	5,78	5,84	5,91	5,98	6,05	6,11	6,18	<b>170</b>
<b>180</b>	6,25	6,32	6,39	6,46	6,53	6,61	6,68	6,75	6,82	6,89	<b>180</b>
<b>190</b>	6,97	7,04	7,11	7,19	7,26	7,34	7,41	7,49	7,57	7,64	<b>190</b>
<b>200</b>	7,72	7,80	7,87	7,95	8,03	8,11	8,19	8,27	8,35	8,43	<b>200</b>
<b>210</b>	8,51	8,59	8,67	8,76	8,84	8,92	9,00	9,09	9,17	9,26	<b>210</b>
<b>220</b>	9,34	9,43	9,51	9,60	9,68	9,77	9,86	9,94	10,03	10,12	<b>220</b>
<b>230</b>	10,21	10,30	10,39	10,48	10,57	10,66	10,75	10,84	10,93	11,02	<b>230</b>
<b>240</b>	11,12	11,21	11,30	1,40	11,49	11,58	11,68	11,77	11,87	11,97	<b>240</b>
<b>250</b>	12,06										<b>250</b>

Momento de inercia:

Con respecto al momento de inercia se deben considerar dos casos:

- Si la barra puede pandear en cualquier dirección debe utilizarse el momento de inercia mínimo, siendo este  $I_{\eta}$ .
- Si la barra puede pandear solo en una dirección, debido a uniones dentro del largo de pandeo, debe utilizarse el momento de inercia correspondiente al eje perpendicular a esa dirección, siendo este  $I_x$ ,  $I_y$  o  $I_z$ .



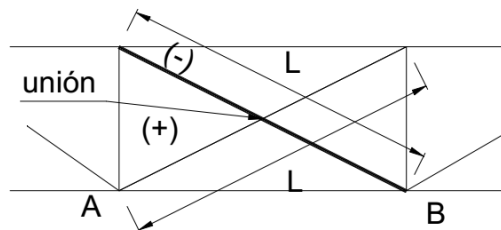
Longitud de pandeo:

Con respecto a la longitud de pandeo tenemos dos casos:

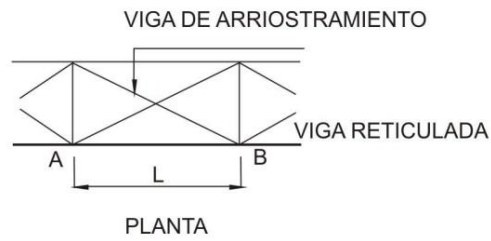
- Riostras:
  - Cuando la sección de la riostra es menor que la de los esquineros correspondientes y la unión es tal que puede considerarse semi-empotrada, puede adoptarse  $l_p = 0.9l$ . En caso contrario debe utilizarse  $l_p = l$
  - Cuando se cruzan dos barras, solicitadas una a tracción y otra a compresión, se considera al cruce como punto fijo y se reduce en consecuencia la longitud de pandeo. De acuerdo con la **Figura 5-2** debe considerarse  $L/2$
- Esquineros:
  - En el caso de la **Figura 5-3** el largo de pandeo es igual al largo reticular.
  - En el caso de una viga armada se adopta  $l_p = l$  solo si:

$$\frac{l}{i_x} < 80 \quad [5-2]$$

En caso contrario, también puede adoptarse  $l_p = l$  si las fuerzas de las barras aumentan hacia abajo y los largos de las barras superiores no son mayores que el largo de la barra considerada. En caso de no darse alguna de estas condiciones, debe tomarse  $l_p = 1.1l$ .



**Figura 5-2: Longitud de riostras**



**Figura 5-3: Longitud de esquineros**

### 5.3 Conclusión

Del presente capítulo se obtiene la metodología para el cálculo de pandeo. Es fundamental para el mismo conocer las cargas axiales en las vigas como sus propiedades geométricas y restricciones.



## 6 Especificaciones técnicas de la estructura analizada

### 6.1 Introducción

En el presente capítulo se establecen las propiedades del material a utilizar, los perfiles seleccionados para la estructura y sus características como así también las propiedades de la chimenea y las placas. Por último, se presenta en forma general el modelo de la estructura efectuado en CAD.

### 6.2 Materiales de la estructura

De acuerdo con los planos facilitados por la planta, se pudo obtener información acerca del material con el que se encuentra construida parte de la estructura a reutilizar. Dicho material, acero, se encuentra definido de acuerdo con la Norma CIRSOC 301-2005 [5] en la cual se hace referencia a las especificaciones de materiales fijadas en la Norma IRAM-IAS [9] (Instituto Argentino de Normalización y Certificación - Instituto Argentino de Siderurgia).

Las propiedades generales del acero se detallan a continuación en la **Tabla 6-1** extraídas del Artículo A.3.5 de la Norma IRAM – IAS [9].

**Tabla 6-1: Propiedades generales del acero**

Módulo de Elasticidad longitudinal	$E$	200000	[MPa]
Módulo de Elasticidad Transversal	$G$	77200	[MPa]
Coefficiente de Poisson en período elástico	$\mu$	0.30	[1]
Peso específico	$\gamma_a$	77300	[N/m <sup>3</sup> ]
Densidad	$\delta$	7880	[kg/m <sup>3</sup> ]

Los aceros se clasifican por sus propiedades y se los designa con la letra F seguida de un número que representa la tensión de fluencia que soportan. A continuación, en la **Tabla 6-2** se describen las propiedades del Acero F-24 adoptado para la construcción de la estructura.



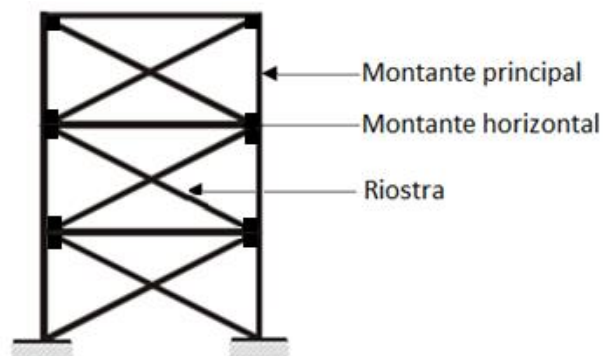
**Tabla 6-2: Propiedades del acero F-24**

Tensión de Fluencia	$F_y$	240	[MPa]
Tensión de Rotura	$F_u$	370	[MPa]
Módulo de elasticidad Longitudinal	$E$	202000	[MPa]
Módulo de elasticidad Transversal	$G$	78000	[MPa]

### 6.3 Perfiles de la estructura

La estructura a reutilizar está compuesta por tres tipos de perfiles de acero. Donde además de dichos perfiles, se presentan placas que brindan soporte para la sujeción de la chimenea como así también de los perfiles estructurales, ver **Figura 6-1**.

La Norma CIRSOC 301-2005 [5] especifica que para perfiles Doble-T de acero de alas anchas, con caras paralelas y laminados en caliente y para perfiles ángulo de acero, de alas iguales y laminados en caliente deben cumplir con la Norma IRAM-IAS [9].



**Figura 6-1: Partes de una estructura**

A continuación, se especifican las propiedades de cada perfil, de acuerdo con la Norma.



### 6.3.1 Perfil W6x25 U 500-215-6

Este tipo de perfil es utilizado en los montantes principales de la torre, ver **Figura 6-1**.

Las principales propiedades de este tipo de perfil de acuerdo con la norma citada son las que se pueden observar en la **Tabla 6-3** referenciadas a la **Figura 6-2**:

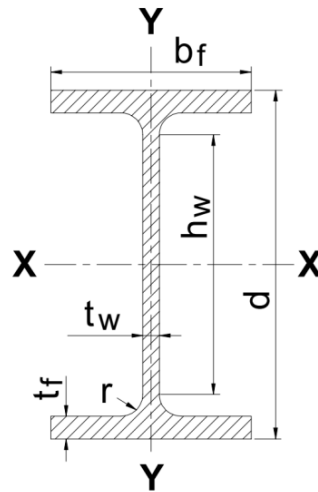


Figura 6-2: Perfil W6x25

Tabla 6-3: Propiedades Perfil W6x25

$d$ [mm]	$b_f$ [mm]	$t_f$ [mm]	$h_w$ [mm]	$t_w$ [mm]	$r$ [mm]
162	154	11,6	121	8,13	11,1
$A_g$ [cm <sup>2</sup> ]	Peso [Kg/m]	$I_x$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	$J$ [cm <sup>4</sup> ]	$C_w$ [cm <sup>6</sup> ]
47,35	37,2	2223	712	19,1	40280

Siendo:

$A_g$  Área bruta de la sección transversal.

$I$  Momento de inercia de la sección respecto de los ejes principales.

$r$  Radio de giro.

$J$  Módulo de torsión.

$C_w$  Módulo de alabeo.



### 6.3.2 Perfil W6x15 U 500-215-6

Este tipo de perfil es utilizado en los montantes horizontales de la torre, ver **Figura 6-1**.

Las principales propiedades de este tipo de perfil son las que se pueden observar en la **Tabla 6-4** referenciadas a la **Figura 6-3**:

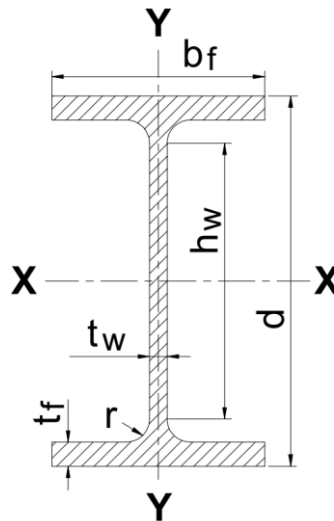


Figura 6-3: Perfil W6x15

Tabla 6-4: Propiedades Perfil W6x15

$d$ [mm]	$b_f$ [mm]	$t_f$ [mm]	$h_w$ [mm]	$t_w$ [mm]	$r$ [mm]
152	152	6,60	121	5,84	9,53
$A_g$ [cm <sup>2</sup> ]	Peso [Kg/m]	$I_x$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	$J$ [cm <sup>4</sup> ]	$C_w$ [cm <sup>6</sup> ]
28,58	22,3	1211	388	4,16	20543





### 6.3.3 Perfil L3x3x1/4 U 500-558

Este tipo de perfil es utilizado como riostra otorgando una mayor rigidez a la estructura, ver **Figura 6-1**.

Las principales propiedades de este tipo de perfil son las que se pueden observar en la **Tabla 6-5** referenciadas a la **Figura 6-4**:

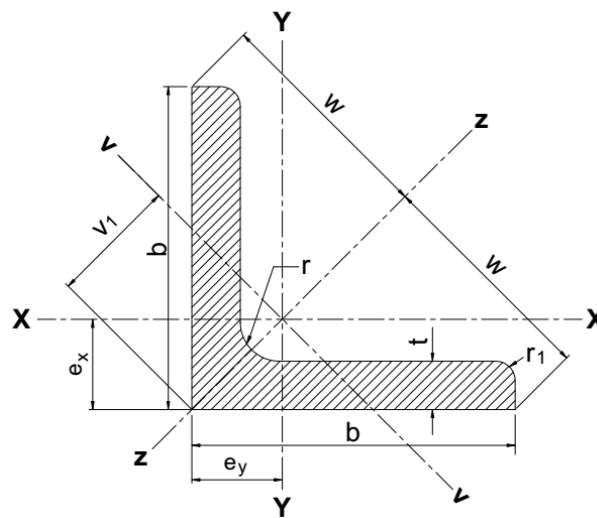


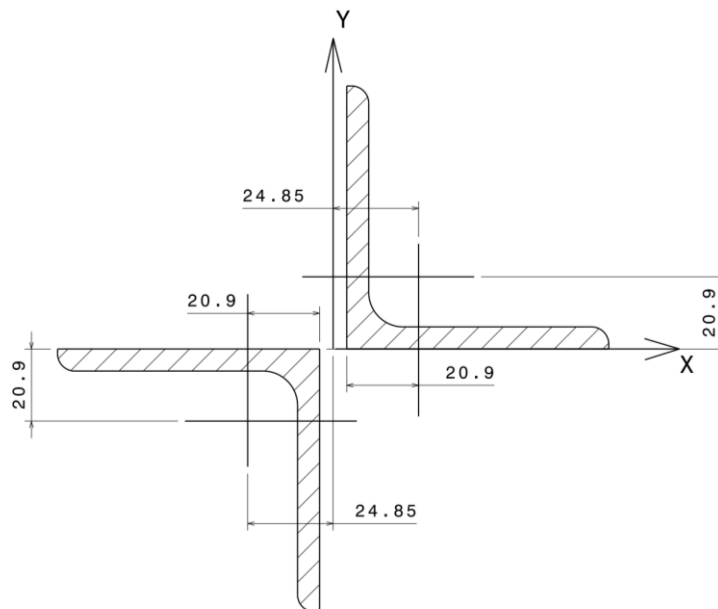
Figura 6-4: Perfil L 3x3x1/4

Tabla 6-5: Propiedades Perfil L 3x3x1/4

Dimensiones		Radios de acuerdo		
$b$ [mm]	$t$ [mm]	$r$ [mm]	$r_1$ [mm]	
76,2	6,4	10	5	
Distancias al centro de gravedad				
$e_x = e_y$ [cm]	$w$ [cm]	$v_1$ [cm]	$A_g$ [cm <sup>2</sup> ]	Peso [Kg/m]
2,09	5,37	2,94	9,43	7,4
Inercias				
$X - X = Y - Y$	$v - v$	$z - z$		
$I_x = I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_v$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_z$ [cm <sup>4</sup> ]	$J$ [cm <sup>4</sup> ]	$C_w$ [cm <sup>6</sup> ]
50,39	19,47	81,3	1,276	5,665



El perfil anteriormente detallado también se utiliza en forma doble con la disposición de la **Figura 6-5** para lograr una mayor rigidez. Esta práctica se utiliza para la vinculación de la estructura con la chimenea.



**Figura 6-5:** Disposición de doble perfil L

Mediante el teorema de Steiner se obtienen las inercias equivalentes al nuevo sistema de coordenadas X-Y propuesto en la **Figura 6-5** como se desarrolla a continuación en la ecuación [6-1] y [6-2] teniendo en cuenta las propiedades del perfil de la **Tabla 6-5**.

$$I_x = 2 * (50.39 + 9.43 * 2.09^2) = 183.16 [cm^4] \quad [6-1]$$

$$I_y = 2 * \left( 50.39 + 9.43 * \left( 2.09 + \frac{7.9}{2 * 10} \right)^2 \right) = 217.25 [cm^4] \quad [6-2]$$

Los resultados obtenidos en las ecuaciones [6-1] y [6-2] serán de utilidad para la modelación de la estructura en el software [15].



### 6.3.4 Placas de soporte

Las placas utilizadas en la estructura son chapas de acero al carbono para uso estructural correspondiente a la Norma IRAM-IAS [9] F-24, de espesor  $e = 5/16"$  o  $7,9 [mm]$ . En la estructura las placas brindan soporte a:

- Perfiles L diagonales (riostras) que otorgan rigidez a la estructura.
- Perfiles L para la sujeción de la chimenea.
- Unión entre perfiles  $W6x25$  y  $W6x15$  otorgando rigidez.

También dichas placas son utilizadas para la unión de la vieja estructura con los anexos y de la estructura con las fundaciones.

Las dimensiones de cada placa se especifican en los planos.

### 6.3.5 Tubo de la chimenea

Tanto el diámetro del tubo, su longitud final y material elegido fueron establecidos por la FMRT. El mismo es un caño de acero sin costura de  $24"$  *Schedule 20 ASTM A-53 Grado B*.

Estas especificaciones indican lo siguiente:

- Diámetro =  $24 [in]$
- Schedule 20 indica el espesor de la pared del tubo, siendo para el diámetro especificado, de  $0,375 [in]$
- A-53 Grado B especifica la composición del acero como así también sus propiedades.

Estas son:

Tensión de fluencia	245 [MPa]
Tensión de rotura	411 [MPa]

En la **Tabla 6-6** se indican las propiedades del tubo expresadas en nuevas unidades:

**Tabla 6-6: Propiedades Caño de acero sin costura de  $24"$  Schedule 20 ASTM A-53 Grado B**

Diámetro externo [mm]	Espesor [mm]	Peso [kg/m]	Longitud comercial [m]
609,6	9,52	140,8	6



## 6.4 Modelo efectuado en CAD

Una vez definidas las dimensiones finales que tiene la estructura autoportante y cada uno de sus elementos que la componen se efectúa una representación gráfica de la misma. Dicho modelo permite corroborar visualmente que todos los elementos se encuentran en su posición definida, y, además, a partir del diseño 3D se realizan sus respectivos planos que se encuentran en el **Anexo III**.

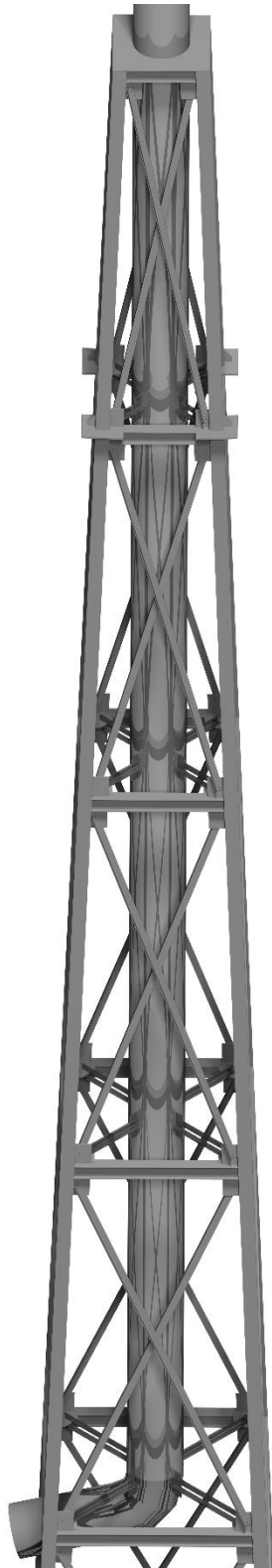
A continuación, se presenta en la **Figura 6-6** el modelo 3D donde se observa a grandes rasgos el diseño final de la estructura junto con la chimenea.



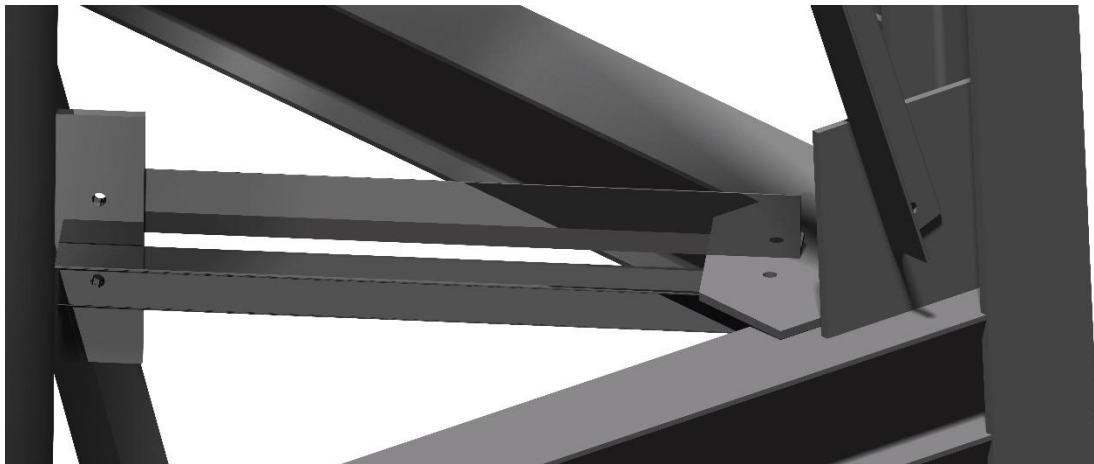
**Figura 6-6: Torre autoportante**



En la **Figura 6-7** se puede observar los cinco niveles que sostienen a la chimenea en su posición en el interior de la estructura. Los niveles son del cinco al nueve.



**Figura 6-7:** Niveles que sujetan la chimenea

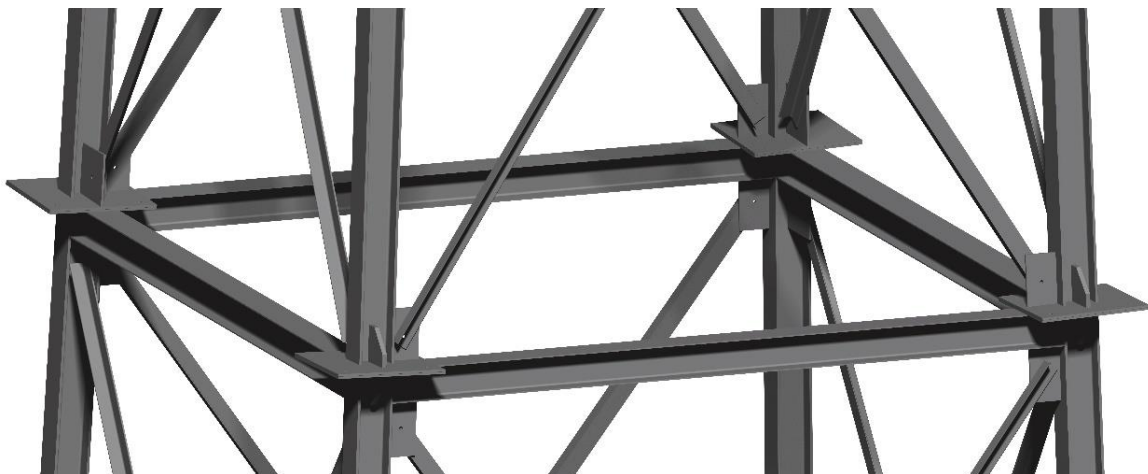


**Figura 6-8: Unión de la chimenea con la estructura**

En la **Figura 6-8** se puede apreciar con más nivel de detalle cómo se sostiene la chimenea y es acoplada a la estructura. La disposición del perfil L es de la manera que se analizó en la **Figura 6-5**. Ambos perfiles L se encuentran soldados a las placas como se aprecia, las cuales a su vez también presentan su unión mediante soldadura tanto a la estructura como a la chimenea. Los agujeros que se aprecian son meramente de guía para su construcción y no tienen ninguna función estructural.

La disposición mostrada en la **Figura 6-8** se repite cuatro veces por nivel.

En la **Figura 6-9** se puede observar la unión de la estructura a reutilizar con la sección superior a anexar. Dicha unión es generada por placas soldadas a cada viga  $W6x25$  y la unión entre las mismas es mediante soldadura. La idea de usar placas tiene el fin de facilitar el montaje y ensamble en altura. Se utiliza el mismo sistema de unión en la parte superior a anexar.



**Figura 6-9: Unión inferior**



En la **Figura 6-10** se puede observar cómo se encuentra sujetado el codo y la chimenea a la estructura. Esta unión se encuentra en la parte superior del nivel cinco y en la parte inferior del nivel seis.



**Figura 6-10: Sujeción de chimenea y codo**



## 7 Análisis del peso propio y de la chimenea

### 7.1 Introducción

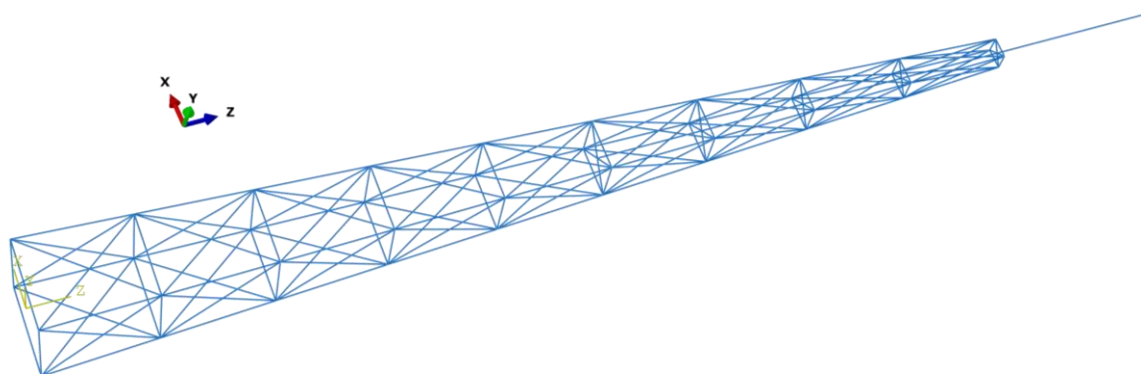
En el presente capítulo se analiza la estructura frente a su propio peso y el de la chimenea utilizando el software [15], se explica el modelo realizado y se especifica el estado tensional y las deformaciones obtenidas. Por último, se obtiene el coeficiente de seguridad a fluencia obtenido.

### 7.2 Análisis

La estructura en estudio debe soportar el peso que presentan sus propios componentes, como así también el peso debido a la chimenea como se especificó en el inciso 1.4.3. Para analizar si las tensiones generadas no sobrepasan los límites de diseño se deben conocer las cargas a la cual está sometida la estructura y los estados tensionales que crean.

### 7.3 Modelo en Abaqus

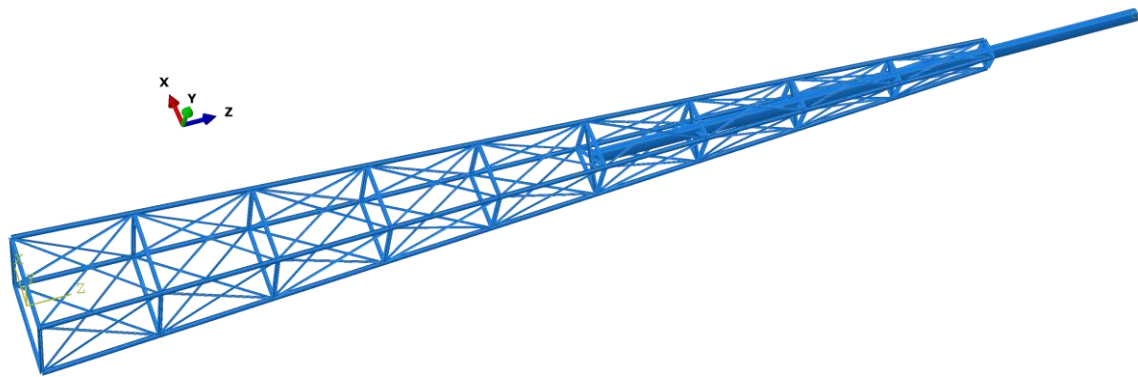
Para realizar el modelo de elementos finitos en el software [15], se crea la estructura utilizando el método de alambres, *wireframe*, el cual representa la geometría de la torre en sus tres dimensiones. En la **Figura 7-1** a continuación se muestra lo explicado.



**Figura 7-1: Estructura de alambre Abaqus**

Luego de haber realizado el wireframe, se le asigna a cada alambre el perfil estructural que le corresponde y su orientación respecto a sus ejes locales, como se muestra en la **Figura 7-2**.

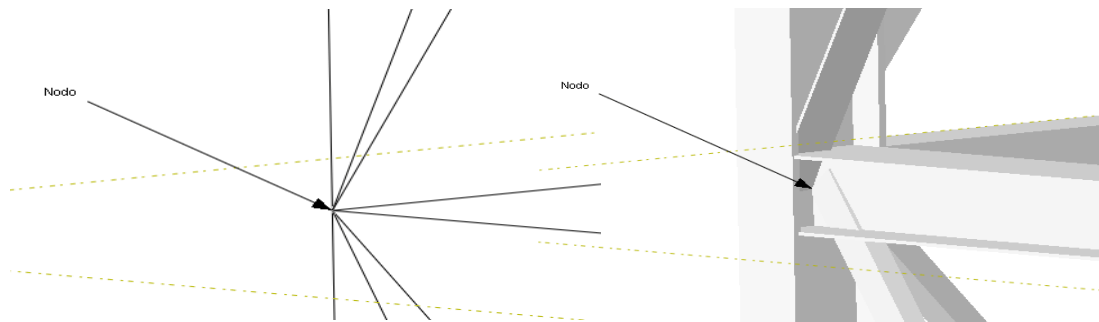




**Figura 7-2: Estructura con perfiles Abaqus**

Se detallan las propiedades mecánicas de los materiales utilizados según la **Tabla 6-2** para los perfiles y según la **Tabla 6-6** para la chimenea.

El modelo utilizado es una idealización de la realidad debido a que no se consideran las placas que unen los elementos, se supone que los perfiles se encuentran unidos en un nodo como se muestra en la **Figura 7-3**.



**Figura 7-3: Nodo Abaqus**



**Figura 7-4: Unión real mediante placas**



En la **Figura 7-3** se observa que los perfiles se unen en el nodo y no mediante placas como se aprecia en la **Figura 7-4**. Al considerar esto, estamos idealizando a la estructura para mayor simplicidad de análisis.

En el modelo se crea un mallado de la estructura. Para el caso aplicado en donde tenemos una estructura creada por wireframe el mallado consiste en la división del alambre en elementos de análisis. Cada elemento une dos nodos y tiene las propiedades del perfil asignado.

La torre autoportante en estudio es sin lugar a dudas un reticulado espacial en donde sus elementos se encuentran sometidos principalmente a esfuerzos axiales. Al considerar la estructura como tal surge una dificultad que debe ser superada y que es causada por los nudos que no tienen impedido el desplazamiento en una dirección. Esto es consecuencia del tipo de armado y da lugar a una estructura internamente hipostática. Este problema se puede resolver utilizando apoyos y/o barras ficticias o analizar la torre como pórtico espacial.

Si bien la torre autoportante puede considerarse como reticulado, no ocurre lo mismo para la chimenea que sostiene, ya que la misma está sometida a cargas perpendiculares a su eje que generan momentos flectores. Por lo que se debe realizar un modelo combinado.

Por lo explicado anteriormente se opta por realizar un modelo de pórtico espacial, y si bien estamos modelando la torre como un pórtico, la estructura se comporta como un reticulado.

## 7.4 Análisis en Abaqus de tensiones y deformaciones

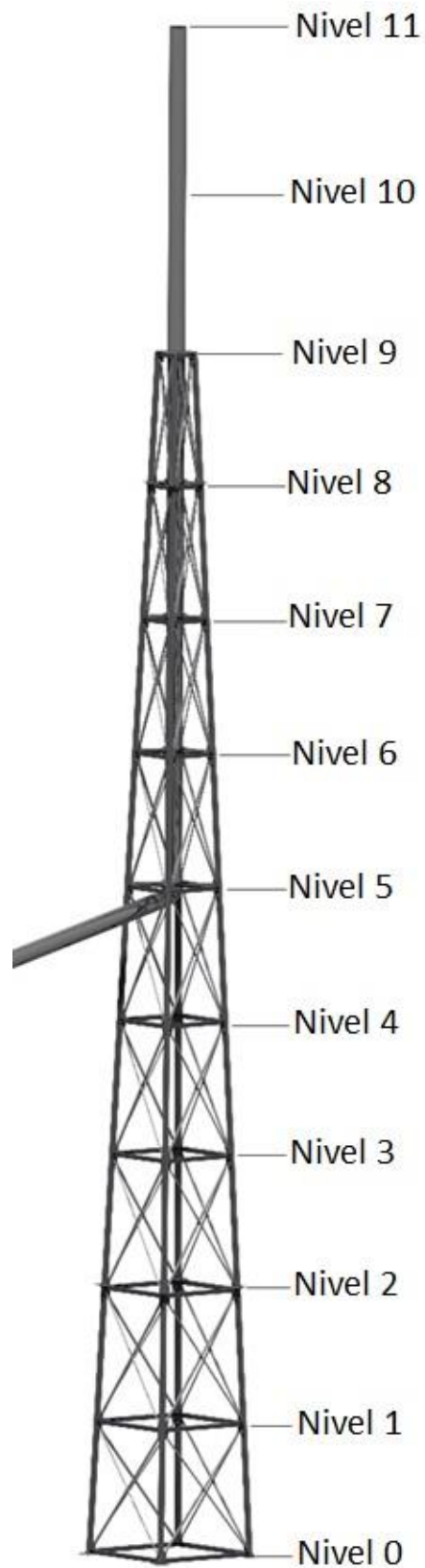
La aplicación de las cargas en el software debido al peso de los perfiles se realiza teniendo en cuenta la gravedad de  $9,81 \text{ m/s}^2$  en el modelo, esto es posible debido a que los mismos tienen especificada su densidad.

Como se explicó anteriormente en el apartado **7.3**, el modelo teórico no tiene en cuenta las placas de sujeción que se aprecian en la **Figura 7-4**, por lo tanto, su peso no es reflejado al actuar la gravedad sobre el modelo ya que dichas placas no son contempladas por el diseño teórico, ver **Figura 7-3**.

Aun así, el peso de las placas se tiene en cuenta en el análisis ya que es aplicado sobre la estructura como cargas puntuales en los nodos de cada nivel.



La estructura se divide en niveles para su análisis como se muestra a continuación.



**Figura 7-5: Niveles de la estructura**



En la **Tabla 7-1** se especifican los pesos de las placas por nivel obtenidas del **Anexo I**.

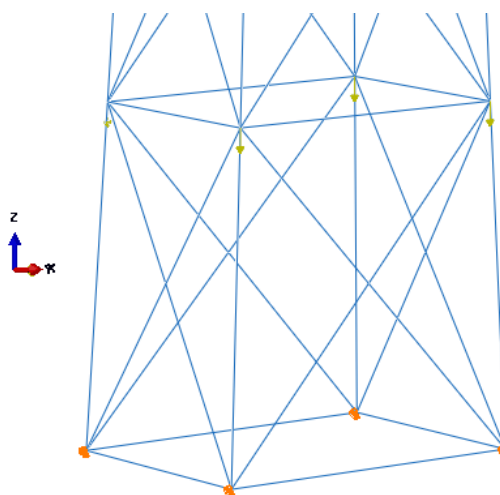
**Tabla 7-1: Peso de placas y soportes**

Nivel	Peso de placas [N]
1	773
2	773
3	773
4	773
5	773
6	1063
7	1063
8	1063
9	1546
$\Sigma$	<b>8600</b>

En la **Tabla 7-1** se observa un incremento de peso del nivel seis en adelante, esto se debe a que además de las placas que unen los montantes y las riostras se considera el peso de las placas que unen la estructura con la chimenea mediante los perfiles L. Esto se aprecia en la **Figura 6-8**.

El nivel nueve además de lo mencionado contempla el peso de una placa superior utilizada como refuerzo en la unión de la torre con la chimenea.

El peso de las placas por nivel es aplicado en los cuatro nodos del mismo. Es decir, el peso del nivel se divide en cuatro cargas puntuales como se aprecia a modo de ejemplo en la siguiente **Figura 7-6**:



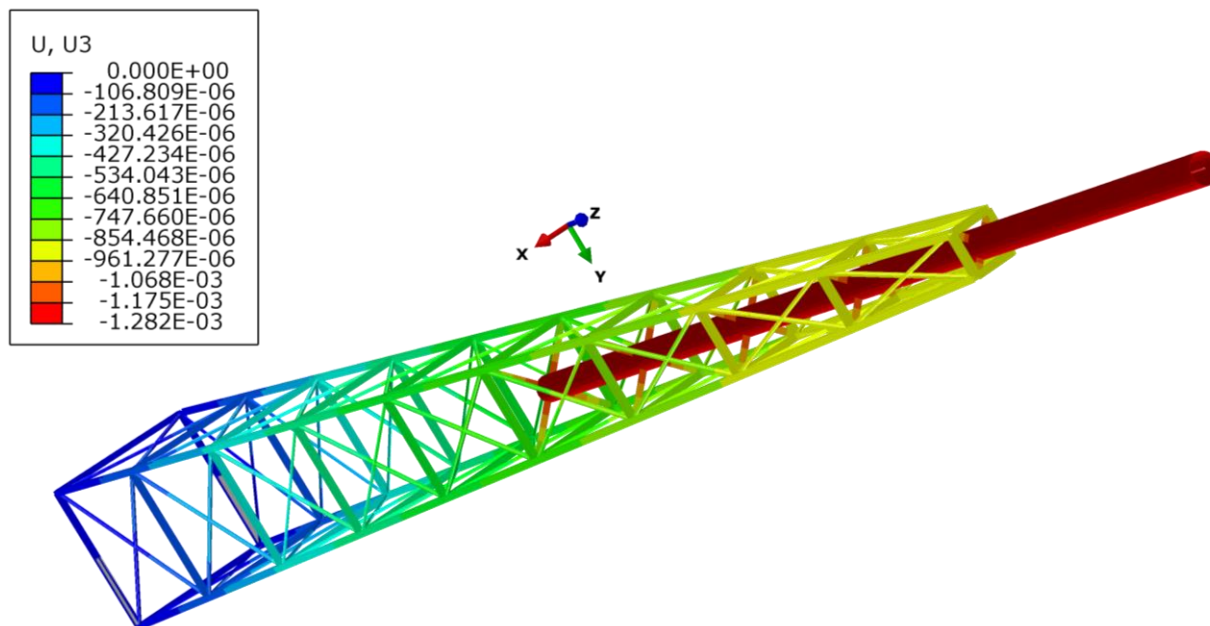
**Figura 7-6: Cargas puntuales debido al peso de las placas**



A continuación, se presentan los resultados de aplicar las cargas anteriormente mencionadas junto con la gravedad en la estructura.

Se debe tener en cuenta que los desplazamientos detallados se encuentran en metros, las tensiones en MPa y las direcciones X, Y, Z están representadas por U1, U2, U3 respectivamente.

En la **Figura 7-7** se observan las deformaciones en Z de la estructura debido a su propio peso.

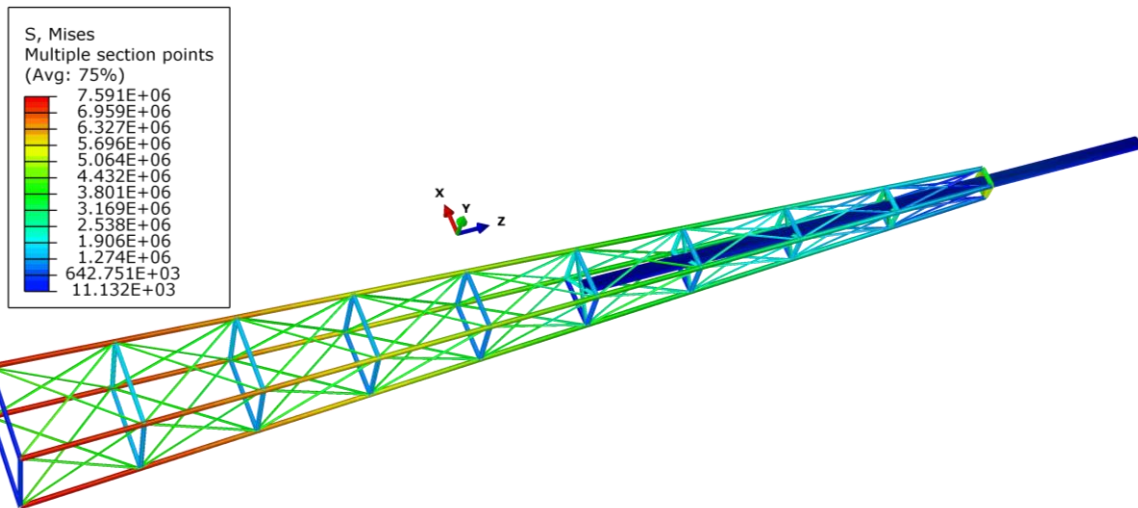


**Figura 7-7: Deformaciones en Z por peso propio**

El máximo desplazamiento es de  $-1,28$  mm en la dirección Z y se encuentra tanto en la chimenea como los perfiles que unen la misma con la estructura.

En las direcciones X e Y los desplazamientos son despreciables respecto a la dirección Z debido a la simetría de la estructura y el estado de carga.

En la **Figura 7-8** a continuación, se observa que el máximo estado tensional se encuentra en los montantes verticales en la base de la estructura con un valor de  $7,59$  MPa.



**Figura 7-8: Tensión con cargas de viento**

Hay diferentes criterios de fallas para tensiones tridimensionales combinadas; la característica común de todos ellos es predecir la falla cuando el valor de cierta variable física determinada alcanza en el estado multiaxial un valor igual al que dicha variable alcanza en el momento de la falla en un ensayo de tracción con el mismo material.

En este trabajo se utiliza el criterio de la energía de distorsión, “Criterio de Von Mises”. El criterio de Von Mises predice la falla en el estado tensional combinado cuando la energía de distorsión por unidad de volumen alcanza el valor de la energía de distorsión por unidad de volumen en el momento de falla en el ensayo de tracción usando una probeta del mismo material.

Seguidamente calculamos el coeficiente de seguridad a fluencia en la zona más solicitada.

Según la **Figura 7-8**, la tensión máxima es de 7,59 MPa y la tensión de fluencia del Acero F-24 detallado en la **Tabla 6-2** es la siguiente:

$$\sigma_f = 240 \text{ [MPa]} \quad [7-1]$$

El coeficiente de seguridad a fluencia se define como:

$$CS_{fluencia-VM} = \frac{\sigma_f}{\sigma} \quad [7-2]$$



Reemplazando la tensión máxima en la estructura y la tensión de fluencia en la ecuación [7-2] obtenemos lo siguiente:

$$CS_{fluencia-VM} = \frac{240}{7,59} = 31,62 \quad [7-3]$$

Como podemos observar en la ecuación [7-3], las cargas del peso propio no producen la falla de la estructura ya que la misma se encuentra dimensionada con un coeficiente de seguridad a fluencia de 31,62 en zona más solicitada de la estructura.

En resumen:

**Tabla 7-2: Coeficiente de seguridad a fluencia**

Carga	S máx. [MPa]	U máx. [mm]	CS
1D	7,59	1,28	31,62

En donde:

*D* Peso de todos los componentes de la estructura y la chimenea.

## 7.5 Conclusión

La estructura es analizada y para el estado tensional generado por las cargas de su propio peso se obtiene un coeficiente de seguridad a la fluencia de 31,62, el cual indica un alto nivel de certeza sobre la resistencia de la estructura frente a su propio peso y el de la chimenea.



## 8 Aplicación de la norma de viento

### 8.1 Introducción

En el presente capítulo se establece el método de cálculo de cargas frente a viento de acuerdo con el *procedimiento dos*, tanto para la estructura como la chimenea, ya que el mismo contempla las secciones de las vigas, su orientación como así también la dirección del viento. Es decir, es un procedimiento más detallado respecto al número uno. También se analizan las direcciones en las que incide el viento y se determinan para cada una los estados tensionales que generan sobre la estructura para luego poder determinar el caso más crítico.

Además, se efectúa el análisis con el software [15] para determinar la dirección más desfavorable de carga. Por último, se estudian todas las combinaciones de carga posibles que establece la norma obteniendo para cada uno el coeficiente de seguridad a fluencia correspondiente.

### 8.2 Análisis de la estructura

De acuerdo con el procedimiento de diseño, del artículo 5.3 de la Norma INTI [1], establecido anteriormente se procede de la siguiente manera:

1. Se determina la *velocidad básica del viento*  $V$  y el *factor de direccionalidad*  $K_d$  de acuerdo con el artículo 5.4 de la Norma INTI [1].

De acuerdo con la **Figura 2-1** y a la **Tabla 2-1**, se puede determinar que la velocidad básica del viento para la ubicación donde se encuentra la estructura es de  $V = 46 \text{ m/s}$ .

Según la **Tabla 2-2**, el factor de direccionalidad del viento  $K_d$ , para un tipo de estructura de torre triangular resulta  $K_d = 0.85$

2. Se determina un *factor de importancia*  $I$  de acuerdo al artículo 5.5 de la Norma INTI [1].

Para definir el factor de importancia se debe primero establecer el tipo de categoría de la estructura para cargas de viento. Esto se realiza de acuerdo con la **Tabla 2-4**, obteniendo que la estructura pertenece a la *Categoría II*.





Una vez definido esto, de la **Tabla 2-3** se puede obtener el factor de importancia, siendo el mismo, para una Categoría II, de  $I = 1$

3. Se determinan para cada dirección de viento una *categoría* o *categorías de exposición* y los *coeficientes de exposición para presión dinámica*  $K_z$  o  $K_h$ , según corresponda, de acuerdo con el artículo 5.6 de la Norma INTI [1].

Para determinar el coeficiente de exposición para la presión dinámica  $K_z$ , primero se debe determinar el tipo de exposición en que se encuentra la estructura. El tipo de exposición es determinado según el artículo 5.6 de la Norma INTI [1], donde se concluye que la estructura en cuestión presenta una *Exposición del tipo B*.

Una vez obtenido el tipo de exposición, de la **Tabla 2-5**, para una altura  $z = 50$  metros, se determina que el coeficiente de exposición para la presión dinámica es  $K_z = 1,14$ . El inconveniente de utilizar este coeficiente radica en que el mismo se mantiene constante con la altura lo cual no es correcto. Para ello se recurre a otro método para obtener  $K_z$ . Dicho método es mediante el uso de la siguiente formula:

$$K_z = 2,01 \left( \frac{z}{z_g} \right)^{2/\alpha} \quad [8-1]$$

De la **Tabla 2-8** y de acuerdo con el nivel de exposición  $B$ , se obtiene:

$$\alpha = 7$$

$$z_g = 366$$

Para  $Z < 5m$ :

$$K_z = 2,01 \left( \frac{5}{366} \right)^{2/7} = 0,5894 \quad [8-2]$$



Para  $5m < Z < Z_g$ :

$$K_z = 2,01 \left( \frac{h}{366} \right)^{2/7} \quad [8-3]$$

4. Se determina un factor topográfico  $K_{zt}$  de acuerdo al artículo 5.7 de la Norma INTI [1].

Para determinar el factor topográfico  $K_{zt}$ , se recurre a la ecuación [2-1].

Donde  $K_1, K_2$  y  $K_3$  se encuentran definidos en la **Tabla 2-6**.

Para utilizar la **Tabla 2-6**, se debe definir primero el tipo de terreno, los cuales son:

- **Loma:** Con respecto a los efectos topográficos, una cresta de colina alargada caracterizada por fuertes relieves en dos direcciones.
- **Escarpa:** Con respecto a los efectos topográficos, un farallón o pendiente fuerte que por lo general separa dos áreas de pendiente suave.
- **Colina:** Con respecto a los efectos topográficos, una superficie de terreno caracterizada por fuertes relieves en cualquier dirección horizontal.

Si bien la zona donde se encuentra la estructura es prácticamente llana, para poder efectuar el cálculo del factor topográfico, se necesitan definir los tres factores mencionados, los cuales dependen del tipo de terreno. En base a las definiciones de la norma, se establece que la estructura se encuentra sobre una escarpa.

Multiplicador  $K_1$ :

Se deben determinar los factores  $H$  y  $L_h$ .

De acuerdo con el artículo 5.7.1 de la Norma INTI [1] el mínimo  $H$  para exposiciones del tipo C es de  $H = 5 [m]$ .



Como se estableció anteriormente, la estructura se encuentra sobre un terreno prácticamente llano, por lo tanto, de acuerdo con los gráficos de la **Tabla 2-6** se escoge la mayor distancia horizontal posible de la pendiente, resultando  $L_h = 10$

Una vez obtenido los factores  $H$  y  $L_h$ , se procede de la siguiente manera:

Realizando  $H/L_h = 5/10 = 0,5$ , obtenemos según la tabla  $K_1 = 0,43$

Multiplicador  $K_2$ :

Debido al tipo de terreno en el que se encuentra la estructura, se escoge un  $x$  lo más alejado posible de la pendiente, en este caso la mayor distancia horizontal es  $x = 40$  [m].

Realizando  $X/L_h = 40/10 = 4$ , obtenemos según la tabla  $K_2 = 0$

Multiplicador  $K_3$ :

El valor del factor  $Z$  depende de la altura que tiene la estructura. La misma se definió en el paso número 3 del procedimiento resultando en este caso  $Z = 50$  [m]

Realizando  $Z/L_h = 50/10 = 5$ , de la tabla se observa que el máximo valor es de  $Z/L_h = 2$ , por lo tanto, se opta el mismo y se obtiene que  $K_3 = 0$

Con los valores de los multiplicadores calculados, se procede a calcular  $K_{zt}$ , de acuerdo con la ecuación [2-1].

$$K_{zt} = (1 + 0.43 \times 0 \times 0)^2 = 1$$

5. Se determina un *factor de efecto de ráfaga*  $G$  o  $G_f$ , según corresponda, de acuerdo con el artículo 5.8 de la Norma INTI [1].

Como se encuentra definido en el artículo 5.8 de la Norma INTI [1], para estructuras rígidas el factor de efecto de ráfaga resulta  $G = 0,85$

6. Se determina una clasificación de cerramiento de acuerdo con el artículo 5.9 de la Norma INTI [1].

En el caso en estudio, no se aplica.

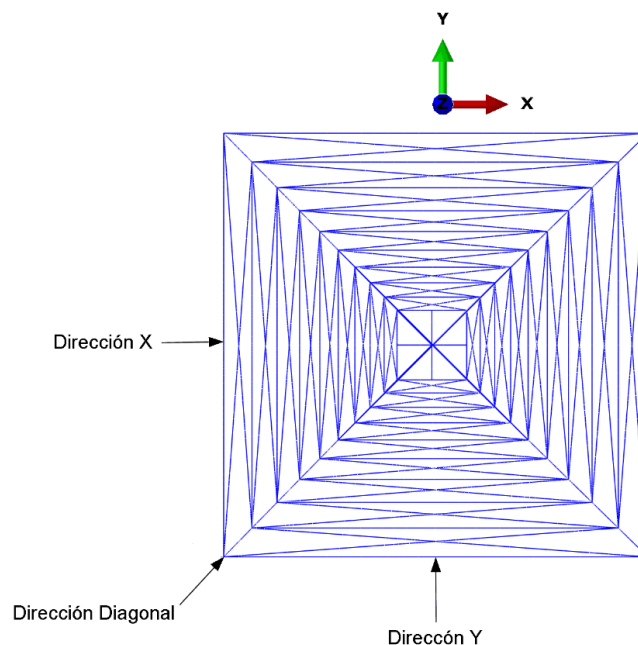


7. Se determina el *coeficiente de presión interna*  $GC_{pi}$ , de acuerdo con el artículo 5.11.1 de la Norma INTI [1].

En el caso en estudio, no se aplica.

8. Se determinan los *coeficientes de presión externa*  $C_p$  o  $GC_{pf}$ , o los *coeficientes de fuerza*  $C_f$ , según corresponda, de acuerdo con los artículos 5.11.2. o 5.11.3. de la Norma INTI [1] respectivamente.

Para determinar los coeficientes de fuerza, se recurre al uso de las **Tabla 2-10** y **Tabla 2-11**.



**Figura 8-1: Direcciones del viento – Vista superior de la estructura en wireframe**

De acuerdo con la **Figura 8-1** se observa que hay tres posibles direcciones del viento que inciden en la estructura. Respecto a esto, la acción del viento en las direcciones X e Y es igual debido a la simetría de la estructura. Por lo tanto, se analiza una de estas direcciones y la dirección diagonal determinando así cual es el caso más desfavorable en cuanto a la acción del viento sobre la estructura.

En la **Tabla 2-10** se puede observar cómo incide el viento sobre los perfiles de acuerdo con la dirección en que el mismo los afecta. A continuación, se muestran los dos tipos de perfiles utilizados en la estructura, siendo la **Figura 8-2** para el perfil  $W6x25$  y el  $W6x15$  y la **Figura 8-3** para el perfil  $L3x1/4$ .

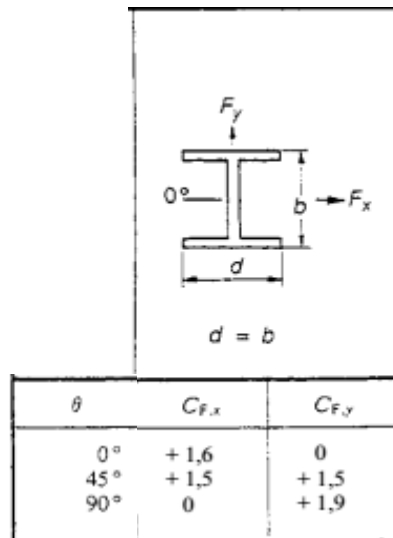


Figura 8-2: Incidencia del viento sobre perfil W

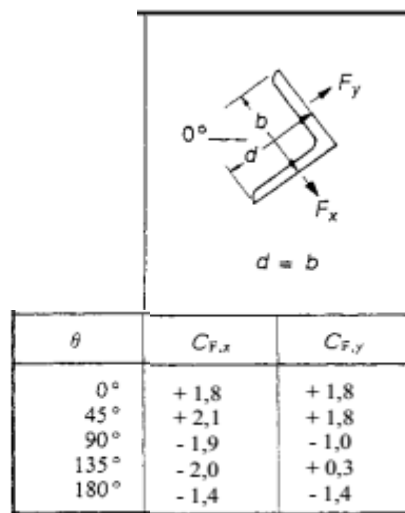


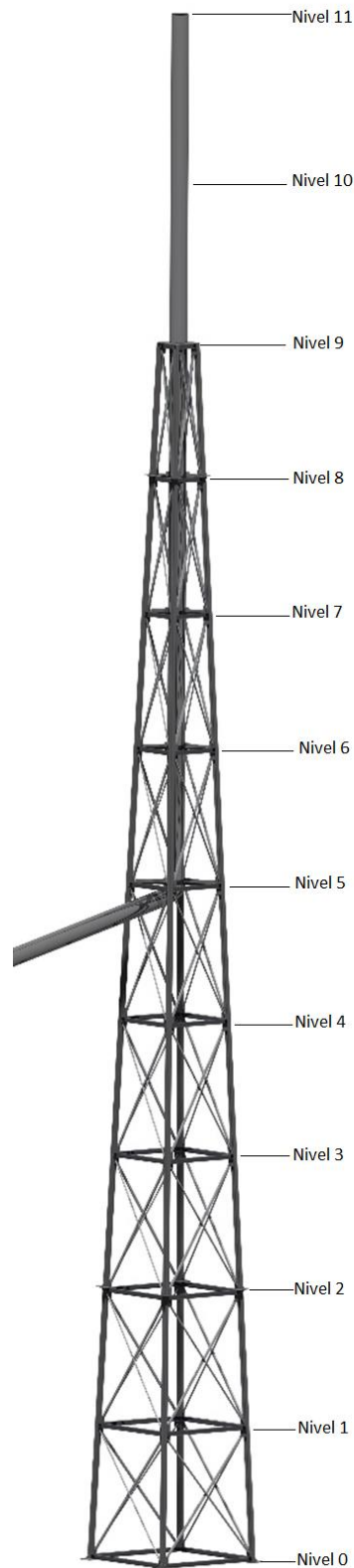
Figura 8-3: Incidencia del viento sobre perfil L

Cuando la incidencia del viento es en la dirección X sobre los perfiles W se tiene un coeficiente de fuerza de  $C_f = 1.6$  correspondiente a un ángulo de  $0$  grados y para los perfiles L se tiene un coeficiente de fuerza de  $C_f = 2.1$  correspondiente a un ángulo de  $45$  grados. Esto es así debido a la disposición de los perfiles sobre la estructura.

Cuando la incidencia del viento se da en la dirección diagonal en los perfiles W se tiene un coeficiente de fuerza de  $C_f = 1.5$  correspondiente a un ángulo de  $45$  grados y para los perfiles L se tiene un coeficiente de fuerza de  $C_f = 1.8$  correspondiente a un ángulo de  $0$  grados. Esto es así debido a la disposición de los perfiles sobre la estructura.



Una vez establecidas las direcciones con la que incide el viento sobre la estructura, se la divide a la misma en once niveles como se muestra en la **Figura 8-4**.



**Figura 8-4: Niveles de la estructura**



En cada uno de los niveles, se analiza el tipo de perfil estructural. A partir de dicho análisis se genera la siguiente tabla con los coeficientes de fuerza de cada perfil según la incidencia del viento:

**Tabla 8-1: Coeficientes de fuerza para cada perfil**

Nivel	Perfil	b [m]	l [m]	A <sub>f</sub> [m <sup>2</sup> ]	Esbeltez [l/b]	K <sub>e</sub>	Angulo viento [°]		C <sub>f</sub>	
							X	Diagonal	X	Diagonal
1	W6x25	0,162	4,7	0,7614	29,0123	0,9	0	45	1,6	1,5
	W6x15	0,152	3,805	0,5784	25,0329	0,9	0	45	1,6	1,5
	L 3x1/4	0,0762	5,632	0,4292	73,9108	1	45	0	2,1	1,8
2	W6x25	0,162	4,7	0,7614	29,0123	0,9	0	45	1,6	1,5
	W6x15	0,152	3,473	0,5279	22,8487	0,9	0	45	1,6	1,5
	L 3x1/4	0,0762	5,421	0,4131	71,1417	1	45	0	2,1	1,8
3	W6x25	0,162	4,7	0,7614	29,0123	0,9	0	45	1,6	1,5
	W6x15	0,152	3,131	0,4759	20,5987	0,9	0	45	1,6	1,5
	L 3x1/4	0,0762	5,224	0,3981	68,5564	1	45	0	2,1	1,8
4	W6x25	0,162	4,7	0,7614	29,0123	0,9	0	45	1,6	1,5
	W6x15	0,152	2,79	0,4241	18,3553	0,8	0	45	1,6	1,5
	L 3x1/4	0,0762	5,043	0,3843	66,1811	1	45	0	2,1	1,8
5	W6x25	0,162	4,7	0,7614	29,0123	0,9	0	45	1,6	1,5
	W6x15	0,152	2,448	0,3721	16,1053	0,8	0	45	1,6	1,5
	L 3x1/4	0,0762	4,879	0,3718	64,0289	1	45	0	2,1	1,8
6	W6x25	0,162	4,7	0,7614	29,0123	0,9	0	45	1,6	1,5
	W6x15	0,152	2,106	0,3201	13,8553	0,77	0	45	1,6	1,5
	L 3x1/4	0,0762	4,734	0,3607	62,1260	1	45	0	2,1	1,8
7	W6x25	0,162	4,7	0,7614	29,0123	0,9	0	45	1,6	1,5
	W6x15	0,152	1,765	0,2683	11,6118	0,75	0	45	1,6	1,5
	L 3x1/4	0,0762	4,611	0,3514	60,5118	1	45	0	2,1	1,8
8	W6x25	0,162	4,7	0,7614	29,0123	0,9	0	45	1,6	1,5
	W6x15	0,152	1,423	0,2163	9,3618	0,7	0	45	1,6	1,5
	L 3x1/4	0,0762	4,51	0,3437	59,1864	1	45	0	2,1	1,8
9	W6x25	0,162	4,7	0,7614	29,0123	0,9	0	45	1,6	1,5
	W6x15	0,152	1,081	0,1643	7,1118	0,9	0	45	1,6	1,5
	L 3x1/4	0,0762	4,363	0,3325	57,2572	1	45	0	2,1	1,8

A continuación, se presenta una tabla a modo de resumen con todos los factores que se determinaron de acuerdo con el método dos. Dichos parámetros son los que se utilizan para determinar la presión dinámica del viento y por último obtener la fuerza que el viento genera sobre la estructura en estudio.



**Tabla 8-2: Resumen de datos**

Datos		
Parámetro	Valor	Unidad
$V$	46	[m/s]
$K_d$	0,85	[1]
Categoría	II	[1]
$I$	1	[1]
Exposición	$B$	[1]
$K_z$	Ecuaciones [8-2] y [8-3]	[1]
$K_{zt}$	1	[1]
$G$	0,85	[1]
$C_f$	<b>Tabla 8-1</b>	[1]

En la **Tabla 8-2** se aprecia que la velocidad del viento para la zona analizada es de 46 m/s, el factor de direccionalidad es de 0,85, la categoría es del *tipo II*, el factor de importancia de 1 y se tiene un factor de exposición del *tipo B*.

El coeficiente de exposición dinámica,  $K_z$ , depende de la altura baricéntrica por lo cual se dejan explícitas las ecuaciones.

El coeficiente de fuerza varía de acuerdo a la sección que se analiza y su orientación, es por ello que se hace uso de la **Tabla 2-10** y la **Tabla 2-11**.

- Se determina la *presión dinámica*  $q_z$  o  $q_h$ , según corresponda, con el artículo 5.10 de la Norma INTI [1].

La presión dinámica, ecuación [2-9], según el artículo 5.10 de la Norma INTI [1], depende del factor  $K_z$  el cual varía de acuerdo con la altura  $z$ .

A continuación, se genera una tabla con los valores de  $q_z$  para cada nivel y para cada perfil estructural contenido en el mismo, de acuerdo con los datos de la **Tabla 8-2**, los cuales dependen de la cota al baricentro del área  $z$ . Dicha tabla es válida tanto para la incidencia del viento en la dirección en X como en la dirección diagonal, debido a que la ecuación solo depende de la altura baricéntrica y es la misma en ambas situaciones.





Tabla 8-3: Presión dinámica  $q_z$

Nivel	Perfil	Cota al baricentro z de la sección [m]	$q_z$ [ $N/m^2$ ]
1	W6x25	2,35	650
	W6x15	4,7	
	L 3x1/4	2,35	
2	W6x25	7,05	717
	W6x15	9,4	778
	L 3x1/4	7,05	717
3	W6x25	11,75	830
	W6x15	14,1	874
	L 3x1/4	11,75	830
4	W6x25	16,45	913
	W6x15	18,8	949
	L 3x1/4	16,45	913
5	W6x25	21,15	981
	W6x15	23,5	1011
	L 3x1/4	21,15	981
6	W6x25	25,85	1039
	W6x15	28,2	1065
	L 3x1/4	25,85	1039
7	W6x25	30,55	1090
	W6x15	32,9	1113
	L 3x1/4	30,55	1090
8	W6x25	35,25	1136
	W6x15	37,6	1157
	L 3x1/4	35,25	1136
9	W6x25	39,95	1177
	W6x15	42,3	1196
	L 3x1/4	39,95	1177

En el caso del nivel 1, el valor de  $q_z$  es determinado con  $z = 5$  ya que todos los valores de  $z$  de dicho nivel son menores a cinco.

10. Se determina la *carga de viento de diseño*  $p$  o  $F$  de acuerdo con los artículos 5.12. y 5.13. de la Norma INTI [1], según corresponda.

A continuación, con los valores obtenidos en la **Tabla 8-1**, **Tabla 8-2** y **Tabla 8-3**, se procede a calcular el valor de la fuerza puntual sobre cada perfil en cada nivel establecido de acuerdo a la ecuación [2-12] tanto en la dirección X como en la dirección diagonal.



**Tabla 8-4: Fuerza puntual del viento sobre cada perfil**

Nivel	Perfil	F [N]	
		Dirección X	Dirección diagonal
1	W6x25	606	568
	W6x15	460	431
	L 3x1/4	498	427
2	W6x25	668	626
	W6x15	503	472
	L 3x1/4	529	453
3	W6x25	773	725
	W6x15	509	477
	L 3x1/4	590	505
4	W6x25	851	798
	W6x15	438	410
	L 3x1/4	627	537
5	W6x25	915	857
	W6x15	409	384
	L 3x1/4	651	558
6	W6x25	969	908
	W6x15	357	335
	L 3x1/4	669	574
7	W6x25	1016	952
	W6x15	305	286
	L 3x1/4	684	586
8	W6x25	1058	992
	W6x15	238	223
	L 3x1/4	697	597
9	W6x25	1097	1028
	W6x15	241	226
	L 3x1/4	698	599

De acuerdo con los resultados obtenidos en la **Tabla 8-4** se puede observar que las mayores cargas en todos los niveles se dan para la dirección del viento en X y no en la diagonal. Aun así, se estudia el estado tensional que generan las cargas en ambas direcciones debido a que en la dirección diagonal el viento incide sobre una mayor cantidad de perfiles.



### 8.3 Análisis de la chimenea

Para efectuar el análisis de la chimenea, se divide a la misma en niveles. Los datos técnicos de la chimenea son:

- Diámetro: 0.6096 metros.
- Longitud total: 30 metros.
- Altura de punto de sujeción: 20 metros.

Nos referimos a la altura de sujeción de la chimenea como el punto por donde se encuentra soportada la misma por la estructura, es decir que la chimenea ingresa a la estructura a una altura de 20 metros del nivel del suelo.

En la **Figura 6-7** se puede observar cómo es sujeta la chimenea en cinco niveles diferentes.

Se realiza la división de la chimenea en seis niveles donde la longitud de cada uno se especifica en la **Tabla 8-5**. Para determinar el  $C_f$  de la chimenea, se recurre al uso de la **Tabla 2-11**, donde en la misma se observa que hay diversas secciones transversales. Se escoge la del *tipo circular*. En la misma el coeficiente de fuerza depende del factor  $V_z * b$ .

Siendo:

$V_z$             Velocidad de ráfaga a la altura  $z$ , ecuación [2-14].

$b$               Diámetro de la chimenea.

El análisis de la incidencia del viento sobre la chimenea es independiente de la dirección en la que actúa el viento, tanto en X como en la dirección diagonal, ya que la chimenea es cilíndrica.

La presión dinámica, ecuación [2-9] según el artículo 5.10 de la Norma INTI [1], varía de acuerdo con el valor de  $K_z$  establecido en el artículo 5.6 de la Norma INTI [1] el cual el mismo también depende de la altura del centro de la sección establecida.

La relación de esbeltez se obtiene dividiendo la longitud total de la chimenea por su diámetro, ecuación [8-4]:



$$K_e = \frac{\text{longitud total}}{D} \quad [8-4]$$

Una vez determinado el coeficiente de fuerza, el área normal al viento, la relación de esbeltez y la presión dinámica se procede a calcular la carga de viento sobre cada nivel de acuerdo con la ecuación [2-12]:

Siendo  $A_f = D * l [m^2]$  el área normal a la acción del viento.

Una vez establecidos todos los valores a determinar, se genera una tabla con los niveles de la chimenea. La misma se presenta a continuación:

**Tabla 8-5: Acción del viento sobre la chimenea**

Nivel	Diámetro [m]	Longitud [m]	$A_f$	Cota al baricentro [m]	$V_z$	$V_z * b$	$q_z [N/m^2]$	Esbeltez	$K_e$	$C_f$	F [N]
6	0,6096	4,7	2,87	25,85	52,68	32,12	1039	49,21	1	0,6	1519
7		4,7	2,87	30,55	53,96	32,89	1090		1	0,6	1593
8		4,7	2,87	35,25	55,07	33,57	1136		1	0,6	1659
9		4,7	2,87	39,95	56,06	34,18	1177		1	0,6	1720
10		3,85	2,35	44,225	56,88	34,68	1212		1	0,6	1450
11		3,85	2,35	48,075	57,57	35,09	1241		1	0,6	1485

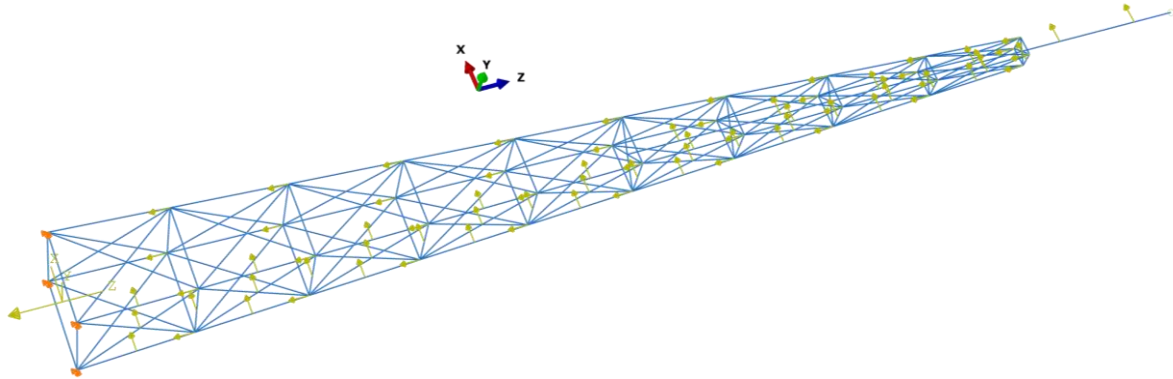
## 8.4 Aplicación de las cargas de viento en la estructura

Una vez determinadas las cargas del viento sobre la estructura y la chimenea según la **Tabla 8-4** y la **Tabla 8-5** respectivamente se aplican en el modelo de análisis.

Las cargas del viento son aplicadas conjuntamente con las cargas del propio peso de la estructura, debido a que dichas cargas actúan en todo momento. Se analiza la carga de viento tanto en la dirección X como la dirección diagonal, según **Figura 8-1**.

### 8.4.1 Dirección X

En la **Figura 8-5** se visualizan las cargas de viento en la dirección X en el modelo tanto sobre la estructura como la chimenea.

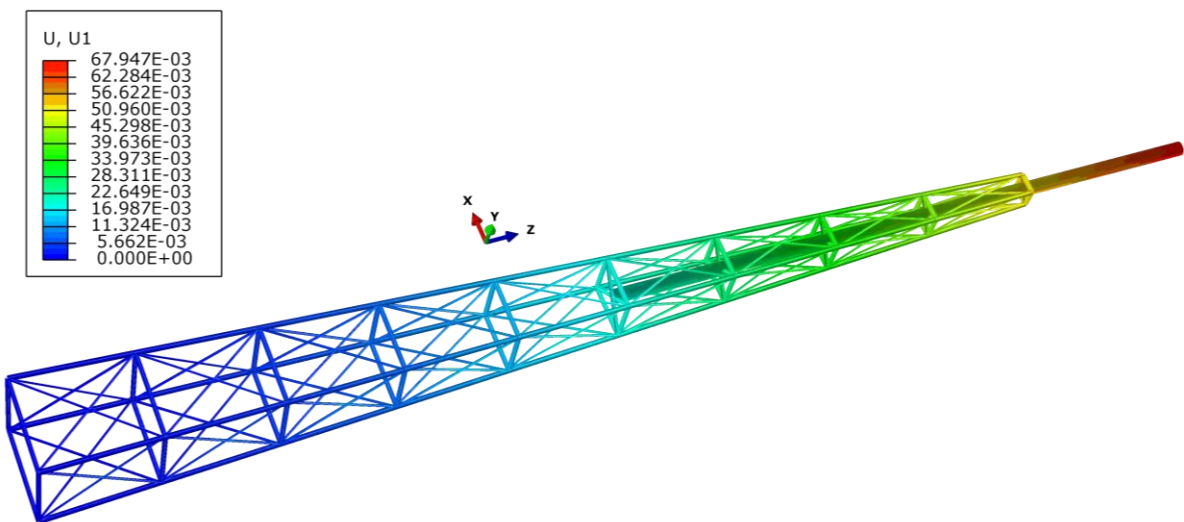


**Figura 8-5: Aplicación de cargas del viento en la dirección X**

En la **Figura 8-5** se observa que las cargas del viento están aplicadas en una de las caras de la estructura en la dirección X. Por simetría se puede aplicar en cualquiera de las cuatro caras en forma indistinta.

Se debe tener en cuenta que los desplazamientos detallados en las próximas figuras se encuentran en metros, las tensiones en MPa y las direcciones X, Y, Z están representadas por U1, U2, U3 respectivamente.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos luego de aplicar las cargas anteriormente mencionadas.



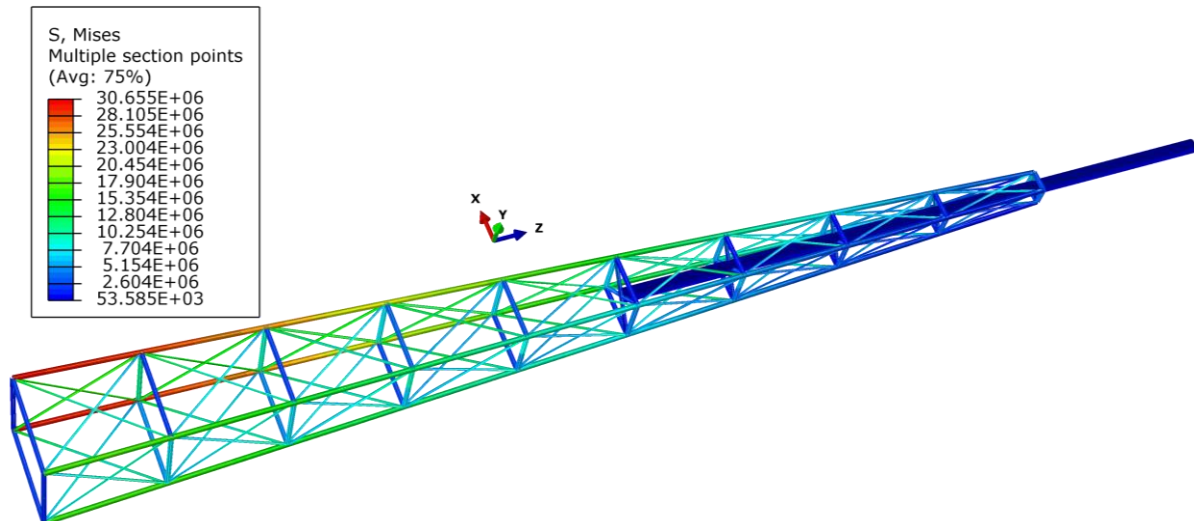
**Figura 8-6: Desplazamiento en X con cargas de viento en X**

En la **Figura 8-6** se puede notar que el máximo desplazamiento se da en el punto más alto de la chimenea, siendo el mismo de 67,95 mm en la dirección X. También se observa en forma



general que a mayor altura se tienen mayores desplazamientos. Los desplazamientos en la dirección Y así como en la dirección Z son de tres órdenes de magnitud menores a los obtenidos en X, por lo tanto, despreciables.

En la **Figura 8-7** a continuación se puede observar que el máximo estado tensional se encuentra en la base de la estructura en los montantes verticales con un valor de 30,65 MPa.



**Figura 8-7: Tensión con carga de viento en la dirección X**

Seguidamente se calcula el coeficiente de seguridad a fluencia en la zona más solicitada, utilizando la teoría de Von Mises.

La tensión de fluencia del Acero F-24 detallada en la **Tabla 6-2** es la siguiente:

$$\sigma_f = 240 \text{ [MPa]} \quad [8-5]$$

Según la **Figura 8-7**, la tensión en la base es de 30,65 MPa.

El coeficiente de seguridad a fluencia es:

$$CS_{fluencia-VM} = \frac{\sigma_f}{\sigma} \quad [8-6]$$

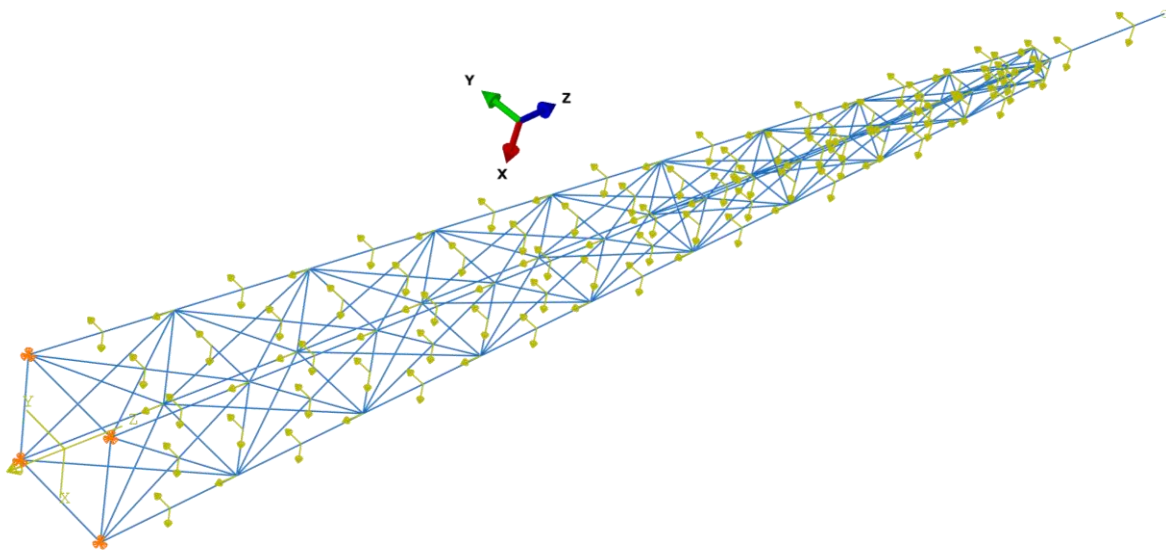
Reemplazando los valores en la ecuación [8-6] se obtiene lo siguiente:

$$CS_{fluencia-VM} = \frac{240}{30,65} = 7,83 \quad [8-7]$$

Como se puede observar en la ecuación [8-7], las cargas de viento en la dirección X no producen la falla de la estructura ya que la misma se encuentra dimensionada con un coeficiente de seguridad a fluencia de 7,83.

### 8.4.2 Dirección diagonal

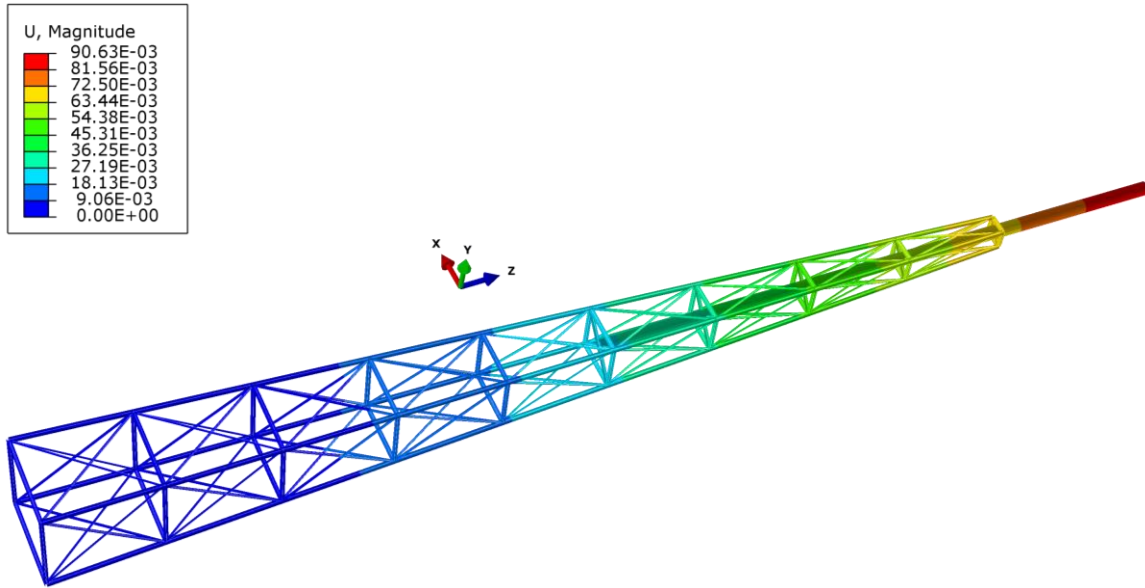
En la **Figura 8-8** se visualizan las cargas de viento en la dirección diagonal en el modelo tanto sobre la estructura como la chimenea. Las cargas diagonales obtenidas de la **Tabla 8-4** y la **Tabla 8-5** están aplicadas en el punto baricéntrico de las vigas mediante su descomposición en la dirección X e Y.



**Figura 8-8: Aplicación de cargas del viento en la dirección diagonal**

Se debe tener en cuenta que los desplazamientos detallados en las próximas figuras se encuentran en metros, las tensiones en MPa y las direcciones X, Y, Z están representadas por U1, U2, U3 respectivamente.

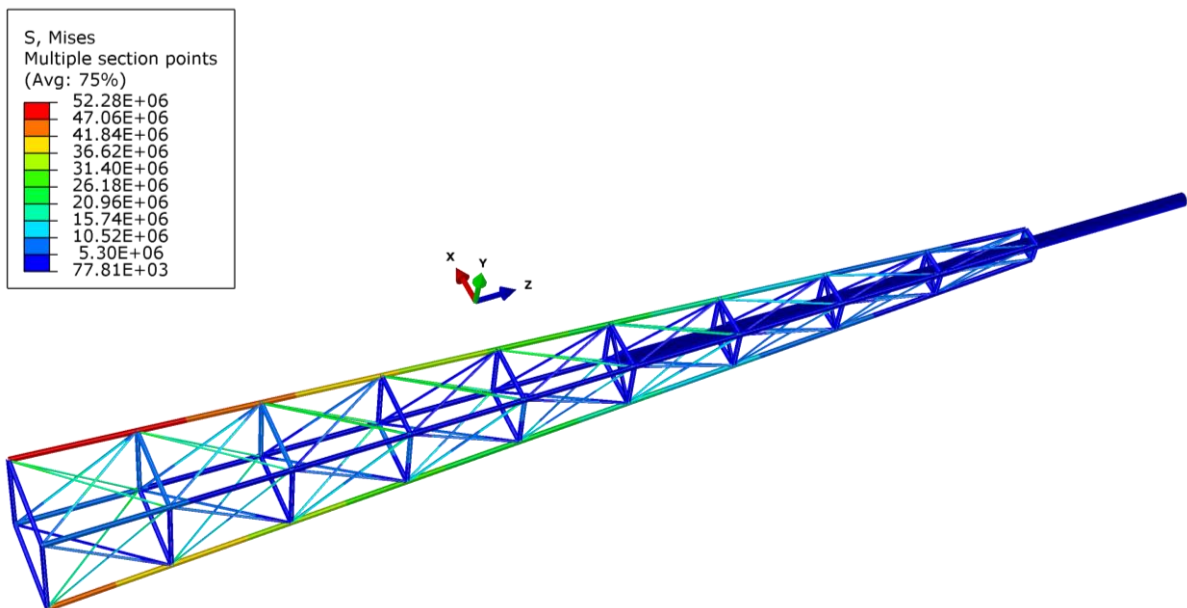
A continuación, se presentan los resultados obtenidos luego de aplicar las cargas anteriormente mencionadas.



**Figura 8-9: Desplazamiento absoluto con cargas de viento en la dirección diagonal**

En la **Figura 8-9** se puede notar que el máximo desplazamiento absoluto se da en el punto más alto de la chimenea, siendo el mismo de  $90,63$  mm, teniendo una componente en X e Y de  $64$  mm. También se observa en forma general que a mayor altura se tienen mayores desplazamientos.

En la **Figura 8-10** se puede observar que el máximo estado tensional se encuentra en la base de la estructura en uno de los montantes verticales con un valor de  $52,28$  MPa.



**Figura 8-10: Tensión con carga de viento en la dirección diagonal**





Seguidamente se calcula el coeficiente de seguridad a fluencia en la zona más solicitada, utilizando la teoría de Von Mises.

La tensión de fluencia del Acero F-24 detallada en la **Tabla 6-2** es la siguiente:

$$\sigma_f = 240 \text{ [MPa]} \quad [8-8]$$

Según la **Figura 8-7**, la tensión en la base es de 52,28 MPa.

El coeficiente de seguridad a fluencia es:

$$CS_{fluencia-VM} = \frac{\sigma_f}{\sigma} \quad [8-9]$$

Reemplazando los valores en la ecuación [8-6] se obtiene lo siguiente:

$$CS_{fluencia-VM} = \frac{240}{52,28} = 4,59 \quad [8-10]$$

Como se puede observar en la ecuación [8-10], las cargas de viento en la dirección diagonal no producen la falla de la estructura ya que la misma se encuentra dimensionada con un coeficiente de seguridad a fluencia de 4,59. Este caso es más crítico que lo observado con respecto a la dirección en X.

### 8.4.3 Combinación de acciones

Las estructuras, sus componentes y fundaciones se deben diseñar de modo que sus resistencias de cálculo igualen o excedan los efectos de las cargas mayoradas en las combinaciones que incluyen el viento.

Teniendo en cuenta lo establecido en el apartado 1.4, las ecuaciones expresadas en 2.7.10.2 se reducen a lo siguiente:

$$1 \quad 1,2 D + 1,6 W \quad [8-11]$$



Siendo:

$D$  Peso de la estructura y chimenea.

$W$  Carga de viento en la dirección más desfavorable.

En el caso en estudio, la carga de viento más desfavorable es la que se presenta en la dirección diagonal. Aplicando las combinaciones de carga anteriormente mencionadas se obtiene:

**Tabla 8-6: Coeficiente de seguridad a fluencia**

Carga	Combinación	S máx. [MPa]	U máx. [mm]	CS
Viento	1D + 1 W	52,28	90,63	4,59
	0,9D + 1,6 W	78,53	145	3,05
	<b>1,2D + 1,6 W</b>	<b>80,72</b>	<b>145</b>	<b>2,97</b>

Por lo presentado en la **Tabla 8-6** la estructura frente a las cargas de viento, en la dirección diagonal, la cual es más crítica que la dirección X, presenta en los casos de combinación de carga propuestos por la norma un coeficiente de seguridad a fluencia mayor a 1.

El menor coeficiente de seguridad se da para el caso de combinación de cargas mayoradas  $1,2D + 1,6 W$ , siendo el mismo de 2,97. El mismo será estudiado con mayor énfasis en el Capítulo 10.

## 8.5 Conclusión

De lo analizado en el presente capítulo se concluye que la dirección del viento que mayor sollicitación genera sobre la estructura es en la dirección diagonal.

Una vez establecida la dirección crítica, se analiza sobre la misma los distintos tipos de combinaciones de cargas que establece la norma obteniendo para el caso más solicitado un CS de 2,97, en el mismo se aumenta un 20% su propio peso y se incrementa un 60 % las cargas de viento.



## 9 Aplicación de la norma sísmica

### 9.1 Introducción

En el presente capítulo se aplica la norma sísmica sobre la estructura en estudio. Para lo cual, se determina la zona sísmica en donde se encuentra ubicada la torre, las condiciones locales del suelo, el grupo al cual pertenece la estructura según su función y con la trascendencia que puedan tener eventuales daños en caso de que ocurra un sismo.

Además, se determinan las cargas sísmicas las cuales se aplican sobre la estructura utilizando el método de elementos finitos y se analizan los resultados obtenidos.

### 9.2 Zonificación sísmica

La estructura en análisis está ubicada en la Fábrica Militar de la ciudad de Río Tercero en la provincia de Córdoba.



Figura 9-1: Ubicación Geográfica de la FMRT



Observando el mapa de zonificación sísmica de la República Argentina presentado en la **Figura 3-1** y contrastándolo con el mapa de la **Figura 9-1**, se determina que la ubicación de la estructura está dentro de la *ZONA 1* correspondiente a una peligrosidad sísmica Reducida.

Para mayor seguridad se determina la zona sísmica según las coordenadas geográficas del sitio en la página web del Instituto Nacional de Prevención Sísmica, la misma nos brinda la **Tabla 9-1** a continuación.

**Tabla 9-1: Zona sísmica según coordenadas geográficas (www.inpres.gob.ar)**

Tipo Espectral (Sitio)	Zona Sísmica 1	
	$a_s = 0,08$	
	$C_a$	$C_v$
1 ( $S_A, S_B, S_C$ )	0,09	0,13
2 ( $S_D$ )	0,12	0,18
3 ( $S_E$ )	0,19	0,26

Se puede corroborar que la estructura está ubicada en la *ZONA 1* con una aceleración máxima del suelo de  $a_s = 0.08g$ . Al pertenecer a una zona sísmica distinta de la *ZONA 0* se deben aplicar íntegramente los requerimientos que establece la Norma CIRSOC-103 [2] para la construcción de la estructura sismorresistente.

### 9.3 Condiciones locales del suelo

El estudio de suelo correspondiente al sitio en donde está ubicada la estructura es información privada de la empresa, debido a esto solo se presentan conclusiones de su análisis.

Según el estudio del sitio se conoce que el suelo no es vulnerable o propenso a fallas, pérdida de la capacidad portante o colapso bajo acciones sísmicas, tampoco es potencialmente licuable ni presenta arcillas altamente sensitivas, turbas o arcillas de muy alta plasticidad. Tampoco presenta arcillas de media o baja rigidez de espesores mayores a 15 metros. Es un suelo dinámicamente estable.

El estudio realizado refleja que estamos tratando con suelos estratificados, por lo cual se procede a calcular el número de golpes del ensayo de penetración normalizado.



$$N_m = \frac{30}{\sum \left( \frac{t_i}{N_i} \right)} = 81 \quad [9-1]$$

A partir de  $N_m$  obtenido en la ecuación [9-1] y observando la clasificación del suelo en la **Tabla 3-2** se determina que la estructura está en un suelo *Tipo I*.

## 9.4 Agrupamiento de las construcciones

Con el objeto de establecer los requerimientos de previsiones sismorresistentes, las construcciones se agrupan de acuerdo con sus funciones y con la trascendencia que puedan tener eventuales daños o colapsos de la mismas en caso de ocurrencia de sismos.

Para el caso en cuestión se considera que la estructura en estudio se encuentra en el *Grupo B* según la clasificación presentada en **3.7.3**.

## 9.5 Factor de riesgo

Para una construcción que corresponde al *Grupo B* le corresponde el siguiente factor de riesgo:

$$\gamma_d = 1,0 \quad [9-2]$$

## 9.6 Acciones sísmicas horizontales de diseño

La excitación sísmica se define básicamente a través de los espectros de aceleraciones equivalentes o espectros de pseudoaceleraciones.

Los mismos expresan las aceleraciones equivalentes como fracciones de la aceleración de la gravedad, en función de las características dinámicas de la estructura.

La forma y magnitud de dichos espectros dependen de la zona sísmica y del tipo de suelo de fundación.



### 9.6.1 Efecto del amortiguamiento sobre las estructuras

El amortiguamiento tiene un efecto benéfico sobre la respuesta estructural dado que reduce los valores de desplazamiento, velocidad y aceleración máxima. Esto se debe a que por acción del amortiguamiento se disipa energía, generalmente en forma de calor y sonido, disminuyendo así la vibración de la estructura.

**Tabla 9-2: Valores de amortiguamiento según el tipo de construcción**

Tipo de construcción	Amortiguamiento $\xi$
Tuberías de acero	1%
Construcciones o componentes de acero sin presencia de elementos que incrementen el amortiguamiento.	2%
Construcciones usuales de: - Hormigón armado - Hormigón pretensado - Madera - Mampostería - Estructuras de acero, con presencia de elementos que incrementen el amortiguamiento	5%

Fuente: Norma INTI CIRSOC 103-1991

La estructura no presenta amortiguadores físicos, por lo que se establece que el factor de amortiguamiento es del 2% según **Tabla 9-2**.

### 9.6.2 Espectros para acciones sísmicas horizontales

Las ordenadas  $S_a$  del espectro elástico de diseño para acciones horizontales, se determinan mediante las siguientes expresiones para amortiguamientos menores al 5% del crítico:

$$S_a = a_s + (f_a \cdot b - a_s) \cdot \frac{T}{T_1} \quad \text{para } T \leq T_1 \quad [9-3]$$

$$S_a = f_a \cdot b \quad \text{para } T_1 \leq T \leq T_2 \quad [9-4]$$

$$S_a = \left[ 1 + (f_a - 1) \cdot \frac{T_2}{T} \right] \cdot \left[ b \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \right] \quad \text{para } T > T_2 \quad [9-5]$$



$$f_a = [5/\xi]^{0,5} \quad \text{para } 0,5 \% \leq \xi \leq 5 \% \quad \text{[9-6]}$$

Siendo:

- $S_a$  Pseudoaceleración elástica expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.
- $a_s$  Ordenada al origen del espectro (aceleración máxima del suelo), expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.
- $b$  Ordenada del plafón del espectro o máxima pseudoaceleración, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.
- $T$  Período de vibración, expresado en segundos.
- $T_1$  Período correspondiente al comienzo del plafón, expresado en segundos.
- $T_2$  Período de vibración correspondiente al fin del plafón, expresado en segundos.
- $f_a$  Factor de amplificación por amortiguamiento.
- $\xi$  Amortiguamiento considerado, expresado como porcentaje del crítico.

Todos estos valores son función de la zona sísmica y del tipo de suelo de fundación.

En la **Tabla 9-3** a continuación se expresan dichos valores.



**Tabla 9-3: Parámetros para las distintas zonas sísmicas y tipos de suelo de fundación**

ZONA SÍSMICA	SUELO	$a_s$	b	$T_1$	$T_2$
4	Tipo I	0,35	1,05	0,20	0,35
	Tipo II	0,35	1,05	0,30	0,60
	Tipo III	0,35	1,05	0,40	1,00
3	Tipo I	0,25	0,75	0,20	0,35
	Tipo II	0,25	0,75	0,30	0,60
	Tipo III	0,25	0,75	0,40	1,00
2	Tipo I	0,16	0,48	0,20	0,50
	Tipo II	0,17	0,51	0,30	0,70
	Tipo III	0,18	0,54	0,40	1,10
1	Tipo I	0,08	0,24	0,20	0,60
	Tipo II	0,09	0,27	0,30	0,80
	Tipo III	0,10	0,30	0,40	1,20
0	Tipo I	0,04	0,12	0,10	1,20
	Tipo II	0,04	0,12	0,10	1,40
	Tipo III	0,04	0,12	0,10	1,60

Para el caso en estudio con una *Zona sísmica I* y un suelo *Tipo I* según la **Tabla 9-3** se obtiene lo siguiente:

$$a_s = 0,08 \quad [9-7]$$

$$b = 0,24 \quad [9-8]$$

$$T_1 = 0,20 \quad [9-9]$$

$$T_2 = 0,60 \quad [9-10]$$

Para determinar la pseudoaceleración elástica aún se debe determinar el período de vibración natural de la estructura y el factor de amplificación por amortiguamiento.

### 9.6.2.1 Factor de amplificación por amortiguamiento

El amortiguamiento de la estructura es del 2% según lo determinado en el apartado **9.6.1**. Teniendo esto en cuenta y según la ecuación [9-6] se puede determinar el factor de amplificación por amortiguamiento como se muestra a continuación.





$$f_a = [5/\xi]^{0,5} = [5/2]^{0,5} = 1,5811 \quad [9-11]$$

### 9.6.2.2 Cálculo del período de vibración natural de la estructura

Para determinar el período natural de vibración de la estructura se hace uso del software [15].

Se procede a determinar las frecuencias naturales y los modos de la estructura mediante un procedimiento de perturbación lineal de frecuencias creado en un Step.

Para hacer uso del step de frecuencias primero se debe seleccionar el método con el que se desea obtener los autovalores, los mismos son explicados a continuación:

- Lanczos
- AMS (Sub-estructuración en multi niveles automático)
- Subespacio

El método Lanczos requiere para su uso la máxima frecuencia de interés o el número de autovalores que se deseen calcular. También puede ser especificado la mínima frecuencia de interés. Este método es el que se utiliza tradicionalmente para obtener los autovalores debido a que es el que presenta las capacidades más generales de cálculo.

Para el método AMS solo es necesario especificar la máxima frecuencia de interés, la frecuencia global, y Abaqus automáticamente extrae todos los modos hasta dicha frecuencia. También se puede especificar la mínima frecuencia o el número de modos de nuestro interés.

Para el método de subespacio solo es necesario especificar el número de autovalores requeridos. También puede ser especificado la máxima frecuencia de interés.

De acuerdo con estas especificaciones de cada método se selecciona el método *Lanczos* debido a que es el más general. Se especifica en dicho método que el número de autovalores a calcular es de dos ya que la norma CIRSOC [2] establece que el período a considerar para la determinación del coeficiente sísmico es el período traslacional en la dirección considerada.



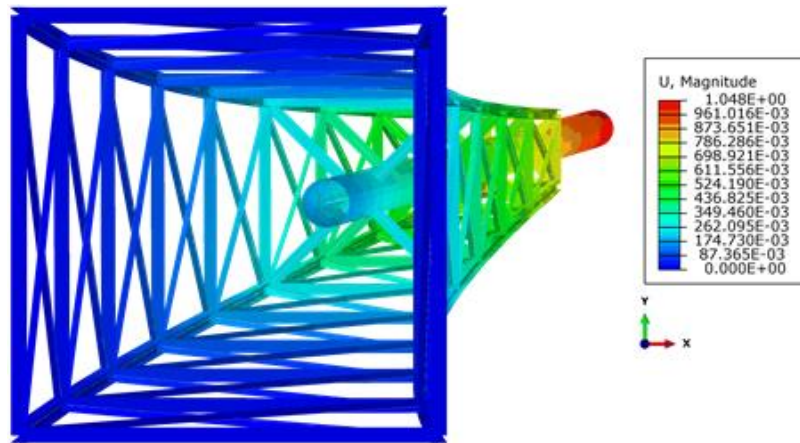
Del análisis efectuado, se obtiene la siguiente tabla:

**Tabla 9-4: Modos, autovalores y frecuencias**

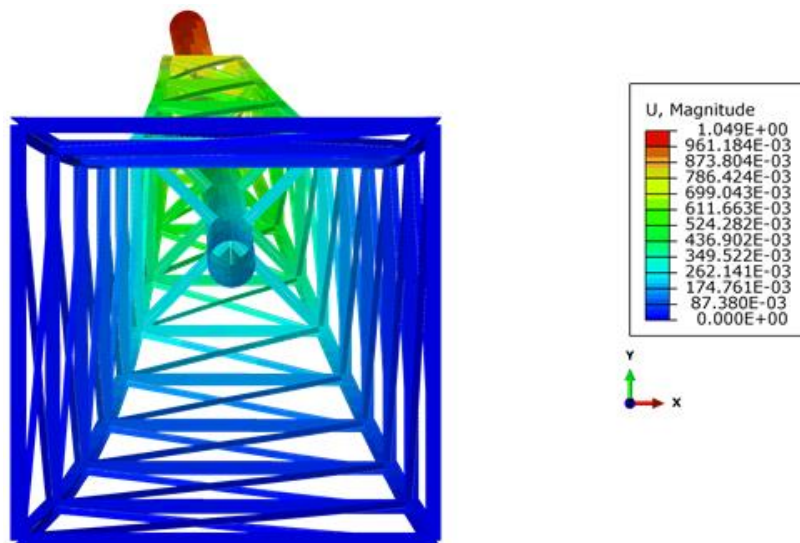
MODE NO	EIGENVALUE	FREQUENCY (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)
1	76.273	8.7335	1.3900
2	76.494	8.7461	1.3920

En la **Tabla 9-4** se pueden observar los dos primeros modos de la estructura. En cada uno se detalla la frecuencia a la cual ocurren.

A continuación, se muestra para cada modo la deformación de la estructura.



**Figura 9-2: Deformación del modo 1 en la dirección X**



**Figura 9-3: Deformación del modo 2 en la dirección Y**



Para el análisis de las cargas sísmicas se utiliza el primer modo representado en la **Figura 9-2** para la dirección X y el segundo modo de la **Figura 9-3** para la dirección Y .

De la **Tabla 9-4** se obtiene la frecuencia fundamental y se determina el período fundamental de la estructura, siendo:

$$T = \frac{1}{frecuencia} = 1/1,39 = 0,72 [s] \quad [9-12]$$

El período obtenido en la ecuación [9-12] es utilizado para la determinación de las cargas sísmicas.

### 9.6.2.3 Pseudoaceleración elástica

Una vez definidos todos los valores requeridos para la determinación de la pseudoaceleración elástica se procede a su cálculo reemplazando las ecuaciones [9-8], [9-10], [9-11] y [9-12] en la ecuación [9-5] debido a que  $T = 0,72 > T_2 = 0,6$

$$S_a = \left[ 1 + (1,5811 - 1) \cdot \frac{0,6}{0,72} \right] \cdot \left[ 0,24 \cdot \left( \frac{0,6}{0,72} \right)^{2/3} \right] = 0,31545 \quad [9-13]$$

Por lo obtenido en la ecuación [9-13], tenemos una pseudoaceleración elástica de 0,315.

### 9.6.3 Factor de reducción R

El factor de reducción se determina según lo establecido en el apartado 3.9.3. Al tener que  $T = 0,72 > T_1 = 0,2$  se debe utilizar la ecuación [3-5] expresada a continuación.

$$R = \mu \quad [9-14]$$

Para estructuras arriostradas concéntricamente y convencionales según la **Tabla 3-3** la ductilidad global es:



$$\mu = 3,5 \quad [9-15]$$

Por lo que el factor de reducción se determina reemplazando la ecuación [9-15] en la [9-14], siendo:

$$R = 3,5 \quad [9-16]$$

#### 9.6.4 Coeficiente sísmico de diseño

El coeficiente sísmico de diseño se determina mediante la siguiente expresión:

$$C = \frac{S_a * \gamma_d}{R} \quad [9-17]$$

Al reemplazar en la ecuación [9-17] los valores obtenidos en las ecuaciones [9-13], [9-16] y [9-2] se obtiene el coeficiente sísmico de diseño horizontal:

$$C = \frac{0,31545 * 1,0}{3,5} = 0,09 \quad [9-18]$$

### 9.7 Cargas y combinación de cargas

Las cargas y combinación de cargas son las especificadas en el apartado 3.10, de las cuales son aplicables al caso en estudio únicamente las propuestas al presente trabajo académico, detalladas en el apartado 1.4.

Dentro de las acciones permanentes se consideran:

- Peso propio de la estructura (**D**).
- Peso propio de todo elemento de la construcción previsto con carácter permanente (**D**).

De las acciones variables:

- Acción del viento (**W**), de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 102-2005 [1].



Y de las acciones accidentales consideramos:

- Sismos de ocurrencia excepcional (**E**), de acuerdo con el Reglamento INPRES - CIRSOC 103 [2].

### 9.7.1 Acciones sísmicas de diseño

Los efectos provocados por la acción sísmica de diseño se determinan de la siguiente manera:

$$E = E_H + E_V \quad [9-19]$$

Siendo:

$E$  Efecto provocado por la acción sísmica.

$E_H$  Componente horizontal del efecto sísmico.

$E_V$  Componente vertical del efecto sísmico.

### 9.7.2 Componente horizontal del efecto sísmico $E_H$

Los métodos que permiten determinar la componente horizontal del efecto sísmico se especifican en el Capítulo 14 del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 [2].

Hay distintos métodos de análisis para determinar los efectos de la excitación sísmica. En este estudio se propone el Método Estático.

#### 9.7.2.1 Limitaciones del Método Estático

Para poder utilizar el método propuesto se deben cumplir las siguientes condiciones:

1. La altura total de la construcción medida desde el nivel basal no supera los valores indicados en la siguiente **Tabla 9-5**.



**Tabla 9-5: Límite de altura total de la construcción para la aplicación del Método Estático**

Zona sísmica	Construcción según destino y funciones		
	Grupo A <sub>0</sub>	Grupo A	Grupo B
4 y 3	12 m	30 m	40 m
2 y 1	16 m	40 m	55 m

Se puede observar en la **Tabla 9-5** que el caso en estudio, *Zona sísmica 1* y *Grupo B*, la altura máxima es de 55 metros y la estructura que estamos analizando es de 42.3 metros con una chimenea que alcanza los 50 metros. Por lo tanto, se satisface dicho límite.

- Las estructuras del Grupo A<sub>0</sub> no pueden ser analizadas por el Método Estático.

La estructura en estudio corresponde al *Grupo B*, por lo tanto, se satisface la limitación.

- El período fundamental de vibración  $T_0$  debe ser menor que el triple del valor de  $T_2$  correspondiente al perfil del suelo y zona sísmica considerada:

$$T_0 < 3 T_2 \quad [9-20]$$

Reemplazando en la ecuación [9-20] el período fundamental obtenido en la ecuación [9-12] y el valor de  $T_2$  obtenido en la ecuación [9-10] se calcula lo siguiente:

$$(T_0 = 0,72) < (3 T_2 = 1,8) \quad [9-21]$$

Se puede observar en la ecuación [9-21] que se cumple la condición impuesta en la ecuación [9-20] y por lo tanto la estructura en estudio satisface esta limitación.

- La estructura debe encuadrarse dentro de los casos a), b), c) de los procedimientos para considerar la torsión (artículo 14.1.1.7.2).

La estructura en estudio se encuadra dentro del caso a) Estructuras con dos ejes de simetría en planta. Por lo tanto, se satisface esta limitación.

- En elevación la estructura no presenta cambios bruscos de rigideces ni de masas.



Esta limitación se satisface por la estructura ya que varía gradualmente su sección en elevación con un ángulo de 2 grados y presenta doble simetría.

Como conclusión, se satisfacen todas las limitaciones de aplicación del método estático y puede ser utilizado.

### 9.7.2.2 Aplicación del Método Estático

El método estático consiste en esquematizar la excitación sísmica mediante sistemas de fuerzas estáticas proporcionales a las cargas gravitatorias. Este procedimiento de análisis, en general, es aplicable a estructuras de configuración regulares de distribución de rigidez y masas, tanto en elevación como en planta.

#### 9.7.2.2.1 Fuerzas sísmicas laterales

El sistema de cargas laterales equivalentes, paralelo a la dirección analizada, se establece determinando primero el valor de la fuerza resultante, a partir de la cual se obtienen las componentes correspondientes a los distintos puntos en que se supongan concentradas las masas.

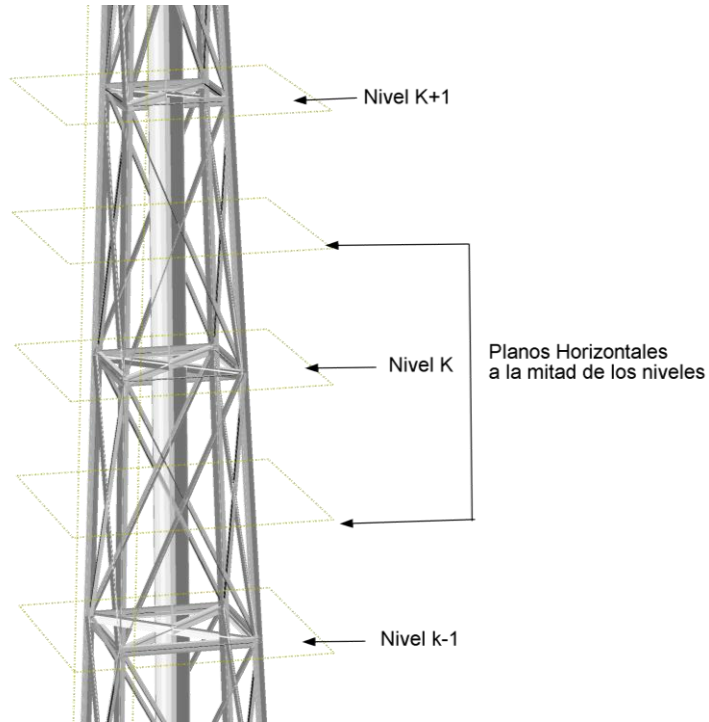
El esfuerzo de corte en la base de la construcción  $V_0$  paralelo a la dirección analizada, se determina mediante la siguiente expresión:

$$V_0 = C \cdot W \quad [9-22]$$

Donde  $W$  es la carga gravitatoria total y  $W_i$  es la carga concentrada del nivel  $i$ :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad [9-23]$$

Se procede a calcular la carga gravitatoria concentrada de cada nivel de la estructura como el peso de los elementos que resulten comprendidos dentro del sector determinado por dos planos horizontales ubicados a la mitad de la altura de los dos niveles contiguos al nivel  $k$  considerado como se muestra en la **Figura 9-4** a continuación.



**Figura 9-4: Nivel k y planos entre nivel**

Una vez explícito el sector correspondiente al nivel k, se determina el peso total de los elementos que lo componen como se muestra a continuación en la **Tabla 9-6**. Se determina en forma separada el peso de la estructura y el de la chimenea para luego calcular las cargas en forma individual. Los niveles son considerados en la estructura según **Figura 8-4**.

**Tabla 9-6: Peso por niveles**

Nivel	$W_i$ estructura [N]	$W_i$ chimenea [N]	$W_i$ [N]
0	7003	0	7003
1	13826	0	13826
2	13441	0	13441
3	13035	0	13035
4	13816	0	13816
5	12782	4282	12782
6	12579	6485	19064
7	12073	6485	18559
8	11767	6485	18252
9	5855	5899	11754
10	0	5312	5312
11	0	2656	2656
$\Sigma$	<b>116177</b>	<b>37604</b>	<b>153781</b>





En la **Tabla 9-6** se puede observar que la estructura tiene un peso total de 153781 N considerando el peso de todos los elementos que la componen y la chimenea que sostiene la estructura.

En el **Anexo I** se encuentra detallado el peso de todos los elementos que componen cada nivel. También se puede observar que los niveles 10 y 11 corresponden al tramo de chimenea sobresaliente de la estructura.

Una vez conocida la carga gravitatoria total se procede a determinar el esfuerzo de corte en la base mediante la ecuación [9-22], teniendo en cuenta el coeficiente sísmico de diseño calculado en la ecuación [9-18]. De acuerdo a esto se obtiene:

$$V_0 = 0,09 \times 153781 = 13840 [N] \quad [9-24]$$

Una vez determinado el corte en la base, se determina la distribución en altura de las fuerzas sísmicas laterales. La fuerza sísmica lateral  $F_k$  asociada a la carga gravitatoria  $W_k$  ubicada en el nivel k, se determina mediante la siguiente ecuación debido a que  $T = 0,72 < 2 T_2 = 1,2$

$$F_k = \frac{W_k h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \cdot V_0 \quad [9-25]$$

Aplicando la ecuación [9-25] para cada uno de los niveles se obtiene la siguiente tabla:



**Tabla 9-7: Cargas sísmicas horizontales por nivel**

		Estructura	Chimenea
Nivel	h [m]	F <sub>k</sub> [N]	F <sub>k</sub> [N]
0	0	0	0
1	4,7	240	0
2	9,4	467	0
3	14,1	679	0
4	18,8	960	0
5	23,5	1110	372
6	28,2	1311	676
7	32,9	1468	788
8	37,6	1635	901
9	42,3	915	922
10	46,15	0	906
11	50	0	491
	Σ	<b>8785</b>	<b>5056</b>
	Σ	<b>13840</b>	

En la **Tabla 9-7**, la sumatoria de las cargas horizontales distribuidas en cada nivel k resulta igual al esfuerzo de corte en la base ya determinado en la ecuación [9-24] como era de esperar. Estas cargas son aplicadas en el modelo de análisis.

### 9.7.3 Componente vertical del efecto sísmico $E_V$

La componente vertical del efecto sísmico se determina según la siguiente expresión:

$$E_V = 0,2 * b * D * \gamma d \quad [9-26]$$

Siendo:

$E_V$       Componente vertical del efecto sísmico.

$b$       Ordenada del plafón del espectro elástico de pseudoaceleraciones horizontales.

$D$       Cargas permanentes debidas al peso de los elementos estructurales y de los elementos que actúan en forma permanente sobre la estructura, en N



$\gamma_d$  Factor de riesgo.

Las cargas permanentes D son las determinadas en la **Tabla 9-6**, la ordenada del plafón es de  $b = 0.24$  según la ecuación [9-8] y el factor de riesgo  $\gamma_d = 1$  de acuerdo con la ecuación [9-2].

Con todos estos valores se procede a determinar las cargas sísmicas verticales por nivel, como se detalla en la siguiente tabla.

**Tabla 9-8: Cargas sísmicas verticales por nivel**

	Estructura	Chimenea
Nivel	$E_{vi}$ [N]	$E_{vi}$ [N]
0	336	0
1	664	0
2	645	0
3	626	0
4	663	0
5	614	206
6	604	311
7	580	311
8	565	311
9	281	283
10	0	255
11	0	127
$\Sigma$	5576	1805
$\Sigma$	7381	

En la **Tabla 9-8** se puede observar la carga sísmica vertical total de la estructura en estudio.

## 9.8 Aplicación de las cargas sísmicas en la estructura

Una vez determinadas las cargas verticales en la **Tabla 9-8** y las cargas horizontales en la **Tabla 9-7** sobre la estructura y la chimenea respectivamente, las mismas son aplicadas en el modelo.

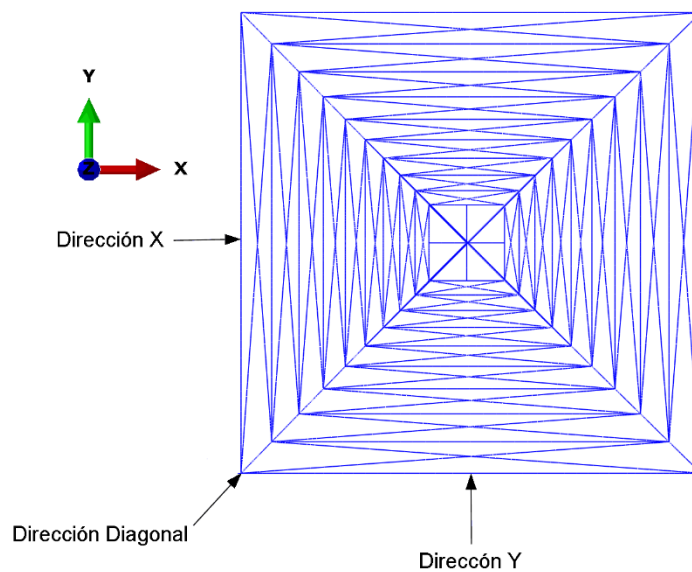
Las cargas sísmicas son aplicadas juntamente con las cargas del propio peso de la estructura debido a que las mismas actúan siempre. En todos los casos se utiliza una carga gravitatoria de  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ , a menos que la norma proponga lo contrario.



### 9.8.1 Direcciones de análisis

La estructura debe ser analizada en las principales direcciones. Al ser doblemente simétrica cuenta con dos direcciones iguales, Dirección 1 en X y Dirección 2 en Y, por lo cual, solo se analiza una de ellas. A su vez, cuenta con una tercera dirección diagonal la cual también es analizada para mayor confiabilidad.

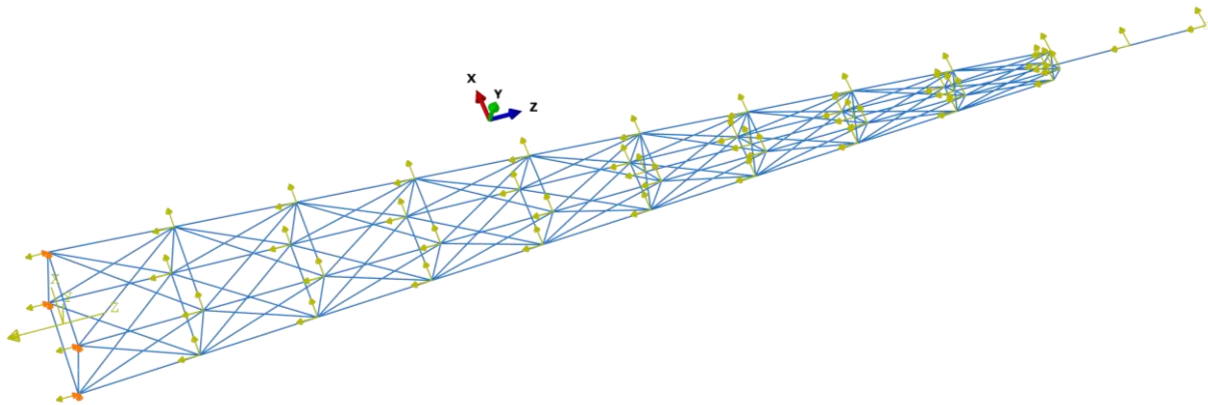
A continuación, se presenta en la **Figura 9-5** las direcciones mencionadas para una mejor comprensión del lector.



**Figura 9-5: Direcciones de análisis**

#### 9.8.1.1 Dirección X

En la **Figura 9-6** se puede observar que las cargas están aplicadas por nivel y en sus nodos correspondientes al modelo. Se visualizan cargas en la dirección Z debido a los efectos sísmicos verticales y su propio peso, y en la dirección X se encuentra las cargas sísmicas horizontales.

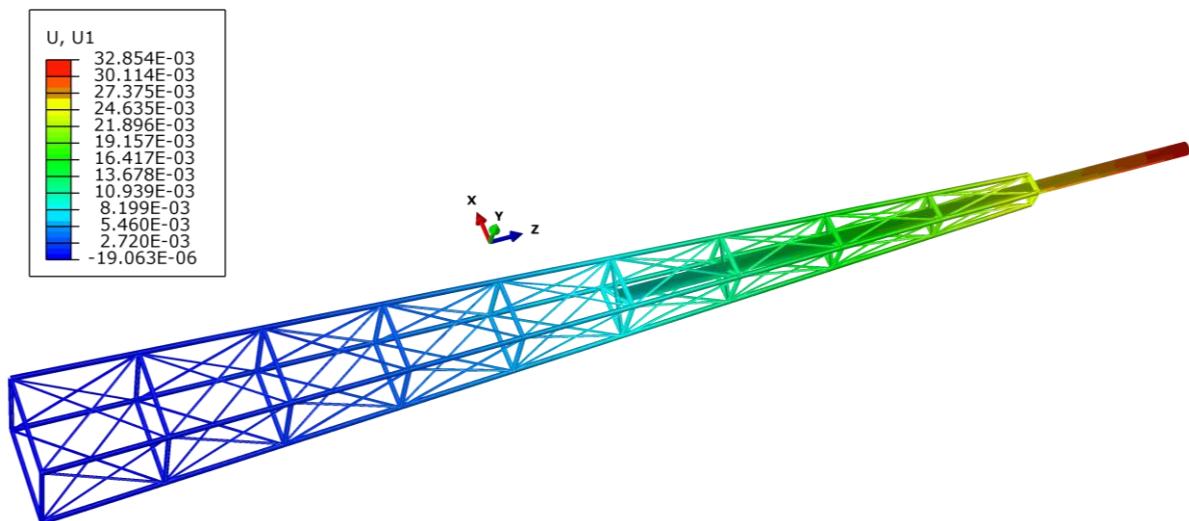


**Figura 9-6: Aplicación de Cargas Sísmicas**

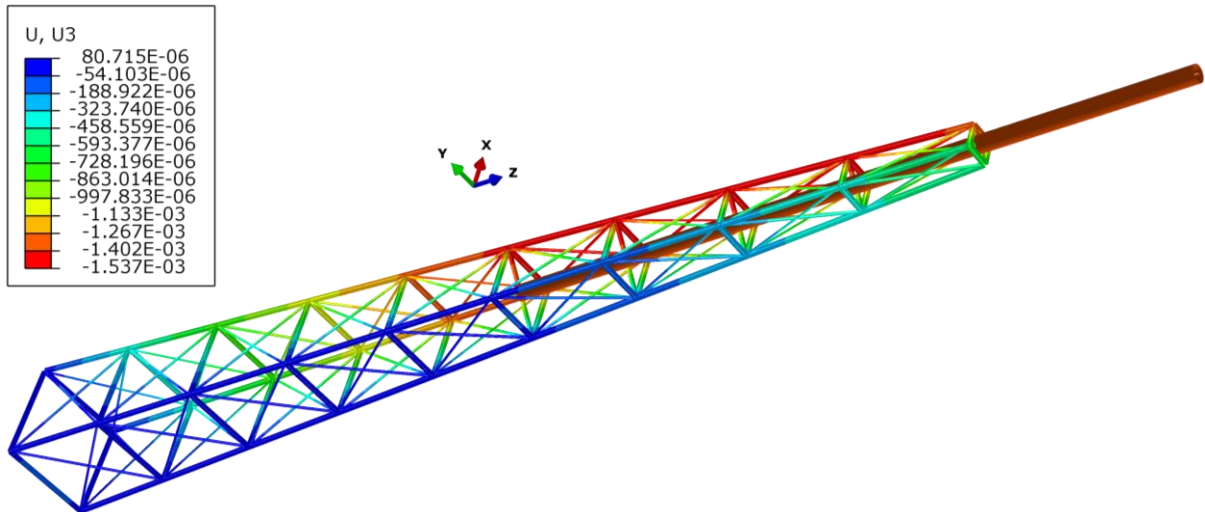
La estructura se supone sujeta en su base ya que la misma está vinculada a las fundaciones en sus cuatro puntos de apoyo restringiendo su movimiento en todas las direcciones.

Se debe tener en cuenta que los desplazamientos detallados en las figuras a continuación se encuentran en metros, las tensiones en MPa y las direcciones X, Y, Z están representadas por U1, U2, U3 respectivamente.

En la **Figura 9-7** se observa que el máximo desplazamiento se da en la punta de la chimenea, siendo el mismo de 32,85 mm en la dirección X.



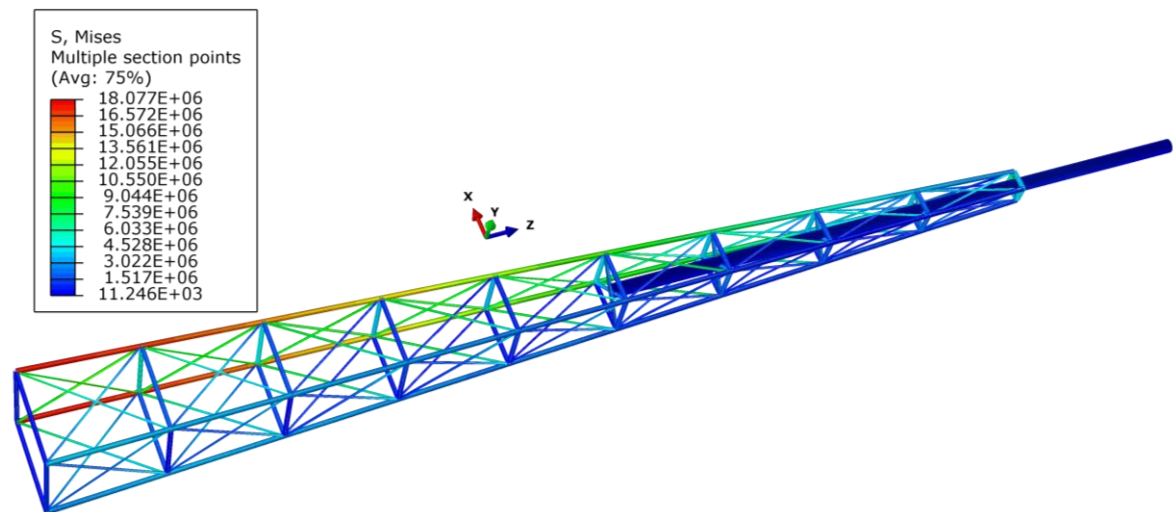
**Figura 9-7: Deformación X con carga sísmica en X y gravedad**



**Figura 9-8: Deformación Z con carga sísmica en X y gravedad**

En la **Figura 9-8** se aprecia que la cara de la estructura donde están aplicadas las cargas se encuentra deformado levemente hacia Z y el lado contrario se deforma hacia -Z. Las deformaciones en la dirección Y son despreciables.

En la **Figura 9-9** se puede observar que el máximo estado tensional se encuentra en los montantes verticales en la base de la estructura, dicha tensión tiene un valor de 18.07 MPa.



**Figura 9-9: Tensión con cargas de sismo y gravedad**

Seguidamente se calcula el coeficiente de seguridad a fluencia en la zona más solicitada de acuerdo con la teoría de energía de distorsión de Von Mises. Según la **Figura 9-9**, la tensión máxima es de  $\sigma = 18,07$  MPa.

La tensión de fluencia del Acero F-24 detallada en la **Tabla 6-2** es la siguiente:



$$\sigma_f = 240 \quad [MPa] \quad [9-27]$$

El coeficiente de seguridad a fluencia es:

$$CS_{fluencia-VM} = \frac{\sigma_f}{\sigma} \quad [9-28]$$

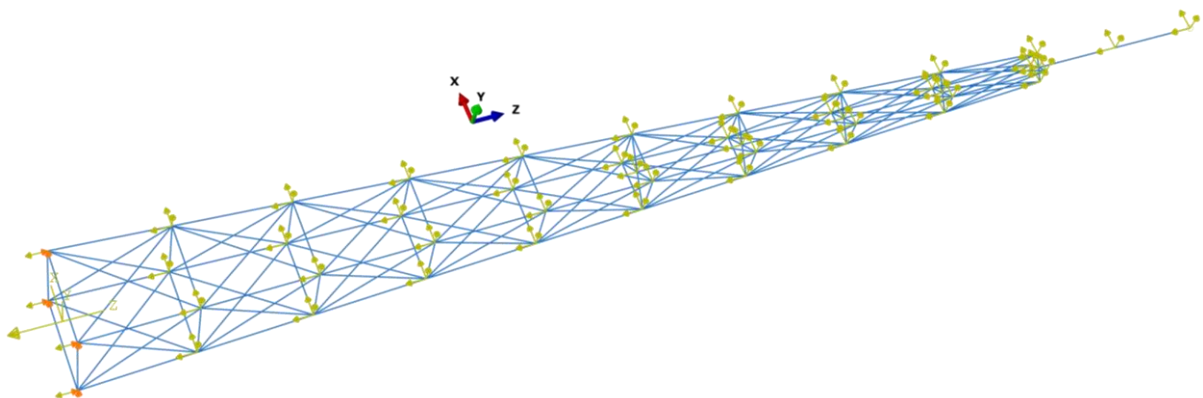
Reemplazando la tensión de fluencia y la máxima tensión de Von Mises en la ecuación [9-28] se obtiene lo siguiente:

$$CS_{fluencia-VM} = \frac{240}{18,07} = 13,28 \quad [9-29]$$

Como se observa en la ecuación [9-29] las cargas sísmicas en la dirección X junto con la gravedad no producen la falla de la estructura ya que la misma esta dimensionada con un coeficiente de seguridad a fluencia de 13,28.

### 9.8.1.2 Dirección Diagonal

En la **Figura 9-10** se visualizan cargas en la dirección Z debido a los efectos sísmicos verticales y su propio peso, en la dirección X e Y se encuentran las componentes de la carga sísmica diagonal.



**Figura 9-10: Aplicación de carga sísmica diagonal**



La estructura se supone fija en su base ya que la misma está vinculada a las fundaciones en sus cuatro puntos de apoyo restringiendo su movimiento.

Se debe tener en cuenta que los desplazamientos detallados en las figuras a continuación se encuentran en metros las tensiones en MPa y las direcciones X, Y, Z están representadas por U1, U2, U3 respectivamente.

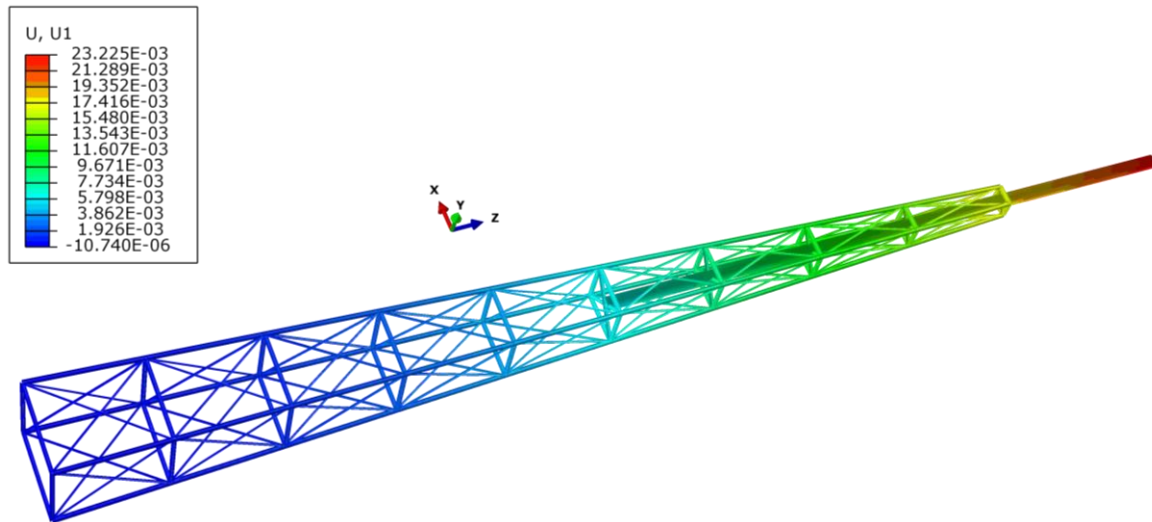


Figura 9-11: Deformación X con carga sísmica diagonal y gravedad

En la **Figura 9-11** se observa que el máximo desplazamiento X se da en la punta de la chimenea, siendo el mismo de 23.2 mm.

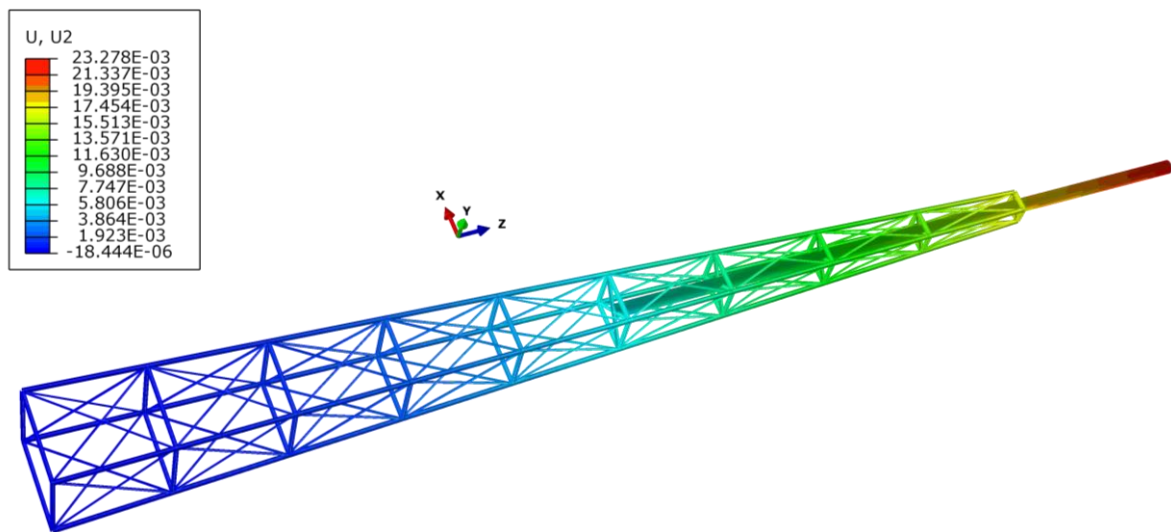
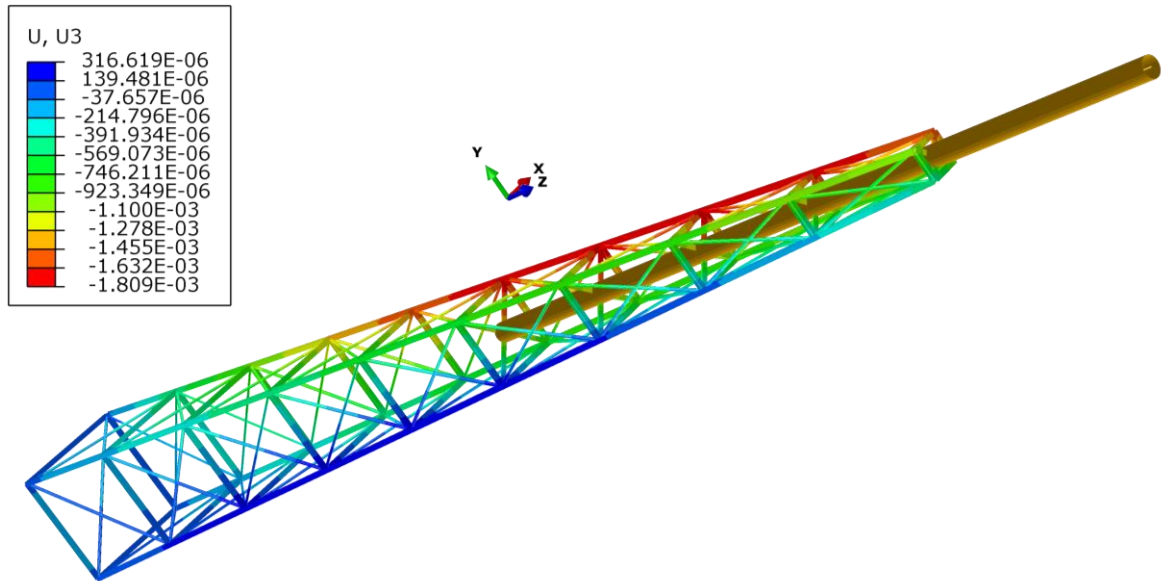


Figura 9-12: Deformación Y con carga sísmica diagonal y gravedad





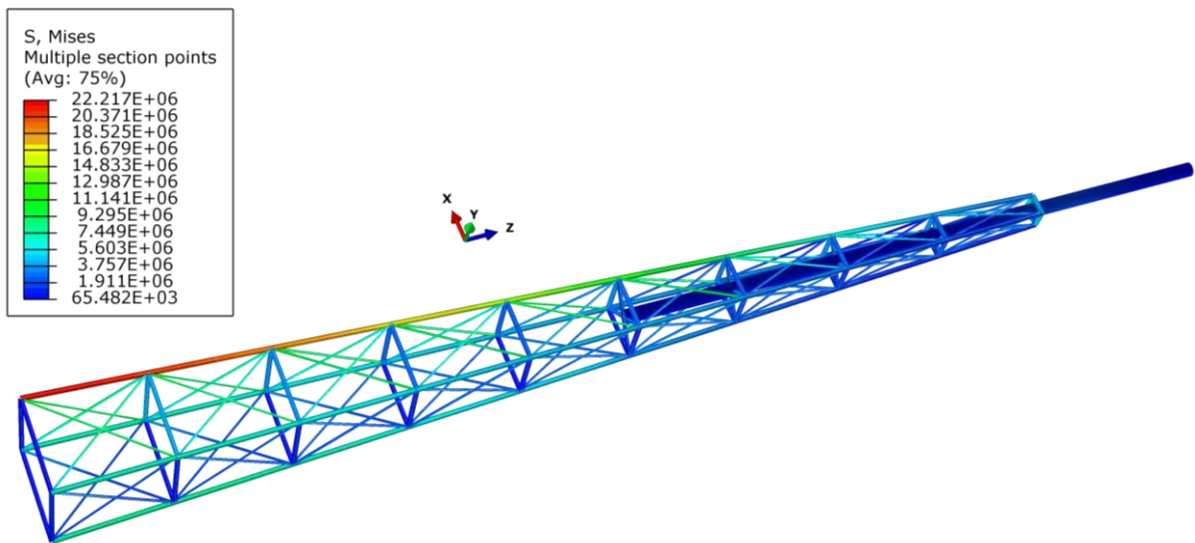
En la **Figura 9-12** se aprecia que las deformaciones en la dirección Y son significativas, y su máximo es de 23.2 mm en la punta de la chimenea al igual que en la dirección X.



**Figura 9-13:** Deformación Z con carga sísmica diagonal y gravedad

En la **Figura 9-13** se aprecia que el mayor desplazamiento en Z es de -1,8 mm siendo el mismo un grado de magnitud menor al de las direcciones X e Y respectivamente.

En la **Figura 9-14** se puede observar que el máximo estado tensional se encuentra en un solo montante vertical en la base, dicha tensión tiene un valor de 22,21 MPa.



**Figura 9-14:** Tensión con cargas sísmica diagonal y gravedad



Se procede a calcular el coeficiente de seguridad a fluencia en la zona más solicitada de acuerdo con la teoría de energía de distorsión de Von Mises. Según la **Figura 9-14**, la tensión máxima es de  $\sigma = 22,21$  MPa.

La tensión de fluencia del Acero F-24 detallada en la **Tabla 6-2** es la siguiente:

$$\sigma_f = 240 \quad [MPa] \quad [9-30]$$

El coeficiente de seguridad a fluencia es:

$$CS_{fluencia-VM} = \frac{\sigma_f}{\sigma} \quad [9-31]$$

Se reemplaza la tensión de fluencia y la máxima tensión obtenida en la ecuación [9-31] y se obtiene lo siguiente:

$$CS_{fluencia-VM} = \frac{240}{22,21} = 10,8 \quad [9-32]$$

Como se puede observar en la ecuación [9-32] las cargas sísmicas en la dirección diagonal junto con la gravedad no producen la falla de la estructura ya que la misma esta dimensionada con un coeficiente de seguridad a fluencia de 10,8.

Se puede apreciar que el coeficiente de seguridad en la dirección diagonal es menor al de la dirección X, es por ello que las cargas en la dirección diagonal generan un estado tensional más crítico.

## 9.8.2 Combinación de acciones

La resistencia requerida de la estructura y de sus distintos elementos estructurales se debe determinar en función de la combinación de acciones mayoradas más desfavorable (combinación crítica).

Como mínimo, se analizan las siguientes combinaciones de acciones con sus correspondientes factores de carga, ecuaciones [9-33] y [9-34], según lo explicado en el marco teórico tanto para



la CIRSOC 301-2005 [5] como lo correspondiente al reglamento CIRSOC 103-1991 [2], ecuación [9-35].

$$1,2 D + 1,0 E + f_1 (L + Lr) + f_2 S \quad [9-33]$$

$$0,9 D + (1,6W \text{ ó } 1,0E) + 1,6 H \quad [9-34]$$

$$\text{Gravitatoria} \mp \text{Sismo Dirección 1} \mp 0.3 \text{ Sismo Dirección 2} \quad [9-35]$$

Aplicando los casos anteriormente presentados y considerando únicamente las cargas que actúan en la estructura se obtienen los siguientes resultados:

**Tabla 9-9: Coeficiente de seguridad**

Carga	Combinación	S máx. [MPa]	U máx. [mm]	CS
Sismo	1D + 1 Ex	18,07	32,88	13,28
	1D + 1 Ed	22,21	32,91	10,8
	1,2D + 1 Ex	19,57	32,88	12,26
	0,9D + 1 Ex	17,32	32,88	13,85
	<b>1 D <math>\mp</math> 1Ex <math>\mp</math> 0.3 Ey</b>	<b>24,43</b>	<b>34,31</b>	<b>9,82</b>

Siendo:

- $D$             Peso de la estructura y chimenea.
- $E_x$           Carga sísmica en la dirección X.
- $E_y$           Carga sísmica en la dirección Y.
- $E_d$           Carga sísmica en la dirección diagonal.

De la **Tabla 9-9** se puede observar que el caso más crítico, ocurre cuando se aplica la ecuación [9-35]. En dicho caso se aplica el peso propio, la carga sísmica en la dirección X y un 30% en la dirección perpendicular Y, generando una tensión de 24,43 MPa en uno de los montantes verticales en la base de la estructura. El coeficiente de seguridad a la fluencia es:



$$CS_{fluencia-VM} = \frac{240}{24,43} = 9,82 \quad [9-36]$$

Este caso, a pesar de ser el más desfavorable de la aplicación de las cargas sísmicas tiene un coeficiente de seguridad mayor que el caso más perjudicial analizado en las cargas de viento, en el apartado **8.4.3**. Por lo mencionado, el caso crítico de la estructura corresponde a una combinación mayorada de viento y es analizado en el siguiente capítulo.

## 9.9 Conclusión

Se puede concluir que la torre es capaz de resistir los esfuerzos generados por las combinaciones de cargas sísmicas propuestas por la norma con un coeficiente de seguridad a la fluencia de 9,82 en el caso más desfavorable. Además, dicho caso presenta un coeficiente de seguridad a la fluencia mayor que el caso más desfavorable de cargas combinadas de viento, por lo tanto, el caso más crítico de cargas combinadas de la estructura corresponde a viento.



## 10 Combinaciones de cargas analizadas en la estructura

### 10.1 Introducción

En el presente capítulo se genera a modo de resumen una tabla con todas las combinaciones de carga de las normas analizadas, con sus respectivas tensiones y desplazamientos absolutos máximos, como así también el coeficiente de seguridad correspondiente. De dicha tabla, se observa el caso más crítico y se efectúa su análisis con más detalle.

### 10.2 Análisis

#### 10.2.1 Caso crítico

Una vez realizado el análisis de las cargas de peso, viento y sismo sobre la estructura, considerando todos los casos de combinación de cargas propuesto por sus respectivas normas se obtiene la siguiente **Tabla 10-1** donde se puede observar para cada caso las tensiones y desplazamientos absolutos máximos dados en la punta de la chimenea, como también el coeficiente de seguridad a fluencia correspondiente.

**Tabla 10-1: Cargas y CS de la estructura**

Carga	Combinación	S máx. [MPa]	U máx. [mm]	CS
Peso propio	1D	7,59	1,28	31,62
Viento	1D + 1 W	52,28	90,63	4,59
	0,9D + 1,6 W	78,53	145	3,05
	<b>1,2D + 1,6 W</b>	<b>80,72</b>	<b>145</b>	<b>2,97</b>
Sismo	1D + 1 Ex	18,07	32,88	13,28
	1D + 1 Ed	22,21	32,91	10,8
	1,2D + 1 Ex	19,57	32,88	12,26
	0,9D + 1 Ex	17,32	32,88	13,85
	$1 D \mp 1E_x \mp 0.3 E_y$	24,43	34,31	9,82

Siendo:

- $D$             Peso de la estructura y chimenea.
- $W$             Carga de viento.
- $E_x$            Carga sísmica en la dirección X.
- $E_y$            Carga sísmica en la dirección Y.
- $E_d$            Carga sísmica en la dirección diagonal.



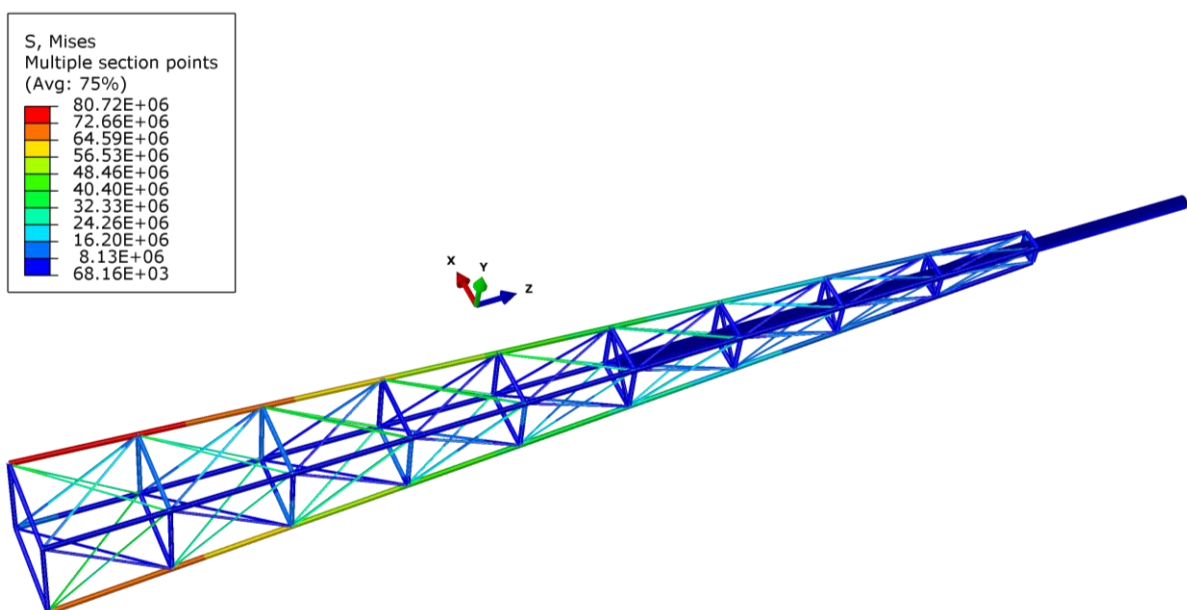
En la **Tabla 10-1** se puede observar que todos los casos de combinación de cargas tienen un coeficiente de seguridad a la fluencia mayor a 1. El caso más crítico corresponde a la aplicación combinada del viento con el peso,  $1,2D + 1,6W$ , donde se observa un aumento del 20% en el peso total de la estructura y un incremento del 60% de las cargas generadas por el viento.

Por lo expresado anteriormente, la estructura planteada tiene un coeficiente de seguridad de:

$$CS_{fluencia-VM} = 2,97 \quad [10-1]$$

El coeficiente de seguridad a fluencia obtenido en la ecuación [10-1] representa el caso más crítico para la actuación de las cargas en estudio en el presente proyecto académico.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del modelo para el caso más crítico.



**Figura 10-1: Tensión de Von Mises en el caso crítico**

En la **Figura 10-1** se observa que el estado tensional es mayor a medida que nos aproximamos a la base, y su máximo se da en uno de los montantes principales, siendo la tensión máxima de Von Mises de 80,72 MPa.

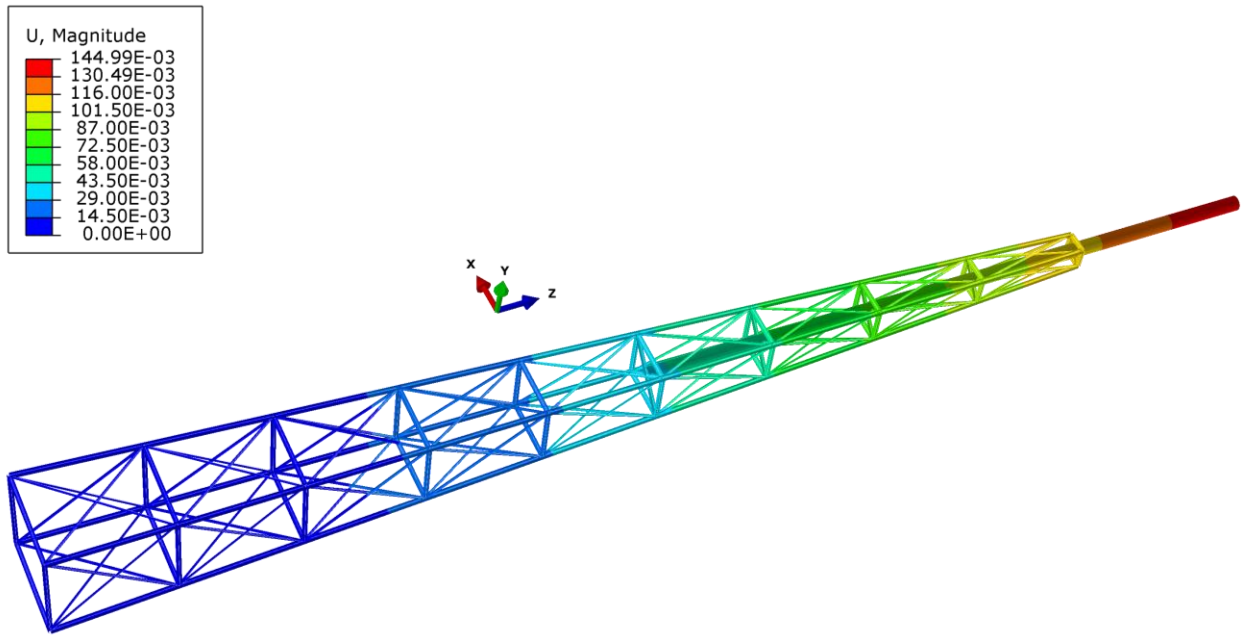


Figura 10-2: Desplazamientos absolutos en el caso crítico

En la **Figura 10-2** se observa que el máximo desplazamiento absoluto se da en la punta de la chimenea. También se aprecia que los desplazamientos son menores a medida que nos aproximamos a la base de la estructura.

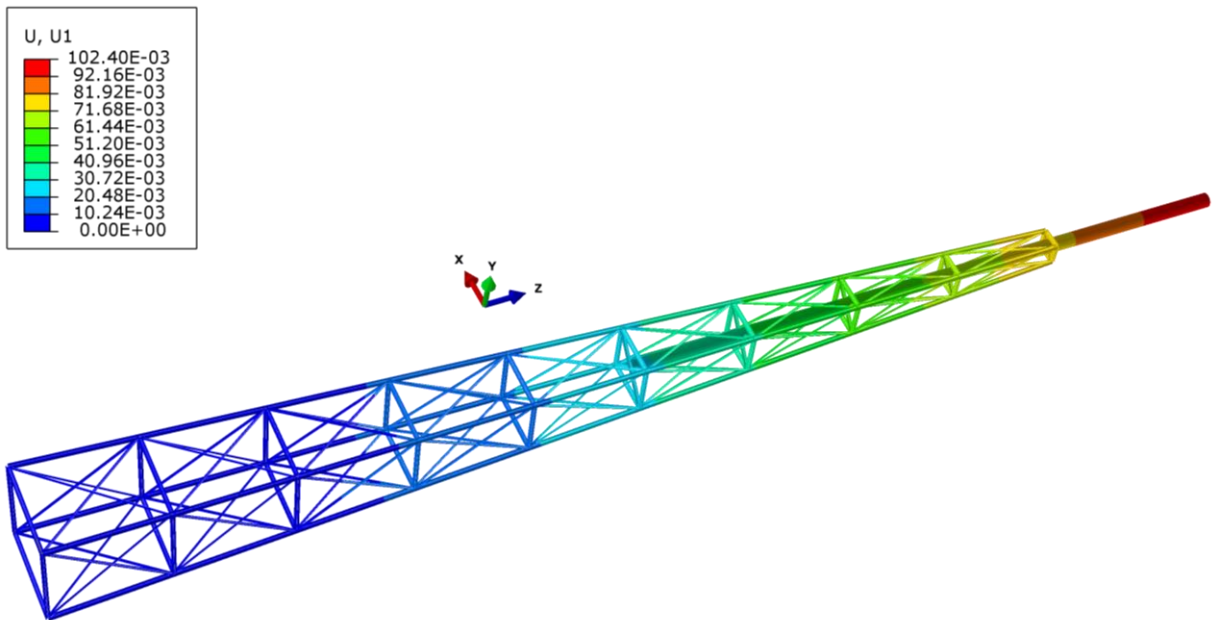


Figura 10-3: Desplazamientos en X en el caso crítico



En la **Figura 10-3** se observa que el desplazamiento máximo en la dirección X es de 102 mm, son idénticos los desplazamientos en la dirección Y por la simetría de la estructura y el estado de cargas. También se puede verificar que la deformación de la estructura es gradual y que no se presentan discontinuidades.

### 10.3 Conclusión

De todas las combinaciones de carga analizadas, tanto para viento y sismo, la que genera el mayor estado tensional y por lo tanto es la más crítica corresponde a la tercera combinación para cargas de viento según **Tabla 10-1**. Para este tipo de combinación se tiene un coeficiente de seguridad a fluencia de 2,97 el cual nos indica un buen grado de seguridad frente a dichas cargas.





## 11 Cálculo y verificación de soldadura

### 11.1 Introducción

En el presente capítulo se definen cuáles son las principales uniones mediante soldadura a calcular y verificar. Se establece el tipo de soldadura en cada caso, sus dimensiones y tensiones admisibles según Norma.

### 11.2 Análisis

Las uniones más solicitadas son:

- Montantes principales  $W6x25$  con placa en la base.
- Riostras con las placas de soporte.
- Unión entre riostras.

En lo que respecta al material de aporte, se utiliza uno con las mismas propiedades del material base, es decir acero F-24, definido en la **Tabla 6-2**.

La obtención de las solicitaciones en cada unión se obtiene del análisis del caso más crítico especificado en el capítulo **10**.



### 11.2.1 Montantes principales W6x25 con placa en la base

La unión de los montantes principales W6x25 con la placa de soporte base es como se muestra a continuación en la siguiente figura:

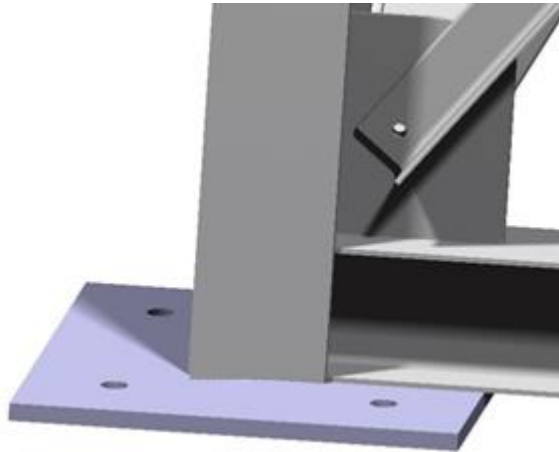


Figura 11-1: Placa base con W6x25

En la unión se coloca soldadura en las alas de la viga W6x25 y en el alma de la misma como se aprecia a modo ilustrativo en la siguiente figura:

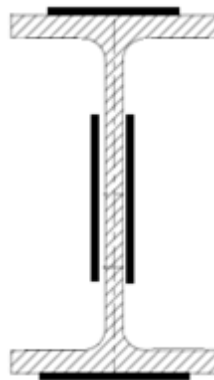


Figura 11-2: Ubicación de cordones de soldadura

En lo que respecta al espesor del cordón de soldadura, se recurre a la **Tabla 4-1**. El espesor de la placa base es de 20 mm y, de la **Tabla 6-4** se obtienen los espesores del alma y ala de la viga W6x25. Con respecto al mayor espesor del material base se determina que el espesor de la garganta es de 8 mm.



Para poder determinar la longitud del cordón de soldadura necesario se aplica la siguiente ecuación:

$$\tau_{adm} = \frac{F}{A} = \frac{F}{h * L} \quad [11-1]$$

Siendo:

$\tau_{adm}$  Tensión admisible al corte, ver **Tabla 4-3**.

F Fuerza aplicada en el punto de interés.

h Espesor de la garganta.

L Longitud del cordón de soldadura.

La estructura se encuentra sometida a cargas estáticas, por lo cual para la obtención de las tensiones admisible se utiliza la **Tabla 4-3** obteniendo:

**Tabla 11-1: Tensiones admisibles**

Tipo de unión soldada	Tipo de tensión aplicada	Tensiones admisibles	
		Filete longitudinal	Corte en el área efectiva
	Tracción o compresión paralela al área efectiva	No es necesario el cálculo de tensiones	

Del modelo analizado, se obtiene la siguiente carga:

- 321000 N en la dirección axial de tracción.

Aplicando la ecuación [11-1] para la carga en dirección axial se obtiene:

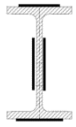
$$\tau_{adm} = \frac{N}{A} = \frac{F \times \text{sen}(45)}{h * L} = \frac{321000 * 0.707}{0,008 * L}$$



$$L = \frac{226982}{111000000 * 0.008} = 0,256m$$

La longitud obtenida es para un cordón de soldadura y se redistribuye como se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 11-2: Medidas del cordón de soldadura**

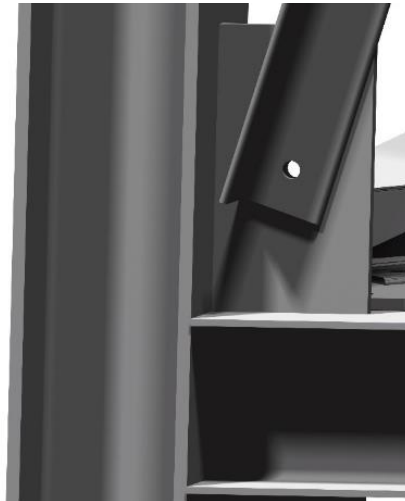
	N° de cordones	Li	Total		h	Esquema
Exterior ala	2	100 [mm]	200 [mm]	280 [mm]	8 [mm]	
Alma	2	40 [mm]	80 [mm]			

Las dimensiones de los cordones de soldadura definidos en la **Tabla 11-2** se utilizan también en la unión de la misma viga *W6x25* con las placas de unión inferior y superior utilizadas en el acoplamiento de los niveles a anexar.



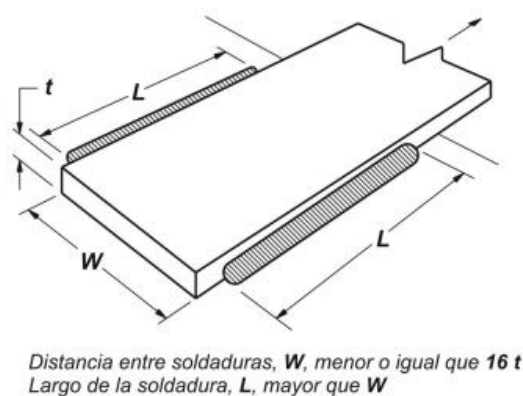
### 11.2.2 Riostras con placas de soporte

La unión de las riostras, perfiles L diagonales, con las placas de soporte es como la que se observa en la **Figura 11-3**.



**Figura 11-3: Disposición de placas**

En este caso se utiliza la soldadura de filete longitudinal en juntas solapadas correspondientes a extremos de la unión perteneciente a barras o elementos estructurales planos. Cada filete debe tener un largo, mayor o igual que la distancia perpendicular entre ellos ( $W$ ) y la distancia  $W$  entre filetes o ancho del elemento estructural unido debe ser menor o igual que *16 veces* el espesor de la parte más fina a ser unida, tal como se indica en la **Figura 11-4**.



**Figura 11-4: Largo mínimo de soldadura de filete longitudinal en extremos de chapa**



De acuerdo con esto y según la **Tabla 6-5**, la mínima longitud del filete de soldadura no debe ser inferior a 76,2 mm. Y la distancia W debe ser menor a 102,4 mm, lo cual cumple ya que es de 76.2 mm el ancho del perfil.

El espesor de la garganta del cordón de soldadura se obtiene de acuerdo con la **Tabla 4-1**. El espesor de la placa es de 10 mm y el del perfil L se obtiene de la **Tabla 6-5**. De acuerdo al mayor espesor del material base, el tamaño de la garganta del cordón de soldadura es de 5 mm.

Con respecto a las tensiones admisibles de la soldadura en este caso, son las mismas que las calculadas en la **Tabla 11-1** ya que también es una soldadura en filete longitudinal.

Las riostras se encuentran sometidas a tracción o compresión con un valor de 31,2 kN y 35 kN respectivamente.

Haciendo el uso de la ecuación [11-1] se obtiene la longitud del cordón de soldadura necesario. Para ello, se utiliza solamente la mayor carga obtenida, es decir:

$$\tau_{adm} = \frac{F}{A} = \frac{F}{2 * h * L} = \frac{35000}{2 * 0,005 * L}$$

$$L = \frac{35000}{111000000 * 2 * 0,005} = 0,0315 \text{ m}$$

La longitud del cordón de soldadura requerida por la carga que se encuentra aplicada es menor a la mínima longitud propuesta por la norma, por lo tanto, se utiliza el mínimo especificado en norma.

En resumen, se tiene:

**Tabla 11-3: Medidas del cordón de soldadura**

<b>Unión</b>	<b>Longitud del cordón de soldadura</b>	<b>Espesor de la garganta del cordón de soldadura</b>
Riostra con placa de soporte	76,2 [mm]	5 [mm]



### 11.2.3 Unión entre riostras

La unión entre riostras se da como se indica en la **Figura 11-5** donde el tipo de soldadura nuevamente en este caso es del tipo filete longitudinal. En la figura mencionada se logran observar únicamente dos cordones de soldadura, pero son cuatro cordones en total de igual longitud debido a que también se encuentran dos cordones adicionales en la cara posterior.



**Figura 11-5:** Unión entre riostras

De acuerdo con la **Figura 11-4** la longitud del cordón será como mínimo igual al ancho del perfil L, y el espesor de la garganta del cordón se determina según **Tabla 4-1**. Por lo tanto, se tiene una garganta de 5 mm y una longitud mínima de 76,2 mm para cada cordón.

Al estar las riostras en tracción o compresión generan que los filetes de soldadura se encuentren sometidos simultáneamente a esfuerzos en dos direcciones. Las cargas en las riostras para el caso crítico son de 31,2 kN y 35 kN en tracción y compresión respectivamente.

Para calcular la longitud del cordón de soldadura requerida en la unión, si bien todos los cordones trabajan en forma simultánea, se supone que solo dos cordones resisten los esfuerzos en cada dirección. Por lo tanto:

$$L = \frac{F}{\tau_{adm} * 2 * h} = \frac{35000}{111000000 * 2 * 0,005} = 0,0315 \text{ m}$$

Como la longitud requerida de cada cordón es 31,5 mm, menor que la propuesta por norma, se utiliza el mínimo de norma, siendo cada uno de los cuatro cordones de 76.2 mm.



## 12 Verificación de pandeo en la estructura

### 12.1 Introducción

En el presente capítulo se hace un análisis sobre la posibilidad de pandeo de los elementos que conforman la estructura. Se determina la esbeltez de las vigas a partir de sus propiedades, se obtiene el coeficiente de pandeo y luego se obtienen las tensiones de compresión de las barras para determinar el coeficiente de seguridad a pandeo.

### 12.2 Análisis

Se realiza un estudio de cada una de las barras de la estructura para el caso crítico presentado en el punto **10.2.1**.

Con respecto al momento de inercia y de acuerdo con lo explicado en el capítulo **5**, se utiliza en todas las vigas el momento de inercia mínimo ya que las mismas no presentan restricción en cuanto a la dirección de pandeo.

En las diagonales al estar unidas en el medio mediante soldadura, la longitud de pandeo que se utiliza es la mitad de la longitud total de las mismas.





Todo esto puede verse definido en la **Tabla 12-1** siguiente.

**Tabla 12-1: Propiedades de las vigas al pandeo**

Nivel	Perfil	Longitud [m]	Área [m <sup>2</sup> ]	Inercia [m <sup>4</sup> ]	Radio de giro	Longitud de pandeo [m]	$\lambda$	w
1	W6x25	4,7	0,004735	7,12E-06	0,04	4,7	121	2,83
	W6x15	3,629	0,002858	3,88E-06	0,04	3,629	98	2,13
	L3x1/4	5,632	0,000943	1,95E-07	0,01	2,816	196	7,41
2	W6x25	4,7	0,004735	7,12E-06	0,04	4,7	121	2,83
	W6x15	3,287	0,002858	3,88E-06	0,04	3,287	89	1,94
	L3x1/4	5,421	0,000943	1,95E-07	0,01	2,7105	189	6,89
3	W6x25	4,7	0,004735	7,12E-06	0,04	4,7	121	2,83
	W6x15	2,945	0,002858	3,88E-06	0,04	2,945	80	1,78
	L3x1/4	5,224	0,000943	1,95E-07	0,01	2,612	182	6,39
4	W6x25	4,7	0,004735	7,12E-06	0,04	4,7	121	2,83
	W6x15	2,603	0,002858	3,88E-06	0,04	2,603	71	1,64
	L3x1/4	5,043	0,000943	1,95E-07	0,01	2,5215	175	5,91
5	W6x25	4,7	0,004735	7,12E-06	0,04	4,7	121	2,83
	W6x15	2,262	0,002858	3,88E-06	0,04	2,262	61	1,51
	L3x1/4	4,879	0,000943	1,95E-07	0,01	2,4395	170	5,58
6	W6x25	4,7	0,004735	7,12E-06	0,04	4,7	121	2,83
	W6x15	1,92	0,002858	3,88E-06	0,04	1,92	52	1,41
	L3x1/4	4,734	0,000943	1,95E-07	0,01	2,367	165	5,25
7	W6x25	4,7	0,004735	7,12E-06	0,04	4,7	121	2,83
	W6x15	1,578	0,002858	3,88E-06	0,04	1,578	43	1,33
	L3x1/4	4,611	0,000943	1,95E-07	0,01	2,3055	160	4,94
8	W6x25	4,7	0,004735	7,12E-06	0,04	4,7	121	2,83
	W6x15	1,236	0,002858	3,88E-06	0,04	1,236	34	1,27
	L3x1/4	4,51	0,000943	1,95E-07	0,01	2,255	157	4,76
9	W6x25	4,7	0,004735	7,12E-06	0,04	4,7	121	2,83
	W6x15	0,9	0,002858	3,88E-06	0,04	0,9	24	1,22
	L3x1/4	4,363	0,000943	1,95E-07	0,01	2,1815	152	4,46

De acuerdo con lo establecido en el Capítulo 10, se puede observar que la mayor sollicitación de la estructura se da con la combinación de cargas para viento. Esto se ve reflejado en el menor CS de la **Tabla 10-1**. Se analiza este caso para obtener los esfuerzos de compresión en las vigas de la estructura.

En la **Tabla 12-2** a continuación se presentan las máximas cargas de compresión sobre cada perfil por nivel de la estructura.



Tabla 12-2: Máximos esfuerzos sobre las vigas

Nivel	Vigas	Área [m <sup>2</sup> ]	Fuerza de compresión [kN]	Tensión de compresión [MPa]
1	W6x25	0,004735	400	84
	W6x15	0,002858	18,2	6
	L3x1/4	0,000943	12,5	13
2	W6x25	0,004735	355	75
	W6x15	0,002858	15,5	5
	L3x1/4	0,000943	35	37
3	W6x25	0,004735	308	65
	W6x15	0,002858	13,8	5
	L3x1/4	0,000943	35	37
4	W6x25	0,004735	260	55
	W6x15	0,002858	11	4
	L3x1/4	0,000943	34	36
5	W6x25	0,004735	200	42
	W6x15	0,002858	8,1	3
	L3x1/4	0,000943	33	35
6	W6x25	0,004735	150	32
	W6x15	0,002858	7	2
	L3x1/4	0,000943	28	30
7	W6x25	0,004735	100	21
	W6x15	0,002858	3,3	1
	L3x1/4	0,000943	21,5	23
8	W6x25	0,004735	61	13
	W6x15	0,002858	0,88	0
	L3x1/4	0,000943	16	17
9	W6x25	0,004735	23	5
	W6x15	0,002858	1,43	1
	L3x1/4	0,000943	11,3	12

Una vez obtenidas las máximas fuerzas de compresión sobre cada perfil, se divide a dichas cargas por el área transversal para obtener los máximos esfuerzos de compresión.

Para los esfuerzos de compresión se debe aplicar la ecuación [5-1]:

$$w * \frac{N}{A} \leq \sigma_{adm} \quad [12-1]$$



A partir de la **Tabla 12-1** y la **Tabla 12-2** se obtiene la siguiente tabla utilizando la ecuación [12-1]:

**Tabla 12-3: Condición de pandeo**

Nivel	Perfil	$\sigma_{adm}$	$w * \frac{N}{A}$ [MPa]	CS
1	W6x25	240	239,07	1,00
	W6x15		13,56	17,69
	L3x1/4		98,22	2,44
2	W6x25		212,18	1,13
	W6x15		10,52	22,81
	L3x1/4		255,73	<b>0,94</b>
3	W6x25		184,08	1,30
	W6x15		8,59	27,92
	L3x1/4		237,17	1,01
4	W6x25		155,40	1,54
	W6x15		6,31	38,02
	L3x1/4		213,09	1,13
5	W6x25		119,54	2,01
	W6x15		4,28	56,08
	L3x1/4		195,27	1,23
6	W6x25		89,65	2,68
	W6x15		3,45	69,50
	L3x1/4		155,89	1,54
7	W6x25		59,77	4,02
	W6x15		1,54	156,28
	L3x1/4		112,63	2,13
8	W6x25		36,46	6,58
	W6x15		0,39	613,74
	L3x1/4		80,76	2,97
9	W6x25	13,75	17,46	
	W6x15	0,61	393,17	
	L3x1/4	53,44	4,49	

En la **Tabla 12-3** se puede observar que para el caso crítico de cargas combinadas y mayoradas propuesta por la norma, la estructura analizada no verifica al pandeo. Esto se aprecia en los valores de los coeficientes de seguridad obtenidos por nivel, donde una de las riostras *L3x1/4* del nivel dos tiene un CS menor a la unidad.

También los montantes principales *W6x25* de los niveles uno, dos y tres y las riostras *L3x1/4* de los niveles tres, cuatro y cinco se encuentran próximos a su falla.



## 12.3 Conclusión

Del análisis efectuado en el presente capítulo se puede observar en la **Tabla 12-3** que algunas de las vigas de la estructura no verifican a pandeo frente al caso crítico de combinación de cargas dado en la **Tabla 10-1**. Por lo cual se concluye que la estructura en estudio no cumple con los requerimientos normativos para su utilización.

Debido a este motivo, en el **Anexo II** se realiza una propuesta alternativa a la estructura actual. La misma presenta una nueva geometría, nuevos perfiles y es analizada al pandeo con el caso crítico de combinación de cargas obtenido en el capítulo **10**.



## 13 Conclusiones del Proyecto Integrador

En el Proyecto Integrador se desarrolló una metodología de cálculo sobre las principales acciones tanto internas como externas a considerar frente a estructuras metálicas del tipo autoportante. Las principales acciones externas analizadas fueron viento y sismo y las internas el propio peso de la estructura. Se desarrolló, además, un modelo computacional permitiendo de esta forma poder analizar y comprender el comportamiento típico de este tipo de estructuras frente a las cargas solicitadas.

El proyecto consta principalmente de dos partes, el primero en donde se encuentra el marco teórico de las cargas a considerar, provisto por las normas Cirsoc; y el segundo la metodología de cálculo y resultados obtenidos aplicando las normas.

Académicamente, el proyecto nos permitió hacer uso del software profesional y comprender aún más distintas funciones y el enorme potencial de cálculo. El correcto entendimiento y aplicación de las normas utilizadas fueron un gran desafío a resolver.

De lo realizado en el presente trabajo se puede concluir que:

- La torre en cuestión puede analizarse bajo cargas de viento y sismo estáticas.
- Las cargas de viento sobre la estructura producen un estado tensional más crítico que las cargas sísmicas.
- La estructura analizada no cumple con los requerimientos de falla por pandeo.
- Realizando modificaciones geométricas se pueden obtener barras menos esbeltas y lograr una estructura que no falle por pandeo.

Como trabajos futuros se prevé: analizar la vinculación entre la torre de filtrado y la torre autoportante de la chimenea, determinar el estado de conservación de la torre a reutilizar, analizar distintos tipos de geometrías estructurales para luego realizar un análisis económico y de optimización de materiales.



## 14 Bibliografía

1. *Reglamento CIRSOC-102, “Acción del viento sobre las construcciones”.*
2. *Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”.*
3. *Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005, Parte IV “Construcciones de Acero”.*
4. *Reglamento CIRSOC 104-2005 “Acción de la nieve y del hielo sobre construcciones”.*
5. *Reglamento INPRES-CIRSOC-301-2005, “Estructuras de aceros para edificios”.*
6. *Reglamento CIRSOC-301-2005, “Capítulo J”.*
7. *Reglamento CIRSOC-302-1982.*
8. *Reglamento CIRSOC-304-2007, “Soldadura”.*
9. *Normas IRAM-IAS, “perfiles de acero”.*
10. *Compendio de Cálculo Estructural II- FCEFyN.*
11. *Mecánica de Fluidos Fundamentos y Aplicaciones - Yunus Cengel.*
12. *Ciencia e Ingeniería de los Materiales William D. Callister, Jr.*
13. *www.inpres.gov.ar.*
14. *www.inti.gob.ar.*
15. *Dassault Systems, “Abaqus CAE Student Edition”, France, 2010.*
16. *Norma VDE 0210.*
17. *Reglamento CIRSOC 307.*
18. *Failure of Materials in Mechanical Design, 2° Ed., Jack A Collins, 1993.*
19. *Advanced Mechanics of Materials, Cook and Young, 1998.*
20. *Mechanical Behavior of Materials, Dowling, 2013.*



# **Anexo I**

## **Pesos por Nivel**



**Tabla I-1: Peso por nivel - Parte 1**

Nivel	Elemento	Cantidad	[N /m]	L [m]	Peso [N]	Peso Nivel [N]
1	W6x25	4	364,56	4,7	6853,73	14006
	W6x15	4	218,54	3,63	3173,20	
	L 3x1/4	8	72,52	5,528	3207,12	
	Placas	16	48,265		772,24	
2	W6x25	4	364,56	4,7	6853,73	13645
	W6x15	4	218,54	3,288	2874,24	
	L 3x1/4	8	72,52	5,421	3145,05	
	Placas	16	48,265		772,24	
3	W6x25	4	364,56	4,7	6853,73	13237
	W6x15	4	218,54	2,952	2580,52	
	L 3x1/4	8	72,52	5,224	3030,76	
	Placas	16	48,265		772,24	
4	W6x25	4	364,56	4,7	6853,73	12833
	W6x15	4	218,54	2,61	2281,56	
	L 3x1/4	8	72,52	5,043	2925,75	
	Placas	16	48,265		772,24	
5	W6x25	4	364,56	4,7	6853,73	14799,39
	W6x15	4	218,54	2,269	1983,47	
	L 3x1/4	8	72,52	4,879	2830,60	
	Chimenea	1	1379,84	1,5	2069,76	
	Placas	22	48,265		1061,83	





Tabla I-2: Peso por nivel - Parte 2

Nivel	Elemento	Cantidad	[N /m]	L [m]	Peso [N]	Peso Nivel [N]
6	W6x25	4	364,56	4,7	6853,73	19319
	W6x15	4	218,54	1,927	1684,51	
	L 3x1/4	8	72,52	4,734	2746,48	
	L 3x1/4 en X	8	72,52	0,84	487,33	
	Chimenea	1	1379,84	4,7	6485,25	
	Placas	22	48,265		1062,91	
7	W6x25	4	364,56	4,7	6853,73	18809
	W6x15	4	218,54	1,585	1385,54	
	L 3x1/4	8	72,52	4,611	2675,12	
	L 3x1/4 en X	8	72,52	0,6	348,10	
	Chimenea	1	1379,84	4,7	6485,25	
	Placas	22	48,265		1062,91	
8	W6x25	4	364,56	4,7	6853,73	18307
	W6x15	4	218,54	1,244	1087,46	
	L 3x1/4	8	72,52	4,51	2616,52	
	L 3x1/4 en X	8	72,52	0,35	203,06	
	Chimenea	1	1379,84	4,7	6485,25	
	Placas	22	48,265		1061,83	
9	W6x25	4	364,56	4,7	6853,73	18196
	W6x15	4	218,54	0,896	783,25	
	L 3x1/4	8	72,52	4,36	2529,50	
	Placa superior	1	78,8		773,03	
	Chimenea	1	1379,84	4,7	6485,25	
	Placas	16	48,265		772,24	
10	Chimenea	1	1379,84	3,85	5312,38	5312,38
11	Chimenea	1	1379,84	3,85	5312,38	5312,38
					$\Sigma$	153780



# **Anexo II**

## **Alternativa Propuesta**

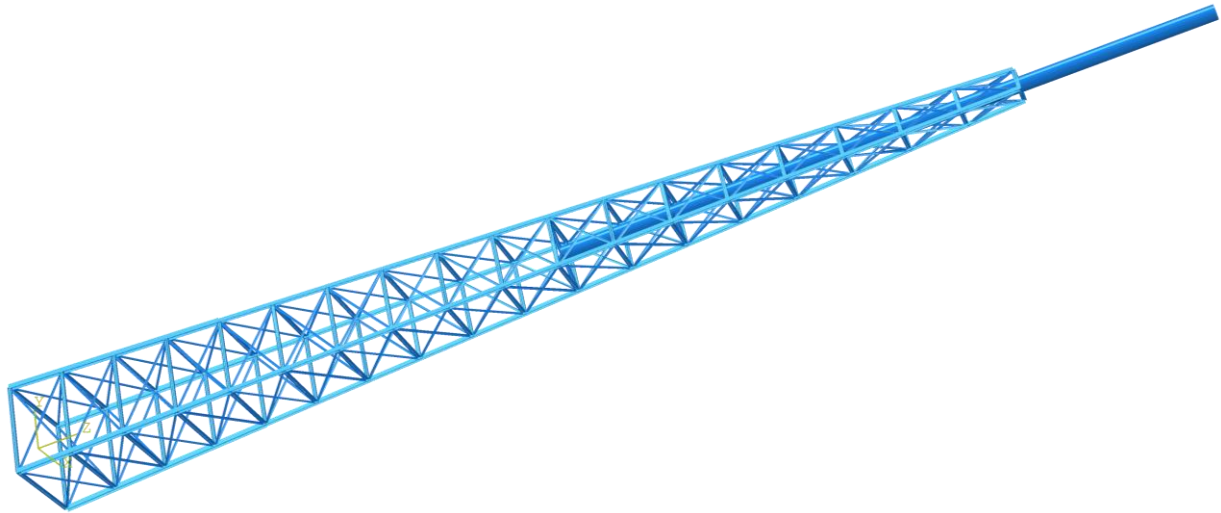


Si bien el presente trabajo consiste únicamente en la verificación de la estructura propuesta por la FMRT, esta estructura alternativa es una breve muestra de cómo se puede solucionar el problema de pandeo en la estructura.

Partiendo de que la estructura estudiada no cumple con los requerimientos normativos, puntualmente con la verificación de pandeo según el capítulo **12**, se propone a continuación una torre con las siguientes modificaciones respecto a la anteriormente analizada:

- Los niveles que conforman la torre poseen la mitad de altura, esto se realiza con el fin de disminuir la esbeltez de las vigas, tanto de los montantes verticales como de las riostras. La torre alternativa tiene 18 niveles de 2,35 metros.
- Se cambian los perfiles horizontales  $W6x15$  por unos con menor sección  $W6x9$ , con el objetivo de optimizar material.
- Se establecen tres tipos de montantes verticales:
  - En los primeros cuatro niveles se tiene un perfil  $W8x31$  con mayor radio de giro que el caso anteriormente analizado con el fin de disminuir aún más la esbeltez en la zona próxima a la base;
  - En los siguientes seis niveles se utilizan los perfiles originales  $W6x25$  y;
  - Finalmente, en los últimos ocho niveles se utiliza un perfil de menor sección  $W6x20$  con el objetivo de optimizar material.

A continuación, en la **Figura II-1** se observan los cambios mencionados.



**Figura II-1: Estructura alternativa**

Una vez definida la estructura alternativa se calculan las cargas de viento sobre la torre. En la siguiente **Tabla II-1** se especifican las fuerzas generadas sobre cada perfil siguiendo el mismo procedimiento que en el capítulo 8.

**Tabla II-1: Cargas de viento en estructura alternativa**

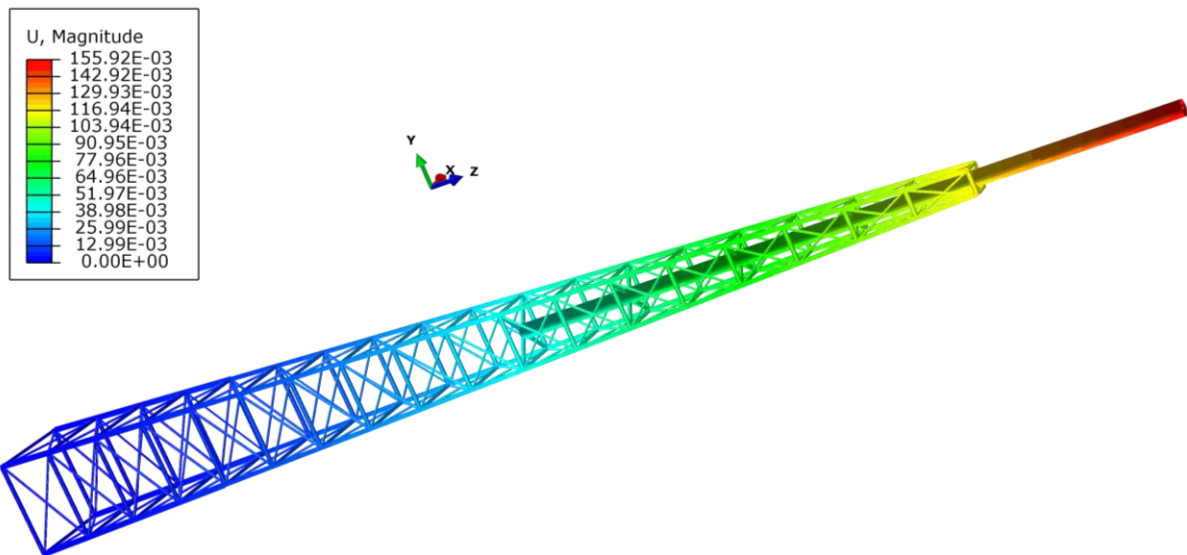
Nivel	Perfil	Fuerza diagonal [N]	Nivel	Perfil	Fuerza diagonal [N]
1	W8x31	277	10	W6x25	387
	W6x9	424		W6x9	342
	L3x1/4	343		L3x1/4	383
2	W8x31	277	11	W6x20	386
	W6x9	405		W6x9	327
	L3x1/4	333		L3x1/4	380
3	W8x31	290	12	W6x20	396
	W6x9	392		W6x9	307
	L3x1/4	327		L3x1/4	378
4	W8x31	319	13	W6x20	406
	W6x9	414		W6x9	287
	L3x1/4	352		L3x1/4	354
5	W6x25	313	14	W6x20	415
	W6x9	377		W6x9	232
	L3x1/4	367		L3x1/4	368
6	W6x25	331	15	W6x20	423
	W6x9	378		W6x9	211
	L3x1/4	376		L3x1/4	363



Nivel	Perfil	Fuerza diagonal [N]	Nivel	Perfil	Fuerza diagonal [N]
7	W6x25	347	16	W6x20	431
	W6x9	375		W6x9	189
	L3x1/4	381		L3x1/4	341
8	W6x25	407	17	W6x20	439
	W6x9	321		W6x9	166
	L3x1/4	384		L3x1/4	319
9	W6x25	375	18	W6x20	447
	W6x9	356		W6x9	142
	L3x1/4	384		L3x1/4	315

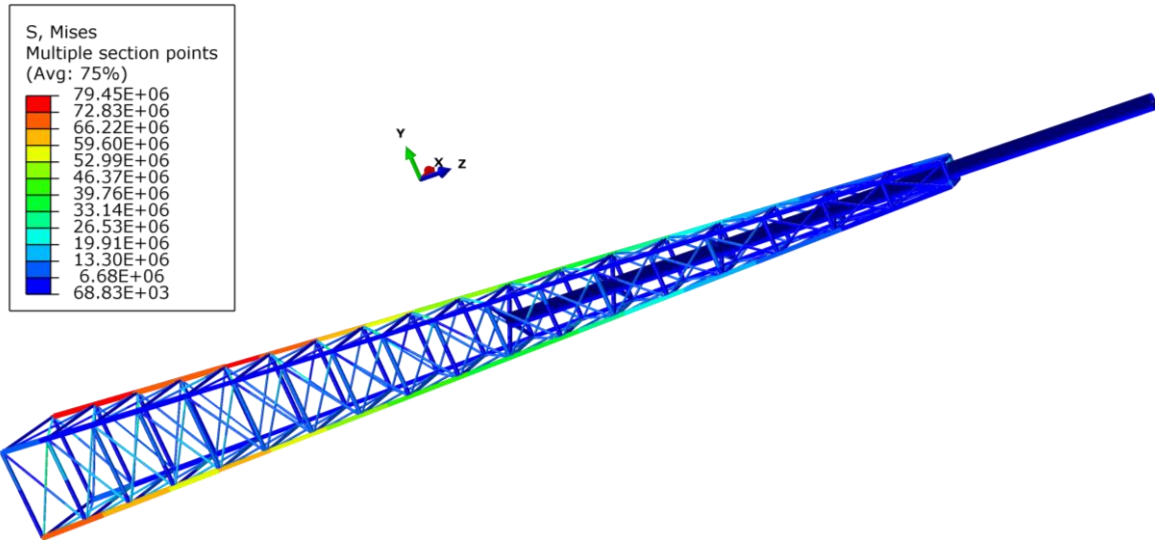
Una vez determinadas las cargas en la **Tabla II-1** se aplican sobre la torre utilizando el modelo realizado en el software [15], la carga de viento es aplicada en la dirección diagonal y se analiza el caso crítico de combinación de cargas mayoradas en el cual se tiene en cuenta el peso de la estructura y la chimenea.

En la **Figura II-2** se encuentran los desplazamientos de la torre frente al caso crítico de combinación de cargas. El mayor desplazamiento absoluto es aproximadamente de 156 mm y ocurre en la punta superior de la chimenea.



**Figura II-2:** Desplazamientos absolutos de la torre alternativa frente al caso crítico de cargas

En la siguiente **Figura II-3** se observa el estado tensional generado por dichas cargas. Se aprecia que el mayor estado tensional ocurre en los montantes verticales en la zona próxima a la base de la estructura.



**Figura II-3: Tensiones de Von Mises en torre alternativa con frente al caso crítico de cargas**

Seguidamente se calcula el coeficiente de seguridad a fluencia en la zona más solicitada de acuerdo con la teoría de Von Mises. Según la **Figura II-3**, la tensión máxima es de  $\sigma = 79,45$  MPa.

La tensión de fluencia del Acero F-24 detallada en la **Tabla 6-2** es la siguiente:

$$\sigma_f = 240 \quad [MPa] \quad \text{[II-1]}$$

El coeficiente de seguridad a fluencia es:

$$CS_{fluencia-VM} = \frac{\sigma_f}{\sigma} \quad \text{[II-2]}$$

Reemplazando la tensión de fluencia y la máxima tensión de Von Mises en la ecuación **[II-2]** se obtiene lo siguiente:

$$CS_{fluencia-VM} = \frac{240}{79,45} = 3,02 \quad \text{[II-3]}$$

Como se observa en la ecuación **[II-3]** el caso crítico de combinación de cargas combinadas no produce la falla de la estructura ya que la misma esta dimensionada con un coeficiente de seguridad a fluencia de 3,02.



A continuación, en la **Tabla II-2** se determinan las propiedades de pandeo de cada uno de las barras de la estructura alternativa propuesta, se puede observar que se han obtenido barras menos esbeltas que las de la **Tabla 12-1** en las casos donde el pandeo no verificaba según **Tabla 12-3**.

**Tabla II-2 : Propiedades de pandeo en estructura alternativa**

Nivel	Perfil	Longitud [m]	Área [m <sup>2</sup> ]	Inercia [m <sup>4</sup> ]	Radio de giro	Longitud de pandeo [m]	$\lambda$	w
1	W8x31	2,35	0,00589	1,54E-05	0,05	2,35	46	1,36
	W6x9	3,79	0,001729	9,12E-07	0,02	3,79	165	5,25
	L3x1/4	4,53	0,000943	1,95E-07	0,01	2,265	158	4,82
2	W8x31	2,35	0,00589	1,54E-05	0,05	2,35	46	1,36
	W6x9	3,62	0,001729	9,12E-07	0,02	3,62	158	4,82
	L3x1/4	4,39	0,000943	1,95E-07	0,01	2,195	153	4,52
3	W8x31	2,35	0,00589	1,54E-05	0,05	2,35	46	1,36
	W6x9	3,45	0,001729	9,12E-07	0,02	3,45	150	4,34
	L3x1/4	4,25	0,000943	1,95E-07	0,01	2,125	148	4,23
4	W8x31	2,35	0,00589	1,54E-05	0,05	2,35	46	1,36
	W6x9	3,28	0,001729	9,12E-07	0,02	3,28	143	3,95
	L3x1/4	4,11	0,000943	1,95E-07	0,01	2,055	143	3,95
5	W6x25	2,35	0,004735	7,12E-06	0,04	2,35	61	1,51
	W6x9	3,11	0,001729	9,12E-07	0,02	3,11	135	3,52
	L3x1/4	3,97	0,000943	1,95E-07	0,01	1,985	138	3,68
6	W6x25	2,35	0,004735	7,12E-06	0,04	2,35	61	1,51
	W6x9	2,94	0,001729	9,12E-07	0,02	2,94	128	3,16
	L3x1/4	3,83	0,000943	1,95E-07	0,01	1,915	133	3,41
7	W6x25	2,35	0,004735	7,12E-06	0,04	2,35	61	1,51
	W6x9	2,77	0,001729	9,12E-07	0,02	2,77	121	2,83
	L3x1/4	3,7	0,000943	1,95E-07	0,01	1,85	129	3,21
8	W6x25	2,35	0,004735	7,12E-06	0,04	2,35	61	1,51
	W6x9	2,6	0,001729	9,12E-07	0,02	2,6	113	2,51
	L3x1/4	3,57	0,000943	1,95E-07	0,01	1,785	124	2,97
9	W6x25	2,35	0,004735	7,12E-06	0,04	2,35	61	1,51
	W6x9	2,43	0,001729	9,12E-07	0,02	2,43	106	3,82
	L3x1/4	3,44	0,000943	1,95E-07	0,01	1,72	120	2,78
10	W6x25	2,35	0,004735	7,12E-06	0,04	2,35	61	1,51
	W6x9	2,26	0,001729	9,12E-07	0,02	2,26	98	2,13
	L3x1/4	3,32	0,000943	1,95E-07	0,01	1,66	116	2,6



Nivel	Perfil	Longitud [m]	Área [m <sup>2</sup> ]	Inercia [m <sup>4</sup> ]	Radio de giro	Longitud de pandeo [m]	$\lambda$	w
11	W6x20	2,35	0,003787	5,54E-06	0,04	2,35	61	1,51
	W6x9	2,1	0,001729	9,12E-07	0,02	2,1	91	1,98
	L3x1/4	3,2	0,000943	1,95E-07	0,01	1,6	111	2,45
12	W6x20	2,35	0,003787	5,54E-06	0,04	2,35	61	1,51
	W6x9	1,92	0,001729	9,12E-07	0,02	1,92	84	1,85
	L3x1/4	3,1	0,000943	1,95E-07	0,01	1,55	108	2,37
13	W6x20	2,35	0,003787	5,54E-06	0,04	2,35	61	1,51
	W6x9	1,75	0,001729	9,12E-07	0,02	1,75	76	1,71
	L3x1/4	2,98	0,000943	1,95E-07	0,01	1,49	104	2,27
14	W6x20	2,35	0,003787	5,54E-06	0,04	2,35	61	1,51
	W6x9	1,58	0,001729	9,12E-07	0,02	1,58	69	1,61
	L3x1/4	2,88	0,000943	1,95E-07	0,01	1,44	100	2,18
15	W6x20	2,35	0,003787	5,54E-06	0,04	2,35	61	1,51
	W6x9	1,41	0,001729	9,12E-07	0,02	1,41	61	1,51
	L3x1/4	2,78	0,000943	1,95E-07	0,01	1,39	97	2,11
16	W6x20	2,35	0,003787	5,54E-06	0,04	2,35	61	1,51
	W6x9	1,24	0,001729	9,12E-07	0,02	1,24	54	1,43
	L3x1/4	2,7	0,000943	1,95E-07	0,01	1,35	94	2,05
17	W6x20	2,35	0,003787	5,54E-06	0,04	2,35	61	1,51
	W6x9	1,07	0,001729	9,12E-07	0,02	1,07	47	1,37
	L3x1/4	2,62	0,000943	1,95E-07	0,01	1,31	91	1,98
18	W6x20	2,35	0,003787	5,54E-06	0,04	2,35	61	1,51
	W6x9	0,9	0,001729	9,12E-07	0,02	0,9	39	1,3
	L3x1/4	2,54	0,000943	1,95E-07	0,01	1,27	88	1,92

Una vez obtenidas las propiedades de todas las barras de la estructura frente a pandeo se procede a determinar si alguna de ellas falla por pandeo frente a la carga de compresión que actúa en la misma.





Tabla II-3: Condición de pandeo

Nivel	Perfil	$\sigma_{adm}$	Tensión de compresión [MPa]	$w * \frac{N}{A}$ [MPa]	CS
1	W8x31	240	80,65	109,68	2,19
	W6x9		5,49	28,85	8,32
	L3x1/4		21,42	103,25	2,32
2	W8x31		76,40	103,90	2,31
	W6x9		4,86	23,42	10,25
	L3x1/4		18,77	84,84	2,83
3	W8x31		71,31	96,98	2,47
	W6x9		4,77	20,71	11,59
	L3x1/4		19,51	82,54	2,91
4	W8x31		67,91	92,36	2,60
	W6x9		5,29	20,90	11,48
	L3x1/4		19,09	75,40	3,18
5	W6x25		78,14	117,99	<b>2,03</b>
	W6x9		5,61	19,75	12,15
	L3x1/4		21,53	79,22	3,03
6	W6x25		71,81	108,43	2,21
	W6x9		5,44	17,18	13,97
	L3x1/4		21,21	72,32	3,32
7	W6x25		66,53	100,45	2,39
	W6x9		5,26	14,89	16,11
	L3x1/4		21,74	69,78	3,44
8	W6x25		59,13	89,29	2,69
	W6x9		4,97	12,48	19,22
	L3x1/4		21,79	64,72	3,71
9	W6x25		52,80	79,73	3,01
	W6x9		4,57	17,45	13,75
	L3x1/4		21,95	61,02	3,93
10	W6x25		45,41	68,56	3,50
	W6x9		4,92	10,47	22,92
	L3x1/4		22,16	57,62	4,16
11	W6x20		47,00	70,97	3,38
	W6x9		4,40	8,70	27,58
	L3x1/4		21,53	52,74	4,55
12	W6x20	39,61	59,81	4,01	
	W6x9	5,03	9,31	25,78	
	L3x1/4	20,78	49,26	4,87	



Nivel	Perfil	$\sigma_{adm}$	Esfuerzo de compresión [MPa]	$w * \frac{N}{A}$ [MPa]	CS
13	W6x20	240	31,95	48,25	4,97
	W6x9		2,83	4,85	49,52
	L3x1/4		17,92	40,68	5,90
14	W6x20		25,48	38,48	6,24
	W6x9		2,89	4,66	51,55
	L3x1/4		16,44	35,83	6,70
15	W6x20		19,28	29,11	8,25
	W6x9		1,56	2,36	101,78
	L3x1/4		13,15	27,75	8,65
16	W6x20		14,00	21,13	11,36
	W6x9		1,07	1,53	156,86
	L3x1/4		12,14	24,89	9,64
17	W6x20		8,45	12,76	18,81
	W6x9		0,47	0,64	373,94
	L3x1/4		9,12	18,06	13,29
18	W6x20		3,88	5,86	40,95
	W6x9		0,69	0,90	266,00
	L3x1/4		7,42	14,25	16,84

De la **Tabla II-3** se concluye que ninguna de estas barras falla por pandeo en el caso crítico de combinación de cargas utilizando la estructura alternativa ya que en el peor caso se obtiene un coeficiente de seguridad a pandeo de 2 dado en el montante vertical del nivel cinco.

También se analizó el efecto de pandeo sobre la chimenea y los soportes de la misma, donde en el tramo más comprometido de la chimenea se obtiene una esbeltez de 36 y una tensión de compresión de 2 MPa ya afectada por el coeficiente de pandeo dando como resultado un CS = 122,5. Para el caso de los soportes, el caso más comprometido tiene una esbeltez de 20,4 y una tensión de compresión de 3,8 MPa ya mayorada por el coeficiente de pandeo resultando un CS= 63,16. Por lo tanto, debido a esto y la **Tabla II-3** ninguna de las vigas de la estructura falla por pandeo.

Como conclusión, la estructura alternativa si verifica a pandeo en el caso crítico de combinación de cargas.



# **Anexo III**

## **Planos de diseño**