

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**VALIDACIÓN ESTRUCTURAL DE LA TORRE AUTOSOPORTADA
LORETO DE 108m DE ALTURA**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS**

MARCO VINICIO REYES ARÉVALO

macunso101@hotmail.com

DIRECTOR: ING. JORGE VINTIMILLA.

vintimilla.j@gmail.com

Quito, Diciembre 2015

DECLARACIÓN

Yo MARCO VINICIO REYES ARÉVALO, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración cedo mis derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo, a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

MARCO VINICIO REYES AREVALO

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado por MARCO VINICIO REYES ARÉVALO, bajo mi verificación.

ING. JORGE VINTIMILLA.
DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por ser mi fortaleza en el día a día de lucha por cumplir mis metas y aspiraciones para el beneficio personal y de los demás.

A mi tía la Dra. Tolima Chávez, por el apoyo incondicional, su cariño y quien con sus enseñanzas pude llevar a cabo esta profesión.

Agradezco de igual manera a la Escuela Politécnica Nacional, en especial a la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental por permitirme ser parte de esta noble Institución, que conjuntamente con todos mis profesores me han sabido guiar en la vida profesional y personal.

Un especial agradecimiento al Ing. Jorge Vintimilla, por su gran calidad humana y profesional, quien con su experiencia y vastos conocimientos supo dirigir este trabajo de investigación.

Por último agradezco a todos mis compañeros y amigos con los que compartí gratos momentos dentro y fuera de las aulas, quienes fueron un aporte más para la culminación de mi meta profesional.

EL AUTOR

DEDICATORIA

A mi tía Tolima Chávez, mis amigos y profesores, que han sido un pilar fundamental en esta etapa de mi vida.

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
DEDICATORIA.....	V
CONTENIDO.....	VI
ÍNDICE DE TABLAS	XIII
ÍNDICE DE GRÁFICOS	XV
ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS.....	XVII
RESUMEN	XVIII
ABSTRACT	XIX
PRESENTACIÓN	XX
CAPÍTULO 1	21
INTRODUCCIÓN	21
1.1 ANTECEDENTES.....	21
1.2 OBJETIVOS	21
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	21
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	21
1.3 ALCANCE	22
1.4 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO	23
CAPÍTULO 2	24
GENERALIDADES.....	24
2.1 ESTRUCTURAS METÁLICAS	24
2.1.1 GENERALIDADES	24
2.1.1.1 “Comportamiento elástico.....	25
2.1.1.2 Fluencia.....	25
2.1.1.3 Endurecimiento por deformación.....	25
2.1.1.4 Estricción.....	25
2.1.2 SISTEMAS ESTRUCTURALES	26
2.1.2.1 Armaduras planas	26
2.1.2.2 Armaduras tridimensionales	26

2.1.3	ELEMENTOS DE UNA TORRE AUTOSOPORTADA	26
2.1.3.1	Columnas (Puntales)	26
2.1.3.2	Arriostres	27
2.1.3.3	Tranque (diafragma).....	27
2.2	TORRES DE TELECOMUNICACIONES	28
2.2.1	TIPOS DE TORRES	28
2.2.1.1	Torres autosoportadas	28
2.2.1.2	Torres atirantadas	30
2.2.1.3	Torres monopolo o tubular	31
2.2.2	PELIGROS	31
2.2.2.1	Peligros que afectan a las torres de telecomunicaciones.....	32
2.2.2.2	Peligros provocados por las torres hacia su entorno.....	32
2.3	ACCESORIOS DE LAS TORRES.....	32
2.3.1	ACCESORIOS PUNTUALES	32
2.3.1.1	Antenas paraboloides típicas con radomo y sin radomo	33
2.3.1.2	Antenas paraboloides típicas con protector cilíndrico	33
2.3.1.3	Antenas de rejillas	34
2.3.1.4	Reflectores de bocina típicos	35
2.3.1.5	Reflectores pasivos típicos.....	35
2.3.1.6	Plataforma simétrica tipo celosía.....	36
2.3.1.7	Plataforma de bajo perfil.....	36
2.3.1.8	Plataforma en forma de anillo circular	37
2.3.2	ACCESORIOS LINEALES.....	37
	CAPÍTULO 3	38
	MARCO TEÓRICO.....	38
3.1	CARGAS	38
3.1.1	CARGAS MUERTAS	38
3.1.2	CARGAS VIVAS	39
3.1.3	CARGAS DE VIENTO	39
3.1.4	ANÁLISIS DE CARGAS DE VIENTO APLICANDO LA NORMA TIA/EIA-222-F	39
3.1.4.1	“Fuerza horizontal (F) aplicada en cada tramo de la estructura” ...	39

3.1.4.2	“Fuerzas aplicadas en accesorios puntuales”	42
3.1.4.3	“Fuerzas aplicadas en la plataforma de descanso”	43
3.1.5	CARGAS DE VIENTO APLICANDO LA NORMA ANSI/TIA-222-G ..	46
3.1.5.1	“Fuerza horizontal (F_{ST}) para cada tramo de la estructura”	47
3.1.5.2	“Fuerzas de viento en accesorios (F_A)”	49
3.1.5.3	“Fuerzas de viento en antenas de microondas (F_{AM} , F_{SM} y M_M)” ...	51
3.1.6	“ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA”	53
3.1.6.1	Coeficientes de perfil de suelo	53
3.1.6.2	Factor de importancia.....	54
3.1.6.3	Factor de reducción (R).....	55
3.1.6.4	Modos de vibración	56
3.1.6.5	Espectro de diseño.....	56
3.2	RESISTENCIA DE DISEÑO DEL ACERO ESTRUCTURAL.....	60
3.2.1	DISPOSICIONES GENERALES.....	61
3.2.1.1	“Diseño en base a factores de carga y resistencia (LRFD)”	61
3.2.1.3	“Relación de esbeltez”	62
3.2.2	“DISEÑO DE MIEMBROS EN TRACCIÓN (AISC)”	63
3.2.2.1	Miembros solicitados en tracción	63
3.2.2.2	Determinación de áreas	63
3.2.3	“DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN (AISC)”	65
3.2.3.1	Longitud efectiva de miembros a compresión	65
3.2.3.2	Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos.....	66
3.2.3.3	Ángulos simples en compresión	67
3.2.3.4	Miembros con elementos esbeltos	67
3.2.3.5	Elementos esbeltos no atiesados	68
3.2.4	“MIEMBROS TRACCIONADOS (AISI)”	69
3.2.5	“DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN (AISI)”	69
3.2.6	“DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXIÓN (AISC)”	70
3.2.6.1	Fluencia.....	71
3.2.6.2	Pandeo lateral torsional.....	71
3.2.6.3	Pandeo local.....	72
3.3	CONEXIONES EMPERNADAS	73

3.3.1	INTRODUCCIÓN.....	73
3.3.2	UNIONES CON PERNOS	73
3.3.3	FALLAS EN LAS JUNTAS ATORNILLADAS	74
3.3.4	“PERNOS Y PARTES ROSCADA”	75
3.3.4.1	Tipos de pernos.....	75
3.3.4.2	Distancia mínima al borde desde el centro de la perforación (le)..	77
3.3.4.3	Distancia mínima entre centro de perforaciones (s)	77
3.3.4.4	Distancia mínima entre centro de perforaciones (s)	77
3.3.4.5	Resistencia a tracción y corte de pernos.....	78
3.3.4.6	Resistencia de aplastamiento de perforaciones de pernos	78
3.3.5	“ELEMENTOS INVOLUCRADOS DE MIEMBROS Y ELEMENTOS CONECTADOS”	79
3.3.5.1	Resistencia de bloque de corte	79
CAPÍTULO 4		81
EVALUACIÓN DE LA TORRE AUTOSOPORTADA		81
4.1	GENERALIDADES.....	81
4.2	ACTIVIDADES DE CAMPO	81
4.2.1	TOMA DE DATOS DE LA TORRE	81
4.2.1.1	Datos generales de la torre	82
4.2.1.2	Inventario de los accesorios	82
4.2.1.3	Inventario de los miembros estructurales	85
4.2.1.4	Juntas empernadas	87
4.2.1.5	Topografía de su entorno	88
4.3	ACTIVIDADES DE OFICINA.....	88
4.4	PROCEDIMIENTO DE REFORZAMIENTO	89
CAPÍTULO 5		90
ANÁLISIS DE RESULTADOS		90
5.1	ANÁLISIS DE CARGAS DE VIENTO USANDO LA NORMA TIA/EIA-222-F	90
5.1.1	FUERZAS HORIZONTALES (F) APLICADAS A CADA TRAMO	90
5.1.2	FUERZAS APLICADAS EN ACCESORIOS DE TELECOMUNICACIONES	94

5.1.3	FUERZAS APLICADAS EN LA PLATAFORMA DE DESCANSO	96
5.2	CARGAS DE VIENTO CON LA NORMA ANSI/TIA-222-G	97
5.2.1	FUERZAS HORIZONTALES (F_{ST}) POR TRAMO	97
5.2.2	ANÁLISIS DE FUERZAS PARA ACCESORIOS PUNTUALES Y LINEALES	99
5.2.3	ANÁLISIS DE FUERZAS PARA ACCESORIOS PUNTUALES (ANTENAS DE MICROONDAS)	100
5.3	ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON EL PROGRAMA SAP 2000 V17.2 ...	101
5.3.1	CONFIGURACIÓN	101
5.3.2	PARÁMETROS PARA ANÁLISIS	102
5.3.2.1	Criterios de diseño	102
5.3.2.2	Acero estructural	103
5.3.2.3	Raleases	104
5.3.3	CARGAS	104
5.3.3.1	Cargas de viento	104
5.3.3.2	Carga sísmica utilizando un espectro de aceleración	105
5.3.4	DESCRIPCIÓN DE CARGAS	106
5.3.4.1	Patrones de carga	106
5.3.4.2	Casos de cargas	107
5.3.4.3	Combinaciones de carga	107
5.3.5	RELACIÓN DE ESFUERZOS EN LA ESTRUCTURA	108
5.3.5.1	Verificación de la estructura existente	109
5.3.5.2	Verificación de la estructura reforzada	109
5.3.6	INTERPRETACIÓN DE DATOS	112
5.4	ANÁLISIS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	115
5.4.1	ANÁLISIS DE ELEMENTOS EN TRACCIÓN (AISC)	115
5.4.1.1	Fluencia de la sección bruta	116
5.4.1.2	Fluencia de la sección bruta	116
5.4.1.3	Resistencia de diseño en tracción	117
5.4.2	ANÁLISIS DE ELEMENTOS EN COMPRESIÓN (AISC)	118
5.4.2.1	Revisión al Pandeo local	119
5.4.2.2	Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos	119

5.4.2.3	Resistencia a la compresión.....	120
5.4.3	ANÁLISIS DE ELEMENTOS EN COMPRESIÓN (AISI)	121
5.4.3.1	Análisis de columnas previo a su reforzamiento	121
5.4.3.2	Análisis de columnas posterior a su reforzamiento	123
5.4.4	ANÁLISIS DE MIEMBROS A FLEXIÓN (AISC).....	124
5.4.4.1	Cálculo de distancias geométricas	125
5.4.4.2	Momento de fluencia	125
5.4.5	ANÁLISIS DE PERNOS Y PARTES ROSCADAS.....	125
5.4.5.1	Resistencia de aplastamiento de perforaciones de pernos	125
5.4.6	ELEMENTOS INVOLUCRADOS DE MIEMBROS Y ELEMENTOS CONECTADOS	130
5.4.6.1	Resistencia de bloque de corte	130
5.4.6.2	Análisis de juntas empernadas en puntales	133
5.5	ANÁLISIS ECONÓMICO DEL REFORZAMIENTO.....	138
5.5.1	MATERIA PRIMA	138
5.5.2	MANO DE OBRA DIRECTA	140
5.5.3	TRATAMIENTO SUPERFICIAL.....	140
5.5.4	EQUIPOS Y MAQUINARIA	141
5.5.5	EQUIPOS CONSUMIBLES Y GASTOS VARIOS.....	142
5.5.6	COSTO TOTAL DEL REFORZAMIENTO DE LA TORRE.....	142
	CAPÍTULO 6	144
	RESULTADOS	144
6.1	RESULTADOS GENERALES	144
6.1.1	FUERZAS DE VIENTO UTILIZANDO LA NORMA TIA/EIA-222-F. 144	
6.1.1.1	Fuerzas de viento horizontal aplicado a cada tramo de la torre ..	144
6.1.1.2	Fuerzas de viento aplicado en accesorios puntuales	146
6.1.2	FUERZAS DE VIENTO CON LA NORMA ANSI/TIA-222-G	147
6.2	COMPARACIONES	147
6.2.1	FUERZAS DE VIENTO EN LOS PUNTALES.....	147
6.3	CONCLUSIONES.....	148
6.4	RECOMENDACIONES	149
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	150

ANEXO N° 1.....	152
COEFICIENTES Y FACTORES NECESARIOS PARA DETERMINAR LAS FUERZAS DE VIENTO CON LA NORMA ANSI/TIA-222-G.....	152
ANEXO N° 2	155
PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS PERFILES ESTRUCTURALES	155
ANEXO N° 3.....	158
PLANOS.....	158

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 3.1. Cargas muertas sintetizadas de la torre.....	38
TABLA 3.2. Coeficiente de fuerza para accesorios lineales	42
TABLA 3.3. Coeficiente de fuerzas de viento para antenas de microondas sin radomo	44
TABLA 3.4. Coeficiente de fuerzas de viento para reflectores típicos	45
TABLA 3.5. Categorías de exposición.....	46
TABLA 3.6. Categorías topográficas	47
TABLA 3.7. Factores de ráfaga	48
TABLA 3.8. Coeficiente de fuerza de viento para antenas microondas sin radomo	52
TABLA 3.9. Tipo de suelo y factor se sitio F_a	53
TABLA 3.10. Tipo de suelo y factor se sitio F_s	53
TABLA 3.11. Tipo de suelo y factor se sitio F_d	54
TABLA 3.12. Coeficientes de importancia (I) para las estructuras	55
TABLA 3.13. Coeficientes de importancia (I) para estructuras especiales.....	56
TABLA 3.14. Valores del espectro de respuesta y de diseño	59
TABLA 3.15. Relación ancho-espesor límite para elementos en compresión.....	66
TABLA 3.16. Tensión nominal de conectores y partes roscadas	76
TABLA 3.17. Dimensiones de los pernos más usados.....	76
TABLA 4.1. Datos generales de la torre.....	82
TABLA 4.2. Medidas y ubicación de los accesorios	83
TABLA 4.3. Nombres específicos y generales de algunos accesorios de telecomunicaciones.....	85
TABLA 4.4. Áreas proyectadas de los elementos estructurales por tramo	86
TABLA 5.1. Combinaciones de carga	112
TABLA 5.2. Propiedades de los elementos estructurales previo a su reforzamiento	113
TABLA 5.3. Propiedades de los elementos estructurales para la estructura reforzada	113
TABLA 5.4. Reacciones en la base de la torre.....	113
TABLA 5.5. Desplazamientos en los nodos de la cúpula, para estructura sin reforzamiento	114

TABLA 5.6. Desplazamientos en los nodos de la cúpula, para estructura con reforzamiento	114
TABLA 5.7. Reacciones en las patas de la torre	114
TABLA 5.8. Análisis de miembro en tracción	117
TABLA 5.9. Resistencia de diseño en compresión.....	120
TABLA 5.11. Resistencia por aplastamiento de la conexión 1	129
TABLA 5.12. Resistencia por bloque de cortante de la conexión 1	133
TABLA 5.13. Análisis de pernos en los puntales, para conexiones por tramo ...	137
TABLA 5.13. Listado de miembros estructurales existentes	138
TABLA 5.14. Listado de miembros estructurales de reforzamiento.....	139
TABLA 5.15. Costo de perfilaría metálica	139
TABLA 5.16. Costo de elementos de unión	139
TABLA 5.17. Mano de obra directa	140
TABLA 5.18. Tratamiento superficial.....	141
TABLA 5.19. Maquinaria y equipos	141
TABLA 5.20. Equipos consumibles y gastos varios	142
TABLA 5.21. Costo total.....	142
TABLA 6.1. Fuerzas de viento en los accesorios puntuales y lineales (miembros estructurales y escalerilla de ascenso).....	145
TABLA 6.2. Fuerzas de viento en los accesorios de telecomunicaciones.....	146
TABLA 6.10 Distribución lateral de las fuerzas sísmicas	147

ÍNDICE DE GRÁFICOS

GRÁFICO 2.1. Diagrama de esfuerzo-deformaciones del acero estructural.....	24
GRÁFICO 2.2. Esquema de los elementos de la torre.....	27
GRAFICO 2.3. Reflector de bocina.....	35
GRAFICO 2.4. Plataforma simétrica tipo celosía.....	36
GRAFICO 2.4. Plataforma de bajo perfil.....	37
GRAFICO 2.5. Plataforma de anillo.....	37
GRÁFICO 3.1. Convención de signo positivo para el ángulo de viento.....	43
GRÁFICO 3.2. Fuerzas de viento en accesorios.....	50
GRÁFICO 3.3. Espectro de diseño.....	56
GRÁFICO 3.4. Espectro de diseño de la torre.....	60
GRÁFICO 3.4. Área neta frente a las diferentes formas de fractura.....	64
GRÁFICO 3.5. Diámetro de perforación (Φ_p) para un perno.....	64
GRÁFICO 3.6. Uniones de una armadura.....	74
GRÁFICO 3.7. Fallas en las juntas atornilladas.....	74
GRÁFICO 5.1. Fuerzas de viento en los puntales.....	93
GRÁFICO 5.2. Fuerzas de viento en los accesorios.....	95
GRÁFICO 5.3. Fuerzas de viento aplicados a la plataforma de descanso.....	97
GRÁFICO 5.4. Configuración de la torres autosoportada.....	102
GRÁFICO 5.5. Especificaciones técnicas de diseño.....	103
GRÁFICO 5.6. Acero estructural.....	103
GRÁFICO 5.7. Articulaciones en elementos frame.....	104
GRÁFICO 5.8. Cargas de viento, F_i , aplicadas al modelo matemático.....	105
GRÁFICO 5.9. Espectro de diseño NEC-11.....	105
GRÁFICO 5.10. Espectro de diseño NEC-15.....	106
GRÁFICO 5.11. Patrones de carga para el análisis de la estructura.....	106
GRÁFICO 5.12. Casos de cargas.....	107
GRÁFICO 5.13. Combinaciones de carga tipo COMBO1.....	108
GRÁFICO 5.14. Combinaciones de carga tipo COMBO2.....	108
GRÁFICO 5.15. Estructura existente.....	110
GRÁFICO 5.16. Estructura reforzada.....	111
GRÁFICO 5.17. Esquema de la salida de datos del programa del programa SAP 2000 del elemento frame 98.....	115

GRÁFICO 5.18. Esquema de la salida de datos del programa del programa SAP 2000 del elemento frame 93.....	118
GRÁFICO 5.18. Curvas de longitud vs. Capacidad de miembros a compresión	121
GRÁFICO 5.19. Esquema de la salida de datos del programa del programa SAP 2000 del elemento frame 1.....	121
GRÁFICO 5.20. Reforzamiento del elemento frame 1	123
GRÁFICO 5.21. Esquema de la salida de datos de fuerzas de momentos del programa del programa SAP 2000 del elemento frame 6.	124
GRÁFICO 5.22. Esquema de la salida de datos de fuerzas en la conexión 1....	126
GRÁFICO 5.23. Esquema de la conexión tiopo1	126
GRÁFICO 5.24. Superficie de desgarre elemento frame 6, de la conexión 1	131
GRÁFICO 5.25. Bloques de falla tipo 1 y 2	136

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

FOTOGRAFÍA 2.1. Torre autosoportada.....	29
FOTOGRAFÍA 2.2. Torre atirantada.....	30
FOTOGRAFÍA 2.3. Torre monopolo.....	31
FOTOGRAFÍA 2.4. Antena parabólica con radomo	33
FOTOGRAFÍA 2.5. Antena con protector cilíndrico.....	34
FOTOGRAFÍA 2.6. Antenas de rejilla.....	34
FOTOGRAFÍA 2.7. Reflectores pasivos típicos.....	35
FOTOGRAFÍA 4.1. Velocidad del viento medida en la altura máxima de la torre.	82
FOTOGRAFÍA 4.2. Esquema de accesorios de la torre.	84
FOTOGRAFÍA 4.3. Esquema de juntas empernadas.....	87
FOTOGRAFÍA 4.4. Topografía del entorno de la torre de Loreto.....	88

RESUMEN

La presente investigación servirá para analizar la capacidad de la superestructura existente en torres de telecomunicaciones de sección cuadrada. Para ello fue necesario realizar un levantamiento de los accesorios de telecomunicaciones y los miembros estructurales, para posteriormente determinar las fuerzas de diseño que afectan la capacidad de sus elementos. Dado que en Ecuador no dispone de una norma para determinar las fuerzas de viento que afectan la estructura, fue necesario el uso de normas extranjeras.

Luego de registrar la información necesaria de la torre, se realiza un análisis estructural que permite determinar el estado actual y el estado futuro con los nuevos accesorio; este estudio permite tomar medidas de reforzamiento a tiempo, previniendo un colapso parcial o total de la superestructura que pueda ocasionar desconexión de las telecomunicaciones, daños materiales o pérdidas humanas, dependiendo del sitio de emplazamiento.

Finalmente se concluye que la estructura que se está analizando no dispone de la resistencia suficiente para soportar las cargas de diseño y los accesorios tanto existentes como a proyectarse por lo que la torre requiere ser reforzada.

ABSTRACT

This research will serve to analyze the capacity of the existing superstructure in telecommunications towers of square section. In order to do that, it was necessary to make a lifting of telecommunications accessories and structural members to determine the design forces that affect the capacity of its elements. Since in Ecuador there is no standard to determine the forces of wind that affect the structure, it was necessary the use of foreign standards.

After recording the necessary information of the tower, a structural analysis is performed that allows to determine the actual and future state of the tower with the new accessories. This research allows to take reinforcement measures on time, and in this way, preventing a partial or total collapse of the superstructure, that can cause disconnection of the telecommunications, property damage or human loses, depending on the site location.

Finally, it is concluded that the structure analyzed does not have the enough resistance to support the design loads, the accessories that exist and also the accessories that would be necessary if the tower required to be reinforced.

PRESENTACIÓN

El proyecto de titulación estudia la capacidad que tienen los elementos estructurales de una torre de celosía para resistir accesorios de telecomunicaciones existentes y a proyectarse, así como también las fuerzas asignadas para su análisis con la utilización de diferentes normas; para lo cual el proyecto constara de seis capítulos y anexos que se mencionan a continuación:

El capítulo 1, presenta la introducción con los antecedentes, objetivos generales y objetivos específicos, el alcance y la justificación del proyecto.

El capítulo 2, muestra algunas generalidades sobre el acero y las estructuras metálicas. De igual manera se menciona los diferentes tipos de torres usadas para las telecomunicaciones y sus accesorios.

El capítulo 3, describe las cargas aplicadas en la estructura, así como la capacidad de los miembros y la resistencia de sus conexiones.

El capítulo 4, describe un breve procedimiento para el análisis de la torres con actividades que van desde trabajos de campo hasta trabajos en oficina.

En el capítulo 5, se determina las fuerzas de diseño que son aplicadas a la súper estructura con la utilización del programa SAP2000, así como también se calcula la capacidad que tiene los miembros y la resistencia de sus conexiones. Finalmente se presenta un análisis económico de su reforzamiento, dado que lo amerita.

El capítulo 6, muestra los resultados del análisis de las fuerzas con las respectivas conclusiones y recomendaciones; y finalmente los anexos de coeficientes y factores necesarios para la determinación de las cargas de viento

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Actualmente las torres son diseñadas para soportar accesorios de telecomunicaciones para las necesidades iniciales de la población; pero con el tiempo estas aumentan, conjuntamente con sus necesidades y se ven en la obligación de mejorar su cobertura con equipos nuevos, sin ningún control de la capacidad de la estructura existente.

Ecuador es un país que tiene alto riesgo sísmico y en la mayoría de diseños de torres no se considerada este tipo de fuerzas por ser estructuras livianas, razón por la que se vio la necesidad de determinar la demanda sísmica mediante la Norma Ecuatoriana de la construcción del 2015.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Comprobar la resistencia de los elementos estructurales que soporten equipos de telecomunicación existentes y proyectados, mediante la validación estructural de la torre autoportada “Loreto de 108m de altura”

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Comprobar la resistencia estructural de la torre autoportada “Loreto”, de 108m de altura con equipos de telecomunicaciones existentes.
- Comprobar la resistencia estructural de la torre autoportada “Loreto”, de 108m de altura con equipos de telecomunicaciones a proyectar por expansión de su cobertura.

- Proponer un reforzamiento estructural para resistir las cargas generadas en la estructura, en el caso de que se generen esfuerzos que comprometan su estabilidad.
- Realizar un análisis económico del reforzamiento de la torre.

1.3 ALCANCE

Hoy en día el desarrollo de la sociedad esta fundamentalmente basada en las comunicaciones de mejor calidad y cobertura; por esta razón las empresas que brindan estos servicios necesitan incrementar equipos en torres existentes, por su bajo costo y rapidez de funcionamiento. La comprobación de la resistencia de los elementos estructurales de la torre autosoportada de “Loreto”, evitara un posible colapso total o parcial de la estructura, ante el incremento de accesorios anteriormente mencionados.

Para el desarrollo del proyecto de investigación partimos de la siguiente metodología:

- Obtención de permisos respectivos adquiridos en la Corporación Nacional de Telecomunicaciones, que permiten el acceso a la torre y toma de datos de la estructuras.
- Empleo de normas nacionales y extranjeras, para el análisis de fuerzas externas y el análisis de los miembros estructurales.
- Utilización del programa “SAP2000 v17.2.0” para la realización del modelo estructural de la torre autosoportada.
- En caso de que la capacidad de sus elementos sea menor que la solicitación, se procederá al reforzamiento de la misma.

Para el desarrollo del siguiente proyecto investigativo se citará los siguientes aspectos:

Conocer la realidad actual de sus elementos y poder tomar medidas correctivas a tiempo, o su aprobación directa en el caso de no necesitar reforzar su estructura.

Conseguir estructuras que tengan la capacidad de soportar suficientes accesorios de telecomunicación para el mejoramiento de su servicio.

Para la investigación se seleccionó una torre con una altura significativa que permita verificar con claridad las incidencias sísmicas, y de viento siendo importantes en Ecuador.

1.4 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

El desarrollo de la sociedad está fundamentado en las telecomunicaciones, garantizando un excelente servicio; razón por la que conocer el estado actual de la estructura es indispensable para tomar medidas correctivas a tiempo, evitando daños estructurales y a su vez pérdidas económicas y de servicio.

La implementación de un análisis de validación adecuado y sistemático; posibilita un mejor estudio de las fuerzas de diseño y a la vez de su estructura; permitiendo tomar medidas de corrección a tiempo y evitar daños parciales o el colapso de la estructura.

Con el propósito de evitar multas de la Superintendencia de Telecomunicaciones a los proveedores de servicio en caso de su desconexión, se provee la necesidad de realizar un análisis estructural de la torre.

CAPÍTULO 2

GENERALIDADES

2.1 ESTRUCTURAS METÁLICAS

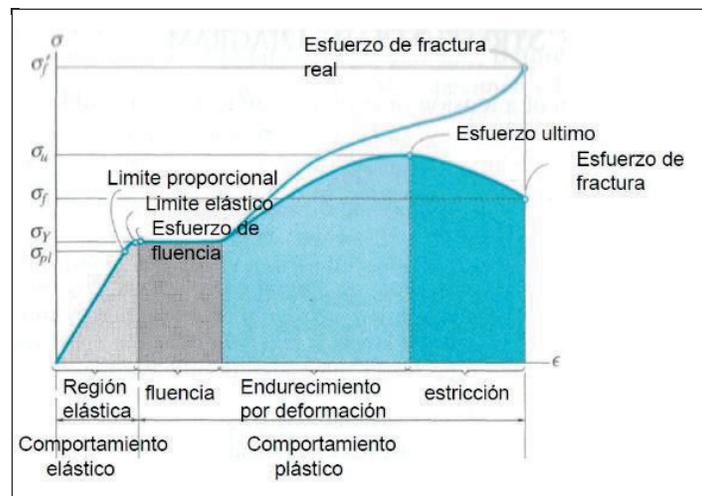
2.1.1 GENERALIDADES

“El acero estructural es considerado uno de los materiales más versátiles teniendo en cuenta los aspectos de resistencia y ductilidad (capacidad a deformarse); este material tiene una relación de esfuerzos-deformación unitaria en forma lineal y su módulo de elasticidad es el mismo a tensión que a compresión”¹.

Por lo tanto, el comportamiento del acero estructural frente a cargas de trabajo se puede predecir de forma casi exacta por medio de la teoría elástica.

Los límites de fluencia del acero estructural van desde 30 a 100 *ksi* y sus límites de fluencia dependen de su composición química y su tratamiento al calor.

GRÁFICO 2.1. Diagrama de esfuerzo-deformaciones del acero estructural.



FUENTE: <http://blog.utp.edu.co/metalografia/2-propiedades-mecanicas-de-los-materiales/#21>

¹(BOWLES, 1984, p.19).

2.1.1.1 “Comportamiento elástico

El límite elástico, es el límite donde un material sometido a tensión puede soportar carga, sin sufrir deformaciones permanentes. Si se aplica tensiones superiores a este límite el material experimenta deformaciones permanentes y no recupera su forma original al retirar la carga.

Límite proporcional, es el límite superior del esfuerzo donde la ley de Hooke es válida cuando el esfuerzo unitario en el material es menor que el esfuerzo en el límite de proporcionalidad.

2.1.1.2 Fluencia

Los materiales sometidos a tensión que sobrepasen el límite elástico, pasan a tener un comportamiento plástico. El comportamiento plástico se caracteriza por tener un rápido crecimiento de la deformación mientras existe poco aumento de carga.

2.1.1.3 Endurecimiento por deformación

Esta zona está caracterizada porque el material recupera su resistencia para seguir deformándose hasta el punto de tensión máxima, llamado por alguna resistencia última.

2.1.1.4 Estricción

En el esfuerzo último, donde el área de la sección transversal empieza disminuir y a partir de allí la carga que soportara será decreciente; hasta romperse en el punto de fractura.”²

²(SALAZAR PALACIO, 2012-2015).

2.1.2 SISTEMAS ESTRUCTURALES

“Los sistemas estructurales más conocidos son: los marcos rígidos, marcos arriostrados, marcos con muros de concreto y mampostería, armaduras planas y armaduras tridimensionales.

2.1.2.1 Armaduras planas

Son estructuras constituidas por un conjunto de miembros formando uno o varios triángulos en un plano, que están dispuestos de tal manera que las fuerzas externas aplicadas a los nodos o juntas no transmitan momentos y teóricamente solo transmiten esfuerzos axiales de tensión o compresión.

2.1.2.2 Armaduras tridimensionales

Al igual que las armaduras planas las fuerzas externas solo producen esfuerzos de tensión y compresión axial en sus miembros. Estas estructuras están conformadas por un sistema de barras en el espacio, unidas entre sí por medio de articulaciones formando una estructura rígida, similares a las torres autosoportadas.”³

2.1.3 ELEMENTOS DE UNA TORRE AUTOSOPORTADA

2.1.3.1 Columnas (Puntales)

“Elementos que trabajan principalmente en compresión, o están combinados con flexión. Generalmente para puntales se usa perfiles W, combinación de perfiles tipo C (canales) y angular. Es importante determinar su esbeltez en caso de columnas de gran envergadura ya que juega un papel importante en su desempeño.

³ (ALVAREZ ALVAREZ, 1996, p.178-179).

2.1.3.2 Arriostres

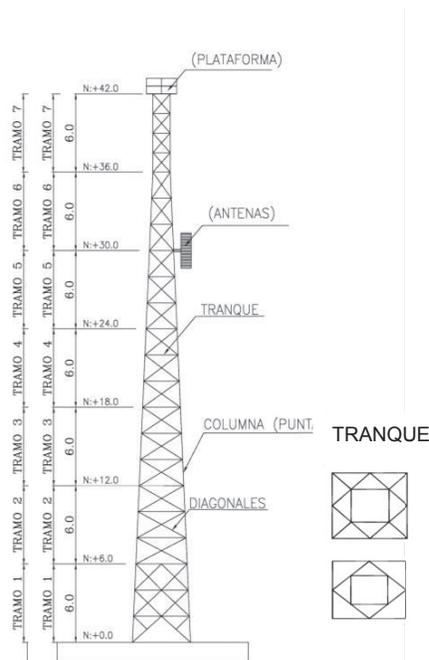
Elementos en diagonal formando triángulos en la estructura, estos elementos trabajan a carga axial ya sea a tensión o compresión, evitando el ladeo de la estructura, los perfiles más usados son W, C y angular. ⁴

2.1.3.3 Tranque (diafragma)

“Elementos horizontales con configuración triangular diseñados con el propósito de transmitir las fuerzas axiales a los miembros verticales (columnas); los tranques disminuyen la longitud de pandeo y rigidizan la estructura.

Las uniones entre los elementos tranque y columnas, las uniones entre diagonales y uniones entre tranque interiores se consideran uniones articuladas porque su conexión se lo realiza mediante uno o dos pernos.”⁵

GRÁFICO 2.2. Esquema de los elementos de la torre



ELABORADO POR: Marco Reyes

⁴ (ALVARES ALVARES, 1996, p.172).

⁵ (RODRÍGUEZ Patricia. M, 2012, p.11-12).

2.2 TORRES DE TELECOMUNICACIONES

“Las telecomunicaciones en el Ecuador datan desde julio de 1884 cuando por primera vez se transmitió un mensaje telegráfico entre Quito y Guayaquil por vía alámbrica, con su primer organismo regulatorio la Dirección de Telégrafos; desde ese momento las telecomunicaciones y sus organismos regulatorios han ido evolucionando y cambiando; actualmente utilizan transmisores que transfieren señales digitales de telecomunicaciones.”⁶

“El 17 de diciembre del 2014 la Asamblea Nacional del Ecuador aprueba la Ley Orgánica de Telecomunicaciones, buscando garantizar el servicio a los usuarios. Entre las garantías que brinda la normativa se encuentran entre otras cosas; el secreto e inviolabilidad de datos, las llamadas gratuitas a los sistemas de emergencia, etc. Para ello se requiere mejorar las instalaciones de transmisión, dotándoles con mejores y nuevas tecnologías.”⁷

Por consiguiente el estudio de este trabajo, hace referencia a las torres de telecomunicaciones del Ecuador, ya que para la necesidad de nuevas tecnologías, se requiere tener la certeza que las torres soporten los distintos equipos y tengan la suficiente capacidad estructural para resistir el conjunto de cargas de comprobación asignadas.

2.2.1 TIPOS DE TORRES

De acuerdo con el tipo de estructura, las torres se clasifican en autosoportadas, monopolos y atirantadas.

2.2.1.1 Torres autosoportadas

“Son estructuras de celosía conformadas por miembros lineales unidos entre sí en sus extremos mediante pernos, consiguiendo un arreglo espacial con forma de

⁶ (WIKIPEDIA, 2015)

⁷ (TELESEMANA.COM, 2014)

reticular cinemáticamente invariable; esta forma constructiva crea gran resistencia con poco consumo de material y su permeabilidad posibilita la reducción al máximo la incidencia del viento.

Como su nombre lo indica estas estructuras son auto estables, es decir que no necesitan de elementos externos para sostenerse y estructuralmente actúan como vigas en voladizo frente a las diferentes cargas asignadas; el área de las secciones transversal es inversamente proporcional a la altura de la estructura, permitiendo que el peso propio actué favorablemente con respecto a su altura.

Frecuentemente estas torres son colocadas en espacios limitados del suelo o sobres edificaciones y armadas en el sitio con tramos de hasta 6m.

FOTOGRAFÍA 2.1. Torre autoportada



ELABORADO POR: Marco Reyes

2.2.1.2 Torres atirantadas

Son estructuras que para permanecer estables necesitan de riostras o tirantes colocadas a diferentes alturas y sujetas en las aristas de una determinada sección que usualmente son triangular o cuadrada; las riostras transmiten esfuerzos de tracción, mientras que la base de la estructura transmite de compresión.

Este tipo de torres son mucho más económicas que las autosoportadas, por el poco uso de materiales y fácil armado. El inconveniente que tienen estas estructuras es la poca capacidad para soportar accesorios de telecomunicación en comparación con las torres autosoportadas, y la necesidad de abundante espacio para su ubicación.

FOTOGRAFÍA 2.2. Torre atirantada



FUENTE: <http://ste-global.com/es/producto/torres-de-telecomunicaciones-arriostradas>

2.2.1.3 Torres monopolo o tubular

Son estructuras troncocónicas con secciones poligonales o circulares; elaboradas con chapas plegadas en forma de tubos cónicos de acero encajando perfectamente unos con otros, para formar un polo estable.

Una de las principales características de este tipo de estructuras es la facilidad de instalación y el requerimiento de poco espacio; en ocasiones estas estructuras son decoradas o pintadas con colores vistosos, para conservar la estética del lugar.”⁸

FOTOGRAFÍA 2.3. Torre monopolo



FUENTE: <http://www.lightingstructures.co.za/wp-content/uploads/2014/02/GSM-Featured.jpg>

2.2.2 PELIGROS

Entre los peligros que se mencionaran a continuación están los que afectan a las torres de telecomunicaciones y los peligros generados por las mismas hacia el entorno que los rodea.

⁸ (FAZ BARAHONA Carlos. A, 2010, p.11-12).

2.2.2.1 Peligros que afectan a las torres de telecomunicaciones

Ecuador por su ubicación geográfica y la conformación de varias regiones, está sometido a diversos peligros naturales; entre las más relevantes se puede mencionar las fuerzas del viento y las fuerzas sísmicas. De igual manera podemos mencionar que las lluvias intensas en regiones tropicales pueden limitar el diseño de una estructura, provocando deslizamientos de tierra y afectando la cimentación de la misma.

Existen otros peligros de menor relevancia que se han visto afectadas muchas estructuras en todo el país; como la falta de mantenimiento y descuido al momento de remplazar elementos estructurales, como por ejemplo el remplazo de pernos o miembros estructurales que no estén especificados en la memoria de diseño, etc.

2.2.2.2 Peligros provocados por las torres hacia su entorno.

Es muy importante tener una clasificación del peligro que pueden ocasionar las torres de telecomunicaciones a su entorno, como muestra la tabla 1.3 del anexo 1. La clasificación puede ser baja, media y alta, dependiendo de su altura y ubicación de la estructura; permitiendo tener rangos de seguridad más apropiado para cada caso, en el momento de su diseñar o análisis.

2.3 ACCESORIOS DE LAS TORRES

“Se llaman accesorios a los elementos no estructurales sujetos a la torre tales como antenas, equipos de iluminación, líneas de transmisión, escaleras, plataformas de descanso, etc. Estos Accesorio pueden ser clasificados en accesorios puntuales y lineales.”

2.3.1 ACCESORIOS PUNTUALES

Los accesorios puntuales son aquellos accesorios donde cuya carga se supone está concentrada en un punto llamado baricentro; dentro de este grupo de

accesorios se puede nombrar a las antenas de telecomunicaciones, equipos de iluminación, plataformas, etc.”⁹

2.3.1.1 Antenas paraboloides típicas con radomo y sin radomo

Son antenas de plato por lo general construidas de aluminio de alta calidad dándole una excelente resistencia ante las acciones externas, con muchas aplicaciones en las telecomunicaciones. Se define radomo a los cobertores ligeros de fibra de vidrio que proveen de una protección adicional.

FOTOGRAFÍA 2.4. Antena parabólica con radomo



FUENTE: <http://nesitelco.com/en/areas/microwaves>

2.3.1.2 Antenas paraboloides típicas con protector cilíndrico

Tienen una amplia función en las telecomunicaciones, está compuesto de un protector de tela especial dándole al accesorio una forma de tambor.

⁹ (ANSI/TIA-222-G 2006, p.9-10).

FOTOGRAFÍA 2.5. Antena con protector cilíndrico



FUENTE: <http://at3w.com/empresa/noticias/pararrayos-dat-controler-plus-en-torres-de-telecomunicacion/s33c289>

2.3.1.3 Antenas de rejillas

Son antenas con pesos muy ligeros apropiados para todas las condiciones climáticas y por su densidad y estructura compacta son muy resistentes al viento.

FOTOGRAFÍA 2.6. Antenas de rejilla

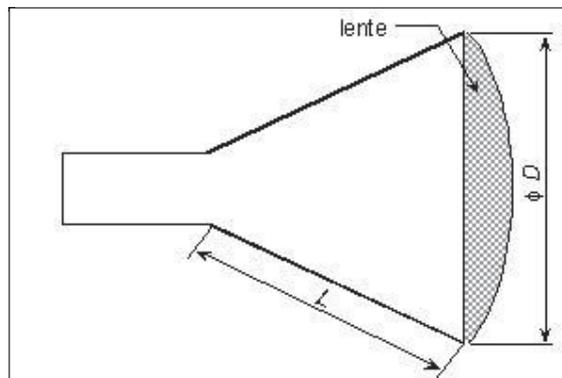


FUENTE: <http://www.clasf.co.ve/antena-amplificador-de-se%C3%B1al-para-celular-22-db-exterior-en-venezuela-2522078/>

2.3.1.4 Reflectores de bocina típicos

Antenas constituidas por un mecanismo de alimentación de ondas por bocina o de embudo y se utiliza fundamentalmente en antenas de satélite.

GRAFICO 2.3. Reflector de bocina



FUENTE: ANSI/TIA-G2005; pagina. 49

2.3.1.5 Reflectores pasivos típicos

Son antenas compactas de bajo consumo de energía y muy fáciles de instalar.

FOTOGRAFÍA 2.7. Reflectores pasivos típicos

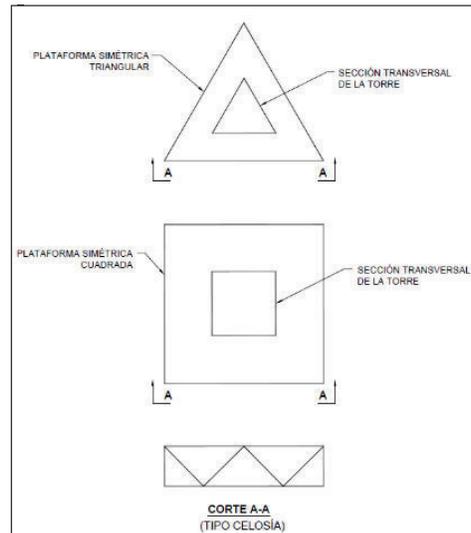


ELABORADO POR: Marco Reyes

2.3.1.6 Plataforma simétrica tipo celosía

“Como su nombre lo indica es simétrica con respecto a todas las caras de la torre; además este tipo de plataformas constan de un espaldar de protección de celosía muy resistente y por lo general son ubicados en la cúspide o en sitios que se prevea de mayor mantenimiento.

GRAFICO 2.4. Plataforma simétrica tipo celosía

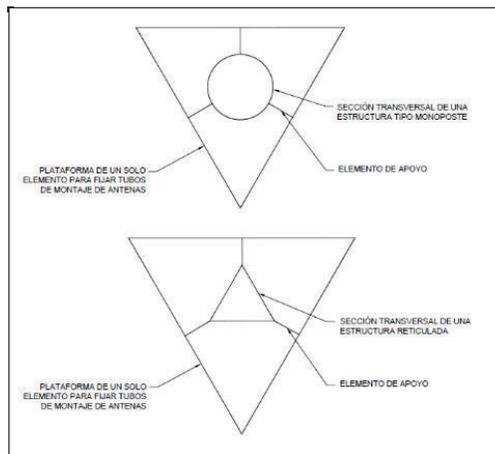


FUENTE: ANSI/TIA-G2005; pagina. 52

2.3.1.7 Plataforma de bajo perfil

Este tipo de plataformas no disponen de un espaldar de protección y por lo general son utilizadas en torres tipo monopostes o torres atirantadas.

GRAFICO 2.4. Plataforma de bajo perfil

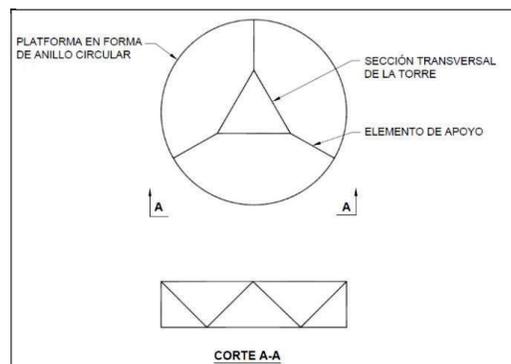


FUENTE: ANSI/TIA-G2006; pagina. 53

2.3.1.8 Plataforma en forma de anillo circular

La sección transversal de este tipo de plataformas tiene la forma de un círculo que abraza toda la sección de la torre, disponiendo de igual manera del espaldar de protección como indica la figura a continuación.”¹⁰

GRAFICO 2.5. Plataforma de anillo



FUENTE: ANSI/TIA-G2005; pagina. 54

2.3.2 ACCESORIOS LINEALES

“Se llaman accesorios lineales aquellos cuya carga se puede suponer distribuida sobre una sección de la estructura tales como escaleras, ménsulas, etc.”¹¹

¹⁰ (ANSI/TIA-222-G, 2006, p.53-54).

¹¹ (ANSI/TIA-222-G, 2006, p.10).

CAPÍTULO 3

MARCO TEÓRICO

3.1 CARGAS

“Las cargas utilizadas para el diseño una estructura se las puede clasificar como cargas muertas, cargas vivas, y cargas ambientales. Las cargas ambientales como su nombre lo indica son causadas por efectos ambientales tales como viento, lluvia, nieve, granizo, sismos, etc.”¹²

3.1.1 CARGAS MUERTAS

Son cargas verticales que por lo general son permanentes y actúan sobre la estructura durante toda su vida útil. “Para el diseño de torres estas cargas están conformadas por su peso propio y el peso de los accesorios”¹³, a continuación en la tabla 3.1 se presenta la carga muerta total que actúa en la torre existente

TABLA 3.1. Cargas muertas sintetizadas de la torre

ESTRUCTURA Y ACCESORIOS	Peso [kg]
1 Plataforma de descanso	200.0
4 Accesorios de telecomunicación existentes	166.9
8 Accesorios de telecomunicación a proyectar	237.6
Miembros de la torre autosoportada	35290.5
Peso total de la torre	35895.0

ELABORADO POR: Marco Reyes

¹² (VINNAKOTA Sriramulu, 2006, p.108).

¹³ (ANSI/TIA-222-G, 2006, p.9).

3.1.2 CARGAS VIVAS

Son cargas eventuales que pueden moverse bajo su propio impulso; estas cargas pueden ser de montaje o mantenimiento sin embargo para torres autoportadas la norma ANSI/TIA-222-G no lo considera.

3.1.3 CARGAS DE VIENTO

“Estas cargas son importantes en estructuras de gran tamaño tales como puentes de grandes luces, edificios altos, torres de transmisión eléctrica, etc. La velocidad de viento depende de la geografía y de la exposición de la estructura en el sitio de emplazamiento.”¹⁴

Sin embargo para el estudio de la torre se utiliza la velocidad de viento de 120 Km/h, puesto que la Superintendencia de telecomunicaciones del Ecuador solicita que se utilice tal velocidad.

3.1.4 ANÁLISIS DE CARGAS DE VIENTO APLICANDO LA NORMA TIA/EIA-222-F

Las cargas están comprendidas por la fuerza de viento horizontal (F) aplicada en cada tramo de la estructura y la que interviene en cada accesorio.

3.1.4.1 “Fuerza horizontal (F) aplicada en cada tramo de la estructura”¹⁵

Son fuerzas horizontales que actúan en la orientación escogida para su análisis; la ecuación 3.1, determina la magnitud de esta fuerza (F) para cada tramo de la torre y distribuida para el número de nodos que disponga la columna (puntal) de cierto tramo.

¹⁴ (NORRIS Charles., y WILBUR John.B.,UTKU Senol, 1982, p 46).

¹⁵ (TIA/EIA-222-F, 1996, numeral 2.3).

En el análisis se emplea el área proyectada de los miembros estructurales de la cara de un tramo de la torre y el área de los accesorios lineales del mismo tramo.

$$F = q_z G_H [C_F A_E + \sum (C_A A_A)]_{[N]} \quad (3.1)$$

Donde:

F no debe ser mayor que $2 q_z G_H A_G$

La presión de velocidad (q_z), evaluada a cualquier altura z , y se determina con la siguiente ecuación.

$$q_z = 0.613 K_Z V_{[Pa]}^2 \text{ para } V \text{ en [m/s]} \quad (3.2)$$

El coeficiente de exposición (K_Z) es directamente proporcional a la altura considerada y se determina con la ecuación 3.3.

$$K_Z = [z/10]^{2/7} \text{ para } Z \text{ e [m]} \quad (3.3)$$

Donde:

$$1.0 \leq K_Z \leq 2.58$$

z = Altura por encima del terreno hasta el punto medio del tramo o accesorios [m]

El factor de ráfaga de viento (G_H) para estructuras reticulares con alturas comprendidas entre ($10 \leq z \leq 276$) m, se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$G_H = 0.65 + 0.60/(h/10)^{1/7} \quad (3.4)$$

Donde:

$$1.0 \leq G_H \leq 1.25$$

h = Altura total de la torre [m]

Para alturas comprendidas entre ($10 \leq h \leq 435$) m, el coeficiente de fuerza (C_F) varía respecto al tipo de sección transversal de la torre, ya sea triangular o cuadrada; para torres con sección transversal cuadrada se determina con la ecuación 3.5.

$$C_F = 4.0e^2 - 5.9e + 4.0 \quad (3.5)$$

Donde:

e = relación de solidez = (A_F/A_G)

Finalmente se determina el área proyectada efectiva de los miembros estructurales (A_E) y el área de los accesorios lineales (A_A), para cada tramo de la estructura.

$$A_E = D_F A_{F[m^2]} \quad (3.6)$$

Donde:

V = Velocidad del viento [m/s]

A_F = Área proyectada de componentes estructurales planos [m^2]

A_G = Área bruta de una cara de la torre [m^2]

A_A = Área proyectada de un accesorio lineal [m^2]

La norma considera que el factor de dirección del viento (D_F), para torres con sección cuadrada tiene que ser analizada en dos direcciones que son:

- En la dirección normal del viento, donde $D_F = 1$
- En la dirección $\pm 45^\circ$, donde $D_F = 1 + 0.75e$; D_F no debe ser mayor que 1.2.

El coeficiente de fuerza para accesorios lineales, con miembros planos o cilíndricos (C_A) se determina con la tabla 3.2.

TABLA 3.2. Coeficiente de fuerza para accesorios lineales

Tipo de miembro	Si la relación de aspecto ≤ 7	Si la relación de aspecto ≥ 25
	C_A	C_A
Plano	1.4	2.0
Cilíndrico	0.8	1.2
Relación de aspecto = Longitud total / ancho de un plano normal a la dirección del viento Para distintas relaciones de aspecto se interpola linealmente		

FUENTE: Normas Estructurales para Antenas y Estructuras que Soportan Antenas, TIA/EIA-222-F, pagina.8

3.1.4.2 “Fuerzas aplicadas en accesorios puntuales”¹⁶

Las cargas aplicadas en los accesorios puntuales como antenas microondas y reflectores típicos, están comprendidas por la fuerza axial (F_A) que interviene a lo largo del eje de la antena; la fuerza (F_S) perpendicular a (F_A) y en el mismo plano que contiene al eje de la antena y por último el vector del momento torsor perpendicular al plano que contiene a (F_A) y (F_S), se evidencia en el gráfico 3.1.

$$F_A = C_A A K_Z G_H V^2_{(lb)} \quad (3.7)$$

$$F_S = C_S A K_Z G_H V^2_{(lb)} \quad (3.8)$$

$$M = C_M A D K_Z G_H V^2_{(ft-lb)} \quad (3.9)$$

Donde:

C_A , C_S , C_M = Coeficientes de fuerza listados en las tablas 3.3 y 3.4 en función del ángulo del viento

A = Mayor área externa del accesorio (ft^2)

D = Diámetro externo; ancho o longitud (ft)

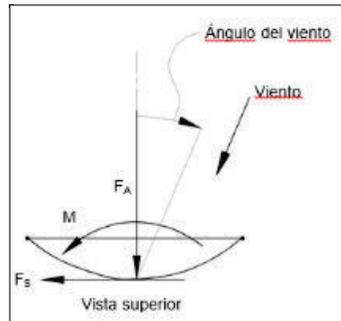
V = Velocidad del viento (mph)

K_Z = Coeficiente de exposición, con Z medida desde el nivel del terreno hasta el eje del accesorio

¹⁶ (TIA/EIA-222-F, 1996, anexo B).

Θ = Ángulo de viento, su convención de signos se indica en el gráfico 3.1

GRÁFICO 3.1. Convención de signo positivo para el ángulo de viento



FUENTE: TIA/EIA-222-F, pagina. 68

3.1.4.3 “Fuerzas aplicadas en la plataforma de descanso”¹⁷

La fuerza de viento que actúa en la plataforma de descanso (F_C) se calcula con la siguiente ecuación:

$$F_C = q_z G_H [\sum C_A A_C]_{(1b)[N]} \quad (3.10)$$

Donde:

q_z = Presión de velocidad, ecuación 3.2

G_H = Factor de ráfaga, ecuación 3.4

C_A = Coeficiente de fuerza, ver tabla 3.2

A_C = Área proyectada de accesorios puntuales

¹⁷ (TIA/EIA-222-F, 1996, numeral 2.3.10).

TABLA 3.3. Coeficiente de fuerzas de viento para antenas de microondas sin radomo

Angulo del viento θ (grados)	C_A	C_S	C_M
0	0,00397	0,00000	0,000000
10	0,00394	-0,00012	-0,000065
20	0,00396	-0,00013	-0,000097
30	0,00398	-0,00008	-0,000108
40	0,00408	0,00002	-0,000137
50	0,00426	0,00023	-0,000177
60	0,00422	0,00062	-0,000223
70	0,00350	0,00117	-0,000020
80	0,00195	0,00097	0,000256
90	-0,00003	0,00088	0,000336
100	-0,00103	0,00098	0,000338
110	-0,00118	0,00106	0,000343
120	-0,00117	0,00117	0,000366
130	-0,00120	0,00120	0,000374
140	-0,00147	0,00114	0,000338
150	-0,00198	0,00100	0,000278
160	-0,00222	0,00075	0,000214
170	-0,00242	0,00037	0,000130
180	-0,00270	0,00000	0,000000
190	-0,00242	-0,00037	-0,000130
200	-0,00222	-0,00075	-0,000214
210	-0,00198	-0,00100	-0,000278
220	-0,00147	-0,00114	-0,000338
230	-0,00120	-0,00120	-0,000374
240	-0,00117	-0,00117	-0,000366
250	-0,00118	-0,00106	-0,000343
260	-0,00103	-0,00098	-0,000338
270	-0,00003	-0,00088	-0,000336
280	0,00195	-0,00097	-0,000256
290	0,00350	-0,00117	0,000020
300	0,00422	-0,00062	0,000223
310	0,00426	-0,00023	0,000177
320	0,00408	-0,00002	0,000137
330	0,00398	0,00008	0,000108
340	0,00396	0,00013	0,000097
350	0,00394	0,00012	0,0000065

FUENTE: Structural standards for steel antenna towers and antenna supporting structures, TIA/EIA-222-F,

TABLA 3.4. Coeficiente de fuerzas de viento para reflectores típicos

Angulo del viento θ (grados)	C_A	C_S	C_M
0	0,00351	0,00000	0.000000
10	0,00348	0,00003	-0,000077
20	0,00341	0,00008	-0,000134
30	0,00329	0,00010	-0,000180
40	0,00309	0,00013	-0,000198
50	0,00300	0,00018	-0,000208
60	0,00282	0,00021	-0,000262
70	0,00178	0,00023	-0,000225
80	0,00071	0,00027	-0,000129
90	-0,00010	0,00030	0,000030
100	-0,00108	0,00035	0,000180
110	-0,00235	0,00039	0,000225
120	-0,00348	0,00036	0,000210
130	-0,00348	0,00029	0,000148
140	-0,00360	0,00023	0,000126
150	-0,00376	0,00019	0,000109
160	-0,00390	0,00012	0,000080
170	-0,00400	0,00008	0,000042
180	-0,00403	0,00000	0,000000
190	-0,00400	-0,00008	-0,000042
200	-0,00390	-0,00012	-0,000080
210	-0,00376	-0,00019	-0,000109
220	-0,00360	-0,00023	-0,000126
230	-0,00348	-0,00029	-0,000148
240	-0,00348	-0,00036	-0,000210
250	-0,00235	-0,00039	-0,000225
260	-0,00108	-0,00035	-0,000180
270	-0,00010	-0,00030	-0,000030
280	0,00071	-0,00027	0,000129
290	0,00178	-0,00023	0,000225
300	0,00282	-0,00021	0,000262
310	0,00300	-0,00018	0,000208
320	0,00309	-0,00013	0,000198
330	0,00329	-0,00010	0,000180
340	0,00341	-0,00008	0,000134
350	0,00348	-0,00003	0,000077

FUENTE: Structural standards for steel antenna towers and antenna supporting structures, TIA/EIA-222-F,

3.1.5 CARGAS DE VIENTO APLICANDO LA NORMA ANSI/TIA-222-G

De igual manera están clasificadas por las fuerzas horizontales aplicadas en la estructura y la de los accesorios. El análisis inicia identificando la categoría de exposición, que depende del tipo de región en la que se encuentre la torre; luego se identifica la topografía del sitio de emplazamiento de la torre, muy importante para clasificar a la estructura frente al grado de exposición del viento en la que se encuentre.

TABLA 3.5. Categorías de exposición

Categorías:	Características de las irregularidades superficiales del terreno en el sitio de emplazamiento
B	Para torres que están rodeadas por muchos obstáculos tales como los que se tiene en regiones muy boscosas o urbanas.
C	No aplicaría para nuestro medio ya que está dirigida para regiones de huracanes.
D	Aplica para la mayoría de los casos; puesto que está destinada para regiones que no tengan muchos obstáculos, como regiones costeras o áreas rurales.

FUENTE: Structural standard for antenna supporting structures and antennas, ANSI/TIA-222-G, pagina.12

TABLA 3.6. Categorías topográficas

Categorías topográficas	Características
<p>1</p> 	Suelos que no presentan cambios bruscos en su topografía.
<p>2</p> 	Para estructuras ubicadas en la cresta de una escarpa o cerca de la misma.
<p>3</p> 	Para estructuras ubicadas en la mitad superior de una colina.
<p>4</p> 	Estructuras ubicadas en la mitad superior de una cuchilla.
<p>5</p>	Para otros casos se deberá basar en investigaciones para el sitio

FUENTES: Structural standard for antenna supporting structures and antennas, ANSI/TIA-222-G, pagina.13

3.1.5.1 “Fuerza horizontal (F_{ST}) para cada tramo de la estructura”¹⁸

Las fuerzas aplicadas a cada tramo se determinan a partir de la ecuación citada a continuación:

$$F_{ST} = q_z G_h (EPA)_S \quad [N] \quad (3.11)$$

A diferencia de la anterior norma la presión dinámica (q_z) para la altura z , interviene más factores tales como: el factor topográfico (K_{zt}) y el factor de probabilidad de dirección del viento (K_d).

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I_{[N/m^2]}, \quad [Pa] \quad (3.12)$$

¹⁸ (ANSI/TIA-222-G, 2006, numeral 2.6.9.1).

El coeficiente presión dinámica (K_z) citada en la ecuación 3.13, es directamente proporcional a la altura sobre el nivel del suelo hasta el punto medio de cada tramo (z), e inversamente proporcional al coeficiente (Z_g) que depende de la categoría a la que está expuesta la estructura frente al viento.

$$K_z = 2.01 \left(\frac{z}{Z_g} \right)^{2/\alpha} \quad (3.13)$$

Donde:

$$K_{zmin} \leq K_z \leq 2.01$$

El factor de probabilidad de dirección del viento (K_d) depende del tipo de estructura que se esté analizando; anexo 1, tabla 1.2.

El factor de importancia (I), obedece al nivel de peligro para la vida humana y daños a la propiedad que presenten las estructuras que se diseñen o se analicen, ver anexo 1, tablas 1.3 y 1.4.

Para estructuras autosoportadas de celosía o acarteladas el factor de ráfaga (G_h), se determina con la ecuación 3.14; o a su vez (G_h), se puede sintetizar en estructuras con determinadas alturas, tabla 3.7.

$$G_h = 0.85 + 0.15 \left[\frac{h}{150} - 3.0 \right] h \text{ en metros} \quad (3.14)$$

TABLA 3.7. Factores de ráfaga

Estructuras de celosía Autosoportadas	
Altura	G_h
$\leq 137\text{m}$	0.85
$\geq 183 \text{ m}$	1

FUENTE: Structural standard for antenna supporting structures and antennas, ANSI/TIA-222-G, pagina. 15

El área proyectada efectiva $(EPA)_S$, de los miembros estructurales de un tramo de la estructura se determina con la ecuación 3.15.

$$(EPA)_S = C_F [D_F \sum A_F] \quad (3.15)$$

Dónde:

C_F = Coeficiente de fuerza; ecuación 3.5

D_F = Factor que depende de la dirección del viento; Anexo 1, tabla 1.5

e = Relación de solidez= (A_F/A_G)

A_F = Área proyectada de los miembros estructurales planos para cada tramo [m^2]

z = Altura sobre el nivel del terreno hasta el punto medio de cada tramo [m]

Z_g [m], α y K_{zmin} , Coeficientes que dependen de la categoría de exposición de la torre cuyos valores se encuentra en el anexo 1, tabla 1.1

$(EPA)_S$ = Área proyectada efectiva de la estructura [m^2]; ecuación 3.15

3.1.5.2 “Fuerzas de viento en accesorios (F_A) ”¹⁹

La fuerza se aplica en el baricentro del área efectiva proyectada, en la dirección del viento y sirve para los distintos accesorios ya sean puntuales o lineales a excepción de las antenas tipo microondas.

$$F_A = q_z G_h (EPA)_A \quad (3.16)$$

Dónde:

q_z = Presión dinámica a la altura del accesorio; ecuación 3.12

G_h = Factor de ráfaga; ecuación, 3.14

El área proyectada efectiva para accesorios puntuales $(EPA)_A$ tales como reflectores pasivos típicos se determina con la ecuación 3.17.

$$(EPA)_A = K_a [(EPA)_N \cos^2(\theta) + (EPA)_T \sin^2(\theta)] \quad (3.17)$$

¹⁹ (ANSI/TIA-222-G, 2006, numeral 2.6.9.2).

Donde:

$$(EPA)_N = \sum (C_a A_A)_N$$

$$(EPA)_T = \sum (C_a A_A)_T$$

$$\cos^2 \theta + \sin^2 \theta = 1$$

K_a = Factor de blindaje; de manera conservadora se utiliza $K_a = 1$ y las áreas proyectadas efectivas $(EPA)_N$ y $(EPA)_T$ como el mayor valor entre las dos

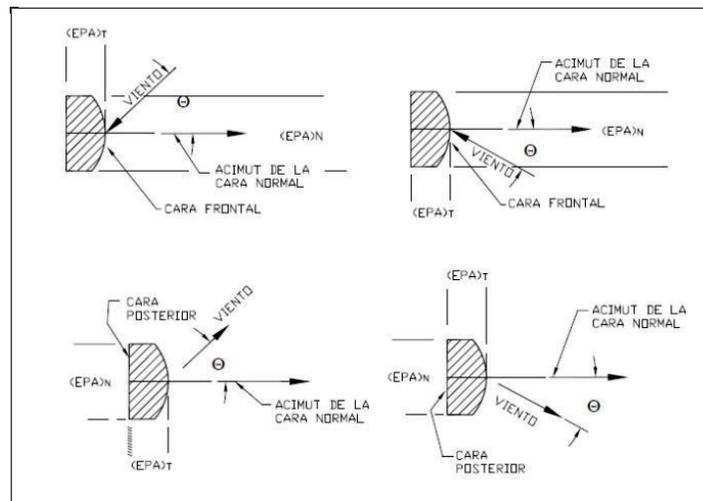
$(EPA)_N$ = Área proyectada efectiva de la cara normal a barlovento; gráfico 3.2

$(EPA)_T$ = Área proyectada efectiva de la cara transversal a barlovento; gráfico 3.2

C_a = Coeficiente de fuerza para accesorio; anexo 1, tabla 1.6

A_A = Área proyectada del accesorio

GRÁFICO 3.2. Fuerzas de viento en accesorios



FUENTES: Structural standard for antenna supporting structures and antennas, ANSI/TIA-222-G, pagina. 49

La fuerza de viento aplicada en las plataformas simétricas tipo celosía, ya sean de sección triangular o cuadrada se determina con la ecuación 3.11.

3.1.5.3 “Fuerzas de viento en antenas de microondas (F_{AM} , F_{SM} y M_M)”²⁰

La magnitud de las fuerzas que actúan en el vértice de las antenas de microondas depende de factores tales como: las características aerodinámicas, presión del viento y el área de incidencia.

El gráfico 3.1, muestra cómo actúan las fuerzas y el ángulo de incidencia del viento con respecto al eje de simetría de la antena.

Las Fuerzas (F_{AM} , F_{SM} y M_M), se determinan usando las ecuaciones que se indican a continuación:

$$F_{AM} = q_z G_h C_A A \quad (3.18)$$

$$F_{SM} = q_z G_h C_S A \quad (3.19)$$

$$M_M = q_z G_h C_m A D \quad (3.20)$$

Dónde:

C_A , C_S y C_M = Coeficientes de fuerza de viento; Tabla 3.8

θ = Angulo de incidencia del viento (grados); gráfico 3.2

A = Área exterior de exposición con el viento [m^2]

D = Diámetro exterior de la antena [m]

q_z = Presión dinámica aplicada en el vértice de la antena[Pascal]; ecuación 3.12

G_h = Factor de ráfaga

²⁰ (ANSI/TIA-222-G, 2006, anexo C).

TABLA 3.8. Coeficiente de fuerza de viento para antenas microondas sin radomo

ángulo del viento θ (deg)	C_A	C_S	C_M
0	1.5508	0.0000	0.0000
10	1.5391	-0.0469	-0.0254
20	1.5469	-0.0508	-0.0379
30	1.5547	-0.0313	-0.0422
40	1.5938	0.0078	-0.0535
50	1.6641	0.0898	-0.0691
60	1.6484	0.2422	-0.0871
70	1.3672	0.4570	-0.0078
80	0.7617	0.3789	0.1000
90	-0.0117	0.3438	0.1313
100	-0.4023	0.3828	0.1320
110	-0.4609	0.4141	0.1340
120	-0.4570	0.4570	0.1430
130	-0.4688	0.4688	0.1461
140	-0.5742	0.4453	0.1320
150	-0.7734	0.3906	0.1086
160	-0.8672	0.2930	0.0836
170	-0.9453	0.1445	0.0508
180	-1.0547	0.0000	0.0000
190	-0.9453	-0.1445	-0.0508
200	-0.8672	-0.2930	-0.0836
210	-0.7734	-0.3906	0.1086
220	-0.5742	-0.4453	-0.1320
230	-0.4688	-0.4688	-0.1461
240	-0.4570	-0.4570	-0.1430
250	-0.4609	-0.4141	-0.1340
260	-0.4023	-0.3828	-0.1320
270	-0.0117	-0.3438	-0.1313
280	0.7617	-0.3789	-0.1000
290	1.3672	-0.4570	0.0078
300	1.6484	-0.2422	0.0871
310	1.6641	-0.0898	0.0691
320	1.5938	-0.0078	0.0535
330	1.5547	0.0313	0.0422
340	1.5469	0.0508	0.0379
350	1.5391	0.0469	0.0254

FUENTES: Structural standard for antenna supporting structures and antennas, ANSI/TIA-222-G, página.

3.1.6 “ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA”²¹

Las torres son estructuras esbeltas, vulnerables a las acciones del viento y sismo, pero en ocasiones se diseñan para resistir únicamente cargas ambientales como viento y hielo (cuando es aplicable), siendo despreciados los efectos del sismo incluso en áreas de alto riesgo.

3.1.6.1 Coeficientes de perfil de suelo

El suelo que corresponde al sitio de ubicación de la torre es del tipo D

TABLA 3.9. Tipo de suelo y factor se sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	> 0,50
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D	1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
E	1,8	1,4	1,25	1,1	1	0,85

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (NEC 2015), página.31

TABLA 3.10. Tipo de suelo y factor se sitio Fs

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	> 0,50
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,4
E	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (NEC 2015), página.32

²¹ (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2014, anexo C).

TABLA 3.11. Tipo de suelo y factor se sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	> 0,50
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E	2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (NEC 2015), página.31

3.1.6.2 Factor de importancia

Con el propósito de incrementar la demanda sísmica de las estructuras, la Norma Ecuatoriana de la Construcción establece coeficientes de importancia para ciertas estructuras tales como las que se muestra en la tabla 3.12.

La norma ANSI/TIA-222-G establece factores para torres de telecomunicaciones como los que se muestra en anexo1, tabla 1.4, para lo cual en el análisis de viento se escogió $I=1.15$, sin embargo para efectos de diseño sísmico de torres en Ecuador se decidió un factor de importancia $I=1.3$, semejantes a los que se presentan en la tabla 3.12.

TABLA 3.12. Coeficientes de importancia (I) para las estructuras

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (NEC 2015), página.39

3.1.6.3 Factor de reducción (R)

El factor R permite una reducción de las fuerzas por acción del sismo, para estructuras que proporcionan ductilidad y resistencia como se muestra a continuación en la siguiente tabla:

TABLA 3.13. Coeficientes de importancia (I) para estructuras especiales

Tipos de Estructuras	R
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación	3.5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes 3	3
Naves industriales con perfiles de acero	3
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3.5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleras	3.5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (NEC 2015), página.87

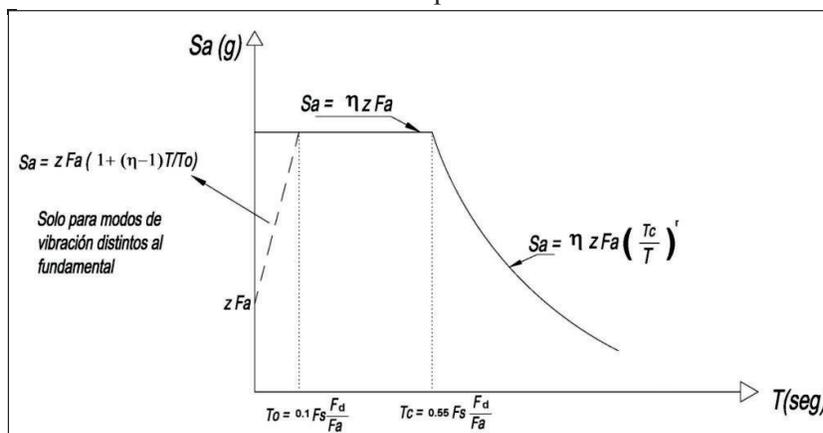
3.1.6.4 Modos de vibración

Se utilizarán un máximo de tres modos de vibración que son un modo rotacional y dos modos translacional.

3.1.6.5 Espectro de diseño

El gráfico 3.3, de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) presenta un espectro sísmico elástico de aceleración que representa el sismo de diseño.

GRÁFICO 3.3. Espectro de diseño



FUENTE: Norma Ecuatoriana de la Construcción, (NEC 2014), página.33

El espectro de tipo elastico obedese a una fraccion de amortiguamiento respecto al critico de 5%, que depende de los requerimientos espesificados por esta norma como son las condiciones sismológicas y del tipo del suelo.

Determinacion de los periodos limites de vibracion T_0 , T_c :

$$T_0 = 0.1 \times F_s \frac{F_d}{F_a} = 0.1 \times 1.45 \frac{1.06}{1.4} = 0.11 \text{ [S]}$$

$$T_c = 0.55 \times F_s \frac{F_d}{F_a} = 0.55 \times 1.45 \frac{1.06}{1.4} = 0.60 \text{ [S]}$$

Para un periodo inicial $T = 0,0$ segundos

$$Z F_a = 0.25 \times 1.4 = 0.35$$

Donde:

$Z = 0.25$ Factor de zona sísmica de la prov. Francisco de Orellana

$F_a = 1.4$ Coeficiente de perfil del suelo tipo D

$F_s = 1.06$ Coeficiente de perfil del suelo tipo D

$F_d = 1.45$ Coeficiente de perfil del suelo tipo D

Para un periodo $T < T_0$

$$Z F_a [1 + (\eta - 1)T/T_0] = 0.25 \times 1.4 [1 + (2.6 - 1)T/0.11] = 0,35 + \frac{56T}{11}$$

Donde:

$\eta = 2.60$ Torre ubicada en la región del Oriente

Para un periodo $T_0 < T < T_c$

$$\eta Z F_a = 2.6 \times 0.25 \times 1.4 = 0.91$$

Para un periodo $T_c < T$

$$\eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r = 2.6 \times 0.25 \times 1.4 \times \left(\frac{0.6}{T} \right)^1 = \frac{0.546}{T}$$

Donde:

$r = 1$ Para todo tipo de suelo excepto el tipo E

La tabla 3.14 presenta el espectro de diseño; que resulta de la multiplicación del espectro de respuesta por el factor de importancia de la estructura y dividido para el factor de reducción.

Donde:

$I = 1.3$ Tabla 3.12.

$R = 3$ Torres autoportantes, tabla 3.13

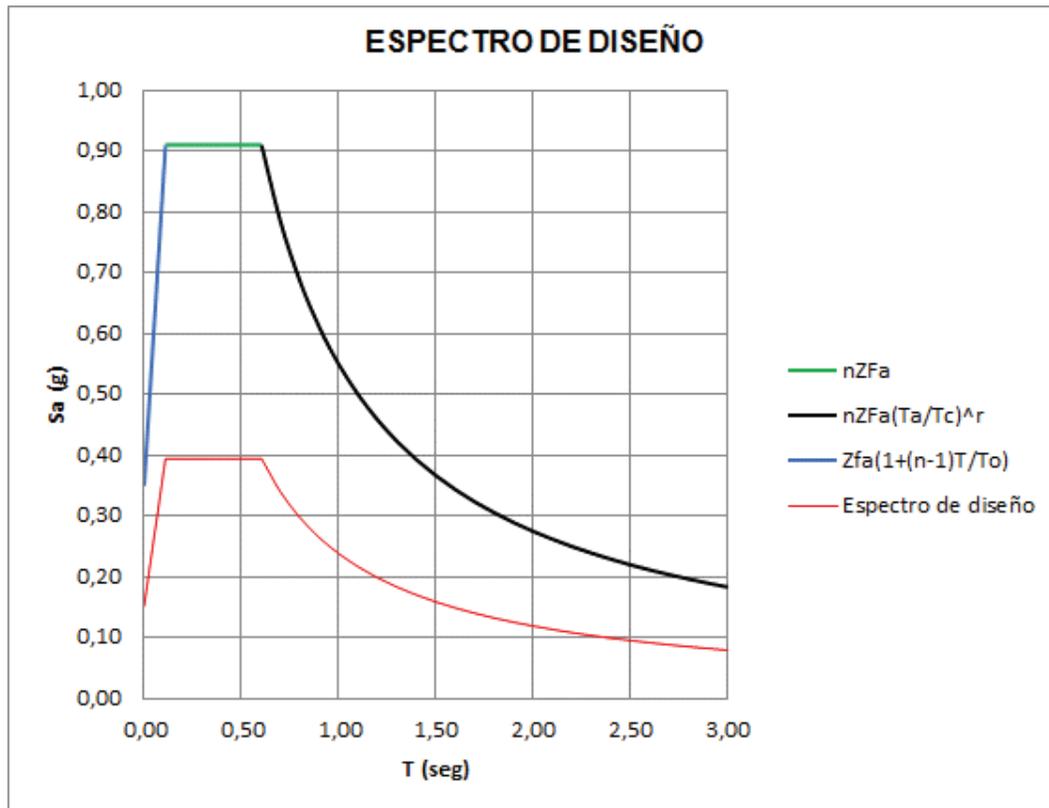
$g = 980 \text{ cm/s}^2$ Aceleración de la gravedad

TABLA 3.14. Valores del espectro de respuesta y de diseño

T (seg)	Sa (g)	ISa/R Espectro de diseño(m/s²)
0,0	0,35	0,15
0,05	0,6050	0,26
0,1	0,86	0,37
0,11	0,91	0,39
0,2	0,91	0,39
0,3	0,91	0,39
0,4	0,91	0,39
0,5	0,91	0,39
0,6	0,91	0,39
0,604	0,91	0,39
0,7	0,78	0,34
0,8	0,69	0,30
0,9	0,61	0,26
1	0,55	0,24
1,1	0,50	0,22
1,2	0,46	0,20
1,3	0,42	0,18
1,4	0,39	0,17
1,5	0,37	0,16
1,6	0,34	0,15
1,7	0,32	0,14
1,8	0,31	0,13
1,9	0,29	0,13
2	0,27	0,12
2,1	0,26	0,11
2,3	0,24	0,10
2,4	0,23	0,10
2,5	0,22	0,10
2,6	0,21	0,09
2,7	0,20	0,09
2,8	0,20	0,09
2,9	0,19	0,08
3	0,18	0,08

ELABORADO POR: Marco Reyes

GRÁFICO 3.4. Espectro de diseño de la torre



ELABORADO POR: Marco Reyes

3.2 RESISTENCIA DE DISEÑO DEL ACERO ESTRUCTURAL

A menos que se especifique lo contrario, los miembros estructurales deben estar diseñados de acuerdo con las especificaciones AISC (Instituto Americano de la Construcción en Acero) utilizado para miembros laminados en caliente, o AISI (Instituto Americano del Hierro y el Acero) para elementos de lámina delgada conformados en frío.

Estas estructuras metálicas pueden a su vez ser analizadas utilizando dos métodos posibles que son:

1. El método de diseño por resistencia admisible (ASD).
2. El método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

La norma estructural para antenas se basa en criterios de diseño (LRFD), por lo que el análisis estructural se basará en este método.

3.2.1 DISPOSICIONES GENERALES

3.2.1.1 “Diseño en base a factores de carga y resistencia (LRFD)”²²

Consiste en proporcionarle a la estructura, de tal manera que la resistencia requerida determinada en base a las combinaciones de carga (LRFD) no exceda la resistencia de diseño de cada miembro estructural.

$$R_u \leq \phi R_n \quad (3.21)$$

Donde:

$$R_u = \sum \gamma_i Q_i$$

R_u = Resistencia requerida (LRFD)

ϕR_n = Resistencia de diseño

R_n = Resistencia nominal

ϕ = Factor de resistencia

γ_i = Factor de carga i

Q_i = Efecto de carga i

$\sum \gamma_i Q_i$ = Combinaciones de carga

3.2.1.2 “Combinaciones de carga”²³

Las estructuras deberán estar diseñadas para que las sollicitaciones debido a las cargas mayoradas de cada combinaciones correspondiente al estado limite, sea menor o igual la resistencia de diseño.

1. 1.2 D + 1.0 Dg + 1.6 W_o
2. 0.9 D + 1.0 Dg + 1.6 W_o
3. 1.2 D + 1.0 Dg + 1.0 Di + 1.0 Wi + 1.0 Ti
4. 1.2 D + 1.0 Dg + 1.0 E
5. 0.9 D + 1.0 Dg + 1.0 E

²² (ANSI/AISC 360-10, 2010, p.176)

²³ (ANSI/TIA-222-G, 2006, numeral 2.3.2)

Dónde:

D= Carga permanente de la estructura y accesorios, excluyendo riendas

Dg= Carga permanente de riendas

Di= Peso del hielo debido al espesor de hielo mayorado

E=Carga sísmica (para determinar la carga sísmica E, se debe usar las cargas permanentes no mayoradas)

Ti= Solicitaciones debido a la temperatura

W₀= Carga de viento sin hielo

Wi= Carga de viento concurrente con espesor de hielo mayorado

Excepciones:

- No es necesario considerarlos efectos de temperatura para estructuras autosoportadas.
- No es necesario considerar las cargas de hielo y sísmica para estructuras de clase I.
- No se debe aplicar un factor de carga a la tensión inicial de las riendas.
- Las combinaciones 2 y 5 solamente se aplican a las estructuras autosoportadas.

3.2.1.3 “Relación de esbeltez”²⁴

Preferentemente la relación de esbeltez, L/r según la norma ANSI/TIA-222-G edición del 2006 no debe ser mayor que:

- a) 150 para puntales (columnas)
- b) 200 para elementos principales en compresión, excepto puntales
- c) 250 para elementos secundarios
- d) 300 para elementos en tracción, excepto arriostramientos²⁵

²⁴ (ANSI/TIA-222-G, 2006, numeral 4.4.2)

²⁵ (TIA-222-G, 2006)

3.2.2 “DISEÑO DE MIEMBROS EN TRACCIÓN (AISC)”²⁶

Para miembros diseñados en tracción la relación de esbeltez L/r es preferible que no exceda de 300.

3.2.2.1 Miembros solicitados en tracción

La resistencia de diseño en tracción $\Phi_t P_n$ (LRFD) de miembros en tracción, es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en la sección bruta y fractura en la sección neta.

- a) Fluencia en tracción de la sección bruta

$$P_n = F_y A_g \quad (3.22)$$

$$\Phi_t = 0.9 \text{ (LRFD)}$$

- b) Fractura en tracción de la sección neta

$$P_n = F_u A_e \quad (3.23)$$

$$\Phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

F_y = Tensión mínima de fluencia especificada para el tipo de acero

F_u = Resistencia de tracción mínima especificada

P_n = Resistencia axial nominal

3.2.2.2 Determinación de áreas

- a) Área bruta (A_g), se llama así al área total de la sección transversal

$$A_g = \sum b_i t_i \quad (3.24)$$

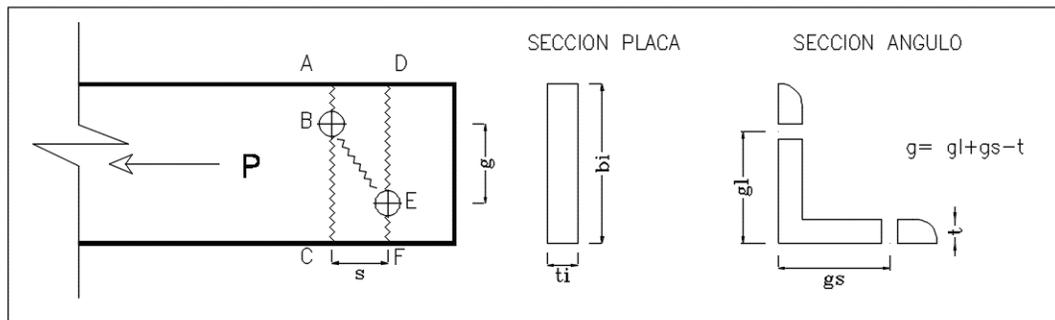
²⁶ (ANSI/AISC 360-10, 2010, capítulo D)

b) Área neta (A_n)

El área neta para los miembros estructurales se determina con la ecuación 3.25.

$$A_n = A_g - \sum_i \left[\left(\sum \Phi p - \sum \frac{s^2}{4g} \right) t_i \right] \quad (3.25)$$

GRÁFICO 3.4. Área neta frente a las diferentes formas de fractura



ELABORADO POR: Marco Reyes

Donde:

s = Distancia longitudinal de centro a centro de dos perforaciones consecutivas.

g = Distancia transversal de centro a centro entre líneas de conectores

(A-B-C); (A-B-E-F); (D-E-F)= Formas de fractura

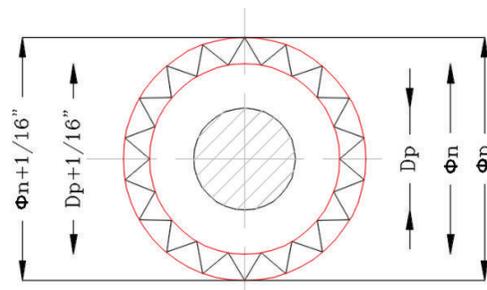
Φ_p = Diámetro de perforación = $\Phi_n + 1/16"$, ver gráfico 3.5

Φ_n = D_p + holgura = Diámetro nominal de la perforación (tabla J3.3 AISC 360-10)

t_i = Espesor de la sección

D_p = Diámetro del perno

GRÁFICO 3.5. Diámetro de perforación (Φ_p) para un perno



ELABORADO POR: Marco Reyes

c) Área neta efectiva

El área neta efectiva de los miembros traccionados debe ser determinada con la siguiente ecuación:

$$A_e = A_n U \quad (3.26)$$

Para ángulos simples el factor de corte (U) es igual a 0.8 cuando tiene cuatro o más conectores por línea en la dirección de la carga y es igual a 0.6 con dos o tres conectores. Por tanto se escoge el menor valor obtenido

Donde:

U= Factor de cortante; mayor valor de la tabla D3.1 ítem 2 y 8, AISC 360-10

$$U = 1 - \frac{\bar{X}}{l}$$

l= Longitud de conexión

\bar{X} = Excentricidad de conexión

A_n = Área neta

3.2.3 “DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN (AISC)”²⁷

La resistencia de diseño en compresión $\Phi_c P_n$ (LRFD), será el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexotorsional.

3.2.3.1 Longitud efectiva de miembros a compresión

Para miembros diseñados en compresión, se recomienda la relación de esbeltez $KL/r \leq 200$.

Donde:

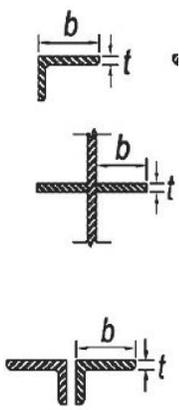
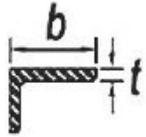
K= Factor de longitud efectiva

L= Longitud no arriostrada

r= Radio de giro

²⁷ (ANSI/AISC 360-10, 2010, capítulo E)

TABLA 3.15. Relación ancho-espesor límite para elementos en compresión

Razón Ancho – Espesor: Elementos en Compresión de miembros sujetos a Compresión Axial						
Elementos no - Atiesados	Caso	Descripción del Elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Ancho - Espesor Limite	Ejemplos:	
				λ_r		
	3	Alas de perfiles ángulos laminados y todo tipo de elementos no atiesados	b/t	$0.45\sqrt{E/F_y}$		
Razón Ancho – Espesor: Elementos en Compresión de miembros en flexión						
Elementos no - Atiesados	Caso	Descripción del Elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Ancho - Espesor Limite		Ejemplos:
				λ_p	λ_r	
	12	Alas de ángulos simples	b/t	$0.54\sqrt{E/F_y}$	$0.91\sqrt{E/F_y}$	

FUENTE: Especificaciones ANSI / AISC 360-10 para Construcciones de Acero, página. 82-83

3.2.3.2 Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

La resistencia de compresión nominal P_n , se determina en base al estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr}A_g \quad (3.27)$$

Tensión de pandeo por flexión (F_e).

a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$)

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y \quad (3.28)$$

b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (3.29)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (3.30)$$

3.2.3.3 Ángulos simples en compresión

Para ángulos con alas iguales o desiguales conectados en su ala más larga, que son miembros individuales o almas de enrejados planos con miembros adyacentes del alma, conectada al mismo lado de la plancha "gusset" o cordón.

i) Cuando: $0 \leq \frac{L}{r_x} \leq 80$

$$\frac{KL}{r} = 75 + 0.75 \frac{L}{r_x} \quad (3.31)$$

ii) Cuando: $\frac{L}{r_x} > 80$

$$\frac{KL}{r} = 32 + 1.25 \frac{L}{r_x} \leq 200 \quad (3.32)$$

3.2.3.4 Miembros con elementos esbeltos

La resistencia de compresión nominal P_n , es determinada basada a los estados límites de pandeo por flexión, torsión o flexo-torsional.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (3.33)$$

a) Cuando: $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \left(\text{o } \frac{QF_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{QF_y}{F_e} \right] F_y \quad (3.34)$$

b) Cuando: $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \left(\text{o } \frac{QF_y}{F_e} \geq 2.25 \right)$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (3.35)$$

Donde:

F_e = tensión crítica de pandeo elástico.

Q = Factor de reducción neto, su valor es 1.0 para miembros sin elementos esbeltos.

$Q = Q_s Q_a$ para miembros con secciones de elementos esbeltos, como se define en la sección B4.1 de las especificaciones AISC 360-10 para elementos en compresión uniforme.

Para secciones conformadas solamente por elementos esbeltos no atiesados, $Q = Q_s$ ($Q_a = 1$).

3.2.3.5 Elementos esbeltos no atiesados

El factor de reducción Q_s , para ángulos simples no atiesados se define a continuación:

a) Cuando: $\frac{b}{t} \leq 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1.0 \quad (3.36)$$

b) Cuando: $0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1.34 - 0.76 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (3.37)$$

c) Cuando: $\frac{b}{t} \geq 0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = \frac{0.53E}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (3.38)$$

Donde:

b=ancho completo del ala más larga del ángulo

3.2.4 “MIEMBROS TRACCIONADOS (AISI)”²⁸

La resistencia nominal a la tracción T_n , se determina de la siguiente manera:

$$T_n = A_n F_y \quad (3.39)$$

$$\Phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

3.2.5 “DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN (AISI)”²⁹

La resistencia axial nominal P_n , se calcula de la siguiente manera:

$$P_n = A_e F_n \quad (3.40)$$

$$\phi_c = 0.85 \text{ (LRFD)}$$

Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (3.41)$$

²⁸ (AISI, 1996, numeral C4)

²⁹ (AISI, 1996, numeral C4)

Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (3.42)$$

Donde:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

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

Donde:

F_e = Esfuerzo de pandeo elástico

E = Modulo de elasticidad longitudinal

K = Factor de longitud efectiva

L = Longitud no arriostrada del miembro

r = Radio de giro de la sección transversal total

A_e = Superficie efectiva a tensión

3.2.6 “DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXIÓN (AISC)”³⁰

La resistencia de diseño en flexión $\Phi_b M_n$, debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico), pandeo lateral torsional y pandeo local del ala, donde M_n es el momento nominal a la tracción.

La resistencia de diseño aplicada para ángulos simples con o sin restricciones laterales se determina a partir del menor valor de los tres estados mencionados anteriormente.

³⁰ (ANSI/AISC 360-10, 2010, capítulo F)

3.2.6.1 Fluencia

$$M_n = 1.5M_y \quad (3.43)$$

$\phi_b = 0.90$ (LRFD)

$$M_y = F_y S_c \quad (3.44)$$

Donde:

M_y = Momento de primera fluencia en torno al eje de flexión

F_y = Resistencia de fluencia mínima especificada

S_c = Modulo de la sección

3.2.6.2 Pandeo lateral torsional

Para ángulos simples sin restricción continua al pandeo lateral-torsional a lo largo de su longitud.

a) Cuando: $M_e \leq M_y$

$$M_n = \left(0.92 - \frac{0.17M_e}{M_y}\right) M_y \quad (3.45)$$

b) Cuando: $M_e > M_y$

$$M_n = \left(1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{M_y}{M_e}}\right) M_y \leq 1.5M_y \quad (3.46)$$

Donde:

M_e = momento de pandeo elástico flexo-torsional, es determinado de acuerdo con lo siguiente:

Flexión en torno al eje principal mayor de un ángulo de las iguales:

$$M_e = \frac{0.46Eb^2t^2C_b}{L_b} \quad (3.47)$$

C_b = factor de modificación por pandeo lateral-torsional

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max}+3M_A+3M_B+3M_C} \quad (3.48)$$

Donde:

M_{\max} = valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado

M_A = valor absoluto del momento en el primer cuarto del segmento no arriostrado

M_B = valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado

M_C = valor absoluto del momento en el tercer cuarto del segmento no arriostrado

3.2.6.3 Pandeo local

Es aplicable cuando el borde extremo del ala en compresión.

a) No aplica para secciones compactas

b) Para secciones no compactas

$$M_n = F_y S_c \left(2.43 - 1.72 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) \quad (3.49)$$

c) Para secciones esbeltas

$$M_n = F_{cr} S_c \quad (3.50)$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{0.71E}{\left(\frac{b}{t} \right)^2}$$

b = longitud completa del ala en compresión

S_c = Modulo elástico de la sección referido al borde exterior en compresión relativo al eje de flexión.

3.3 CONEXIONES EMPERNADAS

3.3.1 INTRODUCCIÓN

“Desde hace mucho tiempo los miembros de una estructura se conectaban con remaches; pero con el avance de nuevas tecnologías tales como el uso de suelda y pernos de alta resistencia estos han ido ganando espacio en el diseño de las estructuras metálicas.

El costo de los pernos de alta resistencia son más caros que los remaches; pero al final las juntas atornilladas con pernos resultan ser más económicas por algunos factores tales como: rapidez en el montaje, disminución de mano de obra calificada y equipos de instalación más baratos y sencillos; al igual que la cantidad de tornillos se disminuye en comparación con los remaches.”³¹

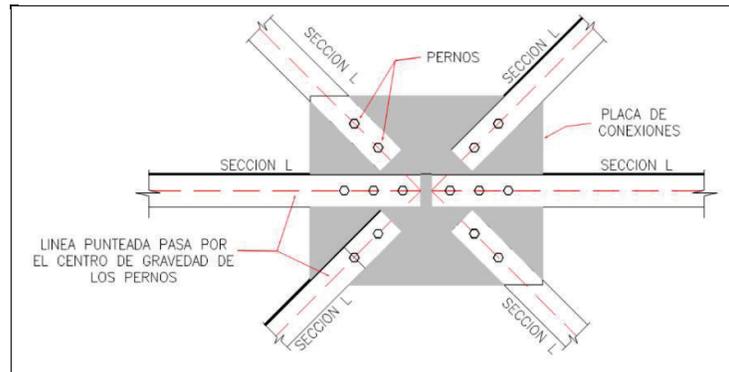
3.3.2 UNIONES CON PERNOS

“Para la construcción de torres y en general todo tipo de armaduras los miembros que están sometidos a tracción y a compresión y se conectan por medio de un nudo; este nudo puede unirse a través de una placa conectada por pernos.

En estas conexiones la línea de centro no coincide con el eje de gravedad, sin embargo en la práctica se debe colocar los elementos en la unión de manera que los ejes de las hileras de conectores concurren a un solo punto como se muestra en la siguiente figura:

³¹ (McCORMAC Jack. C, 2002, p.353)

GRÁFICO 3.6. Uniones de una armadura.



ELABORADO POR: Marco Reyes

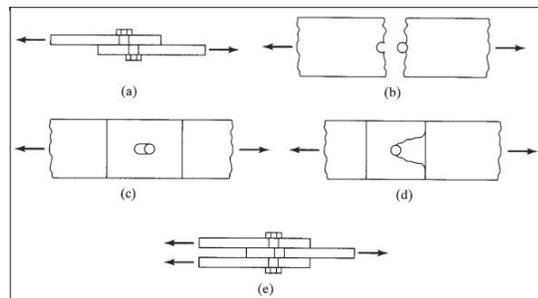
Existen dos tipos de uniones que son:

- Las uniones de contacto o parcialmente restringidas son aquellas que tienen un ligero aflojamiento entre el elemento y el perno, permitiendo ignorar los momentos ocasionales; estas uniones tienen ventajas técnicas, económicas y constructivas respecto a las uniones de fricción.
- Uniones de fricción o totalmente restringidas, son uniones que no se permite ningún tipo de deslizamiento.”³²

3.3.3 FALLAS EN LAS JUNTAS ATORNILLADAS

“Existen varias maneras como puede ocurrir una falla en las juntas atornilladas como se indica en la siguiente figura:

GRÁFICO 3.7. Fallas en las juntas atornilladas.



FUENTE: Mc Cormac página. 367

³² (ALVAREZ POMMIER Jose. F, 2013, p.98)

Donde:

- a) Falla de un tornillo por cortante simple
- b) Falla de la placa por tensión
- c) Falla de la placa por aplastamiento de la perforación
- d) Falla de la placa por cortante detrás del perno
- e) Falla de una junta a tope por cortante doble”³³

3.3.4 “PERNOS Y PARTES ROSCADA”³⁴

3.3.4.1 Tipos de pernos

Entre los pernos más comunes que se usan para conectar elementos de acero tenemos:

- a) Pernos ordinarios y comunes, son aquellos pernos que el ASTM los designa como pernos A307, con cabeza y tuerca cuadrada o hexagonal para reducir costos; su resistencia es menor que la que tiene los remaches y los pernos de alta resistencia.
- b) Pernos de alta resistencia, son pernos fabricados en base de carbono tratado térmicamente y de acero aleado, los más comunes son: A325 y A490, usados en todo tipo de estructuras.

³³ (McCORMAC Jack. C, 2002, p.367)

³⁴ (ANSI/AISC 360-10, 2010, numeral J3)

TABLA 3.16. Tensión nominal de conectores y partes roscadas

Descripción del conector	Resistencia a la tracción, F_{nt}	Resistencia al corte en uniones de contacto, F_{nv}
	Resistencia nominal (Kgf / cm ²)	Resistencia nominal (Kgf / cm ²)
Pernos A307	3160	1900
Pernos A325, cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	6320	3800
Pernos A325, cuando la rosca está excluida en el plano de corte	320	4780
Pernos A490, cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	7950	4780
Pernos A490, cuando la rosca está excluida en el plano de corte	7950	5900

FUENTE: ANSI / AISC 360-10, página. 196

Entre la disponibilidad de tamaños de pernos de alta resistencia más usados, se tiene tabla 3.17.

TABLA 3.17. Dimensiones de los pernos más usados

Diámetro Nominal del perno, en pulg	Dimensiones para pernos hexagonales de Alta Resistencia, en pulg			Dimensiones para tuercas de Alta Resistencia, en pulg	
	Ancho entre lados planos, F	Altura, H	Longitud de rosca	Ancho entre lados planos, W	Altura, H
1/2	7/8	5/16	1	7/8	31/64
5/8	1 1/16	25/64	1 1/4	1 1/16	39/64
3/4	1 1/4	15/32	1 3/8	1 1/4	47/64
7/8	1 7/16	35/64	1 1/2	1 7/16	55/64
1	1 5/8	39/64	1 3/4	1 5/8	64/64
1 1/8	1 13/16	1 1/16	2	1 13/16	1 7/64
1 1/4	2	25/32	2	2	1 7/32
1 3/8	2 3/16	27/32	2 1/4	2 3/16	1 11/32
1 1/2	2 3/8	15/16	2 1/4	2 3/8	1 15/32

FUENTES: Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts en AISC-01, Pág.16.4-10

3.3.4.2 Distancia mínima al borde desde el centro de la perforación (le)

Los tornillos nunca deben estar colocados muy cerca del borde del miembro por razones de punzonado de los agujeros muy cercano al borde y por desgarre del metal. La práctica común consiste en colocar el sujetador a una distancia mínima del borde de la placa igual a 1.5 a 2 veces el diámetro del perno, para tener una información más precisa al respecto ver la tabla 3.18.

TABLA 3.18. Distancia mínima (le), desde el centro del agujero hasta el borde de la parte conectada

TABLA J3.4 Distancia Mínima al Borde ^(a) , in, desde el Centro del Agujero Estándar ^(b) hasta el Borde de la Parte Conectada	
Diámetro Perno (in)	Distancia Mínima al Borde
$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{7}{8}$
$\frac{3}{4}$	1
$\frac{7}{8}$	$1 \frac{1}{8}$
1	$1 \frac{1}{4}$
$1 \frac{1}{8}$	$1 \frac{1}{2}$
$1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{3}{4}$
Sobre $1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{1}{4} \times d$

^(a) De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10 y de Sección J4, sin embargo distancias al borde menores que (1) diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero a cargo.
^(b) Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5.

FUENTE: ANSI/AISC 360-10, Pag: 200

3.3.4.3 Distancia mínima entre centro de perforaciones (s)

Por la comodidad en el usos de llaves de instalación y evitar fallas entre pernos, en especial con miembros a tensión, el AISC -2010; establece una distancia mínima de centro a centro de las perforaciones en cualquier dirección, que debe ser mayor o igual a $2 \frac{2}{3}$ diámetro nominal d del conector.

3.3.4.4 Distancia mínima entre centro de perforaciones (s)

Uno de los propósitos de este control es reducir la posibilidad de introducción de humedad entre las partes conectadas por la excesiva separación del perno al borde provocando corrosión entre las mismas.

- a) a distancia máxima desde el centro de cualquier perno hasta el borde más cercano debe ser menor a 12 veces el espesor de la parte conectada pero no exceder los 150 mm.
- b) El espaciamiento longitudinal máximo entre los conectores deben ser los siguientes.
 - i) 24 veces el espesor de la plancha más delgada para miembros pintados o sin pintar so sujetos a corrosión
 - ii) 14 veces el espesor de la plancha más delgada, para miembros sin pintar de acero de alta resistencia a la corrosión atmosférica.

Las dimensiones en i), ii) no aplican para elementos consistentes en dos perfiles en contacto continuo.

3.3.4.5 Resistencia a tracción y corte de pernos

La resistencia de diseño de tracción y corte para pernos de alta resistencia ΦR_n ; se determina a partir de límites de ruptura en tracción y ruptura en corte como se muestra en la siguiente ecuación.

$$R_n = F_n A_b \quad (3.51)$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

F_n = tensión de tracción nominal, F_{nt} , o tensión de corte nominal F_{nv} , tabla 3.14

A_b = área bruta del perno o parte roscadas.

3.3.4.6 Resistencia de aplastamiento de perforaciones de pernos

La resistencia de diseño, ΦR_n , para perforaciones de pernos debe ser determinada como se muestra a continuación.

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

a) Cuando se considere en el diseño la deformación de la perforación del perno.

$$R_n = 1.2l_c t F_u \leq 2.4dt F_u \quad \text{(3.52)}$$

b) Cuando no se considere en el diseño la deformación de la perforación del perno.

$$R_n = 1.5l_c t F_u \leq 3.0dt F_u \quad \text{(3.53)}$$

La resistencia al aplastamiento de las conexiones debe ser tomada como la suma de las resistencias de aplastamiento de los pernos individuales.

Donde:

l_{c1} = distancia libre, en la dirección de la carga; esta distancia puede ser entre los bordes de perforación adyacente, l_{c2} , o entre el borde de perforación y el borde del miembro estructural, l_{c1} , en cm.

t = Espesor del material conectado, cm

d = Diámetro nominal del perno, cm

F_u = Resistencia ultima mínima especificada del material conectado, Kgf/cm²

3.3.5 “ELEMENTOS INVOLUCRADOS DE MIEMBROS Y ELEMENTOS CONECTADOS”³⁵

Se aplica para los elementos de miembros en conexiones y elementos conectores como planchas, ángulos.

3.3.5.1 Resistencia de bloque de corte

La resistencia disponible de bloque de corte ΦR_n , a lo largo de la trayectoria(s) de falla de corte y una trayectoria perpendicular de falla por tracción debe tomarse como:

³⁵ (ANSI/AISC 360-10, 2010, numeral J4)

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (3.54)$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

A_{nt} = área neta solicitada a tracción, cm^2

A_{nv} = área neta solicitada a corte, cm^2

A_{gv} = área bruta solicitada en corte, cm^2

U_{bs} = Coeficiente de reducción, 1.0 cuando la tensión de tracción es uniforme

CAPÍTULO 4

EVALUACIÓN DE LA TORRE AUTOSOPORTADA

4.1 GENERALIDADES

Consiste en evaluar y modificar la estructura existente en caso de que necesite el reforzamiento de la misma.

Para la evaluación se necesita la documentación de diseño, donde se indica el diseño propuesto y los detalles relacionados para la modificación de la estructura existente, incluyendo el refuerzo o el remplazo de los elementos existente y/o uniones.

4.2 ACTIVIDADES DE CAMPO

Consiste en realizar un inventario de la estructura y los accesorios; el inventario debe contener las medidas y estado actual de los miembros y elementos estructurales, medidas y orientación de los aparatos de telecomunicaciones.

Dentro de las actividades de campo está la toma de fotografías de la torre y de su entorno, para posteriormente tener una clasificación topográfica y de importancia de la estructura.

4.2.1 TOMA DE DATOS DE LA TORRE

Se realizar un inventario de las dimensiones y estado de los miembros y pernos estructurales, inventario de los accesorios existentes con su ubicación exacta, así como otros datos generales de la torre.

4.2.1.1 Datos generales de la torre

TABLA 4.1. Datos generales de la torre

Torre autoportada con sección transversal cuadrada		
Ubicación	Cantón:	Loreto
	Provincia:	Francisco de Orellana
	Latitud:	0° 41' 27.9"
	Longitud:	77° 18' 32.6"
	Altitud	404 m. s. n. m
Altura total de la torre (h)		108 m
Altura total de la torre (h)		354 ft
Número de tramos		18
Altura de cada tramo		6 m
Velocidad del viento para diseño (V)		120 km/h
Velocidad del viento para diseño (V)		74,6 mph
Velocidad del viento medida en el lugar (V)		4.5 m/s
Área bruta cara de la torre (A_G)		602,3 m ²
Área proyectada de miembros planos de la cara (A_F)		92.2 m ²

ELABORADO POR: Marco Reyes

FOTOGRAFÍA 4.1. Velocidad del viento medida en la altura máxima de la torre.



ELABORADO POR: Marco Reyes

4.2.1.2 Inventario de los accesorios

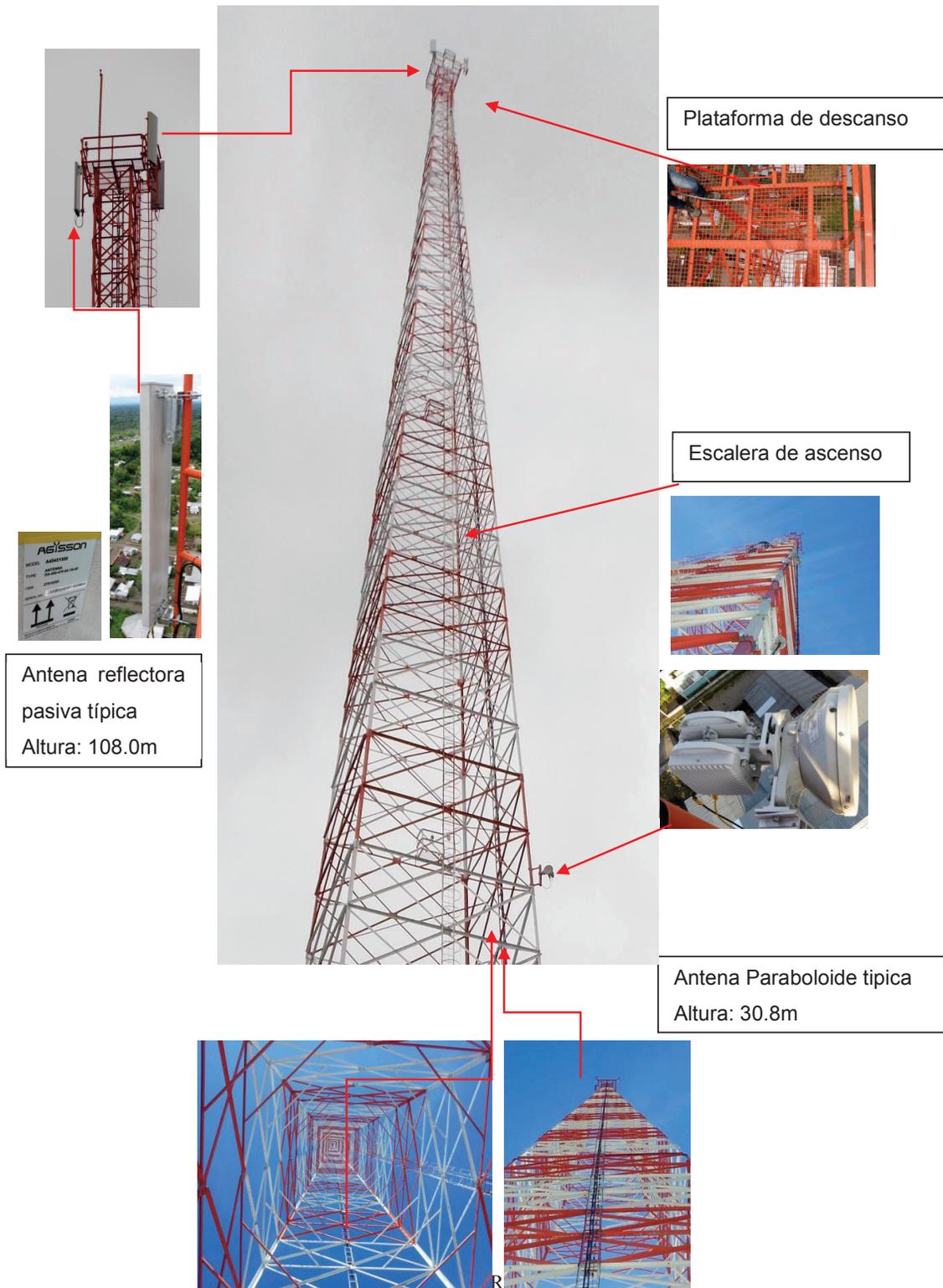
Para sintetizar este inventario se pondrá la información de los accesorios existentes y los que se van a proyectar, simultáneamente con la ubicación exacta con respecto a las aristas de la base de la torre y sus medidas.

TABLA 4.2. Medidas y ubicación de los accesorios

Z (m)	# DE EQUIPOS	ESTADO	ARISTA	TIPO/ MODELO	W (kg)	Ancho (m)	Largo (m)	Diámetro (m)
108.6	1	EXISTENTE	a, b, c, d	PLATAFORMA	50.0	2.0	2.0	
108	1	EXISTENTE	a	AGISSON A45451500	44.0	0.49	2.0	
108	1	EXISTENTE	b	AGISSON A45451501	44.0	0.49	2.0	
108	1	EXISTENTE	c	AGISSON A45451502	44.0	0.49	2.0	
48	1	A PROYECTAR	d	AGISSON A19451803	23.0	0.16	1.25	
46	1	A PROYECTAR	d	RRU 3908	37.0	0.38	0.50	
42	1	A PROYECTAR	a	AGISSON A19451803	23.0	0.16	1.25	
39	1	A PROYECTAR	a	RRU 3908	37.0	0.38	0.50	
30,8	1	EXISTENTE	b	Microondas	35.0			0.30
30	1	A PROYECTAR	d	AGISSON A19451803	23.0	0.16	1.25	
30	1	A PROYECTAR	c	AGISSON A19451803	23.0	0.16	1.25	
27	1	A PROYECTAR	d	RRU 3908	37.0	0.38	0.50	
27	1	A PROYECTAR	c	RRU 3908	37.0	0.38	0.50	

ELABORADO POR: Marco Reyes

FOTOGRAFÍA 4.2. Esquema de accesorios de la torre.



ELABORADO POR: Marco Reyes

TABLA 4.3. Nombres específicos y generales de algunos accesorios de telecomunicaciones

Nombre específico	Nombre general de diseño
AGISSON A45451502	Reflector pasivo típico
AGISSON A19451803	Reflector pasivo típico
RRU 3908	Reflector pasivo típico
MICROWABE	Antena paraboloide típica

ELABORADO POR: Marco Reyes

4.2.1.3 Inventario de los miembros estructurales

El material constitutivo de los miembros estructurales es considerado isotrópico (presenta propiedades invariables), y está conformado por el acero estructural ASTM A-36.

Densidad real: 7860 kg/m^3

Esfuerzo de fluencia mínima F_y : 2530 kg/cm^2

Resistencia de rotura F_u : 4100 kg/cm^2

Pernos estructurales:

ASTM A325, ASTM A490

Tuercas:

Para pernos A325 tuercas ASTM A563 grado C

Para pernos A490 tuercas ASTM A563 grado DH

Inventario por tramos de miembros estructurales, con sus respectivas áreas de incidencia de viento, tabla 4.4.

TABLA 4.4. Áreas proyectadas de los elementos estructurales por tramo

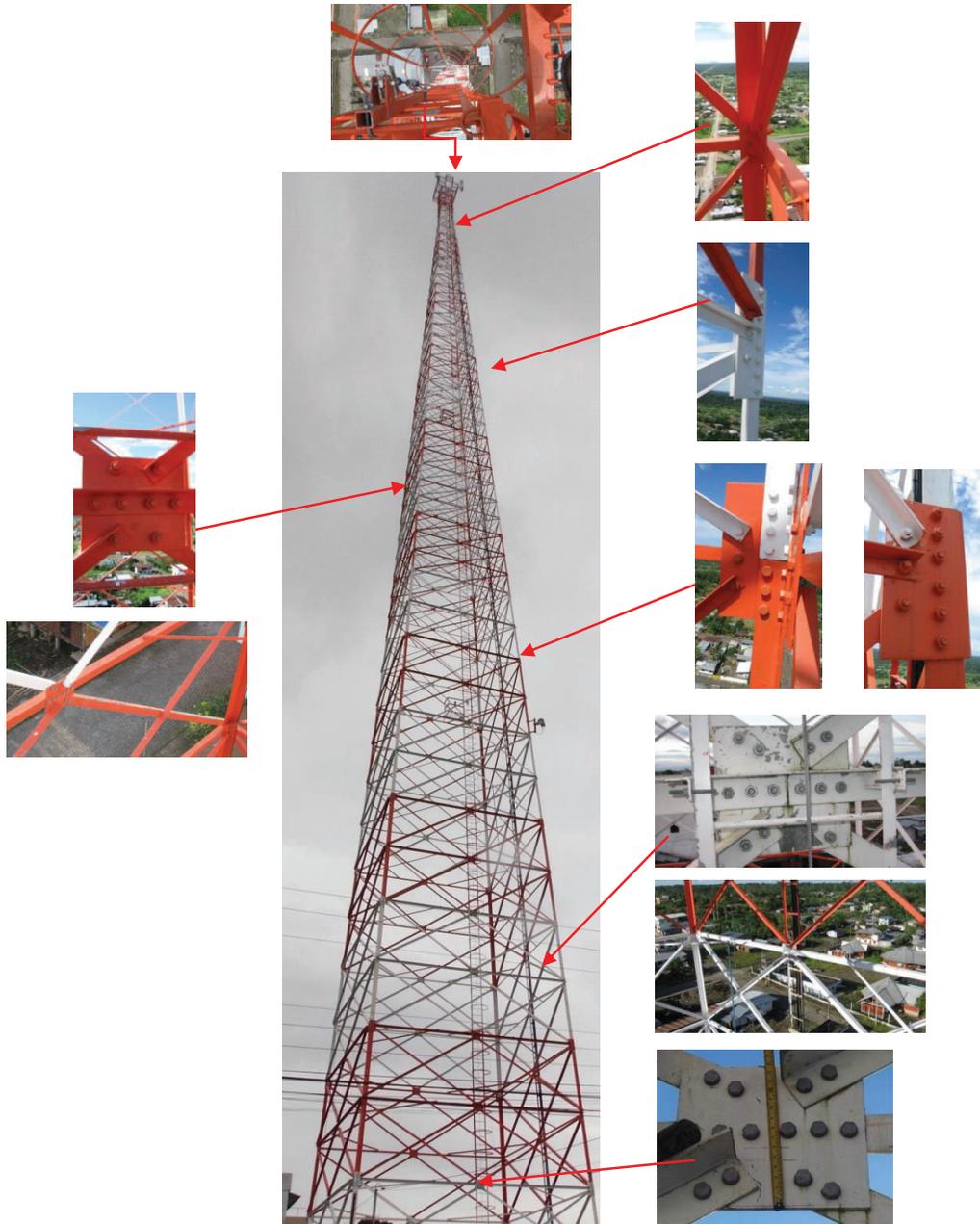
Tramos	Columnas		Diag. principales		Diag. secundarias		Horizontales		Placas de conexión		Componentes planos	
	Sección tipo (mm)	Área (m ²)	Sección tipo (mm)	Área proyecta. (m ²)	Sección tipo (mm)	ÁREA PROYECTA. (m ²)	Sección tipo (mm)	Área proyecta. (m ²)	Área proyecta (m ²)		A _F total (m ²)	
TRAMO18	L 100X100X6	1.20	L 50X50X6	0.80			L 50X50X6	0.27	0.12		2.4	
TRAMO17	L 100X100X10	1.20	L 50X50X6	0.77			L 50X50X6	0.23	0.12		2.3	
TRAMO16	L 100X100X10	1.20	L 50X50X6	0.88			L 50X50X6	0.31	0.12		2.5	
TRAMO15	L 100X100X10	1.20	L 50X50X6	1.00			L 50X50X6	0.39	0.12		2.7	
TRAMO14	L 100X100X10	1.20	L 50X50X6	1.13			L 50X50X6	0.47	0.12		2.9	
TRAMO13	L 100X100X12	1.20	L 50X50X6	1.27			L 50X50X6	0.55	0.12		3.1	
TRAMO12	L 100X100X12	1.20	L 50X50X6	0.88	L 50X50X6	0.87	L 50X50X6	0.62	0.12		3.7	
TRAMO11	L 125X125X10	1.50	L 50X50X6	0.94	L 50X50X6	0.94	L 50X50X6	0.70	0.12		4.2	
TRAMO10	L 125X125X10	1.50	L 50X50X6	1.00	L 50X50X6	0.99	L 50X50X6	0.78	0.12		4.4	
TRAMO9	L 125X125X10	1.50	L 65X65X6	1.38	L 65X65X6	1.38	L 65X65X6	1.12	0.12		5.5	
TRAMO8	L 125X125X10	1.50	L 65X65X6	1.47	L 65X65X6	1.46	L 65X65X6	1.22	0.12		5.8	
TRAMO7	L 150X150X12	1.80	L 75X75X6	1.37	L 75X75X6	1.37	L 75X75X6	1.01	0.12		5.7	
TRAMO6	L 150X150X12	1.80	L 75X75X6	1.43	L 75X75X6	1.43	L 75X75X6	1.09	0.12		5.9	
TRAMO5	L 150X150X12	1.80	L 100X100X8	1.99	L 100X100X8	1.99	L 100X100X8	1.56	0.12		7.5	
TRAMO4	L 175X175X8	2.10	L 100X100X8	2.07	L 100X100X8	2.07	L 100X100X8	1.66	0.12		8.0	
TRAMO3	L 175X175X8	2.10	L 100X100X8	2.15	L 100X100X8	2.16	L 100X100X8	1.77	0.12		8.3	
TRAMO2	L 175X175X8	2.10	L 100X100X8	2.24	L 100X100X8	2.25	L 100X100X8	1.87	0.12		8.6	
TRAMO1	L 175X175X8	2.10	L 100X100X8	2.34	L 100X100X8	2.26	L 100X100X8	1.98	0.12		8.8	
												92.2
												ΣA _F =

ELABORADO POR: Marco Reyes

4.2.1.4 Juntas empernadas

A continuación se muestran las diferentes empernadas de la torre.

FOTOGRAFÍA 4.3. Esquema de juntas empernadas.



ELABORADO POR: Marco Reyes

4.2.1.5 Topografía de su entorno

La torre de Loreto está ubicada en una zona rural con casas que tienen un promedio de altura de máximo tres pisos, por lo que su colapso significaría un riesgo para vidas humanas más que para una pérdida de sus servicios, ya que dispone pocos accesorios de telecomunicaciones.

El suelo que rodea la torre y donde se encuentra ubicada, es un suelo llano sin ningún tipo de obstáculos que provoquen cambios en el flujo de viento.

FOTOGRAFÍA 4.4. Topografía del entorno de la torre de Loreto.



ELABORADO POR: Marco Reyes

4.3 ACTIVIDADES DE OFICINA

Las actividades de oficina consisten en recopilar todos los datos obtenidos en campo para posteriores análisis y la modelación matemática a través del programa SAP 2000 (Structural Analysis Program); de esta manera poder determinar si la torre cumple con los requisitos de capacidad estructural para resistir las cargas asignadas, caso contrario se propondrá un reforzamiento de la estructural.

4.4 PROCEDIMIENTO DE REFORZAMIENTO

Para poder determinar que la estructura que estamos validando no está en óptimas condiciones para resistir las cargas asignadas se sigue los pasos que a continuación se mencionan:

- Modelación matemático de la estructura a través del programa SAP 2000 (Structural Analisis Program).
- Chequeo de los elementos a tensión, compresión y chequeo de las juntas empernadas.
- Reforzamiento de la estructura y modelación de la nueva torre reforzada.
- Chequeo de los elementos a tensión, compresión y chequeo de las juntas empernadas; para la nueva torre reforzada.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 ANÁLISIS DE CARGAS DE VIENTO USANDO LA NORMA TIA/EIA-222-F

A continuación se realizará un análisis demostrativo para determinar las fuerzas aplicadas a cada tramo y a los diferentes accesorios que dispone la torre.

5.1.1 FUERZAS HORIZONTALES (F) APLICADAS A CADA TRAMO

Se escoge el tramo número 18, ubicado entre los niveles N+102.0m y N+108.0m, sobre el nivel del suelo.

La ecuación 3.1 determina las fuerzas aplicadas al tramo, con la aportación de las áreas proyectadas a barlovento de los elementos estructurales y accesorios lineales.

Se inicia determinando el coeficiente de exposición (K_z), que depende de la altura a la que se encuentre cada tramo y se determina con la ecuación 3.3.

$$K_z = [105/10]^{2/7} = 1.96$$

$$1.0 \leq 1.96 \leq 2.58 \text{ OK}$$

Dónde:

Z= 105m de donde sale

Luego con la ecuación 3.2 se determinó la presión de velocidad (q_z) para el tramo que se haya escogido; q_z es directamente proporcional a la altura a la que se encuentre cada tramo, ya que a mayor altura mayor será el coeficiente de exposición, por consiguiente mayor la presión de velocidad.

$$q_z = 0.613 \times 1.96 \times 33.3^2 = 1333.5 \text{ [Pa]}$$

Donde:

$V = 120 \text{ km/h} = 33.33 \text{ m/s}$, tabla 4.1

El factor de ráfaga (G_H) es constante para toda la estructura y obedece al tipo de estructura que se esté analizando, su valor se determina a partir de la ecuación 3.4.

$$G_H = 0.65 + 0.60/(108/10)^{1/7} = 1.08$$

$$1.0 \leq 1.08 \leq 1.25, \text{OK}$$

Dónde:

$h = 108 \text{ m}$, tabla 4.1

Se determina los coeficientes de fuerza para los elementos estructurales (C_F) con la ecuación 3.5.

$$e = \frac{92.2}{602.3} = 0.15$$

$$C_F = 4.0 \times 0.15^2 - 5.9 \times 0.15 + 4.0 = 3.19$$

Dónde:

$A_F = 92.2 \text{ m}^2$, tabla 4.1

$A_G = 602.3 \text{ m}^2$, tabla 4.1

El área proyectada efectiva de los miembros estructurales para torres con sección cuadrada, siempre será mayor cuando la dirección de incidencia de viento está dada a $\pm 45^\circ$; por lo que el factor de dirección del viento D_F , se determina con la ecuación: $D_F = 1 + 0.75e$.

$$D_F = 1 + 0.75 \times 0.15 = 1.11$$

Luego de calcular (D_F), se determina el área efectiva de los miembros planos del tramo 18 a partir de la ecuación 3.6.

$$A_E = 1.11 \times 2.4 = 2.7_{[\text{m}^2]}$$

Dado que la escalera de ascenso es considerado un accesorio lineal, conformado por miembros cilíndricos y que no toda su área proyectada es completamente sólida, se disminuye su hacho a 20 cm; y su longitud de 6m correspondiente a la altura del tramo. Con la tabla 3.2 se obtiene el coeficiente de fuerza (C_A) a partir de calcular su relación de aspecto.

$$\text{Relacion de aspecto} = \frac{6.0}{0.2} = 30 \geq 25, \text{Entonces } C_A = 1.2$$

Finalmente la fuerza horizontal (F) total aplicada en el tramo 18, se determina con la Ecuación 3.1 como se indica a continuación.

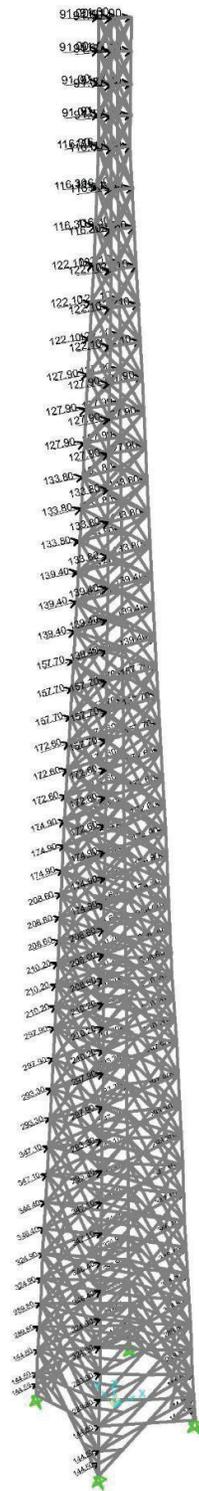
$$F = \frac{1333.5 \times 1.08[3.19 \times 2.7 + 1.2 \times (6.0 \times 0.2)]}{9.81} = 1455.4(\text{Kgf})$$

Dividiendo la fuerza (F) para el número de nodos que tiene el tramo, se determina las fuerzas parciales (F_i) aplicadas en cada nodo de la columna de dicho tramo. Se sigue el mismo procedimiento para determina las fuerzas (F_i) aplicadas a los demás tramos como se presenta en la tabla 6.1.

$$F_i = \frac{1455.4}{16} = 91.0 (\text{Kgf})$$

El grafico 5.1 se presenta las fuerzas por la acción del viento para el resto de tramos de la estructura.

GRÁFICO 5.1. Fuerzas de viento en los puntales.



ELABORADO POR: Marco Reyes

5.1.2 FUERZAS APLICADAS EN ACCESORIOS DE TELECOMUNICACIONES

Con los datos obtenidos del levantamiento técnico de la tabla 4.2, se determina las fuerzas aplicadas en los accesorios de telecomunicación, como se muestra a continuación para un reflector típico.

Se inicia determinando el coeficiente de exposición del accesorio, a la altura a la que se encuentre sobre el nivel del suelo.

$$K_z = [108/10]^{2/7} = 1.97$$

Finalmente con las ecuaciones 3.7-3.9, se determina las fuerzas aplicadas en el baricentro del accesorio.

$$F_A = 0.00351 \times 10.55 \times 1.97 \times 1.08 \times 74.6^2 = 438.46(lb) = 198.8(kgf)$$

$$F_S = 0.0 \times 10.55 \times 1.56 \times 1.97 \times 74.6^2 = 0.0(lb) = 0.0(kgf)$$

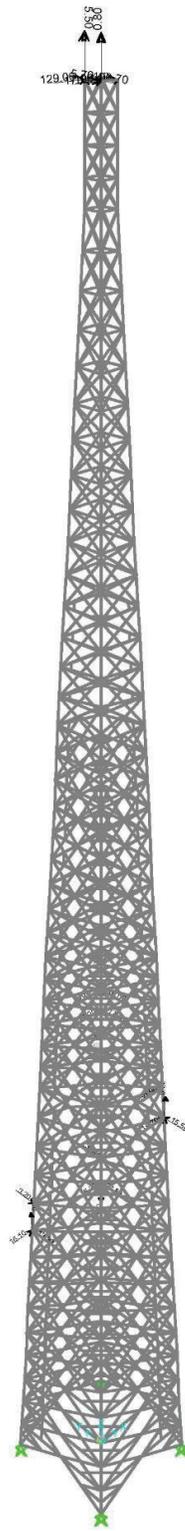
$$M = 0.0 \times 10.55 \times (0.3 \times 3.28) \times 1.97 \times 1.08 \times 74.6^2(lb.ft) = 0.0(lb.ft) = 0.0(kgf.m)$$

Dónde:

Z=108m	Altura del suelo hasta el baricentro del accesorio
A= 0.98 m ² , 10.55 ft ²	Área de cobertura externa de la antena
Gh= 1.08	Factor de ráfaga, constante para el análisis de fuerzas de viento
D= 0.49m,	Diámetro o ancho del accesorio
Θ= 0°	Angulo de viento, figura 3.1.
C _A = 0.00351,	Tabla 3.4
C _S = 0.0,	Tabla 3.4
C _M = 0.0,	Tabla 3.4

La tabla 6.2 presenta el análisis de fuerzas para los demás accesorios y el grafico 5,2 las fuerzas aplicadas en el modelo SAP2000

GRÁFICO 5.2. Fuerzas de viento en los accesorios.



ELABORADO POR: Marco Reyes

5.1.3 FUERZAS APLICADAS EN LA PLATAFORMA DE DESCANSO

Utilizando la ecuación 3.10 se determina la fuerza total aplicada a la plataforma de descanso.

$$K_z = [108.6/10]^{2/7} = 1.97$$

$$q_z = 0.613 \times 1.97 \times 33.3^2 = 1341.5_{[Pa]}$$

$$\text{Relacion de aspecto} = \frac{2.2 \text{ m}}{1.2 \text{ m}} = 1.8 \leq 7; C_A = 1.4$$

$$F_C = \frac{1341.5 \times 1.1[1.4 \times 0.3]}{9.81} = 63.2(kgf)$$

La fuerza (F_C) se distribuye para el número de nodos que soporta la plataforma.

$$F_{Ci} = \frac{63.2}{4} = 15.8(kgf)$$

Donde:

Longitud=2.2m

Ancho=1.2m

Z=108.6m

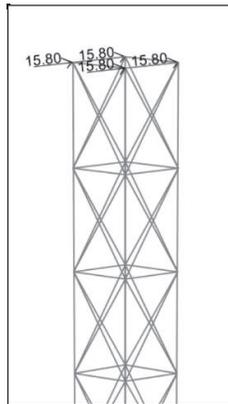
V= 33.3 m/s

h=108m

Área de accesorio= 0.3m²

C_A=1.4, tabla 3.2

GRÁFICO 5.3. Fuerzas de viento aplicados a la plataforma de descanso.



ELABORADO POR: Marco Reyes

5.2 CARGAS DE VIENTO CON LA NORMA ANSI/TIA-222-G

Con los datos obtenidos en las tablas 4.1 y 4.2, se determina las fuerzas de viento aplicadas a los elementos estructurales y accesorios.

5.2.1 FUERZAS HORIZONTALES (F_{ST}) POR TRAMO

Siguiendo el procedimiento que se realizó para la anterior norma, se realiza un análisis de las fuerzas de viento que incurren en el tramo 18 utilizando la Ecuación 3.11 y los datos de la tabla 4.2.

$$F_{ST} = q_z G_h (EPA)_S \text{ [N]}$$

$$K_z = 2.01 \left(\frac{105}{213} \right)^{2/11.5} = 1.78$$

$$q_z = 0.613 \times 1.78 \times 1 \times 0.85 \times 33.33^2 \times 1.15 = 1183.3 \text{ [Pa]}$$

El cual:

Categoría= D Torre ubicada en terreno plano sin muchos obstáculos y sin Huracanes, tabla 3.5.

Z= 105 m Altura medida desde el suelo hasta el punto medio del tramo.

$Z_g = 213 \text{ m}$	Anexo 1; tabla 1.1
$\alpha = 11.5 \text{ m}$	Anexo 1; Tabla 1.1
$K_{zt} = 1$	Categoría topográfica 1; tabla 3.6, no existe cambios bruscos
$K_d = 0.85$	Estructura de celosía de sección transversal cuadrada; anexo 1, tabla 1.2
$V = 33.33 \text{ m/s}$	Velocidad de viento para el análisis; tabla 4.1.
$I = 1.15$	Estructura que presentaría un riesgo elevado en caso de Fallar; anexo 1, tablas 1.3 y 1.4.
$G_h = 0.85$	Tabla 3.7.

El área proyectada efectiva $(EPA)_s$, de los miembros estructurales del tramo se determina usando la ecuación 3.15; los coeficientes C_F y D_F no cambian con respecto a la anterior norma.

$A_F = 2.4 \text{ m}^2$ Área proyectada del tramo correspondiente a los componentes estructurales planos de una cara de la torre.

$$(EPA)_s = 3.17[1.12 \times 2.4] = 8.5 \text{ m}^2$$

Finalmente la fuerza horizontal (F_{ST}), aplicada al tramo está dado por el siguiente valor:

$$F_{ST} = \frac{1183.3 \times 0.85 \times 8.47}{9.81} = 868.7_{[kgf]}$$

Dividiendo para el número de nodos que tiene el tramo, se obtiene las fuerzas (F_{STi}) aplicado en cada nodo. Del mismo modo la tabla 6.3 presenta las fuerzas que intervienen en el resto de tramos.

$$F_{STi} = \frac{868.7}{16} = 54.5_{[kgf]}$$

5.2.2 ANÁLISIS DE FUERZAS PARA ACCESORIOS PUNTUALES Y LINEALES

A continuación se determina la fuerza aplicada en un prototipo de accesorio ubicado en la arista "a" de la sección transversal de la torre y cuyas características se halla en la tabla 4.3.

$$K_z = 2.01 \left(\frac{108}{213} \right)^{2/11.5} = 1.79$$

$$q_z = 0.613 \times 1.79 \times 1 \times 0.85 \times 33.33^2 \times 1.15 = 1189.1$$

$$(EPA)_N = 1.27 \times 0.98 = 1.24_{[m^2]}$$

$$F_A = \frac{1189.1 \times 0.85 \times 1.24}{9.81} = 128.3_{[Kgf]}$$

El cual:

Exposición= D	Torre ubicada en terreno plano sin muchos obstáculos y sin Huracanes; tabla 3.5.
Z= 108m	Altura del suelo hasta el baricentro del accesorio
Z _g = 213 m	Anexo 1; tabla 1.1
α= 11.5 m	Anexo 1; tabla 1.1
K _{zt} = 1	Categoría topográfica 1; Tabla 3.6
K _d =0.85	Estructura de celosía de sección transversal cuadrada, anexo 1; tabla 1.2.
V= 33.33 m/s	Velocidad de viento para el análisis.
I= 1.15	Presenta un riesgo elevado; anexo 1, tablas 1.3 y 1.4
G _h =0.85	Tabla 3.7.

Relación de aspecto = 2 / 0.49 = 4.1; interpolando linealmente con la tabla 1.6 del anexo 1, C_a = 1.27.

Con el mismo procedimiento se determina las fuerzas de incidencia de viento que actúan en los demás accesorios; ver tabla 6.4 para los puntuales y la tabla 6.5 para los lineales.

5.2.3 ANÁLISIS DE FUERZAS PARA ACCESORIOS PUNTUALES (ANTENAS DE MICROONDAS)

Con los datos obtenidos del levantamiento técnico de la tabla 4.2, se determina las fuerzas aplicadas en los accesorios de telecomunicación, como se muestra a continuación para un reflector típico:

$$K_z = 2.01 \left(\frac{30.5}{213} \right)^{2/11.5} = 1.43$$

Presión dinámica (q_z); ecuación 3.12.

$$q_z = 0.613 \times 1.43 \times 1 \times 0.85 \times 33.33^2 \times 1.15 = 954.4 \left[\frac{N}{m^2} \right] [Pa]$$

Por ultimo las fuerzas aplicadas en el vértice de la antena se determina usando las ecuaciones: 3.18, 3.19 y 3.20.

$$F_{AM} = \frac{954.4 \times 0.85 \times 1.5938 \times 0.07}{9.81} = 9.3 [kgf]$$

$$F_{SM} = \frac{954.4 \times 0.85 \times -0.0078 \times 0.07}{9.81} = -0.05 [kgf]$$

$$M_M = \frac{954.4 \times 0.85 \times 0.0535 \times 0.07 \times 0.3}{9.81} = 0.09 [kgf.m]$$

Donde:

$Z= 48\text{m}$	Altura desde el nivel del suelo hasta el vértice de la antena
$K_{zt}= 1$	Torre ubicada en una zona con categoría topográfica 1
$K_d= 0.85$	La Torre es una estructura de celosía; anexo 1, tabla 1.2
$V= 33.33 \text{ m/s}$	Velocidad de diseño del viento
$I=1.15$	Factor de importancia; Anexo 1, tablas 1.3, 1.4
$G_h= 0.85$	Torre con altura $\leq 137 \text{ m}$; tabla 3.7
$A= 0.07 \text{ m}^2, 0.76 \text{ ft}^2$	Área de la cara proyectada de la antena de microondas
$D= 0.3\text{m}, 0.98 \text{ ft}$	Diámetro de la antena de microondas
$\theta= 320^\circ$	Angulo medido en sentido horario desde el eje de la antena hacia el vector de dirección del viento; gráfico 3.1
$C_A= 1.5938$	Tabla 3.8
$C_s= -0.0078$	Tabla 3.8
$C_M= 0.0535$	Tabla 3.8

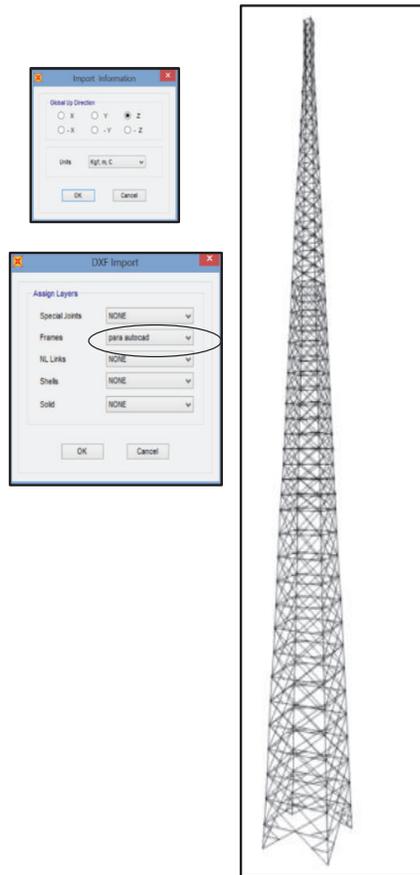
5.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON EL PROGRAMA SAP 2000 V17.2

Para realizar este análisis se sigue algunos aspectos que se citarán a continuación.

5.3.1 CONFIGURACIÓN

Por facilidad de configuración, la torre se dibuja en tres dimensiones con la utilización del programa AutoCAD y posteriormente se guarda como un archivo dxf que se importa al SAP 2000, para su modelación. Dado que el eje “z” del programa AutoCAD está en la posición vertical, se elige el mismo eje para su importación al SAP2000.

GRÁFICO 5.4. Configuración de la torres autoportada.



ELABORADO POR: Marco Reyes

5.3.2 PARÁMETROS PARA ANÁLISIS

5.3.2.1 Criterios de diseño

El análisis de los miembros estructurales y las conexiones emperradas serán analizados con las especificaciones ANSI/AISC360-10; se ignora las provisiones sísmicas ya que están previamente determinadas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015).

GRÁFICO 5.5. Especificaciones técnicas de diseño.

Item	Value
1 Design Code	AISC 360-10
2 Multi-Response Case Design	Envelopes
3 Framing Type	Stiff
4 Seismic Design Category	D
5 Importance Factor	1
6 Design System Rho	1
7 Design System Sds	0.5
8 Design System R	8
9 Design System Omega0	3
10 Design System Cd	5.5
11 Design Provision	LRFD
12 Analysis Method	Direct Analysis
13 Second Order Method	General 2nd Order
14 Horizontal Load Coefficient	Tau-b Fixed
15 Phi(Bending)	0.9
16 Phi(Compression)	0.9
17 Phi(Tension-Yielding)	0.9
18 Phi(Tension-Fracture)	0.75
19 Phi(Shear)	0.9
20 Phi(Shear-Short Webbed Rolled I)	1
21 Phi(Torsion)	0.9
22 Ignore Seismic Code?	Yes
23 Ignore Special Seismic Load?	Yes
24 Is Double Flats Plug/Welded?	Yes
25 HSS Welding Type	ERW

Item Description
Toggle to consider whether the special seismic load combinations should be considered in design. This is either 'No' or 'Yes'.

Explanation of Color Coding for Values
 Blue: Default Value
 Black: Not a Default Value
 Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values: All Items, Selected Items
 Reset To Previous Values: All Items, Selected Items
 OK, Cancel

ELABORADO POR: Marco Reyes

5.3.2.2 Acero estructural

Todos los miembros estructurales laminados en caliente fueron diseñados con acero ASTM A36

GRÁFICO 5.6. Acero estructural

Material Name and Display Color: A36

Material Type: Steel

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass
 Weight per Unit Volume: 7860 Kg/m³
 Mass per Unit Volume: 801.4969

Units: Kg/m³

Isotropic Property Data
 Modulus of Elasticity, E: 2.043E+10
 Poisson: 0.3
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05
 Shear Modulus, G: 7.558E+09

Other Properties for Steel Materials
 Minimum Yield Stress, Fy: 25300000
 Minimum Tensile Stress, Fu: 41000000
 Effective Yield Stress, Fye: 37965760
 Effective Tensile Stress, Fue: 44855842

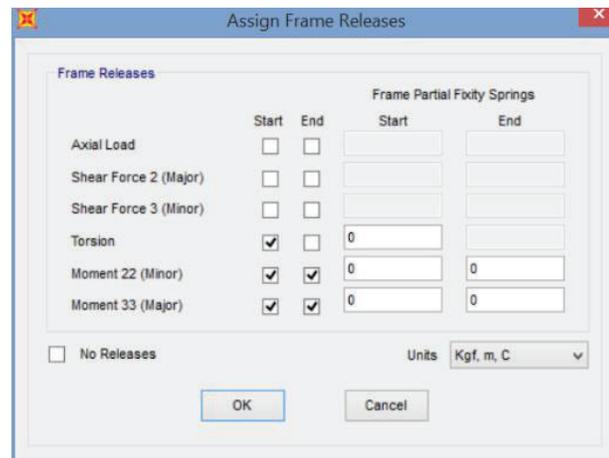
Switch To Advanced Property Display
 OK, Cancel

ELABORADO POR: Marco Reyes

5.3.2.3 Releases

El programa SAP2000 es una herramienta utilizada para modelar condiciones especiales con elementos (frame), conectados mediante articulaciones en las cuales no debe existir momentos como se indica en el grafico a continuación.

GRÁFICO 5.7. Articulaciones en elementos frame.

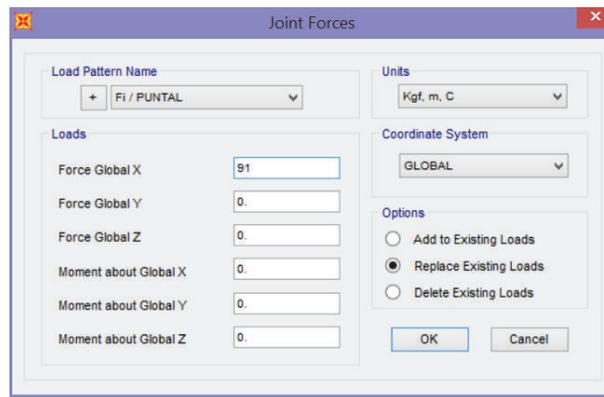


ELABORADO POR: Marco Reyes

5.3.3 CARGAS

5.3.3.1 Cargas de viento

La torre es analizada para resistir velocidad de viento de hasta 120km/h, cuyas cargas de diseño aplicadas a los diferentes accesorios son analizadas con normas internacionales y asignadas a la estructura como se muestra a continuación.

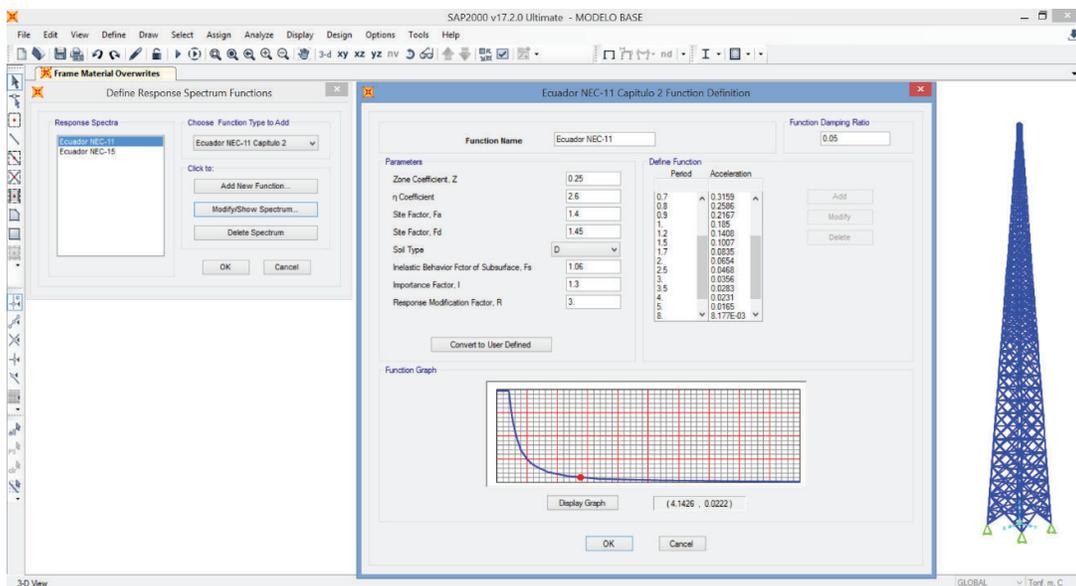
GRÁFICO 5.8. Cargas de viento, F_i , aplicadas al modelo matemático

ELABORADO POR: Marco Reyes

5.3.3.2 Carga sísmica utilizando un espectro de aceleración

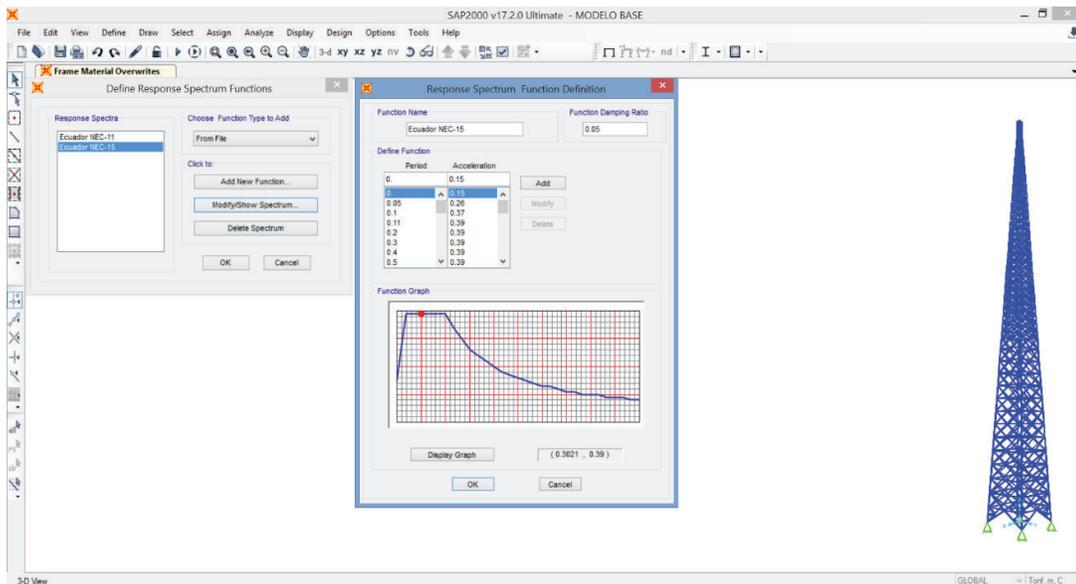
El programa (SAP2000 v17.2.0), tiene incorporado el análisis dinámico con el espectro de respuesta de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11), ver gráfico 5.9. Sin embargo para el análisis se utiliza la versión 2015 (NEC-15), el cual no se halla incorporado en el programa anteriormente mencionado, por lo que se determinará la función del espectro de diseño que se ingresará; gráfico 5.10.

GRÁFICO 5.9. Espectro de diseño NEC-11



ELABORADO POR: Marco Reyes

GRÁFICO 5.10. Espectro de diseño NEC-15



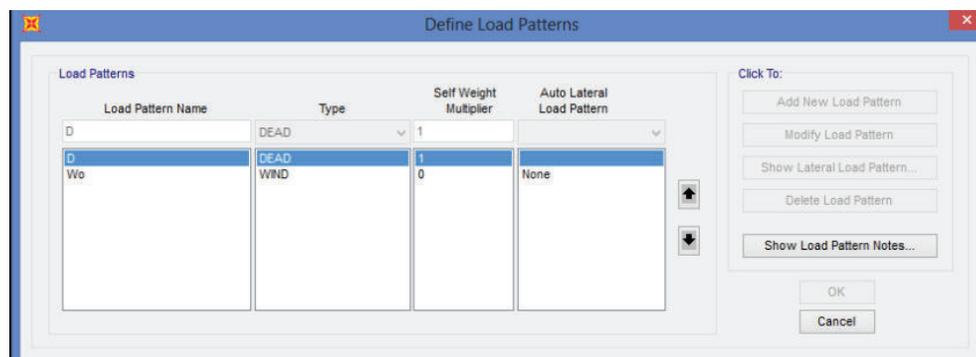
ELABORADO POR: Marco Reyes

5.3.4 DESCRIPCIÓN DE CARGAS

5.3.4.1 Patrones de carga

Los patrones de carga asignados para la torre son los siguientes:

GRÁFICO 5.11. Patrones de carga para el análisis de la estructura



ELABORADO POR: Marco Reyes

Donde:

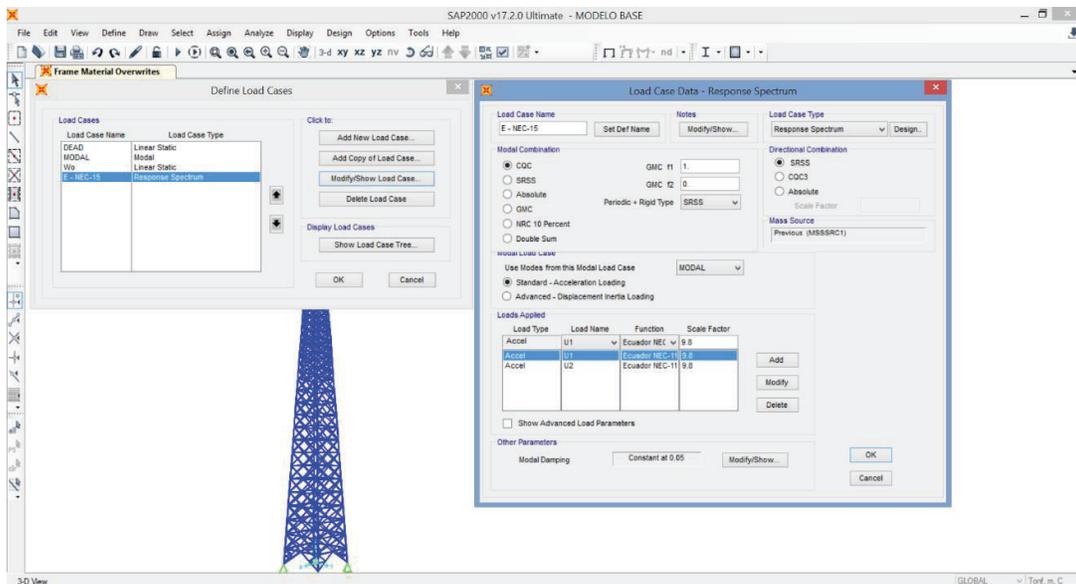
D= Peso propio de la estructura

W_0 = Son las cargas puntuales de viento aplicadas en los nodos y accesorios

5.3.4.2 Casos de cargas

Se tiene la carga muerta (DEAD), la carga de viento (W_0) y la carga sísmica generada por una porción de la aceleración de la gravedad.

GRÁFICO 5.12. Casos de cargas



ELABORADO POR: Marco Reyes

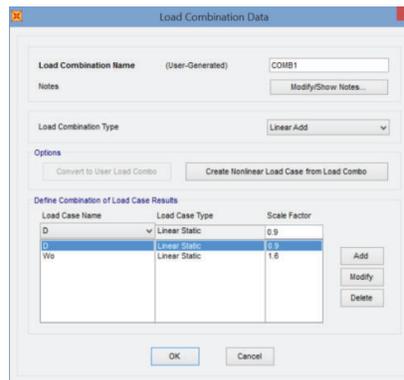
5.3.4.3 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga dadas por la norma ANSI/TIA-222-G para estructuras autoportadas son las siguientes.

COMBO 1: $0.9 D + 1.6 W_0$

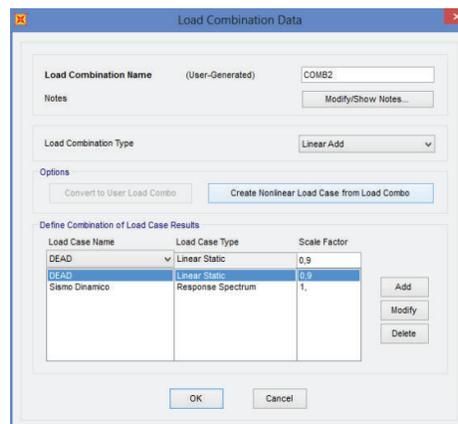
COMBO 2: $0.9 D \pm 1.0 E$

GRÁFICO 5.13. Combinaciones de carga tipo COMBO1



ELABORADO POR: Marco Reyes

GRÁFICO 5.14. Combinaciones de carga tipo COMBO2



ELABORADO POR: Marco Reyes

5.3.5 RELACIÓN DE ESFUERZOS EN LA ESTRUCTURA

La estructura se analiza con los accesorios existentes y accesorios que se instalarán a futuro; posteriormente con el "ratio" de cada miembro se verifica si los esfuerzos tolerables son mayores que los realizados o viceversa.

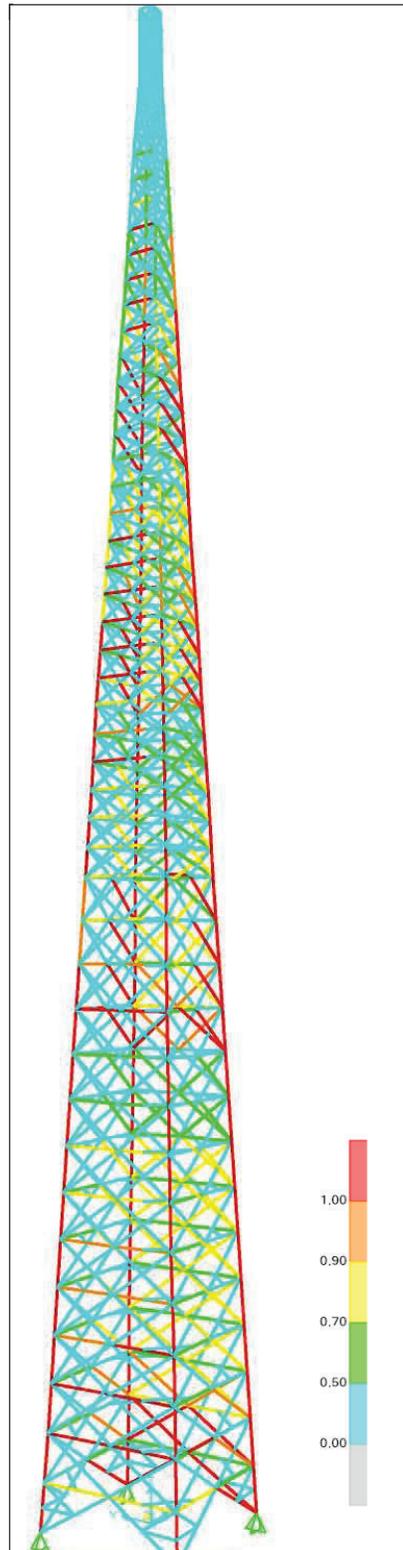
5.3.5.1 Verificación de la estructura existente

El gráfico 5.15, se visualiza que algunos miembros estructurales presentan una relación de esfuerzos mayores a los tolerables, lo que sugiere un reforzamiento de los puntales.

5.3.5.2 Verificación de la estructura reforzada

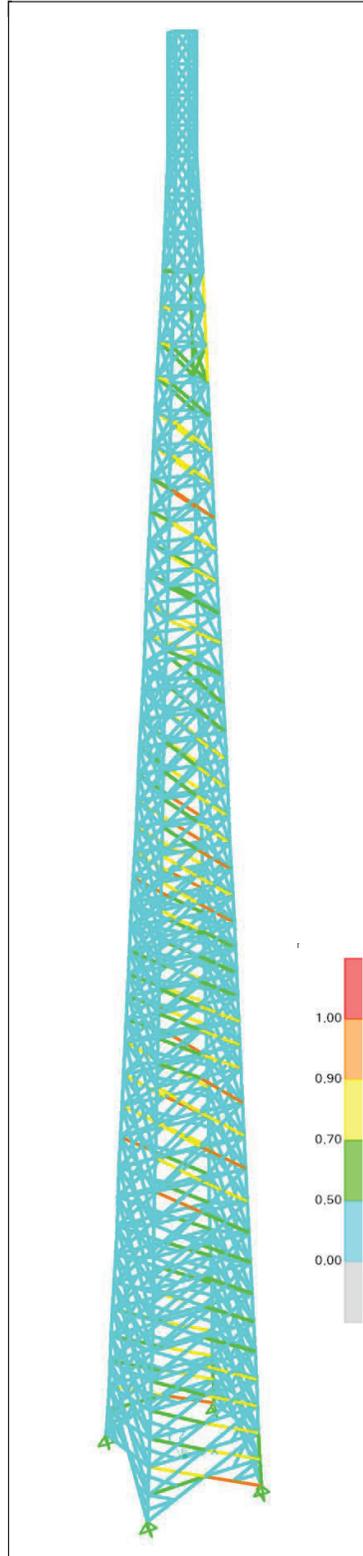
El gráfico 5.16, presenta una estructura reforzada con esfuerzos realizados menores a los tolerables, lo que muestra que puede resistir las fuerzas de diseño.

GRÁFICO 5.15. Estructura existente



ELABORADO POR: Marco Reyes

GRÁFICO 5.16. Estructura reforzada



ELABORADO POR: Marco Reyes

5.3.6 INTERPRETACIÓN DE DATOS

En lo que a estructuras metálicas se refiere el programa Sap2000 proporciona una gran facilidad para realizar los diseños, pero es indispensable interpretar los resultados de salida y a su vez verificar que sean coherentes.

Tabla 5.1 se verifica las respectivas combinaciones de carga y sus factores de carga.

En la tabla 5.2 y la tabla 5.3, muestra las propiedades de los miembros estructurales de la estructura existente y la reforzada. Es importante verificar que todos los elementos sean del material del que está conformada la torre.

En la tabla 5.4, presenta las reacciones que tiene la base de la torre, tales como las fuerzas cortantes, fuerza vertical que transmite la torre al suelo y el momento de vuelco, necesario para el diseño de la cimentación.

Las tablas 5.5y 5.6, muestran las deformaciones en la parte más alta de la torre existente y de la reforzada, para las combinaciones de carga respectivas. La norma ANSI/TIA-222-G aconseja que la deformación no debe ser mayor al 3% de su altura total, lo que significa 3.24m para la torre de 108m que se está analizando.

La tabla 5.7 muestra las fuerzas en las cuatro patas de la estructura, donde:

F1= Fuerzas en dirección de X

F2= Fuerzas en dirección de Y

F3= Fuerzas en dirección de Z

TABLA 5.1. Combinaciones de carga

TABLE: Combination Definitions						
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless	Text
COMB1	Linear Add	No	Linear Static	D	0.9	Strength
COMB1			Linear Static	Wo	1.6	
COMB2	Linear Add	No	Linear Static	D	0.9	None
COMB2			Linear Static	E	1	

ELABORADO POR: Marco Reyes

TABLA 5.2. Propiedades de los elementos estructurales previo a su reforzamiento

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
SectionName	Material	Shape	t3	t2	tf	tw	Area	TotalWt
Text	Text	Text	m	m	m	m	m2	Kgf
L100X100X10	A36	Angle	0.1	0.1	0.01	0.01	0.0019	1436.45
L100X100X12	A36	Angle	0.1	0.1	0.012	0.012	0.002256	852.8
L100X100X6	A36	Angle	0.1	0.1	0.006	0.006	0.001164	219.58
L100X100X8	A36	Angle	0.1	0.1	0.008	0.008	0.001536	14536.52
L125X125X10	A36	Angle	0.125	0.125	0.01	0.01	0.0024	1814.47
L150X150X12	A36	Angle	0.15	0.15	0.012	0.012	0.003456	1796.32
L175X175X8	A36	Angle	0.175	0.175	0.008	0.008	0.002736	1551.37
L50X50X6	A36	Angle	0.05	0.05	0.006	0.006	0.000564	6160.01
L65X65X6	A36	Angle	0.065	0.065	0.006	0.006	0.000744	3740.78
L75X75X6	A36	Angle	0.075	0.075	0.006	0.006	0.000864	2757.53

ELABORADO POR: Marco Reyes

TABLA 5.3. Propiedades de los elementos estructurales para la estructura reforzada

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
SectionName	Material	Shape	t3	t2	tf	tw	Area	TotalWt
Text	Text	Text	m	m	m	m	m2	Kgf
2L100X100X10	A36	SD Section					0.0088	3326.52
2L100X100X12	A36	SD Section					0.009512	3595.67
2L125X125X10	A36	SD Section					0.012613	9535.39
2L150X150X12	A36	SD Section					0.018162	10298.22
2L175X175X8	A36	SD Section					0.020785	15713.65
L100X100X10	A36	Angle	0.1	0.1	0.01	0.01	0.0019	718.23
L100X100X6	A36	Angle	0.1	0.1	0.006	0.006	0.001164	219.58
L100X100X8	A36	Angle	0.1	0.1	0.008	0.008	0.001536	14536.52
L50X50X6	A36	Angle	0.05	0.05	0.006	0.006	0.000564	6160.01
L65X65X6	A36	Angle	0.065	0.065	0.006	0.006	0.000744	3565
L75X75X6	A36	Angle	0.075	0.075	0.006	0.006	0.000864	2757.53

ELABORADO POR: Marco Reyes

TABLA 5.4. Reacciones en la base de la torre

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
COMB1	Combination	-60297.28	-270.4	94652.52	27913.28	-3033654.41	-68.48
COMB2	Combination	-1493.4	-1.064E-09	94652.52	6375.84	-102895.79	2.533E-08

ELABORADO POR: Marco Reyes

TABLA 5.5. Desplazamientos en los nodos de la cúpula, para estructura sin reforzamiento

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
19	COMB1	Combination	2.912	-0.466	-0.067	0.004	0.046	0.008
19	COMB2	Combination	0.182	-0.073	-0.020	0.001	0.003	0.000
38	COMB1	Combination	2.917	-0.466	-0.062	0.004	0.047	-0.011
38	COMB2	Combination	0.186	-0.073	-0.019	0.001	0.003	0.000
57	COMB1	Combination	2.917	-0.471	-0.006	0.005	0.047	0.546
57	COMB2	Combination	0.186	-0.077	-0.015	0.001	0.003	0.000
76	COMB1	Combination	2.912	-0.471	-0.012	0.005	0.046	0.082
76	COMB2	Combination	0.182	-0.077	-0.016	0.001	0.003	0.000

ELABORADO POR: Marco Reyes

TABLA 5.6. Desplazamientos en los nodos de la cúpula, para estructura con reforzamiento

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
19	COMB1	Combination	0.489	0.002	-0.012	0.000	0.011	0.008
19	COMB2	Combination	0.023	0.000	-0.006	0.000	0.001	0.000
38	COMB1	Combination	0.478	0.002	-0.012	0.000	0.011	-0.011
38	COMB2	Combination	0.023	0.000	-0.006	0.000	0.001	0.000
57	COMB1	Combination	0.478	0.013	0.001	-0.001	0.011	0.546
57	COMB2	Combination	0.023	0.000	-0.005	0.000	0.001	0.000
76	COMB1	Combination	0.489	0.013	0.002	-0.001	0.011	0.082
76	COMB2	Combination	0.023	0.000	-0.005	0.000	0.001	0.000

ELABORADO POR: Marco Reyes

TABLA 5.7. Reacciones en las patas de la torre

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
1	COMB1	Combination	-24694.22	27663.2	128395.46	0	0	0
1	COMB2	Combination	-4525.43	4805.6	21731.96	0	0	0
20	COMB1	Combination	-21043.71	-33789.36	216347.9	0	0	0
20	COMB2	Combination	-3888.98	-5711.64	35682.12	0	0	0
39	COMB1	Combination	-15089.16	18080.35	-166285.04	0	0	0
39	COMB2	Combination	2236.24	-1955.49	12269.22	0	0	0
58	COMB1	Combination	529.82	-12224.6	-83805.8	0	0	0
58	COMB2	Combination	4684.77	2861.53	24969.22	0	0	0

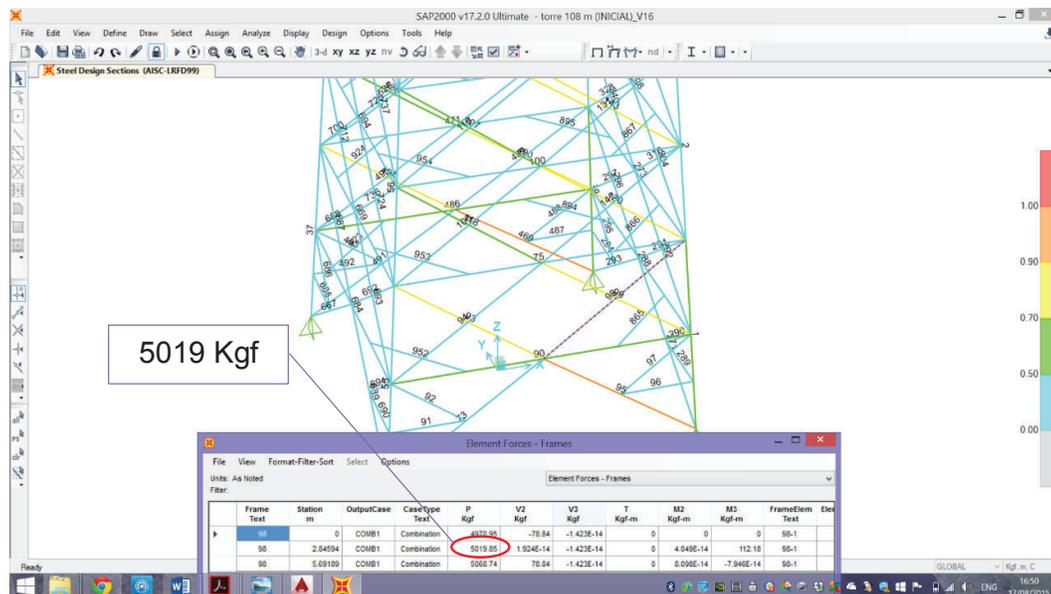
ELABORADO POR: Marco Reyes

5.4 ANÁLISIS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.4.1 ANÁLISIS DE ELEMENTOS EN TRACCIÓN (AISC)

Como ejemplo demostrativo, se determinará la resistencia de diseño en tracción $\Phi_t P_n$ por el método LRFD, para un elemento “frame” 98 de acero (ASTM-A36) laminado en caliente, como se muestra a continuación:

GRÁFICO 5.17. Esquema de la salida de datos del programa del programa SAP 2000 del elemento frame 98.



ELABORADO POR: Marco Reyes

Datos del elemento:

Sección: Angulo (100x100x8) mm

$A_g = 15.51 \text{ cm}^2$

$\bar{Y} = \bar{X} = 2.74 \text{ cm}$

$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

$F_u = 4100 \text{ Kg/cm}^2$

5.4.1.1 Fluencia de la sección bruta

$$P_n = F_y A_g$$

$$\Phi_t P_n = 0.9 \times 2530 \times 15.51$$

$$\Phi_t P_n = 35316 \text{ Kgf}$$

5.4.1.2 Fluencia de la sección bruta

$$P_n = F_u A_e$$

$$U_1 = 1 - \frac{2.74}{3.5} = 0.22$$

Con dos pernos de conexión por línea, $U=0.6$

$$0.22 < 0.6$$

$$U_{Diseño} = 0.6$$

Área neta de la sección para la falla A-B-C:

$$A_n = A_g - [\Phi_p \times t]$$

$$A_n = 15.51 - [1.6 \times 0.8] = 14.2 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 14.24 \times 0.6 = 8.5 \text{ cm}^2$$

$$\Phi_t P_n = 0.75 \times 4100 \times 8.5 = 26273 \text{ Kgf}$$

5.4.1.3 Resistencia de diseño en tracción

La resistencia de diseño a tracción del elemento “frame” 98 es el menor valor **26273 Kgf**; mientras que la resistencia requerida a tracción dada por el programa es **5019 Kgf**, por lo tanto la resistencia requerida a tracción es menor a la resistencia de diseño a tracción, $R_u \leq \Phi R_n$.

TABLA 5.8. Análisis de miembro en tracción

Datos de la sección		
b	100	mm
t	8	mm
Datos de la sección (obtenidos en tablas)		
Ag	15.51	cm ²
$\bar{Y}=\bar{X}$	2.74	cm
Datos del perno (ASTM A325)		
Dp	1/2	in
n	2	Pernos
$\Phi p=$	1.6	cm
Datos de la falla		
le	20	mm
a	16.8	mm
s	35.0	mm
g	0.0	mm
l	35.0	mm
Datos del material		
Tipo de Acero	A36	
E	2043000	kg/cm ²
fy	2530	kg/cm ²
Fu	4100	kg/cm ²

GRÁFICO DEL MIEMBRO

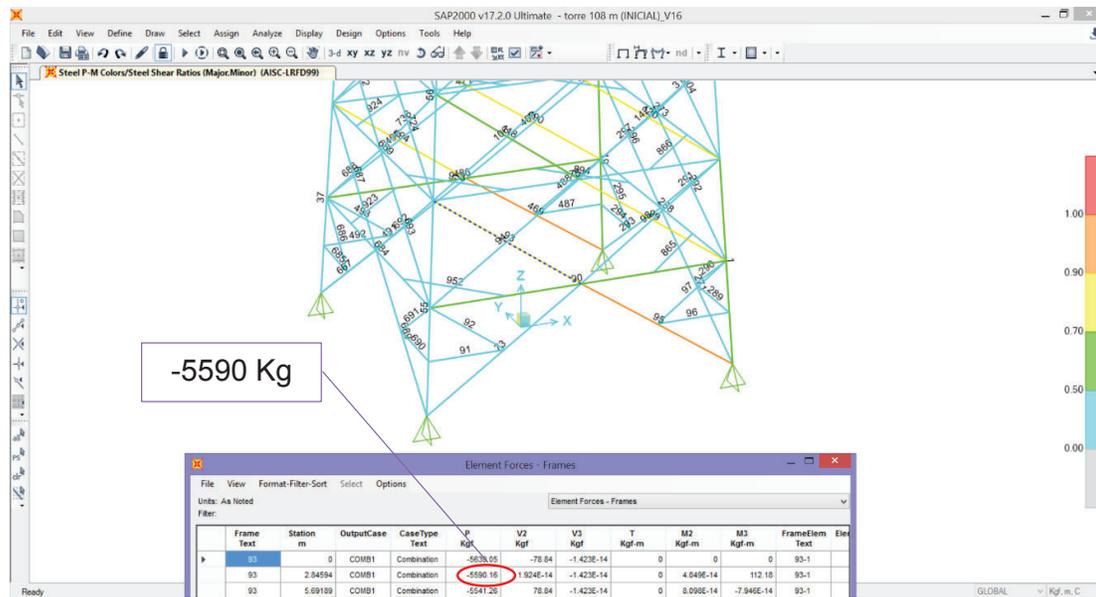
Resistencia en tracción			
$\Phi_t P_n=$	35316	Kg	Fluencia en la sección bruta ($\Phi=0.9$)
U ₁ =	0.22		
U _{diseño} =	0.6		
An=	14.24	cm ²	
Ae	8.544	cm ²	
$\Phi_t P_n=$	26273	Kg	Ruptura en tracción en la sección neta (falla A-B-C)
$\Phi_t P_n=$	26273	Kg	Resistencia de diseño en tracción

ELABORADO POR: Marco Reyes

5.4.2 ANÁLISIS DE ELEMENTOS EN COMPRESIÓN (AISC)

De igual manera se realiza un ejemplo del elemento “frame” 93, para determinar la resistencia de diseño a compresión $\Phi_c P_n$.

GRÁFICO 5.18. Esquema de la salida de datos del programa del programa SAP 2000 del elemento frame 93.



ELABORADO POR: Marco Reyes

Datos del elemento:

Sección: Angulo (100x100x8) mm

$A_g = 15.51 \text{ cm}^2$

$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

$F_u = 4100 \text{ Kg/cm}^2$

$E = 2043000 \text{ Kg/cm}^2$

Longitud= 2.8 m

$r_{\min} = 19.6 \text{ mm} = r_v$

$r_x = 30.6 \text{ mm}$

5.4.2.1 Revisión al Pandeo local

$$\frac{b}{t} = \frac{10}{0.8} = 12.5$$

$$\lambda_r = 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.45 \sqrt{\frac{2043000}{2530}} = 12.78$$

$$\frac{b}{t} < \lambda_r$$

El elemento analizado es un miembro sin elementos esbeltos, no hay pandeo local, por tanto no hay reducción para la relación de ancho grueso.

Qa=1; Qs=1; Q=1

Para el límite de esbeltez del elemento se toma como longitud no arriostrada de 2.8m.

$$\frac{L}{r_x} = \frac{280}{3.06} = 91.5 > 80$$

$$\frac{K.L}{r_x} = 32 + 1.25 \times \frac{280}{3.06} = 146.4 < 200$$

$$\frac{K.L}{r_x} < 200$$

5.4.2.2 Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

$$F_e = \frac{3.1416^2 \times 2043000}{(146.4)^2} = 941 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$F_e \leq \frac{F_y}{2.25}$$

941 Kgf/cm² ≤ 1124 Kgf/cm², pandeo flexural inelástico

$$F_{cr} = 0.877 \times 941 = 825 \text{Kgf/cm}^2$$

5.4.2.3 Resistencia a la compresión

$$\Phi_c P_n = \Phi_c F_{cr} A_g$$

$$\Phi_c P_n = 0.9 \times 825 \times 15.51 = 11516 \text{ Kgf} = 11.5 \text{ Tonf}$$

$$\Phi_c P_n = 11.5 \text{ Tonf}$$

Alrededor del eje más crítico v, la resistencia del miembro a compresión es:

$$\Phi_c P_n = 6.2 \text{ Tonf}$$

La resistencia requerida a compresión dado para el programa SAP200 es 5,6 Tonf, menor a la resistencia de diseño a compresión de 6.2 Tonf.

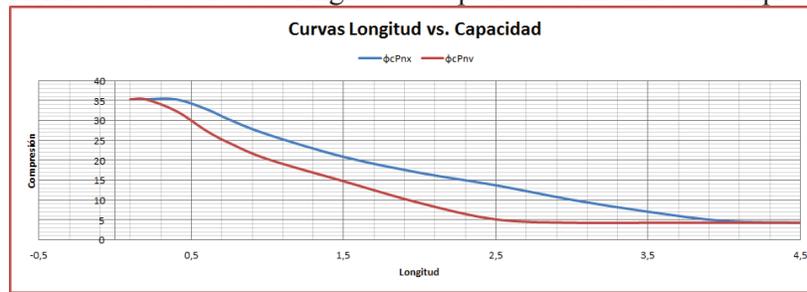
TABLA 5.9. Resistencia de diseño en compresión

Datos de Sección		AISC	ANÁLISIS DE MIEMBROS A COMPRESIÓN (AISC)			
b	100	mm		Pandeo en el plano xx		
t	8	mm		L/rx	91,5	
L	280	cm		KL/r	146,4	
Datos Obtenidos de Tablas				Fcre	941,0 kg/cm ²	< 0,44 fy
A	15,5	cm ²	Fcr	825,3 kg/cm ²	Pandeo flexural inelástico	
rx	3,1	cm	ΦcPn	11,5 Ton		
rv	2,0	cm	Pandeo en el plano v crítico			
Cw	25,2	cm ⁴	L/rv	142,9		
J	3,3	cm ⁴	KL/rv	200,0		
ro	5,4	cm	Fcre	504,1 kg/cm ²	< 0,44 fy	1124,4
fy	2530,0	kg/cm ²	Fcr	442,1 kg/cm ²	Pandeo flexural inelástico	
E	2043000,0	kg/cm ²	ΦcPn	6,2 Ton		
G	787220,0	kg/cm ²				
Φ	0,9	LRFD				

L (m)	L/rx	KL/rx	F _{cr} (kgf)	Pandeo	F _{cr} (kgf)	Φ _c P _n (ton)	L/rv	KL/rv	F _{cre} (kgf)	Pandeo	F _{cr} (kgf)	Φ _c P _n (ton)
0,1	3	74	3638	Flexural elástico	2530	35	5	76	3507	Flexural elástico	2530	35,3
0,2	7	77	3410	Flexural elástico	2530	35	10	80	3178	Flexural elástico	2530	35,3
0,4	13	82	3013	Flexural elástico	2530	35	20	87	2645	Flexural elástico	2320	32,4
0,6	20	87	2682	Flexural elástico	2352	33	31	95	2236	Flexural elástico	1961	27,4
0,8	25	90	2468	Flexural elástico	2165	30	38	101	1988	Flexural elástico	1744	24,3
1,0	33	97	2165	Flexural elástico	1899	27	51	110	1658	Flexural elástico	1454	20,3
1,5	49	109	1704	Flexural elástico	1495	21	77	129	1204	Flexural elástico	1056	14,7
2,0	65	121	1377	Flexural elástico	1207	17	102	160	792	Flexural elástico	665	9,3
2,5	82	134	1121	Flexural inelástico	984	14	128	191	550	Flexural inelástico	369	5,2
3,0	98	155	844	Flexural inelástico	722	10	153	200	504	Flexural inelástico	310	4,3
3,5	114	175	659	Flexural inelástico	507	7	179	200	504	Flexural inelástico	310	4,3
4,0	131	195	528	Flexural inelástico	341	5	204	200	504	Flexural inelástico	310	4,3
4,5	147	200	504	Flexural inelástico	310	4	230	200	504	Flexural inelástico	310	4,3

ELABORADO POR: Marco Reyes

GRÁFICO 5.18. Curvas de longitud vs. Capacidad de miembros a compresión



ELABORADO POR: Marco Reyes

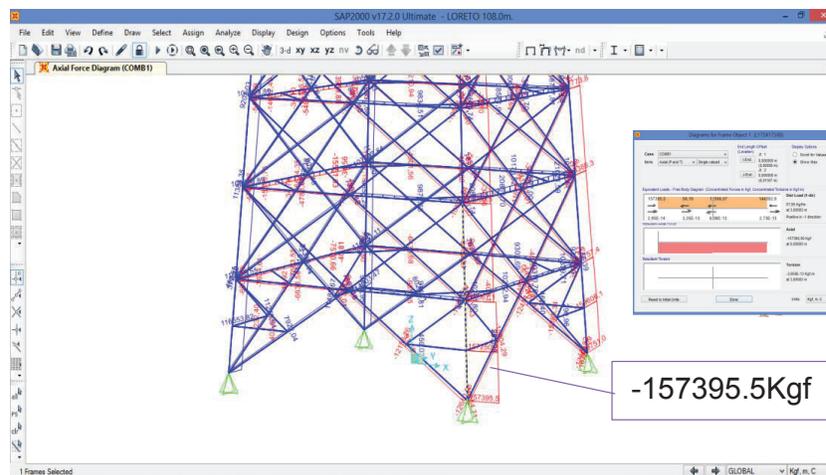
5.4.3 ANÁLISIS DE ELEMENTOS EN COMPRESIÓN (AISI)

Análisis de los puntales a compresión, antes y después de su reforzamiento.

5.4.3.1 Análisis de columnas previo a su reforzamiento

Se analiza la columna comprimida, compuesta por una sección angular de alas iguales conformado en frío. Esta sección es una L (175X175X8) mm y la resistencia requerida a compresión es de -157395.5Kgf, como se muestra en el gráfico 5.19.

GRÁFICO 5.19. Esquema de la salida de datos del programa del programa SAP 2000 del elemento frame 1.



ELABORADO POR: Marco Reyes

Datos del elemento:

Acero: A36

$F_y = 2540 \text{ Kg/cm}^2$

$E = 2070000 \text{ Kg/cm}^2$

$K = 1$

$A_e = 26.81 \text{ cm}^2$

$L = 1.5 \text{ m}$

$r_{\min} = r_v = 3.41 \text{ cm}$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 2070000}{(1 \times 150/3.41)^2} = 10558.4 \text{ Kgf}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{2540}{10558.4}} = 0.49 < 1,5$$

A partir de la ecuación 3.41, se determina F_n .

$$F_n = (0.658^{0.24}) \times 2540 = 2297 \text{ Kgf}$$

La resistencia de diseño de la sección por el método LRFD, es la siguiente:

$$\phi P_n = \phi A_e F_n = 0.85 \times 26.81 \times 2297 = 52345 \text{ Kgf}$$

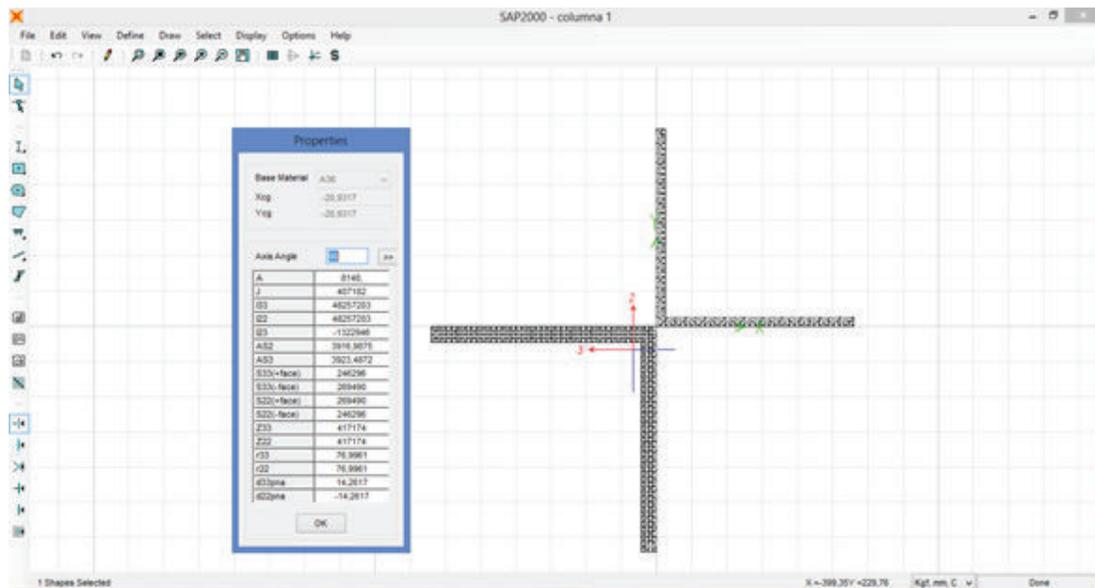
$$\phi P_n = 52345 \text{ Kgf}$$

Por lo tanto la sección angular L (175X175X8) mm, tiene una resistencia de diseño a la compresión menor a la resistencia requerida que me presenta la modelación del programa SAP2000; lo que indica que el elemento estructural no resiste la demanda de fuerzas de diseño impuestas inicialmente.

5.4.3.2 Análisis de columnas posterior a su reforzamiento

Se refuerza a la columna con otra sección tipo L (200X200X14) mm como se muestra en gráfico 5.20. A continuación se determina la resistencia de diseño a compresión de la nueva sección.

GRÁFICO 5.20. Reforzamiento del elemento frame 1



ELABORADO POR: Marco Reyes

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 2070000}{\left(1 \times \frac{150}{7.4}\right)^2} = 49722 \text{ Kgf}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{2540}{49722}} = 0,23 < 1,5$$

$$F_n = (0.658^{0.051}) \times 2540 = 2486 \text{ Kgf}$$

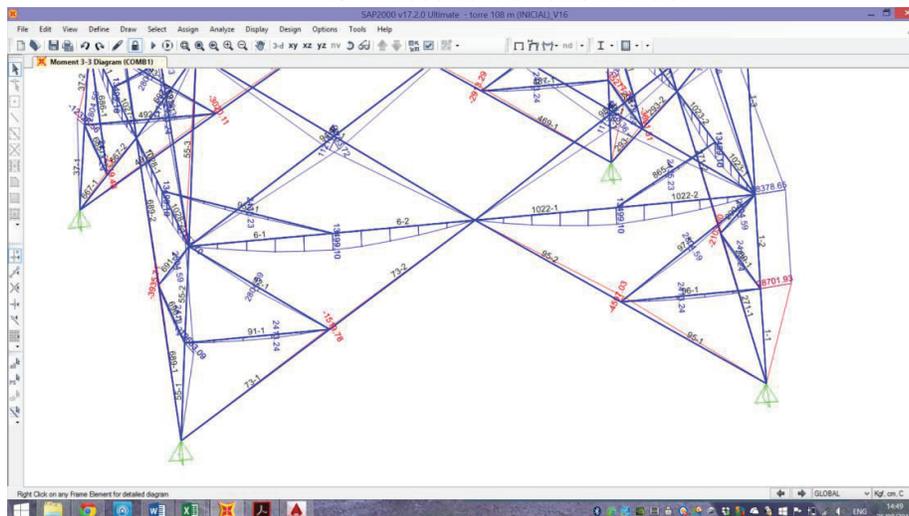
$$\phi P_n = \phi A_e F_n = 0.85 \times 81.4 \times 2486 = 172006 \text{ Kgf}$$

Por tanto esta nueva sección de reforzamiento tiene una resistencia de diseño mayor a la requerida.

5.4.4 ANÁLISIS DE MIEMBROS A FLEXIÓN (AISC)

Dela misma manera se determina la máxima carga a flexión que puede soportar una sección cuyos momentos a flexión son generados por la excentricidad de sus conexiones; el modelo matemático generado por el programa SAP 2000 corresponde al elemento frame 6 de sección angular, cuyas medidas son (100X100X8) mm.

GRÁFICO 5.21. Esquema de la salida de datos de fuerzas de momentos del programa del programa SAP 2000 del elemento frame 6.



ELABORADO POR: Marco Reyes

Datos:

$$M_{\max}=0.135 \text{ Ton.m}$$

$$M_A=0.053 \text{ Ton.m}$$

$$M_B=0.094 \text{ Ton.m}$$

$$M_C=0.120 \text{ Kg.m}$$

5.4.4.1 Cálculo de distancias geométricas

$$d_u = b \times 0.7071 = 10 \times 0.7071 = 7.07 \text{ cm}$$

$$d_v = Y \times \sqrt{2} = 2.74 \times \sqrt{2} = 3.87 \text{ cm}$$

d_u, d_v = Distancia al borde exterior comprimido relativo al eje de flexión

5.4.4.2 Momento de fluencia

$$S_{cu} = \frac{I_u}{d_u} = \frac{230}{7.07} = 32.53 \text{ cm}^3$$

$$S_{cv} = \frac{I_v}{d_v} = \frac{59.8}{3.87} = 15.45 \text{ cm}^3$$

De la ecuación 3.44, se determina el momento de primera fluencia en torno al eje de flexión, T-m.

$$M_{yu} = 2530 \times 32.53 = 82301 \text{ Kg. cm}$$

$$M_{yv} = 2530 \times 15.45 = 39088.5 \text{ Kg. cm}$$

Con la ecuación 3.43, se determina la resistencia nominal a flexión

$$M_{nu} = 1.5 \times 82301 = 123451.5 \text{ Kg. cm}$$

$$M_{nv} = 1.5 \times 39088.5 = 58630.8 \text{ Kg. cm}$$

5.4.5 ANÁLISIS DE PERNOS Y PARTES ROSCADAS

5.4.5.1 Resistencia de aplastamiento de perforaciones de pernos

Asumiendo que en el diseño se consideró la deformación de la perforación del perno, se realiza el chequeo por aplastamiento de perforaciones de pernos.

Como ejemplo demostrativo se realiza el chequeo en la conexión 1 para el elemento frame 6, como se muestra en la figura 5.22:

Datos:

Φ Perno= $\frac{1}{2}$ " para todos los miembros de la conexión

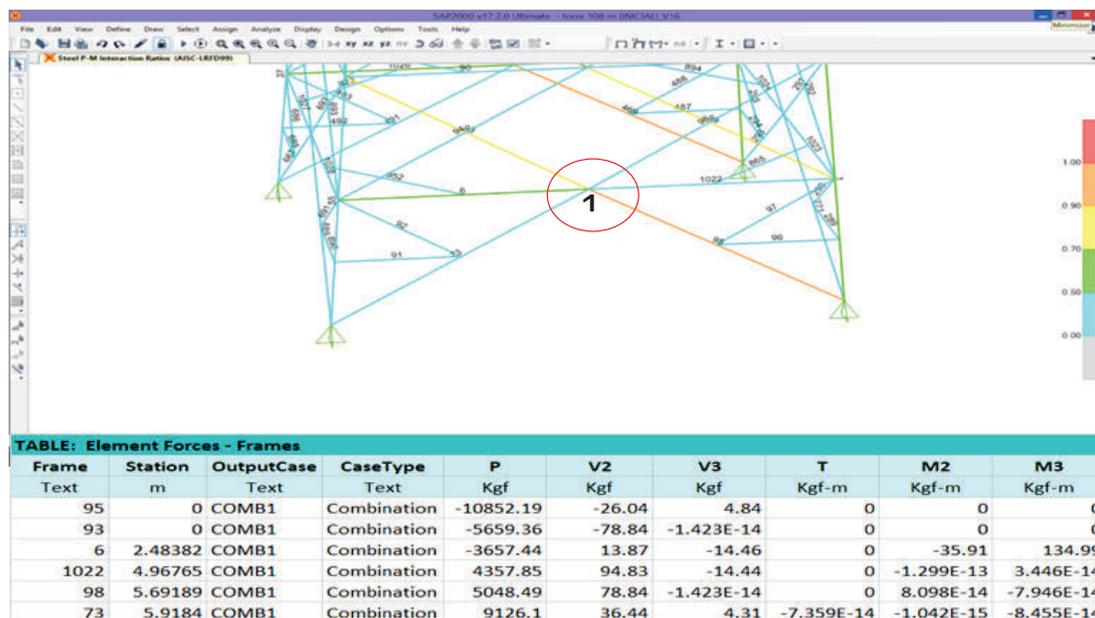
Sección= (100X100X8) mm

Espesor de la placa =12mm

$F_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$

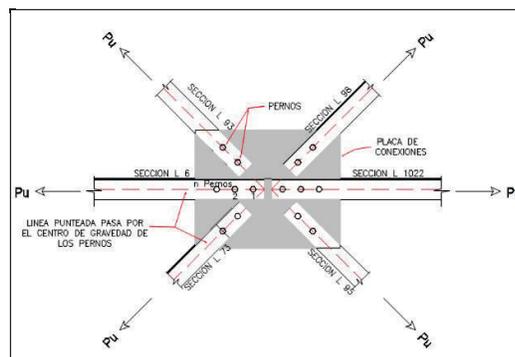
$l_{c2} = 5 \text{ cm}$

GRÁFICO 5.22. Esquema de la salida de datos de fuerzas en la conexión 1



ELABORADO POR: Marco Reyes

GRÁFICO 5.23. Esquema de la conexión tipo 1



ELABORADO POR: Marco Reyes

Determinación del diámetro de la perforación (Φ_p), ver gráfico 3.5:

$$\Phi_p = d + 1/16''$$

$$\Phi_p = \left[\left(\frac{1''}{2} \times 2.54 \times 10 \right) + \left(\frac{1''}{16} \times 2.54 \times 10 \right) \right] + \left(\frac{1''}{16} \times 2.54 \times 10 \right) = 15.9mm$$

Se determina la resistencia al aplastamiento en el miembro; por tener un espesor mucho menor al de la placa conectora.

La distancia mínima entre el centro de perforación al borde del miembro (l_e), se determina utilizando la tabla 3.18.

$$l_e = 3/4'' \times 2.54 \times 10 = 19.05mm \approx 20mm$$

Distancia mínima entre centros de perforaciones (s)

$$s = 2 \frac{2}{3} \left(\frac{1}{2}'' \times 2.54 \times 10 \right) = 33.9mm \approx 35mm$$

La resistencia nominal al aplastamiento, considerando la deformación en la perforación se determina a partir de la ecuación 3.52.

$$R_n = 1.2l_{c1}tF_u \leq 2.4dtF_u$$

Donde:

$$l_{c1} = l_e - \frac{\Phi_p}{2} = 20 - \frac{15.9}{2} = 12.06mm$$

$$l_{c2} = s - \Phi_p = 35 - 15.9 = 19.1mm$$

La resistencia por aplastamiento para la conexión en el borde externo es:

$$\emptyset R_{n \text{ al borde externo}} = 0.75 \times 1.2 \times (12.06/10) \times (8/10) \times 4100$$

$$\emptyset R_n \text{ al borde externo} = 3561 \text{ Kg}$$

$$\emptyset R_n = 3 \times [0.75 \times 2.4 \times [(1/2" \times 2.54) + (1/16" \times 2.54)] \times (8/10) \times 4100]$$

$$\emptyset R_n = 25305 \text{ Kg}$$

La resistencia por aplastamiento para la conexión entre pernos es:

$$\emptyset R_n \text{ entre pernos internos} = 0.75 \times 1.2 \times (19.1/10) \times (8/10) \times 4100$$

$$\emptyset R_n \text{ entre pernos internos} = 5646 \text{ Kg}$$

$$\emptyset R_n \text{ entre pernos internos} = 8435 \text{ Kg}$$

$$\emptyset R_n \text{ entre pernos internos} = 5646 \text{ Kg}$$

$$3561 + 2 \times 5646 \text{ Kg} \leq 25306 \text{ Kg}$$

$$14852 \text{ Kg} \leq 25306 \text{ Kg}$$

La resistencia al aplastamiento del miembro frame 6, que tiene 2 pernos intermedios y 1 perno externo es el siguiente:

$$\emptyset R_n = 14852 \text{ Kg}$$

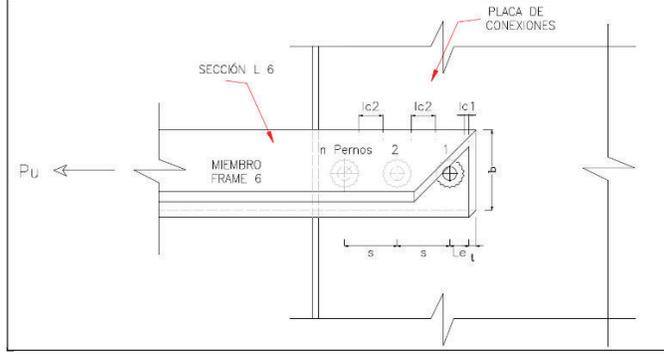
Como la resistencia requerida del miembro frame 6 es menor a la resistencia disponible, por tanto la conexión por aplastamiento cumple con los requerimientos.

$$3657 \text{ Kg} \leq 14852 \text{ Kg} \text{ OK}$$

Con el mismo procedimiento analizamos la resistencia al aplastamiento del resto de miembros de la conexión 1, tal como se muestra en la tabla 5.11.

TABLA 5.11. Resistencia por aplastamiento de la conexión 1

Sección	Datos del miembro		Datos del perno		Perforació n Φp (mm)
	b (mm)	t (mm)	Φ (fn)	n (Pernos)	
L93	100	8	1/2	2	15.9
L98	100	8	1/2	2	15.9
L1022	100	8	1/2	3	15.9
L95	100	8	1/2	2	15.9
L73	100	8	1/2	2	15.9
L6	100	8	1/2	3	15.9



Distancia mínima entre centros de perforaciones			Distancia mínima del centro de perforación al borde		
s mínimo calculado (mm)	s existente (mm)	condición	le mínimo calculado (mm)	le existente (mm)	condición
33.9	35	OK	19.1	20	OK
33.9	35	OK	19.1	20	OK
33.9	35	OK	19.1	20	OK
33.9	35	OK	19.1	20	OK
33.9	35	OK	19.1	20	OK
33.9	35	OK	19.1	20	OK

Sección	Pu (Kg)	Distancias entre perforaciones				lc1 φ Rn (kg)	lc2 φ Rn (kg)	Σ pernos φ Rn (kg)	Máximo φ Rn (kg)	Predomina φ Rn (kg)	Condición
		lc1(mm)	lc2(mm)	lc2(mm)	lc2(mm)						
L93	-5659	12.06	19.1	19.1	3561	5646	9207	16871	9207	OK	
L98	5048	12.06	19.1	19.1	3561	5646	9207	16871	9207	OK	
L1022	4358	12.06	19.1	19.1	3561	11291	14852	25306	14852	OK	
L95	-10852	12.06	19.1	19.1	3561	5646	9207	16871	9207	FALLA	
L73	9126	12.06	19.1	19.1	3561	5646	9207	16871	9207	OK	
L6	-3657	12.06	19.1	19.1	3561	11291	14852	25306	14852	OK	

ELABORADO POR: Marco Reyes

Se observa que el miembro L95 “**FALLA**” por aplastamiento, lo cual se determinó el espesor adecuado (t) de la sección para que cumpla los requerimientos.

$$R_u \leq \Phi R_n$$

$$\Phi R_n = \Phi 1.2 l_c t F_u \leq \Phi 2.4 d t F_u$$

$$t = \frac{R_u}{\Phi \times 1.2 \times l_{c1} \times F_u \times n} + \frac{R_u}{\Phi \times 1.2 \times l_{c2} \times F_u \times n}$$

$$t = \frac{10852}{(0.75 \times 1.2 \times 1.21 \times 4100 \times 1) + (0.75 \times 1.2 \times 1.91 \times 4100 \times 1)} = 0.95 \text{ cm}$$

$$t = 9.5 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

La sección angular existente de (100X100X8) mm, debe ser remplazada por una sección de (100X100X10) mm.

5.4.6 ELEMENTOS INVOLUCRADOS DE MIEMBROS Y ELEMENTOS CONECTADOS

5.4.6.1 Resistencia de bloque de corte

Para el chequeo de resistencia de bloque de corte de la conexión 1 de la figura 5.22, se determina las áreas sujetas a tracción y a corte de la superficie del elemento frame 6 que está comprometida a desgarre; se eligen los miembros y no la placa de conexión por tener menos espesor.

Datos:

Φ Perno= ½” para todos los miembros de la conexión

Sección= (100X100X8) mm

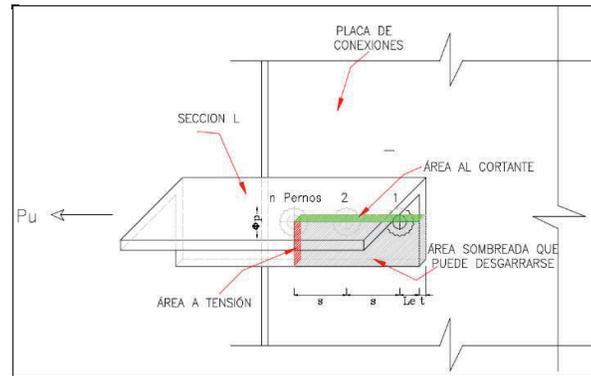
Espesor de la placa =12mm

F_u = 4100 kg/cm²

F_y = 2530 kg/cm²

U_{bs} = 1

GRÁFICO 5.24. Superficie de desgarre elemento frame 6, de la conexión 1



ELABORADO POR: Marco Reyes

$$\text{Longitud de corte} = 2s + le = 2 \times 35 + 20 = 90 \text{ mm}$$

$$\text{Longitud de tensión} = \frac{b}{2} - \frac{\phi_p}{2} = \frac{100}{2} - \frac{15.9}{2} = 42.1 \text{ mm}$$

Donde:

 Φ_p = Diámetro de la perforación

s= Distancia entre centro de perforaciones

Le=Distancia entre el centro de perforación y el borde del miembro

b= Lado de la sección

Evaluó de las áreas brutas y netas, que están sometidas a corte y a tracción, ver figura 5.24.

$$A_{gv} = \text{Longitud de corte} \times t = \frac{90}{10} \times \frac{8}{10} = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - \left[t \times (\neq \text{pernos} - 0.5) \times \phi_p \right] = 7.2 - \left[\frac{8}{10} \times 2.5 \times \frac{15.9}{10} \right] = 4.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = t \times \text{Longitud a tensión} = \frac{8}{10} \times \frac{42.1}{10} = 3.4 \text{ cm}^2$$

Aplicando la ecuación 3.73, se determina la capacidad de bloque de cortante del miembro.

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

$$\Phi R_n = 0.75 \times (0.6 \times 4100 \times 4.0 + 1 \times 4100 \times 3.4) \leq 0.75 \times (0.6 \times 2530 \times 7.2 + 1 \times 4100 \times 3.4)$$

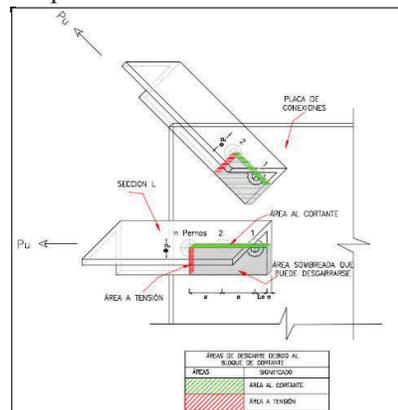
$$\Phi R_n = 17774 \leq 18545 \text{ Kg}$$

$$R_u \leq \Phi R_n$$

La resistencia de diseño por bloque de cortante para la sección angular de (100X100X8) mm es de 17774Kg, mayor que la resistencia requerida de 3697Kg obtenida del programa SAP200 para el elemento frame 6; por consiguiente se concluye que la conexión resiste el análisis por bloque de cortante.

TABLA 5.12. Resistencia por bloque de cortante de la conexión 1

Datos del material		
Tipo de Acero		
A36		
E=	2043000	kg/cm ²
F _y =	2530	kg/cm ²
F _u =	4100	kg/cm ²
U _{bs} =	1	
Ø=	0.75	LRFD



Sección	Datos del miembro		Datos del perno		Perforación Φp (mm)	Distancias entre centros de perforaciones y al borde del miembro	
	b (mm)	t (mm)	Φ (in)	n (Pernos)		s existente (mm)	le existente (mm)
L93	100	8	1/2	2	15.9	35	20
L98	100	8	1/2	2	15.9	35	20
L1022	100	8	1/2	3	15.9	35	20
L95	100	8	1/2	2	15.9	35	20
L73	100	8	1/2	2	15.9	35	20
L6	100	8	1/2	3	15.9	35	20

Sección	Pu (Kg)	Longitudes		Áreas netas y bruta			Mínimo φ Rn (kg)	Máximo φ Rn (kg)	Predomina φ Rn (kg)	Condición
		De corte (mm)	De tensión (mm)	Agv (cm ²)	Anv (cm ²)	Ant (cm ²)				
L93	-5659	55.0	42.1	4.4	2.5	3.4	14951	15357	14951	OK
L98	5048	55.0	42.1	4.4	2.5	3.4	14951	15357	14951	OK
L1022	4358	90.0	42.1	7.2	4.0	3.4	17774	18545	17774	OK
L95	-10852	55.0	42.1	4.4	2.5	3.4	14951	15357	14951	OK
L73	9126	55.0	42.1	4.4	2.5	3.4	14951	15357	14951	OK
L6	-3657	90.0	42.1	7.2	4.0	3.4	17774	18545	17774	OK

ELABORADO POR: Marco Reyes

Luego de examinar el resto de miembros que conforman la conexión 1, se observa que todos los miembros disponen de la capacidad suficiente para resistir los estados límites por bloque de cortante.

5.4.6.2 Análisis de juntas emperradas en puntales

Análisis de las juntas de los puntales, por resistencia de tracción y corte de pernos.

Ejemplo en el tramo 1:

$$R_u \leq n\Phi R_n$$

- Resistencia a tracción, ecuación 3.66:

$$n\Phi R_n = \Phi F_{nt} A_b n$$

Donde:

n= Número de pernos

$\emptyset=1/2"$, diámetro del perno

$F_{nt}= 6320 \text{ Kg/cm}^2$, tabla 3.16

$F_{nv}= 3800 \text{ Kg/cm}^2$, la rosta no está excluida del plano de corte, tabla 3.16

$$n = \frac{R_u}{\Phi F_{nt} A_b} = \frac{188850}{12 \times 0.75 \times 6320 \times 1.27} = 3 \text{ Pernos}$$

- Resistencia a corte, ecuación 3.66:

$$n\Phi R_n = \Phi F_{nv} A_b n$$

$$n = \frac{R_u}{\Phi F_{nv} A_b} = \frac{188850}{12 \times 0.75 \times 3800 \times 1.27} = 4 \text{ Pernos}$$

- Utilizando la ecuación 3.57, se analizan las juntas de los puntales por resistencia de aplastamiento.

$$R_n = 1.2l_c t F_u \leq 2.4dt F_u$$

Donde:

$$l_{c1} = l_e - \frac{\Phi_p}{2} = 20 - \frac{15.9}{2} = 12.1 \text{ mm}$$

$$l_{c2} = s - \Phi_p = 35 - 15.9 = 19.1 \text{ mm}$$

La resistencia por aplastamiento para la conexión en el borde externo es:

$$\Phi R_n \text{ al borde externo} = 2 \times [0.75 \times 1.2 \times (12.1/10) \times (8/10) \times 4100]$$

$$\Phi R_n \text{ al borde externo} = 7122 \text{ Kg}$$

La resistencia por aplastamiento para la conexión entre pernos es:

$$\Phi R_n \text{ entre pernos internos} = 4 \times [0.75 \times 1.2 \times (19.1/10) \times (8/10) \times 4100]$$

$$\Phi R_n \text{ entre pernos internos} = 22583 \text{ Kg}$$

$$\Phi R_n = 7122 + 22583 = 29705 \text{ Kg}$$

$$n\Phi R_n = R_u$$

$$n = \frac{R_u}{\Phi R_n} = \frac{188850}{2 \times 29705} = 3 \text{ Pernos}$$

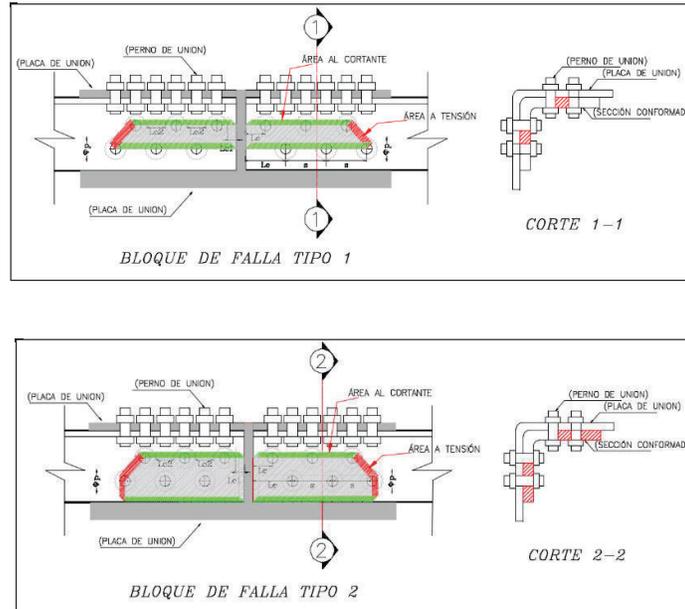
Realizar el mismo chequeo para las demás conexiones del resto de tramos, como se muestra en la tabla 5.13.

- Resistencia por bloque de cortante, ecuación 3.54.

Considerando que el espesor de la placa conectora es mayor que la sección de los miembros estructurales; el análisis se hará al miembro porque el espesor es más crítico que la placa de conexión.

Para el análisis se considera dos posibles bloques de desgarre como los que se presentan en el gráfico 5.25 y se utilizara el que tenga menor área de desgarre, por ser la más crítica.

GRÁFICO 5.25. Bloques de falla tipo 1 y 2



ÁREAS DE DESGARRE DEBIDO AL	
ÁREAS DE DESGARRE DEBIDO AL BLOQUE DE CORTANTE	
ÁREAS	SIGNIFICADO
	ÁREA AL CORTANTE
	ÁREA A TENSION
	ÁREA DE DESGARRE

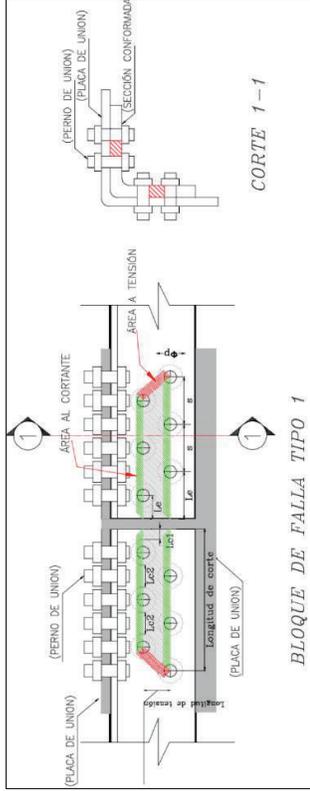
ELABORADO POR: Marco Reyes

Con el mismo procedimiento de análisis de la conexión tipo 1; se examina las conexiones de los puntales utilizando el bloque de falla tipo 1, por tener la menor área a cortante y a tensión.

A continuación en la tabla 5.13, se chequea las conexiones por bloque de cortante para todos los tramos.

TABLA 5.13. Análisis de pernos en los puntales, para conexiones por tramo

Datos del material y diseño	
ACERO	A36
PERNOS	ASTM A325
F_u	4100 kg/cm ²
F_y	2530 kg/cm ²
F_{nt}	6320 kg/cm ²
F_{nv}	3800 kg/cm ²
Φ	0.75 LRFD
U_{bs}	1 Tracción Uniforme



Tramo	Resistencia		Miembro		Datos perno		Distancias/perforaciones			Tracción y corte		Aplastamiento		Bloque de corte			Tracción y corte			Aplastamiento		B Corte		Pernos a colocar	Condición		
	R_u	R_{uc}	b	t	Φ	n	Perforación ϕ_p	A_n	s	L_e	L_{c1}	L_{c2}	ϕ_{Rn}	$\Sigma \phi_{Rn}$	Long. de corte (mm)	Long. de tensión (mm)	Agv	Anv	Ant	Mínimo ϕRn	n	n	n			n	n
1	99101	18850	175	8	1/2	12	15.9	1.27	35	20.0	12.1	19.1	72054	43323	7122	22583	59409	20	11	71174	3	5	4	3	5	OK	
2	95477	175251	175	8	1/2	12	15.9	1.27	35	20.0	12.1	19.1	72054	43323	7122	22583	59409	20	11	71174	2	5	3	3	3	OK	
3	89808	160059	175	8	1/2	12	15.9	1.27	35	20.0	12.1	19.1	72054	43323	7122	22583	59409	20	11	71174	2	4	3	3	4	OK	
4	83977	144890	175	8	1/2	12	15.9	1.27	35	20.0	12.1	19.1	72054	43323	7122	22583	59409	20	11	71174	2	4	3	3	4	OK	
5	77849	129409	150	12	1/2	12	15.9	1.27	35	20.0	12.1	19.1	72054	43323	10683	33874	89114	30	17	108761	2	3	2	2	3	OK	
6	72437	116693	150	12	1/2	12	15.9	1.27	35	20.0	12.1	19.1	72054	43323	10683	33874	89114	30	17	108761	2	3	2	2	3	OK	
7	66199	104020	150	12	1/2	10	15.9	1.27	35	20.0	12.1	19.1	60045	36103	10683	25406	72176	25	17	98292	2	3	2	2	3	OK	
8	60620	93114	125	10	1/2	10	15.9	1.27	35	20.0	12.1	19.1	60045	36103	8902	21171	60147	21	14	81910	2	3	2	2	3	OK	
9	54400	81670	125	10	1/2	10	15.9	1.27	35	20.0	12.1	19.1	60045	36103	8902	21171	60147	21	14	81910	1	3	2	1	3	OK	
10	48645	70863	125	10	1/2	8	15.9	1.27	35	20.0	12.1	19.1	48036	28882	8902	14114	46033	17	14	74853	1	3	2	1	3	OK	
11	43018	60639	125	10	1/2	8	15.9	1.27	35	20.0	12.1	19.1	48036	28882	8902	14114	46033	17	14	74853	1	3	2	1	3	OK	
12	37291	50403	100	12	1/2	8	15.9	1.27	35	20.0	12.1	19.1	48036	28882	10683	16937	55239	21	17	89824	1	2	1	1	2	OK	
13	32721	42820	100	12	1/2	6	15.9	1.27	35	20.0	12.1	19.1	36027	21662	10683	16937	55239	18	22	97260	1	2	1	1	2	OK	
14	27423	34232	100	10	1/2	6	15.9	1.27	35	20.0	12.1	19.1	36027	21662	8902	14114	46033	18	13	81042	1	2	1	1	2	OK	
15	22138	26028	100	10	1/2	6	15.9	1.27	35	20.0	12.1	19.1	36027	21662	8902	14114	46033	18	13	81042	1	2	1	1	2	OK	
16	16000	17268	100	10	1/2	4	15.9	1.27	35	20.0	12.1	19.1	24018	14441	8902	0	17804	11	9	18	73985	1	2	1	2	OK	
17	10115	10598	100	10	1/2	4	15.9	1.27	35	20.0	12.1	19.1	24018	14441	8902	0	17804	11	9	18	73985	0	1	1	1	1	OK

ELABORADO POR: Marco Reyes

5.5 ANÁLISIS ECONÓMICO DEL REFORZAMIENTO

Se realiza un análisis del costo necesario para reforzar la torre de telecomunicaciones; el costo involucra diseño, fabricación, pintura y montaje de los elementos estructurales, cuyos precios estarán examinados con el mercado actual y la mano de obra con precios determinados por la revista de la cámara de la industria de la construcción con edición septiembre – octubre del 2014

5.5.1 MATERIA PRIMA

Las tablas 5.13, 5.14 Indican la masa parcial y total de los elementos estructurales existentes y necesarios para reforzar la torre. Los elementos estructurales de refuerzo están en las columnas y constituidos por secciones de doble ángulo empernadas con placas metálicas en su vértice razón por la que los elementos estructurales que se adicionan para el reforzamientos son ángulos.

TABLA 5.13. Listado de miembros estructurales existentes

TABLE: Material List 2 - By Section Property				
Section	ObjectType	NumPieces	TotalLength	TotalWeight
Text	Text	Unitless	m	Kgf
L175X175X8	Frame	16	96.2	2068.49
L150X150X12	Frame	12	72.1	1959.62
L125X125X10	Frame	16	96.2	1814.47
L100X100X12	Frame	8	48.1	852.8
L100X100X10	Frame	16	96.2	1436.45
L100X100X8	Frame	248	1204.1	14536.52
L75X75X6	Frame	96	406.1	2757.53
L65X65X6	Frame	168	609.6	3565
L50X50X6	Frame	500	1389.6	6160.01
L100X100X6	Frame	4	24	219.58
			$\Sigma=$	35370.47

ELABORADO POR: Marco Reyes

TABLA 5.14. Listado de miembros estructurales de reforzamiento

TABLE: Material List 2 - By Section Property					
Section	Object Type	Num Pieces	Total Length	Peso Total Miembros existentes	Peso Total Miembros de Refuerzo
mm	Text	Unitless	m	Kgf	Kgf
2L175X175X8	Frame	16	96.2	7856.8	7856.8
2L150X150X12	Frame	12	72.1	5149.1	5149.1
2L125X125X10	Frame	16	96.2	4767.7	4767.7
2L100X100X12	Frame	8	48.1	1797.8	1797.8
2L100X100X10	Frame	8	48.1	1663.3	1663.3
			Σ Kg =	49191.6	21234.7

ELABORADO POR: Marco Reyes

El precio por kg de acero estructural el mercado de Quito esta alrededor de 1.55 dólares americanos, por lo que la tabla 5.15 señala el precio total que tiene los elementos estructurales de refuerzo.

TABLA 5.15. Costo de perfilaría metálica

Materia prima					
Ítem	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio unitario USD/ kg	Costo Total USD
1	Materia Prima	kg	21234.7	1.55	32914.0

ELABORADO POR: Marco Reyes

Como se indicó anteriormente los elementos estructurales para el reforzamiento de las columnas están emperradas con pernos ASTM A325 y placas ASTM A36, cuyos precios están dados en el siguiente ítem.

TABLA 5.16. Costo de elementos de unión

Elementos de unión					
Ítem	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio unitario USD/ kg	Costo USD
2	PERNOS ASTM ½*2 1/2	u	1360	0.90	1224
	PLACAS ASTM	kg	582	0.55	320.0
				TOTAL	1544.0

ELABORADO POR: Marco Reyes

5.5.2 MANO DE OBRA DIRECTA

La mano de obra necesaria para el reforzamiento de la torre se especifica a continuación en la tabla 5.17.

TABLA 5.17. Mano de obra directa

Mano de obra directa					
Ítem	Personal	Cantidad	USD/ Día	Días	Costo USD
3	Torrista	2	30	2	120.0
	Ing. Diseñador	1	55	5	275.0
	Dibujante de CAD	1	40	5	200.0
	Armadores	2	35	3	210.0
	Ayudantes	2	30	3	180.0
				TOTAL:	985.0

ELABORADO POR: Marco Reyes

Los precios y la estimación de personal de mano de obra han sido proporcionados por la consultora C y T de los Andes CIA. LTDA.

5.5.3 TRATAMIENTO SUPERFICIAL

Se realiza un tratamiento anticorrosivo de los elementos estructurales por medio de galvanizado en caliente y pintura anticorrosiva, este tratamiento superficial se lo hace por medio de la norma ASTM 123.

TABLA 5.18. Tratamiento superficial

Tratamiento superficial					
Ítem	Tratamiento Superficial	Unidad	Cantidad	USD/ kg	Costo USD
4	Galvanizado en caliente	kg	21234.7	0.6	12740.0
	Pintura anticorrosiva	kg	21234.7	0.1	2123.0
				TOTAL	14863.0

ELABORADO POR: Marco Reyes

5.5.4 EQUIPOS Y MAQUINARIA

La tabla 5.19, cita las diferentes maquinarias y equipos que usaría para el montaje y mantenimiento de los elementos estructurales de refuerzo.

TABLA 5.19. Maquinaria y equipos

Maquinaria y equipo					
Ítem	Equipo y maquinaria	Cantidad	USD/ día	Días	Costo USD
5	Taladro de pedestal	1	25	2	50.0
	Tronzadora	1	20	2	40.0
	Amoladora	1	10	3	30.0
	Cortadora de plasma	1	25	2	50.0
	Compresor	1	20	1	20.0
	Transporte	1	100	2	200.0
				TOTAL:	390.0

ELABORADO POR: Marco Reyes

5.5.5 EQUIPOS CONSUMIBLES Y GASTOS VARIOS

En equipos consumibles está el equipo de seguridad que se requieren para el ascenso de la torre y trabajo de campo, herramienta menor, etc. El costo del equipo consumible es el 5% del costo de la materia prima (costo de los elementos estructurales de refuerzo) y el costo de los gastos varios el 3% de la materia prima.

TABLA 5.20. Equipos consumibles y gastos varios

Ítem	Concepto	Porcentaje	Materia prima USD	Costo USD
6	Equipos consumibles	5%	21234.7	1062.0
7	Gastos varios	3%	21234.7	637.0

ELABORADO POR: Marco Reyes

5.5.6 COSTO TOTAL DEL REFORZAMIENTO DE LA TORRE

Finalmente se presenta el resumen total del costo que representa el reforzamiento de la torre autoportada, ubicada en el cantón Loreto.

TABLA 5.21. Costo total

Costo total de la torre autoportada		
ÍTEM	Detalle	USD
1	Materia prima	32914.0
2	Elementos de unión	1544.0
3	Mano de obra directa	985.0
4	Tratamiento superficial	14863.0
5	Maquinaria y equipo	390.0
6	Equipos consumibles	1062.0
7	Gastos varios	637.0
	TOTAL:	52395.0

ELABORADO POR: Marco Reyes

Dividiendo el precio total 52395.0 dólares, para el peso total de elementos estructurales 21234.7 kg, se obtiene un costo de 2.5 dólares por Kg de estructura metálica instalada.

Con el valor de 2.5 dólares el Kg, el precio de la estructura existente sería 88426.0 dólares.

CAPÍTULO 6

RESULTADOS

6.1 RESULTADOS GENERALES

Se presenta una síntesis de todas las cargas analizadas con las distintas normas, para posteriormente ingresar al programa SAP2000, para la respectiva modelación

6.1.1 FUERZAS DE VIENTO UTILIZANDO LA NORMA TIA/EIA-222-F

6.1.1.1 Fuerzas de viento horizontal aplicado a cada tramo de la torre

Para torres de sección cuadrada es evidente que las fuerzas de viento que actúan en la dirección normal a una cara de la torre, son menores que las fuerzas que actúan a $\pm 45^\circ$ puesto que tiene mayor área de exposición al viento; por esta razón para su diseño se escoge el área que genere mayor exposición.

A continuación en la tabla 6.1, se presenta las fuerzas de diseño que serán aplicados a los puntales en todos los tramos de la torre; estas fuerzas estarán comprendidas por las fuerzas aplicadas a los miembros estructurales (accesorios puntuales) y la escalerilla de ascenso (accesorios lineales).

TABLA 6.1. Fuerzas de viento en los accesorios puntuales y lineales (miembros estructurales y escalerilla de ascenso)

Tramos	Z (m)	Normal			A _E (m ²)	A _E (m ²)	K _z	1.00 ≤ K _z ≤ 2.58	q _z (Pa)	Fuerzas normales		Fuerzas +/- 45°		# NODOS	F _i (kg/nodo)
		A _F (m ²)	A _E (m ²)	A _E (m ²)						F (kgf)	F (kg)	F (kg)	F _i (kg/nodo)		
18	105	2.4	2.4	2.66	2.0	OK	1333.5	1327.2	1455.4	16	91.0				
17	99	2.3	2.3	2.6	1.9	OK	1311.2	1273.0	1395.3	12	116.3				
16	93	2.5	2.5	2.8	1.9	OK	1288.0	1334.8	1464.7	12	122.1				
15	87	2.7	2.7	3.0	1.9	OK	1263.7	1397.5	1535.0	12	127.9				
14	81	2.9	2.9	3.3	1.8	OK	1238.2	1460.5	1605.8	12	133.8				
13	75	3.1	3.1	3.5	1.8	OK	1211.3	1520.0	1672.5	12	139.4				
12	69	3.7	3.7	4.1	1.7	OK	1182.7	1716.4	1892.0	12	157.7				
11	63	4.2	4.2	4.7	1.7	OK	1152.4	1876.2	2070.8	12	172.6				
10	57	4.4	4.4	4.9	1.6	OK	1119.9	1900.4	2098.3	12	174.9				
9	51	5.5	5.5	6.1	1.6	OK	1084.9	2262.6	2502.7	12	208.6				
8	45	5.8	5.8	6.4	1.5	OK	1046.8	2280.1	2523.0	12	210.2				
7	39	5.7	5.7	6.3	1.5	OK	1004.8	2153.9	2382.9	8	297.9				
6	33	5.9	5.9	6.5	1.4	OK	958.0	2120.7	2346.8	8	293.3				
5	27	7.5	7.5	8.3	1.3	OK	904.6	2505.7	2777.0	8	347.1				
4	21	8.0	8.0	8.9	1.2	OK	841.9	2499.3	2771.0	8	346.4				
3	15	8.3	8.3	9.3	1.1	OK	764.8	2343.9	2599.2	8	324.9				
2	9	8.6	8.6	9.6	1.0	OK	660.9	2090.7	2318.7	8	289.8				
1	3	8.8	8.8	9.8	1.0	OK	482.9	1563.5	1734.2	12	144.5				

ELABORADO POR: Marco Reyes

6.1.1.2 Fuerzas de viento aplicado en accesorios puntuales

La tabla 6.2 muestra las fuerzas de diseño aplicadas a todos los aparatos de telecomunicaciones, tanto existentes como aparatos de telecomunicaciones que serán instalados a futuro.

TABLA 6.2. Fuerzas de viento en los accesorios de telecomunicaciones

Z (m)	Ancho (m)	Largo (m)	Diámetro (m)	Tipo/equipo	Estado actual	Arista	θ grados	C _A	C _S	C _M	Área	K _Z	Z (ft)	F _A (kg)	F _S (kg)	M (kg*m)
											(m ²)					
108	0.49	2.00		reflector	existente	a	0	0.00351	0.00	0.00	10.55	1.97	354.33	198.4	0.0	0.0
108	0.49	2.00		reflector	existente	b	90	-0.0001	0.0003	0.00003	10.55	1.97	354.33	-5.7	17.0	0.8
108	0.49	2.00		reflector	existente	c	320	0.00309	-0.00013	0.000198	10.55	1.97	354.33	174.7	-7.3	5.5
48	0.16	1.25		reflector	a proyectar	d	340	0.00341	-0.00008	0.000134	2.15	1.57	157.48	31.2	-0.7	0.2
46	0.38	0.50		reflector	a proyectar	d	40	0.00309	0.00013	-	2.05	1.55	150.92	26.5	1.1	-0.6
										0.000198						
42	0.16	1.25		reflector	a proyectar	a	0	0.00351	0	0	2.15	1.51	137.79	30.9	0.0	0.0
39	0.38	0.50		reflector	a proyectar	a	320	0.00309	-0.000130	0.000198	2.05	1.48	127.95	25.3	-1.1	0.6
30.8			0.3	microondas	existente	b	320	0.00408	-0.000020	0.000137	0.76	1.38	101.05	11.6	-0.1	0.1
30	0.16	1.25		reflector	a proyectar	c	270	-0.0001	-0.0003	-0.00003	2.15	1.37	98.42	-0.8	-2.4	0.0
30	0.16	1.25		reflector	a proyectar	d	270	-0.0001	-0.0003	-0.00003	2.15	1.37	98.42	-0.8	-2.4	0.0
27	0.38	0.50		reflector	a proyectar	c	310	0.003	-0.000180	0.000208	2.05	1.33	88.58	22.1	-1.3	0.6
27	0.38	0.50		reflector	a proyectar	d	50	0.003	0.00018	-	2.05	1.33	88.58	22.1	1.3	-0.6
										0.000208						

ELABORADO POR: Marco Reyes

6.1.2 FUERZAS DE VIENTO CON LA NORMA ANSI/TIA-222-G

6.2 COMPARACIONES

6.2.1 FUERZAS DE VIENTO EN LOS PUNTALES

A continuación se presenta las fuerzas de viento aplicadas a los puntales de la torre por tramo; estas fuerzas son el resultado del análisis por incidencia de viento en los miembros estructurales y la escalerilla de ascenso, con la utilización de las normas TIA/EIA-222-F y la ANSI/TIA-222-G.

TABLA 6.10 Distribución lateral de las fuerzas sísmicas

Tramos	Z(m)	TIA/EIA -222-F Fi (Kgf)	ANSI/TIA-222-G Fi (Kgf)
18	105	91	64
17	99	116	82
16	93	122	87
15	87	128	91
14	81	134	96
13	75	139	101
12	69	158	116
11	63	173	128
10	57	175	131
9	51	209	158
8	45	210	162
7	39	298	233
6	33	293	234
5	27	347	283
4	21	346	290
3	15	325	283
2	9	290	267
1	3	145	151

ELABORADO POR: Marco Reyes

6.3 CONCLUSIONES

- ⊖ La magnitud de las fuerzas analizadas con la norma ANSI/TIA-222-F, son mayores que las analizadas por la norma ANSI/TIA-222-G ya que usa coeficientes y factores para clasificar a las estructuras como: topografía del terreno, exposición con el viento y el riesgo que representan. Por esta razón se deduce que la norma ANSI/TIA-222-G es más específica en comparación con la norma ANSI/TIA-222-F que es más generalizada al usar en el análisis únicamente características geométricas de la torre.
- ⊖ Después de modelar la torre con el programa SAP 2000 se concluye que la resistencia de diseño de los puntales es menor a la resistencia requerida, por tal motivo la estructura necesita ser reforzada para resistir las solicitaciones de cargas de diseño.
- ⊖ El análisis de conexiones en cada tramo de los puntales cumple con los requerimientos mínimos de tracción y cortante de pernos, así como aplastamiento y bloque de corte de los miembros. Lo que significa que el espesor de los miembros, diámetros y cuantías de conectores existentes son suficientes para el análisis mencionado.
- ⊖ Ciertas diagonales de las conexiones tipo 1 fallan por aplastamiento, por lo que deben ser remplazadas por secciones de mayor espesor.
- ⊖ El costo de reforzar los puntales de la torre, representa alrededor del 60% del costo total de los miembros estructurales existentes, representando un valor alto de reforzamiento.

6.4 RECOMENDACIONES

- ⊞ Es necesario realizar un análisis de la capacidad de la estructura existente con sus accesorios, antes de instalar nuevos accesorios en la torre.
- ⊞ Ecuador por estar ubicado en una región de peligro sísmico, se recomienda el análisis de este tipo de cargas.
- ⊞ El reforzamiento de los puntales deben ser realizados por medio de placas empernadas y evitar el uso de soldaduras, ya que la estructura está conformada por hierro galvanizado.
- ⊞ Es importante no pintar las superficies de contacto en las juntas, ya que evitaría la fricción entre ella lo que provocaría fallas en sus conexiones.
- ⊞ - Se recomienda realizar un reajuste y remplazo de pernos en lugares que lo amerite, con pernos de alta resistencia como: ASTM A325 y ASTM A490. La revisión de empennado debe realizarse cada 2 años y se debe re pintar la estructura siempre que se observe deterioro o desprendimiento de la misma.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Álvarez, Raúl. A., et al. (1996). Daños por sismo en estructuras (Tesis de pregrado). Universidad Mariano Gálvez de Guatemala, Guatemala, Guatemala.
- ÁLVAREZ POMMIER, José. F. (2013). Diseño de estructuras de acero con LRFD. Recuperado de <https://es.scribd.com/doc/135659607/DISENO-DE-ESTRUCTURAS-DE-ACERO-CON-LRFD-TEORIA>.
- AISI. Especificaciones para el diseño de miembros estructurales de acero conformado en frío. Washington: Copyright American Iron and Steel Institute, 1996.
- ANSI / AISC 360-10. Especificaciones para construcciones de acero. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero, 2010.
- ANSI/TIA-222-G. Structural standard for antenna supporting structures and antennas. Arlington: Telecommunications Industry association, 2006. (VA22201 U.S.A).
- BOWLES, Joseph. E. (1984). Diseño de acero estructural. México, D.F, México: Limosa, S.A.
- FAZ BARAHONA, Carlos. A. (2010). Diseño de una torre triangular autosoportada para antena de comunicación celular de 60m de altura (Tesis de pregrado). Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.
- McCORMAR Jack. C. (2002). Diseño de estructuras de acero. México: Alfaomega.

- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. Peligro sísmico diseño sismo resistente. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2014. (ISBN: 00000000).
- NORRIS Charles., y WILBUR John.B., UTKU Senol. (1982). Análisis elemental de estructuras. Bogotá, Colombia: McGraw-Hill.
- PAUTA CIO, Leticia. (2014).Asamblea Nacional del Ecuador aprueba la Ley Orgánica de Telecomunicaciones.Telesemana.com. Recuperado de <http://www.telesemana.com/blog/2014/12/18/asamblea-nacional-de-ecuador-aprueba-ley-organica-de-telecomunicaciones/>.
- RODRÍGUEZ, Patricia. M. (2012). Evaluación de la vulnerabilidad estructural de torres autoportadas de telecomunicaciones (Tesis de maestría). Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, La Habana, Cuba.
- SALAZAR PALACIO, Paola Andrea., et al. (2012-2015).Propiedades mecánicas de los materiales. Metalografía-Universidad Tecnológica de Pereira. Recuperado de <http://blog.utp.edu.co/metalografia/2-propiedades-mecanicas-de-los-materiales/#21>.
- TIA / EIA-222-F. Structural standard for steel antenna towers and antenna supporting structures. Arlington: Telecommunications Industry association, 1996. (VA22201 U.S.A).
- VINNAKOTA Sriramulu. (2006). Estructuras de acero: comportamiento y LRFD. México, D.F, México: McGraw-Hill.
- WIKIPEDIA. (2015).Telecomunicaciones en la republica de Ecuador. Recuperado de https://es.wikipedia.org/wiki/Telecomunicaciones_en_la_Rep%C3%BAblica_del_Ecuador

ANEXO N° 1

**COEFICIENTES Y FACTORES NECESARIOS PARA
DETERMINAR LAS FUERZAS DE VIENTO CON LA
NORMA ANSI/TIA-222-G**

1.1 “Coeficientes según la categoría de exposición.”

Categoría de exposición	Z_g	α	K_{zmin}	K_e
B	366 m	7.0	0.70	0.9
C	274 m	9.5	0.85	1.0
D	213 m	11.5	1.03	1.1

1.2 Factor de probabilidad de dirección del viento.

Tipo de estructura	Factor de probabilidad de la dirección del viento, K_d
Estructuras de celosía con secciones transversales triangulares, cuadradas o rectangulares incluyendo los accesorios	0.85
Estructuras de celosía que no considera las secciones transversales anteriores y estructuras tubulares tipo monoposte	0.95

1.3 Clasificación de las estructuras.

Descripción de la estructura	Clase
Estructuras que por su uso, altura o ubicación, si llegaran a fallar estas representen un riesgo bajo en la seguridad de las personas que viven a sus alrededores, o a su vez estructuras que no son tan indispensables que la postergación de sus servicios sea tolerables.	I
Estructuras que por su uso, altura o ubicación, si llegaran a fallar estas representen un riesgo importante en la seguridad de las personas que viven a sus alrededores, o a su vez estructuras que son indispensables por prestar varios servicios a diferentes medios	II
Estructuras que por su uso, altura o ubicación, si llegaran a fallar estas representen un riesgo elevado en la seguridad de las personas que viven a sus alrededores, o a su vez estructuras que son usadas para comunicaciones importantes.	III

1.5 Factores de importancia.

Clases de estructuras	Carga de viento sin hielo	Sismo
I	0.87	N/A
II	1.00	1.0
III	1.15	1.5

Nota: Las cargas sísmicas y las cargas de hielo no aplican en estructuras de Clase I

1.6 Factores de dirección del viento.

Sección transversal de la torre	Cuadrada	
Dirección del viento	Normal	45°
D _F	1.0	1+0.75e (1.2 máximo.)
D _r	1.0	1+0.75e (1.2 máximo.)

1.7 Coeficientes de fuerza (C_a) para accesorios.³⁶

Tipo de elemento	Relación de aspecto ≤ 2.5	Relación de aspecto = 7	Relación de aspecto ≥ 25
	C _a	C _a	C _a
Planos	1.2	1.4	2.0

Relación de aspecto = largo / ancho del accesorio en la dirección normal a la dirección del viento

³⁶ (TIA-222-G, 2006)

ANEXO N° 2

**PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS PERFILES
ESTRUCTURALES**

2.1 Perfiles L de lados iguales conformados en frío.

DESCRIPCIÓN	b		h	E	PESO (Kg/m)	ÁREA (cm ²)	d1	d2	ANGUL (°)	EJE X-X			EJE Y-Y			EJE U-U			EJE V-V				
	(mm)	(mm)								ix (cm ⁴)	wx (cm ³)	ix (cm ⁴)	wy (cm ³)	iy (cm)	iu (cm ⁴)	wu (cm ³)	iu (cm)	iv (cm ⁴)	wv (cm ³)				
N																							
L 100X5	100	100	5	7,48	9,54	2,7	2,7	2,7	45,00	95,23	13,13	3,1	95,23	13,13	3,1	154,55	21,86	4,0	35,90	10,1	1,9	1,9	
L 100X6	100	100	6	8,89	11,33	2,7	2,7	2,7	45,00	112,19	15,57	3,1	112,19	15,57	3,15	182,86	21,86	4,0	41,72	11,7	1,9	1,9	
L 100X8	100	100	8	11,62	14,81	2,9	2,9	2,9	45,00	144,10	20,29	3,1	144,10	20,29	3,12	236,17	25,83	3,9	52,04	14,6	1,8	1,8	
L 100X10	100	100	10	14,23	18,14	3,0	3,0	3,0	45,00	173,42	24,77	3,0	173,42	24,77	3,09	286,18	33,40	3,9	60,66	17,1	1,8	1,8	
L 100X12	100	100	12	16,72	21,32	3,1	3,1	3,1	45,00	200,21	29,03	3,0	200,21	29,03	3,06	332,74	40,47	3,9	67,68	19,1	1,7	1,7	
L 125X5	125	125	5	9,44	12,04	3,3	3,3	3,3	45,00	189,41	20,74	3,9	189,41	20,74	3,97	306,48	34,67	5,0	72,35	16,3	2,4	2,4	
L 125X6	125	125	6	11,24	14,33	3,4	3,4	3,4	45,00	224,00	24,67	3,9	224,00	24,67	3,95	363,34	41,11	5,0	84,67	19,1	2,4	2,4	
L 125X8	125	125	8	14,75	18,81	3,5	3,5	3,5	45,00	290,00	32,29	3,9	290,00	32,29	3,93	472,77	53,49	5,0	107,2	24,2	2,3	2,3	
L 125X10	125	125	10	18,15	23,14	3,6	3,6	3,6	45,00	351,80	39,62	3,9	351,80	39,62	3,90	576,60	65,23	4,9	127,0	28,7	2,3	2,3	
L 125X12	125	125	12	21,43	27,32	3,7	3,7	3,7	45,00	409,60	46,66	3,8	409,60	46,66	3,87	674,90	76,36	4,9	144,2	32,6	2,3	2,3	
L 125X14	125	125	14	24,59	31,36	3,8	3,8	3,8	45,00	463,40	53,42	3,8	463,40	53,42	3,84	767,90	86,88	4,9	158,8	35,9	2,2	2,2	
L 150X6	150	150	6	13,59	17,33	4,0	4,0	4,0	45,00	392,80	35,85	4,7	392,80	35,85	4,76	635,50	59,92	6,0	150,0	28,2	2,9	2,9	
L 150X8	150	150	8	17,89	22,81	4,1	4,1	4,1	45,00	511,10	47,07	4,7	511,10	47,07	4,73	830,40	78,29	6,0	191,8	36,0	2,9	2,9	
L 150X10	150	150	10	22,07	28,14	4,2	4,2	4,2	45,00	623,30	57,94	4,7	623,30	57,94	4,71	1017,0	95,89	6,0	229,6	43,2	2,8	2,8	
L 150X12	150	150	12	26,14	33,32	4,3	4,3	4,3	45,00	729,50	68,46	4,6	729,50	68,46	4,68	1195,0	112,7	5,9	263,4	49,5	2,8	2,8	
L 150X14	150	150	14	30,08	38,36	4,4	4,4	4,4	45,00	829,90	78,64	4,6	829,90	78,64	4,65	1366,3	128,8	5,9	293,5	55,2	2,7	2,7	
L 175X6	175	175	6	15,95	20,33	4,6	4,6	4,6	45,00	630,20	49,11	5,5	630,20	49,11	5,57	1017,9	82,26	7,0	242,4	39,1	3,4	3,4	
L 175X8	175	175	8	21,03	26,81	4,7	4,7	4,7	45,00	823,00	64,63	4,7	823,00	64,63	4,77	1334,0	107,8	7,0	312,0	50,3	3,4	3,4	
L 175X10	175	175	10	25,99	33,14	4,7	4,8	4,8	45,00	1007,4	79,74	5,5	1007,4	79,74	5,51	1638,7	132,4	7,0	376,1	60,6	3,3	3,3	
L 175X12	175	175	12	30,84	39,32	4,9	4,9	4,9	45,00	1183,5	94,43	5,4	1183,5	94,43	5,49	1932,3	156,1	7,0	434,7	70,1	3,3	3,3	
L 175X14	175	175	14	35,57	45,36	5,0	5,0	5,0	45,00	1351,5	108,7	5,4	1351,5	108,7	5,46	2215,0	179,0	6,9	488,1	78,7	3,2	3,2	
L 200X6	200	200	6	18,30	23,33	5,2	5,2	5,2	45,00	948,00	64,46	6,3	948,00	64,46	6,37	1529,4	108,1	8,1	366,6	51,7	3,9	3,9	

Dimensiones exteriores a la sección transversal.

Radio de curvatura interior igual a 1,5e para espesores menores a 6mm.

Radio de curvatura interior igual a 2e para espesores de 6mm o mayores.

ANEXO N° 3

PLANOS

