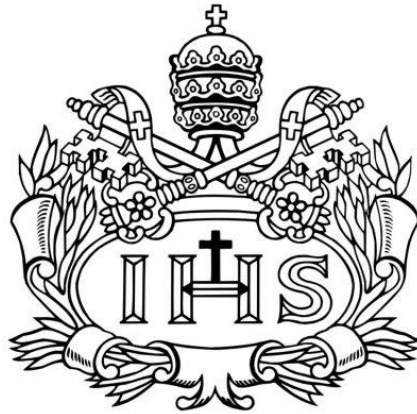


**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE DIFERENTES CONFIGURACIONES
ESTRUCTURALES DE TORRES EN PERFIL TUBULAR ESTRUCTURAL
UTILIZADAS COMO PASOS AÉREOS EN EL SECTOR DE HIDROCARBUROS**

**JUAN SEBASTIÁN BELTRÁN SÁNCHEZ
ANDRÉS FELIPE OROZCO LONDOÑO**



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA
FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL
2013**

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE DIFERENTES CONFIGURACIONES
ESTRUCTURALES DE TORRES EN PERFIL TUBULAR ESTRUCTURAL
UTILIZADAS COMO PASOS AÉREOS EN EL SECTOR DE HIDROCARBUROS**

**JUAN SEBASTIÁN BELTRÁN SÁNCHEZ
ANDRÉS FELIPE OROZCO LONDOÑO**

Proyecto de grado para optar al título de Ingeniero Civil

Director:

ING. ESP. FABIO ENRIQUE BELTRÁN MALDONADO

Codirector:

ING. M.Sc. EDGAR EDUARDO MUÑOZ DÍAZ



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA
FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL**

2013

TABLA DE CONTENIDO

	Página
1. INTRODUCCIÓN	14
2. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN	15
2.1 PASOS AÉREOS EN EL MUNDO Y EE.UU.	17
I. Principales características de los pasos aéreos	20
II. Tipologías alternativas de torres en pasos aéreos.....	23
2.2 PASOS AÉREOS EN COLOMBIA.....	25
3. OBJETIVOS	31
3.1 OBJETIVO GENERAL.....	31
3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	31
4. MARCO TEÓRICO	32
4.1 ANÁLISIS DE CABLES	33
I. Catenaria.....	40
II. Pendolón	43
III. Contraviento	44
4.2 TORRE EN ESTRUCTURA METÁLICA	45
I. Elementos en Perfil Tubular Estructural (PTE).....	46
II. Conexiones.....	51
4.3 MACIZO DE ANCLAJE	57
5. METODOLOGÍA	59
5.1 ETAPAS INICIALES DEL PROYECTO	59
I. Geometría general de los modelos	59
II. Normas, parámetros y características de diseño.....	65

III.	Modelamiento y diseño de elementos de los pasos aéreos	72
IV.	Identificación de costos para los pasos aéreos.....	89
6.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	93
6.1	TORRES CON COLUMNAS INCLINADAS.....	93
I.	Modelo con conexiones rígidas	94
II.	Modelo con conexiones flexibles	97
III.	Modelo con conexiones rígidas y flexibles.....	100
IV.	Comparaciones entre los tres modelos	103
6.2	TORRES CON COLUMNAS VERTICALES	108
I.	Modelo con conexiones rígidas	109
II.	Modelo con conexiones flexibles	112
III.	Modelo con conexiones rígidas y flexibles.....	115
IV.	Comparaciones entre los tres modelos	118
6.3	ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE TORRES CON COLUMNAS INCLINADAS Y TORRES CON COLUMNAS VERTICALES 122	
6.4	ANÁLISIS DE COSTOS DIRECTOS E INDIRECTOS DE LOS MODELOS ...	137
7.	CONCLUSIONES	145
7.1	RESPECTO A LA SELECCIÓN DE UNA CONFIGURACIÓN Y CONEXIÓN MÁS APTA DE TORRE PARA EL USO DE LOS PASOS AÉREOS	145
7.2	RESPECTO A LA COMPARACIÓN DE LOS COSTOS DIRECTOS E INDIRECTOS DE LOS PASOS AÉREOS ESTUDIADOS	148
7.3	RESPECTO A EFICIENCIA EN TIEMPOS DE CONSTRUCCIÓN.....	150
8.	RECOMENDACIONES	152
9.	BIBLIOGRAFÍA.....	154

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1: Deflexión máxima en la tubería y desplazamientos horizontales en las torres

Anexo 2: Diseño conexión soldada de perfil 8"

Anexo 3: Diseño conexión soldada de perfil 6"

Anexo 4: Diseño conexión flexible 8"

Anexo 5: Diseño conexión flexible 6"

Anexo 6: Costo conexión flexible

Anexo 7: Diseño y cantidades del caisson

Anexo 8: Diseño macizo de anclaje

LISTA DE IMÁGENES

	Página
Imagen 2.1 Gran Puente Del Estrecho de Akashi Kaikyo, Japón. Tomado de Rötzel K. (2005).....	15
Imagen 2.2 Pont suspendu de l'araignée, Suiza. Tomado de StructuraE (2010) ...	17
Imagen 2.3 Paso aéreo que transporta gas, ubicado en Clanton Vicinity, Alabama. Tomado de O'Donnell, P. (1990)	18
Imagen 2.4 Paso aéreo Grand Tower, entre Illinois-Missouri. Tomado de Baughn, J. (2008)	18
Imagen 2.5 Paso aéreo en la ciudad de Baden-Württemberg, Alemania. Tomado de Bernstorff, E. (2005)	23
Imagen 2.6 Paso aéreo localizado en la ciudad de Melville, Luisiana. Tomado de O'Donnell, P. (2003).....	24
Imagen 2.7 Poliducto entre Medellín y Cartago (Antioquia). Foto suministrada por Beltrán F.E.	25
Imagen 2.8 Poliducto entre Medellín y Cartago (Antioquia). Foto suministrada por Beltrán F.E.	27
Imagen 2.9 Poliducto Andino. Foto suministrada por Beltrán F.E	27
Imagen 2.10 Gasoducto Gibraltar. Foto suministrada por Beltrán F.E.....	27
Imagen 4.1 Paso aéreo localizado en Arkansas, USA. Tomado de O'Donnell, P. (2008).....	32
Imagen 4.2 Señalización de cables principales en un paso aéreo. Tomado de O'Donnell, P. (2005).....	33
Imagen 4.3 Elemento tridimensional de catenaria. Fuente Thai, H. T. (2011)	35
Imagen 4.4 Principales parámetros para análisis del cable. Fuente propia	41
Imagen 4.5 Configuración de torre con elementos verticales paralelos. Tomado de O'Donnell, P. (2003)	46
Imagen 4.6 Configuración de torre con elementos verticales inclinados. Foto suministrada por Beltrán F.E	46
Imagen 4.7 Conexión soldada en perfil tubular estructural. Tomado de Zhao, X. L. (2011).....	52
Imagen 4.8 Conexión pernada tipo columna-columna. Fuente propia	54
Imagen 4.9 Conexión pernada tipo columna-elemento (vista frontal y aérea, respectivamente) Fuente propia.	54
Imagen 4.10 Macizos de anclaje en paso aéreo en Aldingen, Baden-Wuttemberg, Alemania. Tomado de Bernstorff, E. (2005).....	57

Imagen 5.1 Características geométricas generales de pasos aéreos en Colombia (vista lateral). Fuente propia	59
Imagen 5.2 Características geométricas generales de pasos aéreos en Colombia (vista frontal). Fuente propia.....	60
Imagen 5.3 Esquema de torre con columnas verticales (unidades en metros). Fuente propia	63
Imagen 5.4 Esquema de torre con columnas inclinadas (unidades en metros). Fuente propia	64
Imagen 5.5 Modelo en SAP2000 con carga de viento (W). Fuente propia.....	70
Imagen 5.6 Modelo en SAP2000 con carga de impacto (I). Fuente propia.....	70
Imagen 5.7 Modelo en SAP2000 con carga muerta (D). Fuente propia.....	71
Imagen 5.8 Ventana de la geometría de la catenaria en SAP2000. Fuente propia	72
Imagen 5.9 Ventana de la geometría de los pendolones en SAP2000. Fuente propia	73
Imagen 5.10 Ventana de la geometría del contraviento en SAP2000. Fuente propia	74
Imagen 5.11 Bosquejo básico del bloque de anclaje. Fuente propia.....	85
Imagen 6.1 Orientación de las torres y columnas de Torre 2 (SAP2000). Fuente propia	93
Imagen 6.2 Torre 1 con columnas inclinadas y conexiones rígidas (SAP2000). Fuente propia	94
Imagen 6.3 Torre 1 con columnas inclinadas y conexiones flexibles (SAP2000). Fuente propia	97
Imagen 6.4 Torre 1 con columnas inclinadas y conexiones rígidas y flexibles (SAP2000). Fuente propia	100
Imagen 6.5 Marcación de columnas en Torre 1 y Torre 2. Fuente propia	103
Imagen 6.6 Orientación de las torres y columnas de Torre 2 (SAP2000). Fuente propia	108
Imagen 6.7 Torre 1 con columnas verticales y conexiones rígidas (SAP2000). Fuente propia	109
Imagen 6.8 Torre 1 con columnas verticales y conexiones flexibles (SAP2000). Fuente propia	112
Imagen 6.9 Torre 1 con columnas verticales y conexiones rígidas y flexibles (SAP2000). Fuente propia	115
Imagen 6.10 Carga unitaria para cálculo de rigidez en torre con columnas inclinadas. Fuente propia	130
Imagen 6.11 Carga unitaria para cálculo de rigidez en torre con columnas verticales. Fuente propia.....	131

LISTA DE TABLAS

	Página
Tabla 2.1 Principales pasos aéreos construidos en EE.UU. Tomado de Dusseau, R.A. (1991).....	19
Tabla 2.2 Algunas de las localizaciones de pasos aéreos analizados en el mundo. Fuente propia	21
Tabla 5.1 Recopilación de relaciones geométricas de pasos aéreos en Colombia (parte 1). Fuente propia	60
Tabla 5.2 Recopilación de relaciones geométricas de pasos aéreos en Colombia (parte 2). Fuente propia	61
Tabla 5.3 Características geométricas generales de los modelos a estudiar en el proyecto.....	63
Tabla 5.4 Códigos y normas utilizados en el proyecto.....	65
Tabla 5.5 Sistema de unidades empleado en el proyecto	65
Tabla 5.6 Parámetros sísmicos del proyecto	66
Tabla 5.7 Materiales implementados en los pasos aéreos de este proyecto	67
Tabla 5.8 Valores de carga muerta (D).....	68
Tabla 5.9 Combinaciones de carga para verificar desplazamientos horizontales y deflexiones	69
Tabla 5.10 Combinaciones de carga para diseño de los elementos del paso aéreo.....	70
Tabla 5.11 Características de los cables implementados en el proyecto.....	71
Tabla 5.12 Coordenadas de los puntos de la catenaria. Fuente propia	75
Tabla 5.13 Fuerzas actuantes sobre un elemento del modelo en SAP2000	76
Tabla 5.14 Propiedades de la sección tubular con 8"-pulgadas	77
Tabla 5.15 Verificación de esbeltez por sección del elemento	78
Tabla 5.16 Valores para el cálculo del esfuerzo por pandeo a flexión	79
Tabla 5.17 Resistencia a compresión calculada en el elemento.....	79
Tabla 5.18 Calculo resistencia por fluencia y rotura	80
Tabla 5.19 Resistencia nominal a flexión del elemento	80
Tabla 5.20 Calculo para el tipo de sección compacta o no compacta.....	81
Tabla 5.21 Resistencia nominal a torsión del elemento	82
Tabla 5.22 Valores para el cálculo de la resistencia nominal a cortante	82
Tabla 5.23 Valores nominales de la sección y últimos percibidos del modelo	83
Tabla 5.24 Diseño del caisson tipo para la fundación de las torres. Fuente propia	84
Tabla 5.25 Cálculo de las componentes de fuerza provenientes del cable para el macizo de anclaje.....	86
Tabla 5.26 Resistencias nominales del perfil tubular	87

Tabla 5.27 Precios unitarios de los ítems mencionados (Parte 1). Fuente propia ..	91
Tabla 5.28 Precios unitarios de los ítems mencionados (Parte 2). Fuente propia ..	92
Tabla 6.1 Comparación de torres con diferentes configuraciones de conexiones. Fuente propia	134
Tabla 6.2 Comparación con conexión flexible y diferente configuración de columnas. Fuente propia.....	135
Tabla 6.3 Comparación con conexión rígida y diferente configuración de columnas. Fuente propia	135
Tabla 6.4 Comparación con conexión rígida y flexible, y diferente configuración de columnas. Fuente propia.....	136
Tabla 6.5 Costo del paso aéreo con columnas inclinadas y conexiones rígidas y flexibles. Fuente propia.....	137
Tabla 6.6 Costo del paso aéreo con columnas inclinadas y conexiones flexibles. Fuente propia	137
Tabla 6.7 Costo del paso aéreo con columnas inclinadas y conexiones rígidas. Fuente propia	138
Tabla 6.8 Costo del paso aéreo con columnas verticales y conexiones rígidas y flexibles. Fuente propia.....	138
Tabla 6.9 Costo del paso aéreo con columnas verticales y conexiones flexibles. Fuente propia	139
Tabla 6.10 Costo del paso aéreo con columnas verticales y conexiones rígidas. Fuente propia	139

LISTA DE GRÁFICAS

	Página
Gráfica 2.1 Gráfica representativa luz vs altura de la torre. Tomado de Dusseau, R.A. (1996).....	20
Gráfica 2.2 Gráfica representativa luz vs flecha de la catenaria. Tomado de Dusseau, R.A. (1996)	21
Gráfica 2.3 Configuración de las torres de pasos aéreos en el mundo. Fuente propia	22
Gráfica 2.4 Conexiones rígidas vs flexibles en los pasos aéreos en el mundo. Fuente propia	22
Gráfica 4.1 Relación momento-rotación de conexiones. Tomado de Pfenniger, F. (2011).....	51
Gráfica 5.1 Tendencia en construcción de pasos aéreos en Colombia (Luz vs Flecha). Fuente propia.....	62
Gráfica 5.2 Tendencia en construcción de pasos aéreos en Colombia (Luz vs Altura torre). Fuente propia	62
Gráfica 5.3 Espectro de respuesta para los modelos. Fuente propia	66
Gráfica 5.4 Geometría de la catenaria	75
Gráfica 6.1 U2 vs Altura, en torre con columnas inclinadas y conexiones rígidas. Fuente propia	95
Gráfica 6.2 U1 vs Altura, en torre con columnas inclinadas y conexiones rígidas. Fuente propia	96
Gráfica 6.3 U2 vs Altura, en torre con columnas inclinadas y conexiones flexibles. Fuente propia	98
Gráfica 6.4 U1 vs Altura, en torre con columnas inclinadas y conexiones flexibles. Fuente propia	99
Gráfica 6.5 U2 vs Altura, en torre con columnas inclinadas y conexiones rígidas y flexibles. Fuente propia.....	101
Gráfica 6.6 U1 vs Altura, en torre con columnas inclinadas y conexiones rígidas y flexibles. Fuente propia.....	102
Gráfica 6.7 Fuerza en cimentación Torre 1, columnas inclinadas. Fuente propia.	104
Gráfica 6.8 Fuerza axial en el cable principal, torres con columnas inclinadas. Fuente propia	105
Gráfica 6.9 Esfuerzos combinados percibidos por las columnas de la Torre 1. Fuente propia	106
Gráfica 6.10 Deflexión de la tubería, torres con columnas inclinadas. Fuente propia	107

Gráfica 6.11 U2 vs Altura, en torre con columnas verticales y conexiones rígidas. Fuente propia	110
Gráfica 6.12 U1 vs Altura, en torre con columnas verticales y conexiones rígidas. Fuente propia	111
Gráfica 6.13 U2 vs Altura, en torre con columnas verticales y conexiones flexible. Fuente propia	113
Gráfica 6.14 U1 vs Altura, en torre con columnas verticales y conexiones flexibles. Fuente propia	114
Gráfica 6.15 U2 vs Altura, en torre con columnas verticales y conexiones rígidas y flexibles. Fuente propia.....	116
Gráfica 6.16 U1 vs Altura, en torre con columnas verticales con conexiones rígidas y flexibles. Fuente propia.....	117
Gráfica 6.17 Fuerza en cimentación Torre 1, columnas verticales. Fuente propia	118
Gráfica 6.18 Fuerza axial en el cable principal, torres con columnas verticales. Fuente propia	119
Gráfica 6.19 Esfuerzos combinados percibidos por las columnas de la Torre 1, columnas verticales. Fuente propia	120
Gráfica 6.20 Deflexión de la tubería, torres con columnas verticales. Fuente propia	121
Gráfica 6.21 Comparación de desplazamientos en U2 de los seis modelos analizados en la Torre 1 - columna 1. Fuente propia	122
Gráfica 6.22 Comparación de desplazamientos en U1 de los seis modelos analizados en la Torre 1 - columna 1. Fuente propia	123
Gráfica 6.23 Resultante de fuerzas en cimentación de las configuraciones analizadas, Torre 1. Fuente propia.....	124
Gráfica 6.24 Fuerza axial en los tirantes de las configuraciones de torres analizadas. Fuente propia	125
Gráfica 6.25 Esfuerzos combinados en configuraciones de torres, conexiones rígidas y flexibles. Fuente propia	126
Gráfica 6.26 Esfuerzos combinados en configuraciones de torres, conexión rígida. Fuente propia	127
Gráfica 6.27 Esfuerzos combinados en configuraciones de torres, conexión flexible. Fuente propia	128
Gráfica 6.28 Ratios máximos arrojados para cada tipo de conexión y configuración de torre. Fuente propia.....	128
Gráfica 6.29 Deflexión máxima en tubería de configuraciones de torres, conexión flexible. Fuente propia	129
Gráfica 6.30 Peso en toneladas de configuración de torres. Fuente propia	132
Gráfica 6.31 Rigidez en "X" y "Y" de configuración de torres. Fuente propia	132

Gráfica 6.32 Comparación de costos entre los diferentes pasos aéreos del proyecto. Fuente propia	140
Gráfica 6.33 Tiempo en el ítem de conexiones de los pasos aéreos estudiados. Fuente propia	142
Gráfica 6.34 Tiempo en el ítem de bloque de anclaje de los pasos aéreos estudiados. Fuente propia	143

1. INTRODUCCIÓN

Este trabajo de grado se enfoca en estudiar las torres de pasos aéreos en Colombia. Se desarrolló un estudio completo de su comportamiento estructural, analizando dos configuraciones de torres (torres con columnas perfectamente verticales y torres con columnas inclinadas) cada una de estas con tres diferentes combinaciones de conexiones (conexiones rígidas, conexiones flexibles y una combinación entre algunas conexiones flexibles y otras que no), para esto se elaboró un diseño completo de un paso aéreo.

Se elaboraron seis modelos en el programa *SAP2000*, diferenciados por las configuraciones previamente mencionadas, a los cuales se le analizó el comportamiento de cada sistema estructural en cuanto a su rigidez, resistencia, distribución de esfuerzos de la estructura, su incidencia en la cimentación, bloques de anclaje y fuerza axial en el cable principal.

De igual forma se realizó un estudio de los diferentes costos directos e indirectos de cada uno de los seis modelos estudiados, a los cuales también se les determinó los tiempos de construcción de cada sistema estructural, teniendo en cuenta los factores más relevantes para el tiempo de construcción de los pasos aéreos, como los son las conexiones y la construcción del macizo de anclaje.

Con dichos análisis se determinó cual es el mejor tipo de torre para estas estructuras haciendo una relación beneficio/costo, a lo cual arrojó un mejor comportamiento estructural para las torres con columnas inclinadas, al igual que una reducción en los costos y tiempos de construcción de dicha configuración de torre.

2. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

Los pasos aéreos que ayudan al transporte de hidrocarburos (*pipeline suspension bridges*, por su nombre en inglés) ocasionalmente pueden ser relacionados como puentes colgantes, a excepción de que estos con la ayuda de una tubería logran el transporte del hidrocarburo, como lo son el gas, el crudo, la gasolina corriente y extra, entre otros. En la mayoría de veces son implementados como solución para cruzar ríos, cañones y deslizamientos de tierra o fallas geológicas porque es la opción más factible desde el punto de vista constructivo y monetario para dichos problemas ingenieriles.

Los pasos aéreos, como se mencionó anteriormente, son de una tipología muy similar a la de los puentes colgantes, los que comúnmente conocemos en el transporte de vehículos. Estos, son estructuras apoyadas en grandes torres de donde sale un cable principal o catenaria, del cual se conecta una serie de cables verticales o pendolones los cuales soportan el tablero (Ver Muñoz. E. et al 2012), esta tipología de puentes es una solución para abarcar grandes luces cuando no sea viable colocar apoyos intermedios, como por ejemplo el *Gran Puente Del Estrecho de Akashi Kaikyo* [ver Imagen 2.1]. Este puente se encuentra ubicado en Japón para unir la isla principal del archipiélago japonés con la isla de Awaji, el cual tiene un vano central



Imagen 2.1 Gran Puente Del Estrecho de Akashi Kaikyo, Japón.
Tomado de Rötzel K. (2005)

de 1991m. Así, siguiendo la idea de abarcar grandes luces y sortear diferente clase de inconvenientes geográficos, se implementaron este tipo de estructuras para transportar hidrocarburos.

Siendo los pasos aéreos estructuras únicas debido a la diferencia de masa que existe entre un puente colgante de paso vehicular y un puente colgante de hidrocarburos, al igual que las cargas vivas, efectos sísmicos, de viento, cargas sobre la cimentación, tensiones en los cables, entre otras, se han realizado diferentes investigaciones de pasos aéreos en el mundo. Un ejemplo de ello es la realización de una base de datos con los pasos aéreos más relevantes de los Estados Unidos de América (*ver Dusseau, R.A. et al. (1993)*), o la realización de diferentes correlaciones entre luz del paso aéreo, altura de las torres y tipo de conexión para poder realizar una serie de gráficas que ayuden a tener un estimativo de cuál debería ser la altura de torre y flecha recomendados por las experiencias de construcción (*ver Dusseau, R.A. et al (1996)*).

2.1 PASOS AÉREOS EN EL MUNDO Y EE.UU

El primer paso aéreo construido en el mundo tiene el nombre de *Puente colgante araña* o *Pont suspendu de l'araignée* [ver Imagen 2.2] por su nombre en francés. Se encuentra localizado en la ciudad de Anniviers, Suiza. Su construcción fue finalizada en el año de 1922 y tiene una luz de 190m. Actualmente sigue en uso, con labores de mantenimiento y su uso principal es para el transporte de gas, pero también se le encontró aprovechamiento como puente peatonal y más recientemente como el punto de partida de un deporte extremo, el "puenting".



Imagen 2.2 Pont suspendu de l'araignée, Suiza. Tomado de StructuraE (2010)

De igual forma, en los diseños y construcciones de dichos pasos aéreos se han planteado diferentes configuraciones, como por ejemplo el paso aéreo ubicado en Clanton Vicinity, Alabama [ver Imagen 2.3], el cual atraviesa el *Río Coosa* con una luz aproximada de 125m.

Este paso aéreo, con la ayuda de dos tuberías (una sobre de la otra) transporta gas y consta de dos torres en donde cada una tiene dos columnas completamente verticales en perfil tubular estructural (PTE) y una serie de diagonales internas en

armadura. Todas sus conexiones son flexibles o pernadas y su construcción fue finalizada en el año de 1950, todavía se encuentra en uso.



*Imagen 2.3 Paso aéreo que transporta gas, ubicado en Clanton Vicinity, Alabama.
Tomado de O'Donnell, P. (1990)*

Otro paso aéreo de gran importancia construido en EE.UU es *Grand Tower* [ver Imagen 2.4], el cual cruza el *Río Mississippi*. Cada uno de sus extremos está en diferentes condados, del lado oeste colinda con el condado de Jackson, Illinois, y del lado este colinda con el condado de Perry, Missouri. El hidrocarburo que transporta mediante dos tuberías (una al lado de la otra) es gas natural, y sus torres, a diferencia del paso aéreo mostrado anteriormente, tienen columnas en perfil tipo "i"



*Imagen 2.4 Paso aéreo Grand Tower, entre Illinois-Missouri.
Tomado de Baughn, J. (2008)*

con conexiones flexibles. Este paso aéreo fue construido en el año de 1955 y consta de una luz aproximada de 655m, todavía se encuentra en uso.

A continuación en la Tabla 2.1 se presentan los 12 pasos aéreos más relevantes de los Estados Unidos de América y algunas de sus características:

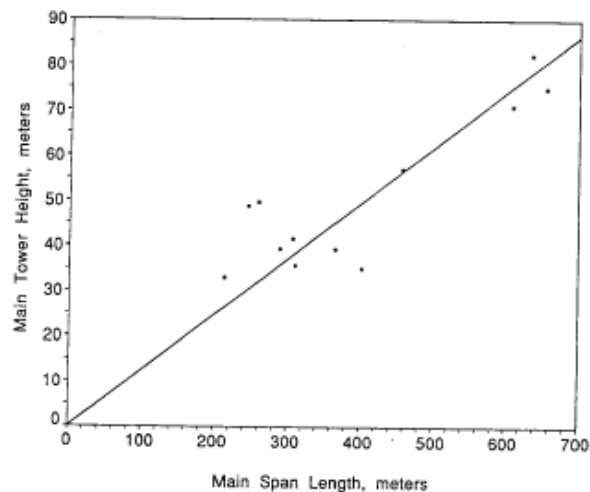
Tabla 2.1 Principales pasos aéreos construidos en EE.UU. Tomado de Dusseau, R.A. (1991).

Cruce del paso aéreo	Dimensiones (m)			Ubicación	Año de finalización	Breve descripción
	Lado	Principal	Lado			
Rio Mississippi	0	655.3	0	Grand Tower, Illinois	1955	Dos tuberías (lado a lado) de 762mm, gas natural
Rio Ohio	0	635.5	0	Portsmouth, Ohio	1962	Dos tuberías (una sobre la otra) de 762mm, gas natural
Rio Atchafalaya	198.1	609.6	304.8	Melville, Louisiana	1951	Dos tuberías (lado a lado) de 762mm, gas natural
Rio Missouri	0	457.2	228.6	Plattsmouth, Nebraska	1957	Dos tuberías (lado a lado) de 762mm, gas natural
Rio Missouri	0	402.3	0	Ciudad Sioux, Iowa	1940	Una tubería de 406mm, gas natural
Rio Missouri	0	390.1	0	Ponca, Nebraska	1932	Una tubería de 406mm, gas natural
Rio Tanana	0	365.8	0	Big Delta, Alaska	1977	Una tubería de 1,219mm, petróleo crudo
Rio Colorado	0	310.9	0	Blythe, California	1947	Una tubería de 762mm, gas natural
Extensión Avalon	0	307.2	0	Patterson, Luisiana	1977	Una tubería de 508mm, gas natural
Rio Similkameen	0	289.6	0	Princeton, British Columbia, Canadá	1972	Dos tuberías (una sobre la otra) de 508mm y 457mm, agua
Patterson loop	0	259.2	0	Patterson, Luisiana	1981	Una tubería de 762mm, gas natural
Calumet loop	0	245.2	0	Patterson, Luisiana	1977	Una tubería de 762mm, gas natural

I. Principales características de los pasos aéreos

Se realizó la investigación respectiva de las características principales de los pasos aéreos en el mundo y se encontró que son: luz del paso aéreo, altura de las torres, flecha de la catenaria, configuración de las torres y tipo de conexión que tienen las mismas.

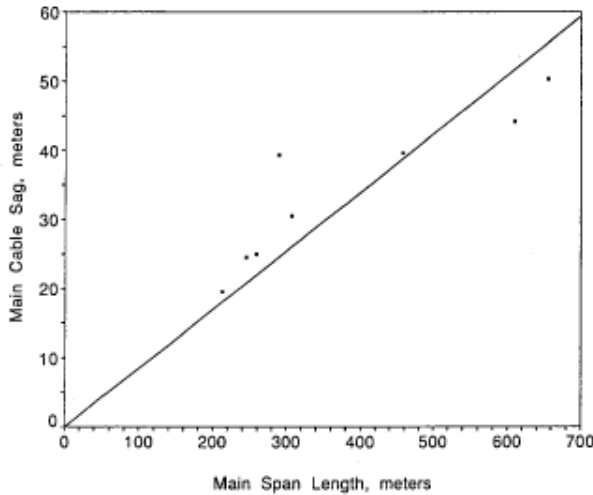
La investigación realizada por la referencia *Dusseau R.A. et al (1996)* demostró una serie de parámetros que reflejan una tendencia lineal, en cuanto a la construcción de los pasos aéreos en EE.UU, de su luz contra altura de las torres y la flecha de la catenaria. A continuación se presenta en la Gráfica 2.1 la relación que existe entre la altura de la torre principal y la luz mayor del paso aéreo. En ella se puede observar la tendencia de aumentar la altura de las torres del paso aéreo en la medida en que se incrementa la luz que tiene que abarcar el mismo.



Gráfica 2.1 Gráfica representativa luz vs altura de la torre. Tomado de Dusseau, R.A. (1996)

De igual forma dicha investigación realizada arrojó la Gráfica 2.2 donde muestra la relación existente entre la luz del paso aéreo y la flecha de la catenaria. Se puede observar que al igual la Gráfica 2.1 hay una relación muy marcada entre estos dos

parámetros dentro de todas las experiencias de diseño recolectadas e investigadas de los Estados Unidos de América.



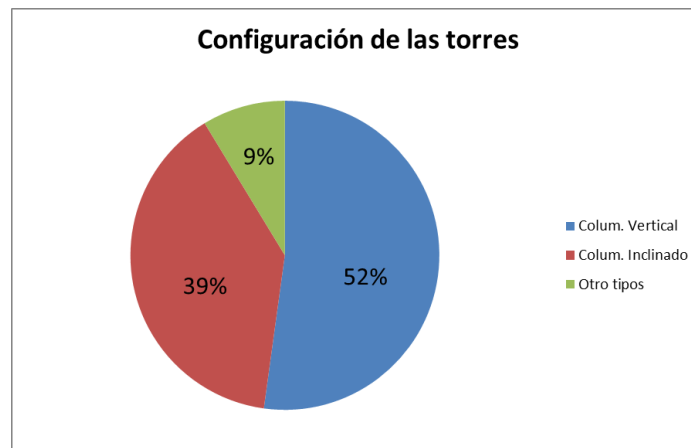
Gráfica 2.2 Gráfica representativa luz vs flecha de la catenaria. Tomado de Dusseau, R.A. (1996)

Siguiendo la misma idea de *Dusseau R.A et al (1996)* se realizó una recopilación de información de diferentes características de los pasos aéreos en el Mundo como la configuración de las torres (columnas verticales y columnas inclinadas) y tipo de conexión (rígida y flexible). A continuación se presenta en la Tabla 2.2 la localización de algunos de los pasos aéreos analizados.

Tabla 2.2 Algunas de las localizaciones de pasos aéreos analizados en el mundo. Fuente propia

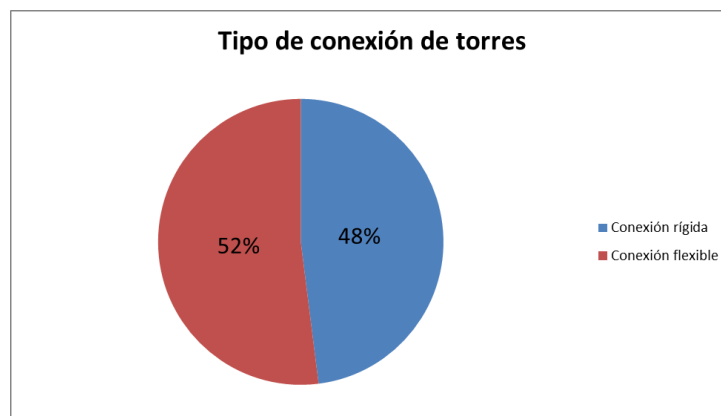
Localización de algunos pasos aéreos en el mundo
Delaware and Maryland, USA
Durkee, Worland vicinity, Wyoming, USA
Savona, British Columbia, Canadá
Baden-Württemberg, Alemania
Glenwood Springs, Colorado, USA
Grays Branch vicinity, Kentucky and Scioto County, Ohio, USA
McKees Rocks, Pennsylvania, USA
Flaming Gorge Reservoir Pipeline Bridge, USA
Fraser River Pipeline Bridge, Canadá
Hegigio Gorge Pipeline Bridge, Nueva Guinea
Nanaimo Gas Pipeline Suspension Bridge, Canadá

Con la recopilación de información de cincuenta pasos aéreos construidos en el mundo se pudo observar que hay una pequeña tendencia a construir los pasos aéreos con una configuración de sus torres con columnas verticales en un 52% contra un 39% de configuración con columnas inclinadas y un 9% con configuraciones atípicas a las vistas en la investigación, como se puede observar en la Gráfica 2.3.



Gráfica 2.3 Configuración de las torres de pasos aéreos en el mundo. Fuente propia

Por otro lado la investigación arrojó valores relativamente parejos en cuanto a las conexiones rígidas y flexibles en los pasos aéreos en el mundo, como se puede observar en la Gráfica 2.4.



Gráfica 2.4 Conexiones rígidas vs flexibles en los pasos aéreos en el mundo. Fuente propia

II. Tipologías alternativas de torres en pasos aéreos

Como se observó en la Gráfica 2.3 existe aproximadamente un 9% de pasos aéreos en el mundo con una configuración de torres atípica. A continuación mostramos dos de las configuraciones más inusuales encontradas.

La Imagen 2.5 corresponde a un paso aéreo construido en la ciudad de Baden-Württemberg, Alemania (1962), el cual tiene unos apoyos en forma de "V" metálicos. Tiene una luz de 103 m y de igual forma este paso aéreo en ocasiones es usado como puente peatonal. Todavía se encuentra en uso.



Imagen 2.5 Paso aéreo en la ciudad de Baden-Württemberg, Alemania. Tomado de Bernstorff, E. (2005)

Siguiendo con la investigación se encontró un paso aéreo con una configuración de sus torres poco usual. Dicho paso aéreo es el que atraviesa el río Atchafalaya en la ciudad de Melville, Luisiana [ver Imagen 2.6]. Sus torres son parecidos a una "Y" invertida y tiene una luz aproximada de 609m. El hidrocarburo que transporta mediante dos tuberías (una al lado de la otra) es gas natural y su construcción finalizó en el año de 1951, todavía se encuentra en uso.



Imagen 2.6 Paso aéreo localizado en la ciudad de Melville, Luisiana. Tomado de O'Donnell, P. (2003)

2.2 PASOS AÉREOS EN COLOMBIA

En Colombia se cuenta con el uso de estructuras como pasos aéreos para el transporte de hidrocarburos, como por ejemplo el poliducto entre Medellín y Cartago [ver Imagen 2.7], y es posible encontrar diferentes investigaciones en el mundo sobre conexiones soldadas en perfil tubular estructural (PTE) como lo hizo *Dubina, D. et al (2002)* o estudios y recolección de información de características de pasos aéreos construidos en EE.UU, *Dusseau, R.A. et al (1996)*, pero al momento de encontrar información sobre estudios o análisis que arrojen con certeza cuál es la mejor tipología en sus torres (torres inclinadas vs torres verticales, conexiones rígidas vs flexibles) o si se debe implementar el uso de pórticos planos o pórticos con y sin sistemas de contraviento en la parte superior de la torre, entre otros, tanto en Colombia como en el resto del mundo no se encuentran datos verídicos sobre la forma más viable de diseño y construcción de dichos pasos aéreos.



Imagen 2.7 Poliducto entre Medellín y Cartago (Antioquia). Foto suministrada por Beltrán F.E.

En Colombia el transporte de hidrocarburos se realiza de dos maneras conocidas, una de ellas es el sistema de oleoductos, poliductos, propanoductos todos transportados en tubería de acero al carbono, y por otro lado está el tradicional transporte en carro tanques acondicionados para tal fin.

En el primer medio mencionado, los pasos de zonas con corrientes de agua, pasos especiales y deslizamientos, es usual la implementación de las siguientes tecnologías: tunelizado, perforado dirigido, cielo abierto, lecho perdido, entre otros; debido a que la edad de los sistemas montañosos que posee Colombia es corta y sus estratos se encuentran en formación, estos métodos de transporte de hidrocarburos en sitios muy especiales no se presentan como la mejor solución, por lo cual se ha recurrido a los pasos aéreos. Adicionalmente el impacto por daño ambiental ocasionado en los pasos terrestres mencionados, es considerable, llegándose en algunos casos a convertirse en el detonante de procesos de inestabilidad en masa, que afectan tanto a la tubería como a todo el medio circundante sobre el cual se implanta.

Un ejemplo de ello entre la gran cantidad existente es el paso aéreo que se encuentra en la dirección del poliducto entre Medellín y Cartago [ver Imagen 2.8] el cual cuenta con una luz aproximada de 85m. El ducto de transporte es con tubería de 10" y 12" en la cual transporta hidrocarburo procesado y refinado, como son gasolina corriente y extra, gasolina jet, ACPM, gas licuado de petróleo GLP y en ocasiones nafta.

Su construcción fue finalizada en el año de 1984, encontrándose en uso, con limitaciones y afectaciones considerables, por la acción de los deslizamientos, actos de terrorismo conocidos, perforaciones para instalación de válvulas hechizas y posterior robo de fluido transportado, al igual que errores de operación relacionados con sobrepresiones.

Como se puede ver en la Imagen 2.8, ese tipo de configuración de paso aéreo se planteó como solución definitiva para controlar la socavación generada por la corriente de agua, siendo implementado a finales del año 2011.



Imagen 2.8 Poliducto entre Medellín y Cartago (Antioquia). Foto suministrada por Beltrán F.E.

Otros casos característicos de este tipo de pasos son los del poliducto Andino entre Sutamarchán (Boyacá) y Altos del Porvenir (Casanare) [ver Imagen 2.9], y el gasoducto Gibraltar (Norte de Santander) – Bucaramanga (Santander del sur) [ver Imagen 2.10].



Imagen 2.9 Poliducto Andino. Foto suministrada por Beltrán F.E



Imagen 2.10 Gasoducto Gibraltar. Foto suministrada por Beltrán F.E

El sistema de transporte de hidrocarburos a través de tubería de acero al carbono en nuestro país inició en la década de los años 50, siendo como empresa pionera la *Texas Petroleum*, la cual se encargó del desarrollo de los campos de concesión de Mares en Barrancabermeja y la concesión Barco en Norte de Santander. Adicional a la perforación y extracción del crudo era pertinente el envío de este mediante ductos hacia la refinería de Barrancabermeja y a una pequeña refinería de la época en Tibú Norte de Santander.

En la década del 60 se aumentó el número de ductos de transporte e igualmente el kilometraje o longitud de los mismos. Estos ductos con mantenimientos medianos y en algunos tramos nulos, han perdurado en el tiempo hasta la fecha con las afectaciones usuales como corrosión por falla en el sistema de protección catódica, daño en la interface de las protecciones sintéticas o pinturas epóxicas y acero, exposición de la tubería por socavación de fondo y lateral en pasos por corrientes de agua, deslizamientos de masas por inestabilidad de las zonas adyacentes a los ductos y el terrorismo.

El fenómeno en la actualidad se considera extremadamente crítico en la medida que gran cantidad de ductos han sido afectados por los fenómenos invernales que en varios sitios han producido deslizamientos considerables, llevando la tubería de transporte hasta la falla. Se cita el caso reciente del poliducto Salgar - Cartago en el municipio de Dos Quebradas en Risaralda el cual explotó hace dos años con el consecuente número de víctimas mortales y afectaciones a las propiedades circundantes con traumas sociales posteriores.

Los pasos aéreos que se proyectaron en los inicios de su construcción en Colombia, como solución a los diferentes sistemas de transporte, en la actualidad debido a la dinámica de nuestra geología y adicionalmente a los cambios de trayectoria de los cauces que cruzan, en gran proporción deben ser objeto de estudios de ingenierías básicas y detalladas, con sus consecuentes intervenciones de recuperación; como

resultado las entidades encargadas de extraer, transportar y comercializar los hidrocarburos están en la tarea compleja y costosa de focalizar los sitios más críticos para su atención inmediata y los restantes de menor importancia por su estado aceptable desarrollarlos en una fase de maduración de proyecto más distante en el tiempo.

La política del estado en la producción de un millón de barriles muy conocida, también ha exigido y acelerado la toma de decisiones y acciones con relación a las intervenciones que se deben realizar de recuperación y sistemas de conducción nuevos.

En la actualidad no existe un criterio certero y unificado en la implementación de los tipos de torres para los pasos aéreos, como tal se proyectan torres con columnas con y sin inclinación con respecto a la vertical, pórticos planos, pórticos sin sistemas de contraviento o con el contraviento en la parte superior de la torre, torres en perfilaría americana y europea, sistemas de contraviento hacia los macizos principales y macizos adicionales sólo para contravientos, uniones rígidas, flexibles, entre otros escenarios.

Como puede observarse existe una gran dispersión de conceptos y criterios de análisis, diseño e implementación.

Los métodos constructivos y al igual la cultura de los contratistas es resistente al cambio de los sistemas tradicionales hasta ahora utilizados. Sin embargo debe reconocerse que las condiciones topográficas, climáticas, sociales, ambientales y de seguridad de las zonas en donde deben realizarse estas obras, establecen condiciones de extrema complejidad para el transporte, prefabricación y montaje de las torres. Adicionalmente, el recurso humano destinado y con el conocimiento para la realización de las actividades propias es escaso y el existente no ha hecho el esfuerzo amplio y suficiente en el estudio y profundización de sistemas estructurales

y paralelamente en la mejora de los métodos y mecanismos de construcción y levantamiento.

Con lo mencionado anteriormente se considera primordial realizar una investigación de los pasos aéreos, y con énfasis en nuestro país, puesto que de ellos dependen muchos factores económicos y de desarrollo del país, de igual forma la construcción de estos pasos aéreos afecta de forma directa aspectos sociales y ambientales circundantes a los mismos.

Por ende se pretende en el desarrollo de este trabajo de grado realizar un análisis de beneficio, desde el punto de vista estructural, y costo de las torres de los pasos aéreos. Donde se centró la investigación en la configuración más favorable para la construcción y diseño de sus torres, con columnas perfectamente verticales o columnas inclinadas formando un tronco en forma piramidal, al igual que el tipo de conexión, bien sea flexible, rígida o una especie de combinación entre algunas conexiones flexibles y otras que no, y así analizar en conjunto el comportamiento del paso aéreo bajo cargas de servicio.

3. OBJETIVOS

3.1 OBJETIVO GENERAL

- Seleccionar la configuración estructural más adecuada de torres en PTE, desde el punto de vista beneficio costo, utilizados como puntos de apoyo para pasos aéreos en el sector hidrocarburos.

3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Seleccionar la configuración y conexión más apta de torres en PTE, desde el punto de vista estructural, utilizadas como pasos aéreos en el sector hidrocarburos.
- Comparar los costos directos e indirectos de las diferentes configuraciones de pasos aéreos definidos en el proyecto.

4. MARCO TEÓRICO

Los pasos aéreos utilizados en el sector de hidrocarburos son estructuras de grandes luces y muy flexibles, cuya función principal es la de dar apoyo mediante mecanismos de suspensión a la tubería que se encarga de transportar una variedad de productos que se procesan y comercializan en el sector tales como: crudo pesado, gas licuado (GLP), propano, butano, nafta, gasolina motor, gasolina jet, ACPM, entre otros. Usualmente el número de ductos que se suspenden en este tipo de estructuras es de uno o a lo sumo dos [ver Imagen 4.1], puesto que existen restricciones de seguridad debiéndose conservar separaciones entre ellos, en función de la volatilidad y explosividad de los vapores de los productos transportados.



Imagen 4.1 Paso aéreo localizado en Arkansas, USA. Tomado de O'Donnell, P. (2008)

Como se mencionó en los antecedentes de este documento, los pasos aéreos en EE.UU han sido sujeto de investigaciones, como los efectos sísmicos *Dusseau, R.A. et al (1991)*, de viento *Dusseau, R.A. et al (1990)*, y sus principales parámetros de diseño *Dusseau, R.A. et al (1996)*.

Seguidamente se presentan argumentaciones técnicas que sustentan detalladamente la importancia y configuración de cada uno de los diferentes elementos que conforman los sistemas del presente estudio.

4.1 ANÁLISIS DE CABLES

Los cables son elementos estructurales que presentan la mejor condición costo-beneficio basado en la forma en la cual son solicitados por la carga de servicio. Estos cables están soportados sobre torres en celosía, para el caso de pasos aéreos, y seguidamente anclados a macizos debiéndose garantizar estrictamente su equilibrio. El factor de seguridad requerido en el análisis y diseño de estos elementos oscila entre cuatro y seis, precisamente por el gran riesgo que generan para la sociedad y medio ambiente la ocurrencia y consecuencias de una falla en estos sistemas estructurales.

El análisis de los cables es muy complejo debido a que la relación esfuerzo/deformación de los cables es altamente no lineal, y tienen grandes desplazamientos antes de alcanzar su configuración de equilibrio. Debido a este comportamiento, el análisis lineal convencional que asume pequeñas deformaciones elásticas y desplazamientos en los nudos, no es aplicable.

Los cables en los pasos aéreos se dividen básicamente en: catenaria, pendolón y contraviento como se puede ver en la Imagen 4.2.

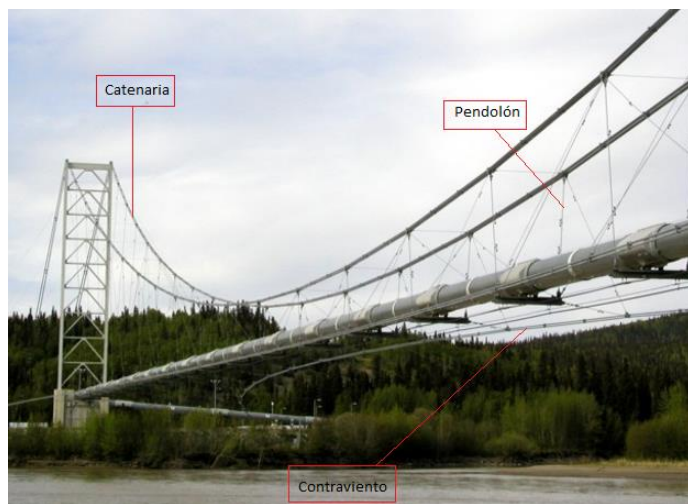


Imagen 4.2 Señalización de cables principales en un paso aéreo. Tomado de O'Donnell, P. (2005)

Actualmente existen dos métodos principales para el análisis aproximado o detallado de cables, los cuales presentamos a continuación.

- Método 1 (módulo equivalente):

Este método consiste en reemplazar cada elemento de cable por un elemento de barra (frame) con una rigidez equivalente del cable, este procedimiento se denomina como el *método del módulo equivalente*, el cual es implementado para el cálculo de cables en elementos finitos. Para este método, el módulo equivalente puede ser descrito por la fórmula de *Dischinger (Hajdin, N. et al (1998))*:

$$E_{equ} = E \frac{1}{1 + \left[\frac{1}{12} * \left(\frac{\gamma L}{T} \right)^2 * EAT \right]} \quad Ec 1.$$

Donde:

γ : Peso por unidad de longitud del cable

L : Proyección horizontal del cable

E : Módulo de Young del cable

T : Tensión interna del elemento

A : Área transversal del cable

Este método del módulo equivalente es de mayor efectividad para los puentes con una luz pequeña.

- Método 2 (elementos finitos):

Para el análisis de cables por medio de elementos finitos se asume que el cable es perfectamente flexible, con el peso propio distribuido uniformemente en toda su longitud y su sección transversal constante. Basados en la fuente *Muñoz. E. et al (2012)* y *Thai H.T. et al (2011)* se muestra a continuación el análisis por elementos finitos de los cables.

En la Imagen 4.3, se muestra un cable suspendido entre dos puntos *I* y *J*, los cuales tienen coordenadas $(0,0,0)$ y (l_x, l_y, l_z) , respectivamente.

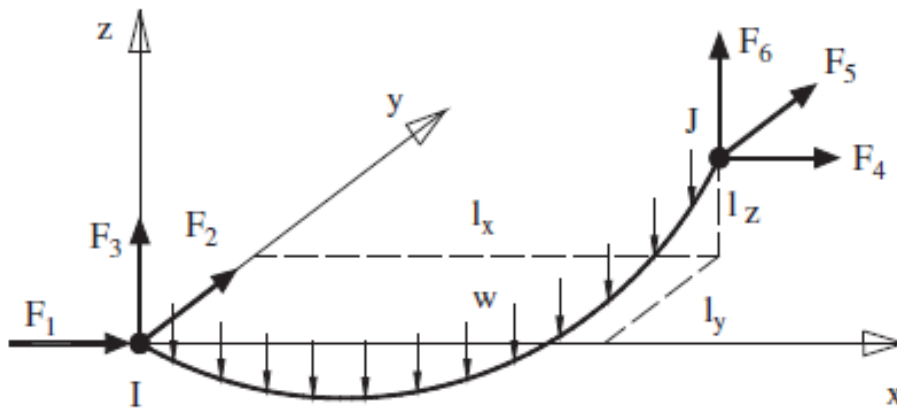


Imagen 4.3 Elemento tridimensional de catenaria. Fuente Thai, H. T. (2011)

Las ecuaciones de equilibrio para esta condición del cable pueden ser expresadas como se muestra a continuación:

$$T \left(\frac{d_x}{d_y} \right) = -F_1 \quad \text{Ec. 2}$$

$$T \left(\frac{d_y}{d_p} \right) = -F_2 \quad \text{Ec. 3}$$

$$T \left(\frac{d_z}{d_p} \right) = -F_3 + ws \quad \text{Ec. 4}$$

Donde F_1, F_2 y F_3 son las componentes proyectadas del cable en tensión en los ejes x, y, z respectivamente, w es el peso por unidad de longitud del cable y T la tensión del cable dada por la siguiente ecuación:

$$T_{(s)} = \sqrt{F_1^2 + F_2^2 + (F_3 - ws)^2} \quad \text{Ec. 5}$$

La tensión del cable está relacionada con la deformación ε por ley de Hook como se muestra a continuación:

$$T = EA\varepsilon = \left(\frac{d_p - d_s}{d_s} \right) = EA \left(\frac{d_p}{d_s} - 1 \right) \quad \text{Ec. 6}$$

Donde E y A son el módulo de elasticidad y el área de la sección transversal del cable.

Las relaciones entre las coordenadas lagrangianas y cartesianas son:

$$X(s) = \int \frac{d_x}{d_s} d_s = \int \frac{d_x d_p}{d_p d_s} d_s \quad \text{Ec. 7}$$

$$Y(s) = \int \frac{d_y}{d_s} d_s = \int \frac{d_y d_p}{d_p d_s} d_s \quad \text{Ec. 8}$$

$$Z(s) = \int \frac{d_z}{d_s} d_s = \int \frac{d_z d_p}{d_p d_s} d_s \quad \text{Ec. 9}$$

Y presentan las siguientes condiciones de frontera

$$X(0) = Y(0) = Z(0) = 0 \quad \text{Ec. 10}$$

$$X(L_0) = l_x, Y(L_0) = l_y, Z(L_0) = l_z \quad \text{Ec. 11}$$

A partir de las ecuaciones anteriormente mostradas se formulan las protecciones de los cables en los 3 ejes de la siguiente manera:

$$I_x = -\frac{F_1 L_0}{EA} - \frac{F_1}{W} \left\{ l_n \left[\sqrt{F_1^2 + F_2^2 + (WL_0 - F_3)^2} + WL_0 - F_3 \right] - l_n \left(\sqrt{F_1^2 + F_2^2 + F_3^2} - F_3 \right) \right\} \quad Ec. 12$$

$$I_y = -\frac{F_2 L_0}{EA} - \frac{F_2}{W} \left\{ l_n \left[\sqrt{F_1^2 + F_2^2 + (WL_0 - F_3)^2} + WL_0 - F_3 \right] - l_n \left(\sqrt{F_1^2 + F_2^2 + F_3^2} - F_3 \right) \right\} \quad Ec. 13$$

$$I_z = -\frac{F_3 L_0}{EA} - \frac{WL_0^2}{2EA} + \frac{1}{W} \left[\sqrt{F_1^2 + F_2^2 + (WL_0 - F_3)^2} - \sqrt{F_1^2 + F_2^2 + F_3^2} \right] \quad Ec. 14$$

Entendiendo que I_x, I_y, I_z están en función de F_1, F_2, F_3 respectivamente

$$I_x = f(F_1, F_2, F_3) \quad Ec. 15$$

$$I_y = g(F_1, F_2, F_3) \quad Ec. 16$$

$$I_z = h(F_1, F_2, F_3) \quad Ec. 17$$

Luego la matriz de rigidez y las correspondientes fuerzas internas del elemento pueden ser obtenidas a partir de un proceso iterativo de las anteriores funciones, consiguiendo las siguientes ecuaciones:

$$dl_x = \frac{\partial f}{\partial F_1} dF_1 + \frac{\partial f}{\partial F_2} dF_2 + \frac{\partial f}{\partial F_3} dF_3 \quad Ec. 18$$

$$dl_y = \frac{\partial g}{\partial F_1} dF_1 + \frac{\partial g}{\partial F_2} dF_2 + \frac{\partial g}{\partial F_3} dF_3 \quad Ec. 19$$

$$dl_z = \frac{\partial h}{\partial F_1} dF_1 + \frac{\partial h}{\partial F_2} dF_2 + \frac{\partial h}{\partial F_3} dF_3 \quad Ec. 20$$

En forma matricial quedaría de la siguiente manera:

$$\begin{Bmatrix} dl_x \\ dl_y \\ dl_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dF_1 \\ dF_2 \\ dF_3 \end{Bmatrix} = F \begin{Bmatrix} dF_1 \\ dF_2 \\ dF_3 \end{Bmatrix} \quad Ec. 21$$

Donde f es la matriz de flexibilidad cuyas componentes son:

$$f_{11} = -\left(\frac{L_0}{EA} + \frac{1}{W} \log \frac{T_j + F_6}{T_i - F_3}\right) + \frac{F_1^2}{W} \left[\frac{1}{T_i(T_i - F_3)} - \frac{1}{T_i(T_j + F_6)} \right] \quad Ec. 22$$

$$f_{12} = f_{21} = \frac{F_1 F_2}{W} \left[\frac{1}{T_i(T_i - F_3)} - \frac{1}{T_i(T_j + F_6)} \right] \quad Ec. 23$$

$$f_{13} = f_{31} = \frac{F_1}{W} \left[\frac{1}{T_j} - \frac{1}{T_i} \right] \quad Ec. 24$$

$$f_{22} = -\left(\frac{L_0}{EA} + \frac{1}{W} \log \frac{T_j + F_6}{T_i - F_3}\right) + \frac{F_1^2}{W} \left[\frac{1}{T_i(T_i - F_3)} - \frac{1}{T_i(T_j + F_6)} \right] \quad Ec. 25$$

$$f_{23} = f_{32} = \frac{F_2}{W} \left[\frac{1}{T_j} - \frac{1}{T_i} \right] \quad Ec. 26$$

$$f_{33} = -\frac{l_0}{EA} - \frac{1}{W} \left[\frac{F_6}{T_j} + \frac{F_3}{T_i} \right] \quad Ec. 27$$

T_i Y T_j son las tensiones al inicio y al final del cable que pueden ser calculadas de la siguiente manera:

$$T_i = \sqrt{F_1^2 + F_2^2 + F_3^2} \quad Ec. 28$$

$$T_j = \sqrt{F_4^2 + F_5^2 + F_6^2} \quad Ec. 29$$

Así mismo las fuerzas F_4 , F_5 y F_6 pueden ser obtenidas por las siguientes ecuaciones:

$$F_4 = -F_1 \quad Ec. 30$$

$$F_5 = -F_2 \quad Ec. 31$$

$$F_6 = -F_3 + WL_0 \quad Ec. 32$$

La matriz de rigidez se obtiene con la inversa de la matriz de flexibilidad.

$$K = F^{-1} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} \end{bmatrix}^{-1} \quad Ec. 33$$

La matriz de rigidez tangencial del cable se muestra a continuación

$$K_T = \begin{bmatrix} -K & K \\ K & -K \end{bmatrix} \quad Ec. 34$$

Después de determinados los valores de matriz tangencial de rigidez y vectores de fuerza, se pueden obtener la longitud del cable al igual que su flecha.

$$S = \sqrt{l_z^2 + (l_x^2 + l_y^2) \frac{\sinh^2 \lambda}{\lambda^2}} \quad Ec. 35$$

$$Z_s = \frac{\lambda L [3 + (1 - 2X) \lambda \sin \theta] \bar{x} (1 - \bar{x})}{3} \quad Ec. 36$$

Donde:

$$\lambda = \frac{W}{2} \sqrt{(l_x^2 + l_y^2) / (F_1^2 + F_2^2)} \quad Ec. 37$$

$$L = \sqrt{l_x^2 + l_y^2 + l_z^2} \quad Ec. 38$$

$$\bar{X} = \frac{x}{\sqrt{l_x^2 + l_y^2}} \quad Ec. 39$$

I. Catenaria

Cuando un cable se somete a una carga uniforme por unidad de longitud, como su peso propio, dicho cable se comporta como una catenaria, pero si la relación entre flecha y longitud del cable es grande se puede considerar el cable con una característica parabólica.

Las cargas que trasmite la tubería de transporte de hidrocarburos suspendida y apoyada sobre pendolones, los cuales se agarran de los cables principales, adicionándole el peso propio del mismo, y cómo se mencionó anteriormente la relación existente entre la luz y flecha ayudan a generar el comportamiento parabólico de la catenaria. En cierto sentido la catenaria puede no verse como una única curva, sino una gran familia de segmentos que están determinados por coordenadas en sus extremos y la magnitud de su longitud.

Se han realizado varios estudios sobre su modelación en elementos finitos con análisis dinámicos no lineales (*Chang, S. P. et al (2008)*) y sobre su comportamiento, pero a continuación se presenta el desarrollo matemático más usado en el sector de hidrocarburos y de igual forma el implemento en este trabajo de grado, el cual se basa en los principios de la estática clásica, bien conocido como el teorema general del cable.

El análisis y diseño de una catenaria se puede dividir de forma general en dos grandes ramas, una de ellas es cuando los puntos extremos de la catenaria están localizados a una misma altura, pero la contraparte de esta es cuando los puntos extremos no están a una misma altura. Como nuestros modelos tienen los extremos de la catenaria en una misma altura, el análisis que se mostrará a continuación (forma del cable, tensión máxima, longitud del cable y alargamiento elástico) serán solo de una catenaria bajo los mismo parámetros.

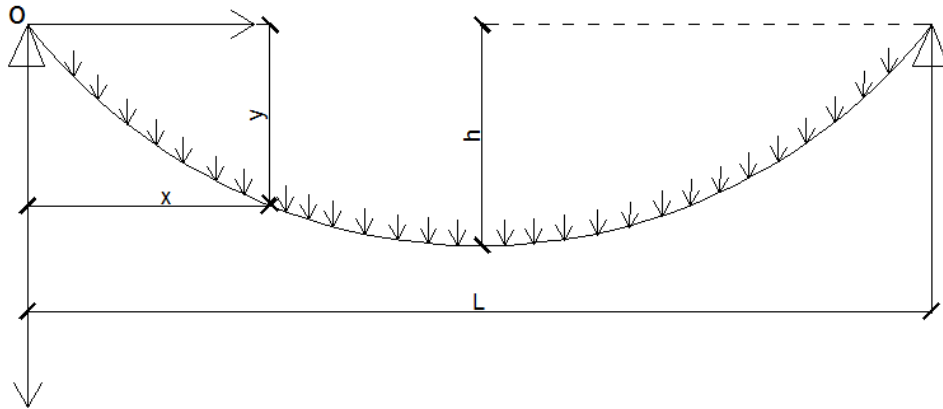


Imagen 4.4 Principales parámetros para análisis del cable. Fuente propia

- Análisis para dibujar la forma del cable:

$$y = \frac{4hx}{L^2} (x - L) \quad \text{Ec. 40}$$

Donde:

y : Coordenada en el eje vertical del punto

h : Flecha de la catenaria

x : Coordenada en el eje horizontal del punto

L : Longitud horizontal entre apoyos

- Análisis tensión máxima del cable:

$$T_{max} = H(1 + 16\theta)^{1/2} \quad \text{Ec. 41}$$

$$\theta = \frac{h}{L} \quad \text{Ec. 42}$$

$$H = \frac{wL^2}{8h} \quad \text{Ec. 43}$$

Donde:

h : Flecha de la catenaria

L : Longitud horizontal entre apoyos

w : Carga uniforme sobre el cable

T_{max} : Tensión máxima del cable

- Longitud del cable:

$$S_o = L \left(1 + \frac{8\theta^2}{3} - \frac{32\theta^4}{5} \right) \quad Ec. 44$$

$$\theta = \frac{h}{L} \quad Ec. 45$$

Donde:

S_o : Longitud del cable

h : Flecha de la catenaria

L : Longitud horizontal entre apoyos

- Alargamiento elástico del cable:

$$A_e = \frac{T_{med} S_o}{AE} \quad Ec. 46$$

$$T_{med} = H \left[\frac{1 + \left(\frac{16\theta^2}{3} \right)}{1 + \left(\frac{8\theta^2}{3} \right)} \right] \quad Ec. 47$$

$$H = \frac{wL^2}{8h} \quad Ec. 48$$

$$\theta = \frac{h}{L} \quad Ec. 49$$

Donde:

A_e : Alargamiento elástico

h : Flecha de la catenaria

L : Longitud horizontal entre apoyos

w : Carga uniforme sobre el cable

S_o : Longitud del cable

A : Área transversal del cable

E : Módulo de elasticidad del cable

II. Pendolón

Los pendolones son elementos verticales que conforman la estructura, siendo de diámetro y aérea bruta muy inferior a la de los cables principales o catenarias de suspensión. Las cargas impuestas por la tubería, los fluidos que se transportan, las vibraciones del tubo y las actividades de operación, entre otras, se focalizan en dispositivos mecánicos de sujeción llamados silletas siendo estas finalmente vinculadas a los pendolones, los cuales trabajaran exclusivamente para fuerzas de tensión.

La separación del sistema pendolón-silleta es fundamental para garantizar que no existan curvaturas exageradas e indebidas en la tubería, las cuales necesariamente tendrían que sumarse a las presiones generadas por la operación del ducto pudiendo llegar en algunos casos a valores cercanos a los límites permitidos o inclusive sobrepasarlos.

La expresión utilizada para el análisis y diseño de los pendolones como elementos que trabajan exclusivamente por tensión es la siguiente:

$$\phi P_n = \phi F_y A_g \quad Ec. 50$$

Donde:

ϕ : 0.90

P_n : Fuerza nominal del pendolón

F_y : Limite de fluencia del material del pendolón

A_g : Área bruta del pendolón

Cabe resaltar que basados en el Título F de la *Norma Sismo Resistente de Colombia – NSR-10 (AIS (2010))* esta no establece un límite máximo para relación de esbeltez de miembros a tensión, pero sugiere que dicha relación no sobrepase el valor de 300.

III. Contraviento

La finalidad principal de los sistemas de contraviento es la de absorber y distribuir las fuerzas que se producen en el ducto por los efectos del viento y en cierta medida las fuerzas producidas por los sismos. La disposición de los sistemas de contravientos es en sentido horizontal de igual forma en que las fuerzas anteriormente mencionadas afectan al paso aéreo.

Se colocan contravientos horizontales a lado y lado de la tubería previendo la inversión de esfuerzos que se presenta por el sentido de las fuerzas y adicionalmente por el efecto de bamboleo hasta que el sistema se detenga.

La filosofía de análisis y diseño es similar a la expuesta en el numeral I, de la catenaria, con la exclusividad de modificar el plano principal en el cual actúa.

4.2 TORRE EN ESTRUCTURA METÁLICA

Las estructuras metálicas constituyen un sistema constructivo muy difundido en varios países, cuyo empleo suele crecer en función de la industrialización alcanzada en la región o país donde se utiliza. Las estructuras metálicas poseen una gran capacidad resistente por el empleo de acero. Esto le confiere la posibilidad de lograr soluciones de gran envergadura, como cubrir grandes luces y cargas importantes.

Las torres o apoyos de paso de los cables principales, son en acero por la versatilidad que se brinda con este tipo de estructuras. Las estadísticas indican que los sitios de implantación de los pasos aéreos, son sitios con grandes dificultades topográficas y por consiguiente de accesibilidad y complejidad de los procesos de montaje de estos elementos.

La gran mayoría de oleoductos, propano ductos, poliductos y gasoductos construidos en Colombia y en el mundo alzan sus grandes torres en estructura metálica con gran variedad de perfiles, pero los de mayor uso son el Perfil Tubular Estructural (PTE).

Las torres presentadas en el presente estudio son en celosía (espaciales) con el objeto de proporcionar una hiperestaticidad mayor y en esta forma aumentar la confiabilidad de los sistemas de pasos aéreos.

Los modelos que se estudiarán son básicamente dos, los cuales consisten en torres con elementos verticales completamente paralelos [ver Imagen 4.5] y otro con elementos verticales y ángulo de inclinación, de tal forma que en un punto distante los elementos se intersectan [ver Imagen 4.6].



Imagen 4.6 Configuración de torre con elementos verticales inclinados. Foto suministrada por Beltrán F.E



Imagen 4.5 Configuración de torre con elementos verticales paralelos. Tomado de O'Donnell, P. (2003)

Adicionalmente los pasos aéreos están implantados en sitios en los cuales los efectos invernales, talas indiscriminadas, deforestación, sobrepastoreo y cultivos no controlados, han afectado considerablemente el equilibrio del suelo, provocando áreas grandes de remoción en masa, siendo el principal aspecto de mantenimiento y atención por parte de las empresas encargadas del transporte de hidrocarburos.

I. Elementos en Perfil Tubular Estructural (PTE)

Para el presente estudio se seleccionó la implementación de secciones en perfil tubular estructural (PTE), puesto que esta proporciona un mejor comportamiento ante efectos torsionales, además que se cuenta en el estado del arte actual gran conocimiento por las firmas contratistas de las buenas prácticas en los procesos constructivos con estos elementos. Paralelamente en algunos sectores es reutilizada tubería en muy buenas condiciones que poseen las empresas transportadoras de hidrocarburos, facilitando la consecución de la misma.

De este tipo de elementos en las estructuras se han realizado varias investigaciones (*Wang, W. et al 2007*) al igual que de sus uniones (*Zhao, X. L. et al 2011*).

Basados en el Título F de la *Norma Sismo Resistente de Colombia – NSR-10 (AIS (2010))*, se presenta a continuación las siguientes resistencias nominales para el diseño de los elementos de la torre en perfil tubular estructural (PTE).

- Compresión

$$P_n = F_{cr} A_g \quad Ec. 51$$

Donde

A_g : Área bruta de la sección

P_n : Resistencia nominal a compresión

F_{cr} : Es el esfuerzo de pandeo por flexión

F_{cr} Esta dado por:

Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó ($F_e \geq 0.44F_y$)

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

Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó ($F_e < 0.44F_y$)

$$F_{cr} = 0.877F_e$$

- Tensión

Para tensión existe la resistencia por fluencia y la resistencia por rotura, se escoge la menor de ellas:

$$P_n = F_y A_g \quad Ec. 52$$

$$P_u = F_u A_e \quad Ec. 53$$

Dónde:

A_g : Área bruta de la sección

A_e : Área efectiva de la sección

F_u : Resistencia mínima a tensión

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero

- Flexión

La resistencia nominal a flexión se toma como el menor valor entre los estados límites de plastificación y de pandeo local:

$$M_n = M_p = F_y Z \quad \text{Ec. 54}$$

Dónde:

M_n : Resistencia nominal a flexión

M_p : Momento plástico

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero

Z : Módulo plástico de la sección

Si la sección es compacta $D/t < \lambda_p$, no aplica la resistencia por pandeo local.

- Torsión

$$T_n = F_{cr} C \quad \text{Ec. 55}$$

Dónde:

T_n : Resistencia nominal a torsión

C : Constante torsional para el PTE

F_{cr} : Esfuerzo crítico

F_{cr} Se calcula con el mayor valor entre las siguientes ecuaciones:

$$F_{cr} = \frac{1.23E}{\sqrt{\frac{L}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^{3/2}}} \quad \text{Y} \quad F_{cr} = \frac{0.60E}{(D/t)^{3/2}}$$

Pero no puede exceder el valor de $0.6 F_y$

El valor de C es calculado con la siguiente ecuación:

$$C = \frac{\pi(D - t)^2 t}{2}$$

- Cortante

$$V_n = F_{cr} \frac{A_g}{2} \quad \text{Ec. 56}$$

Dónde:

V_n : Resistencia nominal a cortante

A_g : Área bruta de la sección

F_{cr} : Esfuerzo crítico

F_{cr} Se calcula con el mayor valor entre las siguientes ecuaciones:

$$F_{cr} \frac{1.6E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^{5/4}}} \quad \text{Y} \quad F_{cr} = \frac{0.78E}{(D/t)^{3/2}}$$

Pero no puede exceder el valor de $0.6 F_y$

- Esfuerzos combinados

Según las solicitaciones las formulas varían, depende de la solicitación axial y si incluye o no el efecto de la torsión:

Para $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Ec. 57}$$

Para $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Ec. 58}$$

Incluyendo la torsión

$$\left(\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} + \frac{T_u}{\phi_t T_n} \right)^2 \leq 1.0 \quad Ec. 59$$

Donde:

P_u : Resistencia requerida a carga axial

ϕP_n : Resistencia de diseño a tensión o a compresión

M_u : Resistencia requerida a tensión

$\phi_b M_n$: Resistencia de diseño a flexión

V_u : Resistencia requerida a cortante

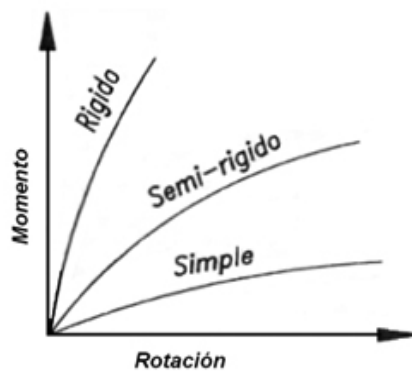
$\phi_v V_n$: Resistencia de diseño a cortante

T_u : Resistencia requerida a torsión

$\phi_t T_n$: Resistencia de diseño a torsion

II. Conexiones

Las conexiones en este tipo de estructuras son de dos tipos fundamentalmente, rígidas o pernadas (flexibles); no es usual que los consultores en el medio evalúen las dificultades de los sitios de implantación de las torres, aspecto que es determinante para la selección del tipo de unión a utilizar, en función del grado de complejidad en su implementación. Se han realizado muchas investigaciones en cuanto a sus conexiones, como la de la referencia *Frye, M. J. et al (1975)*, sobre la cierta flexibilidad que tienen las conexiones bajo cargas de servicio. La relación momento-rotación de cada tipo de conexión se presenta a continuación.



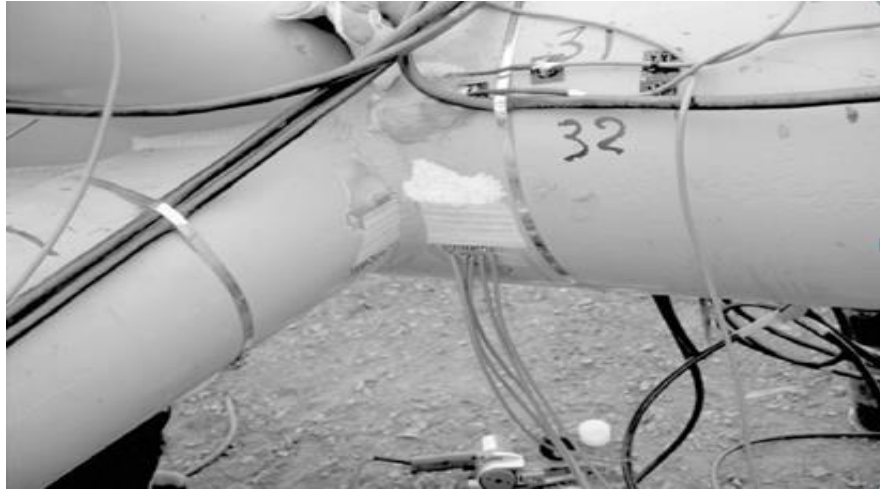
Gráfica 4.1 Relación momento-rotación de conexiones. Tomado de Pfenniger, F. (2011)

a. Conexiones rígidas (conexión a momento totalmente restringida)

La conexión rígida es la más empleada en la medida que se utiliza desde el comienzo de la construcción de los ductos de transporte de hidrocarburos, aproximadamente desde la década de los 50 y 60 hasta la fecha, tecnología que llegó al país proveniente de EE.UU con los ingenieros contratistas y constructores.

En la práctica usualmente se prefabrican los extremos de los elementos a unir con los conocidos "boca de pescado", configuración que facilita la unión sin vacíos en los

elementos a unir. La Imagen 4.7 presenta la unión de elementos en PTE con conexión soldada, basados en la investigación realizada por la referencia *Zhao, X. L et al (2011)*.



*Imagen 4.7 Conexión soldada en perfil tubular estructural.
Tomado de Zhao, X. L. (2011)*

Este tipo de unión es fundido en sitio con electrodos de soldadura, resultado de los análisis y diseños, colocando el cordón de soldadura en todo el contorno de los elementos a unir, garantizando de esta forma la rigidez total de las partes.

Este tipo de unión impide los desplazamientos en los tres ejes principales además de sus respectivos giros, siendo así matemáticamente la naturaleza de la unión.

Se han realizado diferentes investigaciones sobre este tipo de conexiones como la optimización del cordón de soldadura de este tipo de conexión (*ver Jármai, K. et al (1999)*), sobre el comportamiento de las mismas en la unión viga-columna (*ver Dubina, D. et al (2002)*) y la velocidad de deformación de las conexiones completamente soldadas (*ver El Hassouni. Et al (2011)*).

Algunas de las ventajas de implementar conexión rígida o soldada en las conexiones de perfilaría tubular son que estas permiten un ahorro de material de hasta un 15%,

ahorros en el peso del acero utilizado, las estructuras son más rígidas puesto a que estas permiten una continuidad real en la estructura y permiten una gran variedad de conexiones, cosa que no se puede con pernos o tornillos, finalmente un ahorro considerable en el cálculo, detallado y montaje de estructuras.

Para el análisis y cálculo de este tipo de uniones se implementó el método de estados límites, donde básicamente se enuncia que falla primero el elemento en perfil tubular estructural que la conexión, con la ayuda del *Título F* de la *NSR-10* se tiene:

$$\Phi F_w = \Phi 0.707 e F_{exx} 0.6 P_s \quad Ec. 60$$

Donde:

Φ : coeficiente de reducción

e: espesor del cordón de soldadura

F_{exx} : resistencia del tipo de soldadura

P_s : perímetro de la sección a soldar

b. Conexiones pernadas (flexibles)

Las conexiones flexibles, se han venido implementando con cierta precaución en la medida que en sector se tiene la creencia que son débiles; sin embargo por efectos de estandarización en su proceso de prefabricación y montaje, son de mayor y mejores resultados. Poseen el inconveniente que aumentan el peso final de la estructura, debido por los dispositivos o platinas de unión (bridas).

Las principales ventajas de las conexiones flexibles están en la rapidez de ejecución, el bajo nivel de calificación requerido para construirlas, la facilidad de inspección y reemplazo de partes dañadas y la mayor calidad que se obtiene al hacerlas en obra

comparadas con conexiones soldadas. Entre las desventajas se pueden mencionar el mayor trabajo requerido en taller, lo que puede significar un costo más alto.

Por otro lado requieren un mayor cuidado en la elaboración de los detalles de conexión para evitar errores en la fabricación y montaje; De igual forma la mayor precisión requerida en la geometría, para evitar interferencias entre conectores en distintos planos.

A continuación se presenta el método de diseño de las conexiones pernadas, una de ellas es conexión columna-columna [ver Imagen 4.8] y la otra es la conexión columna-elemento [ver Imagen 4.9].

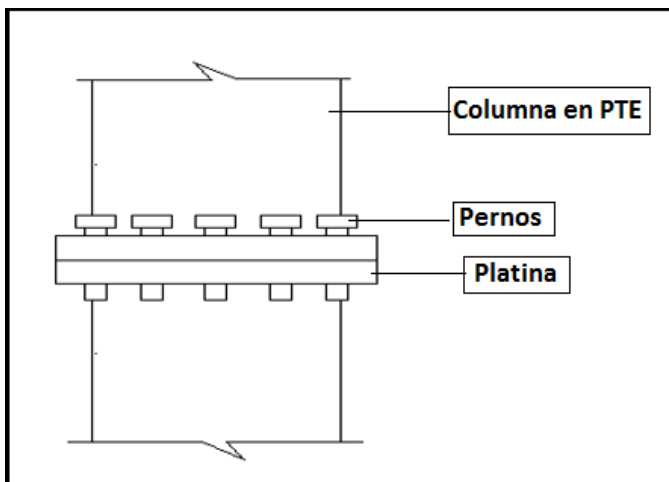


Imagen 4.8 Conexión pernada tipo columna-columna. Fuente propia

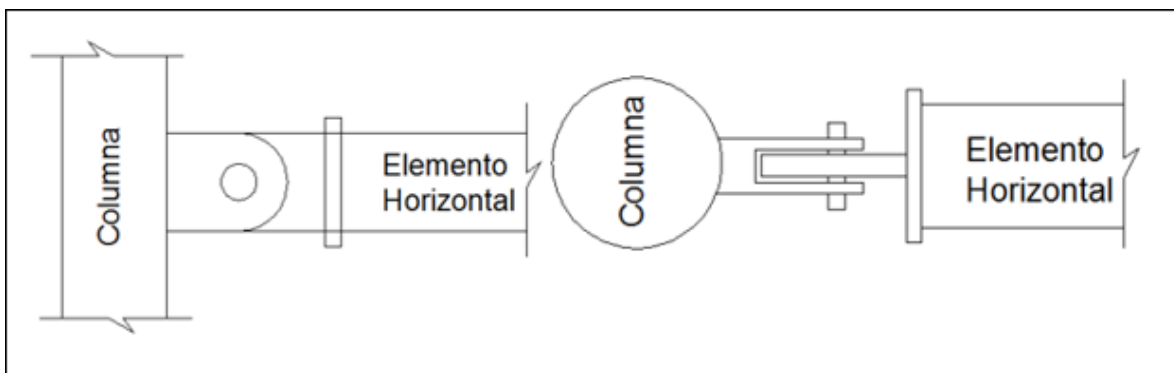


Imagen 4.9 Conexión pernada tipo columna-elemento (vista frontal y aérea, respectivamente) Fuente propia.

El cálculo principal para el tipo de conexión columna-columna es la concerniente a los pernos, los cuales deben resistir las cargas de cortante y tensión transmitidos al nodo.

- Calculo resistencia a tensión de un perno:

$$\phi R_n = \phi F_y A_e \quad Ec. 61$$

Donde:

ϕ : coeficiente de reducción

F_y : esfuerzo fluencia del perno

A_e : área transversal del perno

- Calculo resistencia a cortante de un perno:

$$\phi V_n = \phi 0.6 F_y A_e C_v \quad Ec. 62$$

Donde:

ϕ : coeficiente de reducción

F_y : esfuerzo fluencia del perno

A_e : área transversal del perno

C_v : coeficiente de cortante

A continuación se presentan las formulas de la *NSR-10* del *Título F* concernientes al cálculo de conexión columna-elemento:

- Cortante en pasador:

$$\phi V_n = \phi 0.6 F_y A_e C_v \quad Ec. 63$$

Donde:

Φ : coeficiente de reducción

F_y : esfuerzo fluencia del pasador

A_e : área transversal del pasador

C_v : coeficiente de cortante

- Calculo a tensión de las platinas:

$$\Phi P_n = \Phi F_y A_n \quad \text{Ec. 64}$$

Donde:

Φ : coeficiente de reducción

F_y : esfuerzo fluencia del pasador

A_n : área neta de la cara a tensión de la platina

4.3 MACIZO DE ANCLAJE

Los macizos de anclaje son elementos estructurales que funcionan por su propio peso o gravedad; son proyectados y construidos en concreto masivo reforzado, monolítico, de grandes volúmenes pues son los elementos que se encargan de equilibrar el sistema general, mediante el anclaje de los tirantes del cable principal y de los contravientos en algunos casos.

Estos grandes elementos deben ser analizados por equilibrio general, volcamiento y desplazamiento ante fuerzas laterales. Geotécnicamente son chequeados ante hundimiento y en algunos casos ha sido necesario implantarlos sobre sistemas de pilotes previendo transmisión de cargas a estratos de mejor competencia, así como anclar los sistemas en estratos rocosos, mejorando ostensiblemente la capacidad de los pilotes y eficiencia de grupo ante cargas de empuje provenientes de los deslizamientos del terreno. Como tal en los sectores de *Piedra Verde, Sinifaná y Fincas del poliducto Sebastopol-Medellín-Cartago*, esta fue la solución que actualmente está en proceso de construcción.

A continuación se presentan imágenes de un bloque de anclaje de un paso aéreo en Aldingen, Baden-Wuttenberg, Alemania [ver Imagen 4.10].



Imagen 4.10 Macizos de anclaje en paso aéreo en Aldingen, Baden-Wuttenberg, Alemania. Tomado de Bernstorff, E. (2005)

Para el diseño de los macizos de anclaje, como se mencionó anteriormente, se deben tener en cuenta los factores de resistencia al volcamiento y deslizamiento del mismo. Luego del predimensionamiento se procede a obtener el peso del macizo, el cual será la fuente principal para resistir las fuerzas provenientes del cable.

- Factor de seguridad al volcamiento:

$$F_{sv} = \frac{\sum M_{rv}}{\sum M_{pv}} > 2.0 \quad \text{Ec. 65}$$

Donde:

Mrv: aquellos momentos que resisten el volcamiento (peso propio del macizo)

Mpv: aquellos momentos que producen el volcamiento (cable)

- Factor de seguridad al deslizamiento:

$$F_{sd} = \frac{\sum F_{rd}}{\sum F_{pd}} > 1.5 \quad \text{Ec. 66}$$

Donde:

Frv: aquellas fuerzas que resisten el deslizamiento (peso propio del macizo)

Fpv: aquellas fuerzas que provocan el deslizamiento (cable)

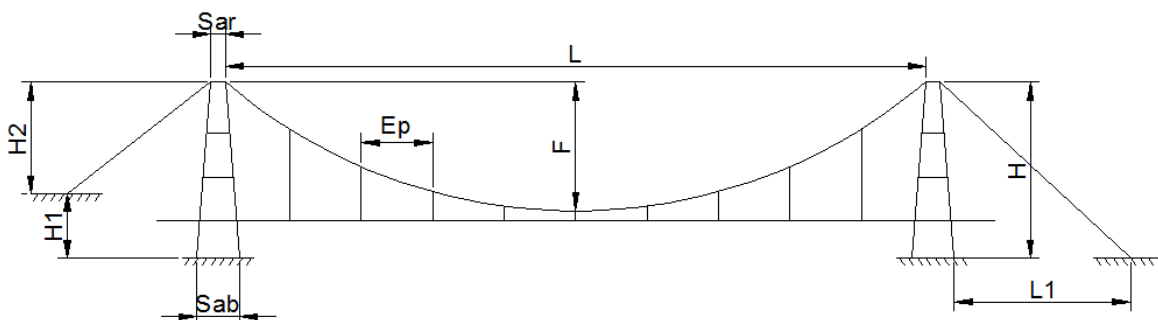
5. METODOLOGÍA

5.1 ETAPAS INICIALES DEL PROYECTO

I. Geometría general de los modelos

Para poder comenzar con el predimensionamiento y características generales de los modelos a estudiar en este proyecto, comenzamos con la previa recopilación de información geométrica de doce pasos aéreos construidos en Colombia, de los cuales ocho (8) se encuentran en el departamento de Antioquia y cuatro (4) en el departamento de Cundinamarca. La idea de esta primera parte es conocer la tendencia o características comunes de este tipo estructuras en Colombia, y así obtener puntos de referencia en el desarrollo de los diseños que se hicieron en este trabajo de grado.

En la Imagen 5.1 e Imagen 5.2 se puede ver las características geométricas principales de un paso aéreo, como son: luz (L), flecha (F), espaciamiento entre pendolones (E_p), altura de torres (H) y altura de módulos (A_m), entre otros, en donde a los doce pasos aéreos consultados se les recopiló dichos datos y así con estos poder realizar promedios y relaciones de su geometría, como se muestra en la Tabla 5.1 y Tabla 5.2.



*Imagen 5.1 Características geométricas generales de pasos aéreos en Colombia (vista lateral).
Fuente propia*

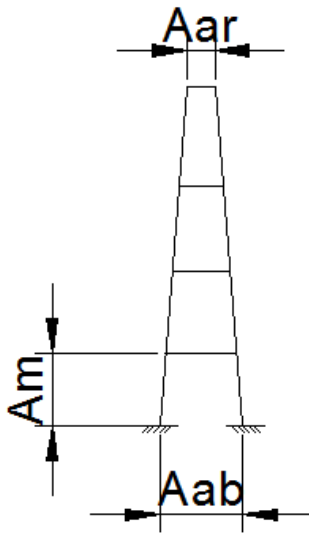


Imagen 5.2 Características geométricas generales de pasos aéreos en Colombia (vista frontal). Fuente propia

Tabla 5.1 Recopilación de relaciones geométricas de pasos aéreos en Colombia (parte 1). Fuente propia

	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6
L/ Ep	13.000	13.333	4.000	19.500	17.500	19.000
L/ F	9.630	6.667	8.667	11.471	10.000	11.176
L/ L1 (T1)	5.098	15.000	8.667	8.667	7.778	8.120
L/ L1 (T2)	6.842	3.158	13.000	7.500	7.848	11.176
L/ H (T1)	6.500	12.000	5.200	7.358	8.333	9.048
L/ H (T2)	8.667	4.000	5.778	7.500	8.333	9.048
L/ H1 (T1)	-26.000	30.000	10.400	48.750	-175.000	-158.333
L/ H1 (T2)	-32.500	-15.000	10.400	55.714	-175.000	-190.000
L/ H2 (T1)	5.200	24.000	10.400	7.800	7.955	8.559
L/ H2 (T2)	6.842	3.158	10.400	8.864	7.955	8.636
H (T1)/ Am	8.000	2.000	7.000	6.163	4.773	4.773
H (T2)/ Am	6.000	6.000	7.000	6.047	4.773	4.773
H (T1)/ Aab	3.636	-	-	6.625	5.250	5.250
H (T2)/ Aab	3.333	3.333	-	6.500	5.250	5.250
H (T1)/ Aar	13.333	-	-	33.125	26.250	26.250
H (T2)/ Aar	10.000	10.000	-	32.500	26.250	26.250
L/ Aab (T1)	23.636	-	-	48.750	43.750	47.500
L/ Aar (T1)	86.667	-	-	243.750	218.750	237.500
L/ Aab (T2)	28.889	13.333	-	48.750	43.750	47.500
L/ Aar (T2)	86.667	40.000	-	243.750	218.750	237.500
H (T1)/ Sab	-	-	-	6.310	5.122	5.250
H (T2)/ Sab	-	-	-	6.341	5.122	5.250
H (T1)/ Sar	-	-	-	80.303	52.500	52.500
H (T2)/ Sar	-	-	-	78.788	52.500	52.500

*Tabla 5.2 Recopilación de relaciones geométricas de pasos aéreos en Colombia (parte 2).
Fuente propia*

No. 7	No. 8	No. 9	No. 10	No. 11	No. 12	PROMEDIO
12.450	25.320	15.600	11.900	14.000	12.000	15.055
9.577	12.660	11.143	11.900	14.700	12.000	10.690
6.073	12.985	6.964	19.833	7.737	3.000	9.720
6.917	13.686	7.189	6.263	24.500	3.000	9.825
6.917	9.378	7.959	17.000	10.500	7.500	9.108
6.917	9.043	8.211	8.500	29.400	7.500	9.581
-124.500	31.650	15.600	119.000	-29.400	15.000	-23.439
-62.250	25.320	312.000	-23.800	-	60.000	-9.512
6.553	13.326	15.600	14.875	7.737	15.000	11.091
6.225	14.067	8.432	6.263	29.400	8.571	10.022
3.600	6.279	4.356	2.000	5.000	2.000	4.904
4.000	6.087	4.750	5.000	2.000	2.000	5.130
4.500	6.429	5.158	-	-	-	5.264
4.500	5.091	4.750	-	-	-	4.751
22.500	33.750	24.500	-	-	-	25.673
22.500	35.000	23.750	-	-	-	23.281
31.125	60.286	41.053	-	-	-	42.300
155.625	316.500	195.000	-	-	-	207.685
31.125	46.036	39.000	-	-	-	37.298
155.625	316.500	195.000	-	-	-	186.724
4.000	6.429	5.158	-	-	8.000	5.378
4.000	4.828	4.524	-	-	8.000	5.011
45.000	90.000	65.333	-	-	8.000	64.273
45.000	93.333	63.333	-	-	8.000	64.242

De igual forma en la Gráfica 5.2 y Gráfica 5.1 se puede ver la tendencia en la construcción de pasos aéreos en Colombia, respecto a dos de las características generales más importantes que son la altura de la torre y la flecha existente en sus cables principales o catenaria.



Gráfica 5.2 Tendencia en construcción de pasos aéreos en Colombia (Luz vs Altura torre). Fuente propia



Gráfica 5.1 Tendencia en construcción de pasos aéreos en Colombia (Luz vs Flecha). Fuente propia

Finalmente de la información suministrada por los pasos aéreos construidos en Colombia (características geométricas generales), y los cálculos de las relaciones geométricas con sus respectivos promedios se procedió a determinar las características generales de los pasos aéreos a analizar en este proyecto, donde se obtuvo [ver Tabla 5.3]:

Tabla 5.3 Características geométricas generales de los modelos a estudiar en el proyecto

	Torre Columnas inclinadas	Torre Columnas verticales
L (m)	135	135
Ep (m)	9	9
F (m)	10	10
L1 (m)	13.7	13.7
Am (m)	2.8	2.8
Aab (m)	3.4	3.4
Aar (m)	0.7	3.4
Sab (m)	2.7	1
Sar (m)	0.22	1

Para las columnas de los modelos se implementó el uso de un perfil tubular estructural con un diámetro externo de 8"-pulgadas. De igual forma los elementos horizontales tienen un diámetro de 8"-pulgadas y las diagonales o riostras tienen un diámetro de 6"-pulgadas [ver Imagen 5.3 e Imagen 5.4].

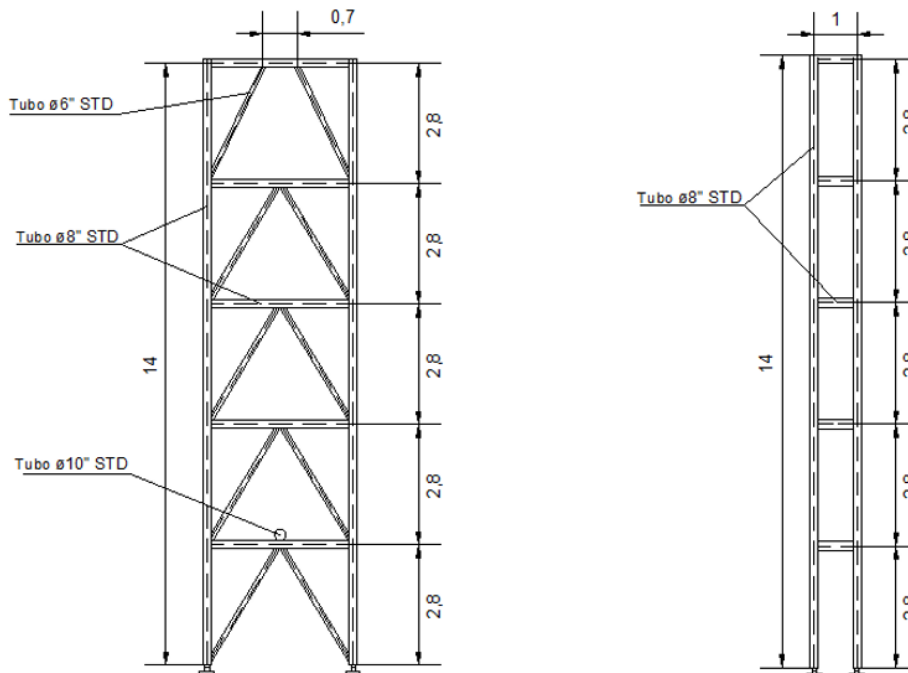
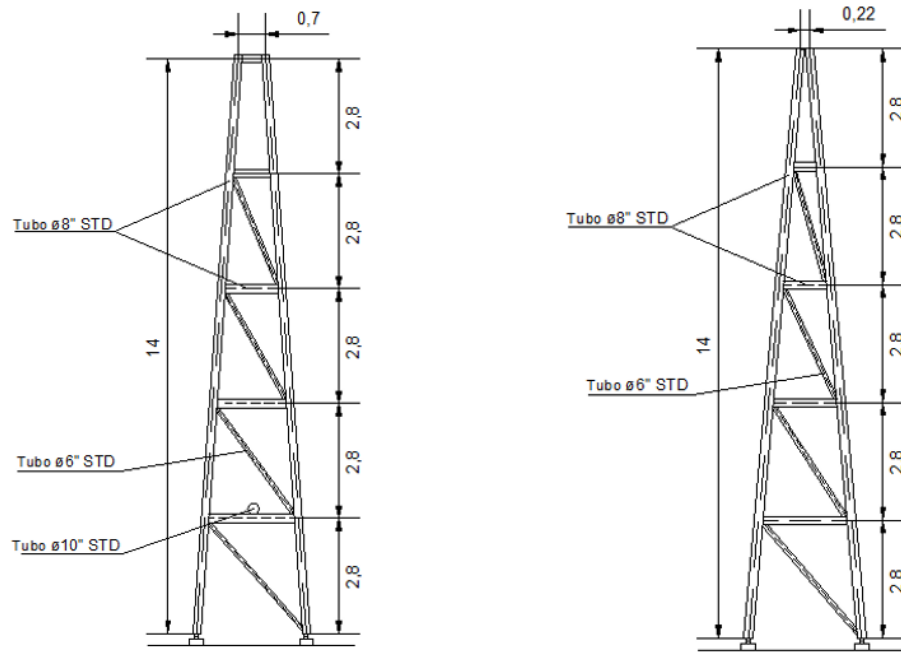


Imagen 5.3 Esquema de torre con columnas verticales (unidades en metros).

Fuente propia



*Imagen 5.4 Esquema de torre con columnas inclinadas (unidades en metros).
Fuente propia*

II. Normas, parámetros y características de diseño

En la Tabla 5.4 se presentan los códigos y normas implementados en el desarrollo de este proyecto.

Tabla 5.4 Códigos y normas utilizados en el proyecto

NSR-10	Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo resistente
NIO	Normas de Ingeniería de Oleoductos. Ecopetrol S.A.

En la Tabla 5.5 se presenta el sistema de unidades utilizado en el desarrollo del proyecto.

Tabla 5.5 Sistema de unidades empleado en el proyecto

Longitud	Metro	m
	Milímetro	mm
Área	Metro cuadrado	m ²
	Milímetro cuadrado	mm ²
Fuerza	Tonelada	Ton
	Kilo Newton	kN
Esfuerzo	Mega Pascal	MPa

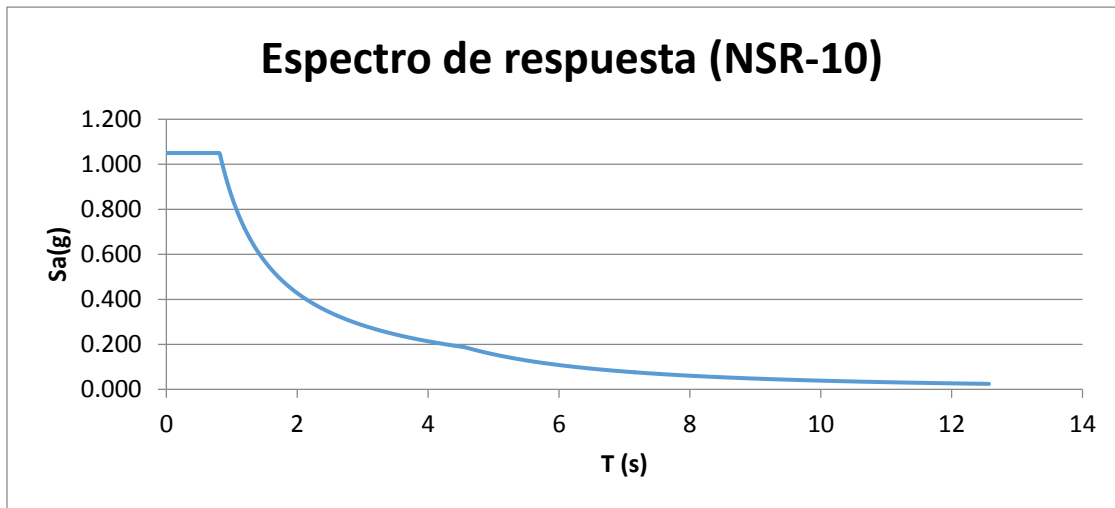
- Parámetros de diseño

En la Tabla 5.6 se exponen los parámetros sísmicos implementados en el desarrollo de este proyecto. De igual forma en la Gráfica 5.3 se presenta el espectro de respuesta para el análisis sísmico de los pasos aéreos.

Tabla 5.6 Parámetros sísmicos del proyecto

Localización	Antioquia	
Coefficiente de aceleración	Aa	0.2
Coefficiente de velocidad pico	Av	0.25
Factor de amplificación por efecto del sitio	Fa	1.4
Efecto del sitio	Fv	1.9
Coefficiente de importancia	I	1.5
Periodo suelo	To	0.17
	Tc	0.814
	Tl	4.56
Coefficiente de disipación de energía	R	2.5

Para el análisis del coeficiente de importancia de la estructura, se implementó el uso de Grupo IV, el cual es de edificaciones indispensables. Se deben considerar de este tipo debido a las grandes consecuencias ambientales y sociales que generarían el colapso o explosión de la tubería de transporte de hidrocarburos.



Gráfica 5.3 Espectro de respuesta para los modelos. Fuente propia

En la Tabla 5.7 se puede observar los tipos de materiales implementados para el diseño de las torres, cables, conexiones y cimentación.

Tabla 5.7 Materiales implementados en los pasos aéreos de este proyecto

Material	Clasificación	Fy (MPa)	
Acero estructural para tubería	A-500 Gr-C	350	
Cables	1023	Diámetro	Carga mínima de rotura (Ton)
		2-1/8"	243
		1-1/8"	56.5
		1/2"	11.5
Acero para platinas	A-36	250	
Pernos	A-325	620	
Pasadores	1045	450	

Descripción	f'c (MPa)
Concreto anillos para caissons	21
Concreto bloques de anclaje	28
Concreto fundaciones	28

- Condiciones de carga y combinaciones de carga

• Carga muerta (D)

Las cargas muertas para los modelos son: el peso propio de la estructura, el peso propio de la tubería que transporta el hidrocarburo, accesorios y el peso del fluido, el cual se asume como agua ya que esta tiene una mayor densidad que la del petróleo. Por lo tanto los valores utilizados son:

Tabla 5.8 Valores de carga muerta (D)

Tipo de carga	Carga (kN/m)
Tubería hidrocarburo	0.6
Accesorios	0.21
Fluido (Agua)	0.49

• Carga de equipos y tubería en operación (EO)

Esta carga incluye el peso de los materiales almacenados permanentemente sobre la estructura, el peso de líquidos y sólidos que se encuentre usualmente dentro de los equipos y la tubería durante la operación. Esta carga es de 0.26 kN/m aplicada como una carga distribuida en toda la longitud de la tubería.

• Carga de impacto (I)

La carga de impacto fue adoptada como el 10% de la carga muerta por incremento del flujo del fluido dentro de la tubería. Esta carga es de 1.27 kN aplicada puntualmente cada 9m sobre la tubería. En el uso de buenas prácticas del sector es usual y recomendado el asumir un posible golpe súbito ocasionado en el proceso de montaje, así como en su operación y mantenimiento.

• Carga viva total (L)

Es la suma de las cargas "Equipo y tubería en operación" e "Impacto"

- Carga de viento (W)

La carga de viento se obtuvo de acuerdo a los parámetros del título B de cargas de la NSR-10 con la cual se obtuvo una carga de 0.27 kN/m aplicada como una carga distribuida sobre toda la longitud de la tubería puesto que esta condición es la más crítica en el modelo; de igual forma está demostrado en constantes monitoreos, que los efectos del viento son más críticos en el cañon que intersecta el ducto. Adicionalmente el área de afectación y por consiguiente sus efectos están localizados en el ducto.

- Carga sísmica (E)

Para el análisis de la carga sísmica de esta estructura se realizó un análisis dinámico espectral introduciéndole al programa SAP2000 el correspondiente espectro de diseño obtenido en la NSR-10 [ver Gráfica 5.3].

- Combinaciones de carga

Se implementaron las combinaciones de carga establecidas por el *Título B* de cargas de la *NSR-10*.

Para la verificación de desplazamientos horizontales y deflexiones de la tubería de hidrocarburos se usaron las siguientes combinaciones de carga:

Tabla 5.9 Combinaciones de carga para verificar desplazamientos horizontales y deflexiones

D + L	D + W	D - W	0.6D + W
0.6D - W	D + 0.75W + 0.75L	D - 0.75W + 0.75L	

Para la verificación de diseño se usaron las siguientes combinaciones de carga:

Tabla 5.10 Combinaciones de carga para diseño de los elementos del paso aéreo

$D + 0.75L$	$D + 0.7Ex$	$D + 0.7Ey$	$0.6D + 0.7Ex$	$0.6D + 0.7Ey$
$1.4D$	$1.2D + 1.6L$	$1.2D + L$	$1.2D + 0.8W$	$1.2D - 0.8W$
$1.2D + Ex + L$	$1.2D + Ey + L$	$1.2D + 1.6W + L$	$1.2D - 1.6W + L$	$0.9D + 1.6W$
$0.9D - 1.6W$	$0.9D + Ex$	$0.9D + Ey$		

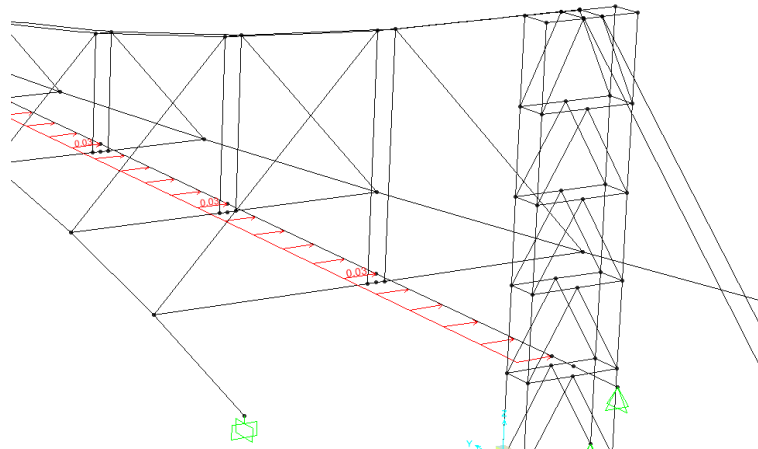


Imagen 5.5 Modelo en SAP2000 con carga de viento (W). Fuente propia.

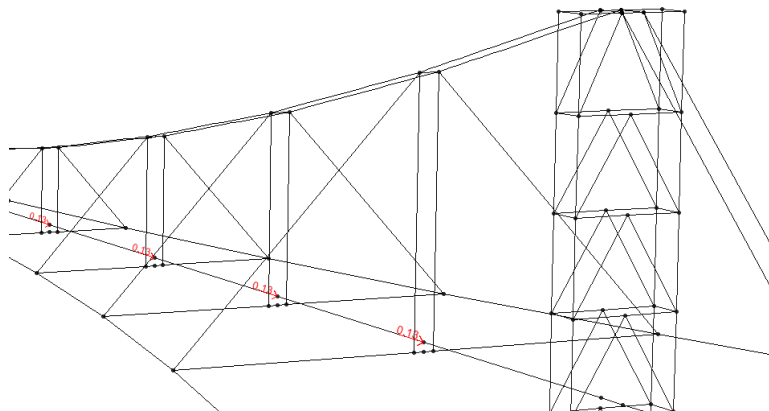


Imagen 5.6 Modelo en SAP2000 con carga de impacto (I). Fuente propia.

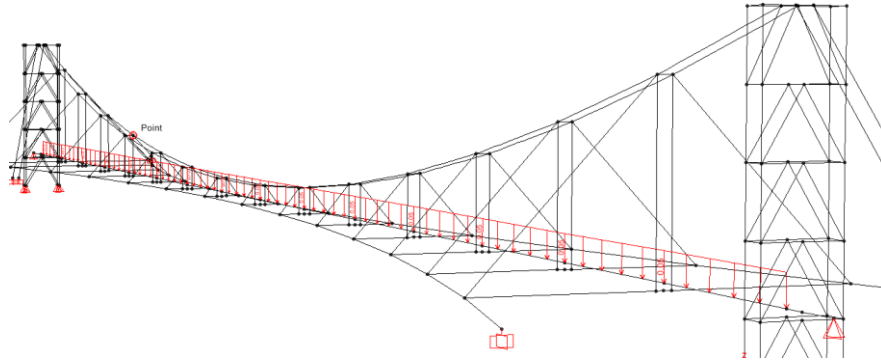


Imagen 5.7 Modelo en SAP2000 con carga muerta (D). Fuente propia

- Características de los cables

El diámetro de la sección, la denominación y la tensión máxima se presenta a continuación:

Tabla 5.11 Características de los cables implementados en el proyecto

Cable	Diámetro (pulgadas)	Denominación	Tensión máxima (Ton)
Catenaria	2-1/8	8x36 WS - EEIP	243
Pendolón	1/2	8x36 WS – IPS	11.5
Catenaria contraviento	1-1/8	8x36 WS – IPS	56.5
Pendolón contraviento	1/2	8x36 WS - IPS	11.5

III. Modelamiento y diseño de elementos de los pasos aéreos

- Cables

Uno de los principales factores para una buena obtención de resultados mediante el modelo en *SAP2000* es la correcta modelación de los cables, como también las torres y sus correspondientes condiciones de frontera (tipos de apoyos, conexión, etc...). En este caso lo son: catenaria, pendolón, contraviento y pendolón del contraviento.

Dicha modelación se basó en las especificaciones del manual del programa *SAP2000*, la ayuda y experiencia de ingenieros civiles expertos en el área de modelamiento en *SAP2000* y también en la investigación de algunos modelos de pasos aéreos modelados en *SAP2000*.

En primera instancia para la modelación de la catenaria se decidió utilizar el tipo de cable "*Undeformed Length*" puesto que así el programa al momento de analizar el cable no va trabajar con la geometría deformada previa del cable, si no con la cual va a comenzar a hacer el análisis. Así mismo en sus características secundarias es

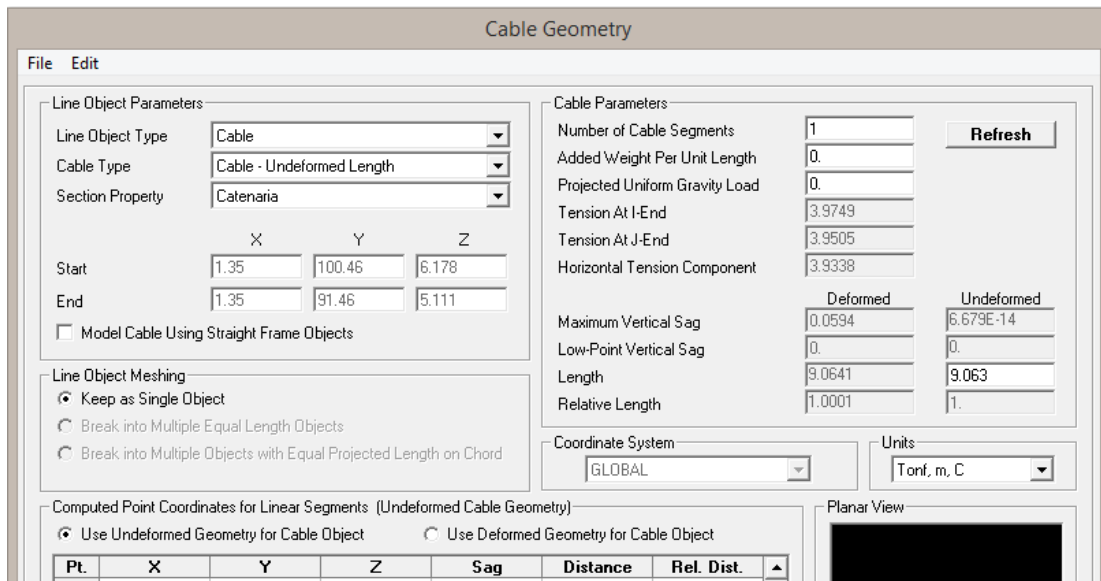


Imagen 5.8 Ventana de la geometría de la catenaria en *SAP2000*. Fuente propia

clave usar la geometría del cable como no deformada y el “*frame*” que se utilizó como cable mantenerlo constante [ver Imagen 5.8].

Para la modelación de los pendolones de los pasos aéreos se utilizó “*Undeformed Length*” [ver Imagen 5.9], pero a diferencia de la catenaria hay que seleccionar el uso de la geometría deformada del cable, para que el programa pueda reconocer la forma de trabajo del pendolón, al igual que seleccionar el modelo como el uso de un cable o “*frame*” recto, puesto que así es como está la disposición vertical de los mismos.

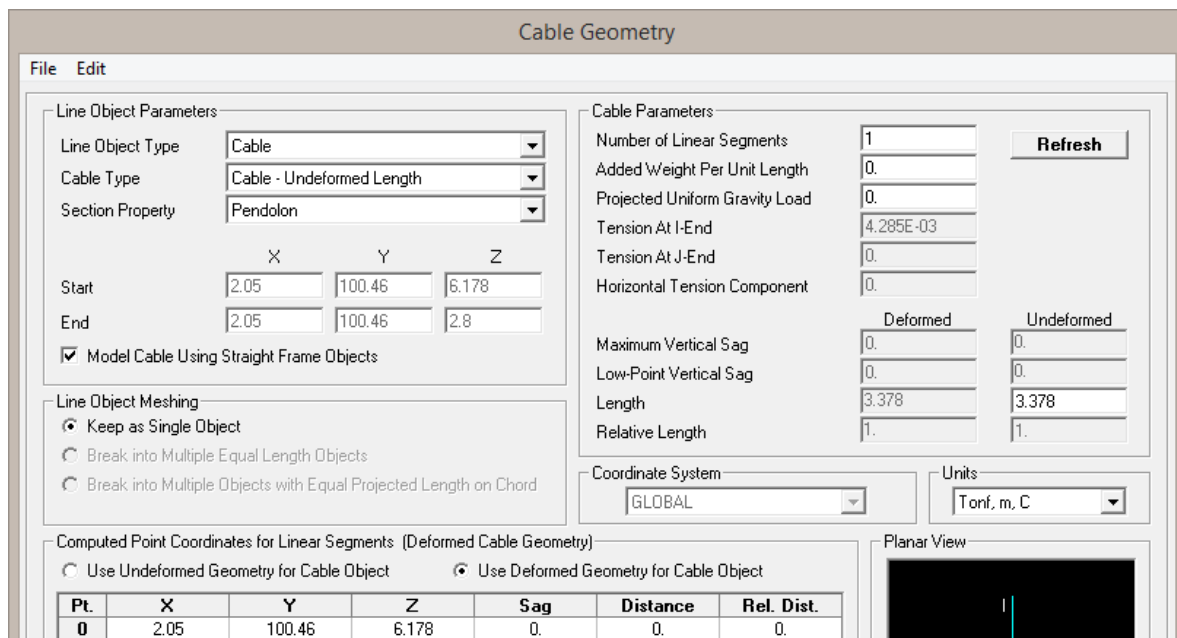


Imagen 5.9 Ventana de la geometría de los pendolones en SAP2000. Fuente propia

Para la modelación del contraviento se tuvo diferentes consideraciones, puesto que el cable está orientado de forma horizontal y no vertical como los modelamientos previamente mencionados. El tipo de cable que seleccionamos es “*Maximum Vertical Sag*” puesto que este permite cambiar el valor en la casilla del máximo hundimiento en dirección vertical, pero como en este caso no se quería ninguna deformación vertical se puso un valor de cero; de igual forma esta selección le muestra al

programa que este cable está orientado de la forma que se dibujó y que su comportamiento o deformación se oriente en la colocación del mismo [ver Imagen 5.10].

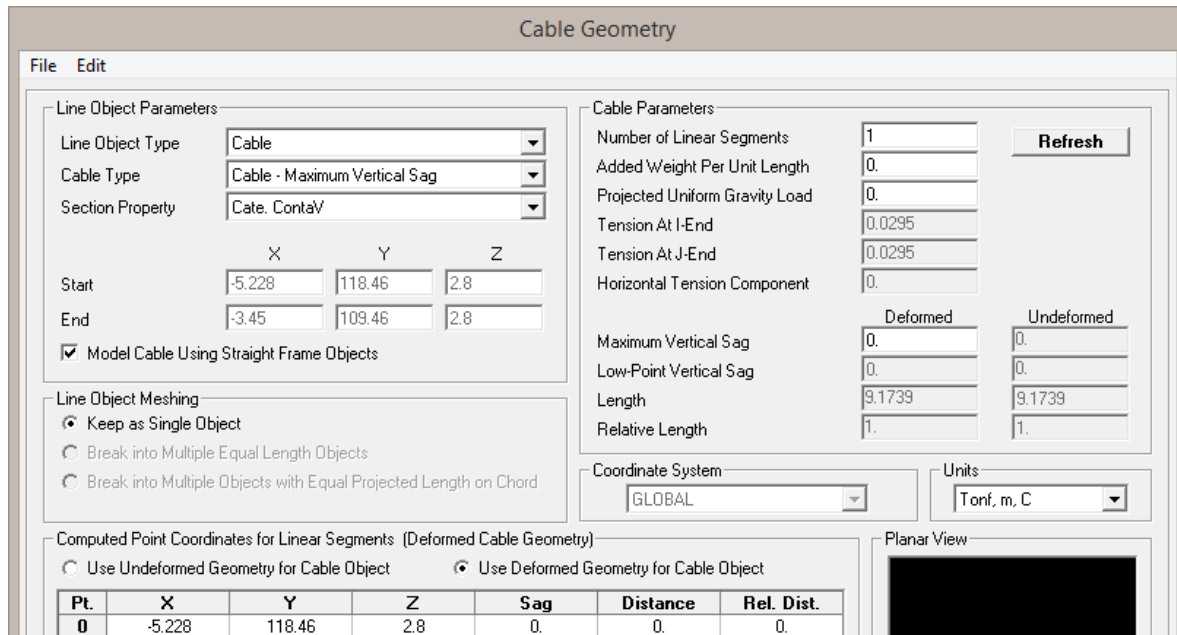


Imagen 5.10 Ventana de la geometría del contraviento en SAP2000. Fuente propia

Por último para la modelación de los pendolones del contraviento es similar a la modelación del contraviento. Se seleccionó el tipo de cable "Maximum Vertical Sag" y como valor de máximo hundimiento en dirección vertical de cero. De igual forma se seleccionó en el modelo como el uso de un cable o "frame" recto, puesto que de otra forma el programa SAP2000 no reconocería el cable que se está dibujando y el comportamiento del mismo.

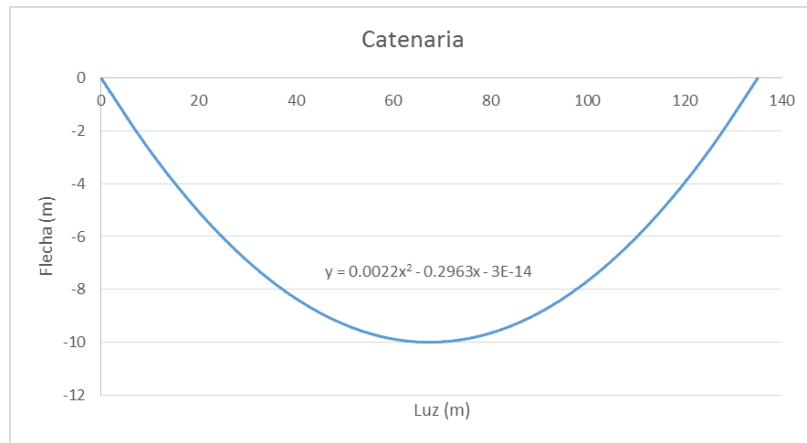
Para los casos mencionados anteriormente para la modelación de la catenaria, pendolones y contraviento no se usó una tensión inicial en el cable, puesto que al seleccionar el tipo de cable que se mostró, el programa SAP2000 por defecto calculó una tensión al comienzo y final del elemento cable.

Al momento de revisar si los cables soportaban la tensión solicitada por el uso del paso aéreo, se revisó con la combinación de carga muerta más carga viva (M+V) y la tensión que recibían los cables se multiplico por seis, puesto que este es el factor de seguridad recomendado por *emcocables*, criterio que es usado a nivel mundial en los diseños realizados en el sector, para mitigar el riesgo de una posible falla y la consecuencia que generaría a la población cercana y medio ambiente; con esto revisar que esa fuerza a tensión mayorada sea menor a la resistida por el cable.

Para la realización del cálculo de la geometría de la catenaria se usó la Ecuación 40, con lo que se obtuvo [ver Tabla 5.12 y Gráfica 5.4]:

Tabla 5.12 Coordenadas de los puntos de la catenaria. Fuente propia

Catenaria	
Y (m)	Z (m)
0	0
9	-2.489
18	-4.622
27	-6.400
36	-7.822
45	-8.889
54	-9.600
63	-9.956
72	-9.956
81	-9.600
90	-8.889
99	-7.822
108	-6.400
117	-4.622
126	-2.489
135	0



Gráfica 5.4 Geometría de la catenaria

- Diseño de perfil tubular estructural (PTE)

Para realizar el diseño del perfil tubular estructural se implementó el *Título F* de la *NSR-10*, más específico en los apartados de compresión, flexión, tensión, cortante y torsión, como se explicó en el numeral 4.2 – I del marco teórico de este documento.

Para el diseño del (PTE), los parámetros de entrada son las fuerzas actuantes en cada elemento producido por las combinaciones de carga aplicadas al modelo en SAP2000 después de haber realizado una envolvente.

A continuación se muestra el procedimiento de cálculo de uno de los elementos de las torres, para lo cual nos ayuda a resolver los demás elementos de las torres:

En la Tabla 5.13 se pueden ver las fuerzas actuantes en el miembro obtenidas de *SAP2000*.

Tabla 5.13 Fuerzas actuantes sobre un elemento del modelo en SAP2000

Fuerza		Unidad
Compresión (Pu)	465.007	KN
Momento en x (Mux)	1.059	KN-m
Momento en y (Muy)	3.839	KN-m
Cortante (Vu)	1.363	KN
Torsión (Tu)	0.043	KN-m

La máxima sollicitación en todos los miembros de la torre siempre fue axial.

1. Definición de propiedades geométricas y material

Se define una sección de perfil tubular estructural para la cual se calculan cada una de sus propiedades geométricas [ver Tabla 5.14].

Sección: Perfil tubular estructural de 8 pulgadas.

Tabla 5.14 Propiedades de la sección tubular con 8"-pulgadas

Característica		Unidad
Diámetro exterior	219	mm
Espesor	8.18	mm
Diámetro interno	202.64	mm
Área	5060	mm ²
Inercia xx	28300000	mm ⁴
Inercia yy	28300000	mm ⁴
Radio de giro xx	74.9	mm
Radio de giro yy	74.9	mm
Modulo plástico xx	341000	mm ³
Modulo plástico yy	341000	mm ³
Longitud	2800	mm
K	1	-
Características Material		
Módulo de elasticidad	204000	Mpa
Fy	350	Mpa
Fu	450	Mpa

Conservadoramente se escogió un valor de "k" de 1, puesto que con esta configuración en sus extremos se restringe los desplazamientos en el plano de la unión y no se ve afectada la esbeltez del elemento implementando un valor de "k" menor.

2. Resistencias nominales del miembro

2.1 Compresión

Según la *Tabla F.2.2.4* del *Título F* de la *NSR-10* se verificó los valores límites de la relación ancho espesor para determinar si el elemento es esbelto.

$$D/t < 0.11 E/F_y$$

Tabla 5.15 Verificación de esbeltez por sección del elemento

D/t	28.74015
$0.11 E/F_y$	64.1142
Verificación:	No Esbelto por sección

Con la ayuda de la *Tabla F.2.5.3* del *Título F* de la *NSR-10* se verificaron los numerales aplicables para el diseño a compresión dependiendo de si tiene o no elementos esbeltos. Como no se considera, por el cálculo anterior, un elemento esbelto el numeral al cual nos guía la norma es el *F.2.5.3* para revisar el pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos, y poder hallar su resistencia nominal a compresión.

Se halla el esfuerzo de pandeo por flexión (F_{cr}) según las siguientes ecuaciones:

Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó ($F_e \geq 0.44F_y$)

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

Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó ($F_e < 0.44F_y$)

$$F_{cr} = 0.877F_e$$

Tabla 5.16 Valores para el cálculo del esfuerzo por pandeo a flexión

KL/rx	32.04
KL/ry	32.04
mayor	32.04
$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	113.71
Comparación	Es menor
Esfuerzo de pandeo por flexión (F_{cr})	324.8

La resistencia nominal a compresión P_n está definida por la ecuación:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Tabla 5.17 Resistencia a compresión calculada en el elemento

esfuerzo de pandeo por flexión (F_{cr})	324.8	Mpa
Área bruta (A_g)	5060	mm ²
ϕ	0.9	-
Resistencia a compresión(ϕP_n)	1479.16	KN

2.2 Tensión

La norma *NSR-10* no establece un límite máximo para relación de esbeltez de miembros a tensión, pero que preferiblemente no pase de 300.

La resistencia se divide en resistencia para fluencia por la tensión sobre el área bruta y la resistencia para rotura por la tensión sobre el área neta.

Para fluencia por tensión sobre el área bruta:

$$P_{n=F_y A_g} \phi_{t=0.90}$$

Para rotura por tensión sobre el área neta:

$$P_u = F_u A_e \quad \phi_t = 0.75$$

Tabla 5.18 Cálculo resistencia por fluencia y rotura

Resistencia		Unidad
Para fluencia		
F_y	350	Mpa
A_g	5060	Mm ²
ϕ	0.9	-
ϕP_n	1593.9	KN
Para rotura		
F_u	450	Mpa
A_e	5060	Mm ²
ϕ	0.75	-
ϕP_u	1707.75	KN
U	1	-
Menor	1593.9	KN

2.3 Flexión

Según la *NSR-10* la resistencia nominal a flexión, se toma como el menor valor entre los estados límites de plastificación y de pandeo local

El momento plástico se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

Tabla 5.19 Resistencia nominal a flexión del elemento

Resistencia nominal a flexión		Unidad
F_y	350	Mpa
Z	341000	mm ³
ϕ	0.9	-
ϕM_n	107.415	Kn-m

Identificación de tipo de sección compacta o no compacta, si D/t es menor que λ_p y que λ_r , es una sección compacta.

Tabla 5.20 Cálculo para el tipo de sección compacta o no compacta

D/t	28.74015
λ_p	40.8
λ_r	180.69
Tipo de sección	Compacta
ϕM_n	No aplica

Al ser una sección compacta el no aplica la resistencia nominal por pandeo local.

2.4 Torsión

La resistencia nominal a torsión para perfiles tubulares estructurales circulares está definida en la norma *NSR-10* en el numeral *F.2.8.3.1*, donde la resistencia se calcula con la siguiente fórmula:

$$T_n = F_{cr} C$$

Donde el esfuerzo crítico (F_{cr}) se determina por medio del menor valor entre el mayor valor de las siguientes ecuaciones:

$$F_{cr} = \frac{1.23E}{\sqrt{\frac{L}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^{3/2}}} \quad \text{Y} \quad F_{cr} = \frac{0.60E}{(D/t)^{3/2}}$$

El cual no puede exceder $0.6 F_y$.

Y el valor de C depende de las propiedades geométricas y se calcula de la siguiente forma:

$$C = \frac{\pi(D - t)^2 t}{2}$$

Tabla 5.21 Resistencia nominal a torsión del elemento

C	571079.8	mm ²
F_{cr1}	1139.04344	Mpa
F_{cr2}	794.415488	Mpa
Mayor F_{cr}	1139.04344	Mpa
F_{cr} Máximo	210	Mpa
ϕ	0.9	-
ϕT_n	107.934	kN-m

2.5 Cortante

La resistencia nominal a cortante de los perfiles estructurales tubulares está en la norma *NSR-10* en el numeral *F.2.7.6* y se obtiene con la siguiente ecuación:

$$V_n = F_{cr} A_g / 2$$

Donde el F_{cr} se toma como el mayor de los siguientes valores, sin exceder $0.6F_y$:

$$F_{cr} \frac{1.6E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^{5/4}}} \quad \text{Y} \quad F_{cr} = \frac{0.78E}{(D/t)^{3/2}}$$

Tabla 5.22 Valores para el cálculo de la resistencia nominal a cortante

L_v	110	mm
F_{cr1}	693.671288	Mpa
F_{cr2}	1032.74013	Mpa
Mayor F_{cr}	1032.74013	Mpa
F_{cr} Máximo	210	Mpa
ϕ	0.9	-
ϕV_n	478.170	kN

2.6 Esfuerzos combinados

Para la relación de esfuerzos se utilizó el numeral *F.2.8* de la *NSR-10* con el cual se obtienen las siguientes formulas:

Si la resistencia requerida a torsión es menor o igual al 20% de la resistencia de la resistencia de diseño a torsión la combinación es la siguiente:

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Y

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Cuando T_u exceda el 20% de la interacción de torsión, la ecuación estará dada por:

$$\left(\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} + \frac{T_u}{\phi_t T_n} \right)^2 \leq 1.0$$

Tabla 5.23 Valores nominales de la sección y últimos percibidos del modelo

		Unidad
(P_u)	465.007	KN
(M_{ux})	1.059	KN-m
(M_{uy})	3.839	KN-m
(V_u)	1.363	KN
(T_u)	0.043	KN-m
$\phi(P_n)$	1479.16	KN
$\phi(M_{nx})$	107.415	KN-m
$\phi(M_{ny})$	107.415	KN-m
$\phi(V_n)$	478.170	KN
$\phi(T_n)$	107.934	KN-m
Combinación de esfuerzos	0.355	-
Verificación	0.335 < 1 OK	-

- Diseño del caisson

Para el diseño de los caisson, que son el tipo de cimentación de las torres del proyecto se tuvo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Condiciones de suelo donde la profundidad para la capacidad portante óptima de suelo sea a los 4.8m de profundidad.
- Se supuso condiciones del suelo donde el caisson no está afectado por remociones en masa o deslizamientos, en otras palabras se implantan en zonas estables geotécnicamente;

Por lo mencionado el diseño del caisson está basado principalmente en su capacidad por fricción puede ver en la Tabla 5.24.

Tabla 5.24 Diseño del caisson tipo para la fundación de las torres. Fuente propia

ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN			
CONCEPTO DE DISEÑO CAISSON			
FRICCIÓN POR M2 =	0.74	Ton/m ²	
DIÁMETRO DE DISEÑO =	1.2	m	
PERÍMETRO =	3.77	m	
LONGITUD DEL CAISSON =	4.8	m	
ÁREA DE FRICCIÓN =	18.10	m ²	
FUERZA DE FRICCIÓN POR CAISSON =		13.39	Ton
NÚMERO DE CAISSON =	1		
CARGA TOTAL DE FRICCIÓN =		13.39	Ton
ESFUERZO EN PUNTA =	40	Ton/m ²	
DIÁMETRO PUNTA =	1.3	m	
ÁREA PUNTA =	1.33	m ²	
CARGA EN PUNTA =		53.09	Ton
NÚMERO DE CAISSON =	1		
CARGA TOTAL EN PUNTA =		53.09	Ton
SOPORTE TOTAL DEL CAISSON =		66.48	Ton

La anterior tabla es el diseño para un solo caisson, el cual se encuentra para una sola columna (4 caissons por torre), pero tiene la opción de colocar el número que se requiera analizar. Los caissons quedaron unidos en su cabeza con una viga de enlace de gran resistencia; así mismo la estructura en acero se ancla a esta viga, mediante pernos de anclaje que se colocan antes del fundir la viga de enlace.

- Diseño del bloque de anclaje

Para el diseño de los bloques de anclaje se tuvo en cuenta principalmente dos características, una de ellas es que el bloque tenga un factor de seguridad al volcamiento mayor a 2 y de igual forma que tenga un factor de seguridad al deslizamiento mayor a 1.5.

Para dichos diseños la clave principal radica en la fuerza actuante sobre los mismos, provocadas por las fuerzas y combinaciones aplicadas en los pasos aéreos y la transmisión de dichas fuerzas por la catenaria hasta llegar a los tirantes. Por esto, cada bloque de anclaje o macizo de anclaje va a tener diferentes dimensiones dependiendo de la fuerza actuante en ellos.

Para el diseño se comenzó con el predimensionamiento del bloque de anclaje, así que para ellos lo dividimos en 2 zonas, como se puede ver en la Imagen 5.11. Con estas dimensiones se puede proseguir a obtener el peso del macizo, el cual sería la

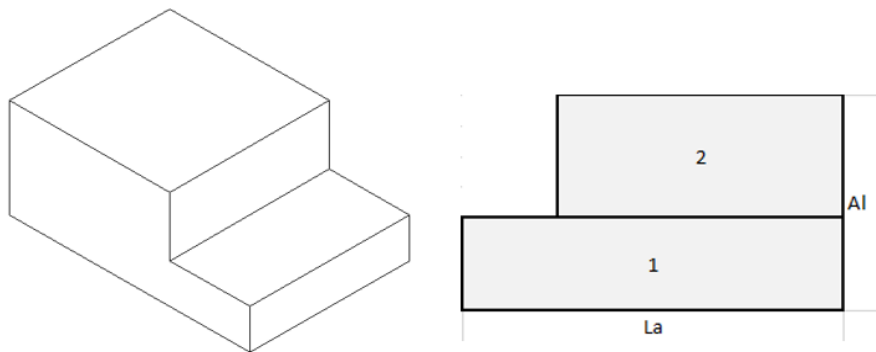


Imagen 5.11 Bosquejo básico del bloque de anclaje. Fuente propia

fuerza principal para contrarrestar la fuerza de deslizamiento y volcamiento generada por la tensión de los cables.

A continuación se presenta un ejemplo de la descomposición de una fuerza de 10 kN que proviniera del tirante sobre el bloque de anclaje:

Tabla 5.25 Cálculo de las componentes de fuerza provenientes del cable para el macizo de anclaje

MOMENTOS DESEQUILIBRANTES									
CABLE	ALTURA TORRE	SEPARACIÓN MACIZO	FUERZA TIRANTE	COMP X-X	COMP Y-Y	DISTANCIA X	DISTANCIA Y	MTO X-X	MTO Y-Y
	m	m	kN	kN	kN	m	m	kN-m	kN-m
1	14	13.7	10	6.99	5.00	2.00	3.50	48.95853	19.99531
2	14	13.7	10	6.99	5.00				
				13.99	10.00			Suma	68.95384

De lo calculado anteriormente ya se poseen los momentos y fuerzas desequilibrantes sobre el macizo de anclaje, para lo cual resta el cálculo de los factores de volcamiento y deslizamiento con la ayuda de la Ecuación 65 y 66.

- Diseño de conexiones

Para el diseño de las conexiones se basó en el diseño de estados límites, el cual tiene como principio que falle primero el perfil tubular estructural que la conexión, por esto son necesarias las resistencias límites del perfil de 8"-pulgadas y 6"-pulgadas.

Para este ejemplo las resistencias límite del perfil de 8"-pulgadas, implementado en la investigación y con lo calculado en el numeral 5.1-III de *resistencias nominales del miembro*, son las siguientes:

Tabla 5.26 Resistencias nominales del perfil tubular

$\phi(P_n)$	1479.16	kN
$\phi(M_{nx})$	107.415	kN-m
$\phi(M_{ny})$	107.415	kN-m
$\phi(V_n)$	478.170	kN
$\phi(T_n)$	107.934	kN-m

Con la ayuda de la Ecuación 60, e implementando el tipo de soldadura E70xx con un espesor de cordón de 5/8 de pulgada se obtiene una fuerza resistente de soldadura de 1713.9 kN, mayor que la fuerza axial que resiste el elemento de 1479.16kN y mayor a la fuerza cortante de 478.17kN, por ende la implementación de dicho cordón de soldadura sirve para el perfil de 8"-pulgadas.

De igual forma el procedimiento se puede utilizar para el diseño de conexión rígida en el perfil tubular de 6"-pulgadas.

Por otro lado en el diseño de la conexión pernada también es vital el uso de las resistencias nominales de la perfilaría. Para la conexión tipo columna-columna se utilizó la Ecuación 61 y 62 con un perno de grupo A y tipo A325, el cual tiene un esfuerzo de fluencia de 620MPa y un diámetro de 7/8"-pulgadas, el cual arrojó una resistencia a cortante y tensión de 77.93kN y 216.47kN, respectivamente, de esta forma como se va a trabajar con un conjunto de 8 pernos, estas fuerzas aumentan a ocho veces las resistencias mencionadas anteriormente, donde estas son mayores a las requeridas por el perfil tubular estructural de 8"-pulgadas.

Para el tipo de conexión columna-elemento el diseño del pasador se considera solo bajo efectos de cortante, puesto que la configuración de la conexión genera que la fuerza actuante sobre el pasador sea solo de corte.

Para este diseño se implementó la Ecuación 63, dicho pasador para una conexión con un perfil tubular de 8" tiene un diámetro de 2-4/8"-pulgadas, puesto que este tamaño es el requerido para resistir las fuerzas transmitidas al mismo.

Por otro lado la Ecuación 64 se implementó para el cálculo de las platinas en la conexión columna-elemento, para lo cual fue necesario el uso de unas platinas con espesor de $6/8''$ las cuales son las que están agarradas de la columna, como se puede ver en la Imagen 4.9, y una altura de 240mm, puesto que el área neta de dicha platina es la que va a trabajar bajo las fuerzas a tensión que podrían ser generadas por las cargas de servicio. De la misma forma mencionada, se procedió al cálculo de la platina que sujeta al elemento, bien sea horizontal o inclinado, donde para este ejemplo de igual forma se calculó con un perfil de $8''$ -pulgadas, el cual arrojó un espesor de platina de $1-4/8''$ -pulgadas y una altura de 240mm.

IV. Identificación de costos para los pasos aéreos

Para la evaluación de los costos directos de los diferentes pasos aéreos realizados en este trabajo se hizo una investigación de los costos de las diferentes actividades de los pasos aéreos en Colombia, donde se tuvieron en cuenta los siguientes ítems.

- Actividades preliminares
 - Topografía
 - Señalización temporal: este ítem incluye las señalizaciones verticales, barreras, señales planas fijas, señalización con luces intermitentes que debe tener el proyecto para la seguridad del mismo y de los demás.
 - Desmonte, limpieza y descapote.
 - Localización y replanteo.
 - Construcción del derecho de vía: este ítem contempla la conformación del derecho de vía, demolición y el transporte de escombros.

- Cimentación (caisson en concreto reforzado)
 - Excavación
 - Suministro, instalación y despiece de anillo de acero
 - Suministro y vaciado de concreto de anillo
 - Suministro, instalación y despiece acero del caisson
 - Suministro y vaciado de concreto del caisson
 - Suministro y colocación de platina

- Cimentación (bloque de anclaje)
 - Excavación
 - Suministro, despiece e instalación de acero de refuerzo #5
 - Vaciado del concreto
 - Sistema de anclaje para cables

- Armado y colocación de la torre
 - Suministro y colocación PTE 6"
 - Suministro y colocación PTE 8"
 - Suministro y colocación de conexiones
 - Suministro y colocación pernos de anclaje en cimentación

- Paso elevado
 - Suministro y colocación de cable estructural 8x36WS-EEIP [2-1/8"]
 - Suministro y colocación de cable estructural 8x36WS-IPS [1/2"]
 - Suministro y colocación de cable estructural 8x36WS-IPS [1-1/8"]
 - Grapas para cables 8x36WS-EEIP [2-1/8"]
 - Grapas para cables 8x36WS-IPS [1/2"]
 - Grapas para cables 8x36WS-IPS [1-1/8"]

- Instalación de tubería aérea
 - Alineación y soldadura
 - Limpieza interna
 - Tendido de la tubería
 - Doblado de la tubería
 - Lanzado de tubería
 - Prueba hidrostática

Se realizó el análisis de precio unitario de cada uno de los ítems anteriormente nombrados, con lo cual se obtuvieron los siguientes precios con su correspondiente unidad [Tabla 5.27 y Tabla 5.28]:

Tabla 5.27 Precios unitarios de los ítems mencionados (Parte 1). Fuente propia

Nombre del recurso	Unidad	Tasa estándar
Topografía	m ²	\$ 40,000.00
Señalización verticales	un	\$ 81,730.00
Barreras	un	\$ 181,730.00
Señales planas fijas	un	\$ 186,171.00
Señalización con luces intermitentes	un	\$ 120,888.00
Desmante limpieza y descapote	m ²	\$ 5,880.00
Localización y replanteo	ml	\$ 18,004.00
Conformación del derecho de vía	ml	\$ 24,524.00
Demolición	m ³	\$ 152,533.00
Transporte de escombros	m ³ /k m	\$ 488.00
Excavación	m ³	\$ 158,660.00
Suministro instalación y despiece acero anillo	Kg	\$ 5,414.00
Suministro y vaciado de concreto de anillo	m ³	\$ 759,135.06
Suministro instalación y despiece acero del caisson	kg	\$ 5,414.00
Suministro y vaciado de concreto del caisson	m ³	\$ 759,135.00
Suministro y colocación de platina	Kg	\$ 8,249.00
Suministro despiece e instalación de acero de refuerzo para bloque	m ³	\$ 5,414.00
Vaciado del concreto del bloque	m ³	\$ 759,135.00
Sistema de anclaje para cables	kg	\$ 38,118.00
Suministro y colocación PTE 6"	kg	\$ 10,786.00
Suministro y colocación PTE 8"	kg	\$ 10,786.00
Suministro y colocación de conexiones 6" pernada	un	\$ 111,361.00
Suministro y colocación de conexiones 8" pernada	un	\$ 215,234.00
Suministro y colocación de conexiones 8" soldado	kg	\$ 4,600.00
Suministro y colocación de conexiones 6" soldado	Kg	\$ 2,262.00
Suministro y colocación de conexiones col-col pernada	un	\$ 256,548.00

Tabla 5.28 Precios unitarios de los ítems mencionados (Parte 2). Fuente propia

Nombre del recurso	Unidad	Tasa estándar
Suministro y colocación de conexiones col-hori pernada	un	\$ 215,234.00
Suministro y colocación de conexiones col-incl pernada	un	\$ 111,361.00
Suministro y colocación pernos de anclaje en cimentación	kg	\$ 36,975.00
Suministro y colocación de cable estructural 8x36WS-EEIP 2-1/8	ml	\$ 602,000.00
Suministro y colocación de cable estructural 8x36WS-IPS 1/2	ml	\$ 25,402.00
Suministro y colocación de cable estructural 8x36WS-IPS 1-1/8	ml	\$ 82,600.00
Grapas para cables 8x36WS-EEIP 2-1/8	un	\$ 36,328.00
Grapas para cables 8x36WS-IPS 1/2	un	\$ 36,328.00
Grapas para cables 8x36WS-IPS 1-1/8	un	\$ 36,328.00
Alineación y soldadura	un	\$ 91,151.00
Limpieza interna	ml	\$ 8,811.00
Tendido de la tubería	ml	\$ 54,905.00
Doblado de la tubería	ml	\$ 87,310.00
Revestimiento para las juntas soldadas	un	\$ 122,189.00
Lanzado de tubería	ml	\$ 332,685.00
Prueba hidrostática	ml	\$ 7,911.00

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1 TORRES CON COLUMNAS INCLINADAS

El modelamiento de los pasos aéreos en el programa SAP2000, define los ejes de la siguiente forma, el eje X (U1) perpendicular al eje de la tubería, el eje Y (U2) paralelo al eje de la tubería en sentido longitudinal y el eje Z (U3) como la altura. Las torres están denominadas como Torre 1 y Torre 2, donde la primera se encuentra ubicada en el eje de coordenadas 0,0,0 y la segunda con coordenadas 0,135,0 como se puede apreciar en la Imagen 6.1.

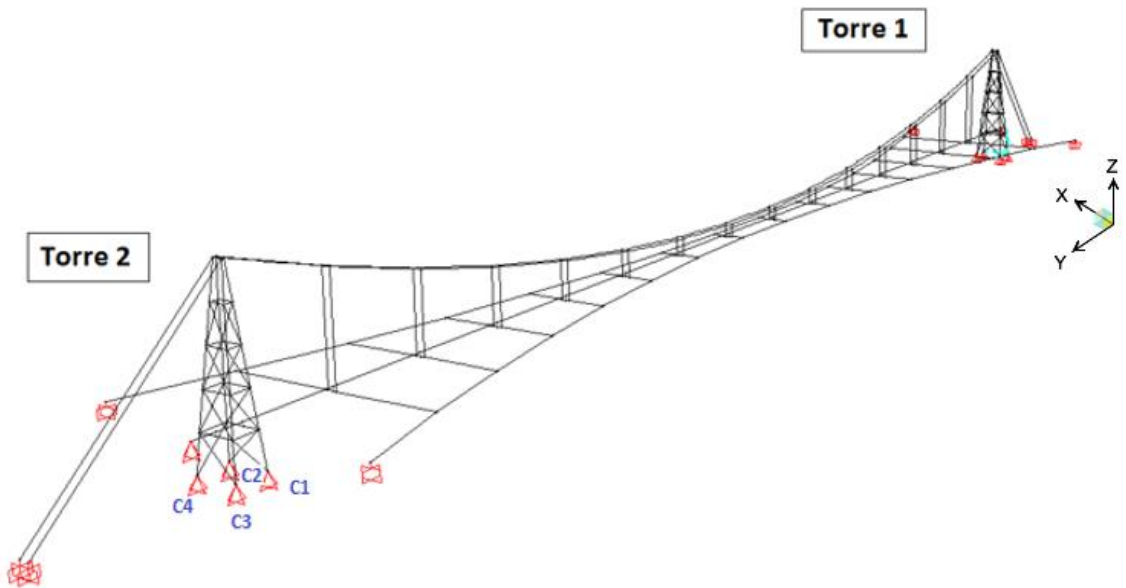


Imagen 6.1 Orientación de las torres y columnas de Torre 2 (SAP2000). Fuente propia

I. Modelo con conexiones rígidas

- Descripción de la torre

Para el modelo de torres con columnas inclinadas y conexiones rígidas, se trabajó con todas las uniones soldadas, es decir que cada conexión cuenta, con una resistencia completa a momento, cortante, axial y la rotación a torsión se encuentra totalmente restringida. Los apoyos de cada torre son de segundo grado debido a su proceso constructivo.

Este tipo de unión es realizado in-situ con electrodos de soldadura de penetración total, también conocida como soldadura de campo y como resultado de los análisis y diseños por estados límites, colocando el cordón de soldadura en todo el contorno de los elementos a unir, garantizando de esta forma la rigidez y continuidad total de los elementos.

A continuación se presenta en la Imagen 6.2 la modelación de la torre.

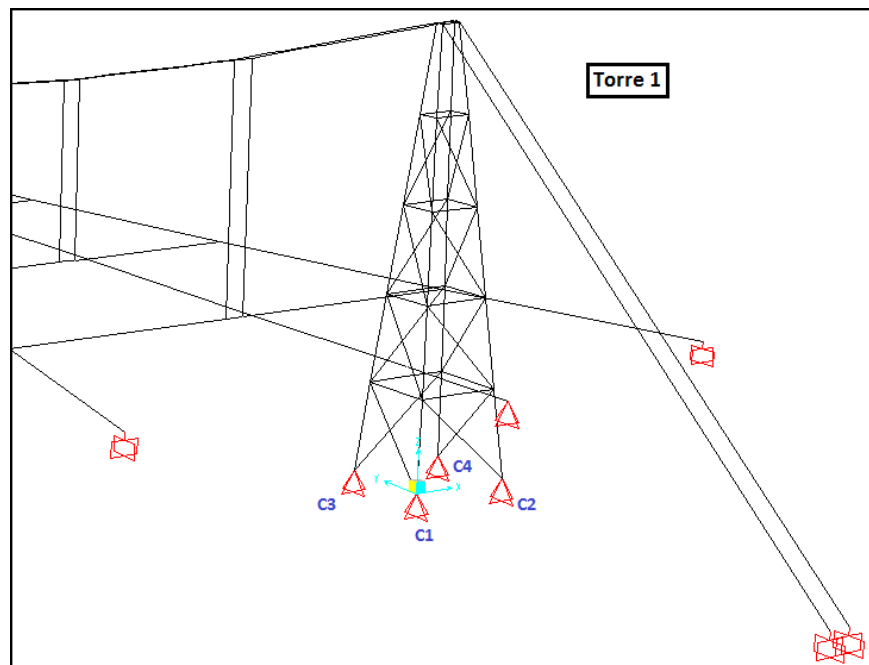


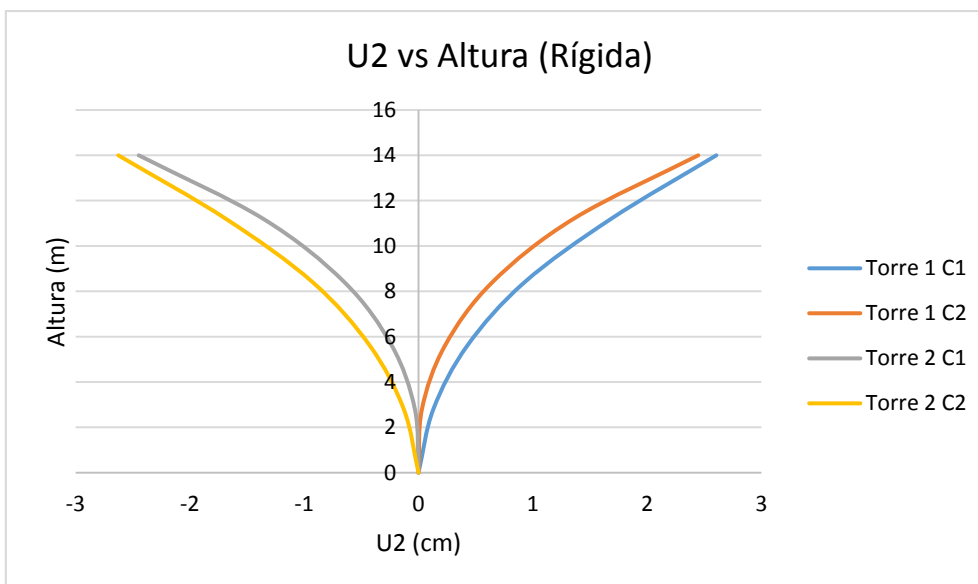
Imagen 6.2 Torre 1 con columnas inclinadas y conexiones rígidas (SAP2000). Fuente propia

- Desplazamientos de la torre

Después de modelado completamente el paso aéreo, con dicha configuración de torres, se procedió a cargarlo de la forma en que se ilustró en la Imagen 5.5, Imagen 5.6 e Imagen 5.7 con las combinaciones mencionadas en este documento. Para la obtención de resultados de desplazamientos se realizó con una envolvente de "Desplazamiento horizontal y deflexiones" y posteriormente analizar su comportamiento.

A continuación se presentan los desplazamientos en los ejes U2 y U1, de la Torre 1 y Torre 2.

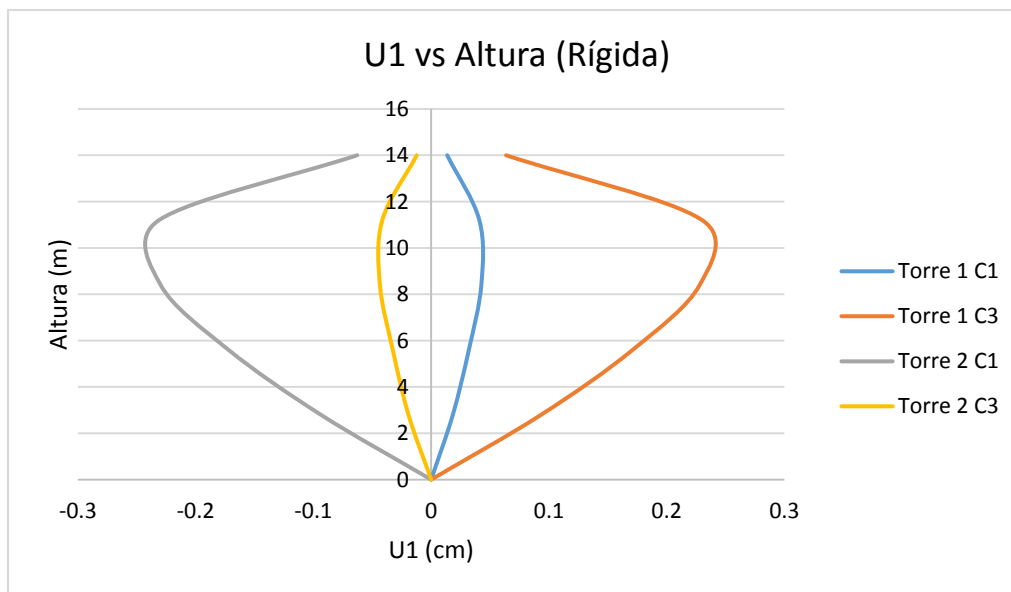
- U2 vs Altura: En la Gráfica 6.1 se puede observar la tendencia de las torres inclinadas con todas sus conexiones rígidas de inclinarse en forma convexa hacia la tubería de transporte de hidrocarburos. Esta alcanza a tener un desplazamiento máximo de 2.6 cm en la parte superior, el cual es menor al desplazamiento máximo de deriva ($L/65$, expresión empírica de uso común en el sector) de 21cm, como se puede ver en los anexos. Para este análisis se contemplaron los resultados de las columnas 1 y 2, puesto que en el sentido U2 las columnas 3 y 4 obtuvieron los mismos desplazamientos que



*Gráfica 6.1
U2 vs Altura,
en torre con
columnas
inclinadas y
conexiones
rígidas.
Fuente
propia*

sus homologas en dicho sentido; es decir que la columna 1 y 3 obtuvieron los mismos valores de desplazamientos, al igual que la columna 2 y 4 en el sentido Y (U2) [ver Imagen 6.2].

- U1 vs Altura: La Gráfica 6.2 presenta la deformada de la torre en el sentido perpendicular a la tubería (U1) de transporte de hidrocarburos. Se muestra mucho menos desplazamiento que en el sentido U2, siendo su máxima magnitud de 0.23 cm, esto debido a que la sollicitación máxima de trabajo sobre el paso aéreo es en el sentido paralelo a la tubería, que es el sentido principal de acción de las cargas del ducto y del sistema de cables de suspensión. Para este análisis se tomó en cuenta sólo los desplazamientos de las columnas 1 y 3, en consecuencia a que las columnas 2 y 4 obtuvieron los mismos valores en el sentido U1; es decir que las columnas 1 y 2 obtuvieron los mismos desplazamientos en dicho sentido, al igual que las columnas 3 y 4 [ver Imagen 6.2].



Gráfica 6.2 U1 vs Altura, en torre con columnas inclinadas y conexiones rígidas. Fuente propia

II. Modelo con conexiones flexibles

- Descripción de la torre

Para el modelo de torres inclinadas con conexiones flexibles, se trabajó con todas las uniones pernadas, es decir que cada conexión columna-columna, columna-horizontal o columna-diagonal cuenta con un arreglo mecánico platina, pernos y/o pasadores, los cuales permiten el giro y no crean restricción al momento. Para la idealización en el modelo de *SAP2000* de este tipo de conexión se utilizó el comando "releases" con el cual se liberó la restricción a momento. De igual forma los apoyos de cada torre son de segundo grado debido a su proceso constructivo.

A continuación se presenta la Imagen 6.3 con la modelación de la torre y sus respectivos "releases".

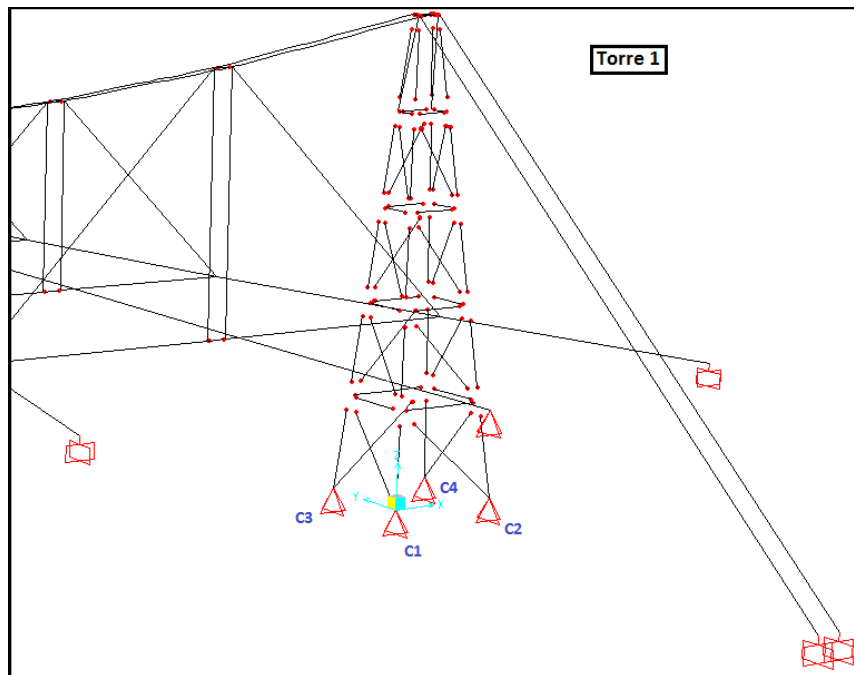


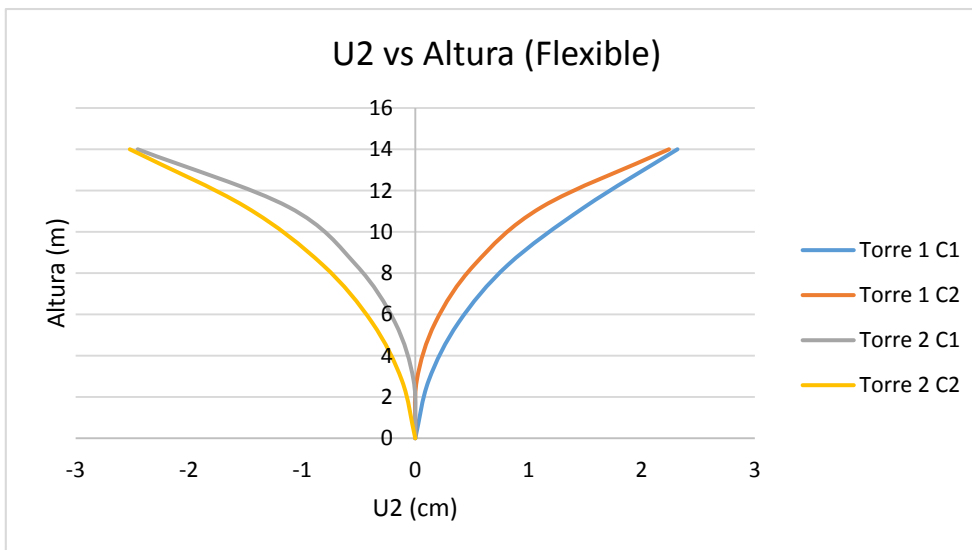
Imagen 6.3 Torre 1 con columnas inclinadas y conexiones flexibles (SAP2000). Fuente propia

- Desplazamientos de la torre

Después de modelado completamente el paso aéreo, con dicha configuración de torres y conexiones ya mencionada, se procedió a cargarlo de la forma en que se ilustró en la Imagen 5.5, Imagen 5.6 e Imagen 5.7 con las combinaciones mencionadas en este documento, finalizando con una envolvente de "Desplazamientos horizontales y deflexiones" para poder analizar su comportamiento.

A continuación se presentan los desplazamientos en los ejes U2 y U1 de la Torre 1 y Torre 2.

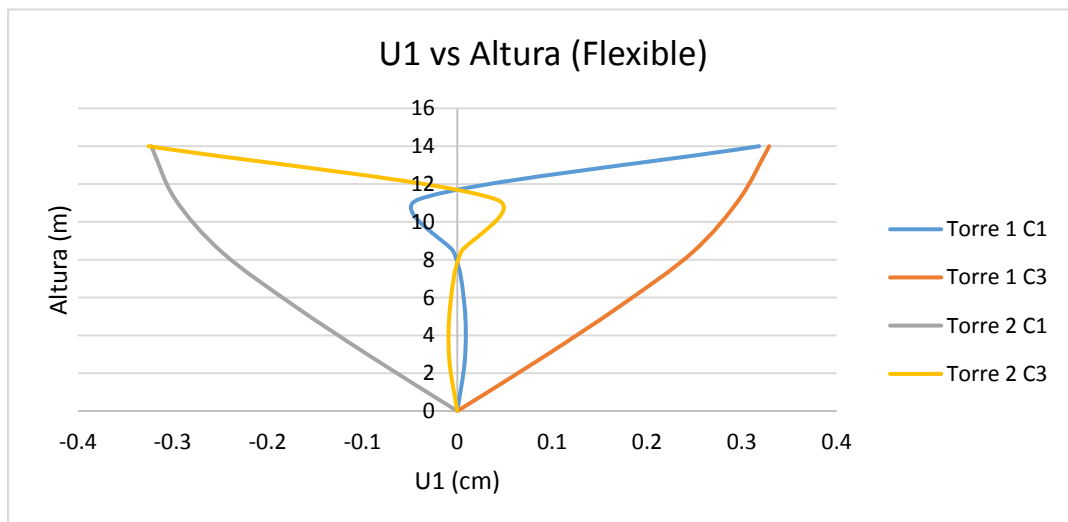
- U2 vs Altura: La Gráfica 6.3 presenta la tendencia de las torres verticales con todas sus conexiones flexibles de inclinarse de forma convexa hacia la tubería de transporte de hidrocarburos, (al igual que la torre con conexiones rígidas). alcanzan a tener un desplazamiento máximo de 2.5 cm en la parte superior, el cual es menor al desplazamiento máximo de deriva ($L/65$, expresión empírica de uso común en el sector) de 21cm, como se puede ver en los anexos. De igual forma que en las torres con conexiones rígidas, para este



Gráfica 6.3
U2 vs
Altura, en
torre con
columnas
inclinadas y
conexiones
flexibles.
Fuente
propia

análisis de desplazamientos en el eje Y (U_2) se tomó en cuenta los valores de las columnas 1 y 2, puesto que las columnas 3 y 4 se desplazaron de igual forma en dicho sentido que sus homologas [ver Imagen 6.3].

- U_1 vs Altura: La Gráfica 6.4 presenta la deformada de la torre en el sentido perpendicular a la tubería de transporte de hidrocarburos. Muestra menor desplazamiento que en el sentido U_2 , siendo su máximo valor de 0.32 cm, esto debido a que la sollicitación máxima de la torre está en el sentido del eje de la tubería. Para este análisis se tuvo en cuenta los desplazamientos de la columna 1 y 3, puesto que las columnas 2 y 4 presentaron los mismos desplazamientos en este sentido [ver Imagen 6.3].



Gráfica 6.4 U_1 vs Altura, en torre con columnas inclinadas y conexiones flexibles. Fuente propia

III. Modelo con conexiones rígidas y flexibles

- Descripción de la torre

Para este modelo se trabajó con conexiones flexibles en las uniones internas de la torre (elementos horizontales e inclinados) y conexiones rígidas a lo largo de las columnas, cabe resaltar que las conexiones rígidas en construcción significa que las columnas fueron prefabricadas con su altura total, puesto que de esta forma la experiencia en construcción indica que es lo más rápido y factible de realizar. A continuación se presenta la Imagen 6.4 que muestra los "releases" hechos en cada punto de conexión para así representar de la mejor manera este tipo de conexión.

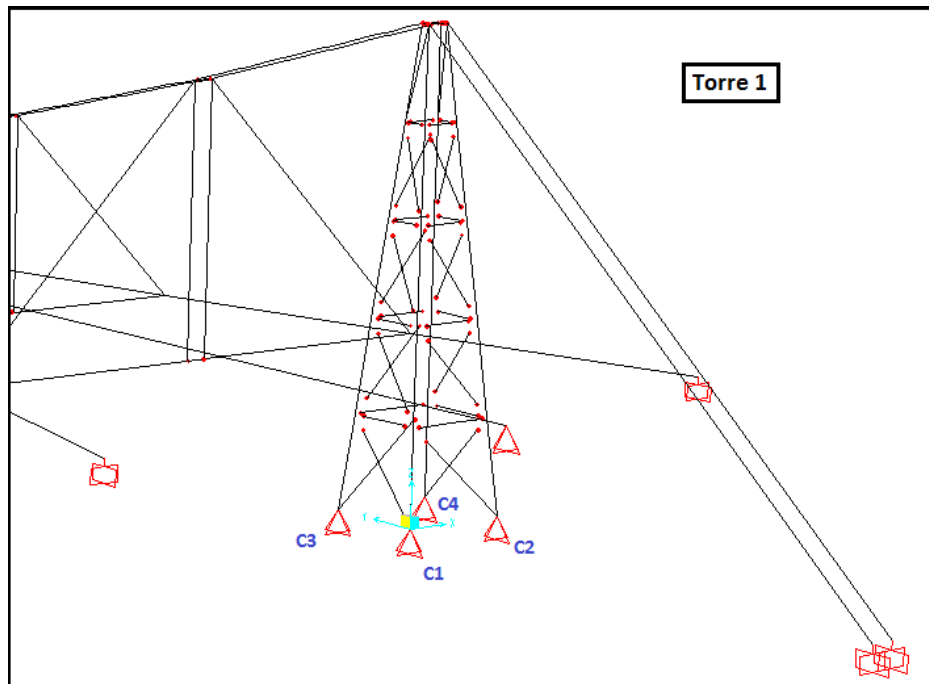


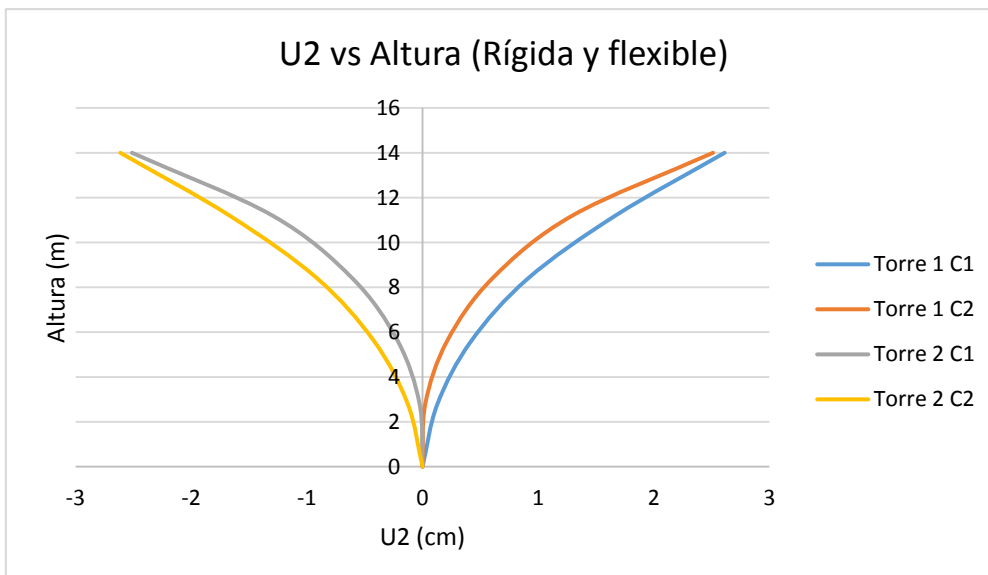
Imagen 6.4 Torre 1 con columnas inclinadas y conexiones rígidas y flexibles (SAP2000). Fuente propia

- Desplazamientos de la torre

Después de modelado completamente el paso aéreo con dicha configuración de torres mencionadas, se procedió a cargarlo de la forma en que se ilustró en la Imagen 5.5, Imagen 5.6 e Imagen 5.7 con las combinaciones mencionadas en este documento, finalizando con una envolvente de “Derivas y deflexiones” para poder analizar su comportamiento.

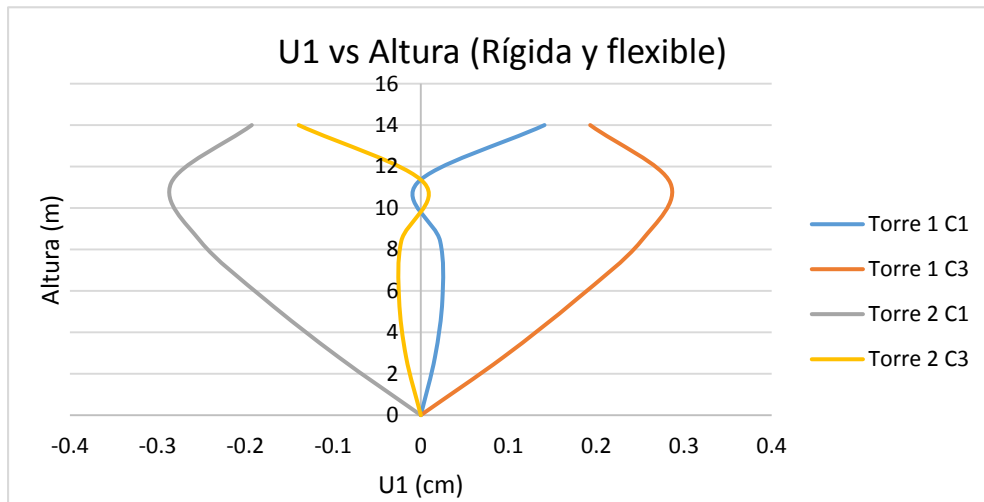
A continuación se presentan sus desplazamientos en los ejes U2 y U1 de la Torre 1 y Torre 2.

- U2 vs Altura: La Gráfica 6.5 presenta la tendencia del modelo con columnas inclinadas y conexiones rígidas y flexibles de inclinarse de forma convexa hacia la tubería de transporte de hidrocarburos, alcanzan a tener un desplazamiento máximo de 2.6 cm en la parte superior. De igual forma como se mencionó para los modelos con conexiones rígidas y conexiones flexibles, para este análisis sólo se tomó en cuenta los desplazamientos de las columnas 1 y 2, puesto que las columnas 3 y 4 se desplazaron de igual forma en dicho sentido [ver Imagen 6.4].



Gráfica 6.5
U2 vs
Altura, en
torre con
columnas
inclinadas y
conexiones
rígidas y
flexibles.
Fuente
propia

- U1 vs Altura: La Gráfica 6.6 presenta la deformada de la torre en el sentido perpendicular a la tubería de transporte de hidrocarburos. Esta gráfica muestra mucho menos desplazamiento que en el sentido U2 siendo su máximo desplazamiento de 0.28cm, esto debido a que la sollicitación máxima de la torre está en el sentido del eje de la tubería. De igual forma solo se tuvo en cuenta los desplazamientos de la columna 1 y 3, a como se enunció en los análisis de U1 de las torres inclinadas con conexiones rígidas y flexibles.



Gráfica 6.6 U1 vs Altura, en torre con columnas inclinadas y conexiones rígidas y flexibles.
Fuente propia

Como se pudo observar con las gráficas de U2 y U1 de las tres configuraciones de torres, estas llegan a valores similares de desplazamientos, es importante mencionar que la magnitud de las cargas de servicio en este sentido son bajas comparadas con el sentido principal del paso y son las generadas por los efectos del viento y sismo; el comportamiento es diferente en los desplazamientos de U1 entre estas, como resultado por la diferencia de conexiones y rigidez estructural.

IV. Comparaciones entre los tres modelos

Para los análisis de fuerza en cimentación y esfuerzos combinados, que se presentan a continuación, solo se tomó en cuenta los resultados de la Torre 1, en la medida que la Torre 2 arrojó valores iguales pero en diferentes columnas, y no se quiere mostrar en el documento redundancia de resultados y gráficas. Se aclara que la columna 1 de la Torre 1 es similar en resultados a la columna 3 en Torre la Torre 2, la columna 2 de la Torre 1 similar a la columna 4 de la Torre 2, la columna 3 de la Torre 1 similar a la columna 1 de la Torre 2 y la columna 4 de la Torre 1 similar a la columna 2 de la Torre 2, para mejor visualización por favor ver Imagen 6.5.

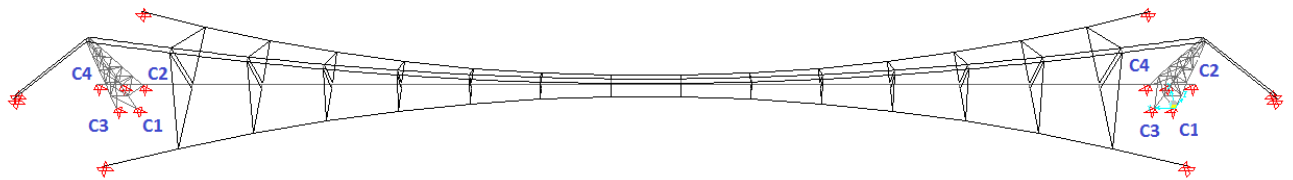
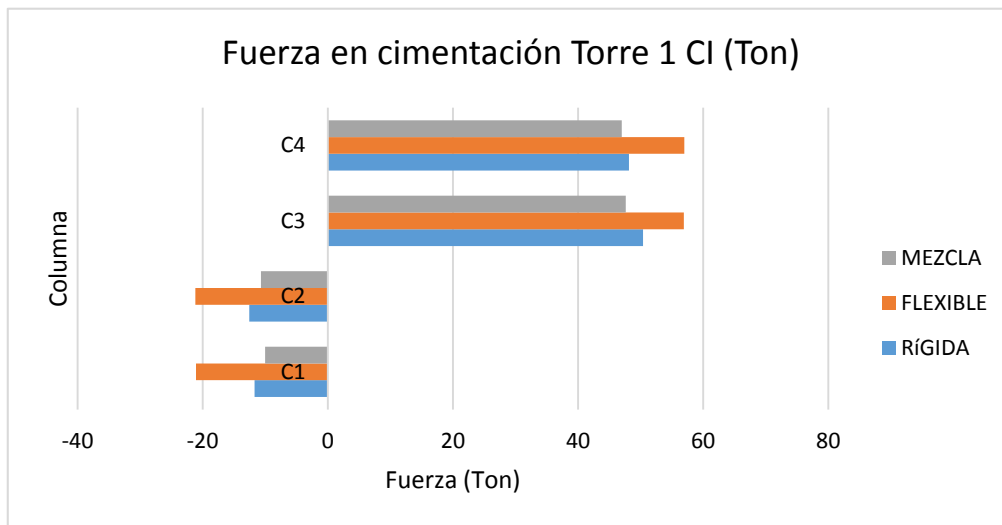


Imagen 6.5 Marcación de columnas en Torre 1 y Torre 2. Fuente propia

A la Torre 1 se le realizó una serie de comparaciones con sus diferentes tipos de conexiones como: fuerzas en la cimentación, fuerza en la catenaria, relación de esfuerzos combinados y deflexión máxima en la tubería. Solo se le realizó a la Torre 1 puesto que los valores arrojados por la Torre 2 son iguales, y no se pretende poner en este documento redundancia de gráficas.

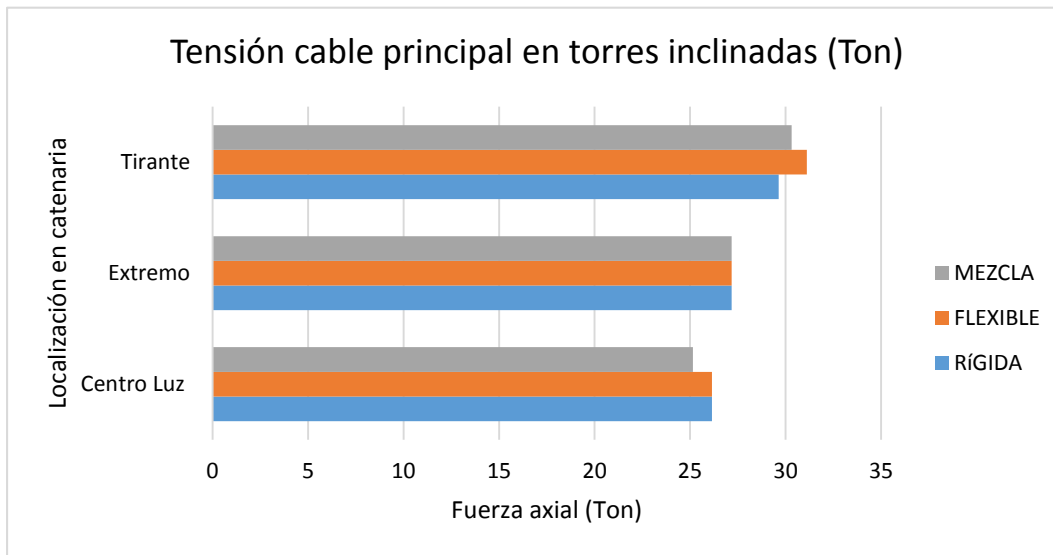
La Gráfica 6.7 corresponde a la fuerza en toneladas transmitida a la cimentación por parte de la estructura en la combinación de sus conexiones, estas fuerzas fueron arrojadas por la envolvente de “Diseño” como se señaló en este documento.



Gráfica 6.7 Fuerza en cimentación Torre 1, columnas inclinadas. Fuente propia

Por su geometría y configuración estructural, la torre con columnas inclinadas y conexiones flexibles generó mayor fuerza axial tanto a tensión y compresión. Estas fuerzas en la cimentación de tensión se deben a la configuración de las torres, para prevenir el volcamiento de las mismas y consecuente colapso del sistema.

En la Gráfica 6.8 se presenta la fuerza axial en toneladas actuando en diferentes partes del cable principal, como lo son el tirante, la fuerza percibida en el extremo de la catenaria y la fuerza en el centro de la luz. Las fuerzas mas significativas son las que percibe el cable en el tirate, y estas son las que se transmiten al macizo de anclaje.

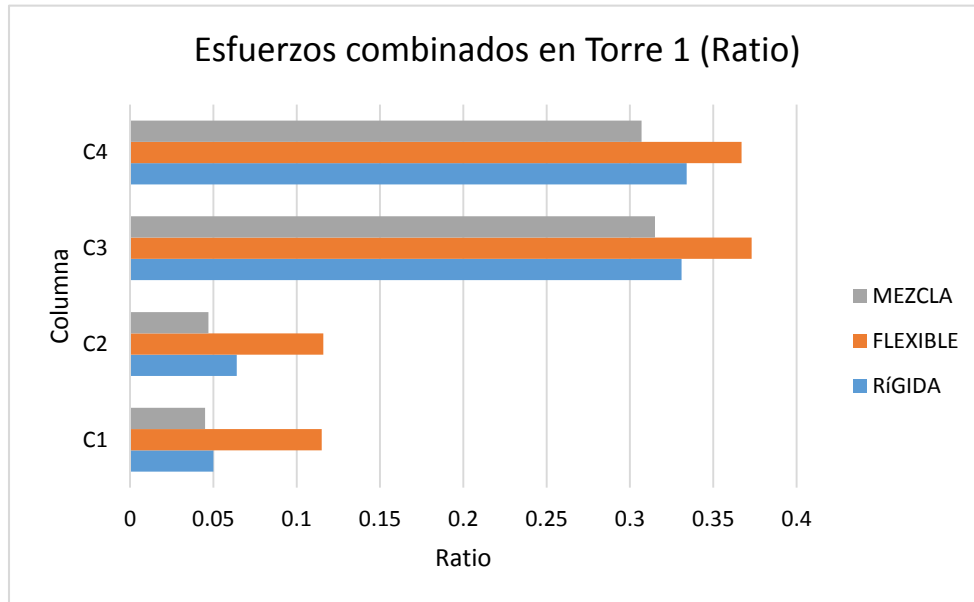


Gráfica 6.8 Fuerza axial en el cable principal, torres con columnas inclinadas. Fuente propia

La combinación de carga muerta más carga viva (D+L) fue la seleccionada para verificar las fuerzas axiales que recibía la catenaria puesto que esta combinación representa las cargas de servicio en la estructura, como lo son la carga de equipo, operación, impacto del fluido sobre la tubería y la carga muerta que representa la tubería con el peso propio de los cables.

En la Gráfica 6.9 se presenta la relación de esfuerzos combinados en los elementos de mayor sollicitación de la Torre 1 bajo la envolvente de "Diseño".

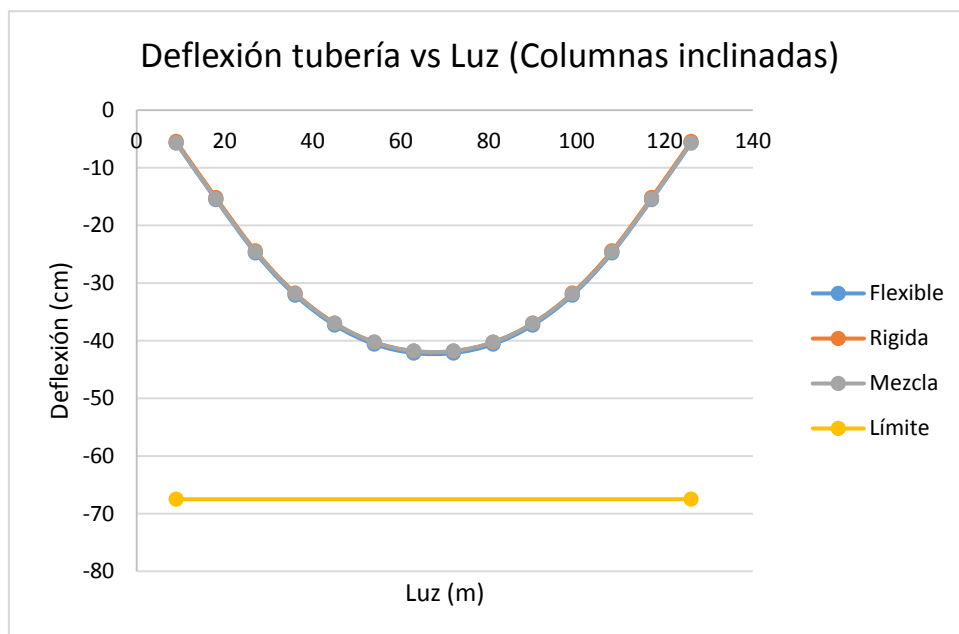
Estos resultados fueron obtenidos de la parte inferior de las columnas, puesto que en ese punto los esfuerzos combinados eran mayores, en adición de soportar el peso propio de la estructura que tienen bajo su control.



Gráfica 6.9 Esfuerzos combinados percibidos por las columnas de la Torre 1. Fuente propia

Estos esfuerzos son mayores en las columnas 3 y 4 puesto que las cargas de servicio están sobre la tubería, concentrando los esfuerzos a la parte interna del paso aéreo y generando un mayor trabajo para los elementos inferiores de las columnas mencionadas.

En la Gráfica 6.10 se presenta la deflexión máxima del tubo de transporte de hidrocarburos. Estas deflexiones son las obtenidas por la envolvente de "Derivas y deflexiones" y como se puede ver en la gráfica son similares entre las tres configuraciones de torres con columnas inclinadas, con una mínima diferencia en milímetros.



Gráfica 6.10 Deflexión de la tubería, torres con columnas inclinadas. Fuente propia

El valor límite deflexión de la tubería de hidrocarburos estipulado por la NIO (Normas de Ingeniería de Oleoductos. Ecopetrol S.A.) Es $L/200$, donde L representa la luz del paso aéreo. En este caso la deflexión máxima es de 67.5 cm, donde para cada configuración de paso aéreo cumplió con el requisito estipulado. Esta condición es de importancia significativa, ya que se garantiza que el ducto de transporte no se deforme verticalmente, incrementando los esfuerzos internos provenientes de las presiones de operación o bombeo, conservando su integridad.

6.2 TORRES CON COLUMNAS VERTICALES

El modelamiento de los pasos aéreos en el programa SAP2000, se utilizó el eje X (U1) perpendicular al eje de la tubería, el eje Y (U2) paralelo al eje de la tubería y el eje Z (U3) la altura. Las torres están denominadas como Torre 1 y Torre 2, donde la primera se encuentra ubicada en el eje de coordenadas 0,0,0 y la segunda con coordenadas de 0,135,0 como se puede apreciar en la Imagen 6.6.

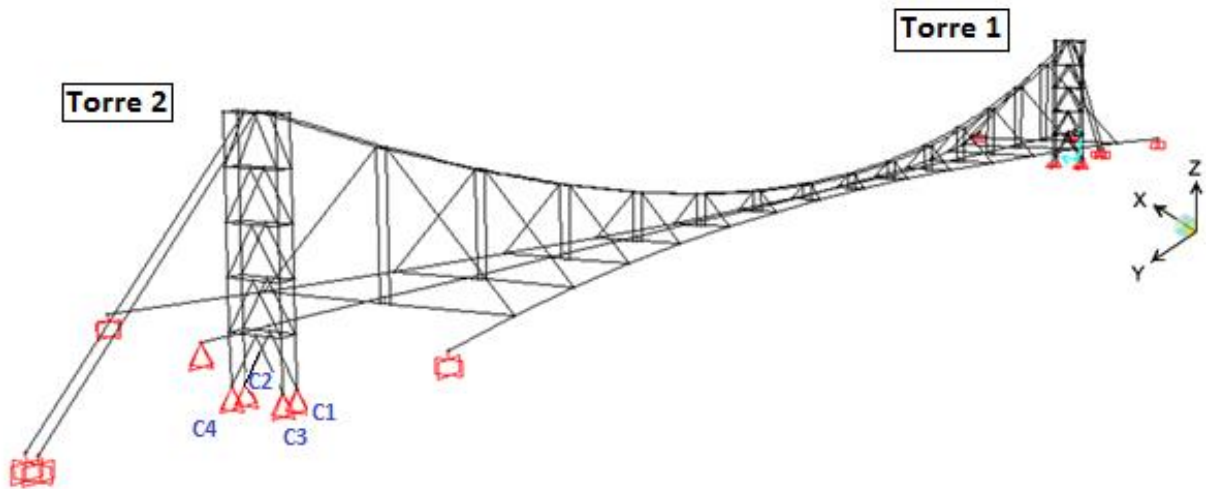


Imagen 6.6 Orientación de las torres y columnas de Torre 2 (SAP2000). Fuente propia

I. Modelo con conexiones rígidas

- Descripción de la torre

Para el modelo de torres perfectamente verticales con conexiones rígidas, se trabajó con todas las uniones soldadas, es decir que cada conexión cuentan con una resistencia completa a momento, cortante, axial y la rotación a torsión se encuentra totalmente restringida. Los apoyos de cada torre son de segundo grado debido a su proceso constructivo.

De igual forma que para la torre con columnas inclinadas y conexiones rígidas, este tipo de unión es realizado in-situ con electrodos de soldadura de penetración total, también conocida como soldadura de campo y como resultado de los análisis y diseños por estados límites, colocando el cordón de soldadura en todo el contorno de los elementos a unir, garantizando de esta forma la rigidez total de las partes y la continuidad de las mismas.

A continuación se presenta la Imagen 6.7 de la modelación de la torre.

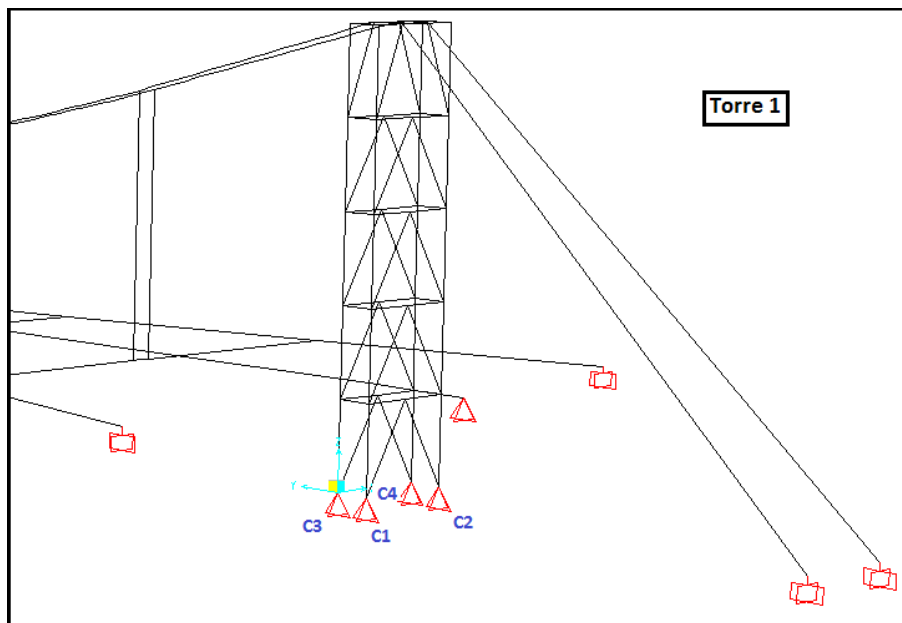


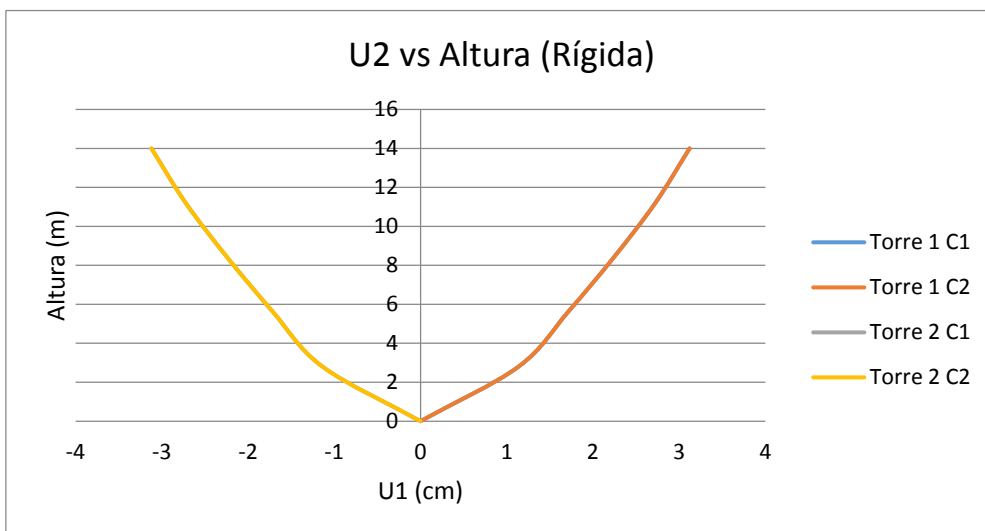
Imagen 6.7 Torre 1 con columnas verticales y conexiones rígidas (SAP2000). Fuente propia

- Desplazamientos de la torre

Después de modelado completamente el paso aéreo con dicha configuración de torres, se procedió a cargarlo como se mostró en la Imagen 5.5, Imagen 5.6 e Imagen 5.7 con las combinaciones mencionadas en este documento, con lo cual se realizó una envolvente de "Desplazamiento horizontal y deflexiones" para poder analizar su comportamiento.

A continuación se presentan sus desplazamientos en los ejes U2 y U1 de la Torre 1 y Torre 2.

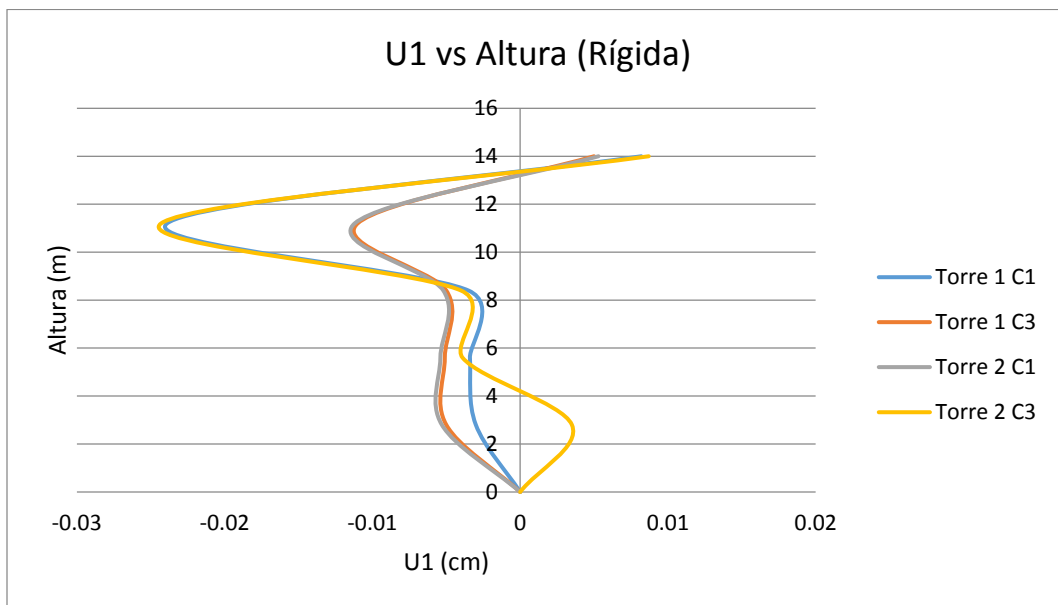
- U2 vs Altura: La Gráfica 6.11 presenta la tendencia de las torres verticales con todas sus conexiones rígidas de inclinarse de forma cóncava hacia la tubería de transporte de hidrocarburos, alcanza a tener un desplazamiento máximo de 3.1 cm en la parte superior, el cual es menor al desplazamiento máximo de deriva ($L/65$, expresión empírica de uso común en el sector) de 21cm, como se puede ver en los anexos. Para este análisis se contemplaron los resultados de las columnas 1 y 2, puesto que en el sentido U2 las columnas 3 y 4 obtuvieron los mismos desplazamientos que sus homologas en dicho sentido; es decir que la columna 1 y 3 obtuvieron los mismos valores de



*Gráfica 6.11
U2 vs Altura,
en torre con
columnas
verticales y
conexiones
rígidas.
Fuente
propia*

desplazamientos, al igual que la columna 2 y 4 en el sentido Y (U2) [ver Imagen 6.7].

- U1 vs Altura: La Gráfica 6.12 presenta la deformada de la torre en el sentido perpendicular a la tubería de transporte de hidrocarburos debido a las combinaciones empleadas, se muestra mucho menos desplazamiento que en el sentido U2 siendo su máximo desplazamiento de 0.024 cm, esto debido a que la sollicitación máxima de la torre está en el sentido del eje de la tubería, que es el sentido principal de acción de las cargas del ducto y del sistema de cables de suspensión. Para este análisis se tomó en cuenta sólo los desplazamientos de las columnas 1 y 3, en consecuencia a que las columnas 2 y 4 obtuvieron los mismos valores en el sentido U1; es decir que las columnas 1 y 2 obtuvieron los mismos desplazamientos en dicho sentido, al igual que las columnas 3 y 4. [ver Imagen 6.7]



Gráfica 6.12 U1 vs Altura, en torre con columnas verticales y conexiones rígidas. Fuente propia

II. Modelo con conexiones flexibles

- Descripción de la torre

Para el modelo de torres perfectamente verticales con conexiones flexibles, se trabajó con todas las uniones pernadas, es decir que cada conexión columna-columna, columna-horizontal o columna-diagonal cuenta con arreglo mecánico platina, pernos y/o pasadores, los cuales permiten el giro y no crean restricción al momento, para la idealización en el modelo de este tipo de conexión se utilizó el comando "releases" con el cual se liberó la restricción a momento; los apoyos de cada torre son de segundo grado debido a su proceso constructivo.

A continuación se presenta la Imagen 6.8 de la modelación de la torre con sus respectivos "releases".

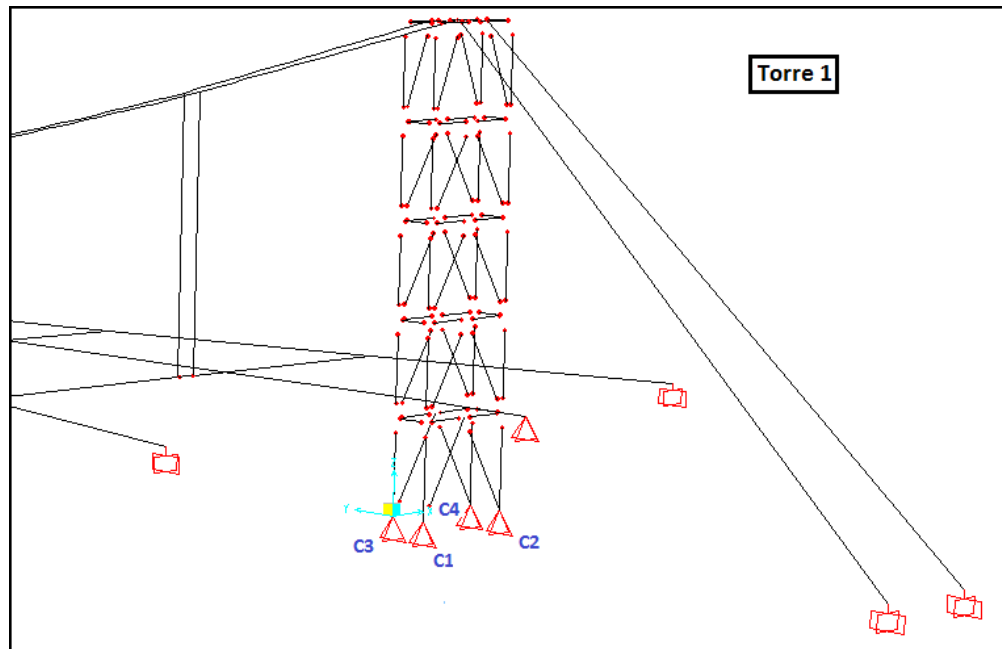


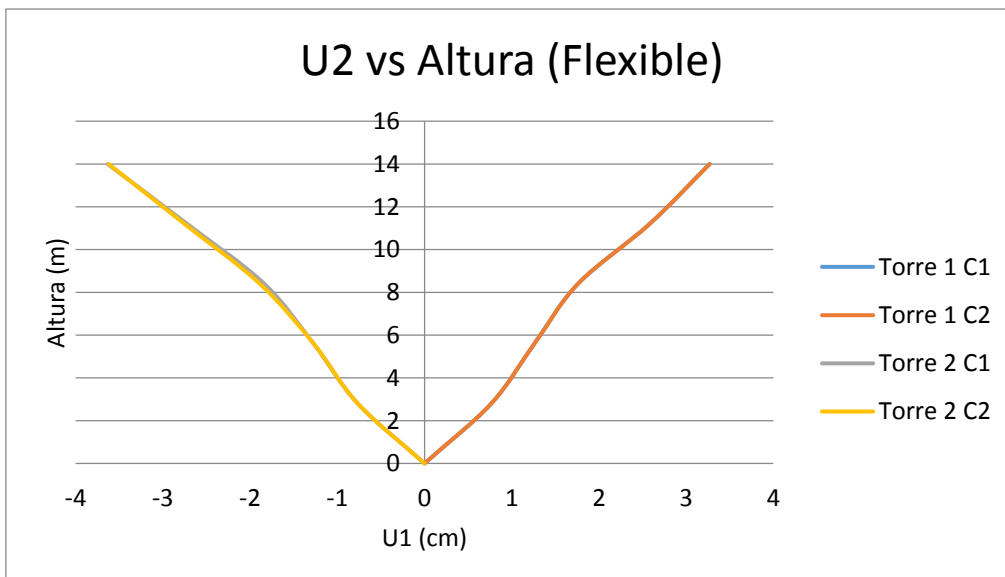
Imagen 6.8 Torre 1 con columnas verticales y conexiones flexibles (SAP2000). Fuente propia

- Desplazamientos de la torre

Después de modelado completamente el paso aéreo con dicha configuración de torres y conexiones ya mencionada, se procedió a cargarlo de la forma en que se mostró en la Imagen 5.5, Imagen 5.6 e Imagen 5.7 con las combinaciones mencionadas en este documento, finalizando con una envolvente de "Desplazamientos horizontales y deflexiones" para poder analizar su comportamiento.

A continuación se presentan sus desplazamientos en los ejes U2 y U1 de la Torre 1 y Torre 2.

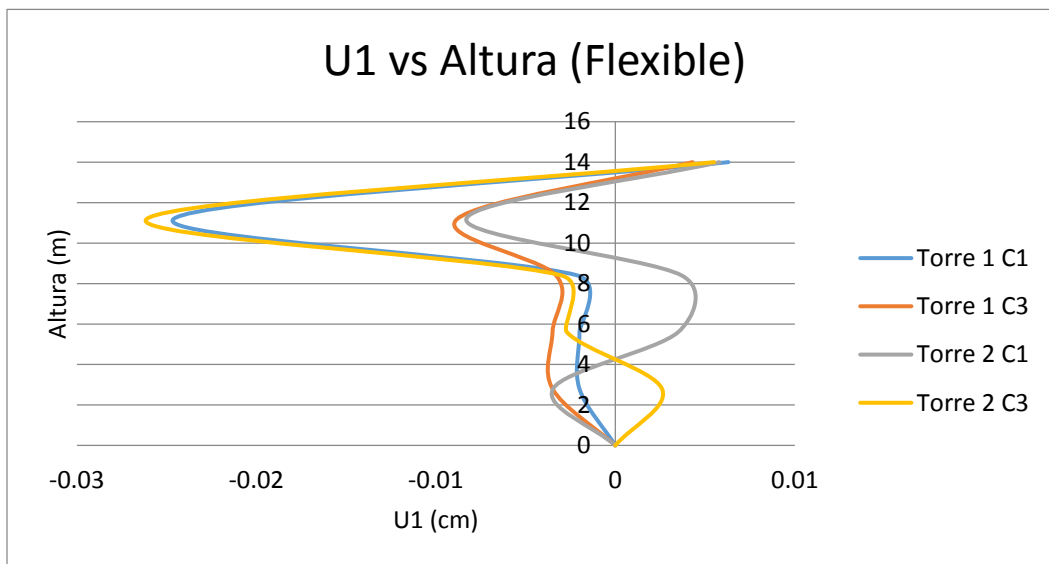
- U2 vs Altura: La Gráfica 6.13 presenta la tendencia de las torres verticales con todas sus conexiones flexibles de inclinarse casi linealmente hacia la tubería de transporte de hidrocarburos, alcanzan a tener un desplazamiento máximo de 3.6 cm en la parte superior el cual es menor al desplazamiento máximo de deriva ($L/65$, expresión empírica de uso común en el sector) de 21cm, como se puede ver en los anexos. De igual forma que en las torres con conexiones rígidas, para este análisis de desplazamientos en el eje Y (U2) se tomó en cuenta los valores de las columnas 1 y 2, puesto que las columnas



Gráfica 6.13
U2 vs
Altura, en
torre con
columnas
verticales y
conexiones
flexible.
Fuente

3 y 4 se desplazaron de igual forma en dicho sentido que sus homologas [ver Imagen 6.8].

- U1 vs Altura: La Gráfica 6.14 presenta la deformada de la torre en el sentido perpendicular a la tubería de transporte de hidrocarburos. Esta, muestra menor desplazamiento que en el sentido U2 siendo su valor de 0.026cm, esto debido a que la sollicitación máxima de la torre está en el sentido del eje de la tubería. Para este análisis se tuvo en cuenta los desplazamientos de la columna 1 y 3, puesto que las columnas 2 y 4 presentaron los mismos desplazamientos en este sentido [ver Imagen 6.8].



Gráfica 6.14 U1 vs Altura, en torre con columnas verticales y conexiones flexibles. Fuente propia

III. Modelo con conexiones rígidas y flexibles

Descripción de la torre

Para este modelo se trabajó con conexiones flexibles en las uniones internas de la torre y con conexiones rígidas en las columnas al igual que el modelo con columnas inclinadas y conexiones rígidas y flexibles, puesto que como se mencionó anteriormente esta es la mejor opción de combinación entre estos dos tipos de conexiones debido a su proceso constructivo. A continuación se presenta la Imagen 6.9 que muestra los "releases" hechos en cada punto de conexión para así representar de la mejor manera este tipo de conexión.

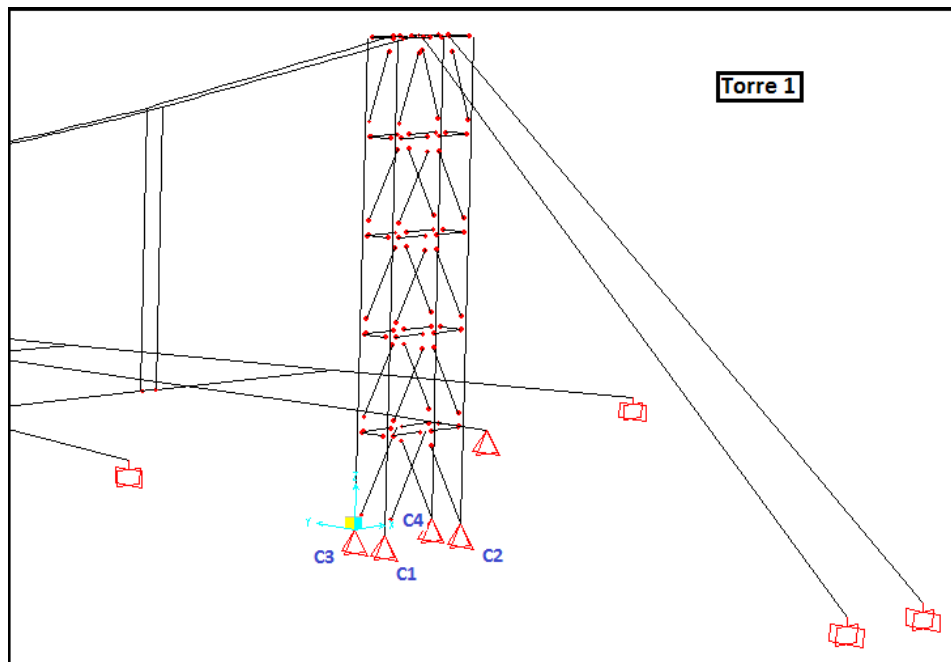


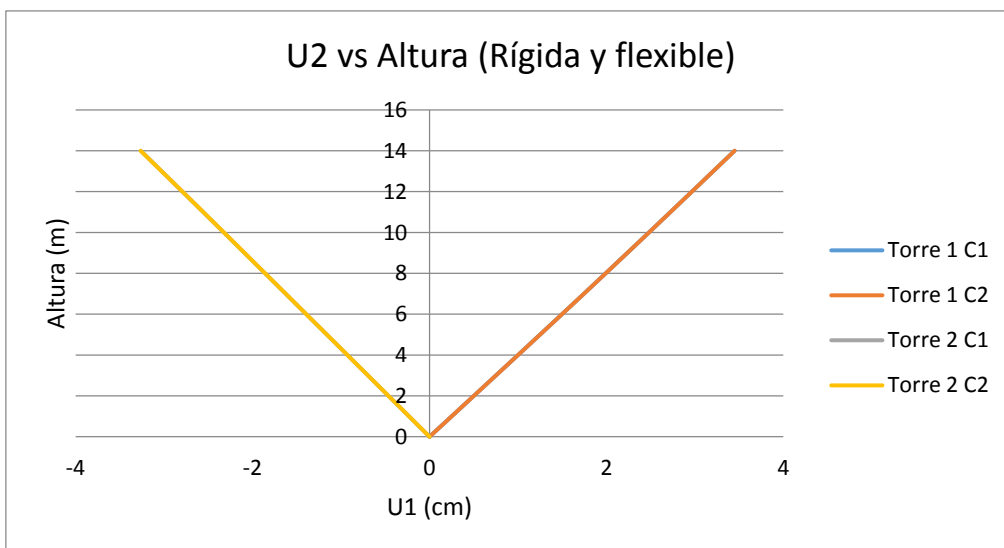
Imagen 6.9 Torre 1 con columnas verticales y conexiones rígidas y flexibles (SAP2000). Fuente propia

- Desplazamientos de la torre

Después de modelado completamente el paso aéreo con dicha configuración de torres mencionada, se procedió a cargarlo como se mostró en la Imagen 5.5, Imagen 5.6 e Imagen 5.7 con las combinaciones mencionadas en este documento, y se realizó una envolvente de "Desplazamientos horizontales y deflexiones" para poder analizar su comportamiento.

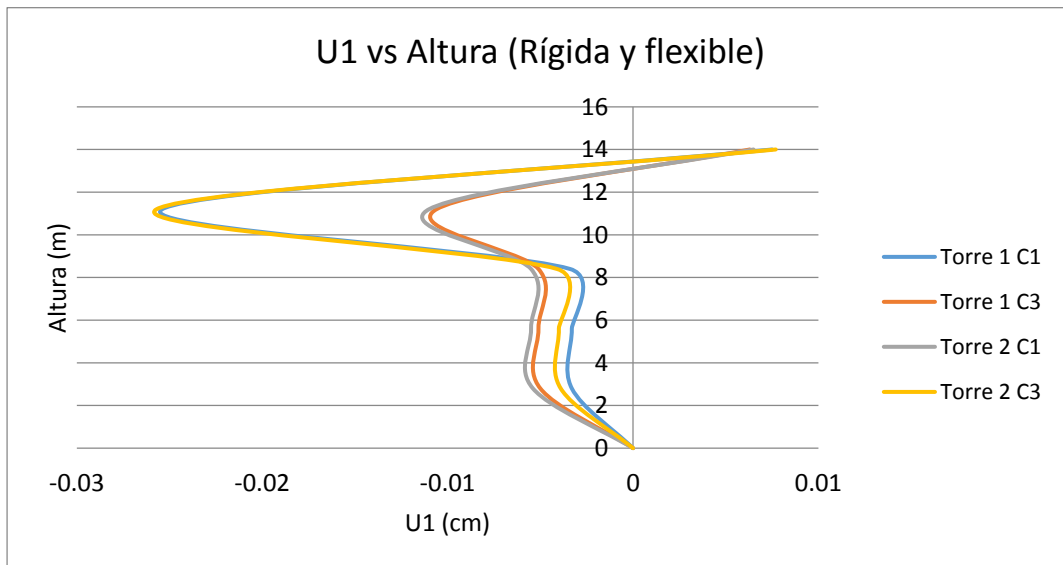
A continuación se presentan sus desplazamientos en los ejes U2 y U1, de la Torre 1 y Torre 2.

- U2 vs Altura: La Gráfica 6.15 presenta la tendencia de las torres verticales con conexiones rígidas y flexibles de inclinarse hacia la tubería de transporte de hidrocarburos, alcanzan a tener un desplazamiento máximo de 3.3 cm en la parte superior. De igual forma como se mencionó para los modelos con conexiones rígidas y conexiones flexibles, para este análisis sólo se tomó en cuenta los desplazamientos de las columnas 1 y 2, puesto que las columnas 3 y 4 se desplazaron de igual forma en dicho sentido [ver Imagen 6.9].



Gráfica 6.15
U2 vs
Altura, en
torre con
columnas
verticales y
conexiones
rígidas y
flexibles.
Fuente
propia

- U1 vs altura: La Gráfica 6.16 presenta la deformada de la torre en el sentido perpendicular a la tubería de transporte de hidrocarburos. Esta gráfica muestra mucho menos desplazamiento que en el sentido U2 siendo su máximo desplazamiento de 0.026cm, esto debido a que la sollicitación máxima de la torre está en el sentido del eje de la tubería. De igual forma solo se tuvo en cuenta los desplazamientos de la columna 1 y 3, a como se enunció en los análisis de U1 de las torres inclinadas con conexiones rígidas y flexibles [ver Imagen 6.9].

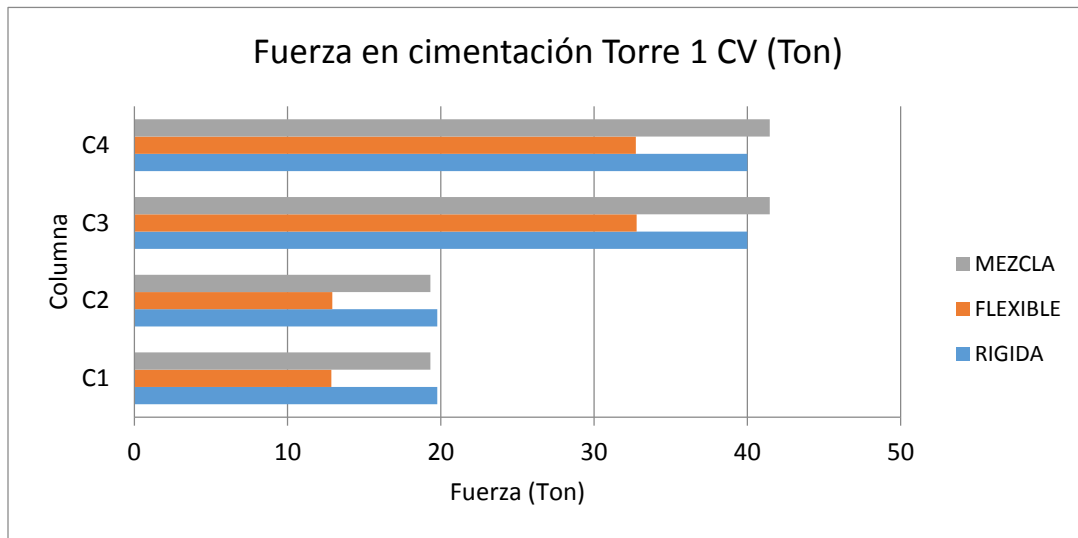


Gráfica 6.16 U1 vs Altura, en torre con columnas verticales con conexiones rígidas y flexibles. Fuente propia

IV. Comparaciones entre los tres modelos

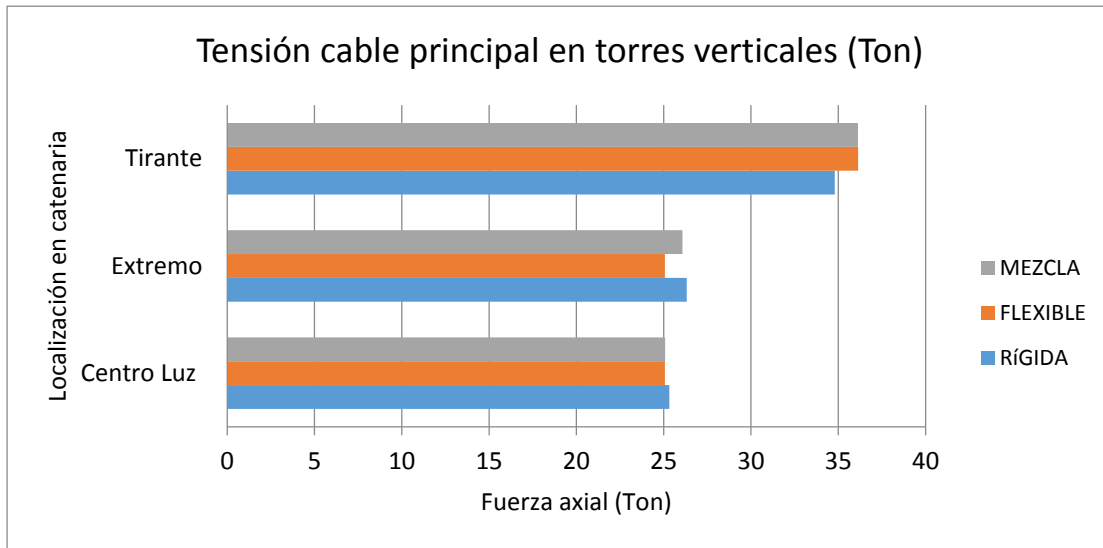
De igual forma como se comentó para las torres con columnas inclinadas, solo se tomó en cuenta la fuerza en cimentación y combinación de esfuerzos en la Torre 1.

La Gráfica 6.17 corresponde a la fuerza en toneladas transmitida a la cimentación por parte de la estructura. Esta configuración de torre con columnas verticales arroja una gran diferencia en comparación con las torres con columnas inclinadas, puesto que sus reacciones generan solo compresión en los elementos inferiores, mientras que en los elementos inferiores de las torres con columnas inclinadas si hay elementos trabajando a tensión [ver Gráfica 6.7].



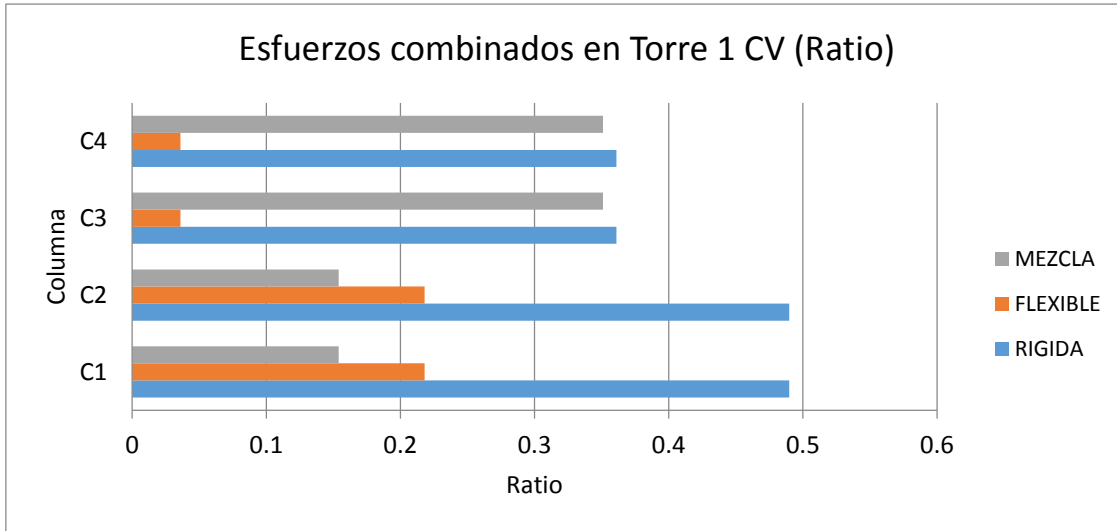
Gráfica 6.17 Fuerza en cimentación Torre 1, columnas verticales. Fuente propia

En la Gráfica 6.18 se presenta la fuerza axial en toneladas actuando en diferentes partes del cable principal, alcanzando un valor máximo de 36 Toneladas. Estas fuerzas axiales fueron obtenidas de la combinación de carga muerta y carga viva (D+L) puesto que este combo suscita las cargas de servicio del paso aéreo.



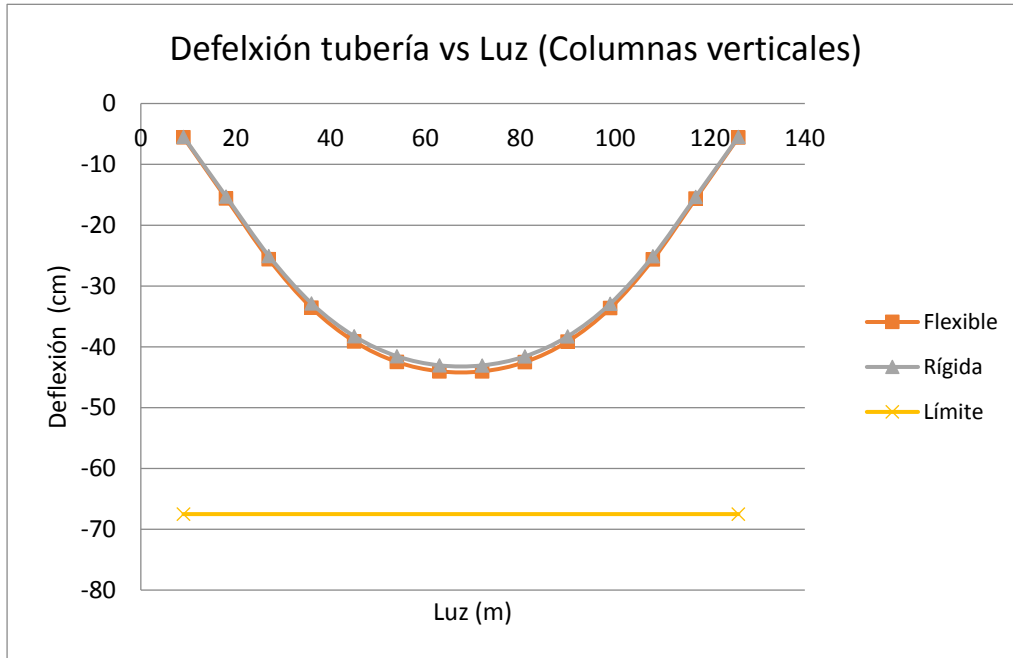
Gráfica 6.18 Fuerza axial en el cable principal, torres con columnas verticales. Fuente propia

En la Gráfica 6.19 se presenta la relación de esfuerzos combinados en los elementos de mayor sollicitación de la torre. Como se puede ver la torre con menor ratio en sus columnas es la que tiene todas sus conexiones flexibles.



Gráfica 6.19 Esfuerzos combinados percibidos por las columnas de la Torre 1, columnas verticales. Fuente propia

En Gráfica 6.20 se presenta la deflexión máxima de la tubería de transporte de hidrocarburos con respecto a los diferentes tipos de conexión de la torre perfectamente vertical.



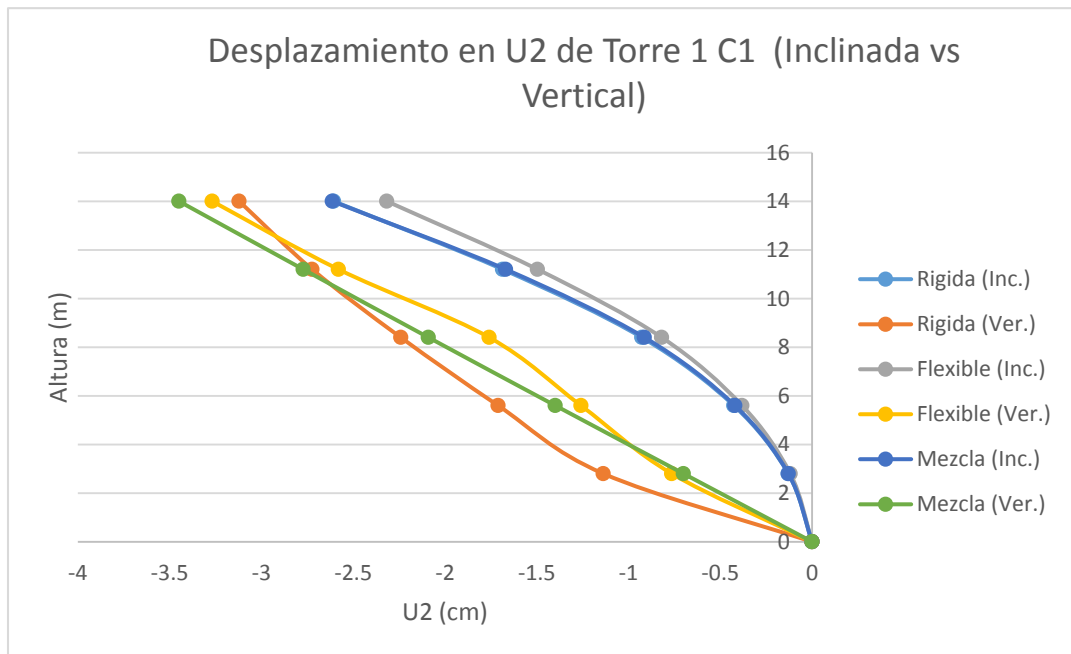
Gráfica 6.20 Deflexión de la tubería, torres con columnas verticales. Fuente propia

El valor límite deflexión de la tubería de hidrocarburos estipulado por la NIO (Normas de Ingeniería de Oleoductos. Ecopetrol S.A.) Es $L/200$, donde L representa la luz del paso aéreo. En este caso la deflexión máxima es de 67.5 cm, donde para cada configuración de paso aéreo cumplió con el requisito estipulado. Esta condición es de importancia significativa, ya que se garantiza que el ducto de transporte no se deforme verticalmente, incrementando los esfuerzos internos provenientes de las presiones de operación o bombeo, conservando su integridad.

6.3 ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE TORRES CON COLUMNAS INCLINADAS Y TORRES CON COLUMNAS VERTICALES

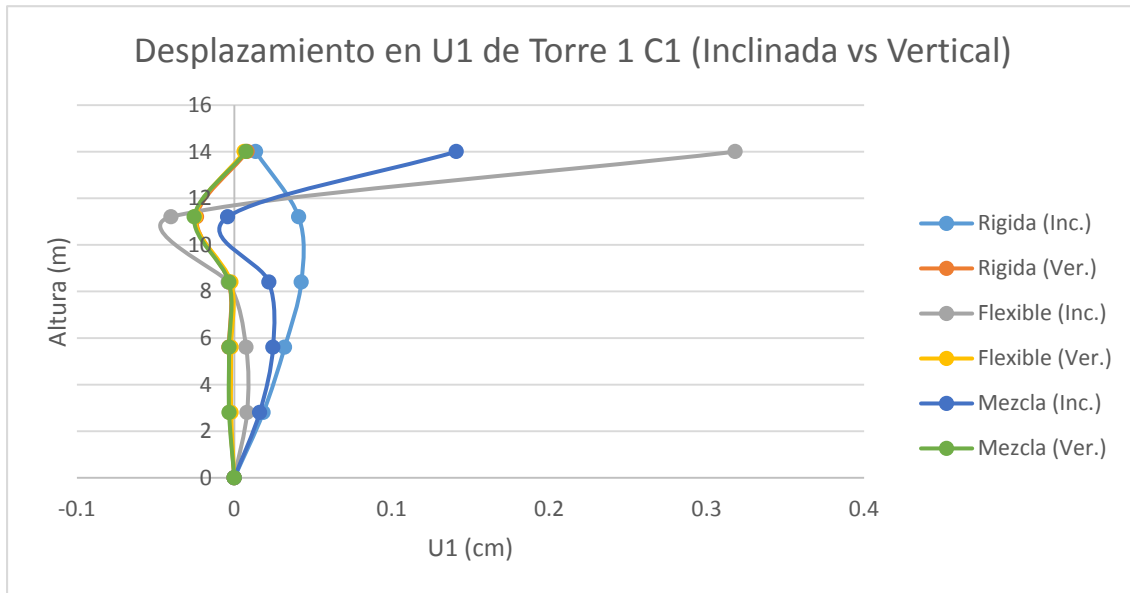
Se realizó una comparación entre las torres inclinadas y las torres verticales con las cuales se obtuvieron los siguientes resultados.

En la Gráfica 6.21 se muestra el desplazamiento en U2 de las diferentes configuraciones de torres y sus conexiones, se observa un mayor desplazamiento en la torre con columnas verticales dado que este tipo de torre en este sentido es menos rígida que la torre con columnas inclinadas.



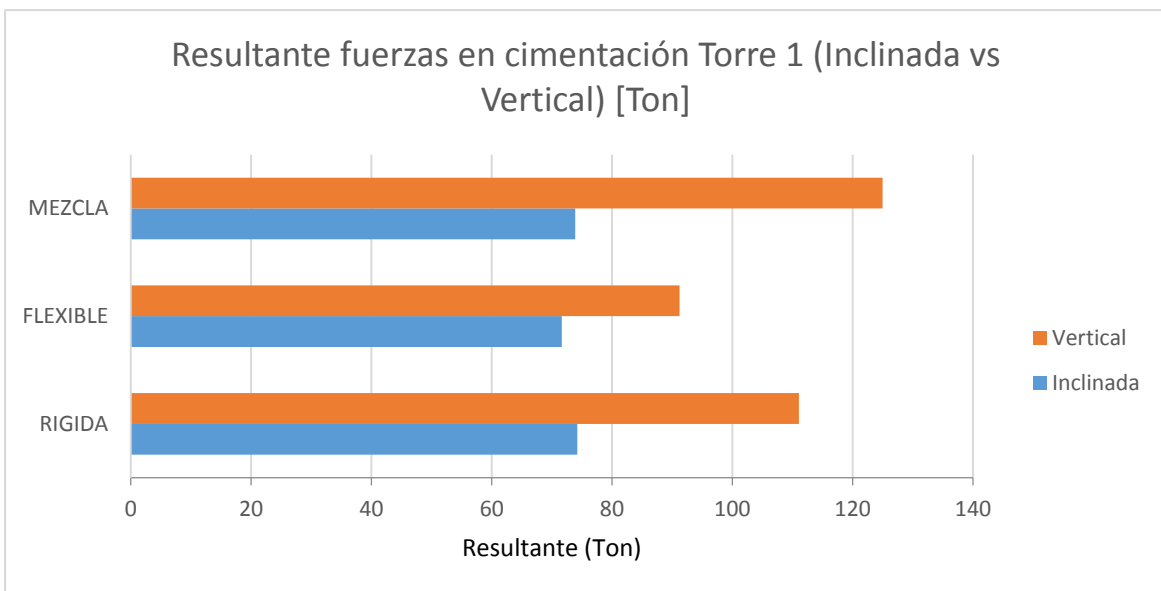
Gráfica 6.21 Comparación de desplazamientos en U2 de los seis modelos analizados en la Torre 1 - columna 1. Fuente propia

En la Gráfica 6.22 se muestra el desplazamiento en U1 de las diferentes configuraciones de torres y sus conexiones, se observa un mayor desplazamiento en la torre con columnas inclinadas dado que este tipo de torre en este sentido es menos rígida que la torre con columnas verticales.



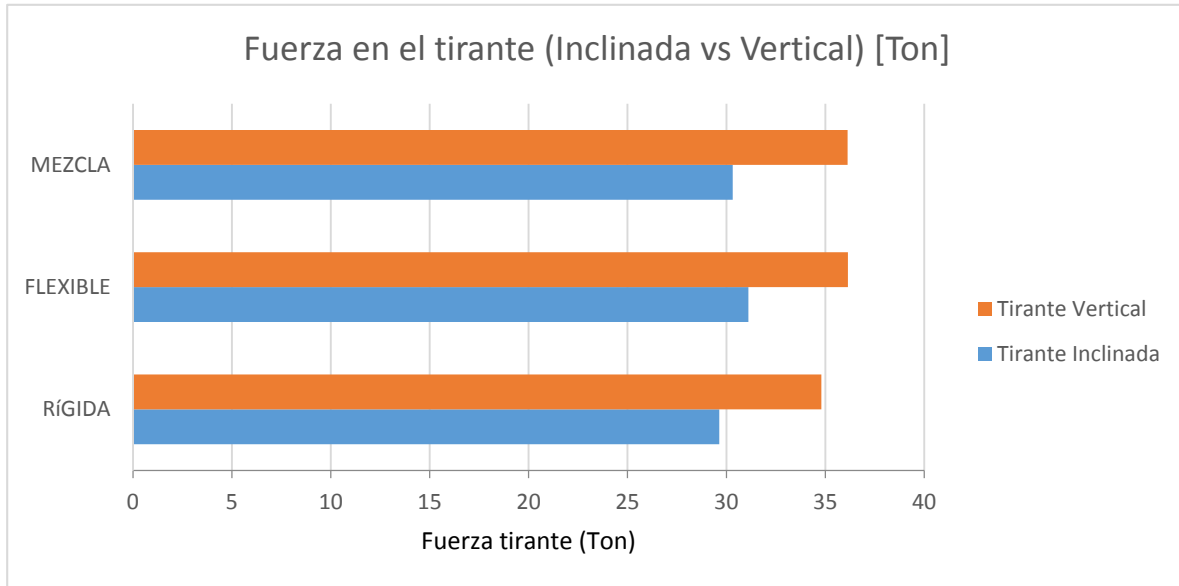
Gráfica 6.22 Comparación de desplazamientos en U1 de los seis modelos analizados en la Torre 1 - columna 1. Fuente propia

En la Gráfica 6.23 se muestra la resultante de fuerzas transmitidas a la cimentación de cada uno de los tipos de torre. Se observa que la torre con columnas verticales genera una fuerza de compresión muy superior a la torre con columnas inclinadas, puesto que a algunas de las columnas de la configuración de torres con columnas inclinadas tenían que soportar cargas a tensión generadas por la envolvente de "Diseño", disminuyendo consecuentemente la resultante de fuerzas transmitidas a la cimentación.



Gráfica 6.23 Resultante de fuerzas en cimentación de las configuraciones analizadas, Torre 1.
Fuente propia

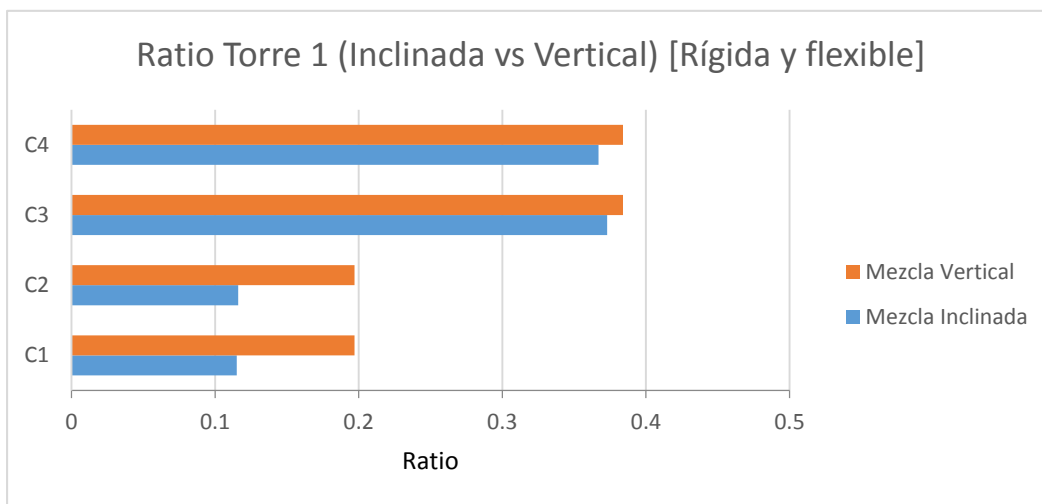
En la Gráfica 6.24 se muestra la fuerza en el tirante de las diferentes configuraciones de torre con sus respectivas conexiones. Se puede ver que las torres con columnas inclinadas demandan una menor fuerza que las torres con columnas verticales.



*Gráfica 6.24 Fuerza axial en los tirantes de las configuraciones de torres analizadas.
Fuente propia*

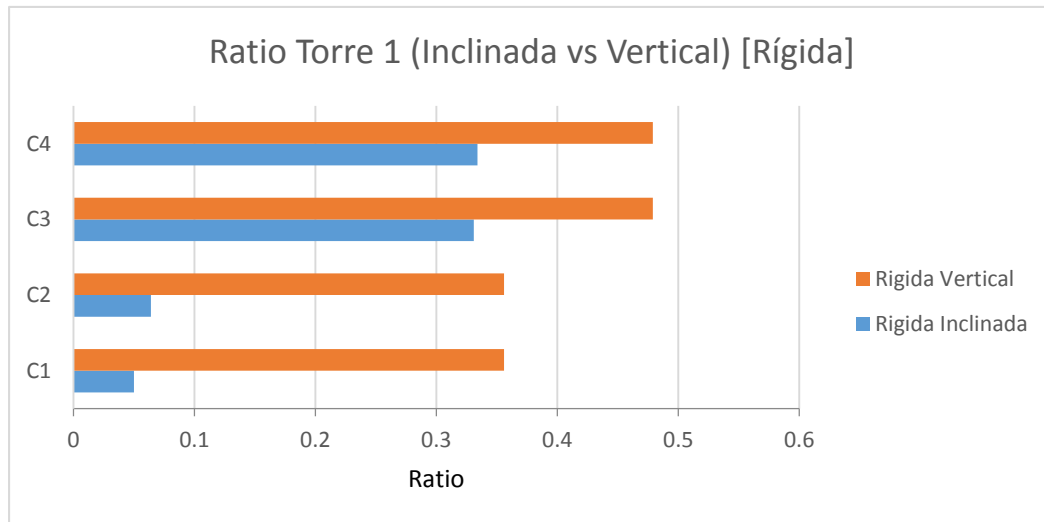
De igual forma se realizó una comparación de la relación de esfuerzos combinados generados en cada torre y columna.

En primera instancia se encuentra la Gráfica 6.25 donde se muestra la relación de esfuerzos combinados en las columnas de la Torre 1 entre configuraciones con columnas inclinadas y verticales con conexiones rígidas y flexibles. Se demuestra que para este tipo de conexiones la torre con columnas verticales recibe una mayor distribución de esfuerzos combinados en sus columnas.



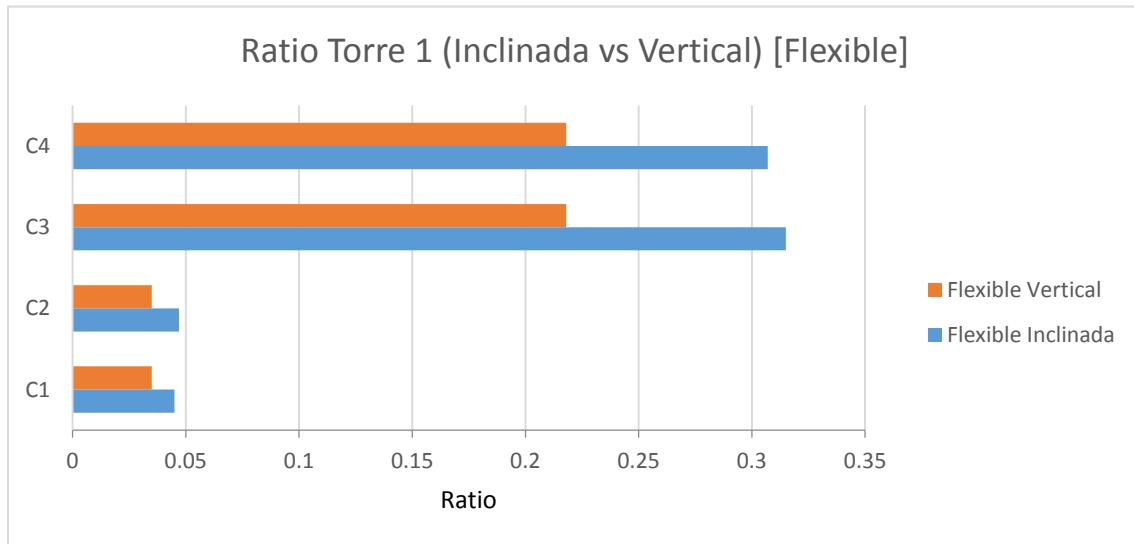
Gráfica 6.25 Esfuerzos combinados en configuraciones de torres, conexiones rígidas y flexibles. Fuente propia

En la Gráfica 6.26 se puede observar de igual forma que la configuración de torre con columnas verticales recibe una mayor cantidad de esfuerzos en las columnas, y por ende un mayor valor de esfuerzos combinados.



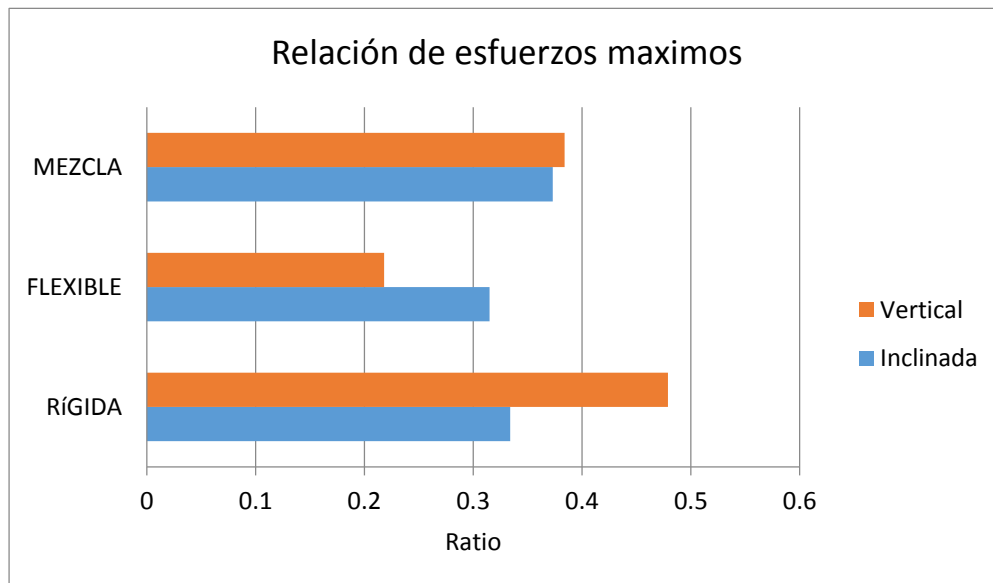
Gráfica 6.26 Esfuerzos combinados en configuraciones de torres, conexión rígida. Fuente propia

Por otro lado en la Gráfica 6.27 se puede observar como la el uso de conexiones flexibles a lo largo de toda la torre aumenta su relación de esfuerzos combinados.



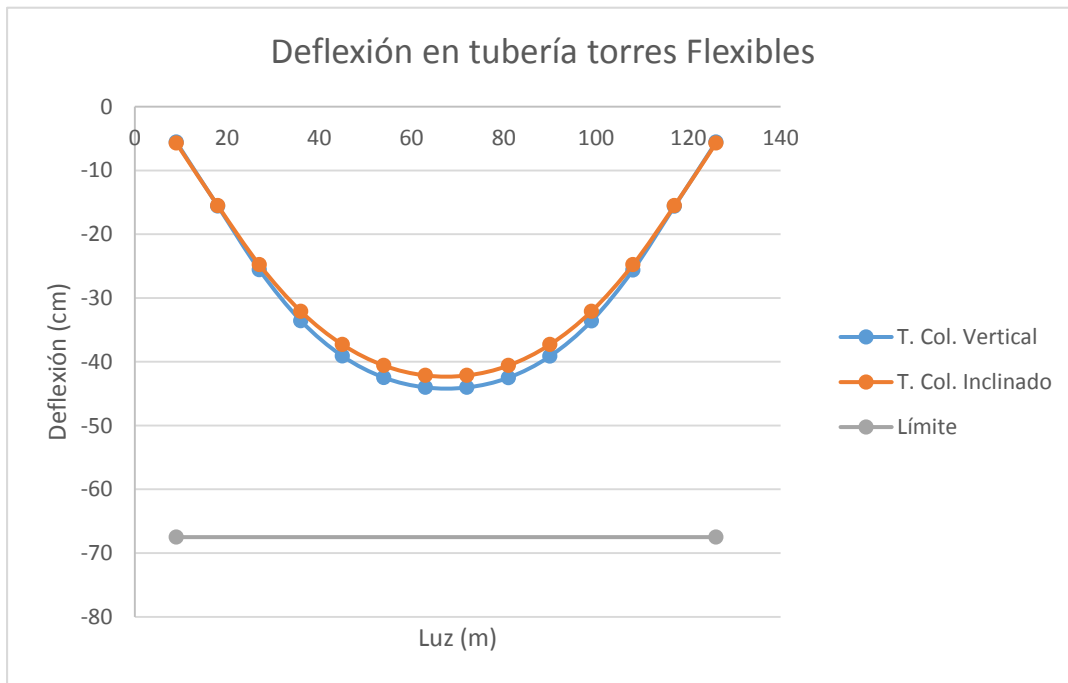
Gráfica 6.27 Esfuerzos combinados en configuraciones de torres, conexión flexible. Fuente propia

Sintetizando las gráficas anteriores con sus máximos se obtuvo la Gráfica 6.28.



Gráfica 6.28 Ratios máximos arrojados para cada tipo de conexión y configuración de torre. Fuente propia

En la Gráfica 6.29 se presenta las deflexiones máximas en la tubería a causa de las cargas de servicio. Para la configuración de torres con columnas verticales, el tipo de conexión que generó mayor deflexión en la tubería fue la flexible, al igual que en la configuración de torre con columnas inclinadas. Esto se debe a que las conexiones flexibles permiten más movimientos en el nodo aumentando los desplazamientos finales.



Gráfica 6.29 Deflexión máxima en tubería de configuraciones de torres, conexión flexible.
Fuente propia

- Rigideces de las torres

Se realizó una comparación de las rigideces de las torres en sus diferentes configuraciones (columnas inclinadas vs columnas verticales).

En la Imagen 6.10 se muestra la forma de aplicación de la carga para la torre con columnas inclinadas, en el eje X y en el eje Y, respectivamente, y así proceder a calcular su rigidez transversal y longitudinal a la tubería de hidrocarburo.

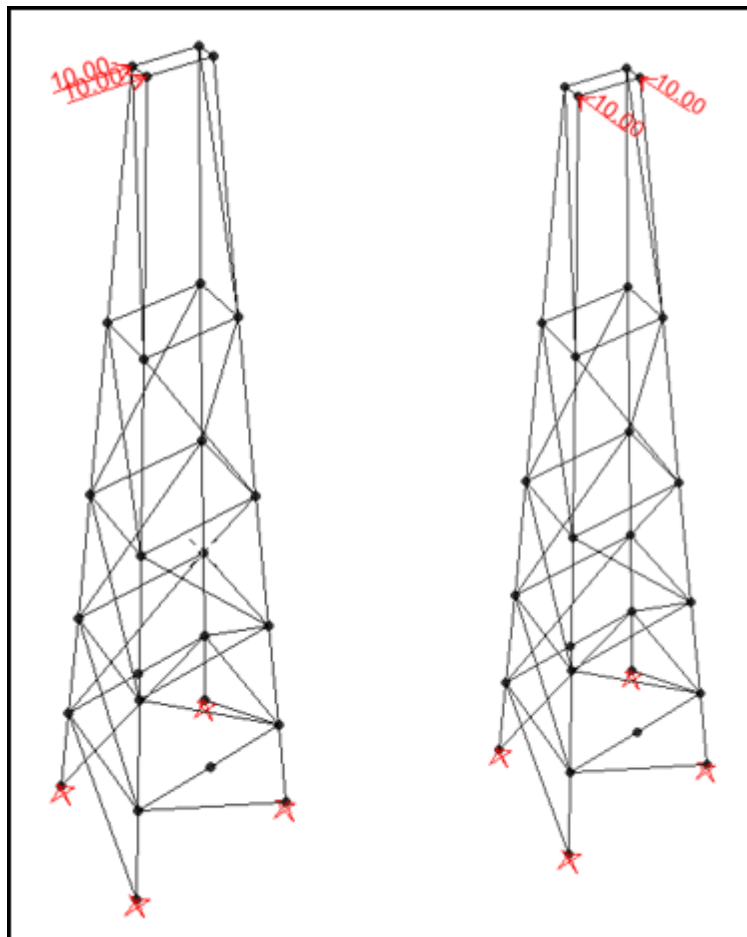


Imagen 6.10 Carga unitaria para cálculo de rigidez en torre con columnas inclinadas. Fuente propia

En las Imagen 6.11 se muestra la forma de aplicación de las cargas en las torres inclinadas en los ejes X y Y, respectivamente, y proceder al cálculo de su rigidez transversal y longitudinal en sentido de la tubería de hidrocarburo.

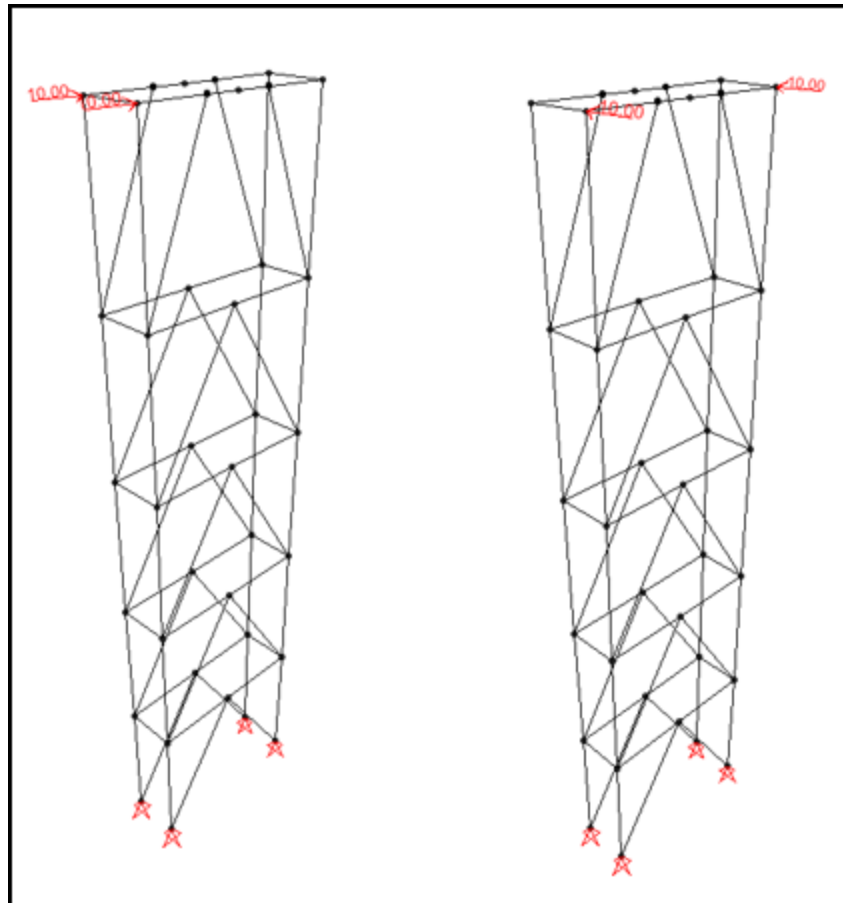
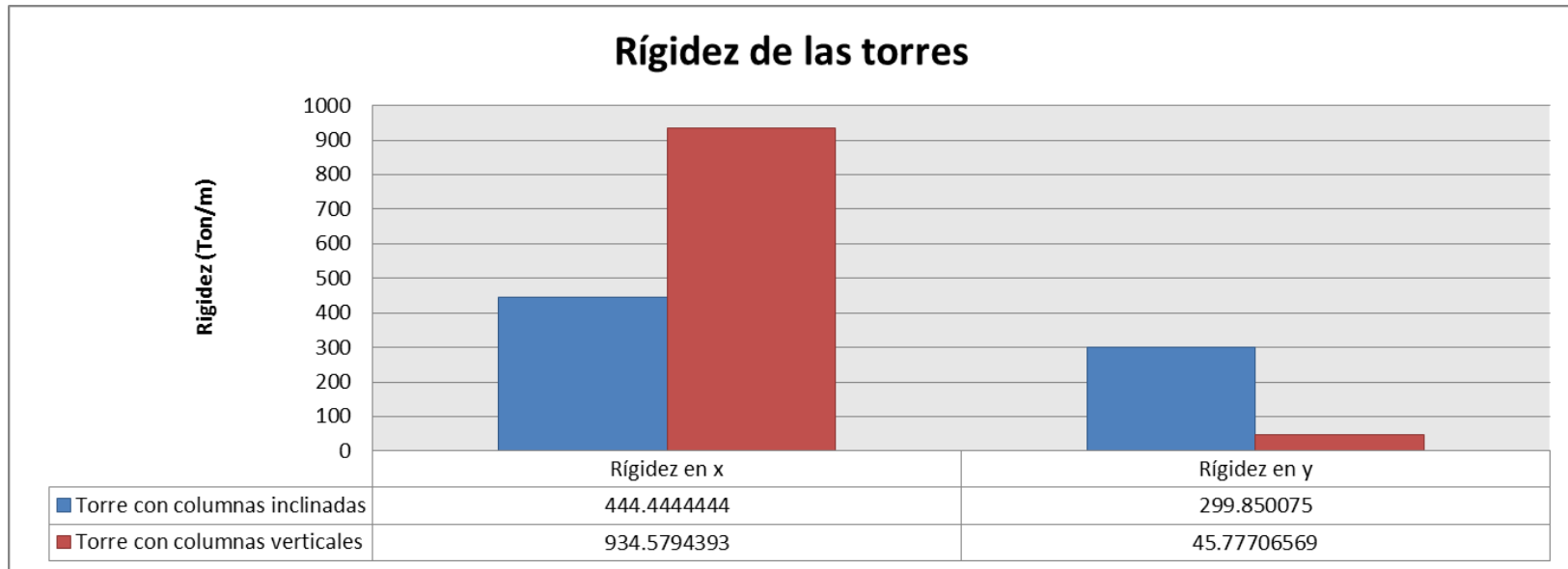
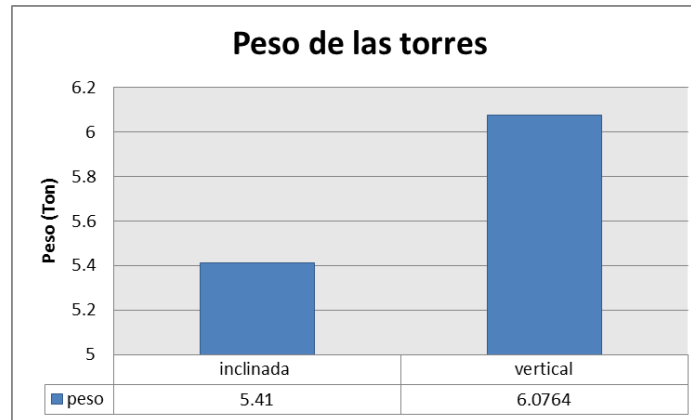


Imagen 6.11 Carga unitaria para cálculo de rigidez en torre con columnas verticales. Fuente propia



Gráfica 6.31 Rigidez en "X" y "Y" de configuración de torres. Fuente propia



Gráfica 6.30 Peso en toneladas de configuración de torres. Fuente propia

En la Gráfica 6.31 se pueden ver los valores cálculos de las rigideces de las torres con columnas verticales y torres con columnas inclinadas. Se observa que la rigidez longitudinal, o en sentido Y (U1) es mayor en la torre con columnas inclinadas, puesto que la misma inclinación de sus columnas ayuda a contrarrestar las fuerzas aplicadas sobre la misma y su valor de rigidez es 6.5 veces mayor que su contraria. Aun así, en el sentido transversal o sentido X (U2) la configuración con columnas verticales presenta más rigidez que su contraria, puesto que en dicho sentido, X (U2), hay más inercia que contrarreste la fuerza aplicada sobre la torre, arrojando un valor de la inercia es 2 veces mayor.

El sentido de mayor sollicitación para este tipo de estructuras es el sentido del eje de la tubería, Y (U1), por lo cual las torres con columnas inclinadas tienen una gran ventaja sobre las torres con columnas verticales, puesto que su rigidez en ese sentido es significativamente mayor que en el sentido X (U1) para el cual las sollicitaciones de carga no son mayores.

Por otro lado en la Gráfica 6.30 se observa el peso en toneladas del perfil tubular estructural (PTE) implementado para la configuración de torre con columnas inclinadas y torre con columnas verticales. Se observa que existe una mayor cuantía en la configuración con columnas verticales, pero ese valor no significa que por tener un mayor valor de cuantía su rigidez vaya a ser mayor, como se evidenció en la Gráfica 6.31.

Para poder hacer una evaluación de los resultados obtenidos en cada uno de los modelos de las diferentes combinaciones de torres, se realizó una matriz de comparaciones que tuvo en cuenta los siguientes aspectos de los modelos:

- Desplazamientos de las torres en U1
- Desplazamientos de las torres en U2
- Fuerzas transmitidas por la torre a la cimentación
- Derivas en la torre
- Combinación de esfuerzos en los elementos de las torres
- Tensión generada en los cables de la estructura
- Deflexión máxima de la tubería de hidrocarburos

A cada modelo comparado se le calificó con el menor valor al que mejor resultados experimentara según el parámetro de comparación establecido para el análisis. Por ejemplo si se analizaron los desplazamientos en U1 de dos modelos diferentes, el modelo de menor desplazamiento obtiene un valor de "1" y el de mayor desplazamiento un valor de "2" es decir el comportamiento más desfavorable se califica o castiga con mayor valor; finalmente al sumar todos los aspectos mencionados, el modelo que arroje un menor valor en su calificación será la mejor configuración entre las comparaciones establecidas.

- 1- Se realizó una comparación de cada torre con sus diferentes tipos de conexión [ver Tabla 6.1].

Tabla 6.1 Comparación de torres con diferentes configuraciones de conexiones. Fuente propia

Torre Col. Inclínadas	Flexible	Rígida	Mezcla	Torre Col. Verticales	Rígida	Flexible	Mezcla
U1	3	1	2	U1	1	2	3
U2	1	2	3	U2	1	2	3
Resul. Cimentación	1	3	2	Resul. Cimentacion	2	1	3
Cables	3	1	2	Cables	1	3	2
Ratio	3	2	1	Ratio	3	1	2
Deflexión	3	2	1	Deflexion	1	3	2
Despl. Horizontal	1	2	3	Despl. Horizontal	1	3	2
Suma	15	13	14	Suma	10	15	17

- 2- Se realizó una comparación entre los mismos tipos de conexiones variando la geometría de las torres.

Tabla 6.2 Comparación con conexión flexible y diferente configuración de columnas. Fuente propia

Conexión Flexible		
	Torre inclinada	Torre vertical
U1	2	1
U2	1	2
Resul. Cimentación	1	2
Equil. Cimentación	2	1
Cables	1	2
Ratio	2	1
Deflexión	1	2
Deriva	1	2
	11	13

Tabla 6.3 Comparación con conexión rígida y diferente configuración de columnas. Fuente propia

Conexión Rígida		
	Torre inclinada	Torre vertical
U1	2	1
U2	1	2
Resul. Cimentación	1	2
Equil. Cimentación	2	1
Cables	1	2
Ratio	1	2
Deflexión	1	2
Deriva	1	2
	10	14

*Tabla 6.4 Comparación con conexión rígida y flexible, y diferente configuración de columnas.
Fuente propia*

Conexión Mezcla		
	Torre inclinada	Torre vertical
U1	2	1
U2	1	2
Resul. Cimentación	1	2
Equil. Cimentación	2	1
Cables	1	2
Ratio	1	2
Deflexión	1	2
Deriva	1	2
	10	14

De la comparación de cada torre variando sus tipos de conexiones se obtuvo que el mejor comportamiento está focalizado en las uniones rígidas, tanto para las torres con columnas inclinadas como para las torres con columnas perfectamente verticales.

En el segundo análisis se compararon diferentes configuraciones de torre pero con igual tipo de conexión. En este caso se compararon las dos configuraciones de torres con mejor calificación ya previamente comparadas en el paso uno, de lo cual se obtiene que la configuración que mejor puntuación obtuvo fue la torre con columnas inclinadas y conexiones rígidas. De igual forma en la comparación dos se demuestra y es concluyente que se presenta un mejor comportamiento estructural en las torres con columnas inclinadas, puesto que en cada tipo de conexión obtuvieron la mejor puntuación, en función de la comparación de los resultados obtenidos de cada análisis.

6.4 ANÁLISIS DE COSTOS DIRECTOS E INDIRECTOS DE LOS MODELOS

A continuación se muestra el costo de cada paso aéreo estudiado en este trabajo:

- Torre con columnas inclinadas y conexiones rígidas y flexibles [Tabla 6.5]:

Tabla 6.5 Costo del paso aéreo con columnas inclinadas y conexiones rígidas y flexibles. Fuente propia

TORRE CON COLUMNAS INCLINADAS (conexiones rígidas y flexibles)	
Nombre de tarea	Costo
Actividades preliminares	\$ 165,519,114.24
Cimentación (Caisson en concreto reforzado)	\$ 99,339,477.72
Cimentación (Bloque de anclaje)	\$ 402,087,434.60
Armado y colocación de torre	\$ 139,578,449.52
Paso elevado	\$ 253,389,790.08
Instalación de tubería aérea	\$ 67,236,746.48
Total Construcción de paso aéreo	\$ 1,127,151,012.64

- Torre con columnas inclinadas y conexiones flexibles [Tabla 6.6]:

Tabla 6.6 Costo del paso aéreo con columnas inclinadas y conexiones flexibles. Fuente propia

TORRE CON COLUMNAS INCLINADAS (conexiones flexibles)	
Nombre de tarea	Costo
Actividades preliminares	\$ 165,519,115.94
Cimentación (Caisson en concreto reforzado)	\$ 99,339,475.29
Cimentación (Bloque de anclaje)	\$ 409,163,170.00
Armado y colocación de torre	\$ 149,509,965.38
Paso elevado	\$ 269,228,592.38
Instalación de tubería aérea	\$ 67,236,745.00
Total Construcción de paso aéreo	\$ 1,159,997,063.99

- Torre con columnas inclinadas y conexiones rígidas [Tabla 6.7]:

Tabla 6.7 Costo del paso aéreo con columnas inclinadas y conexiones rígidas. Fuente propia

TORRE CON COLUMNAS INCLINADAS (conexiones Rígidas)	
Nombre de tarea	Costo
Actividades preliminares	\$ 165,519,114.24
Cimentación (Caisson en concreto reforzado)	\$ 99,339,479.04
Cimentación (Bloque de anclaje)	\$ 386,922,209.28
Armado y colocación de torre	\$ 117,387,735.04
Paso elevado	\$ 253,389,783.04
Instalación de tubería aérea	\$ 67,236,746.24
Total Construcción de paso aéreo	\$ 1,089,795,031.04

- Torre con columnas verticales y conexiones rígidas y flexibles [Tabla 6.8]:

Tabla 6.8 Costo del paso aéreo con columnas verticales y conexiones rígidas y flexibles. Fuente propia

TORRE VERTICAL (conexiones Rígidas y flexibles)	
Nombre de tarea	Costo
Actividades preliminares	\$ 165,519,114.24
Cimentación (Caisson en concreto reforzado)	\$ 99,339,479.04
Cimentación (Bloque de anclaje)	\$ 461,411,491.84
Armado y colocación de torre	\$ 157,324,595.20
Paso elevado	\$ 268,569,559.04
Instalación de tubería aérea	\$ 67,236,746.24
Total Construcción de paso aéreo	\$ 1,219,400,990.72

- Torre con columnas verticales y conexiones flexibles [Tabla 6.9]:

Tabla 6.9 Costo del paso aéreo con columnas verticales y conexiones flexibles. Fuente propia

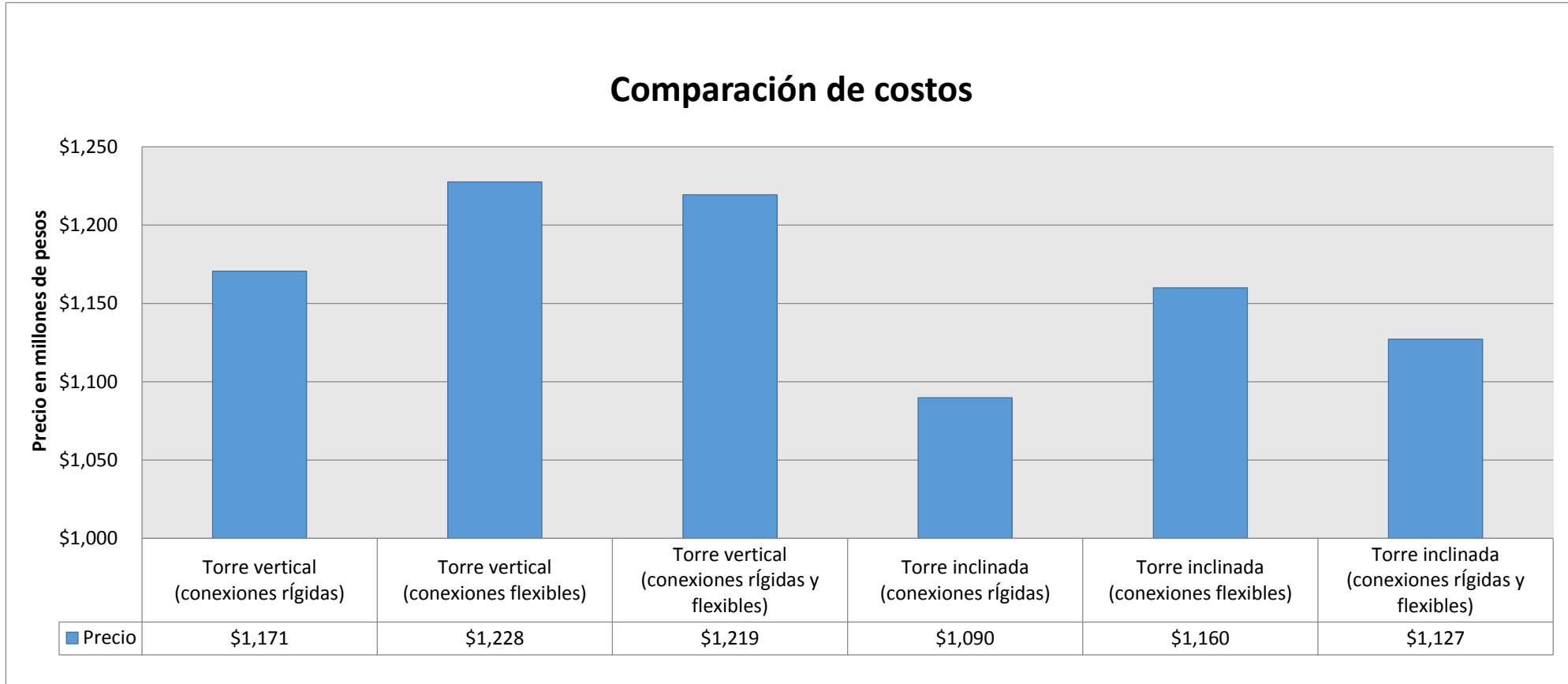
TORRE VERTICAL (conexiones flexibles)	
Nombre de tarea	Costo
Actividades preliminares	\$ 165,519,114.24
Cimentación (Caisson en concreto reforzado)	\$ 99,339,479.04
Cimentación (Bloque de anclaje)	\$ 461,411,491.84
Armado y colocación de torre	\$ 165,534,126.08
Paso elevado	\$ 268,569,559.04
Instalación de tubería aérea	\$ 67,236,746.24
Total Construcción de paso aéreo	\$ 1,227,610,521.60

- Torre con columnas verticales y conexiones rígidas [Tabla 6.10]:

Tabla 6.10 Costo del paso aéreo con columnas verticales y conexiones rígidas. Fuente propia

TORRE VERTICAL (conexiones rígidas)	
Nombre de tarea	Costo
Actividades preliminares	\$ 165,519,114.24
Cimentación (Caisson en concreto reforzado)	\$ 99,339,479.04
Cimentación (Bloque de anclaje)	\$ 438,315,499.52
Armado y colocación de torre	\$ 131,639,633.92
Paso elevado	\$ 268,569,559.04
Instalación de tubería aérea	\$ 67,236,746.24
Total Construcción de paso aéreo	\$ 1,170,620,006.40

En la Gráfica 6.32 se muestra la comparación de los precios de los diferentes pasos aéreos.

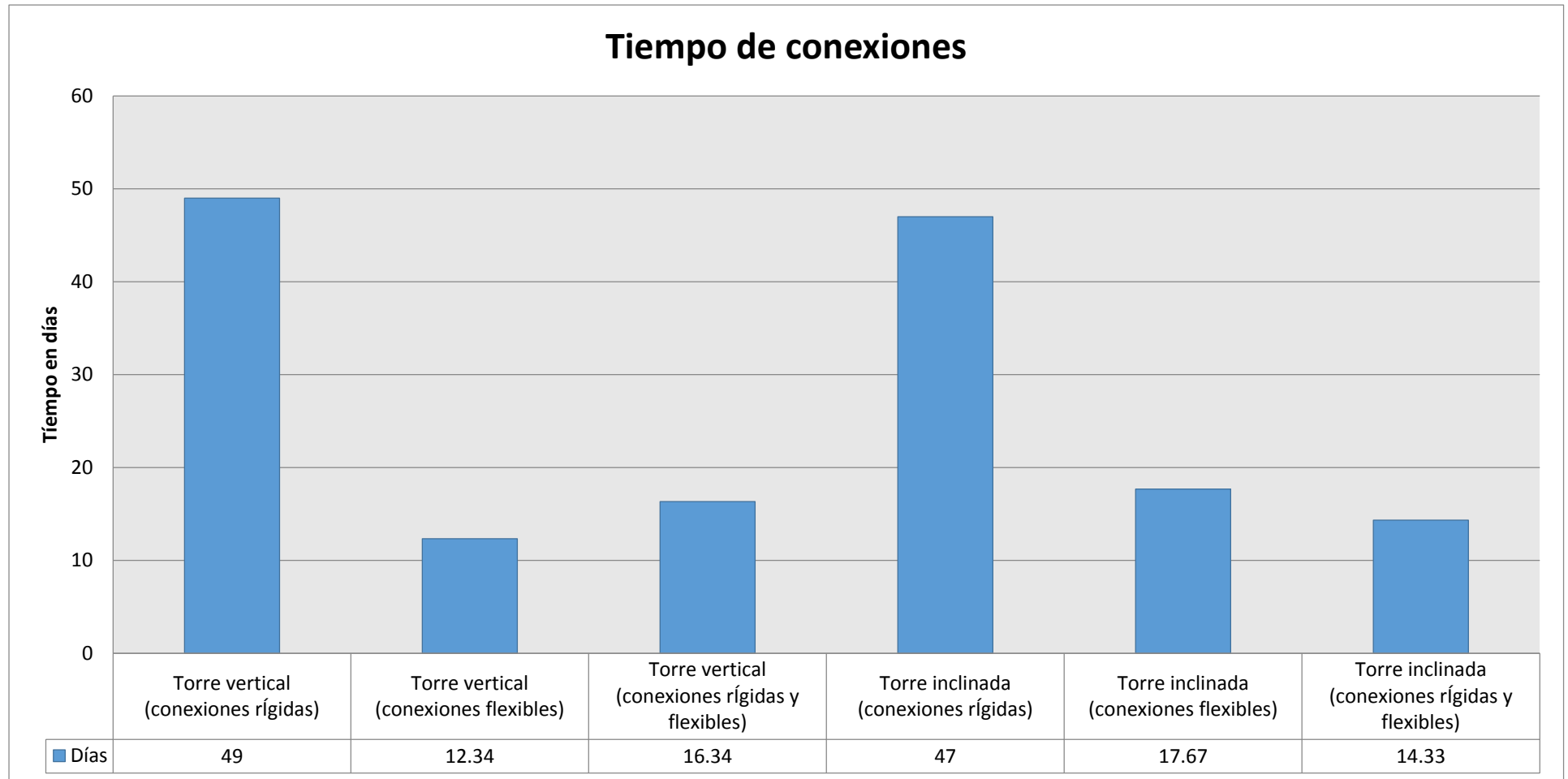


Gráfica 6.32 Comparación de costos entre los diferentes pasos aéreos del proyecto. Fuente propia

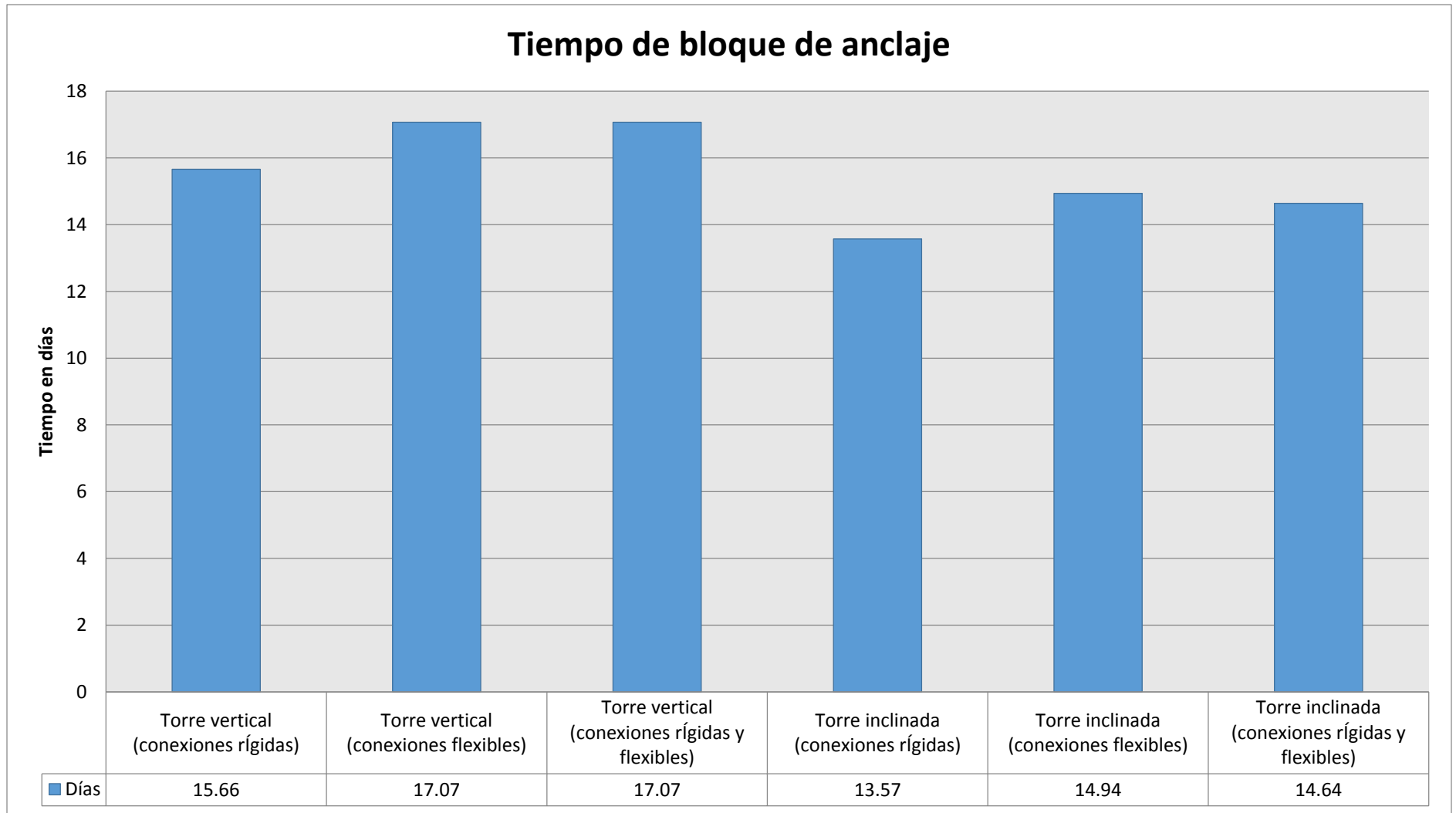
De las tablas y gráfica mostrada anteriormente se puede decir:

- Entre las torres con columnas verticales se logró identificar que las que tienen conexiones rígidas cuestan hasta un 5% menos comparándolas con los otros tipos de conexiones, esto significa una diferencia de hasta 57 millones de pesos.
- Dentro de todos los modelos estudiados se logró identificar una diferencia de hasta 11% entre el mayor precio (torre vertical con conexiones flexibles) y el menor precio (torre con columnas inclinadas y conexiones rígidas), siendo una diferencia de 138 millones de pesos.
- Si se deja fijo el tipo de conexión y se varía solamente la configuración de las columnas de las torres (inclinadas vs perfectamente verticales), podemos encontrar diferencias de hasta de 92 millones de pesos.
- Si se deja fija la configuración de las columnas y cambiamos el tipo de conexión (rígida, flexible, combinación entre rígida y flexible), se encontró diferencias de hasta de 70 millones de pesos.
- Las conexiones rígidas siempre presentan la mejor opción desde el punto de vista económico sin importar la configuración de las columnas en la torre, a su vez las conexiones flexibles siempre presentaron la propuesta menos favorable en cuestión de precios.

Las mayores diferencias en los costos se encuentran en el bloque de anclaje, y en el armado y colocación de la torre, esto debido a la fuerza generada en el tirante por cada configuración, tipo de conexión utilizado en la torre y su respectivo proceso constructivo.



Gráfica 6.33 Tiempo en el ítem de conexiones de los pasos aéreos estudiados. Fuente propia



Gráfica 6.34 Tiempo en el ítem de bloque de anclaje de los pasos aéreos estudiados. Fuente propia

Identificados los pasos en la construcción del paso aéreo que generan mayores diferencias de costos, el camino a seguir fue identificar los diferentes tiempos que toma realizar estas acciones de acuerdo al análisis de precios unitarios hecho anteriormente. Para esto se identificó que para las conexiones soldadas en campo el rendimiento es de 2 conexiones por día y para conexiones pernadas un rendimiento de 6 conexiones por día. Con la ayuda de la Gráfica 6.33 y Gráfica 6.34 se obtuvo:

- Entre las torres verticales se logró identificar que las que tienen conexiones flexibles demoran hasta un 74% menos en tiempo comparándolas con los otros tipos de conexiones, esto equivale a una diferencia de 36 días.
- Entre las torres inclinadas se logró identificar que las que tienen conexiones flexibles demoran hasta un 62% menos en tiempo comparándolas con los otros tipos de conexiones, una diferencia de hasta 30 días.
- En una comparación de los promedios de tiempo en bloque de anclaje para la construcción de macizos de anclaje para torres con columnas verticales y torres con columnas inclinadas existe una diferencia del 13% mayor para las torres con columnas verticales.

De los análisis de tiempo y costos mostrados anteriormente se demuestra que la configuración de torres con columnas inclinadas y conexiones rígidas tiene un menor costo en construcción en comparación con los otros 5 tipos de configuraciones. De igual forma para el tiempo en construcción de las conexiones la configuración de torre con columnas verticales y conexiones flexibles presenta el menor tiempo, lo cual se puede evidenciar en las configuraciones que tienen uniones flexibles contra las configuraciones que tienen uniones rígidas. Para el tiempo en construcción del macizo de anclaje se observó que la configuración de torre con columnas inclinadas y conexiones rígidas arroja un menor tiempo, esto debido a que dicha configuración genera una menor fuerza axial en la parte tirante de la catenaria y por consiguiente en el macizo de anclaje.

7. CONCLUSIONES

Se hicieron varias comparaciones con el objeto de identificar cuál es la mejor configuración de torre para este tipo de estructuras; para tal fin se modelaron torres con columnas inclinadas cuya tridimensionalidad asemeja un tronco piramidal y torres cuyas columnas son verticales asemejando tridimensionalmente un paralelepípedo regular.

7.1 RESPECTO A LA SELECCIÓN DE UNA CONFIGURACIÓN Y CONEXIÓN MÁS APTA DE TORRE PARA EL USO DE LOS PASOS AÉREOS

- Torres

La configuración estructural que arrojo los mejores resultados son las torres con columnas inclinadas las cuales garantizan un mejor comportamiento de grupo o general; tienen una configuración más apta con respecto a las torres con columnas perfectamente verticales, debido a menores desplazamientos en el sentido principal del sistema, mejor distribución de las fuerzas resultantes de cimentación, la disminución de la longitud de los elementos horizontales y diagonales de la celosía al aumentar la altura de la torre, garantizan una mejor rigidez por el aumento de la misma en cada elemento y por ende menores deformaciones del conjunto. Esta condición de mejora de elementos particulares, disminuyen las deformaciones en el sentido longitudinal de cada uno y por consiguiente de la torre como conjunto. El resultado del menor desplazamiento de la torre en sentido horizontal, proveniente de su mejora en rigidez lateral, garantiza la disminución de la posibilidad de aparición de efectos de segundo orden, condición que mejora la confiabilidad del sistema general del paso aéreo.

Adicionalmente se identificó que las torres con columnas inclinadas, debido a su configuración tronco piramidal, transmiten fuerzas a la cimentación con una mejor distribución, llegando a reducir esta hasta en un 30%.

- El mejor comportamiento ya destacado de las torres con columnas inclinadas también proporciona un mejor accionar del cable de suspensión principal por la rigidez en cada apoyo y menor desplazamiento de la torre en el sentido longitudinal del paso aéreo. Al obtener un menor desplazamiento de la torre en el sentido longitudinal del paso, se disminuye el incremento de la flecha del cable, situación benéfica para la integridad del ducto.
- En sentido lateral el comportamiento de las torres con columnas inclinadas fue ligeramente mayor en comparación con las torres de columnas perfectamente verticales; sin embargo este mayor valor de desplazamiento no genera un comportamiento crítico del conjunto. Las torres con columnas verticales son un 52.4% más rígidas en el sentido perpendicular a la tubería que las torres con columnas inclinadas.
- Las torres con columnas perfectamente verticales tuvieron un 24.2% más de desplazamiento que las torres con columnas inclinadas en el sentido longitudinal, lo cual afecta la cimentación y el cable de suspensión principal. Adicionalmente estas torres necesitaron una mayor cuantía o cantidad de acero en comparación con las de columnas inclinadas, del orden del 10.8%.

- Conexiones

Se hicieron varias comparaciones con objeto de identificar el mejor tipo de conexión para las torres metálicas de pasos aéreos desde el punto de vista estructural, encontrándose que las conexiones soldadas al establecer una mejor continuidad entre los elementos da como resultado una estructura más rígida, la cual se deforma uniformemente y que tiene hasta un 10% menos desplazamiento que los otros tipos

de configuraciones con conexiones analizados. Así mismo, el comportamiento por esfuerzos combinados de los elementos con conexiones rígidas es parejo en su distribución, puesto que no se observaron concentraciones cercanas al límite de eficiencia en los elementos conformantes. En conclusión las conexiones rígidas son las que proporcionan un mejor comportamiento general del sistema de torres en PTE.

Como se observa con lo mencionado anteriormente la mejor opción y condición de torres desde el punto de vista estructural por su comportamiento general son las torres inclinadas con todas sus conexiones rígidas.

7.2 RESPECTO A LA COMPARACIÓN DE LOS COSTOS DIRECTOS E INDIRECTOS DE LOS PASOS AÉREOS ESTUDIADOS

A cada uno de los modelos estructurales analizados se le realizó el respectivo estudio de costos (EDC) llegándose a los siguientes resultados listados a continuación siendo los más destacados:

- Las torres con columnas inclinadas y conexiones rígidas, presentan un menor costo directo por la menor utilización de material en las conexiones, puesto que se utilizara soldadura de campo para la realización de las mismas. El cordón de soldadura necesario comparado con el tipo de unión con bridas para garantizar la ejecución de la unión es bastante inferior.
- Las torres con columnas inclinadas son en general 7% más económicas que las torres con columnas verticales.
- El empleo de conexiones rígidas generan una disminución del 5% en el costo global de la torre.
- Las uniones flexibles requieren bridar cada extremo del elemento a unir lo cual requiere platina redonda unida con soldadura al PTE, perforaciones perfectamente centradas en la brida para la colocación de la tornillería, biselamiento de bordes en algunos casos de las bridas para disminuir el riesgo de accidentes en los operarios cuando las manipulan.
- Las pinturas anticorrosivas y de medio ambiente, para las uniones pernadas es necesaria en mayor cantidad y especial cuidado en la recomendación y colocación de los espesores de las películas de imprimación.
- El mejor comportamiento de las torres con columnas inclinadas proporciona un efecto de conjunto más eficiente, lográndose fuerzas de hasta un 15% menos en los tirantes del paso aéreo, por consiguiente menor sollicitación de efectos restrictivos que deben generarse en los macizos de anclaje, los cuales

se logran mediante volúmenes de concreto como se indicó en el marco teórico.

7.3 RESPECTO A EFICIENCIA EN TIEMPOS DE CONSTRUCCIÓN

Como se ha venido destacando en las conclusiones tanto en función del comportamiento estructural como lo relacionado con los costos, el aspecto de tiempos de intervención en la prefabricación, montaje de las torres y en general de todo el paso aéreo es fundamental para la cerrar estas conclusiones.

Destacamos los siguientes como los más importantes y decisivos del estudio:

- Las torres con columnas inclinadas requieren un mayor tiempo de ejecución puesto que el alinear, presentar, puntear y soldar la unión exige cuidado y precisión.
- Las conexiones rígidas generan un aumento del tiempo en 30 días (70%); teniendo en cuenta para conexiones soldadas un rendimiento de 2 conexiones por día y para conexiones pernadas un rendimiento de 6 conexiones por día, rendimientos usuales en el sector.
- Se encontró que uno de los factores que afectan de mayor manera el tiempo de construcción son la utilización de marcos H (“burros” en el argot constructivo) que sirven de soporte y sobre estos se colocan los elementos a unir, hasta tener la totalidad de la celosía, implica una gran cantidad de tiempo y precisión en el proceso de prefabricación
- Se encontró que las torres con uniones flexibles realizadas con bridas son más eficientes en su proceso constructivo puesto que los mecanismos de unión ya están prefabricados de taller y están debidamente colocados en los extremos de los elementos, sin embargo como se mencionó en el numeral anterior son de mayor costo puesto que la elaboración del bridado para el conexionado es especializado realizándose en taller con equipos de tecnologías avanzadas, algunos con láser y otros con plasma.

- El corte de los elementos verticales, horizontales y diagonales, es una actividad de gran precisión puesto que las tolerancias permitidas son bastante reducidas, la exactitud en esta ejecución es garantía en la factibilidad del montaje y sobre todo de su comportamiento en la operación estructural.

8. RECOMENDACIONES

La profundización en el tema de torres con columnas verticales desde la óptica investigación académica debe orientarse a los siguientes aspectos:

- Tipificación de modelos matemáticos que permitan desarrollar cartillas con utilización de estándares de detalles constructivos.
- Desarrollo de hojas electrónicas dinámicas que permitan obtener y procesar el comportamiento del cable por separado y posteriormente utilizar los resultados en las torres de apoyo; de esta manera consideramos que es posible reducir los tiempos de análisis puesto que el modelamiento en programas de cálculo es bastante dispendioso. Así mismo la gran cantidad de información al final del proceso de análisis que arrojan los programas especializados, fácilmente pueden ocasionar indebidas interpretaciones de los mismos.
- Interactuar con el área de geotecnia con el objeto de integrar métodos de análisis dinámicos generados por deslizamientos o remociones en masa.

Así mismo como recomendaciones al sector de transporte de hidrocarburos relacionamos:

- La utilización de torres con columnas perfectamente verticales generan mayor flecha de la catenaria, por consiguiente aumento en la flexión del tubo o ducto de conducción, obteniendo como resultado un incremento en los esfuerzos totales del mismo, lo cual es contra productivo y de lo cual existen registros de falla en sistemas de transporte. Por consiguiente recomendamos el uso de torres con columnas inclinadas.

- La tridimensionalidad de las torres es fundamental para garantizar redundancia, mejorar la confiabilidad de las mismas y por consiguiente de los sistemas de conducción aéreos. Como bien se comentó en el estado del arte, es tradicional el uso de torres con características de pórtico plano, por su facilidad constructiva y sobre todo porque es lo que el sector ha utilizado en muchos años y es bien conocida la resistencia al cambio por los contratistas; sin embargo la implementación de torres tridimensionales es posible estandarizarlo en la medida que se decida implementar más seguidamente estos modelos de solución.
- El uso de macizos de anclaje para cables principales y por separado los de contravientos permite optimizar los modelos estáticos, por consiguiente se recibirán menores solicitaciones de concretos en su elaboración. Sin embargo es pertinente analizar cuidadosamente y proyectar estratégicamente su ubicación dentro del derecho de vía con el objeto de lograr simetría en el sistema y sobre todo no excederse en las áreas que son requeridas para la factibilidad del proceso constructivo.

9. BIBLIOGRAFÍA

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR), Bogotá: 2010
- Baughn, J. (2008). Bridgehunter. Obtenido de <http://bridgehunter.com/il/jackson/grand-tower-pipeline/>
- Beltrán, F.E., Beltrán, F.E., (2011-2012) Registros fotográficos recopilados en el desarrollo del survey de campo para los diferentes proyectos de la Vicepresidencia de Transporte de ECOPETROL S.A., TGI, Mansarovar y Pacific Rubiales.
- Bernstorff, E. (2005). Bridgehunter. Obtenido de <http://www.bridgemeister.com/pic.php?pid=1721>
- Chang, S. P., Park, J. I., & Lee, K. C. (2008). Nonlinear dynamic analysis of spatially suspended elastic catenary cable with finite element method. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 12(2), 121-128.
- Dubina, D., & Stratan, A. (2002). Behaviour of welded connections of moment resisting frames beam-to-column joints. *Engineering structures*, 24 (11), 1431-1440.
- Dusseau, R.A. and Ahmed, I., A Design Parameters of Pipeline Suspension Bridges,@ Proceedings of the ASCE Pipeline Crossings Specialty Conference, Sponsored by the Pipeline Division of the American Society of Civil Engineers, Burlington, Vermont, June 16-19, 1996, pp. 112-119.
- Dusseau, R.A., A Database for Pipeline Bridges in North America,@ Proceedings of the International Conference on Pipeline Infrastructure II, Sponsored by the Pipeline Division of the American Society of Civil Engineers, San Antonio, Texas, August 15-17, 1993, pp. 530-548.
- Dusseau, R. A., El-Achkar, R., & Haddad, M. (1991). Dynamic responses of pipeline suspension bridges. *Journal of Transportation Engineering*, 117(1), 3-22.

- Dusseau, R. A., El-Achkar, R., & Haddad, M. (1991). Dynamic responses of pipeline suspension bridges. *Journal of Transportation Engineering*, 117(1), 3-22.
- Dusseau, R. A. (1990). Wind analysis of pipeline suspension bridges. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 36, 927-936.
- Ecopetrol S.A, Normas de Ingeniería de Oleoductos (NIO), Bogotá: 1999
- El Hassouni, A., Plumier, A., & Cherrabi, A. (2011). Experimental and numerical analysis of the strain-rate effect on fully welded connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(3), 533-546.
- Frye, M. J., & Morris, G. A. (1975). Analysis of flexibly connected steel frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2(3), 280-291.
- Hajdin, N., Michaltsos, G. T., y Konstantakopoulos, T.G. (1998). About the equivalent modulus of elasticity of cables-stayed bridges. *Facta Universitatis*, 569-575.
- Jármai, K., & Farkas, J. (1999). Cost calculation and optimisation of welded steel structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 50(2), 115-135.
- Muñoz, E. (2012). *Ingeniería de puentes (Tomo 1)*. Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana.
- Muñoz, E. (2012). *Ingeniería de puentes (Tomo 3)*. Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana.
- O'Donnell, P. Bridgemeister. Obtenido de <http://www.bridgemeister.com/>
- Pfenniger, F. (2011). Arquitectura en acero. Obtenido de <http://www.arquitecturaenacero.org/soluciones-constructivas/41-uniones-y-conexiones>
- Rötzel, K. (2005), Wikipedia. *Akashi Bridge*, Obtenido de http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Akashi_Bridge.JPG

- StructuraE. (2010). International Database and Gallery of Structures. Obtenido de <http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?id=s0011442>
- Thai, H. T., & Kim, S. E. (2011). Nonlinear static and dynamic analysis of cable structures. *Finite elements in analysis and design*, 47(3), 237-246.
- Wang, W., & Chen, Y. Y. (2007). Hysteretic behaviour of tubular joints under cyclic loading. *Journal of Constructional Steel Research*, 63 (10), 1384-1395.
- Zhao, X. L., & Tong, L. W. (2011). New Development in Steel Tubular Joints. *Advances in Structural Engineering*, 14 (4), 699-716.

ANEXOS

Anexo 1: Deflexión máxima en la tubería y desplazamientos horizontales en las torres

Torre con columnas inclinadas y conexiones flexibles

Deflexión máxima

Joint	OutputCase	CaseType	U3	Indice de flexibilidad	Deflexión L/200
Text	Text	Text	cm	verificación %	67.5 cm
40	Derivas y deflexiones	Combination	-5.711483	8.46	OK
41	Derivas y deflexiones	Combination	-15.525597	23.00	OK
44	Derivas y deflexiones	Combination	-24.773744	36.70	OK
45	Derivas y deflexiones	Combination	-32.097505	47.55	OK
46	Derivas y deflexiones	Combination	-37.303896	55.27	OK
47	Derivas y deflexiones	Combination	-40.592755	60.14	OK
48	Derivas y deflexiones	Combination	-42.144885	62.44	OK
49	Derivas y deflexiones	Combination	-42.144625	62.44	OK
50	Derivas y deflexiones	Combination	-40.591985	60.14	OK
51	Derivas y deflexiones	Combination	-37.30281	55.26	OK
52	Derivas y deflexiones	Combination	-32.096667	47.55	OK
53	Derivas y deflexiones	Combination	-24.773347	36.70	OK
54	Derivas y deflexiones	Combination	-15.525431	23.00	OK
55	Derivas y deflexiones	Combination	-5.711404	8.46	OK

Desplazamiento horizontal torres

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U2	Indice de flexibilidad	Deriva H/65
Text	Text	Text	Text	cm	verificación %	21.5 cm
36	Derivas y deflexiones	Combination	Max	2.316582	10.77	OK
36	Derivas y deflexiones	Combination	Min	1.228305	5.71	OK
37	Derivas y deflexiones	Combination	Max	2.241896	10.43	OK
37	Derivas y deflexiones	Combination	Min	1.172031	5.45	OK
42	Derivas y deflexiones	Combination	Max	2.316367	10.77	OK
42	Derivas y deflexiones	Combination	Min	1.22819	5.71	OK
43	Derivas y deflexiones	Combination	Max	2.241682	10.43	OK
43	Derivas y deflexiones	Combination	Min	1.171917	5.45	OK
76	Derivas y deflexiones	Combination	Max	-1.17208	5.45	OK
76	Derivas y deflexiones	Combination	Min	-2.241954	10.43	OK
77	Derivas y deflexiones	Combination	Max	-1.228003	5.71	OK
77	Derivas y deflexiones	Combination	Min	-2.316062	10.77	OK
80	Derivas y deflexiones	Combination	Max	-1.172194	5.45	OK
80	Derivas y deflexiones	Combination	Min	-2.242168	10.43	OK
81	Derivas y deflexiones	Combination	Max	-1.228119	5.71	OK
81	Derivas y deflexiones	Combination	Min	-2.316278	10.77	OK

Torre con columnas inclinadas y conexiones flexibles y rígidas

Deflexión máxima

Joint	OutputCa	CaseTyp	StepTyp	U3	Indice de flexibilidad	Deflexión L/200
Text	Text	Text	Text	cm	verificación %	67.5 cm
40	Derivas y def	Combinator	Min	-5.690257	8.43	OK
41	Derivas y def	Combinator	Min	-15.429696	22.86	OK
44	Derivas y def	Combinator	Min	-24.596981	36.44	OK
45	Derivas y def	Combinator	Min	-31.849981	47.19	OK
46	Derivas y def	Combinator	Min	-37.001652	54.82	OK
47	Derivas y def	Combinator	Min	-40.254072	59.64	OK
48	Derivas y def	Combinator	Min	-41.788191	61.91	OK
49	Derivas y def	Combinator	Min	-41.78819	61.91	OK
50	Derivas y def	Combinator	Min	-40.254071	59.64	OK
51	Derivas y def	Combinator	Min	-37.001652	54.82	OK
52	Derivas y def	Combinator	Min	-31.84998	47.19	OK
53	Derivas y def	Combinator	Min	-24.596979	36.44	OK
54	Derivas y def	Combinator	Min	-15.429693	22.86	OK
55	Derivas y def	Combinator	Min	-5.690256	8.43	OK

Desplazamiento horizontal torres

Joint	OutputCase	CaseType	U2	Indice de flexibilidad	Deriva H/65
Text	Text	Text	cm	verificación %	21.5 cm
36	Derivas y deflexiones	Combination	2.613086	12.15	OK
36	Derivas y deflexiones	Combination	1.385694	6.45	OK
37	Derivas y deflexiones	Combination	2.512724	11.69	OK
37	Derivas y deflexiones	Combination	1.332106	6.20	OK
42	Derivas y deflexiones	Combination	2.613532	12.16	OK
42	Derivas y deflexiones	Combination	1.385935	6.45	OK
43	Derivas y deflexiones	Combination	2.513191	11.69	OK
43	Derivas y deflexiones	Combination	1.332358	6.20	OK
76	Derivas y deflexiones	Combination	-1.332573	6.20	OK
76	Derivas y deflexiones	Combination	-2.513169	11.69	OK
77	Derivas y deflexiones	Combination	-1.386188	6.45	OK
77	Derivas y deflexiones	Combination	-2.613555	12.16	OK
80	Derivas y deflexiones	Combination	-1.33232	6.20	OK
80	Derivas y deflexiones	Combination	-2.512702	11.69	OK
81	Derivas y deflexiones	Combination	-1.385946	6.45	OK
81	Derivas y deflexiones	Combination	-2.613109	12.15	OK

Torre con columnas inclinadas y conexiones rígidas

Deflexión máxima

Joint	OutputCase	CaseType	U3	Indice de flexibilidad	Deflexión L/200
Text	Text	Text	cm	verificación %	67.5 cm
40	Derivas y deflexiones	Combination	-5.440865	8.06	OK
41	Derivas y deflexiones	Combination	-15.187117	22.50	OK
44	Derivas y deflexiones	Combination	-24.422236	36.18	OK
45	Derivas y deflexiones	Combination	-31.751479	47.04	OK
46	Derivas y deflexiones	Combination	-36.968214	54.77	OK
47	Derivas y deflexiones	Combination	-40.266872	59.65	OK
48	Derivas y deflexiones	Combination	-41.82476	61.96	OK
49	Derivas y deflexiones	Combination	-41.82476	61.96	OK
50	Derivas y deflexiones	Combination	-40.266871	59.65	OK
51	Derivas y deflexiones	Combination	-36.968213	54.77	OK
52	Derivas y deflexiones	Combination	-31.751478	47.04	OK
53	Derivas y deflexiones	Combination	-24.422234	36.18	OK
54	Derivas y deflexiones	Combination	-15.187114	22.50	OK
55	Derivas y deflexiones	Combination	-5.440864	8.06	OK

Desplazamiento horizontal torres

Joint	OutputCase	CaseType	U2	Indice de flexibilidad	Deriva H/65
Text	Text	Text	cm	verificación %	21.5 cm
36	Derivas y deflexiones	Combination	2.606108	12.12	OK
36	Derivas y deflexiones	Combination	1.381415	6.43	OK
37	Derivas y deflexiones	Combination	2.447928	11.39	OK
37	Derivas y deflexiones	Combination	1.297514	6.03	OK
42	Derivas y deflexiones	Combination	2.606365	12.12	OK
42	Derivas y deflexiones	Combination	1.381553	6.43	OK
43	Derivas y deflexiones	Combination	2.448211	11.39	OK
43	Derivas y deflexiones	Combination	1.297667	6.04	OK
76	Derivas y deflexiones	Combination	-1.297988	6.04	OK
76	Derivas y deflexiones	Combination	-2.448206	11.39	OK
77	Derivas y deflexiones	Combination	-1.380817	6.42	OK
77	Derivas y deflexiones	Combination	-2.606371	12.12	OK
80	Derivas y deflexiones	Combination	-1.297835	6.04	OK
80	Derivas y deflexiones	Combination	-2.447923	11.39	OK
81	Derivas y deflexiones	Combination	-1.380679	6.42	OK
81	Derivas y deflexiones	Combination	-2.606115	12.12	OK

Torre vertical con conexiones flexibles

Deflexión máxima

Joint	OutputCase	CaseType	U3	Indice de flexibilidad	Deflexión L/200
Text	Text	Text	cm	verificación %	67.5 cm
144	Derivas y deflexiones	Combination	-5.546787	8.217462222	OK
231	Derivas y deflexiones	Combination	-15.588622	23.09425481	OK
235	Derivas y deflexiones	Combination	-25.579984	37.89627259	OK
239	Derivas y deflexiones	Combination	-33.57223	49.73663704	OK
243	Derivas y deflexiones	Combination	-39.100338	57.92642667	OK
249	Derivas y deflexiones	Combination	-42.479374	62.93240593	OK
253	Derivas y deflexiones	Combination	-44.01996	65.21475556	OK
257	Derivas y deflexiones	Combination	-44.027575	65.22603704	OK
261	Derivas y deflexiones	Combination	-42.501354	62.96496889	OK
265	Derivas y deflexiones	Combination	-39.134061	57.97638667	OK
269	Derivas y deflexiones	Combination	-33.613283	49.7974563	OK
273	Derivas y deflexiones	Combination	-25.622129	37.95870963	OK
277	Derivas y deflexiones	Combination	-15.623764	23.14631704	OK
281	Derivas y deflexiones	Combination	-5.564921	8.244327407	OK

Desplazamiento horizontal torres

Joint	OutputCase	CaseType	U2	Indice de flexibilidad	Deriva H/65
Text	Text	Text	cm	verificación %	21.5 cm
36	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	3.267511	15.20	OK
36	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	1.713941	7.97	OK
37	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	3.26861	15.20	OK
37	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	1.714694	7.98	OK
42	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	3.266478	15.19	OK
42	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	1.713328	7.97	OK
43	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	3.267577	15.20	OK
43	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	1.714081	7.97	OK
76	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-1.918102	8.92	OK
76	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-3.63382	16.90	OK
77	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-1.753251	8.15	OK
77	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-3.322156	15.45	OK
80	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-1.918102	8.92	OK
80	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-3.63382	16.90	OK
81	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-1.753217	8.15	OK
81	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-3.322091	15.45	OK

Torre vertical con conexiones flexibles y rígidas

Deflexión máxima

Joint	OutputCase	CaseType	U3	Indice de flexibilidad	Deflexión L/200
Text	Text	Text	cm	verificación %	67.5 cm
144	Derivas y deflexiones	Combination	-5.542907	8.211714074	OK
231	Derivas y deflexiones	Combination	-15.577401	23.07763111	OK
235	Derivas y deflexiones	Combination	-25.561428	37.86878222	OK
239	Derivas y deflexiones	Combination	-33.549436	49.70286815	OK
243	Derivas y deflexiones	Combination	-39.078971	57.89477185	OK
249	Derivas y deflexiones	Combination	-42.461461	62.90586815	OK
253	Derivas y deflexiones	Combination	-44.00405	65.19118519	OK
257	Derivas y deflexiones	Combination	-44.012062	65.20305481	OK
261	Derivas y deflexiones	Combination	-42.485155	62.94097037	OK
265	Derivas y deflexiones	Combination	-39.116666	57.9506163	OK
269	Derivas y deflexiones	Combination	-33.59487	49.77017778	OK
273	Derivas y deflexiones	Combination	-25.607027	37.9363363	OK
277	Derivas y deflexiones	Combination	-15.614809	23.13305037	OK
281	Derivas y deflexiones	Combination	-5.562146	8.240216296	OK

Desplazamiento horizontal torres

Joint	OutputCase	CaseType	U2	Indice de flexibilidad	Deriva H/65
Text	Text	Text	cm	verificación %	21.5 cm
36	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	3.449022	16.04	OK
36	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	1.783156	8.29	OK
37	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	3.449189	16.04	OK
37	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	1.765109	8.21	OK
42	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	3.449143	16.04	OK
42	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	1.783219	8.29	OK
43	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	3.44931	16.04	OK
43	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	1.765173	8.21	OK
76	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-1.652581	7.69	OK
76	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-3.263827	15.18	OK
77	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-1.62417	7.55	OK
77	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-3.266128	15.19	OK
80	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-1.6532	7.69	OK
80	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-3.264869	15.19	OK
81	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-1.62479	7.56	OK
81	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-3.267172	15.20	OK

Torre vertical con conexiones Rígidas

Deflexión máxima

Joint	OutputCase	CaseType	U3	Indice de flexibilidad	Deflexión L/200
Text	Text	Text	cm	verificación %	67.5 cm
144	Derivas y deflexiones	Combination	-5.456546	8.083771852	OK
231	Derivas y deflexiones	Combination	-15.288238	22.64924148	OK
235	Derivas y deflexiones	Combination	-25.053441	37.11620889	OK
239	Derivas y deflexiones	Combination	-32.854004	48.67259852	OK
243	Derivas y deflexiones	Combination	-38.24836	56.66423704	OK
249	Derivas y deflexiones	Combination	-41.543448	61.54584889	OK
253	Derivas y deflexiones	Combination	-43.042598	63.76681185	OK
257	Derivas y deflexiones	Combination	-43.0502	63.77807407	OK
261	Derivas y deflexiones	Combination	-41.565388	61.57835259	OK
265	Derivas y deflexiones	Combination	-38.282016	56.71409778	OK
269	Derivas y deflexiones	Combination	-32.894971	48.73329037	OK
273	Derivas y deflexiones	Combination	-25.095502	37.17852148	OK
277	Derivas y deflexiones	Combination	-15.323317	22.70121037	OK
281	Derivas y deflexiones	Combination	-5.474637	8.110573333	OK

Desplazamiento horizontal torres

Joint	OutputCase	CaseType	U2	Indice de flexibilidad	Deriva H/65
Text	Text	Text	cm	verificación %	21.5 cm
36	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	3.120899	14.52	OK
36	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	1.621211	7.54	OK
37	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	3.120899	14.52	OK
37	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	1.616993	7.52	OK
42	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	3.121171	14.52	OK
42	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	1.621354	7.54	OK
43	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	3.121171	14.52	OK
43	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	1.617136	7.52	OK
76	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-1.620289	7.54	OK
76	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-3.12117	14.52	OK
77	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-1.615581	7.51	OK
77	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-3.12117	14.52	OK
80	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-1.620146	7.54	OK
80	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-3.120898	14.52	OK
81	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-1.615438	7.51	OK
81	DERIVAS Y DEFLEXIONES	Combination	-3.120898	14.52	OK

Anexo 2: Diseño conexión soldada de perfil 8"

SOLDADO 8"		
CARACTERISTICAS ESTATICAS DE LA SECCION		
DIAMETRO EXTERNO	219.1	mm
DIAMETRO INTERNO	202.74	mm
ESPEJOR DE PARED =	8.18	mm
FY ACERO =	350	Mpa
AREA DEL ANILLO =	5420.2702	mm ²
INERCIA X-X= Y-Y	30141612	mm ⁴
C=Y	109.55	mm

CHEQUEO AL LIMITE DE LA SECCION		
FUERZA AXIAL =	1479.17	KN
FUERZA CORTANTE =	512.22	KN
MOMENTO =	107.00	KN-M

ESFUERZO AXIAL =	272.89562	MPa
ESFUERZO CORTANTE =	94.5	MPa
ESFUERZO MOMENTO =	315	MPa

PERIMETRO DE LA SECCION =	688.32	mm
ESPEJOR CORDON SOLDADURA =	15.88	mm
FUERZA RESISTENTE SOLDADURA =	1713.90	KN

Anexo 3: Diseño conexión soldada de perfil 6"

SOLDADO 6"		
CARACTERISTICAS ESTATICAS DE LA SECCION		
DIAMETRO EXTERNO	168.3	mm
DIAMETRO INTERNO	154.08	mm
ESPEJOR DE PARED =	7.11	mm
FY ACERO =	350	Mpa
AREA DEL ANILLO =	3600.4565	mm ²
INERCIA X-X= Y-Y	11693480	mm ⁴
C=Y	84.15	mm

CHEQUEO AL LIMITE DE LA SECCION		
FUERZA AXIAL =	886.42	KN
FUERZA CORTANTE =	340.24	KN
MOMENTO =	54.04	KN-M

ESFUERZO AXIAL =	246.19573	MPa
ESFUERZO CORTANTE =	94.5	MPa
ESFUERZO MOMENTO =	315	MPa

PERIMETRO DE LA SECCION =	528.73	mm
ESPEJOR CORDON SOLDADURA =	12.70	mm
FUERZA RESISTENTE SOLDADURA =	1053.21	KN

Anexo 4: Diseño conexión flexible 8"

PERNADA 8"		
CARACTERISTICAS ESTATICAS DE LA SECCION		
DIAMETRO EXTERNO	219.1	mm
DIAMETRO INTERNO	202.74	mm
ESPESOR DE PARED =	8.18	mm
FY ACERO =	350	Mpa
AREA DEL ANILLO =	5420.27023	mm ²
INERCIA X-X= Y-Y	30141612.16	mm ⁴
C=Y	109.55	mm

CHEQUEO AL LIMITE DE LA SECCION		
FUERZA AXIAL =	1479.17	KN
FUERZA CORTANTE =	512.22	KN
MOMENTO =	107.00	KN-M

Conexión Columna-Columna					
Tensión			Cortante		
Fy perno	620	Mpa	∅Vn	77.93098	kN
Diam. Perno	22.225	mm	∅Vn total	623.4478	kN
# Pernos	8		Si sirve cortante		
Area perno	387.9479137	mm ²	Si sirve tensión		
∅Rn	216.4749358	kN			
∅Rn total	1731.799487	kN			

Conexión Columna-Horizontal								
Pasador		Tensión Platina 1-2			Tensión Platina 3			
Diam. Pasador	63.5	mm	Espesor	19.05	mm	Espesor	38.1	mm
Area pasador	3166.921744	mm ²	Alto	240	mm	Alto	240	mm
Fu pasador	450	Mpa	Area neta	3305.175	mm ²	Area neta	6610.35	mm ²
∅Vn	769.5619839	kN	Fy platina	250	Mpa	Fy platina	250	Mpa
	Si sirve		∅Rn	743.6644	kN	∅Rn	1487.329	kN
				Si sirve			Si sirve	

Anexo 5: Diseño conexión flexible 6"

PERNADA 6"		
CARACTERISTICAS ESTATICAS DE LA SECCION		
DIAMETRO EXTERNO	168.3	mm
DIAMETRO INTERNO	154.08	mm
ESPESOR DE PARED =	7.11	mm
FY ACERO =	350	Mpa
AREA DEL ANILLO =	3600.456504	mm ²
INERCIA X-X= Y-Y	11693479.87	mm ⁴
C=Y	84.15	mm

CHEQUEO AL LIMITE DE LA SECCION		
FUERZA AXIAL =	886.42	KN
FUERZA CORTANTE =	340.24	KN
MOMENTO =	54.04	KN-M

Conexión Columna-Inclinado					
Pasador		Tensión Platina 1-2		Tensión Platina 3	
Diam. Pasador	50.8 mm	Espesor	12.7 mm	Espesor	25.4 mm
Area pasador	2026.829916 mm ²	Alto	210 mm	Alto	210 mm
Fu pasador	450 Mpa	Area neta	1983.74 mm ²	Area neta	3967 mm ²
∅Vn	492.5196697 kN	Fy platina	250 Mpa	Fy platina	250 Mpa
	Si sirve	∅Rn	446.3415 kN	∅Rn	893 kN
			Si sirve		Si sirve

Anexo 6: Costo conexión flexible

Columna-Columna 8"						
Platina				Pernos		
Diam. Tubo	219.1	mm		Diam. Perno	22.225	mm
Diam. Brida	320.7	mm		# Pernos	8	
Area Brida	80777.01515	mm ²		Costo	\$	57,600
Espesor	19.05	mm				
Area neta Brida	76779.02042	mm ²				
Peso	11.40859464	kg				
Costo	\$	99,474		Costo 1 Conex.	\$	256,548
Columna-Horizontal 8"				Columna-Inclinado 6"		
Platina 1-2	8.6026752	kg		Platina 1-2	4.3909488	kg
Platina 3	17.2053504	kg		Platina 3	8.7818976	kg
Pasador	2.979439977	kg		Pasador	1.589034654	kg
Costo 1 Conex.	\$	215,234		Costo 1 Conex.	\$	111,361

Anexo 7: Diseño y cantidades del caisson

Altura de 1 anillo (m)	1.2
Espesor anillo (m)	0.15
Dia. Arriba Ext. (m)	1.5
Dia. Abajo Ext. (m)	1.6

ANALISIS DE LA CIMENTACION			
CONCEPTO DE DISEÑO CAISSON			
FRICCION POR M2 =	0.74	TON/M2	Geotecnista
DIAMETRO DE DISEÑO =	1.2	M	
PERIMETRO =	3.77	M	
LONGITUD DEL CAISSON =	4.8	M	
AREA DE FRICCION =	18.10	M2	
FUERZA DE FRICCION POR CAISSON =		13.39	TON
NUMERO DE CAISSON =	1		
CARGA TOTAL DE FRICCION =		13.39	TON
ESFUERZO EN PUNTA =	40	TON/M2	Geotecnista
DIAMETRO PUNTA =	1.3	M	
AREA PUNTA =	1.33	M2	
CARGA EN PUNTA =		53.09	TON
NUMERO DE CAISSON =	1		
CARGA TOTAL EN PUNTA =		53.09	TON
SOPORTE TOTAL DEL CAISSON =		66.48	TON

Anillos						
	Area	Volumen Conc.	Refuerzo (mm ²)	#3 Longitudinal	#3 Transversal	Kg acero #3
Arriba	0.636172512	0.79	1649.336143	23	12	44.22
Abajo	0.683296402					

Excavación		Caisson					
2.27 m ³		Area promedio	Volumen. Conc.	Refuerzo (mm ²)	#8 Longitudinal	#4 Trasnversal	kg acero #8+#4
		1.229148126	1.47	12291.48126	24	8	143.86

8 Caisson			
Excavación total	9.07	m ³	72.53
kg total anillos	176.87	kg	1414.99
Volumen total anillos	3.17	m ³	25.33
kg total caisson	575.43	kg	4603.43
Volumen total caisson	5.90	m ³	47.20

Anexo 8: Diseño macizo de anclaje

Torre con columnas inclinadas y conexiones rígidas

CHEQUEO ESTABILIDAD DE MACIZOS DE ANCLAJE						
MOMENTOS ESTABILIZANTES						
BLOQUE	ANCHO	LARGO	ALTURA	PESO	XB	MTO
	m	m	m	KN	m	KN-m
1	4	5.4	1.5	777.6	2.7	2099.52
2	4	4	2	768	3.4	2611.2
				1545.6		4710.72

MOMENTOS DESEQUILIBRANTES									
CABLE	ALTURA	SEPARACIÓN	FUERZA	COMP	COMP	DISTANCIA	DISTANCIA	MTO X-X	MTO Y-Y
	TORRE	MACIZO	TIRANTE	X-X	Y-Y	X	Y		
	m	m	kN	kN	kN	m	m	kN-m	kN-m
1	14	13.7	296.4	207.30	148.17	1.40	3.00	1243.826	414.8627
2	14	13.7	296.4	207.30	148.17				
				414.61	296.33			Suma	1658.689
FS VOLCAMIENTO =		2.84	OK	FS DESLIZAMIENTO =		1.51	OK		
FRICCIÓN CONCRETO-SUELO =			0.5						

Excavación de 1		Corte a-a		Corte b-b			
54	m ³	As	10800	As	14580		
108		Cantidad	54	Cantidad	73	No. 5	
Volumen concreto 1		Peso	502.85	Peso	521.1616	A (mm)	200
64.4	m ³	Corte c-c		Superior		Peso (kg/m)	1.552
128.8		As	28800	Cantidad	27		
Acero de 1 (#5)		Cantidad	144	Cantidad	27		
2325.83	kg	Peso	916.3008	Peso	385.5168		
4651.65	kg						

Torre con columnas inclinadas y conexiones flexibles

CHEQUEO ESTABILIDAD DE MACIZOS DE ANCLAJE						
MOMENTOS ESTABILIZANTES						
BLOQUE	ANCHO	LARGO	ALTURA	PESO	XB	MTO
	m	m	m	KN	m	KN-m
1	4	5.5	2	1056	2.75	2904
2	4	4	1.5	576	3.5	2016
				1632		4920

MOMENTOS DESEQUILIBRANTES									
CABLE	ALTURA	SEPARACIÓN	FUERZA	COMP	COMP	DISTANCIA	DISTANCIA	MTO X-X	MTO Y-Y
	TORRE	MACIZO	TIRANTE	X-X	Y-Y	X	Y		
	m	m	kN	kN	kN	m	m	kN-m	kN-m
1	14	13.7	311.1	217.59	155.51	1.50	3.00	1305.514	466.5405
2	14	13.7	311.1	217.59	155.51				
				435.17	311.03			Suma	1772.055
FS VOLCAMIENTO =		2.78	OK	FS DESLIZAMIENTO =		1.52	OK		
FRICCIÓN CONCRETO-SUELO =			0.5						

Excavación de 1		Corte a-a		Corte b-b			
55	m ³	As	14400	As	19800		
110		Cantidad	72	Cantidad	99	No. 5	
Volumen concreto 1		Peso	681.64	Peso	706.7808	A (mm)	200
68	m ³	Corte c-c		Superior		Peso (kg/m)	1.552
136		As	28800	Cantidad	36		
Acero de 1 (#5)		Cantidad	144	Cantidad	36		
2818.74	kg	Peso	916.3008	Peso	514.0224		
5637.48	kg						

Torre con columnas inclinadas y conexiones flexibles y rígidas

CHEQUEO ESTABILIDAD DE MACIZOS DE ANCLAJE						
MOMENTOS ESTABILIZANTES						
BLOQUE	ANCHO	LARGO	ALTURA	PESO	XB	MTO
	m	m	m	KN	m	KN-m
1	4	5.3	2	1017.6	2.65	2696.64
2	4	4	1.5	576	3.3	1900.8
				1593.6		4597.44

MOMENTOS DESEQUILIBRANTES									
CABLE	ALTURA	SEPARACIÓN	FUERZA	COMP	COMP	DISTANCIA	DISTANCIA	MTO X-X	MTO Y-Y
	TORRE	MACIZO	TIRANTE	X-X	Y-Y	X	Y		
	m	m	kN	kN	kN	m	m	kN-m	kN-m
1	14	13.7	303.2	212.06	151.56	1.30	3.00	1272.362	394.0675
2	14	13.7	303.2	212.06	151.56				
				424.12	303.13			Suma	1666.43
FS VOLCAMIENTO =		2.76	OK	FS DESLIZAMIENTO =		1.52	OK		
FRICCIÓN CONCRETO-SUELO =			0.5						

Excavación de 1		Corte a-a		Corte b-b			
53	m ³	As	14400	As	19080		
106		Cantidad	72	Cantidad	96	No. 5	
Volumen concreto 1		Peso	659.29	Peso	685.3632	A (mm)	200
66.4	m ³	Corte c-c		Superior		Peso (kg/m)	1.552
132.8		As	28800	Cantidad	36		
Acero de 1 (#5)		Cantidad	144	Cantidad	36		
2774.98	kg	Peso	916.3008	Peso	514.0224		
5549.95	kg						

Torre vertical con conexiones flexibles

CHEQUEO ESTABILIDAD DE MACIZOS DE ANCLAJE						
MOMENTOS ESTABILIZANTES						
BLOQUE	ANCHO	LARGO	ALTURA	PESO	XB	MTO
	m	m	m	KN	m	KN-m
1	4	6	2	1152	3	3456
2	4	4	2	768	4	3072
				1920		6528

MOMENTOS DESEQUILIBRANTES									
CABLE	ALTURA	SEPARACIÓN	FUERZA	COMP	COMP	DISTANCIA	DISTANCIA	MTO X-X	MTO Y-Y
	TORRE	MACIZO	TIRANTE	X-X	Y-Y	X	Y		
	m	m	kN	kN	kN	m	m	kN-m	kN-m
1	14	13.7	361.4	252.77	180.66	2.00	3.50	1769.606	722.7304
2	14	13.7	361.5	252.84	180.71				
				505.60	361.37			Suma	2492.336
FS VOLCAMIENTO =	2.62	OK	FS DESLIZAMIENTO =	1.54	OK				
FRICCIÓN CONCRETO-SUELO =	0.5								

Excavación de 1		Corte a-a		Corte b-b			
72	m ³	As	14400	As	21600		
144		Cantidad	72	Cantidad	108	No. 5	
Volumen concreto 1		Peso	737.51	Peso	771.0336	A (mm)	200
80	m ³	Corte c-c		Superior		Peso (kg/m)	1.552
160		As	28800	Cantidad	36		
Acero de 1 (#5)		Cantidad	144	Cantidad	36		
3050.61	kg	Peso	1028.045	Peso	514.0224		
6101.22	kg						

Torre vertical con conexiones rígidas

CHEQUEO ESTABILIDAD DE MACIZOS DE ANCLAJE						
MOMENTOS ESTABILIZANTES						
BLOQUE	ANCHO	LARGO	ALTURA	PESO	XB	MTO
	m	m	m	KN	m	KN-m
1	4	6	1.5	864	3	2592
2	4	4	2.5	960	4	3840
				1824		6432

MOMENTOS DESEQUILIBRANTES									
CABLE	ALTURA	SEPARACIÓN	FUERZA	COMP	COMP	DISTANCIA	DISTANCIA	MTO X-X	MTO Y-Y
	TORRE	MACIZO	TIRANTE	X-X	Y-Y	X	Y		
	m	m	kN	kN	kN	m	m	kN-m	kN-m
1	14	13.7	348	243.39	173.96	2.00	3.50	1703.757	695.8367
2	14	13.7	348	243.39	173.96				
				486.79	347.92				2399.594
FS VOLCAMIENTO =		2.68	OK	FS DESLIZAMIENTO =		1.52	OK		
FRICCIÓN CONCRETO-SUELO =			0.5						

Excavación de 1		Corte a-a		Corte b-b			
72	m ³	As	10800	As	16200		
144		Cantidad	54	Cantidad	81	No. 5	
Volumen concreto 1		Peso	553.13	Peso	578.2752	A (mm)	200
76	m ³	Corte c-c		Superior		Peso (kg/m)	1.552
152		As	28800	Cantidad	27		
Acero de 1 (#5)		Cantidad	144	Cantidad	27		
2544.97	kg	Peso	1028.045	Peso	385.5168		
5089.94	kg						

Torre con columnas inclinadas con conexiones flexibles y rígidas

CHEQUEO ESTABILIDAD DE MACIZOS DE ANCLAJE						
MOMENTOS ESTABILIZANTES						
BLOQUE	ANCHO	LARGO	ALTURA	PESO	XB	MTO
	m	m	m	KN	m	KN-m
1	4	6	2	1152	3	3456
2	4	4	2	768	4	3072
				1920		6528

MOMENTOS DESEQUILIBRANTES									
CABLE	ALTURA	SEPARACIÓN	FUERZA	COMP	COMP	DISTANCIA	DISTANCIA	MTO X-X	MTO Y-Y
	TORRE	MACIZO	TIRANTE	X-X	Y-Y	X	Y		
	m	m	kN	kN	kN	m	m	kN-m	kN-m
1	14	13.7	361.3	252.70	180.61	2.00	3.50	1768.872	722.4305
2	14	13.7	361.3	252.70	180.61				
				505.39	361.22				2491.302
FS VOLCAMIENTO =		2.62	OK	FS DESLIZAMIENTO =		1.54	OK		
FRICCIÓN CONCRETO-SUELO =			0.5						

Excavación de 1		Corte a-a		Corte b-b			
72	m ³	As	14400	As	21600		
144		Cantidad	72	Cantidad	108	No. 5	
Volumen concreto 1		Peso	737.51	Peso	771.0336	A (mm)	200
80	m ³	Corte c-c		Superior		Peso (kg/m)	1.552
160		As	28800	Cantidad	36		
Acero de 1 (#5)		Cantidad	144	Cantidad	36		
3050.61	kg	Peso	1028.045	Peso	514.0224		
6101.22	kg						