



UNIVERSIDAD CATÓLICA
de Colombia

GUÍA DE DISEÑO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CRUCES ELEVADOS EN
COLOMBIA APLICADO A POLIDUCTOS

VIVIANA PATRICIA JARAMILLO SOTO CÓDIGO:505122

YEISON ANDRÉS SIACHICA GUERRERO CÓDIGO: 505121

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

BOGOTÁ D.C

2018

GUÍA DE DISEÑO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CRUCES ELEVADOS EN
COLOMBIA APLICADO A POLIDUCTOS

VIVIANA PATRICIA JARAMILLO SOTO CÓDIGO:505122
YEISON ANDRÉS SIACHICA GUERRERO CÓDIGO: 505121

PROYECTO DE GRADO PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

ASESOR
SANTIAGO NICOLAS AUGUSTO PERILLA GRANADOS

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ D.C

2018



Atribución-NoComercial 2.5 Colombia (CC BY-NC 2.5)

La presente obra está bajo una licencia:
Atribución-NoComercial 2.5 Colombia (CC BY-NC 2.5)

Para leer el texto completo de la licencia, visita:
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/2.5/co/>

Usted es libre de:



Compartir - copiar, distribuir, ejecutar y comunicar públicamente la obra
hacer obras derivadas

Bajo las condiciones siguientes:



Atribución — Debe reconocer los créditos de la obra de la manera especificada por el autor o el licenciante (pero no de una manera que sugiera que tiene su apoyo o que apoyan el uso que hace de su obra).



No Comercial — No puede utilizar esta obra para fines comerciales.

Tabla de contenido

1. INTRODUCCIÓN	9
1.1 ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN	10
1.2 PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.	14
1.3 OBJETIVOS.....	14
1.3.1 General	14
1.3.2 Específicos.....	14
1.4 MARCO DE REFERENCIA.....	15
1.4.1 Marco legal	15
1.4.2 Marco teórico	15
1.4.3 MARCO CONCEPTUAL	24
1.5 ALCANCES Y LIMITACIONES.	26
1.6 METODOLOGÍA	27
1.6.1 Cargas	28
1.6.1.1 Armadura	28
1.6.1.2 Tubería.....	29
1.6.1.3 Separación máxima de tubería:	30
1.6.1.4 Viento.....	31
1.6.1.5 Sismo	39
1.6.2 Combinaciones de carga	46
1.6.2.1 Combinaciones LRFD	46
1.6.2.2 Combinaciones por esfuerzos admisibles ASD.	46
1.6.3 Carga Viva	47
2. CRITERIOS DE DISEÑO.....	47
2.1.1 Tensión	47
2.1.2 Compresión.....	50
2.1.3 Deflexiones	51
2.1.4 Angulo de los miembros diagonales	52
2.2 Comprobación del modelo	53
2.2.1 Análisis manual.....	53
2.2.1.1 Método de los nudos.....	53

2.2.1.2 Resultados método de los nudos.....	62
2.2.1.3 Método del trabajo virtual.....	65
2.2.2 Modelación en STAAD.Pro	71
2.2.2.1 Estado de cada miembro	73
3. CONCLUSIONES	74
4. RECOMENDACIONES.....	75
BIBLIOGRAFÍA.....	77
ANEXOS.....	79

Índice de figuras

Figura 1 (Autopista Medellín, armadura tipo Pratt)	11
Figura 2 (Calle 6 con Cr 30, armadura tipo Howe).....	11
Figura 3 (Madrid Cundinamarca- Autopista Medellín, estructura colgante)	12
Figura 4 (Calle 6)	13
Figura 5 (Howe)	16
Figura 6 (Armadura compuesta)	16
Figura 7 (Armadura Compleja).....	17
Figura 8 (Tipos de armaduras para puentes).....	17
Figura 9 (Puente de paso superior en missouri)	18
Figura 10 (Puente de paso inferior en new orleans)	18
Figura 11 (Diagrama esfuerzo deformación)	21
Figura 12 (Esfuerzo por pandeo)	22
Figura 13 (Pandeo global)	22
Figura 14 (Pandeo local).....	23
Figura 15 (Sección de Angulo doble).....	28
Figura 16 (Tubería)	29
Figura 17 (consideración de tubería sobre la estructura).....	30
Figura 18 (Separación máxima entre soportes)	30
Figura 19 (Span de una tubería de 6").....	31
Figura 20 (Mapa de amenaza eólica)	32
Figura 21 (Factor de direccionalidad)	34
Figura 22 (Factor de importancia).....	35
Figura 23 (coeficiente K_z según el tipo de exposición)	35
Figura 24 (Coeficiente de fuerza para tuberías).....	36
Figura 25 (Área efectiva de la tubería).....	37
Figura 26 (Detalle de accesorio en tubería)	37
Figura 27 (Area expuesta de un angulo).....	38
Figura 28 (mapa de líneas para oleoducto y amenaza sísmica).....	39
Figura 29 (Determinación de PGA Aceleración pico horizontal del terreno)	40
Figura 30 (Coeficiente de aceleración espectral horizontal SS)	41
Figura 31 (Coeficiente de aceleración espectral horizontal SS)	42
Figura 32 (Definición de Suelos).....	43
Figura 33 (Valor de F_a).....	43
Figura 34(Determinacion del cortante vasal según la estructura seleccionada)	45
Figura 35 (Determinación del factor de importancia del sismo)	45
Figura 36 (Valor de carga viva).....	47

Figura 37 (Factores de rezago).....	48
Figura 38 (Valor de K según sus condiciones de apoyo).....	50
Figura 39 (ángulo entre miembros de la armadura).....	52

Índice de tablas

Tabla 1 (Reacciones).....	62
Tabla 2 (Nudo K,A)	62
Tabla 3 (Nudo C,D).....	63
Tabla 4 (Nudo I,E).....	63
Tabla 5(Nudo M,G)	63
Tabla 6 (Nudo O,L)	64
Tabla 7(Nudo P,H).....	64
Tabla 8(Nudo G,N).....	64
Tabla 9(Nudo Q,R).....	65
Tabla 10 (Nudo J)	65
Tabla 11 (Resultados método trabajo virtual)	65
Tabla 12 (Resultados método de los nudos)	72
Tabla 13 (Resultados estado de cada miembro)	73

1. INTRODUCCIÓN

La ingeniería a lo largo de la historia ha evolucionado a partir de lecciones aprendidas, muchas son las personas que han perdido la vida en proyectos en los cuales aún no se tenía claro su funcionamiento bajo las diferentes condiciones de carga, de allí surgió la necesidad de estandarizar por medio de normas los diferentes procesos de análisis y diseño.

En Colombia se han establecido normas específicas para cada disciplina del conocimiento y sus respectivas aplicaciones, por ejemplo, en el caso de la ingeniería civil para el diseño de edificaciones se tiene la NSR-10 basada en los estándares internacionales como el ACI (American Concrete Institute), AISC (American Institute of Steel Construction), ASCE (American Society of Civil Engineers), entre otras; para proporcionar condiciones mínimas en estructuras, requisitos mínimos de desempeño y guías de cálculo.

Como se mencionó anteriormente la ASCE (American Society of Civil Engineers), ha proporcionado guías para el cálculo de cargas mínimas de diseño en edificaciones y otro tipo de estructuras. Esta investigación en principio pretende presentar el comportamiento de puentes en celosía en diferentes configuraciones para poliductos en Colombia, por lo cual se plantea realizar un análisis detallado de las condiciones en las cuales trabaja una armadura. De tal forma que se pueda desarrollar una guía de diseño que optimice tiempo, costo y que facilite la construcción de dichas estructuras.

Por otra parte, el análisis se centra en tuberías con diámetros de 6" hasta 24" en acero (SHD STD) dependiendo de la necesidad que se tenga, también, se estudiarán longitudes entre 11 *m* hasta 26 *m* para cruces elevados. Se debe mencionar que el análisis se efectúa para condiciones de carga extremas garantizando de esta manera que esta guía se pueda implementar en cualquier espacio geográfico de Colombia.

Actualmente existen diversas guías de diseño para la construcción de puentes vehiculares y peatonales, sin embargo, no existe una guía de diseño para la construcción de puentes para el paso de poliductos en nuestro país. Por lo anterior se muestra la metodología usada para el análisis y diseño de cada una de las armaduras propuestas en este trabajo las cuales son Howe, Pratt y Warren.

1.1 ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

A partir del siglo XVI el arquitecto Andrea Padillo nombraba en sus libros consideraciones constructivas que se emplearon aun cuando no existía una tendencia al cálculo y no se realizaban estudios previos de los materiales, los cuales eran utilizados, pero no diseñados para un uso específico, los materiales más comunes eran las rocas y la madera. Por otro lado, se lograba observar que tenían en cuenta la geometría de la construcción buscando tener esfuerzos solo de compresión, ya que no era posible controlar los demás, por lo tanto generaba una estructura insegura.¹

En este mismo orden en el siglo XIX Navier, Cauchy, Castigliano, Mohr, Rankine, Culmann, entre otros, aportaban su conocimiento al entorno de la construcción, dando paso al diseño de nuevas y complejas estructuras como Pratt, Warren, Telford, con esto ampliando el uso de nuevos materiales como hierro colado y acero.²

Expuesto lo anterior el puente Coalbrookdale en Reino Unido es considerado el primer puente metálico construido por Abraham Darby mediante arcos de hierro fundido, el uso del hierro alivio la preocupación de la baja resistencia que poseían estructuras echas en madera. Es evidente entonces que el cálculo de estructuras ya empezaba a utilizarse y seguiría con el aporte de Thomas Young quien expone el concepto carga vs deformación (módulo de elasticidad). Lo que con llevo al uso del hierro y acero a numerosas construcciones de ferrocarriles.³

En este mismo orden en 1849 se termina el primer puente de sección cerrada construido por Robert Stephenson (puente conway) el cual generó controversia por posibles fallas ya que no se tenía claro el comportamiento de las estructuras usadas. Es por esto que más adelante Henrich Gerber, Emil Winkler, Otto Mohr y Alberto Castigliano dan a conocer sus métodos para el análisis de estructuras y vigas. Por esto llega una etapa de construcción de puentes y diferentes estructuras como la torre Eiffel que contribuyen al desarrollo de las estructuras metálicas en los países.⁴

Con referencia a lo anterior en Colombia para el siglo XIX apenas iniciaban los primeros puentes en celosía hechos en madera, esto porque el acero fue un material escaso y el costo de importarlo era muy alto. Los Puentes de celosía en Colombia se han utilizado para el cruce de vehículos, poliductos, y de uso peatonal. La experiencia ha logrado demostrar que un ángulo de arrostramiento

¹Serrano, Roberto Arquitectura e ingeniería del hierro en las provincias de Burgos y palermo. <riubu.ubu.es/bitstream/10259/203/2/Serrano_López.pdf> citado [22 octubre de 2017]

² Ibid., p. 50.

³ Ibid., p. 61.

⁴ Timoshenko, Stephen. History of strength of materials, with a brief account of the history of theory of elasticity and theory of structures. McGraw-Hill, N.Y. (1953) 441p.

entre 40° y 60° garantiza una estructura más económica, así como una relación peralte luz 1:6.⁵

Por otra parte, en la actualidad existen diversos puentes de celosía en Colombia con diferentes aplicaciones, entre ellas los cruces elevados como se observa en la figura 1 un ejemplo de cruce para poliducto en Bogotá, esta es una estructura tipo Pratt de paso superior, con una longitud aproximada de 3 metros. Así mismo en la figura 2 aunque la estructura es igual a simple vista, esta tiene una diferencia en su configuración, llamada Howe y su longitud aproximada es de 5 metros, las armaduras mostradas en las figuras anteriormente mencionadas son de paso superior.

FIGURA 1 (AUTOPISTA MEDELLÍN, ARMADURA TIPO PRATT)



Fuente: autores

FIGURA 2 (CALLE 6 CON CR 30, ARMADURA TIPO HOWE)



Fuente: autores

⁵ Bresler, Boris. Lin T. Scalzi, John. Diseños de estructuras de acero: Tipos de armaduras y miembros. México: Limusa. (1997). 821p.

Así mismo puede observarse en la figura 3 un puente colgante usualmente utilizado para el paso de poliductos. Diferentes empresas dedicadas al diseño de puentes colgantes han desarrollado sus propias guías de diseño para facilitar sus fases de diseño y construcción.

FIGURA 3 (MADRID CUNDINAMARCA- AUTOPISTA MEDELLÍN, ESTRUCTURA COLGANTE)



Fuente: autores

A su vez, ingenieros militares se capacitaron con el ejército de china, el cual donó puentes tipo Bailey CB200 para el uso en las diferentes zonas del país. Estos puentes creados por Donald Bailey son prefabricados y tienen hasta 7 configuraciones con una resistencia máxima de 40 toneladas, son fáciles de ensamblar y aún más desmontar, los ingenieros capacitados deben realizar pequeños ajustes sobre la instalación para cada proyecto, otras estructuras como son la tipo Acrow han sido implementadas ya que al igual que la Bailey son estructuras prefabricadas que permiten una rápida y resistente estructura, obviamente al ser prefabricadas el costo de estas es menor, pueden ser estructuras temporales o permanentes y se pueden utilizar para el paso de vehículos y personas. ⁶

Con respecto a lo anterior esto ha permitido que el ejército nacional en situaciones de emergencia pueda brindar ayuda a las poblaciones afectadas por daños en puentes vehiculares o peatonales, contribuyendo con una rápida recuperación de la zona afectada e impidiendo mayores emergencias.

⁶ Ingenieros militares de Colombia constructores de paz. Ingenieros Militares se capacitan con el Ejército de China <<https://ingenierosmilitaresdecolombia.wordpress.com/tag/puentes-militares/>> [citado 8 de agosto 2017]

Cabe señalar que a lo largo del tiempo el diseño de puentes en celosía ha sido sustituido por puentes prefabricados como el que se observa en la figura 4, dado que un diseño nuevo elevaría el costo final de cada proyecto.

FIGURA 4 (CALLE 6)



Fuente: autor

Resulta oportuno mencionar que actualmente existe una guía para puentes prefabricados de uso vehicular y peatonal, sin embargo aún no se cuenta con una guía de diseño de puentes en celosía para el paso de poliductos, lo que sería de gran conveniencia para evitar una menor contaminación a cuerpos de agua por una posible exposición prolongada a otras sustancias, además de una práctica y rápida construcción debido a que no es necesario realizar cálculos ya que esta guía proporciona la mejor posibilidad para cada caso en particular.

Esta guía fue pensada para que las empresas encargadas del transporte de diferentes sustancias la puedan implementar y por lo tanto obtengan un menor costo en diseño y una rehabilitación rápida y segura de las líneas de tubería.

1.2 PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

Diferentes factores como conflicto armado en Colombia, el desarrollo acelerado de nuevas regiones productivas, los desastres naturales, y errores humanos, han causado la destrucción de cruces elevados de tubería, ocasionando daños a la infraestructura, emergencias ambientales en los ecosistemas y afectando el abastecimiento de los centros urbanos.

Ahora bien, para realizar la reconstrucción de los cruces elevados es necesario volver a diseñar la estructura lo cual tarda un tiempo considerable y una mayor inversión por parte de las empresas dueñas de estos cruces, ya que la condición de longitud y tamaño de las tuberías, no se encuentran estandarizadas, lo que ocasiona demora en la elaboración de los planos, diseños y construcción.

Hay que mencionar además que la pérdida de dinero a causa de las demoras por no tener un flujo constante en las tuberías, hace necesaria la implementación de esta guía para reducir los tiempos en el análisis y diseño de las nuevas estructuras, de tal forma que se facilite la construcción de estos cruces, lo que implicaría un ahorro en costos totales de la reparación en cada proyecto. Por esto surge la pregunta si ¿Es posible optimizar los procesos de diseño para cruces elevados de tubería sin afectar la calidad de la estructura?

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 General

Elaborar una guía de diseño estructural para puentes en celosía con luces entre 11 a 26 m para poliductos en Colombia, mediante el análisis de diferentes configuraciones estructurales con el fin de facilitar la construcción y optimizar el tiempo de diseño.

1.3.2 Específicos

- Determinar el comportamiento de cada uno de los elementos que conforman la estructura.
- Identificar qué tipo de celosía es la más adecuada para una longitud específica de acuerdo a los resultados obtenidos
- Consolidar una memoria de cálculo para el diseño de los puentes estudiados.
- Generar una guía de diseño para puentes de poliductos en Colombia.

1.4 MARCO DE REFERENCIA

1.4.1 Marco legal

- **ASCE** (American Society of Civil Engineers), ha facilitado unas guías de diseño para estructuras en la industria petrolera, allí se pueden encontrar las recomendaciones de carga, deflexión, combinaciones.
- **API** (American Petroleum institute), proporciona las especificaciones mínimas para líneas de tubería, entre ellas el valor máximo recomendado de deflexión.
- **Guidelines for seismic evaluation and design of petrochemical facilities American Society of Civil Engineers**, esta guía suministra la manera adecuada de calcular las fuerzas sísmicas en las líneas de tubería, dado que estas tienen un límite de deflexión.
- **Wind loads for petrochemical and other industrial facilities**, al igual que la anterior guía esta guía el cálculo de la fuerza de viento en las estructuras de la industria petrolera.
- **AISC** (American Institute of Steel Construction), este manual guía el procedimiento de evaluación y diseño de la estructura en acero.

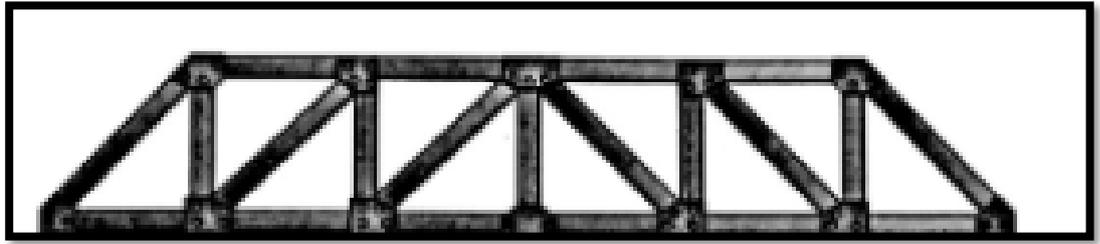
1.4.2 Marco teórico

Una guía de diseño para puentes pretende facilitar la construcción para cualquier tipo de uso que se le pretenda dar, ya sea un puente vehicular, peatonal o para paso de tuberías, este tipo de guías están construidas bajo ciertas condiciones como la longitud, configuración y uso. Una de las ventajas de utilizar una guía de diseño es la practicidad dado que al hacer uso de esta se obtiene un diseño óptimo de manera que no sea necesario un procedimiento que requiera iteraciones.

Las cerchas se encuentran divididas según su forma, también se dividen según su aplicación, en la ingeniería proporcionan una solución práctica y económica para el diseño de puentes y edificios, existen cerchas isostáticas e hiperestáticas, en las primeras el número total de barras debe ser $b=2n-3$ donde n es el número total de nodos; mientras que en las segundas $b>2n-3$, otra clasificación que se le puede dar a las armaduras es según su forma, simple como se puede observar en la Figura 5, compuesta como lo muestra la Figura 6 y compleja como en la Figura 7. La armadura simple es aquella que se obtiene al agregar barras a la armadura básica triangular, la armadura compleja se obtiene de unir dos o más cerchas simples y la compleja es aquella que no se considera en ninguna de las clasificaciones anteriores. Beer⁷

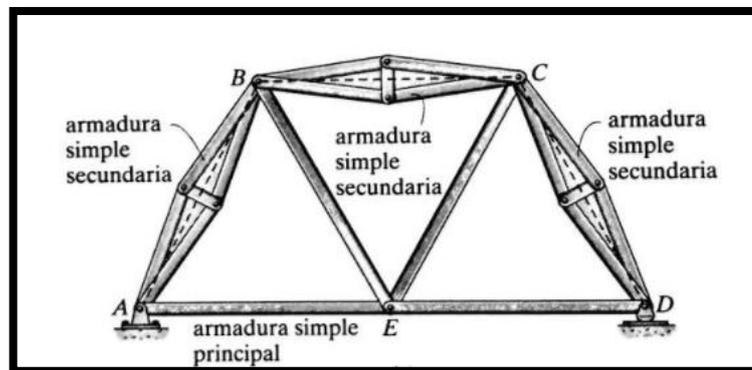
⁷ Beer, Ferdinand. Johnston, Russell. Mazurek, David. Mecánica vectorial para ingenieros: Análisis de estructuras. 10. México. Mc Graw Hill. (2013). 489p

FIGURA 5 (HOWE)



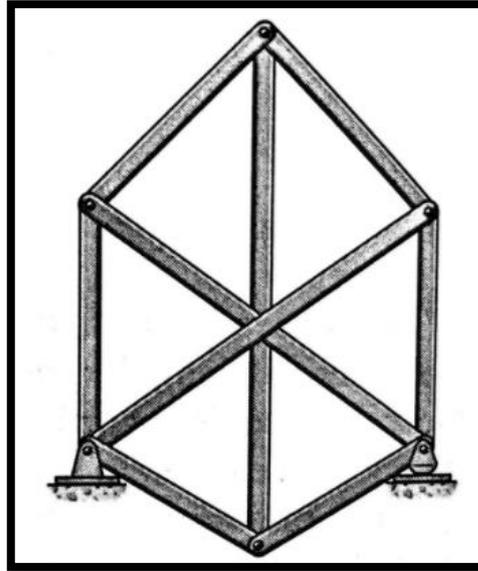
Fuente: Hibber, Russell. *Análisis estructural: Análisis de armaduras estáticamente determinadas*. 8. México. Pearson. (2012). 695p

FIGURA 6 (ARMADURA COMPUESTA)



Fuente: Hibber, Russell. *Análisis estructural: Análisis de armaduras estáticamente determinadas*. 8. México. Pearson. (2012). 695p

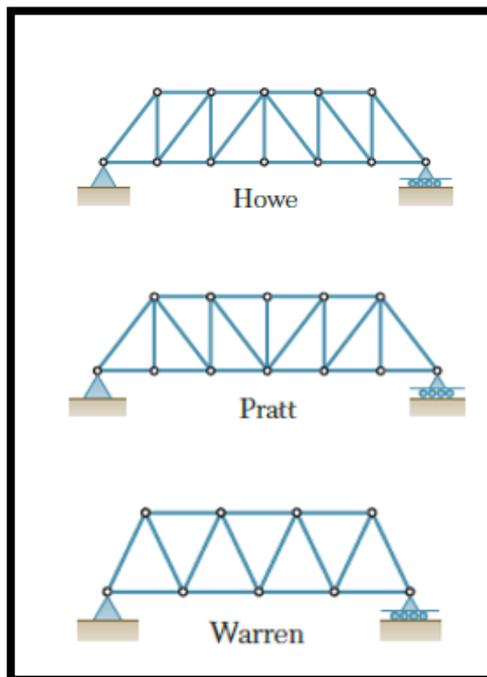
FIGURA 7 (ARMADURA COMPLEJA)



Fuente: Hibbeler, Russell. *Análisis estructural: Análisis de armaduras estáticamente determinadas*. 8. México. Pearson. (2012). 695p

- Existen diferentes tipos de armaduras para puentes

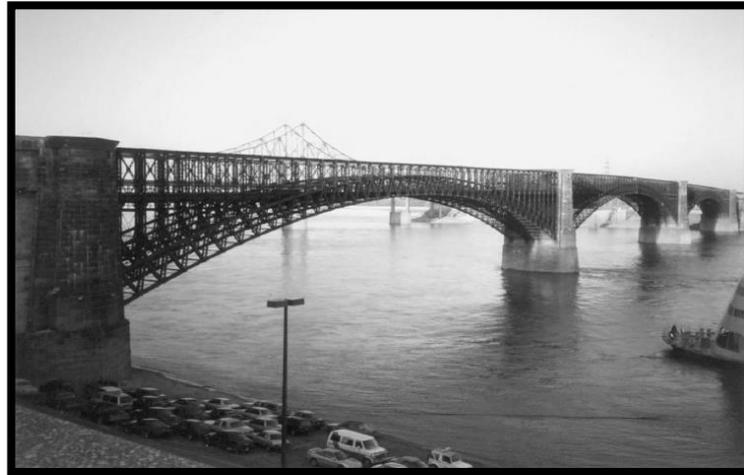
FIGURA 8 (TIPOS DE ARMADURAS PARA PUENTES)



Fuente: Beer, Ferdinand, Johnston Russell, Mazurek David. *Mecánica vectorial para ingenieros. Análisis de estructuras*. 10ed. México. (2010). 489

Como se puede ver en la figura 8 estas son unas de las armaduras mayormente utilizadas para puentes, y pueden ser de paso superior o de paso inferior como se observa en las figuras 9 y 10. En algunas ocasiones la topografía e hidrología del lugar suele condicionar el proyecto a una forma en particular.

FIGURA 9 (PUENTE DE PASO SUPERIOR EN MISSOURI)



Fuente: Barker, Richard and Puckett, Jay. Design of highway bridges: Metal arch bridges 2. New Jersey. Jhon Wiley & Sons. (2007). 1024p

FIGURA 10 (PUENTE DE PASO INFERIOR EN NEW ORLEANS)



Fuente: Barker, Richard and Puckett, Jay. Design of highway bridges: Truss bridge 2. New Jersey. Jhon Wiley & Sons. (2007). 1024p

Por otra parte, el análisis de esfuerzos de estas estructuras se ha realizado de forma manual por medio de 2 métodos principalmente, el método de los nudos y método de las secciones, en cuanto a las deflexiones el método del trabajo virtual, castigliano y quizá el más completo el análisis matricial, por el cual se obtienen todos los esfuerzos y deformaciones. Sin embargo, ahora, los softwares como sap2000, STAAD.pro, ETABS que utilizan el método de elementos finitos para obtención de reacciones, esfuerzos y deformaciones entre otros, son de gran ayuda por la facilidad y rapidez en el cálculo de estructuras además de sus componentes de diseño.

- **Trabajo virtual:**

Este método es realizado por el trabajo de las fuerzas o del momento en el instante del desplazamiento del sistema, con este método se pueden resolver ecuaciones de forma simultánea y problemas de la estática complejos como también problemas simples, en estática los cuerpos que son considerados son cuerpos rígidos.

Se le llama trabajo virtual al sistema de fuerzas de un cuerpo durante un desplazamiento, según la tercera ley de newton las fuerzas internas de un sistema son iguales en magnitud, pero a su vez opuestos en cada dirección, lo cual nos indica que las fuerzas internas de un cuerpo que está en equilibrio debe ser cero como también la fuerza resultante ⁸

Habría que decir también que este método se usa para determinar la deflexión en las armaduras, dicha deflexión puede calcularse con la ecuación:

$$\Delta = \sum n(\delta)$$

En donde:

n= Fuerza en cada miembro.

δ = Cambio en la longitud de cada miembro.

Es por esta razón es posible calcular la deflexión por cualquier condición que pueda cambiar la longitud de cada uno de los miembros, esta diferencia de longitud puede ser causado por distintos factores tanto ambientales como de carga.⁹

⁸ Learning Virtual Work Method in Statics in a Nutshell [En línea]. Arkansas: Ing-Chang Jong [24 mayo 2018]. Disponible en internet: <URL: <https://www.asee.org/documents/sections/midwest/2005/Jong.pdf>>

⁹ Deflections - Method of Virtual Work, Deflection of a Truss [En línea]: [02 febrero 2018]. Disponible en internet: <URL: <https://www.asee.org/documents/sections/midwest/2005/Jong.pdf>>

- **Diseño LRFD y ASD**

Existen dos métodos de diseño propuestos por la AISC para el diseño estructural en acero, “Diseño por Esfuerzos Admisibles”, conocido por sus siglas ASD (Allowable Stress Design) “y Diseño por Factores de Carga y Resistencia o Estados Límites”, conocido por sus siglas LRFD (Load and Resistance Factor Design). Durante las dos últimas décadas el diseño estructural se está inclinando hacia la metodología (LRFD) en la cual se denomina “estado límite” a aquella condición de la estructura en la cual deja de cumplir su función.¹⁰

Estos dos métodos tienen como objetivo reducir la probabilidad de falla en la estructura, en el método ASD el factor de seguridad utilizado es Ω , usualmente tiene un valor mayor que 1, el cual dividirá la resistencia nominal de allí que el diseño por ASD suele ser mayor al diseño por LRFD, en donde Φ toma valores en su mayoría menores a 1.

En las combinaciones de carga dadas por el método LRFD se tiene en cuenta la probabilidad de que las cargas estimadas por el ingeniero no puedan llegar a ser las reales en el momento en el que entre en uso la estructura, esto se puede evidenciar en los valores de los factores de mayoración, sin embargo, en algunas combinaciones se puede observar algunos valores mucho menores a 1, esto dado que la probabilidad de que todos los eventos de la combinación ocurran en simultaneidad es menor, en cualquiera de los casos la resistencia nominal (ΦR_n) deberá ser mayor o igual a la resistencia última (R_u), esto quiere decir al valor mayor calculado en todas las posibles combinaciones de carga.

Así mismo el ingeniero podrá aumentar los factores de mayoración si lo considera necesario.¹¹

- **Elementos a tensión:**

Uno de los principales esfuerzos dentro de las armaduras son los esfuerzos de tensión en los cuales el AISC menciona los tres chequeos necesarios para que el elemento posea suficiente rigidez para prevenir deflexiones laterales, esto por posibles compresiones inesperadas por lo tanto sugiere utilizar un valor de:

$$\frac{kl}{r} < 300$$

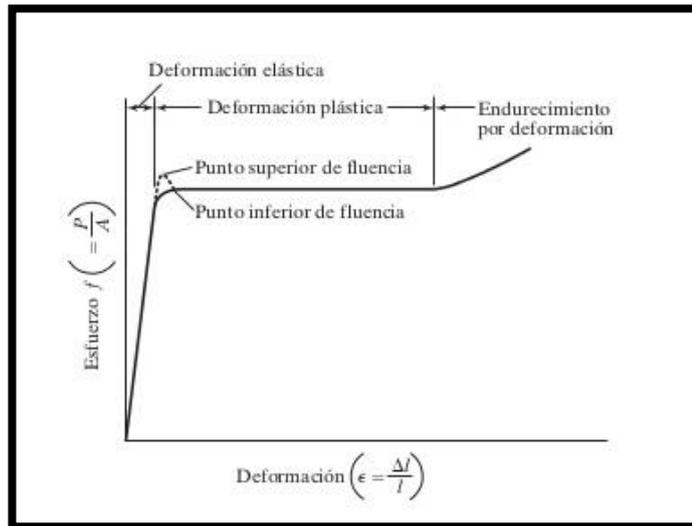
Para mantener una relación de esbeltez que sea capaz de soportar los esfuerzos de compresión.

Conforme a lo expuesto anteriormente los chequeos siguientes son: el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo de rotura los cuales se pueden observar en la figura 11.

¹⁰ McCormac, Jack. *Diseño de estructuras en acero*. 5ed. New Jersey. Alfaomega, 2012, p.736

¹¹ *Ibid.*, 736.

FIGURA 11 (DIAGRAMA ESFUERZO DEFORMACIÓN)



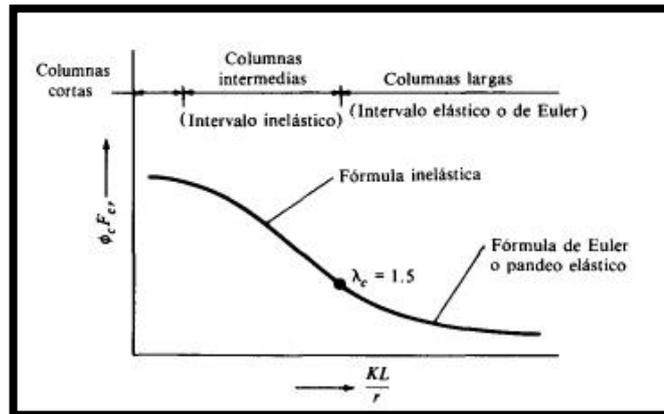
Fuente: McCormac, Jack. Diseño de estructuras en acero. 5ed. New Jersey. Alfaomega, 2012, p.736

Donde el esfuerzo de fluencia F_y será el máximo esfuerzo posible que puede alcanzar el miembro a tensión sin que su deformación sea permanente a diferencia de F_u ya que si el miembro llega a este punto además de que su deformación sea permanente sufrirá de rotura.

- **Elementos a compresión:**

La figura 12 está determinada por la fórmula de Euler esta muestra la resistencia de las columnas largas, cortas e intermedias y como estas pueden llegar a sufrir de pandeo. Las columnas largas presentaran un pandeo elástico esto quiere decir que el elemento se pandea sin sobrepasar su esfuerzo de fluencia a diferencia de las columnas cortas ya que estas no sufrirán de pandeo y su esfuerzo será igual a F_y . Conforme a lo anterior se busca que el elemento trabaje en un punto intermedio, la condición $\frac{kl}{r} < 200$ garantizara este funcionamiento.

FIGURA 12 (ESFUERZO POR PANDEO)



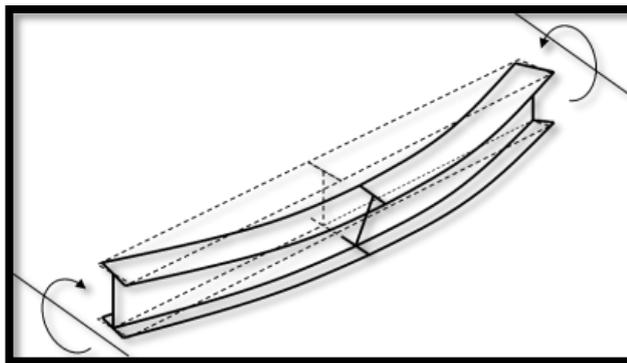
Fuente: McCormac, Jack. Diseño de estructuras en acero. 5ed. New Jercey. Alfaomega, 2012, p.736

Dado que los elementos que componen una armadura tienen tendencia a sufrir de compresión es importante definir los dos estados límites:

- **Pandeo global**

El pandeo global está determinado por las condiciones de apoyo de allí saldrá el valor de la constante "k"

FIGURA 13 (PANDEO GLOBAL)



Fuente: Design of beams in composite bridges [En línea]. [3 nov 2017]. Disponible en internet:

<URL:https://www.steelconstruction.info/Design_of_beams_in_composite_bridges>

- **Pandeo local**

El pandeo local a diferencia del global dependerá de la relación ancho espesor de la sección a utilizar, esta garantizará que el elemento no sufra como se puede observar en la figura 14.

FIGURA 14 (PANDEO LOCAL)



Fuente: A Beginner's Guide to the Steel Construction Manual bridges [En línea]. [29 nov 2017]. Disponible en internet: <URL: <http://www.bgstructuralengineering.com/BGSCM13/BGSCM006/BGSCM00603.htm>>

- **Viento**

El viento es una de las cargas que más afectan a las estructuras, la cual es una de las más complejas de predecir ya que varía dependiendo de la geografía del lugar, la altura que tiene la estructura respecto al suelo y otros factores, las armaduras al ser estructuras que no se encuentran dentro del alcance de la NSR-10 (Norma Colombiana de Sismo Resistencia) ni dentro del CCP-14 (Código Colombiano de Puentes) el cálculo de viento debe realizarse bajo la guía de diseño Wind Loads for Petrochemical and Other Industrial Facilities, proporcionada por la ASCE, en donde se enuncian los parámetros mínimos para el cálculo de presión del viento a diferentes alturas.

- **Tubería**

Con respecto a la tubería es importante mencionar la cedula de la tubería o el Schedule, Inicialmente desarrollado por el API (American Petroleum Institute) y el cual hace referencia al espesor de la tubería, y que está directamente relacionado con la resistencia a la presión de la tubería. Existen diferentes referencias de tuberías dependiendo de la necesidad.

1.4.3 MARCO CONCEPTUAL

- **Armadura:** es una estructura en donde cada uno de los elementos que la conforman están sometidos a fuerzas axiales, lo que quiere decir que cada elemento solo podrá estar sometido a dos condiciones, tensión o compresión, estos elementos usualmente están conectados en forma triangular la cual garantiza mayor estabilidad a lo largo de la armadura. (Manual de diseño de estructuras de acero)¹²
- **Tubería:** conducto cerrado habitualmente con una sección transversal circular, puede ser de cualquier material adecuado para soportar la corrosión de cualquier fluido que circule por esta (líquido o gas), el material puede ser acero o plástico, una tubería es un fragmento de líneas conectada por bombas o válvulas para operar el sistema. ()¹³
- **Puente:** infraestructura especial para atravesar cualquier obstáculo que impida el paso.¹⁴
- **Carga sísmica:** dicha carga es la fuerza de inercia que actúa sobre la estructura, esta fuerza cambia con el tiempo.¹⁵
- **Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE):** es la sociedad nacional de ingeniería de los estados unidos fundada en 1852, esta sociedad se creó con el fin de divulgar la información entre el gremio de la ingeniería para los cuales estén trabajando en proyectos como puentes, ferrocarriles y edificaciones.¹⁶
- **Deflexión:** Se entiende por deflexión a la deformación de un elemento por causa de las fuerzas internas.¹⁷
- **Deformación:** existen dos tipos de deformación una llamada elástica la cual ocurre antes de que el miembro alcance la fluencia, por el contrario, la deformación plástica ocurre cuando el miembro no tiene ningún incremento en los esfuerzos luego que alcanza su esfuerzo de fluencia.¹⁸
- **Largueros de puente:** las vigas en los pisos ubicadas de manera longitudinal al puente.¹⁹
- **Módulo de elasticidad:** Es la razón de cambio entre la deformación y el esfuerzo de un material, este es una medida de la rigidez del material.
- **Resistencia nominal:** resistencia última calculada a partir de la teoría

¹² Beer, Op.cit; 489

¹³ Liu, Henry. *pipeline engineering*. New York, Washington DC: Lewis Publisher, 2005. p422.

¹⁴ Meza, Julio: *Manual de diseño de puentes*. Lima, Perú. Edición digital, 2003. p287

¹⁵ Sismic loads [En línea]. [citado 04 feb 2018]. Disponible en internet <URL: https://www.aij.or.jp/jpn/symposium/2006/loads/Chapter7_com.pdf>

¹⁶ ASCE. About. [En línea]: ASCE]. [citado 13 Julio 2017]. Disponible en internet <URL: <https://ascefiu.org/about/>>

¹⁷ McCormac, Op.cit; p736

¹⁸ Ibid; p.736

¹⁹ Ibid; p.736

- **Cargas muertas:** Estas son cargas constantes sobre la estructura un ejemplo de ello son los muros pisos y techo.²⁰
- **Esfuerzo de fluencia:** Es el esfuerzo máximo alcanzado por un elemento si presencia de deformación permanente²¹
- **Nodos:** Son los lugares o conexiones de las estructuras²²
- **Teorema de Castigliano:** Método de energía para calcular deformaciones y analizar estructuras estáticamente indeterminada.²³
- **Trabajo virtual:** Es el trabajo realizado por un número de fuerzas durante un desplazamiento. ²⁴
- **Fuerza axial:** es una fuerza de tracción o compresión a lo largo de un miembro, esta lo puede alargar o acotar. Pytel Singer²⁵

²⁰ McCormac, Op.cit; p736

²¹ Ibid; p.736

²² Ibid; p.736

²³ Ibid; p.736

²⁴ Ibid; p.736

²⁵ Pytel, Andrew, Singer, Ferdinand. Resistencia de materiales. 4ed. Oxford: Alfaomega, 2012. 584.

1.5 ALCANCES Y LIMITACIONES.

Esta guía de diseño se puede utilizar en cualquier espacio del territorio colombiano, dado que está diseñada bajo condiciones extremas de carga, y cumple con las normas mínimas de análisis y diseño, cabe aclarar que esta guía solo contempla tres tipos de armadura mencionadas anteriormente, es necesario recalcar que estas armaduras están diseñadas con conexiones únicamente soldadas y cuenta con ocho apoyos articulados ubicados simétricamente en los extremos de cada armadura.

Así mismo este ve encuentra limitado por diferentes condiciones no estudiadas en esta investigación, dado que el enfoque está en el comportamiento de la estructura no se tiene en cuenta la cimentación o el tipo de suelo donde se apoyará, de igual manera este proyecto se limita de puentes de celosía de una longitud máxima de 26 m para el paso de poliductos de 6" a 24". Se trabajará únicamente con Schedule Estándar y las estructuras serán diseñadas con acero A572.

1.6 METODOLOGÍA

Realizar una modelación de las estructuras Pratt, Howe y Warren en el software STAAD.pro, con el fin de determinar valores de esfuerzo y deformación que permitan evaluar los comportamientos de los elementos que conforman cada armadura.

Hacer una validación del modelo de manera manual con el método de los de análisis de los nudos para el análisis de los esfuerzos y con el método de trabajo virtual para el análisis de las deformaciones.

Variar longitudes de luz que estén entre 11 y 26 metros en los modelos validados en STAAD.pro con cada una de las armaduras para identificar cual es la más adecuada de acuerdo a la longitud de diseño.

Variar los diámetros de la tubería de 6" a 24" en los modelos validados en STAAD.pro para cada una de las luces y determinar cuál es la adecuada.

Analizar el comportamiento en STAAD.pro de cada geometría, para las diferentes longitudes y diámetros de tubería. (estados de carga).

Evaluar en cada modelo por medio de STAAD.pro con el fin de identificar cual es la sección metálica más adecuada para para caso en particular, variando las secciones.

Determinar por medio de una comparación de resultados obtenidos y tabulados en Excel cuál es la estructura más adecuada para cada longitud y diámetro en cuanto a su funcionalidad.

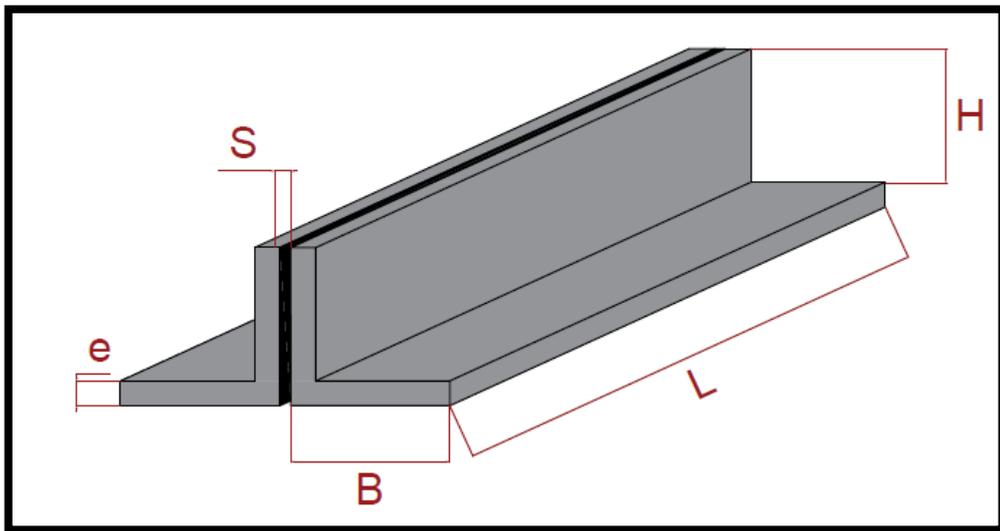
Diseñar la armadura más óptima de acuerdo a los resultados obtenidos para cualquier paso elevado que se encuentre entre 10 a 26 m de longitud y con un diámetro de tubería entre 6" a 24".

1.6.1 Cargas

1.6.1.1 Armadura

El peso en cada estructura fue determinado según la geometría de los miembros utilizados y el peso específico del material, para este trabajo se utilizaron elementos angulares dobles con una separación de 9 mm para las conexiones con platinas y se utilizó un peso específico $77 \frac{KN}{m^3}$ para el acero . en la figura 15 se observan las dimensiones necesarias para el cálculo.

FIGURA 15 (SECCIÓN DE ANGULO DOBLE)



Fuente. Autores

Por lo anterior el cálculo del peso se realizó de la siguiente manera.

El área de la sección transversal

$$At = B * e + H * e$$

El peso por unidad de longitud será:

$$P = At * 77 \frac{KN}{m^3}$$

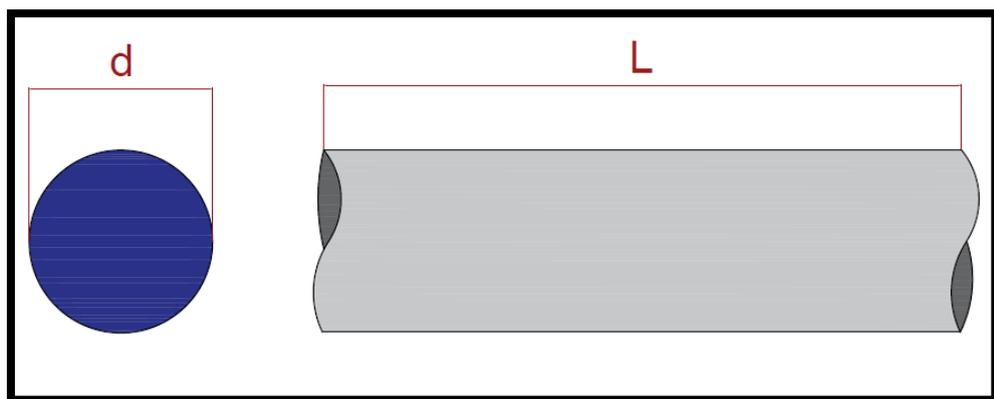
$$P = \frac{KN}{m}$$

1.6.1.2 Tubería

La carga muerta de tubería fue determinada a partir de los catálogos de un posible distribuidor, para este ejemplo se utilizó el Anexo A, donde el peso de una tubería vacía de 6" SDT es de $28.27 \frac{Kg}{m}$.

Luego para el cálculo de la prueba hidrostática se consideró la tubería totalmente llena de agua, por lo cual el peso por unidad de longitud estará dado como el producto del área de la sección transversal por el peso específico del agua ($9.81 \frac{KN}{m^3}$). en la figura 16 se observa las dimensiones para el cálculo de carga muerta.

FIGURA 16 (TUBERÍA)



Fuente: Autores

A continuación, se muestra el ejemplo para una tubería de 6"

$$\text{peso tubería vacía } 6'' = 28 \frac{Kg}{m} * 0.00981 = 0.274 \frac{KN}{m}$$

$$P = \frac{\pi d^2}{4} * 9.81 \frac{KN}{m^3} + \text{peso tubería vacía } 6'' \frac{KN}{m}$$

Donde:

P= peso de la tubería por unidad de longitud

d= diámetro interno de tubería (anexo 1)

Reemplazando los valores obtenidos:

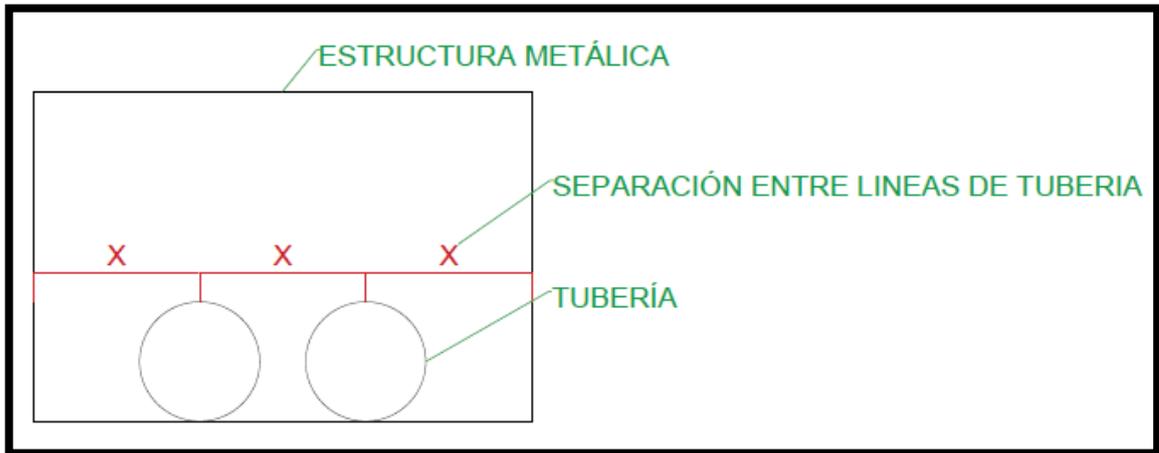
$$P = \frac{\pi(0.168)^2}{4} * 9.81 \frac{KN}{m^3} + 0.274 \frac{KN}{m}$$

$$P = 0.491 \frac{KN}{m}$$

1.6.1.3 Separación máxima de tubería:

Por otra parte, para poder modelar la estructura fue necesario definir cuál era la separación máxima que soportaba la tubería según el diámetro, además definir la cantidad de tuberías que pasarían por la estructura y la separación entre estas tuberías. En la figura 17 se observa las condiciones de carga de tubería para las cuales fueron diseñadas todas las estructuras.

FIGURA 17 (CONSIDERACIÓN DE TUBERÍA SOBRE LA ESTRUCTURA)



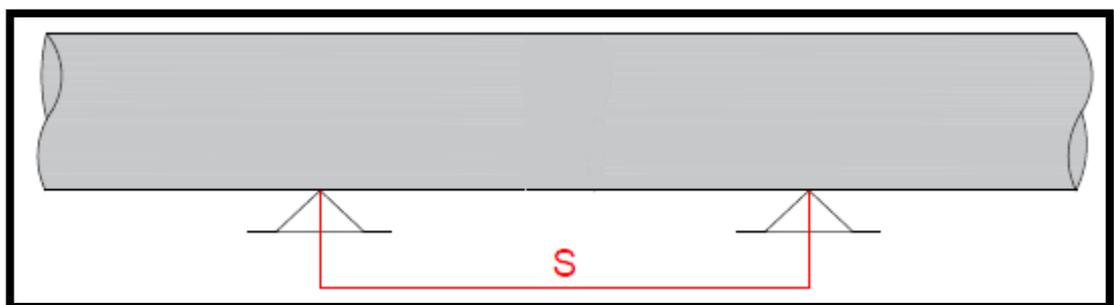
Fuente: Autores

Por lo anterior y según el anexo B se define la separación entre líneas de tubería. Para este trabajo todas las estructuras fueron modeladas con al menos otra tubería de igual diámetro.

Por ejemplo, si se desea utilizar una tubería de 6" y al lado otra del mismo diámetro la separación entre estas deberá ser de 11 pulgadas según el anexo 2.

Ahora bien, para el cálculo de la separación máxima que soporta la tubería el cual se muestra en la figura 15 como "S".

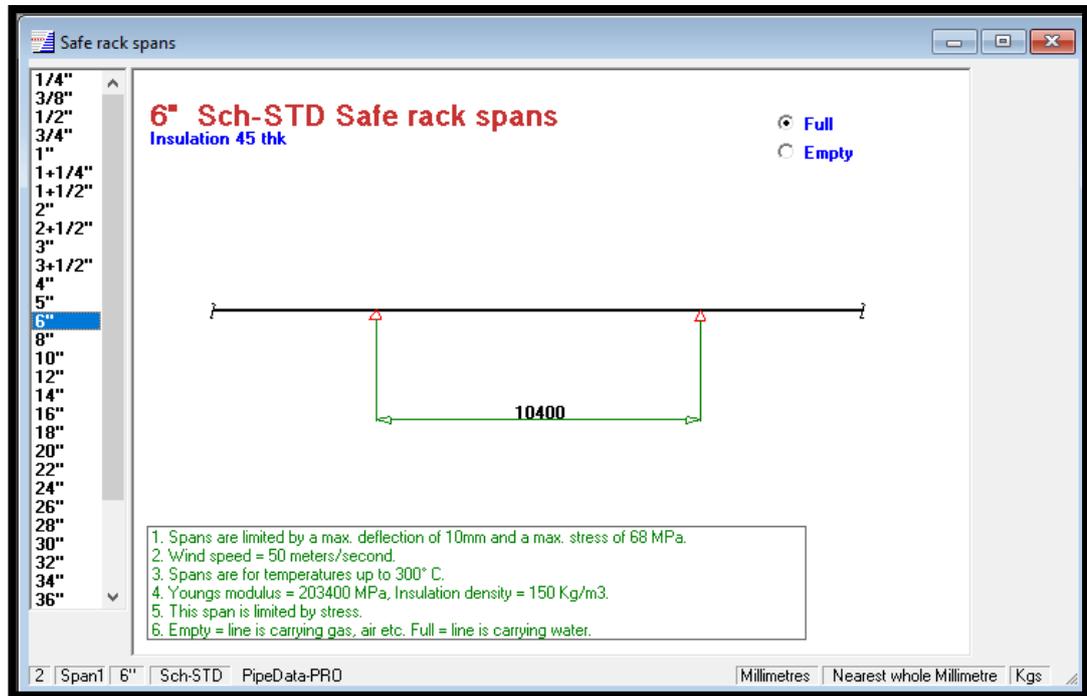
FIGURA 18 (SEPARACIÓN MÁXIMA ENTRE SOPORTES)



Fuente: Autores

Se utilizó el software pipedata, el cual suministra un valor máximo de span (distancia entre apoyos) según el schedule de la tubería y su longitud, en la figura 19 se observa un ejemplo de separación máxima para una tubería de 6".

FIGURA 19 (SPAN DE UNA TUBERÍA DE 6")



Fuente: Autores

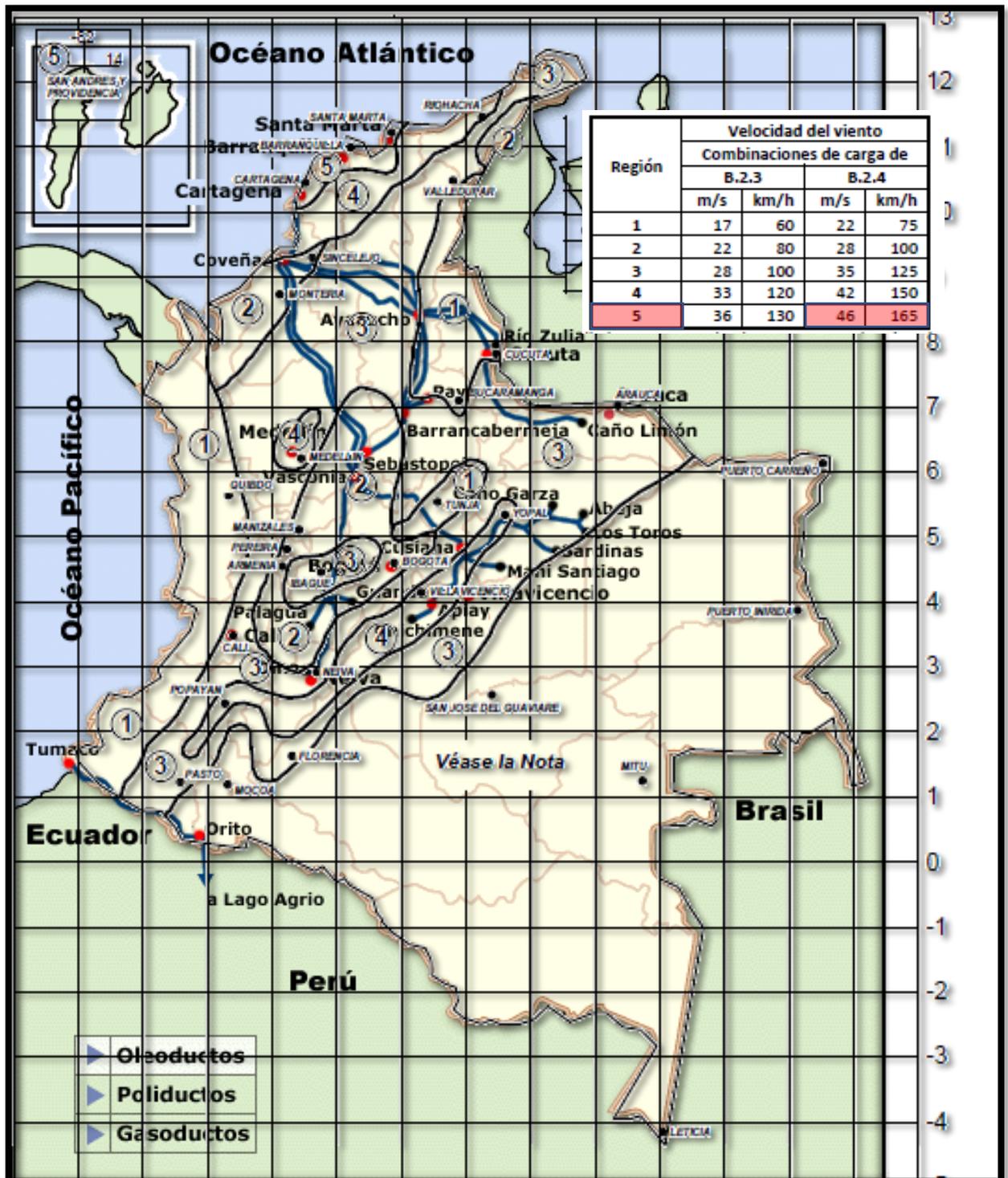
1.6.1.4 Viento

Con respecto al cálculo del viento sobre la estructura y la tubería, la norma colombiana (NSR -10), solo contiene dentro de su alcance el análisis y diseño de edificaciones, por lo anterior fue necesario recurrir a la ASCE (American Society of Civil Engineers) anteriormente mencionada, la cual establece las cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras, pero en especial para la industria petrolera, por esto para establecer las cargas probables de viento en Puentes para poliductos se utilizó la guía Wind Loads for Petrochemical and Other Industrial Facilities, proporcionada por la ASCE.

En la figura 20 se muestra el mapa de Colombia con las principales redes de transporte para petróleo, en esta figura se sobrepuso el mapa de amenaza eólica, esto con el fin de seleccionar la zona del país con la mayor velocidad para la construcción de un puente para poliductos.

Con base en lo anterior se utilizó la ciudad de Cartagena con una velocidad de viento de 46 m/s, esta velocidad fue utilizada para todas las estructuras analizadas en este trabajo.

FIGURA 20 (MAPA DE AMENAZA EÓLICA)



Fuente: (Comisión asesora permanente para el regimen de construcciones sismo resistentes, 1997). Comisión asesora permanente para el regimen de construcciones sismo resistentes. (1997). cargas. nsr-10, titulo b, 68.

Las cargas diseño de viento en este tipo estructuras se calcularon usando la ecuación dada por la norma ASCE en Wind Loads for Petrochemical and Other Industrial Facilities.

$$F = q_z G(Cf)A_e \text{ ASCE-7. Eq 6-28}$$

Donde:

F = Fuerza por unidad de longitud

q_z = Presion del viento evaluada a una altura z

G = Factor de efecto rafaga según exposicion

Cf = Coeficiente de fuerza que depende de la relacion ancho altura y que para tuberias la guia recomienda se use 0.7

A_e = Area de la zona a evaluar

Cabe aclarar que una ves las estructuras bloquean el flujo del viento esta energia cinetica se convierte en energia potencial de presion, para el metodo elastico la presion se aproxima. Esta presion q esta definida por la energia cinetica, $q = \frac{1}{2} \rho v^2$ donde ρ es la densidad del aire y v es la velocidad del viento. Esta ecuacion fue modificada por la ASCE en Wind Loads for Petrochemical and Other Industrial Facilities con el fin de tener en cuenta la importacia de la estructura, el terrero en donde se ubicara y su altura, de esta forma la presion a una altura z esta representa por la siguiente ecuacion.

$$q_z = 0.613 * k_z * k_{zt} * k_d * v^2 * I$$

Donde:

v = Velocidad, los valores se determinan según el mapa de zonas de amenaza eolica dado por la NSR-10 (Figura B.6.4-1).

K_z = Coeficiente de exposicion a la presion de la velocidad, la cual depende de la altura y el terreno.

K_{zt} = Factor que toma en cuenta los aumentos de velocidad del viento debido a terrenos montañosos y alcantarillados, por el contrario para terrenos planos se usa $K_{zt} = 1.0$ según ASCE y el cual fue utilizado para calculos de este trabajo.

K_d = Factor que toma en cuenta la direccion del viento. Se usa unicamente cuando la estructura esta sometida a combinaciones de carga, la guia recomienda se use 0.85 para sistemas de resistencia a la fuerza del viento, componentes de revestimiento, marcos de enrejado y torres con armadura.

I = factor de importancia según criterio

A continuacion se presenta las figuras 21 y 22 las cuales son utilizadas para hallar los valores de K_d, I , con base en la norma americana ASCE

FIGURA 21 (FACTOR DE DIRECCIONALIDAD)

Structure Type	Directionality Factor K_d^*
Buildings	
Main Wind Force Resisting System	0.85
Components and Cladding	0.85
Arched Roofs	0.85
Chimneys, Tanks, and Similar Structures	
Square	0.90
Hexagonal	0.95
Round	0.95
Solid Signs	0.85
Open Signs and Lattice Framework	0.85
Trussed Towers	
Triangular, square, rectangular	0.85
All other cross sections	0.95

*Directionality Factor K_d has been calibrated with combinations of loads specified in Section 2. This factor shall only be applied when used in conjunction with load combinations specified in 2.3 and 2.4.

Fuente: Wind Loads for Petrochemical and Other Industrial Facilities

$$K_d = 0.85$$

FIGURA 22 (FACTOR DE IMPORTANCIA)

Importance Factor, I (Wind Loads)			
Table 6-1			
Category	Non-Hurricane Prone Regions and Hurricane Prone Regions with V = 85-100 mph and Alaska		Hurricane Prone Regions with V > 100 mph
	I	0.87	
II	1.00		1.00
III	1.15		1.15
IV	1.15		1.15

Note:
1. The building and structure classification categories are listed in Table 1-1.

Fuente: Wind Loads for Petrochemical and Other Industrial Facilities

$$I = 1.15$$

Por otra parte la norma presenta tres posibles formas de exposicion de terreno B para terrenos suburbanos, C para terrenos abiertos o grandes cuerpos de agua en regiones propensas a huracanes y D para terrenos muy planos y ubicaciones en regiones que no son propensas a huracanes.

Por lo anterior se decidio tomar una exposicion tipo C la cual se asemeja a la ciudad de Cartagena dadas la condiciones anteriores se determina el valor de K_z según la altura, para este trabajo se utilizo una aultura entre 0-15 pies (0- 4.75m) por lo tanto el valor de K_z es 0.85 como se observa en la figura 18

FIGURA 23 (COEFICIENTE K_z SEGÚN EL TIPO DE EXPOSICIÓN)

Velocity Pressure Exposure Coefficients, K_h and K_z					
Table 6-3					
Height above ground level, z		Exposure (Note 1)			
		B		C	D
ft	(m)	Case 1	Case 2	Cases 1 & 2	Cases 1 & 2
0-15	(0-4.6)	0.70	0.57	0.85	1.03
20	(6.1)	0.70	0.62	0.90	1.08
25	(7.6)	0.70	0.66	0.94	1.12
30	(9.1)	0.70	0.70	0.98	1.16
40	(12.2)	0.76	0.76	1.04	1.22
50	(15.2)	0.81	0.81	1.09	1.27

Fuente: Wind Loads for Petrochemical and Other Industrial Facilities

En cuanto a K_{zt} este es un factor topografico el cual para efectos de calculo de este trabajo se utilizo 1 para terrenos planos como lo recomienda la ASCE en Wind Loads for Petrochemical and Other Industrial Facilities.

Por lo anterior se calculo el valor de presion (q_z) como:

$$q_z = 0.613(0.85)(1)(0.85)(46)$$

$$q_z = 20.37 \frac{N}{m^2}$$

Por ultimo para determinar la fuerza por unidad de longitud, se tienen en cuenta los siguientes factores.

G =Factor efecto rafaga, para estructuras rigidas la exposición (ASCE)

$$G = 0.85$$

Ademas la ASCE para el coeficiente de fuerza recomienda usar $C_f = 0.7$ en tuberias como se observa en la figura 19 y que para miembros estructurales es de 1.8

FIGURA 24 (COEFICIENTE DE FUERZA PARA TUBERÍAS)

WINDLOADS FOR PETROCHEMICAL AND OTHER INDUSTRIAL FACILITIES 113

For pipes, $C_f = 0.7$ (Section 5.1.3)
For cable trays, $C_f = 2.0$

Fuente: Wind Loads for Petrochemical and Other Industrial Facilities

$$C_f = 0.7$$

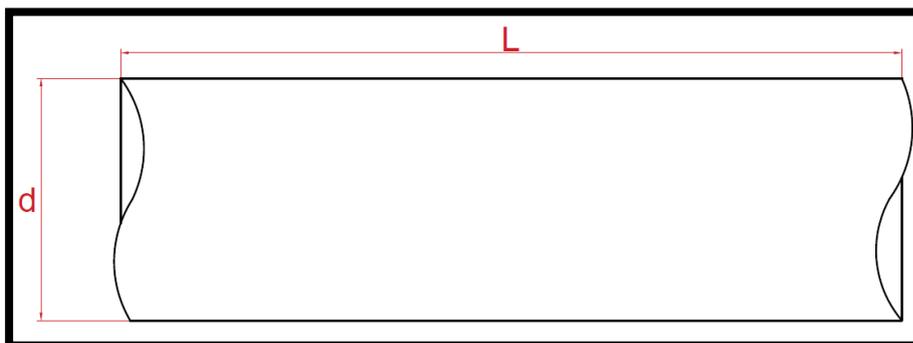
Por lo tanto la fuerza de viento sobre cada soporte a causa de la exposicion de tuberia sera la definida en la siguiente ecuacion.

$$F = q_z G (C_f) A_e$$

$$F = 20.37 \frac{N}{m^2} (0.85)(0.7)(A_e)$$

Donde el area efectiva A_e se calculo segun la longitud y diametro de la tuberia como se muestra en la figura 20

FIGURA 25 (ÁREA EFECTIVA DE LA TUBERÍA)

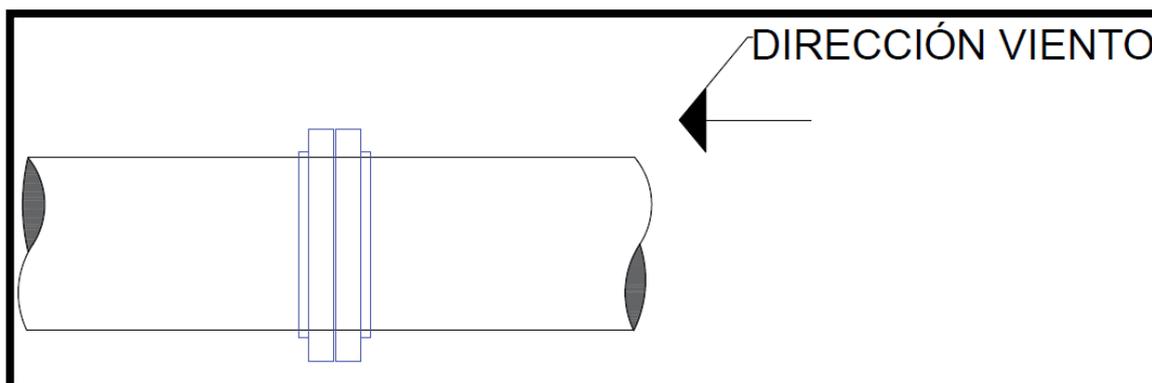


Fuente: Autores

Por lo tanto, de esta manera se determinó el valor de la fuerza de viento paralela a la longitud de la tubería, este valor se dividió en el número de soportes de la tubería.

Ahora bien, para el cálculo de la fuerza de viento paralela a la sección transversal del tubo, solo se tuvo en cuenta un área del 10% adicional al área de la tubería equivalente a los accesorios, dado que son líneas de tubería el viento no tendrá una incidencia sobre la sección transversal del tubo como se muestra en la figura 26.

FIGURA 26 (DETALLE DE ACCESORIO EN TUBERÍA)



Fuente: autores

No obstante, se tuvo en cuenta la fricción en los apoyos en el momento de operación, el cual se calculó como:

$$Fr = \mu * N \text{ Donde:}$$

μ = coeficiente de fricción acero – acero

N = normal

Luego de realizar los cálculos se obtuvo que la fuerza de fricción fue mayor a la calculada con el 10% adicional del área transversal de la tubería, por lo anterior se decidió, tener en cuenta solo la fricción de la tubería como carga transversal en el apoyo o soporte de tubería.

Con respecto al viento sobre la estructura dado que la presión ya fue calculada anteriormente como:

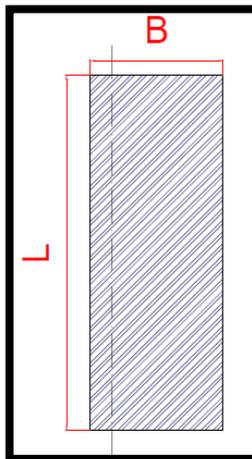
$$q_z = 20.37 \frac{N}{m^2}$$

Y conociendo el valor de la fuerza definido por la ASCE Wind Loads for Petrochemical and Other Industrial Facilities como:

$$F = q_z G (Cf) A_e$$

El valor del viento sobre la estructura se calculo utilizando un $Cf = 1.8$ y un area espuesta de cada miembro (A_e) la cual se observa en la figura 27.

FIGURA 27 (AREA EXPUESTA DE UN ANGULO)



Fuente: autores

1.6.1.5 Sismo

El análisis sísmico a igual que el viento fue calculado siguiendo los parámetros proporcionados por la ASCE (American Society of Civil Engineers) en la guía Guidelines for seismic evaluation and design of petrochemical facilities.

A continuación, se muestra la figura 28 en la cual se observa el mapa de Colombia con las líneas de oleoductos y sobrepuesto el mapa de Colombia de amenaza sísmica con el fin de seleccionar la zona de mayor amenaza y diseñar bajo esta condición.

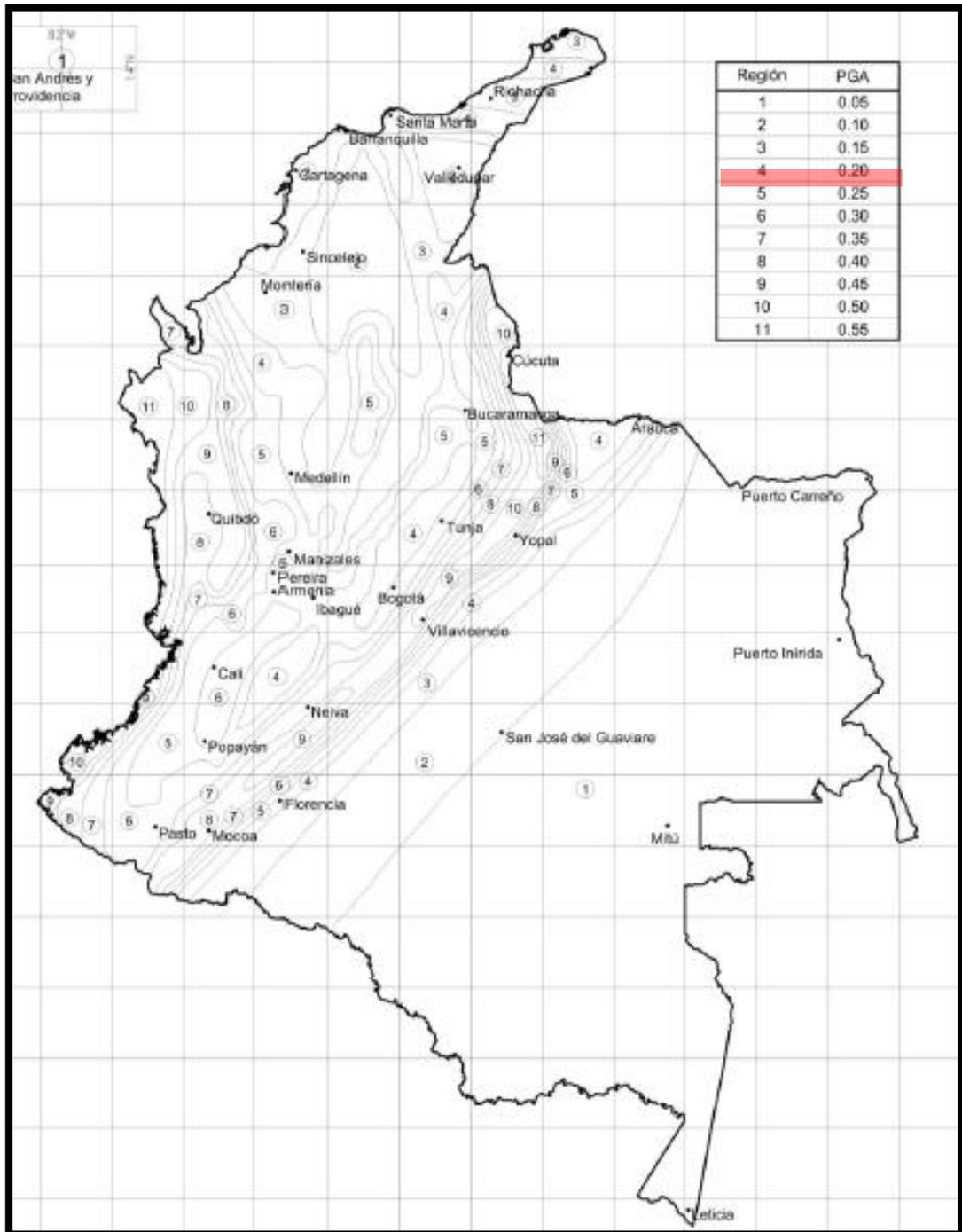
FIGURA 28 (MAPA DE LÍNEAS PARA OLEODUCTO Y AMENAZA SÍSMICA)



Fuente: (Comisión asesora permanente para el regimen de construcciones sismo resistentes, 1997). Comisión asesora permanente para el regimen de construcciones sismo resistentes. (1997). cargas. nsr-10, titulo b, 68.

Para comenzar se definieron unos valores obtenidos de Código Colombiano de puentes según la región de amenaza para la cual se desea diseñar. En este caso Cali.

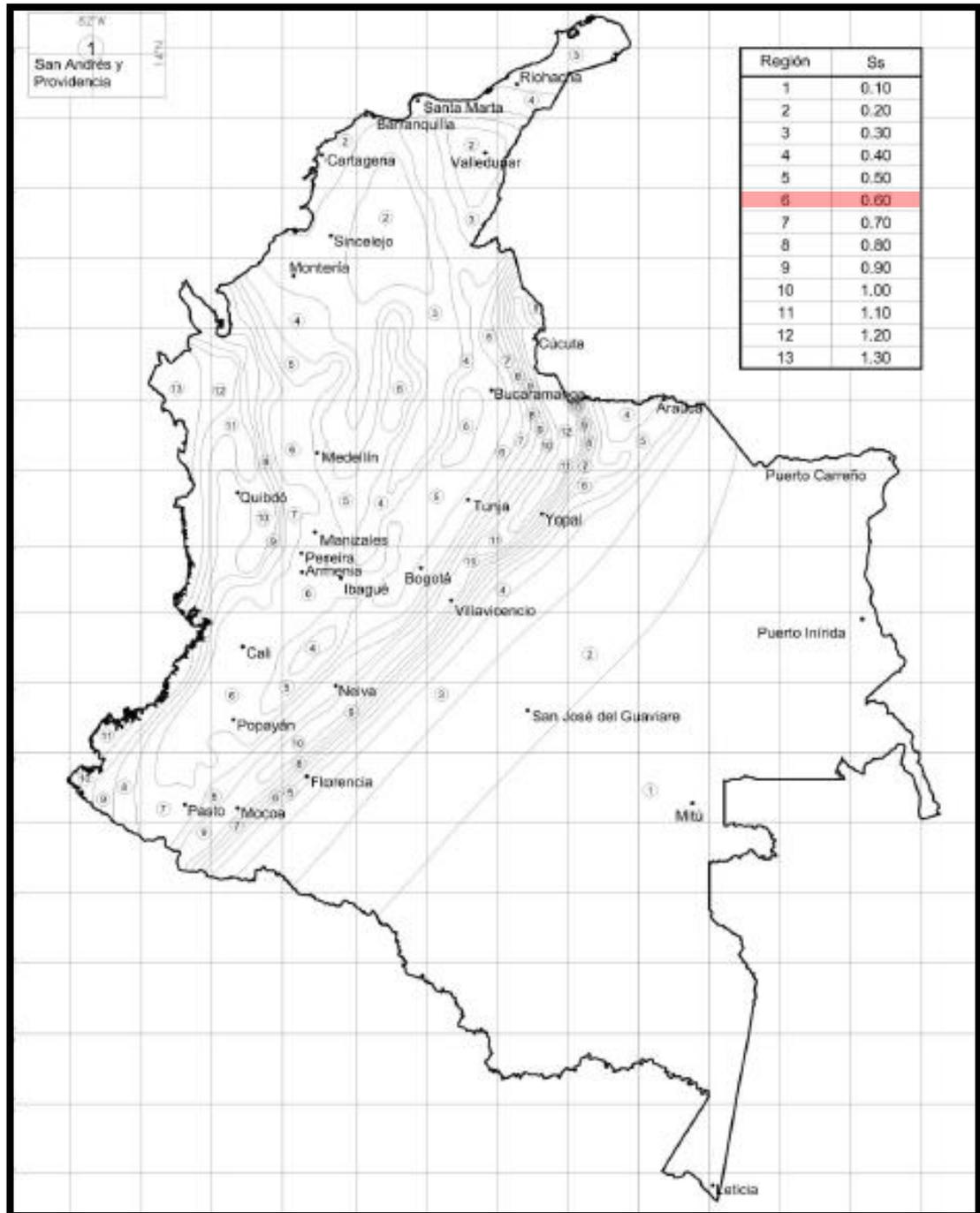
FIGURA 29 (DETERMINACIÓN DE PGA ACELERACIÓN PICO HORIZONTAL DEL TERRENO)



Fuente: Código Colombiano de Puentes CCP-14

Se seleccionaron los valores según la región de diseño, para este proyecto se usó la ciudad de Cali con el fin de usar los valores máximos de sismo.

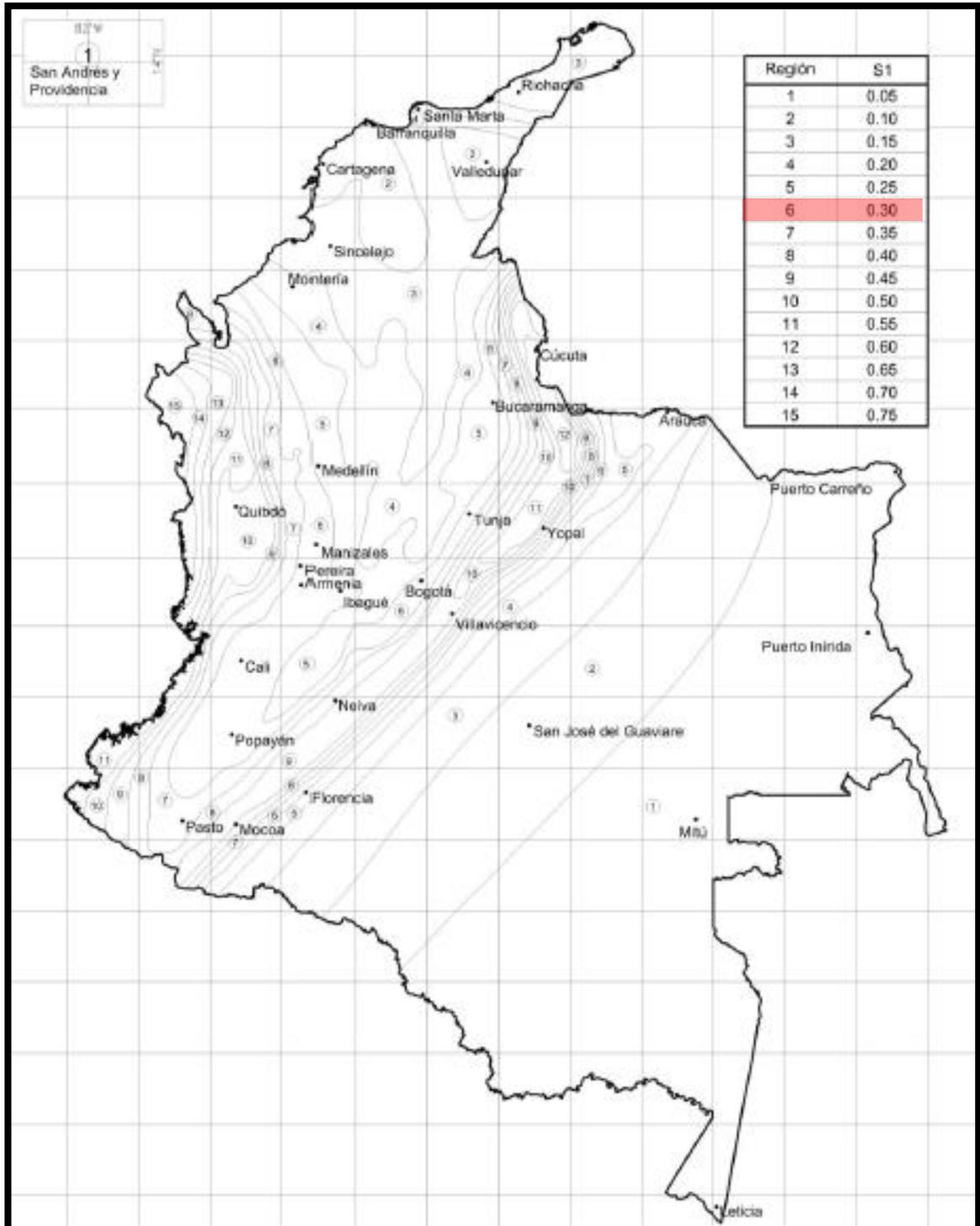
FIGURA 30 (COEFICIENTE DE ACCELERACIÓN ESPECTRAL HORIZONTAL S_s)



Fuente: Código Colombiano de Puentes CCP-14

De la misma forma se obtuvo el valor de S1

FIGURA 31 (COEFICIENTE DE ACELERACIÓN ESPECTRAL HORIZONTAL SS)



Fuente: Código Colombiano de Puentes CCP-14

Para alcances de este trabajo se definió un tipo de suelo D observado en la figura 32 con el cual posteriormente se obtuvo los valores de Factor de sitio para periodos cortos (F_a).

FIGURA 32 (DEFINICIÓN DE SUELOS)

Tabla 3.10.3.1-1 — Definición de los Tipos de Perfil de Suelo

Tipo de Perfil de Suelo	Características del perfil
A	Roca competente con velocidad medida de onda de cortante, $\bar{v}_z \geq 1500$ m/s.
B	Perfil de roca de rigidez media con \bar{v}_z en el intervalo $1500 \text{ m/s} > \bar{v}_z \geq 760$ m/s.
C	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda con velocidad medida de onda de cortante, \bar{v}_z en el intervalo $760 \text{ m/s} > \bar{v}_z \geq 360$ m/s, o perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $\bar{N} > 50$ golpes/pie, o $\bar{s}_u > 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²).
D	Perfiles de suelos rígidos con velocidad medida de onda de cortante \bar{v}_z en el intervalo $360 \text{ m/s} > \bar{v}_z \geq 180$ m/s, o perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: \bar{N} en el intervalo 50 golpes/pie $> \bar{N} \geq 15$ golpes/pie, o \bar{s}_u en el intervalo $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²).
E	Perfil de suelo con velocidad medida de onda de cortante, $\bar{v}_z < 180$ m/s, o

Fuente: Código Colombiano de Puentes CCP-14

FIGURA 33 (VALOR DE F_a)

Tabla 3.10.3.2-2 — Valores del factor de Sitio, F_a , en el intervalo de periodos de vibración cortos del Espectro de Aceleraciones

Tipo de Perfil	Coeficiente de aceleración espectral para periodo de vibración de 0.2s (Véase la Nota 1)				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

Notas:

- Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de S_S
- Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

Fuente: Código Colombiano de Puentes CCP-14

Donde el valor de Fa se obtuvo de la interpolación de los valores seleccionados en la figura 27 de la siguiente manera:

$$Fa = 1.4 + \left(\frac{1.2 - 1.4}{0.50 - 0.75} \right) (0.60 - 0.5)$$

$$Fa = 1.48$$

De acuerdo a los valores obtenidos anteriormente se procedió a calcular el valor de coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal modificado por un coeficiente de periodos cortos (S_{DS})

$$S_{DS} = F_a S_S$$

Por lo que se obtuvo un valor de:

$$S_{DS} = (1.48)(0.60)$$

$$S_{DS} = 0.88$$

Finalmente, para obtener el valor del cortante basal la ASCE en Guidelines for seismic evaluation and design of petrochemical facilities. Proporciona unos valores de reducción sísmica dependiendo de cada estructura en la figura 34, por esto se seleccionó un $R=1.5$ y por lo tanto el cortante basal fue calculado con la siguiente ecuación.

$$V = 0.67 S_{DS} * I * w$$

Donde:

I = factor de importancia (obtenido de la figura 39 $I = 1.5$)

w = Masa de la estructura

V = Cortante Basal

FIGURA 34(DETERMINACION DEL CORTANTE VASAL SEGÚN LA ESTRUCTURA SELECCIONADA)

Table 4.C.2 DETERMINATION OF BASE SHEAR FOR SELECTED STRUCTURES

NOTE: Structure period, T , assumed to be $\geq T_0$ and $\leq T_S = S_D/S_{D5}$ for all examples in this table.

Nonbuilding Structure Type	Detailing Requirements	R	Base Shear Equation $V = (S_{DS}W) / (R/I)$	Structural System and Height Limits				
				A&B	C	D	E	F
Structural Steel Systems Not Specifically Detailed for Seismic Resistance Excluding Cantilever Column Systems	AISC 360	3	$0.33S_{DS}IW$	NL	NL	NP	NP	NP
Building frame systems:								
Steel eccentrically braced frames, moment resisting connections at columns away from links (EBF)	AISC 341	8	$0.125S_{DS}IW$	NL	NL	160	160	100
Steel eccentrically braced frames, non-moment-resisting, connections at columns away from links (EBF)	AISC 341	7	$0.14S_{DS}IW$	NL	NL	160	160	100
Special steel concentrically braced frames	AISC 341	6	$0.167S_{DS}IW$	NL	NL	160	160	100
Ordinary steel concentrically braced frames (OCBF)	AISC 341	3.2	$0.31S_{DS}IW$	NL	NL	35	35	NP
With permitted height increase	AISC 341	2.5	$0.40S_{DS}IW$	NL	NL	160	160	100
With unlimited height	AISC 360	1.5	$0.67S_{DS}IW$	NL	NL	NL	NL	NL
Moment-resisting frame systems:								
Special steel moment frame (SMRF)	AISC 341	8	$0.125S_{DS}IW$	NL	NL	NL	NL	NL
Special reinforced concrete moment frame (SMRF)	14.2.2.6 & ACI 318, incl. Ch. 21	8	$0.125S_{DS}IW$	NL	NL	NL	NL	NL
Intermediate steel moment frame (IMRF)	AISC 341	4.5	$0.22S_{DS}IW$	NL	NL	35	NP	NP
With permitted height increase	AISC 341	2.5	$0.40S_{DS}IW$	NL	NL	160	160	100
With unlimited height	AISC 341	1.5	$0.67S_{DS}IW$	NL	NL	NL	NL	NL
Intermediate reinforced concrete moment frame (IMRF)	ACI 318, incl. Ch. 21	5	$0.20S_{DS}IW$	NL	NL	NP	NP	NP
With permitted height increase	ACI 318, incl. Ch. 21	3	$0.33S_{DS}IW$	NL	NL	50	50	50
With unlimited height	ACI 318, incl. Ch. 21	0.8	$1.25S_{DS}IW$	NL	NL	NL	NL	NL
Ordinary steel moment frame (OMRF)	AISC 341	3.5	$0.29S_{DS}IW$	NL	NL	NP	NP	NP
With permitted height increase	AISC 341	2.5	$0.40S_{DS}IW$	NL	NL	100	100	NP
With unlimited height	AISC 360	1	$1.0S_{DS}IW$	NL	NL	NL	NL	NL
Ordinary reinforced concrete moment frame (OMRF)	ACI 318, excl. Ch. 21	3	$0.33S_{DS}IW$	NL	NP	NP	NP	NP
With permitted height increase	ACI 318, excl. Ch. 21	0.8	$1.25S_{DS}IW$	NL	NL	50	50	50

Note: Refer to Tables 12.2-1 and 15.4-1 of ASCE 7-05 for footnotes associated with the above framing systems. Values of C_d and Ω_0 can be found in ASCE 7 Tables 12.2-1 and 15.4-1.

Fuente: Guidelines for seismic evaluation and design of petrochemical facilities American Society of Civil Engineers

FIGURA 35 (DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE IMPORTANCIA DEL SISMO)

Occupancy		Seismic Importance Factor For Structures, (I Factor)	Seismic Importance Factor for Components (I_p Factor)
(I or II) General	Normal	1.0	1.0
	Special	≥ 1 (See Note 1)	≥ 1 (See Note 1)
(III) Sufficient hazardous materials		1.25 (See Note 2)	1.50
(IV) Essential or containing a quantity of hazardous materials exceeding a prescribed threshold		1.5 (See Note 2)	1.50

Fuente: Guidelines for seismic evaluation and design of petrochemical facilities American Society of Civil Engineers

Por otra parte, el periodo fundamental de cada estructura fue calculado con la siguiente ecuación.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i^2}}$$

Donde:

f = Fuerza sísmica lateral en el nivel.

w = Masa de la estructura.

δ = Desplazamiento en el nivel debido a las fuerzas.

g = Aceleración de la gravedad.

1.6.2 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga utilizadas para este trabajo dadas por la ASCE fueron las siguientes.

1.6.2.1 Combinaciones LRFD

- | | |
|---|-----------------------------|
| 1. $1.4D$ | |
| 2. $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$ | 5. $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$ |
| 3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.5W)$ | 6. $0.9D + 1.0W$ |
| 4. $1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$ | 7. $0.9D + 1.0E$ |

1.6.2.2 Combinaciones por esfuerzos admisibles ASD.

- | | |
|--|--|
| 1. D | 4. $D + 0.75L + 0.75(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$ |
| 2. $D + L$ | 5. $D + (0.6W \text{ or } 0.7E)$ |
| 3. $D + (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$ | 6a. $D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$ |
| | 6b. $D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75S$ |
| | 7. $0.6D + 0.6W$ |
| | 8. $0.6D + 0.7E$ |

Donde:

D_s = carga muerta de estructura.

D_e = Carga de tubería vacía.

D_o = Carga muerta en operación.

DT = Carga muerta hidrostática.

FF = Carga por fricción y temperatura.

LL = Carga viva.

V_x = Viento en la estructura en la dirección x.

V_{xt} = Viento sobre la tubería en la dirección x.

V_z = Viento en la estructura en la dirección z.

V_{zt} = Viento sobre la tubería en la dirección z.

X = Sismo en la dirección x.

Z = Sismo en la dirección z.

E_x = Sismo reducido en la dirección x.

E_z = Sismo reducido en la dirección z.

1.6.3 Carga Viva

El valor de la carga viva se encuentra es proporcionado por la Guidelines for seismic evaluation and design of petrochemical facilities. El cual se observa en la figura 36

FIGURA 36 (VALOR DE CARGA VIVA)

Occupancy or Use	Uniform psf (kN/m ²)	Conc. lb (kN)
Fabric construction supported by a skeleton structure	5 (0.24) nonreducible	300 (1.33) applied to

Fuente: Guidelines for seismic evaluation and design of petrochemical facilities
American Society of Civil Engineers

El cual fue cargado sobre la estructura multiplicando el valor de 0.24 KN/m² por el área superior de la estructura.

2. CRITERIOS DE DISEÑO.

Para el diseño de todas las estructuras se utilizó el método LRFD (Load and Resistance Factor Design).

2.1.1 Tensión

Para los elementos sometidos a tensión se tienen dos estados límites.

Estado límite de fluencia

$$P_n = F_y(A_g)\phi$$

En donde:

$$\phi = 0.90.$$

F_y = Esfuerzo a la fluencia del acero.

A_g = Área bruta de la sección del miembro.

Estado límite de rotura

$$P_n = F_u(A_e)\phi$$

En donde:

$$\phi = 0.75.$$

F_u = Esfuerzo a la rotura del acero.

A_e = Área neta efectiva de la sección del miembro.

Para realizar el cálculo de la área neta efectiva de la sección del miembro (A_e):

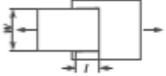
$$A_e = A_n(U)$$

En donde:

A_n = Área neta de la sección del miembro.

U = Factor de rezago de cortante

FIGURA 37 (FACTORES DE REZAGO)

Caso	Descripción del elemento	Factor por rezago de cortante U	Ejemplos
1	Todos los miembros a tensión donde la carga se transmita directamente a cada uno de los elementos de la sección transversal mediante pernos o soldaduras (excepto para los casos 4, 5 y 6)	U = 1.0	
2	Todos los miembros a tensión, excepto platinas y PTE, donde la carga de tensión se transmita a algunos pero no a todos los elementos de la sección transversal mediante pernos o soldaduras longitudinales, o por una combinación de soldaduras longitudinales y transversales (para perfiles W, M, S, HP y perfiles laminados similares se puede aplicar alternativamente el caso 7. Para ángulos se puede aplicar el caso 8).	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{\ell}$	
3	Todos los miembros a tensión donde la fuerza se transmita mediante soldaduras transversales únicamente a algunos pero no a todos los elementos de la sección transversal	U = 1.0 y A _n = área de los elementos conectados directamente	
4	Platinas donde la fuerza de tensión se transmita mediante soldaduras longitudinales únicamente.	$\ell \geq w$ U = 1.0 $2w > \ell \geq 1.5w$ U = 0.87 $1.5w > \ell \geq w$ U = 0.75	

Fuente: Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10

Siendo $U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \leq 0.90$

En donde:

\bar{x} = Centroide del miembro.

L = Longitud de la soldadura.

Se utilizó acero A572 G50 para el cual se usa $F_y = 350\text{Mpa}$ y $F_u = 460\text{Mpa}$.

Cabe aclarar que para todas las estructuras contenidas en este trabajo la conexiones se diseñaron con soldadura por lo tanto el $A_n = A_g$

Para este caso todos los elementos de las estructuras se encuentran articulados tanto en el inicio como en el final del miembro por lo que el valor de $k=1$ según la figura 38, además todos los elementos sometidos a tensión deben cumplir el límite de esbeltez dado por la siguiente ecuación.

$$\frac{KL}{r} \leq 300$$

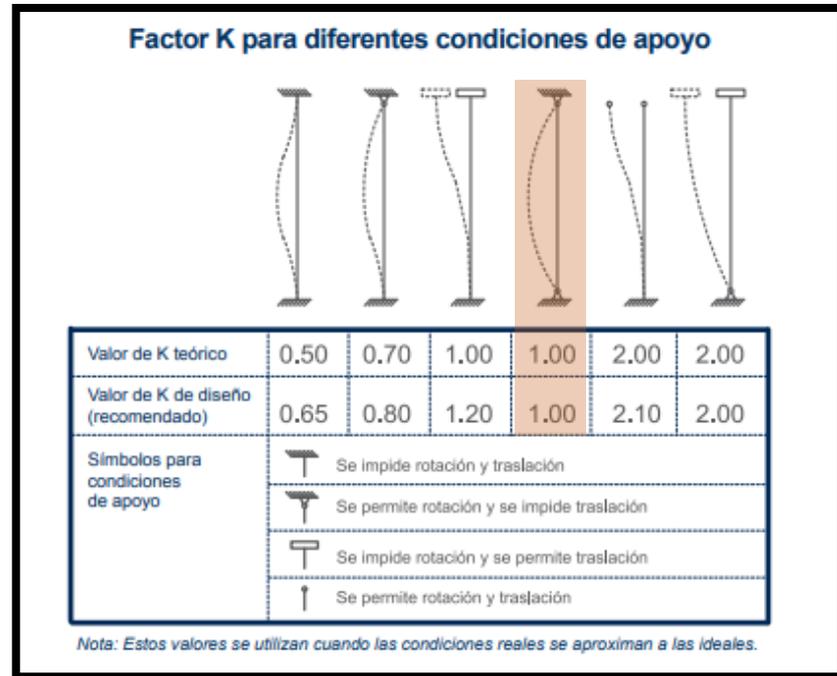
En donde:

K = Constante de longitud efectiva según sus apoyos.

L = Longitud del miembro.

r = Radio de giro del perfil.

FIGURA 38 (VALOR DE K SEGÚN SUS CONDICIONES DE APOYO)



Fuente: Gerdau Corsa, Ayudas de diseño para elementos en compresión. [En línea]. [27 feb 2018]. Disponible en internet <URL:https://www.gerdau.com/gerdaucorsa/es/productsservices/products/Document%20Gallery/ayudas-de-dise%C3%B1o.pdf >

2.1.2 Compresión

A continuación, se presentan las verificaciones realizadas para los elementos sometidos a tensión.

Relación ancho espesor: para este caso se utilizó un perfil en ángulo de aletas iguales en donde se tiene:

$$\frac{b}{t} \leq 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Calculo F_{cr} si:

$$\frac{kl}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Entonces

$$F_{cr} = [0.658^{\frac{F_y}{F_e}}](F_y)$$

b)

$$\frac{kl}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Entonces

$$F_{cr} = [0.877](F_e)$$

En donde

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

Resistencia nominal

$$\phi P_n = \phi A_g (F_{cr})$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

Relación capacidad-demanda

$$\frac{Cap}{Dem} = \frac{\phi P_n}{P_u} \approx 1$$

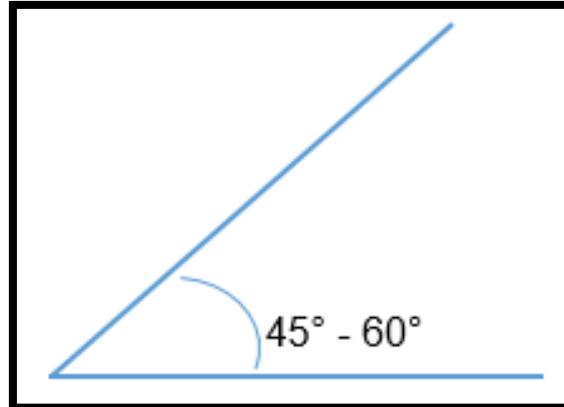
2.1.3 Deflexiones

La deflexión límite fue otro criterio importante al momento de diseñar ya que esta depende del tipo de estructura el uso que se le va a dar, para este caso se usó la norma ASCE en el apéndice C de serviceability considerations, en el numeral CC.1.1 (vertical deflections) en donde establece una deflexión máxima de $\left(\frac{L}{360}\right)$ para estructuras sometidas cargas vivas nominales y totales.

2.1.4 Angulo de los miembros diagonales

El Angulo entre los miembros diagonales de acuerdo a la investigación realizada previamente, y según la experiencia de los ingenieros un ángulo entre 45° y 60° garantizara una estructura más económica, es por esto que todas las armaduras se encuentran en este rango.

FIGURA 39 (ÁNGULO ENTRE MIEMBROS DE LA ARMADURA)



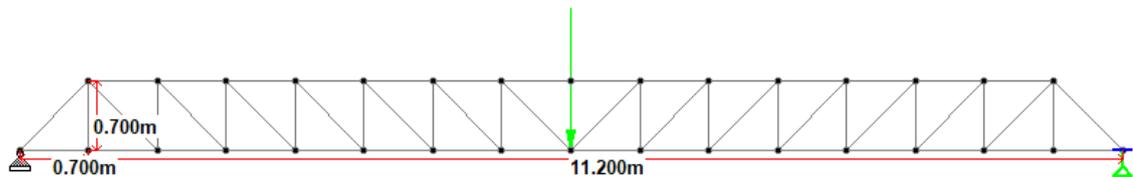
Fuente: Autores.

2.2 Comprobación del modelo

Se debe mencionar que este análisis no es un resultado propio de la guía, puesto que el único fin de realizar la comprobación fue tener la certeza que el modelo planteado en el software funcionará como una armadura en celosía.

Por lo anterior se realizó un análisis de forma manual y con ayuda del software en una de las armaduras escogida de manera aleatoria.

Armadura a analizar:



Armadura tipo Pratt

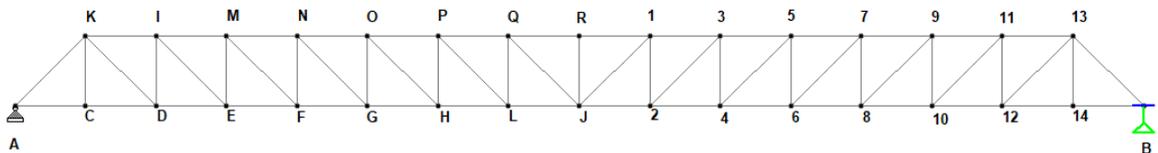
Luces de 0.7m

Numero de luces, 16

Fuerza en el centro de la armadura $p = 100\text{kN/m}$

2.2.1 Análisis manual

Para este caso se realizó el análisis de la armadura con el método de los nudos para hallar las fuerzas en cada uno de los miembros y del trabajo virtual para halla el desplazamiento en el centro de la armadura.



2.2.1.1 Método de los nudos

$$\Sigma M_a = 0$$

$$5.6(p) - 11.2(By) = 0$$

$$By = \frac{5.6(p)}{11.2}$$

$$By = 0.5p$$

$$\Sigma Fy = 0$$

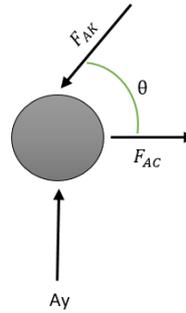
$$-p + Ay + By = 0$$

$$Ay = By + p$$

$$Ay = -0.5 + p$$

Siendo p cualquier valor de fuerza a evaluar

Nudo A



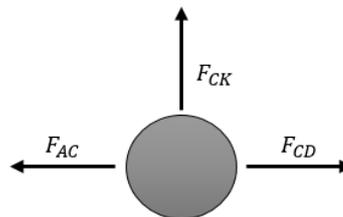
$$-F_{AK} \text{SEN}(45^\circ) + A_y = 0$$

$$F_{AK} = \frac{A_y}{\text{SEN}(45^\circ)}$$

$$-F_{AK} \text{Cos}(45^\circ) + F_{ac} = 0$$

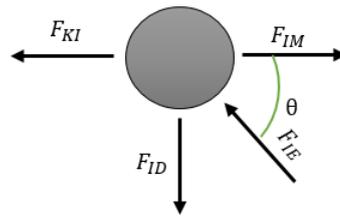
$$F_{AC} = F_{AK} \text{Cos}(45^\circ)$$

Nudo C



$$F_{CD} = F_{AC}$$

Nudo I



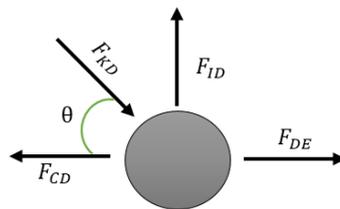
$$-F_{KI} + F_{IE} \text{Sen}(45^\circ) = 0$$

$$F_{IE} = \frac{F_{ID}}{\text{Sen}(45^\circ)}$$

$$-F_{KI} + F_{IM} - F_{IE} \text{Cos}(45^\circ) = 0$$

$$F_{IM} = F_{IE} \text{Cos}(45^\circ) + F_{KI}$$

Nudo D



$$F_{KD} \text{Cos}(45^\circ) - F_{CD} + F_{DE} = 0$$

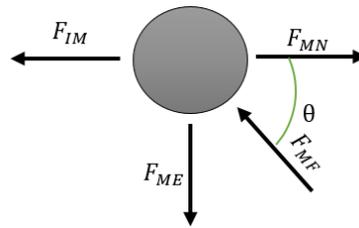
$$F_{DE} = -F_{KD} \text{Cos}(45^\circ) + F_{CD} = 0$$

$$F_{KD} = \frac{F_{CD} - F_{DE}}{\text{Cos}(45^\circ)}$$

$$F_{ID} - F_{KD} \text{Sen}(45^\circ) = 0$$

$$F_{ID} = F_{KD} \text{Sen}(45^\circ)$$

Nudo M



$$F_{ME} = 0$$

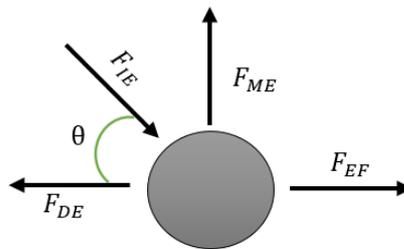
$$F_{MF} \text{Sen}(45^\circ) - F_{ME} = 0$$

$$F_{MF} = \frac{F_{ME}}{\text{Sen}(45^\circ)}$$

$$F_{MN} - F_{IM} - F_{MF} \text{Cos}(45^\circ) = 0$$

$$F_{MN} = F_{IM} + F_{MF} \text{Cos}(45^\circ)$$

Nudo E



$$-F_{IE} \text{Sen}(45^\circ) + F_{ME} = 0$$

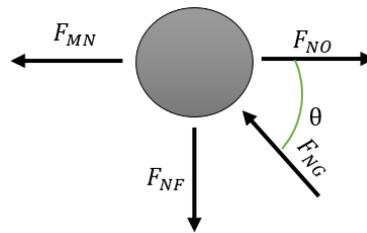
$$F_{IE} = \frac{F_{ME}}{\text{Sen}(45^\circ)}$$

$$F_{EF} - F_{DE} + F_{IE} \text{Cos}(45^\circ) = 0$$

$$F_{EF} = F_{DE} - F_{IE} \text{Cos}(45^\circ)$$

$$F_{ME} = F_{IE} \text{Sen}(45^\circ)$$

Nudo N



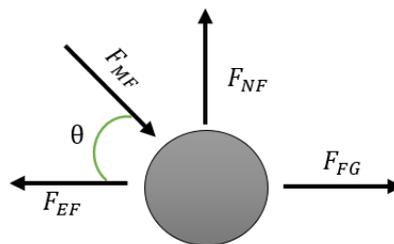
$$-F_{NF} + F_{NG} \text{Sen}(45^\circ) = 0$$

$$F_{IE} = \frac{F_{NF}}{\text{Sen}(45^\circ)}$$

$$F_{NO} - F_{MN} - F_{NG} \text{Cos}(45^\circ) = 0$$

$$F_{NO} = F_{MN} - F_{NG} \text{Cos}(45^\circ)$$

Nudo F



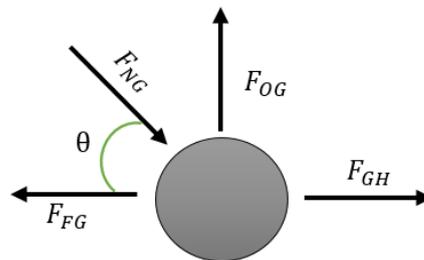
$$F_{NF} - F_{MF} \text{Sen}(45^\circ) = 0$$

$$F_{NF} = F_{MF} \text{Sen}(45^\circ)$$

$$F_{MF} \text{Cos}(45^\circ) - F_{EF} + F_{FG} = 0$$

$$F_{FG} = -F_{MF} \text{Cos}(45^\circ) + F_{EF}$$

Nudo G



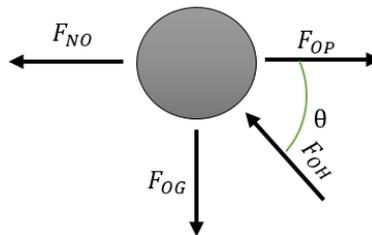
$$-F_{NG}\text{Sen}(45^\circ) + F_{OG} = 0$$

$$F_{OG} = F_{NG}\text{Sen}(45^\circ)$$

$$F_{NG}\text{Cos}(45^\circ) - F_{FG} + F_{GH} = 0$$

$$F_{GH} = -F_{NG}\text{Cos}(45^\circ) + F_{FG}$$

Nudo O



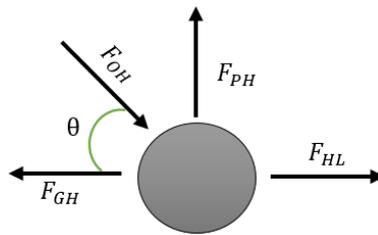
$$F_{OH}\text{Sen}(45^\circ) - F_{OG} = 0$$

$$F_{OH} = \frac{F_{OG}}{\text{Sen}(45^\circ)}$$

$$F_{OP} - F_{NO} - F_{OH}\text{Cos}(45^\circ) = 0$$

$$F_{OP} = F_{NO} + F_{OH}\text{Cos}(45^\circ)$$

Nudo H



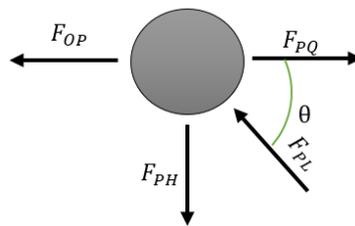
$$-F_{OH} \text{Sen}(45^\circ) + F_{PH} = 0$$

$$F_{PH} = F_{OH} \text{Sen}(45^\circ)$$

$$F_{OH} \text{Cos}(45^\circ) - F_{GH} + F_{HL} = 0$$

$$F_{HL} = -F_{OH} \text{Cos}(45^\circ) + F_{GH}$$

Nudo P



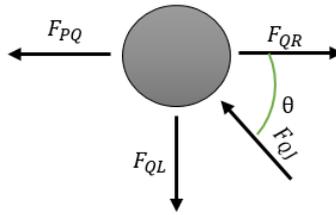
$$F_{PL} \text{Sen}(45^\circ) - F_{PH} = 0$$

$$F_{PL} = \frac{F_{PH}}{\text{Sen}(45^\circ)}$$

$$F_{PQ} - F_{OP} - F_{PL} \text{Cos}(45^\circ) = 0$$

$$F_{PQ} = F_{OP} + F_{PL} \text{Cos}(45^\circ)$$

Nudo Q



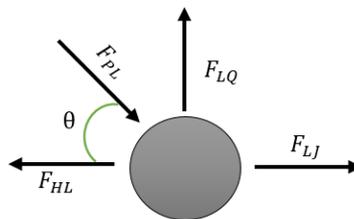
$$-F_{PQ} - F_{QJ} \cos(45^\circ) + F_{QR} = 0$$

$$F_{QR} = F_{PQ} + F_{QJ} \cos(45^\circ)$$

$$F_{QJ} \cos(45^\circ) - F_{QL} = 0$$

$$F_{QJ} = \frac{F_{QL}}{\text{Sen}(45^\circ)}$$

Nudo L



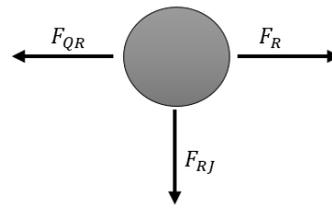
$$F_{PL} \text{Sen}(45^\circ) + F_{LQ} = 0$$

$$F_{LQ} = F_{PL} \text{Sen}(45^\circ)$$

$$F_{PL} \cos(45^\circ) - F_{HL} + F_{LJ} = 0$$

$$F_{LJ} = -F_{PL} \cos(45^\circ) + F_{HL}$$

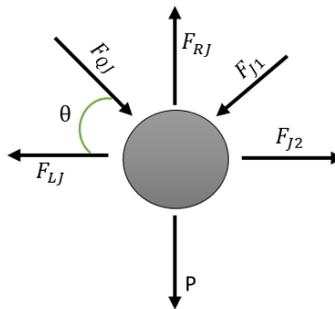
Nudo R



$$F_{RJ} = 0$$

$$F_{QR} = F_R$$

Nudo J



$$-F_{QJ}\text{Sen}(45^\circ) - F_{QJ}\text{Sen}(45^\circ) - P + F_{RJ} = 0$$

$$F_{QJ} = \frac{-P - F_{RJ}}{2 * \text{Sen}(45^\circ)}$$

$$F_{RJ} = P + F_{QJ}\text{Sen}(45^\circ) + F_{QJ}\text{Sen}(45^\circ)$$

$$F_{RJ} = 0$$

2.2.1.2 Resultados método de los nudos.

Es válido aclarar que para el estado de cada miembro se tuvo en cuenta el signo inicialmente asumido el cual se observa en los gráficos anteriormente mostrados, al reemplazar la fuerza en las ecuaciones el resultado de ser negativo indicara que el miembro está trabajando de forma contraria a la originalmente asumida.

Estos resultados se dan reemplazando la carga p en las ecuaciones dadas anteriormente, para este caso será de 100 kN/m .

TABLA 1 (REACCIONES)

Reacciones		
$\Sigma MA = 0$		
A_y	50	kN
B_y	50	kN

TABLA 2 (NUDO K,A)

Nudo A			
$F_{AK} \text{ [kN/m]}$	70,71	$F_{13-B} \text{ [kN/m]}$	70,71
$F_{AC} \text{ [kN/m]}$	50,00	$F_{14-B} \text{ [kN/m]}$	50,00

Nudo K			
$F_{KD} \text{ [kN/m]}$	-70,71	$F_{13-12} \text{ [kN/m]}$	-70,71
$F_{KI} \text{ [kN/m]}$	-100,00	$F_{11-13} \text{ [kN/m]}$	-100,00

TABLA 3 (NUDO C,D)

Nudo C			
$F_{CK} [kN/m]$	0,00	$F_{13-14} [kN/m]$	0,00
$F_{CD} [kN/m]$	50,00	$F_{12-14} [kN/m]$	50,00

Nudo D			
$F_{DE} [kN/m]$	100,00	$F_{11-12} [kN/m]$	100,00
$F_{ID} [kN/m]$	-50,00	$F_{10-12} [kN/m]$	-50,00

TABLA 4 (NUDO I,E)

Nudo I			
$F_{IE} [kN/m]$	-70,71	$F_{11-10} [kN/m]$	-70,71
$F_{IM} [kN/m]$	-150,00	$F_{9-11} [kN/m]$	-150,00

Nudo E			
$F_{ME} [kN/m]$	-50	$F_{9-10} [kN/m]$	-50
$F_{EF} [kN/m]$	150	$F_{8-10} [kN/m]$	150

TABLA 5(NUDO M,G)

Nudo M			
$F_{MF} [kN/m]$	-70,71	$F_{9-8} [kN/m]$	-70,71
$F_{MN} [kN/m]$	-200	$F_{7-9} [kN/m]$	-200

Nudo G			
$F_{OG} [kN/m]$	-50	$F_{5-6} [kN/m]$	-50
$F_{GH} [kN/m]$	250	$F_{4-6} [kN/m]$	250

TABLA 6 (NUDO O,L)

Nudo O			
$F_{OH} [kN/m]$	-70.71	$F_{4-5} [kN/m]$	-70.71
$F_{OP} [kN/m]$	-300	$F_{3-5} [kN/m]$	-300

Nudo L			
$F_{LQ} [kN/m]$	-50	$F_{1-2} [kN/m]$	-50
$F_{LJ} [kN/m]$	350	$F_{2-J} [kN/m]$	350

TABLA 7(NUDO P,H)

Nudo P			
$F_{PL} [kN/m]$	-70,71	$F_{3-2} [kN/m]$	-70,71
$F_{PQ} [kN/m]$	-350	$F_{1-3} [kN/m]$	-350

Nudo H			
$F_{PH} [kN/m]$	-50	$F_{3-4} [kN/m]$	-50
$F_{HL} [kN/m]$	300	$F_{4-2} [kN/m]$	300

TABLA 8(NUDO G,N)

Nudo N			
$F_{NG} [kN/m]$	-70,71	$F_{7-6} [kN/m]$	-70,71
$F_{NO} [kN/m]$	-250	$F_{5-7} [kN/m]$	-250

Nudo F			
$F_{NF} [kN/m]$	-50	$F_{7-8} [kN/m]$	-50
$F_{FG} [kN/m]$	200	$F_{6-8} [kN/m]$	200

TABLA 9(NUDO Q,R)

Nudo Q				Nudo R			
$F_{QJ} [kN/m]$	-70,71	$F_{1-J} [kN/m]$	-70,71	$F_{RJ} [kN/m]$	0	$F_{RJ} [kN/m]$	0
$F_{QR} [kN/m]$	-400	$F_{1-R} [kN/m]$	-400				

TABLA 10 (NUDO J)

Nudo J	
$F_{QJ} [kN/m]$	-70,71

Fuente: Autores

2.2.1.3 Método del trabajo virtual

Una vez analizados los elementos por el método de los nudos es posible obtener la deformación en uno de los puntos para realizar la comprobación de la armadura, en donde el punto escogido está ubicado en el centro de la luz dado que allí será apoyada la tubería.

TABLA 11 (RESULTADOS MÉTODO TRABAJO VIRTUAL)

Elemento	$N_i(kN)$	$n_i(kN)$	$L_i (m)$	$E_i (kN/m^2)$	$A(m^2)$	$\Delta (m)$	Estado	Esfuerzo (N/mm^2)
F_{AK}	-70,71	-0,7071	0,990	200000000	0,0006	0,0004	Compresión	121,7793
F_{AC}	50,00	0,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0002	Tensión	86,1109

Elemento	$N_i(kN)$	$n_i(kN)$	$L_i (m)$	$E_i (kN/m^2)$	$A(m^2)$	$\Delta (m)$	Estado	Esfuerzo (N/mm^2)
F_{CK}	0,00	0,0000	0,700	200000000	0,0006	0,0000		0,0000
F_{CD}	50,00	0,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0002	Tensión	86,1109
F_{KD}	70,71	0,7071	0,990	200000000	0,0006	0,0004	Tensión	121,7793
F_{KI}	-100,00	-1,0000	0,700	200000000	0,0006	0,0006	Compresión	172,2219
F_{DE}	100,00	1,0000	0,700	200000000	0,0006	0,0006	Tensión	172,2219
F_{ID}	-50,00	-0,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0002	Compresión	86,1109
F_{IE}	70,71	0,7071	0,990	200000000	0,0006	0,0004	Tensión	121,7793
F_{IM}	-150,00	-1,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0014	Compresión	258,3328
F_{ME}	-50,00	-0,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0002	Compresión	86,1109
F_{EF}	150,00	1,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0014	Tensión	258,3328
F_{MF}	70,71	0,7071	0,990	200000000	0,0006	0,0004	Tensión	121,7793
F_{MN}	-200,00	-2,0000	0,700	200000000	0,0006	0,0024	Compresión	344,4438
F_{NF}	-50,00	-0,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0002	Compresión	86,1109
F_{FG}	200,00	2,0000	0,700	200000000	0,0006	0,0024	Tensión	344,4438

Elemento	$N_i(kN)$	$n_i(kN)$	$L_i (m)$	$E_i (kN/m^2)$	$A(m^2)$	$\Delta (m)$	Estado	Esfuerzo (N/mm^2)
F_{NG}	70,71	0,7071	0,990	200000000	0,0006	0,0004	Tensión	121,7793
F_{NO}	-250,00	-2,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0038	Compresión	430,5547
F_{OG}	-50,00	-0,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0002	Compresión	86,1109
F_{GH}	250,00	2,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0038	Tensión	430,5547
F_{OH}	70,71	0,7071	0,990	200000000	0,0006	0,0004	Tensión	121,7793
F_{OP}	-300,00	-3,0000	0,700	200000000	0,0006	0,0054	Compresión	516,6656
F_{PH}	-50,00	-0,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0002	Compresión	86,1109
F_{HL}	300,00	3,0000	0,700	200000000	0,0006	0,0054	Tensión	516,6656
F_{PL}	70,71	0,7071	0,990	200000000	0,0006	0,0004	Tensión	121,7793
F_{PQ}	-350,00	-3,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0074	Compresión	602,7766
F_{LQ}	-50,00	-0,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0002	Compresión	86,1109
F_{LJ}	350,00	3,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0074	Tensión	602,7766
F_{QJ}	70,71	0,7071	0,990	200000000	0,0006	0,0004	Tensión	121,7793
F_{QR}	-400,00	-4,0000	0,700	200000000	0,0006	0,0096	Compresión	688,8875

Elemento	$N_i(kN)$	$n_i(kN)$	$L_i (m)$	$E_i (kN/m^2)$	$A(m^2)$	$\Delta (m)$	Estado	Esfuerzo (N/mm^2)
F_{RJ}	0,00	0,0000	0,700	200000000	0,0006	0,0000		0,0000
F_{13-B}	-70,71	-0,7071	0,990	200000000	0,0006	0,0004	Compresión	121,7793
F_{14-B}	50,00	0,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0002	Tensión	86,1109
F_{13-14}	0,00	0,0000	0,700	200000000	0,0006	0,0000		0,0000
F_{12-14}	50,00	0,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0002	Tensión	86,1109
F_{13-12}	70,71	0,7071	0,990	200000000	0,0006	0,0004	Tensión	121,7793
F_{11-13}	-100,00	-1,0000	0,700	200000000	0,0006	0,0006	Compresión	172,2219
F_{10-12}	100,00	1,0000	0,700	200000000	0,0006	0,0006	Tensión	172,2219
F_{11-12}	-50,00	-0,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0002	Compresión	86,1109
F_{11-10}	70,71	0,7071	0,990	200000000	0,0006	0,0004	Tensión	121,7793
F_{9-11}	-150,00	-1,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0014	Compresión	258,3328
F_{9-10}	-50,00	-0,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0002	Compresión	86,1109
F_{8-10}	150,00	1,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0014	Tensión	258,3328
F_{9-8}	70,71	0,7071	0,990	200000000	0,0006	0,0004	Tensión	121,7793

Elemento	$N_i(kN)$	$n_i(kN)$	$L_i (m)$	$E_i (kN/m^2)$	$A(m^2)$	$\Delta (m)$	Estado	Esfuerzo (N/mm^2)
F_{7-9}	-200,00	-2,0000	0,700	200000000	0,0006	0,0024	Compresión	344,4438
F_{7-8}	-50,00	-0,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0002	Compresión	86,1109
F_{6-8}	200,00	2,0000	0,700	200000000	0,0006	0,0024	Tensión	344,4438
F_{7-6}	70,71	0,7071	0,990	200000000	0,0006	0,0004	Tensión	121,7793
F_{5-7}	-250,00	-2,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0038	Compresión	430,5547
F_{5-6}	-50,00	-0,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0002	Compresión	86,1109
F_{4-6}	250,00	2,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0038	Tensión	430,5547
F_{4-5}	70,71	0,7071	0,990	200000000	0,0006	0,0004	Tensión	121,7793
F_{3-5}	-300,00	-3,0000	0,700	200000000	0,0006	0,0054	Compresión	516,6656
F_{3-4}	-50,00	-0,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0002	Compresión	86,1109
F_{4-2}	300,00	3,0000	0,700	200000000	0,0006	0,0054	Tensión	516,6656
F_{3-2}	70,71	0,7071	0,990	200000000	0,0006	0,0004	Tensión	121,7793
F_{1-3}	-350,00	-3,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0074	Compresión	602,7766
F_{1-2}	-50,00	-0,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0002	Compresión	86,1109

Elemento	$N_i(kN)$	$n_i(kN)$	$L_i (m)$	$E_i (kN/m^2)$	$A(m^2)$	$\Delta (m)$	Estado	Esfuerzo (N/mm^2)
F_{2-J}	350,00	3,5000	0,700	200000000	0,0006	0,0074	Tensión	602,7766
F_{1-J}	70,71	0,7071	0,990	200000000	0,0006	0,0004	Tensión	121,7793
F_{1-R}	-400,00	-4,0000	0,700	200000000	0,0006	0,0096	Compresión	688,8875
						$\Sigma\Delta. (m)$	0,1123	

Fuente: Autores

$$\Sigma\Delta = 0.1123m \times \frac{100cm}{1m} = 11.23cm \times \frac{10mm}{1cm} = 112.30mm$$

Donde:

Ni= ecuación dada por el método de los nudos reemplazada por la carga “p” $100 \text{ kN}/m$.

ni= ecuación dada por el método de los nudos reemplazada por la carga “p” $1 \text{ kN}/m$ esto para realizar el método del trabajo virtual.

Li= longitud del elemento

Ei= módulo de elasticidad del acero 200000 Mpa .

A= área en metros cuadrados de la sección transversal de cada miembro.

Δ = desplazamiento externo causadas por cargas en la armadura.

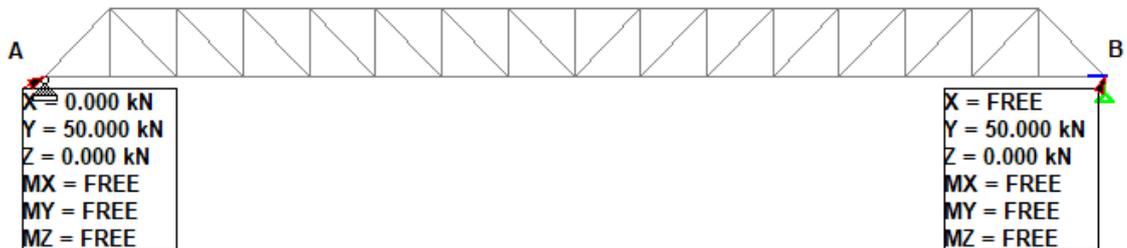
$$\Delta = \frac{n_i(N_i)(L_i)}{A(E_i)}$$

Esfuerzo= Esfuerzo dado por las cargas en cada elemento.

$$\text{Esfuerzo} = \frac{(N_i)(A)}{1000} \left[\text{N}/\text{mm}^2 \right]$$

2.2.2 Modelación en STAAD.Pro

Reacciones



- Deformación

De acuerdo al modelamiento realizado en el software se tabulan los resultados de fuerzas a lo largo de cada elemento y la deformación en el centro de la luz que como se espera debe ser un resultado similar al obtenido manualmente

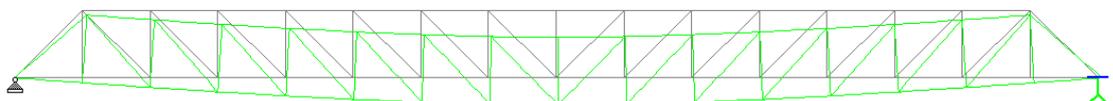


TABLA 12 (RESULTADOS MÉTODO DE LOS NUDOS)

Elemento	Ni	Esfuerzo
F_{AK}	70,711	121,645
F_{AC}	-50,000	-86,016
F_{CK}	0	0.000
F_{CD}	-50,000	-86,016
F_{KD}	-70,711	-121,645
F_{KI}	100,000	172,031
F_{DE}	-100,000	-172,031
F_{ID}	50,000	86,016
F_{IE}	-70,711	-121,645
F_{IM}	150,000	258,047
F_{ME}	50,000	86,016
F_{EF}	-150,000	-258,047

Elemento	Ni	Esfuerzo
F_{MF}	-70,711	-121,645
F_{MN}	200,000	344,063
F_{NF}	50,000	86,016
F_{FG}	-200,000	-344,063
F_{NG}	-70,711	-121,645
F_{NO}	250,000	430,079
F_{OG}	50,000	86,016
F_{GH}	-250,000	-430,079
F_{OH}	-70,711	-121,645
F_{OP}	300,000	516,094
F_{PH}	50,000	86,016
F_{HL}	-300,000	-516,094

Elemento	Ni	Esfuerzo
F_{PL}	-70,711	-121,645
F_{PQ}	350,000	602,110
F_{LQ}	50,000	86,016
F_{LJ}	-350,000	-602,110
F_{QJ}	-70,711	-121,645
F_{QR}	400,000	688,126
F_{RJ}	100,000	172,031
F_{13-B}	70,711	121,645
F_{14-B}	-50,000	-86,016
F_{13-14}	0.000	0.000
F_{12-14}	-50,000	-86,016
F_{13-12}	-70,711	-121,645

Elemento	Ni	Esfuerzo
F_{11-13}	100,000	172,031
F_{10-12}	-100,000	-172,031
F_{11-12}	50,000	86,016
F_{11-10}	-70,711	-121,645
F_{9-11}	150,000	258,047
F_{9-10}	50,000	86,016
F_{8-10}	-150,000	-258,047
F_{9-8}	-70,711	-121,645
F_{7-9}	200,000	344,063
F_{7-8}	50,000	86,016
F_{6-8}	-200,000	-344,063
F_{7-6}	-70,711	-121,645

Elemento	Ni	Esfuerzo
F_{5-7}	250,000	430,079
F_{5-6}	50,000	86,016
F_{4-6}	-250,000	-430,079
F_{4-5}	-70,711	-121,645
F_{3-5}	300,000	516,094
F_{3-4}	50,000	86,016
F_{4-2}	-300,000	-516,094
F_{3-2}	-70,711	-121,645
F_{1-3}	350,000	602,110
F_{1-2}	50,000	86,016
F_{2-J}	-350,000	-602,110
F_{1-J}	-70,711	-121,645
F_{1-R}	400,000	688,126

Desplazamiento

comprobacion - Node Displacements:			
All / Summary /			
Node	L/C	Horizontal	Vertical
		X mm	Y mm
153	1 LOAD CAS	8.731	-112.181

Error porcentual

0.11%

2.2.2.1 Estado de cada miembro

Según el análisis realizado por el software STAAD.Pro, se muestran los resultados en la tabla 13.

TABLA 13 (RESULTADOS ESTADO DE CADA MIEMBRO)

Elemento	Estado
F_{AK}	Compresión
F_{AC}	Tensión
F_{CD}	
F_{CK}	Tensión
F_{KD}	Tensión
F_{KI}	Compresión
F_{9-10}	Compresión
F_{8-10}	Tensión
F_{9-8}	Tensión
F_{7-9}	Compresión
F_{7-8}	Compresión
F_{6-8}	Tensión
F_{7-6}	Tensión
F_{DE}	Tensión

Elemento	Estado
F_{ID}	Compresión
F_{IE}	Tensión
F_{IM}	Compresión
F_{ME}	Compresión
F_{EF}	Tensión
F_{MF}	Tensión
F_{5-7}	Compresión
F_{5-6}	Compresión
F_{4-6}	Tensión
F_{4-5}	Tensión
F_{3-5}	Compresión
F_{3-4}	Compresión
F_{4-2}	Tensión
F_{MN}	Compresión

Elemento	Estado
F_{NF}	Compresión
F_{FG}	Tensión
F_{NG}	Tensión
F_{NO}	Compresión
F_{OG}	Compresión
F_{GH}	Tensión
F_{3-2}	Tensión
F_{1-3}	Compresión
F_{1-2}	Compresión
F_{2-J}	Tensión
F_{1-J}	Tensión
F_{1-R}	Compresión
F_{OH}	Tensión
F_{OP}	Compresión

Elemento	Estado
F_{PH}	Compresión
F_{HL}	Tensión
F_{PL}	Tensión
F_{PQ}	Compresión
F_{LQ}	Compresión
F_{LJ}	Compresión
F_{QJ}	Tensión
F_{QR}	Compresión
F_{RJ}	Compresión
F_{13-B}	Compresión
F_{14-B}	Tensión
F_{13-14}	
F_{12-14}	Tensión
F_{13-12}	Tensión

Elemento	Estado
F_{11-13}	Compresión
F_{10-12}	Tensión
F_{11-12}	Compresión
F_{11-10}	Tensión
F_{9-11}	Compresión

Para los elementos que no están en tensión ni compresión su valor de fuerza es cero, lo que quiere decir que ninguna fuerza está actuando sobre el elemento.

3. CONCLUSIONES

Una vez realizado el modelo de comprobación tal como se mencionó en la metodología, fue posible identificar un error porcentual de 0.11% en los valores de desplazamiento, lo cual deja claro que el modelo funciona como una armadura, y si bien el método del trabajo virtual funciona a la perfección en el cálculo de las deflexiones es muy demorado, de modo que el uso del programa agilizo el análisis de cada armadura y de esta manera se pudo consolidar un modelo para el posterior análisis.

Por consiguiente, fue posible la evaluación de cada una de longitudes propuestas y los diámetros bajo los estados de carga anteriormente nombrados para cada tipo de armadura (Pratt, Howe, Warren), de tal manera que fue posible determinar la estructura más adecuada según sus deflexiones, fuerzas axiales, pandeo local, pandeo global y su relación capacidad demanda, de donde resulto posible consolidar una memoria de cálculo.

A largo del análisis fue posible observar cómo mientras la longitud se hacía mayor, el perfil debía ser aumentado para cumplir la condición de deflexión máxima y la relación capacidad demanda, esto quiere decir que la fuerza máxima soportada por cada elemento fuese mayor a la solicitada, pero al aumentar el perfil su peso aumentaba proporcionalmente, sin embargo si se utilizaba el perfil inicial con una altura un poco mayor y dentro de los criterios de diseño, se podía observar que esta disminuía su deformación sin necesidad de aumentar su peso considerablemente y por ende su costo. Por lo anterior una de las opciones antes de aumentar el perfil fue aumentar la altura.

El obtener una guía de diseño para cruces elevados de poliductos no solo optimiza el diseño, sino que también contribuye a la seguridad y calidad en las nuevas estructuras del país. Por otra parte, personas que hacen parte del conflicto armado suelen atacar este tipo de estructuras generando daños ambientales y numerosas pérdidas a las empresas a cargo y por ende al país, dado que gran parte de la economía de Colombia está sustentada por el transporte de sustancias a través de estas líneas de tubería, sea hace necesario mitigar estos daños con una forma más rápida de diseño. Por lo tanto, se concluye que existe una forma de optimizar los tiempos en el diseño cruces elevados para poliductos sin disminuir la calidad, y es esta guía.

Finalmente, realizados todos los análisis se evidenció que la estructura la cual presento un mejor comportamiento en la mayoría de los casos fue la Warren.

4. RECOMENDACIONES

Para hacer uso de la guía se recomienda tener claro cuáles fueron los parámetros de diseño, con el fin tener claro el alcance de la misma.

Es de gran importancia que el lector o quien desee utilizar conozca que la tubería analizada es Schedule STD, esto porque la presión máxima soportada por la tubería es determinada según su espesor. Y no se debe utilizar esta guía con otra.

Adicional a lo anterior se aclara que dentro de los alcances de esta guía no se tuvo en cuenta el tipo de suelo donde puede ser apoyado ni su cimentación.

Se recomienda ser cuidadoso al momento de escoger la armadura y tomar el valor de las reacciones, pues esta se encuentra dentro de un rango fuerza máxima además debe observar que esta solo se da en el apoyo indicado en la guía y está dado en valor absoluto.

Se recomienda no hacer uso de maquinaria pesa sobre estas estructuras dado que no fue considerada dentro del análisis y diseño, sin embargo, se tuvo en cuenta un valor posible de carga viva de 0.24 kN/m

BIBLIOGRAFÍA

American Society of Civil Engineers. *Guidelines for seismic evaluation and design of petrochemical facilities*: Related industry codes, standards and specifications. 2. Reston, Virginia: ASCE, 2010. 374p.

American Society of Civil Engineers. *Wind loads for petrochemical and other industrial facilities*: Cross-Wind Forces. Reston, Virginia: ASCE, 2011. 177p.

ASCE. About. [En línea]: ASCE]. [citado 13 Julio 2017]. Disponible en internet <URL: <https://ascefiu.org/about/>>

A Beginner's Guide to the Steel Construction Manual bridges [En línea]. [29 nov 2017]. Disponible en internet: <URL: <http://www.bgstructuralengineering.com/BGSCM13/BGSCM006/BGSCM00603.htm>>

Bresler, Boris.Lin T. Scalzi, John. *Diseños de estructuras de acero*: Tipos de armaduras y miembros. México: Limusa. (1997). 821p.

Barker, Richard and Puckett, Jay. *Design of highway bridges: Metal arch bridges 2*. New Jersey. Jhon Wiley & Sons. (2007). 1024p

Beer, Ferdinand. Johnston, Russell. Mazurek, David. *Mecánica vectorial para ingenieros*: Análisis de estructuras. 10. México. Mc Graw Hill. (2013). 489p

Deflections - Method of Virtual Work, Deflection of a Truss [En línea]: [02 febrero 2018]. Disponible en internet: : <URL: <https://www.asee.org/documents/sections/midwest/2005/Jong.pdf>>

Design of beams in composite bridges [En línea]. [3 nov 2017]. Disponible en internet:
URL:https://www.steelconstruction.info/Design_of_beams_in_composite_bridges

Gerdau Corsa, Ayudas de diseño para elementos en compresión. [En línea]. [27 feb 2018]. Disponible en internet
URL:<https://www.gerdau.com/gerdaucorsa/es/products/services/products/Document%20Gallery/ayudas-de-dise%C3%B1o.pdf>

Hiliber, Russell. *Análisis estructural*: Análisis de armaduras estáticamente determinadas. 8. México. Pearson. (2012). 695p.

Ingenieros militares de Colombia constructores de paz. Ingenieros Militares se capacitan con el Ejército de China. [citado 8 de agosto 2017]
<URL:<https://ingenierosmilitaresdecolombia.wordpress.com/tag/puentes-militares/>>

Liu, Henry. *pipeline engineering*. New York, Washington DC: Lewis Publisher, 2005. p422.

Learning *Virtual Work Method in Statics in a Nutshell* [En línea]. Arkansas: Ing-Chang Jong [24 mayo 2018]. Disponible en internet: <URL: <https://www.asee.org/documents/sections/midwest/2005/Jong.pdf>>

Merritt, Frederick.Brockenbrough, Roger. *Manual de diseño de estructuras de acero: Puentes de armaduras*. 2. Mc Graw Hill. (1997). 1032p.

McCormac, Jack. *Análisis de estructuras métodos clásico y matricial: Introducción al estudio de las armaduras planas*. 4. México. Alfaomega. (2010). 588p

Meza, Julio: *Manual de diseño de puentes*. Lima, Perú. Edición digital, 2003. p287

Pytel, Andrew, Singer, Ferdinand. *Resistencia de materiales*. 4ed. Oxford: Alfaomega, 2012. 584.

Roy A. Parisher, Robert A. Rhea. *Pipe Drafting and Design: Standdar Piping Details*. 2. United states of America. Gulf Professional Publishing (2002). 324p

Serrano, Roberto *Arquitectura e ingeniería del hierro en las provincias de Burgos y palermo*. <riubu.ubu.es/bitstream/10259/203/2/Serrano_López.pdf> citado [22 octubre de 2017]

Sismic loads [En línea]. [citado 04 feb 2018]. Disponible en internet <URL: https://www.aij.or.jp/jpn/symposium/2006/loads/Chapter7_com.pdf>

Timoshenko, Stephen. *History of strength of materials, with a brief account of the history of theory of elasticity and theory of structures*. McGraw-Hill, N.Y. (1953). 441p

Villacero. *Tubería API*. México. [2 sep 2017] Disponible en internet: <URL: https://www.villacero.com/images/pdf/esp/tuberia_api.pdf>

ANEXOS

Anexo A

DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DE LA TUBERÍA PARA CONDUCCIÓN DEL PETRÓLEO Y GAS NATURAL,
API-5L-PSL-1 DISPONIBLE EN MEDIDAS 6.1 MTS., 7.62 MTS., Y 12.80 MTS.
CERTIFICADO IMP RE-PSIAFM-01-10, NORMA NRF-001-PEMEX

DIÁMETRO	CÉDULA	DIÁMETRO EXTERIOR NOMINAL		ESPESOR NOMINAL		PESO					EMPAQUE
		pulg	mm	pulg	mm	lb/pie	kg/m	kg x 6.40m	lb x 2'pie	kg x atado	tubos x atado
1/2	STD	0.840	21.34	0.109	2.77	0.85	1.27	8.11	17.872	1030.36	127
	XS	0.840	21.34	0.147	3.73	1.09	1.62	10.37	22.850	1317.33	127
3/4	STD	1.050	26.67	0.113	2.87	1.13	1.68	10.78	23.750	1369.19	127
	XS	1.050	26.67	0.154	3.91	1.47	2.20	14.05	30.950	1784.32	127
1	STD	1.315	33.40	0.133	3.38	1.68	2.50	16.01	35.262	1456.64	91
	XS	1.315	33.40	0.179	4.55	2.17	3.24	20.70	45.611	1884.14	91
1 1/4	STD	1.660	42.16	0.140	3.56	2.27	3.39	21.67	47.732	1971.76	91
	XS	1.660	42.16	0.191	4.85	3.00	4.46	28.57	62.935	1742.71	61
1 1/2	STD	1.900	48.26	0.145	3.68	2.72	4.05	25.91	57.080	2357.91	91
	XS	1.900	48.26	0.200	5.08	3.63	5.41	34.62	76.264	2111.78	61
2	STD	2.375	60.33	0.154	3.91	3.65	5.44	34.83	76.720	2124.42	61
		2.375	60.33	0.188	4.78	4.39	6.54	41.86	92.224	2553.74	61
	XS	2.375	60.33	0.218	5.54	5.02	7.48	47.88	105.474	1771.53	37
2 1/2	STD	2.875	73.03	0.156	3.96	4.53	6.75	43.19	95.142	1598.00	37
		2.875	73.03	0.188	4.78	5.40	8.04	51.44	113.309	1903.13	37
	STD	2.875	73.03	0.203	5.16	5.79	8.63	55.23	121.667	2043.50	37
		2.875	73.03	0.216	5.49	6.13	9.14	58.48	128.828	2163.79	37
3	STD	3.500	88.90	0.156	3.96	5.57	8.30	53.12	117.012	1009.22	19
		3.500	88.90	0.188	4.78	6.65	9.91	63.40	139.665	1204.60	19
	XS	3.500	88.90	0.216	5.49	7.58	11.29	72.23	159.109	1372.31	19
4	STD	4.500	114.30	0.156	3.96	7.24	10.78	69.00	152.003	1311.02	19
		4.500	114.30	0.188	4.78	8.66	12.90	82.54	181.834	1568.31	19
	STD	4.500	114.30	0.219	5.56	10.01	14.92	95.46	210.295	1813.78	19
		4.500	114.30	0.237	6.02	10.79	16.07	102.87	226.622	1954.60	19
6	STD	6.625	168.28	0.188	4.78	12.93	19.25	123.22	271.444	1232.20	10
		6.625	168.28	0.219	5.56	14.98	22.32	142.85	314.681	1428.47	10
	STD	6.625	168.28	0.250	6.35	17.02	25.36	162.28	357.486	1622.78	10
STD		6.625	168.28	0.280	7.11	18.98	28.27	180.90	398.500	1808.96	10

Nota: Tolerancias en diámetro exterior y espesor basadas en norma correspondiente.

Fuente: Villacero. Tubería API. México. [2 sep 2017] Disponible en internet: <URL: https://www.villacero.com/images/pdf/esp/tuberia_api.pdf>

Anexo B

Table 11-1
Line spacing chart.

PIPE SIZES		300 #								150 #											
		16	14	12	10	8	6	4	3	2	16	14	12	10	8	6	4	3	2		
150 #	2	15	14	13	11	10	9	8	7	6	150 #	2	14	13	12	11	9	8	7	6	6
	3	16	15	13	12	11	9	8	7	6		3	15	14	13	11	10	9	8	7	
	4	16	15	13	12	11	10	9	8	7		4	15	14	13	12	10	9	8		
	6	18	16	15	14	12	11	10	9	8		6	17	15	14	13	12	10			
	8	19	17	16	15	13	12	11	10	9		8	18	16	15	14	13				
	10	20	18	17	16	14	13	12	11	11		10	19	17	16	15					
	12	21	19	18	17	15	14	13	13	12		12	20	18	17						
	14	21	20	19	17	16	15	14	14	13		14	20	19							
16	22	21	20	19	18	17	15	15	14	16	21										
		300 #																			
		16	14	12	10	8	6	4	3	2											
300 #	2	15	14	13	11	10	9	8	7	6											
	3	16	15	13	12	11	9	8	7												
	4	16	15	14	12	11	10	9													
	6	18	16	15	14	12	11														
	8	19	17	16	15	13															
	10	20	18	17	16																
	12	21	19	18																	
	14	21	20																		
16	22																				

Fuente: Roy A. Parisher, Robert A. Rhea. Pipe Drafting and Design: *Standdar Piping Details*. 2. United states of America. Gulf Professional Publishing (2002). 324p