



**Pontificia Universidad Javeriana**

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

**Estudio de los niveles de esfuerzos, desplazamientos y efectos de esbeltez, con y sin arriostramientos de la estructura de la Torre de la Escollera en la Ciudad de Cartagena, Colombia.**

Memoria para optar al Título de:

Ingeniería Civil

Profesor Guía:

Federico Alejandro Núñez Moreno, IC, MSE.Ph.D

MARÍA CAMILA CARRASCAL JIMÉNEZ

GERALDINE CIFUENTES TARQUINO

2016

**Estudio de los niveles de esfuerzos, desplazamientos y efectos de esbeltez, con y sin arriostramientos de la estructura de la Torre de la Escollera en la Ciudad de Cartagena, Colombia.**

**María Camila Carrascal Jiménez**

**Geraldine Cifuentes Tarquino**

PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA

SEDE BOGOTÁ

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Bogotá, Mayo de 2016

## RESUMEN

La Torre de la Escollera sería el edificio más alto de Colombia con 200.3 metros de altura, ubicado en Bocagrande, Cartagena. Sin embargo, el día 13 de mayo de 2007, cuando la Torre alcanzó la altura de 152.3 metros, se presentó un fuerte viento en la Ciudad de Cartagena, el cual afectó la estructura metálica de la Torre de la Escollera, llevándola a presentar una inclinación de 1 metro con su mayor curvatura en el piso 28, imposibilitando la continuación de la construcción. Se consideró el desmonte de la torre debido a la intervención de las autoridades con la asesoría y el seguimiento realizado por la Sociedad de Ingenieros y Arquitectos del departamento de Bolívar.

El presente trabajo tiene como objetivo estudiar los niveles de esfuerzos, desplazamientos y efectos de esbeltez de la estructura de la Torre de la Escollera en la Ciudad de Cartagena. El análisis y diseño del modelo de la torre de la escollera se realizaron con el programa SAP2000 en su versión 18.0.1 con el fin de modelar la estructura tal y como se presentó al momento de la falla.

El modelo estructural se analizó con las cargas muertas, vivas y de sismo de las memorias de cálculo del diseñador estructural. Para el cálculo de la carga de viento según las exigencias del entorno y la complejidad de la estructura, se realizó un análisis completo, tomando como referencia la Norma NSR-98, donde la velocidad de viento de diseño fue de 157.3 km/h, y se tuvo en cuenta el coeficiente de topografía, rugosidad del terreno, el grado de seguridad, la vida útil de la estructura y la altura sobre el nivel del mar.

Se realizó un análisis comparativo de la estructura como se encontraba cuando falló (solo vigas y columnas principales) y de la estructura completa (con vigas y columnas principales y los arrostros diseñados previamente). También se estudió su comportamiento teórico ante la carga de viento de diseño para la región de Cartagena estipulada en el ASCE-7, norma

que estaba en plena vigencia durante el diseño y construcción del edificio, y la carga de viento registrada por el IDEAM (Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales) para el 13 de mayo de 2007.

El sistema estructural de diseño es aporticado arriostrado excéntricamente y concéntricamente, las columnas son de sección compuesta con núcleo en concreto recubierto con acero estructural tipo HSS, y las vigas son metálicas al igual que las diagonales.

Los resultados de SAP2000 que se anexan a este trabajo, nos permitieron describir y detallar las posibles causas de la falla durante la construcción. Adicionalmente, los resultados del modelo se contrastan con fotografías de la estructura y su geometría de falla.

Según los resultados obtenidos las causas que llevaron a la estructura a fallar, fue, el mal tratamiento a los elementos estructurales metálicos, contra la corrosión, la ausencia de información sobre el detallado de conexiones de las diagonales, el inapropiado análisis para el cálculo de la fuerza de viento y la falta de rigidez de la estructura en el eje (y) durante el proceso constructivo.

## SUMMARY

The Escollera Tower could have been the tallest building of Colombia with 200.3 meters high, located in Bocagrande, Cartagena, Colombia. However, on May 13, 2007, when the tower reached the height of 152.3 m, a strong wind struck the city of Cartagena, which affected the metal structure of the building, making it to have a sway of 1 meter with its greatest curvature on the 28th floor, stopping the construction. The disassembling of the tower took place by the intervention of the authorities with advice and monitoring by the society of engineers and architects of Bolivar department.

This research aims to study, the stress levels, displacements and the effects of slenderness of the structure of the Escollera Tower in the city of Cartagena. The analysis and model of design of the tower were performed using SAP2000 program in its version 18.0.1 in order to model the structure as presented at the time of collapse.

The structural model was analyzed with the respective loads, dead, live, wind, and earthquake. To calculate wind load, the complete analysis , with reference to the NSR-98 standard, is available where the velocity of the wind was 157.3 km / h , the topography coefficient was accounted, ground roughness, degree of security, and the structural remaining life as well as the height above sea levels.

The comparative analysis of the structure when failed (only main beams and columns) and the entire structure (with main beams and columns and bracing previously designed) as it was is available. Also it was studied the theoretical behavior of the design wind load for the region of Cartagena stipulated in the regulations and the wind load reported by the IDEAM ( Institute of Hydrology, Meteorology and Environmental Studies ) on May 13, 2007 .

The SAP2000 results available at the annex to this work, allow us to describe and detail the probable causes of failure during construction. Additionally, the model results are compared with pictures of the structure and geometry of failure.

Many factors led to the structure to fail, within those, bad treatment of steel elements, corrosion, the absence of information on the detailed connections of the diagonals, inappropriate analysis when calculating the wind force and lack of stiffness of the structure in the axis (and) during the construction process.

## *Agradecimientos*

*A nuestro profesor y guía, el Ing. Federico Alejandro Núñez, por su constante apoyo y disposición.*

*Al Ing. Luis Garza Vásquez por permitir el acceso a la información requerida para el desarrollo del trabajo de grado.*

*Al Ing. Greisman Cifuentes Silva por impulsarnos a la realización de este proyecto con su aporte invaluable.*

*Al Arq. Uldarico Carrascal Quin por compartir su interés, conocimiento y apoyo que fueron vitales para este trabajo.*

*A nuestros padres por sus conocimientos, sus orientaciones, su persistencia, paciencia y motivación que han sido fundamentales para nuestra formación.*

## Tabla de contenido

• CAPÍTULO I.....	2
• INTRODUCCIÓN .....	2
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y JUSTIFICACIÓN .....	2
1.2 OBJETIVO GENERAL .....	3
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
1.4 PALABRAS CLAVE.....	4
• CAPITULO II .....	6
• MARCO TEÓRICO.....	6
2.1 EFECTOS DE ESBELTEZ.....	6
2.2 ANÁLISIS ETÁTICO NO LINEAL ("PUSHOVER").....	8
2.3 CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN (NSR-98) .....	9
2.4 RIGIDEZ .....	10
2.5 SECCIÓN COMPUESTA.....	12
2.6 TIPOS DE COLAPSOS ESTRUCTURALES.....	13
2.7 ACERO ESTRUCTURAL.....	14
2.8 ACCIÓN DEL VIENTO EN EDIFICIOS.....	19
2.9 DISEÑO SISMO RESISTENTE.....	21
2.10 ARRIOSTRAMIENTO LATERAL EN EDIFICIOS.....	22
• CAPITULO III .....	24

• METODOLOGÍA .....	24
3.1 METODOLOGIA.....	24
• CAPITULO IV .....	28
• ANTECEDENTES GENERALES DE LA EDIFICACIÓN .....	28
4.1 ANTECEDENTES DE LA EDIFICACION EN ALTURA .....	28
4.2 ANTECEDENTES DE LA EDIFICACION .....	30
4.3 ARTÍCULOS ESTUDIADOS PARA EL ANTEPROYECTO. ....	31
• CAPITULO V .....	34
• CONSIDERACIONES GENERALES Y BASES DE CÁLCULO.....	34
5.1 BASES DE CÁLCULO ORIGINALES.....	34
5.1.1. Características de la edificación del proyecto.....	34
5.1.2 Materiales empleados.....	35
5.1.3. Calidades y propiedades del acero .....	35
5.1.4 Solicitaciones .....	35
5.1.5 Combinaciones de carga .....	36
5.1.6 Descripción sistemas utilizados .....	37
5.2 BASES DE CÁLCULO PARA ESTA INVESTIGACIÓN.....	38
5.2.1 Descripción del proyecto .....	38
5.2.2 Materiales empleados.....	39
5.2.3 Solicitaciones .....	39
5.2.4 Combinaciones de carga .....	39
5.2.5 Metodología de análisis .....	42

5.2.6 Descripción del sistema sismo resistente .....	42
5.2.7 Arriostramientos .....	43
5.2.8 Normas y Códigos utilizados para el desarrollo de la investigación. ....	43
• CAPITULO VI.....	46
• ANÁLISIS Y ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS EDIFICIOS .....	46
6.1 RIGIDECES AL DESPLAZAMIENTO .....	46
6.1.2 Estudio de columnas sin definir una sección compuesta .....	46
6.1.3 Contraste de las propiedades de las columnas circulares en acero y columnas de perfil tubular rellenas de concreto.....	49
6.1.4 Análisis de rigidez al desplazamiento.....	68
6.2 ANÁLISIS DE PARTICIPACIÓN DE MASAS .....	71
6.3 ESPECTRO DE DISEÑO .....	73
6.3.1 Cortante basal.....	75
6.4 LIMITES MAXIMOS DE LA RELACION DE ESBELTEZ .....	77
6.4.1 Nomenclatura para el cálculo de la resistencia a compresión de los PTE. ....	78
6.4.2 Resistencia de Diseño NSR-98 .....	78
6.4.3 Resistencia a Compresión AISC .....	81
6.5 CALCULO DE UNO DE LOS ELEMENTOS PARA FINES DEMOSTRATIVOS .....	83
6.5.1 Propiedades de la sección: .....	83
6.5.2 Metodología (NSR-98). ....	84
6.5.3 Metodología (AISC) .....	86

6.6 NIVELES DE ESFUERZOS Y ESTUDIO DE ESBELTEZ.....	89
6.6.1 Niveles de esfuerzos .....	89
6.6.2 Niveles de esfuerzos bajo la carga de viento de la NSR-98 .....	91
6.6.3 Niveles de esfuerzos bajo la carga de viento registrada por el IDEAM .....	93
6.8 ESBELTEZ DEL EDIFICIO .....	96
• CAPITULO VII.....	102
• PATOLOGÍA ESTRUCTURAL BÁSICA.....	102
7.1 PATOLOGIA ESTRUCTURAL BASICA DE LA TORRE DE LA ESCOLLERA	
.....	102
• CAPITULO VIII .....	108
• CARGA DE VIENTO.....	108
8.1 CALCULO DE LA CARGA DE VIENTO .....	108
8.1.1 Definiciones para el análisis de carga de viento .....	111
8.2 ANALISIS DE LA CARGA DE VIENTO CON EL DISEÑO	
PREDETERMINADO DE ETABS.....	113
8.4 DESARROLLO DE LA CARGA DE VIENTO PARA LA PRESENTE	
INVESTIGACIÓN. ....	123
8.5 MODELO CON ARRIOSTRAMIENTO (NSR-98).....	129
8.5.1 Combinación (Con Arriostramiento, NSR-98 Y) .....	129
8.5.2 Combinación (Con Arriostramiento, NSR-98 X) .....	130
8.5.3 Modelo 4.0 de la Torre de la Escollera con la carga de viento en $x$ , sugerida por	
la NSR-98.....	132

8.5.4 Modelo 4.0 digital de la Torre de la Escollera con la carga de viento en y, sugerida por la NSR-98.....	133
8.6 MODELO CON ARRIOSTRAMIENTO (IDEAM).....	134
8.6.1 Combinación (Con Arriostramiento, IDEAM en dirección X) .....	134
8.6.2 Combinación (Con Arriostramiento, IDEAM en dirección Y) .....	136
8.6.3 Modelo digital 4.0 de la Torre de la Escollera con la carga de viento en x, para IDEAM .....	138
8.6.4 Modelo digital 4.0 de la Torre de la Escollera con la carga de viento en y, para IDEAM .....	139
8.7 MODELO SIN ARRIOSTRAMIENTO (NSR-98).....	140
8.7.1 Combinación (Sin Arriostramiento, NSR-98 Y) .....	140
8.7.2 Combinación (Sin Arriostramiento, NSR-98 X) .....	141
8.7.3 Modelo de digital 4.0 de la Torre de la Escollera con la carga de viento en x, para la NSR-98.....	143
8.7.4 Modelo de digital 4.0 de la Torre de la Escollera con la carga de viento en y, para la NSR-98.....	144
8.8 MODELO SIN ARRIOSTRAMIENTO (IDEAM).....	145
8.8.1 Combinación (Sin Arriostramiento, IDEAM Y) .....	146
8.8.2 Combinación (Sin Arriostramiento, IDEAM X) .....	147
8.8.3 Modelo de digital 4.0 de la Torre de la Escollera con la carga de viento en dirección x registrada por IDEAM.....	148
8.8.4 Modelo de digital 3.0 de la Torre de la Escollera con la carga de viento en dirección y registrada por el IDEAM.....	149

8.9 COMPARACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE LOS MODELOS DE LA ESTRUCTURA, CON PRESENCIA Y SIN PRESENCIA DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES.....	150
8.9.1 Desplazamientos para fuerza de viento registrada por el IDEAM .....	150
8.9.2 Desplazamientos para fuerza de viento de diseño en Cartagena NSR-98 .....	151
8.10 DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS .....	153
• CAPITULO IX.....	156
• ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	156
9.1 ANALISIS DE RESULTADOS.....	156
9.2 EFECTOS DE ESBELTEZ .....	160
9.3 ANÁLISIS PUSHOVER.....	162
• CAPITULO X .....	166
• CONCLUSIONES .....	166
10.1 CONCLUSIONES.....	166
10.2 RECOMENDACIONES .....	169
• BIBLIOGRAFIA.....	171
• ANEXOS.....	175
ANEXO 1. Desplazamientos de las columnas circulares de acero en los ejes (Y=3.8 y Y= 7.65).....	175
ANEXO 2. Desplazamientos de las columnas circulares de acero en el eje (Y=12.8)177	
ANEXO 3. Desplazamientos de las columnas circulares de acero en los ejes (X=1.9 y X=8.85).....	179

ANEXO 4. Desplazamientos de las columnas circulares de acero en los ejes (X=13.7 y X=20.65).....	180
ANEXO 5. Desplazamientos de las columnas PTE en los ejes (Y=3.8 y X=7.65).....	182
ANEXO 6. Desplazamientos de las columnas PTE en el eje (Y=12.2) .....	184
ANEXO 7. Desplazamientos de las columnas PTE en los ejes (X=1.9 y X=8.85).....	185
ANEXO 8. Desplazamientos de las columnas PTE en los ejes (X=13.7 y X=20.65). 186	
ANEXO 9. Desplazamientos ante un sismo de los diferentes modelos. ....	188
ANEXO 10. Análisis de participación de masas para el modelo sin diagonales .....	189
ANEXO 11. Análisis de participación de masas para el modelo con diagonales .....	190
ANEXO 12. Resistencia a la compresión de cada columna de la edificación. ....	192
ANEXO 13. Desplazamientos Torre de la Escollera con los diseños del calculista. ...	205
ANEXO 15. Fuerza de viento para el modelo Con diagonales .....	208
ANEXO 16. Desplazamientos de las combinaciones de carga del modelo con arriostramiento.....	210
Desplazamientos Modelo Con Arriostramiento .....	210
ANEXO 17. Desplazamientos de las combinaciones de carga del modelo sin arriostramiento.....	211
Desplazamientos Modelo Sin Arriostramiento.....	211
ANEXO 18. Registros de mayo de 2007 del IDEAM.....	213

*Lista de figuras*

Figura 1. Efectos de esbeltez (Fanella, 2016) .....	7
---	---

Figura 2. Curva Pushover (Armouti, 2015).....	8
Figura 3. Rigidez de un resorte .....	11
Figura 4. Esquema de la sección compuesta .....	12
Figura 5. Curva Esfuerzo-deformación de aceros estructurales de Acerías de Caldas. ....	16
Figura 6. Carga de viento. ....	21
Figura 7. Ubicación de edificios con más de 100 metros en altura.....	29
Figura 8. Ubicación de edificios con más de 200 metros de altura .....	29
Figura 9. Zapatas metálicas y Ubicación de los pilotes en una de las zapatas.....	35
Figura 10. Vista en el plano Y-Z y la vista en el plano X-Z.....	47
Figura 11. Planta estructural nivel 47; nivel 48; nivel 49; nivel 50; nivel 51; nivel 52; nivel 53; nivel 54. Tomado de: Memoria de Cálculo Original de la Torre de la Escollera .....	48
Figura 12. Propiedades columnas nivel 17.....	49
Figura 13. Perfil tubular relleno de hormigón con nomenclatura de símbolos.....	50
Figura 14. Cuadro de especificaciones de los materiales.....	51
Figura 15. Sección tubular rellena de hormigón de columna 60x60x1.6.....	51
Figura 16. Propiedades de la sección tubular rellena de hormigón de columna 60x60x1.6 .....	52
Figura 17. Tensión elástica de la sección tubular rellena de hormigón de columna 60x60x1.6.....	52
Figura 18. Propiedades de sección circular de acero de columna 60x60x1.6.....	53
Figura 19. Sección circular de acero columna 60x60x1.6 .....	54
Figura 20. Propiedades del material de la columna circular .....	55
Figura 21. Sección tubular rellena de hormigón de columna 40x40x1.2.....	57
Figura 22. Propiedades de la sección tubular rellena de hormigón de columna 40x40x1.2 .....	57

Figura 23. Tensión elástica de la sección tubular rellena de hormigón de columna 40x40x1.2.....	58
Figura 24. Propiedades de sección circular de acero columna 40x40x1.2.....	58
Figura 25. Sección circular de acero columna 40x40x1.2 .....	59
Figura 26. Propiedades del material de la columna circular .....	60
Figura 27. Sección tubular rellena de hormigón de columna 40x40x1.0.....	62
Figura 28. Propiedades de la sección tubular rellena de hormigón de columna 40x40x1.0 .....	62
Figura 29. Tensión elástica de la sección tubular rellena de hormigón de columna 40x40x1.0.....	63
Figura 30. Propiedades de sección circular de acero columna 40x40x1.0.....	63
Figura 31. Sección circular de hormigón acero 40x40x1.0.....	64
Figura 32. Sección circular de hormigón acero 40x40x1.0.....	65
Figura 33. Comparación de la rigidez al desplazamiento en dirección <i>X</i> y <i>Y</i> .....	69
Figura 34. Comparación de desplazamientos de las columnas circulares de acero y las columnas de perfil tubular rellenas de concreto.....	71
Figura 35. Espectro de diseño para la modelación estructural. ....	75
Figura 36. Desplazamientos ante un sismo de los modelos. ....	77
Figura 37. Niveles de esfuerzos para la carga de viento de la NSR-98 en el edificio con riostras y sin riostras.....	91
Figura 38. Niveles de esfuerzos para la carga de viento de la NSR-98 en el edificio con riostras y sin riostras.....	92
Figura 39. Niveles de esfuerzos para la carga de viento de la NSR-98 en el edificio con riostras y sin riostras.....	92

Figura 40. Niveles de esfuerzos para la carga de viento de la NSR-98 en el edificio con riostras y sin riostras.....	93
Figura 41. Niveles de esfuerzos para la carga de viento IDEAM en el edificio con riostras y sin riostras .....	94
Figura 42. Niveles de esfuerzos para la carga de viento IDEAM en el edificio con riostras y sin riostras .....	94
Figura 43. Niveles de esfuerzos para la carga de viento IDEAM en el edificio con riostras y sin riostras .....	95
Figura 44. Niveles de esfuerzos para la carga de viento IDEAM en el edificio con riostras y sin riostras .....	95
Figura 45. Área total del edificio para el cálculo de la esbeltez.....	97
Figura 46. La esbeltez para la fuerza de viento estipulada por la Norma (NSR-98) en $x$ y $y$ .....	100
Figura 47. La esbeltez para la fuerza de viento registrada por el IDEAM en $x$ y $y$ .....	100
Figura 48. Deformación de la Torre de la Escollera. (Luis Garza y Orozco 2008) .....	102
Figura 49. Fractura vertical soldadura columna (Garza y Orozco 2008).....	103
Figura 50. Detalle rotura soldadura en Columna (Garza y Orozco 2008). .....	103
Figura 51. Detalle rotura en nudo (Garza y Orozco 2008).....	104
Figura 52. Rotura soldadura vertical (Garza y Orozco 2008) .....	104
Figura 53. Detalle rotura (Garza y Orozco 2008) .....	105
Figura 54. Detalle rotura vertical y pandeo (Garza y Orozco 2008).....	105
Figura 55. Detalle rotura en nudo (Garza y Orozco 2008).....	106
Figura 56. Sistema de nudos (Garza y Orozco 2008) .....	107
Figura 57. Desplazamiento de 1m en el eje ( $x$ ) de la Torre LA Escollera .....	108
Figura 58. Detalle típico de diagonales del nivel 6 .....	109

Figura 59. Detalle de las diagonales del Nivel 3 y Nivel 6.....	110
Figura 60. Fuerza de viento en dirección $x$ para la estructura original. ....	115
Figura 61. Fuerza de viento en dirección $y$ para la estructura original .....	116
Figura 62. Desplazamientos generados en $X$ en la modelación original en ETABS de la estructura .....	117
Figura 63. Desplazamientos generados en $Y$ en la modelación original en ETABS de la estructura .....	117
Figura 64. Mapa de Colombia para Fuerzas de viento (NSR-98 B.6) .....	119
Figura 65. Coeficiente de fuerza para edificios rectangulares (NSR-98 Tabla B.6.7-4) .	123
Figura 66. Fuerza de viento en $Y$ para cada altura de modelo (Con Arr) según la NSR-98 .....	130
Figura 67. Fuerza de viento en $X$ para cada altura de modelo (Con Arr) según la NSR-98 .....	131
Figura 68. Fuerza de viento en $x$ . Derecha: desplazamiento generado por la carga de viento.....	132
Figura 69. Fuerza de viento en $Y$ . Derecha: desplazamiento generado por la carga de viento.....	133
Figura 70. Fuerza de viento en $X$ para cada altura de modelo (Con Arr) según IDEAM	135
Figura 71. Fuerza de viento en $Y$ para cada altura de modelo (Con Arr) según IDEAM .....	136
Figura 72. Fuerza de viento en $x$ . Derecha: desplazamiento generado por la carga de viento.....	138
Figura 73. Fuerza de viento en $y$ . Derecha: desplazamiento generado por la carga de viento.....	139

Figura 74. Fuerza de viento en Y para cada altura de modelo (Sin Arr) según la NSR-98	141
.....	
Figura 75. Fuerza de viento en X para cada altura de modelo (Sin Arr) según la NSR-98	142
.....	
Figura 76. Fuerza de viento en x. Derecha: desplazamiento generado por la carga de viento	143
.....	
Figura 77. Fuerza de viento en y. Derecha: desplazamiento generado por la carga de viento	144
.....	
Figura 78. Fuerza de viento en Y para cada altura de modelo (Sin Arr) según IDEAM	146
Figura 79. Fuerza de viento en X para cada altura de modelo (Sin Arr) según IDEAM	147
Figura 80. Fuerza de viento en x. Derecha: desplazamiento generado por la carga de viento	148
.....	
Figura 81. Fuerza de viento en x. Derecha: desplazamiento generado por la carga de viento en x	149
.....	
Figura 82. Desplazamiento ante la velocidad de viento registrada por el IDEAM X.....	150
Figura 83. Desplazamiento ante la velocidad de viento registrada por el IDEAM Y.....	151
Figura 84. Desplazamiento ante la velocidad de viento registrada por la NSR-98 X.....	152
Figura 85. Desplazamiento ante la velocidad de viento registrada por la NSR-98 Y.....	153
Figura 86. Desplazamientos absolutos ante la velocidad de viento registrada por el IDEAM.....	154
.....	
Figura 87. Desplazamientos absolutos ante la velocidad de viento según la NSR-98....	155
Figura 88. Desplazamiento ante la velocidad de viento registrada por la NSR-98 X.....	157
Figura 89. Comparación de la geometría de la falla con el modelo estructural con diagonales.....	158
.....	
Figura 90. Desplazamientos absolutos de la fuerza de viento registrada por el IDEAM	159

Figura 91. Desplazamientos absolutos de la fuerza de viento según la Norma .....	160
Figura 92. Rigidez de los modelos en el eje X.....	161
Figura 93. Rigidez de los modelos en el eje X.....	161
Figura 94. Análisis Pushover de la estructura arriostrada .....	162
Figura 95. Análisis Pushover de la estructura sin diagonales .....	163
Figura 96. Análisis comparativo de los modelos .....	164
Figura 97. Resultados del análisis Pushover, step 6.....	165

### *Lista de tablas*

Tabla 1. Especificaciones de los edificios.....	38
Tabla 2. Especificaciones de los materiales empleados .....	39
Tabla 3. Tabla resumen de las propiedades de la sección COL60x60x1.6.....	56
Tabla 4. Tabla resumen de las propiedades de la sección COL40x40x1.2.....	61
Tabla 5. Tabla resumen de las propiedades de la sección COL40x40x1.2.....	66
Tabla 6. Análisis de participación de masas para la estructura sin diagonales .....	72
Tabla 7. Análisis de participación de masas para la estructura con diagonales .....	72
Tabla 8. Parámetros de la Norma NSR-98.....	73
Tabla 9. Tabla resumen de resultados de espectro de diseño.....	74
Tabla 10. Cortante basal de la combinación de modelos. ....	76
Tabla 11. Especificaciones del acero en MPa .....	84
Tabla 12. Especificaciones del acero en kgf/m <sup>2</sup> .....	84
Tabla 13. Calculo del Yc centroidal.....	97
Tabla 14. Calculo Inercia Total del Edificio .....	98
Tabla 15. Tabla resumen para la esbeltez del Edificio.....	99
Tabla 16. Coeficiente de topografía, S1 (NSR-98 Tabla B.6.5-1).....	120

Tabla 17. Coeficiente de rugosidad del terreno, S2 (NSR-98 Tabla B.6.5-2) .....	121
Tabla 18 . Coeficiente de grado de seguridad y vida útil de la estructura, S3 .....	122
Tabla 19. Coeficiente S4 (NSR-98 Tabla B.6.6).....	122
Tabla 20. Área efectiva de cada estructura. ....	126
Tabla 21. Tabla resumen de los coeficientes seleccionados .....	128
Tabla 22. Combinaciones de carga para los diferentes tipos de modelos estructurales..	128
Tabla 23. Fuerza de viento según la NSR-98 para cada altura en modelo con arriostramiento. ....	129
Tabla 24. Fuerza de viento registrada por IDEAM para cada altura en modelo con arriostramiento. ....	134
Tabla 25. Fuerza de viento registrada por la NSR-98 para cada altura en modelo sin arriostramiento. ....	140
Tabla 26. Fuerza de viento registrada por el IDEAM para cada altura en modelo sin arriostramiento. ....	145

## INDICE DE VARIABLES

<i>A</i>	Área De Las Secciones
<i>Ac</i>	Área Del Concreto.
<i>Ae</i>	Área Efectiva De La Estructura
<i>Ag</i>	Área Bruta De La Sección
<i>Ar</i>	Área De Las Varillas De Refuerzo
<i>As</i>	Área Bruta Del Perfil Del Acero Rectangular
<i>As</i>	Área De La Sección De Acero
<i>Asr,</i>	Área De La Barra De Refuerzo
<i>b1, b</i>	Base De La Sección
<i>C</i>	Centroide De La Sección
<i>C1, C2, C3</i>	Para Tubos Rectangulares Rellenos De Concreto : C1=1.0 , C2=0.85, C3=0.4
<i>CCA</i>	Columna Circular De Acero
<i>Cf</i>	Coefficiente De Fuerza Para Edificios Rectangulares Revestidos
<i>E</i>	Módulo De Elasticidad Del Acero
<i>Ec</i>	Módulo De Elasticidad Del Concreto
<i>E<sub>Ieff</sub></i>	Rigidez Efectiva De Una Sección Compuesta
<i>Em</i>	Módulo De Elasticidad Modificado
<i>F'c</i>	Resistencia A Compresión Del Concreto
<i>Fcr</i>	Esfuerzo Crítico
<i>F<sub>my</sub></i>	Esfuerzo De Fluencia Modificado
<i>F<sub>x</sub></i>	Fuerza De Viento En Sentido X
<i>F<sub>y</sub></i>	Esfuerzo Mínimo De Fluencia Para Los Perfiles De Acero
<i>F<sub>y</sub></i>	Fuerza De Viento En Sentido Y
<i>F<sub>yr</sub></i>	Esfuerzo Mínimo De Fluencia Para Las Varillas De Refuerzo Longitudinal
<i>H</i>	Altura Edificio
<i>h1, h</i>	Altura De La Sección
<i>I<sub>x</sub></i>	Momento De Inercia
<i>Lc</i>	Longitud Del Refuerzo O Longitud De A Columna
<i>Lx</i>	Menor Dimensión Del Edificio
<i>Ly</i>	Mayor Dimensión Horizontal Del Edificio

$M_p$	Momento Plástico
$N_r$	Nivel De Esfuerzo
$P_e$	Carga Límite De Pandeo Por Flexión
$P_n$	Resistencia De Diseño A Compresión
PTE	Perfil Tubular Relleno De Concreto
$Q$	Presión Dinámica Del Viento
$r(x,y)$	Radio De Giro (X,Y)
$R(x,y)$	Rigidez Al Desplazamiento
$R_m$	Radio De Giro Del Perfil Rectangular
$S_1$	Coeficiente Topográfico.
$S_2$	Coeficiente De Rugosidad, Tamaño Del Edificio Y Altura Sobre El Terreno
$S_3$	Coeficiente Estadístico
$S_4$	Coeficiente Que Tiene En Cuenta La Densidad Del Aire
$t_w$	Espesor De La Sección
$V$	Velocidad Del Viento
$V_c$	Fuerza Cortante En El Piso
$V_s$	Velocidad Del Viento De Diseño.
$W_c$	Peso Unitario Del Concreto
$x$	Desplazamientos En El Eje X
$y$	Son Los Desplazamientos En El Eje Y
$Y_c$	Distancia Al Centroides
$Z$	Modulo Plástico
$\Delta$	Desplazamiento Relativo, Cm
$\lambda_c$	Relación De Esbeltez En Columna
$\lambda_e$	Parámetro De Esbeltez Equivalente
$\lambda_{ef}$	Parámetro De Esbeltez Efectiva
$\lambda_p$	Parámetro De Esbeltez Límite Para Que Un Elemento Sea Considerado Compacto
$\lambda_r$	Parámetro De Esbeltez Límite Para Que Un Elemento Sea Considerado No Compacto
$\sigma_{act}$	Esfuerzo Actuante
$\sigma_{resis}$	Esfuerzo Máximo Resistente
$\sigma_y$	Límite De Fluencia
$\Phi$	Diámetro Del Refuerzo
$\Phi_c$	Load And Resistance Factor Design
$\Omega_c$	Allowable Strength Design







# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y JUSTIFICACIÓN

La Torre de la Escollera fue una edificación sin finalizar. Su construcción que inició en el año 2005, describe una estructura metálica ubicada en la Ciudad de Cartagena de Indias, Colombia. El 13 de mayo de 2007, un evento imprevisto surgió, en donde la carga de viento ocasionó la torsión de la torre entre los pisos 28 y 40 causando una inclinación de 1 metro con su mayor curvatura en el piso 28, según Garza y Orozco que hicieron la publicación del artículo “Autopsia de la Torre la Escollera” en el 2008 (Garza Vaquez & Orozco Fonnegra, 2008). Después de este incidente, inspectores e interventores rectificaron la desviación de la edificación y su fragilidad ante la acción de cargas horizontales tales como las cargas de viento o sismo.

Según reportes, como el publicado por Construdata en el 2007, cuando ocurrió el incidente “José Hernán Bravo, constructor, aseguró que fue debido a que uno de los calculistas al crear el diseño del edificio en computador, quitó las diagonales que estabilizan la obra para ver cuál era el efecto de la fuerza horizontal (viento) y dejó las vigas que soportan las losas y las vigas secundarias que ayudan a controlar los movimientos del edificio. También informó que cuando iniciaron el proyecto del montaje de la obra consultaron a los diseñadores del edificio para identificar hasta qué altura podrían subir el esqueleto del edificio sin las diagonales. “Después de un análisis los calculistas manifestaron que se podía construir y así se hizo” (Franco, 2007).

Por lo anteriormente expuesto, se especula que se presentaron fallas en la geometría de la estructura que llevaron a su desmonte. Por estas condiciones se busca analizar, detallar y representar en el modelo numérico del presente documento, la geometría de la

estructura mediante un modelo en elementos finitos, con las cargas que la NSR-98 sugirió para el diseño de la época. Junto con esto analizar en el modelo estructural el impacto de la presencia de las diagonales y su efecto en la rigidez total de la estructura para cargas de viento, con lo cual se busca conocer si la estructura falló por los elementos faltantes como las riostras y hacer una comparación en caso que las hubiese tenido o no en la estructura, debido a que esta edificación tenía que soportar una fuerza horizontal de viento que alcanza casi 150 km/h según la NSR-98. Garza y Orozco en su publicación aseguraron que los vientos que produjeron este episodio desafortunado fueron de 40 km/h.

Este trabajo permitirá establecer las posibles causas de falla presentada en la edificación de la Torre de la Escollera hasta la altura de construcción, con base en los resultados obtenidos de la modelación estructural (de la variable de interés: desplazamientos), al igual que los registros fotográficos e informes disponibles especificando la falla.

Se destacará la importancia de realizar un diseño en estructuras metálicas adecuado para zonas costeras, también se realizarán las comparaciones correspondientes y se enfatizará en la importancia de todos los elementos en una estructura, como las riostras que en este caso fueron las faltantes durante el proceso constructivo y por las cuales la estructura se le permitieron deformaciones excesivas.

## **1.2 OBJETIVO GENERAL**

Determinar los niveles de esfuerzos, desplazamientos y efectos de esbeltez de la torre de la escollera durante su fase de construcción (Ciudad de Cartagena).

### **1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

Analizar los efectos de esbeltez en las columnas de la estructura con las cargas presentes, principalmente carga de viento durante el proceso constructivo.

Analizar en el modelo estructural el impacto de la presencia de las diagonales y su efecto en la rigidez total de la estructura para cargas de viento.

Obtener representaciones graficas de esfuerzos y desplazamientos del modelo de la torre de la escollera rigidizada, y compararlas con los desplazamientos generados de la modelación estructural sin rigidizar de la estructura.

### **1.4 PALABRAS CLAVE**

Geometría de la estructura, torre de la escollera, falla estructural, esbeltez, riostras, carga de viento, modelo de elementos finitos, grafica de esfuerzos, deformación lateral, columnas, fuerzas horizontales, NSR-98.



## **CAPITULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

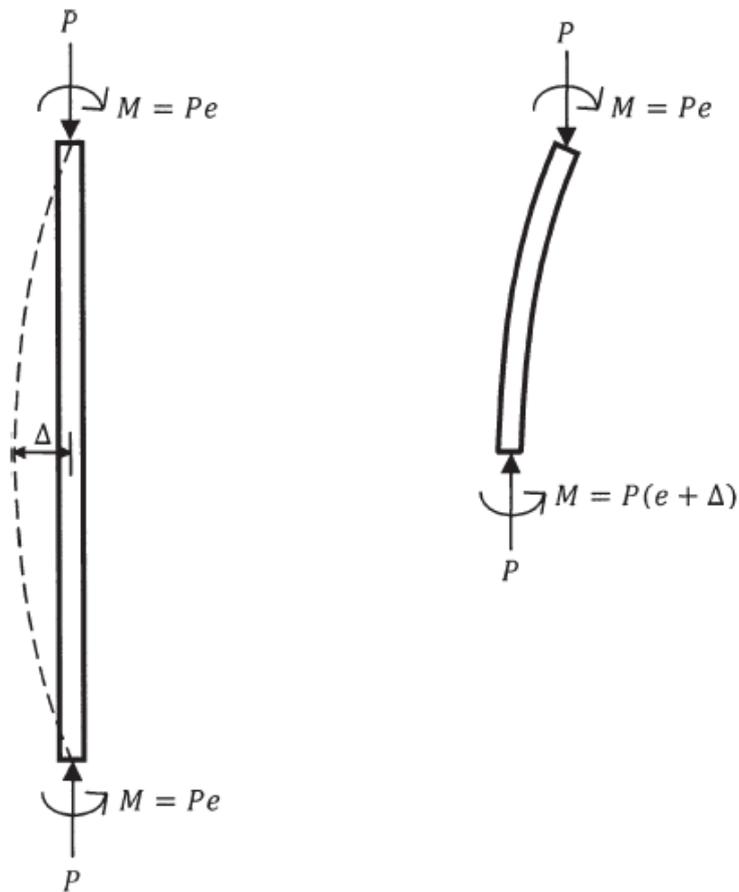
#### **2.1 EFECTOS DE ESBELTEZ**

La esbeltez es una medida de las características geométricas de la sección transversal comparadas contra la longitud no soportada en compresión. Este efecto se presenta cuando un elemento, principalmente las columnas, están sometidas a compresión axial o flexo-compresión, por ende su resistencia se ve reducida.

La Norma NSR-98 clasifica los tipos de esbeltez en dos, los efectos locales que hace referencia a los elementos individuales y los efectos globales que analiza todos los elementos de un piso en una estructura.

Cuando una columna se considera no esbelta, es porque la carga última presenta una excentricidad, y está regida por la resistencia de los materiales y las dimensiones de la sección. Este análisis es de vital importancia, puesto que se obtiene los efectos finales de la estructura y determina si pueden resistir las la sollicitación de cargas requeridas.

Cuando una columna es esbelta, es porque su resistencia se reduce por deformaciones de segundo orden debido a los desplazamientos horizontales, como se observa en la siguiente imagen. Donde se aplica una carga axial (P) y un momento a flexión (M), el momento es la carga axial por la excentricidad de la columna.



**Figura 1.** Efectos de esbeltez (Fanella, 2016)

Al momento de aplicar la carga la columna presenta una desviación horizontal, esta desviación es la que provoca un momento adicional, comúnmente se conoce como efectos P-delta. (Fanella, 2016).

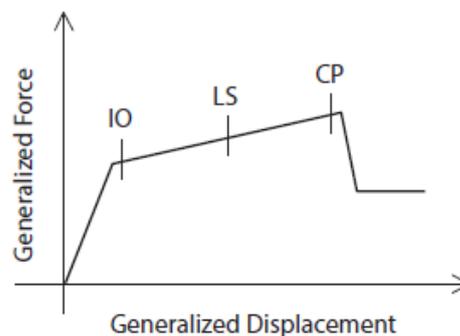
El efecto de esbeltez se puede ver afectado por los siguientes parámetros: rigidez global de la estructura, relación entre la longitud efectiva y su sección transversal, magnitud y permanencia de las cargas sobre la estructura, la magnitud de los desplazamientos laterales, curvatura elástica de los elementos, la relación momento curvatura, cuantías de refuerzo y resistencia de los materiales, el flujo plástico y retracción de fraguado del concreto, interacción suelo estructura, etc. (Barrios Alfonso, 1999)

## 2.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (“PUSHOVER”):

Es un análisis estático, no lineal, incremental, que determina la demanda sísmica que puede tener una estructura y su desempeño frente a este. Se asume que la estructura vibra como un sistema de un grado de libertad, donde la carga lateral se va incrementando hasta que la estructura genera unos desplazamientos y se vuelve inestable. Toma en cuenta la variación de la rigidez de los elementos. Con esto se determina la capacidad de la estructura, la cual es una propiedad que depende de la resistencia y la deformación máxima.

El análisis “pushover” tiene en cuenta la capacidad de la estructura y la demanda que suministra el espectro o fuerza horizontal aplicada, por lo cual es un acercamiento a la realidad y comprobación si el diseño de la estructura se puede llevar a la realidad (Peralta, Yeudy, & Pujades, 2012).

Como resultado se obtiene una curva “Pushover” (Figura 2) la cual indica la relación entre el cortante basal y el desplazamiento a nivel superior de la estructura.



**Figura 2.** Curva Pushover (Armouti, 2015)

En la gráfica anterior, los rótulos IO, LS, CP significan:

IO: Immediate occupancy; ocupación inmediata.

LS: Life safety; no hay riesgo de vida.

CP: collapse prevention; prevención a colapso.

C: collapse; colapso.

Este análisis está relacionado con el diseño sísmico, basados en el rendimiento de la estructura como resultado del análisis.

### **2.3 CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN (NSR-98)**

A nivel mundial existen muchos códigos de construcción que están basados en años de experiencias estructurales e investigaciones en diferentes universidades. A continuación nos centraremos en la NSR-98 pues es la normatividad que rige en Colombia para el año 2007 (año del fallo de la estructura).

Las implicaciones que conllevan una falla estructural o el colapso de la estructura, son en algunos casos incalculables no solo económicos, sino también en vidas humanas. Es por esto que los gobiernos en pro de la seguridad establecen estos códigos de construcción con requisitos mínimos que deben cumplir las edificaciones y cualquier tipo de construcción.

Los formatos que usan los códigos de construcción se pueden clasificar de tres formas (Uribe Escamilla, 2002):

- Por sus bases filosóficas, en dos categorías: determinísticos y probabilísticos.
- Por los métodos y precisión de los cálculos involucrados, en tres: diseño para esfuerzos de trabajo, diseño a la rotura, y diseño para estados límites.
- Desde un punto de vista histórico, por su desarrollo cronológico.

### **2.3.1 Historia de la normativa sismo resistente en Colombia:**

La asociación de ingenieros estructurales (SEAOC) por sus siglas en inglés, para el año 1974 publicó una nueva versión de *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, a raíz del sismo de 1971 en Los Ángeles CA. Este documento llegó a las manos de Luis Enrique García y Alberto Sarria dos ingenieros civiles de Bogotá, que estaban ideando la forma de crear una norma de construcción en Colombia. Para el año 1976 estos dos ingenieros habían traducido este documento y agregado comentarios de su autoría (García, 2014). En 1979 La Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) consideró esta publicación para hacer un código para Colombia, que se llamaría Norma AIS-100-81 (requisitos sísmicos para edificios). Para el año 1990 existía el afán de incluir la norma de manera legislativa, para regular las Construcciones Sismo Resistentes y poder hacer actualizaciones necesarias sin tener que recurrir al congreso. Finalmente, en 1997 el congreso de la Republica de Colombia expidió La Ley 400 la cual concede las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98, como código de construcción a nivel nacional. En el 2001 se crea el decreto 926 dando lugar al Reglamento NSR-10, esto se debe a que en el país sucedieron varios sismos importantes que causaron víctimas y daños considerables. Esta norma incluye nuevos mapas de amenaza sísmica que fueron elaborados por el Instituto de Investigaciones en Geo ciencia, Minería y Química (Ingeominas) y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). Adicionalmente se basa en documentos de diseño sismo resistente, similares a nivel mundial.

### **2.4 RIGIDEZ**

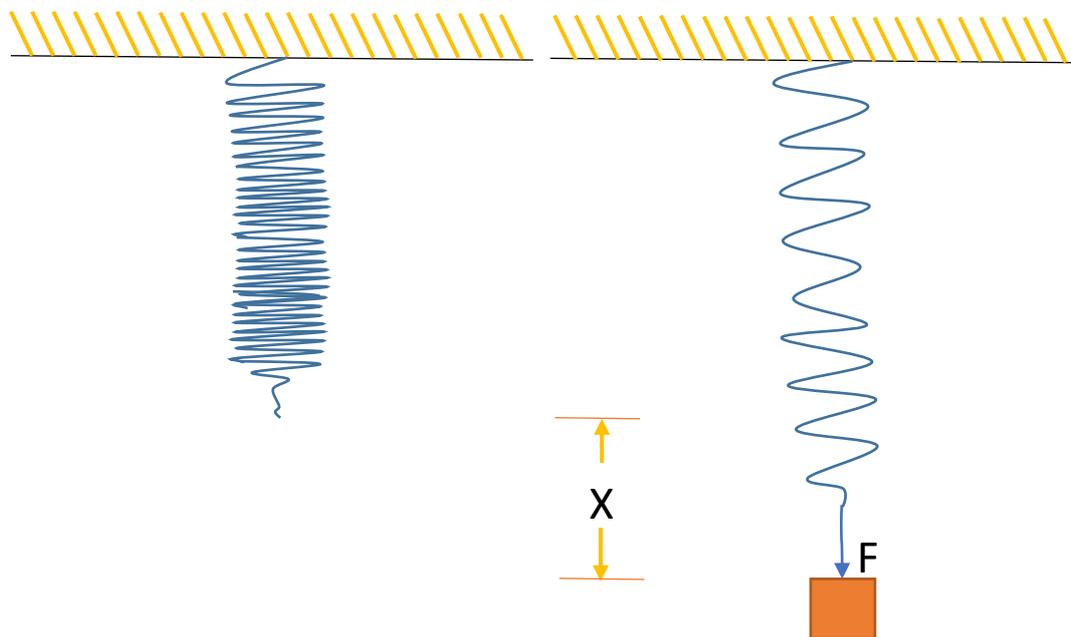
En todos los cuerpos elásticos, sometidos a fuerzas externas, la consecuencia es una deformación de dicho cuerpo. La rigidez es la propiedad de un cuerpo, donde se

relacionan las fuerzas externas y dichas deformaciones. Lo más común para hacer referencia a la rigidez son los resortes como se puede apreciar en la siguiente imagen (García Reyes, 1998).

Los elementos estructurales al ser sometidos no solo a fuerzas horizontales, sino también verticales experimentan diferentes deformaciones, así mismo rigideces. Como las siguientes:

Rigidez angular: es el momento que hay que aplicar en el extremo de un miembro estructural, para provocar una rotación unitaria en dicho extremo.

Rigidez lineal: es el resultado de la suma de los momentos que se desarrollan en los extremos de un elemento estructural, cuando se aplica un desplazamiento lineal unitario entre los extremos (González, 2003).



**Figura 3.** Rigidez de un resorte

El resorte sale de su estado de reposo, al aplicarle una fuerza  $F$ . Un extremo del resorte está soportado, mientras que el otro extremo experimenta un desplazamiento por

la fuerza aplicada. La relación entre la fuerza aplicada y desplazamiento del resorte, es la rigidez ( $k$ ) y se expresa de matemáticamente así para cuerpos donde las deformaciones son pequeñas:

$$k = \frac{F}{x} \quad (\text{González 2003, Ecuación 1})$$

Donde,

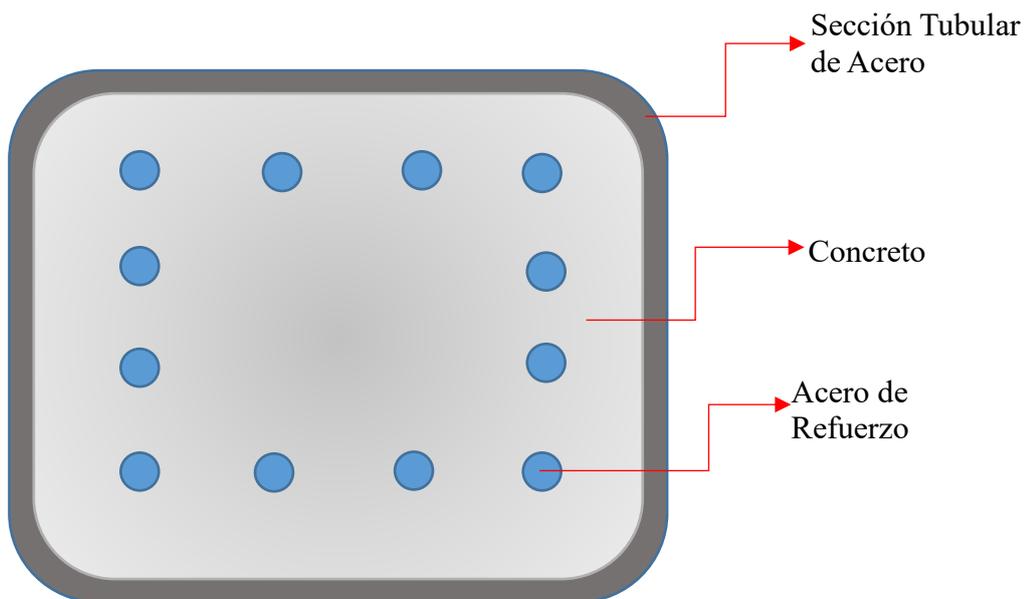
$F$ : fuerza aplicada

$x$ : desplazamiento.

## 2.5 SECCIÓN COMPUESTA

Una sección compuesta está conformada por un perfil de acero estructural, relleno de concreto con refuerzo longitudinal o sin él. También puede ser, acero estructural revestido con concreto. Los elementos de sección compuesta deben ser diseñados con los parámetros de columnas o vigas en concreto normales (Merritt, 1993).

Cuando la columna es de concreto revestida con el acero de refuerzo, el espesor de la pared del acero debe ser el siguiente:



**Figura 4.** Esquema de la sección compuesta

Sección rectangular:

$$t = b * \sqrt{\frac{f_y}{3 * E_s}}$$

Sección circular:

$$t = h * \sqrt{\frac{f_y}{8 * E_s}}$$

Donde,

$b$ : base de la sección

$h$ : diámetro

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia

$E_s$ : Módulo de elasticidad del acero.

La combinación de estos dos materiales es ideal para la construcción, porque el concreto además de ser económico, resiste excelentemente a la compresión, mientras que el acero aporta resistencia a la tensión y es relativamente ligero (Karimi, El-Dakhkhni, & Tait, 2012).

## **2.6 TIPOS DE COLAPSOS ESTRUCTURALES.**

El colapso ocurre cuando la estructura deja de cumplir su función de manera adecuada. Un edificio puede detener el colapso y mantener su configuración estable, si logra disipar la energía transferida. De lo contrario, la energía no disipada llevará progresivamente la estructura al colapso, pues esta energía se transforma en sobreesfuerzos para los elementos estructurales, que pueden disipar hasta un límite está

energía, cuando sobrepasa estos límites implica una deformación en dichos elementos y la estructura se vuelve inestable (Szyniszewski & Krauthammer, 2012).

Existen los siguientes tipos de colapso:

- Colapso por deformación elástica excesiva: ocasiona problemas constructivos, como grietas o fisuras en sus muros o cielos rasos, las puertas y dinteles de las ventanas pueden desajustarse. Es el daño del funcionamiento de la estructura. Estas deformaciones excesivas pueden generar esfuerzos secundarios en los elementos estructurales que ocasionarían fallas posteriores.
- Colapso por deformación permanente: cuando los elementos estructurales son sometidos a esfuerzo superiores al límite elástico.
- Colapso por separación parcial: cuando los materiales de los elementos estructurales, presentan agrietamientos más grandes de lo normal.
- Colapso por separación total: este es el colapso total de la estructura (Uribe Escamilla, 2002).

## **2.7 ACERO ESTRUCTURAL**

El acero es el producto de una aleación de hierro y carbono. Existen dos tipos de acero, el acero carbono el cual tiene entre 0.1% y 1.9% de carbono, y el acero aleado el cual además de hierro y carbono contiene otro porcentaje muy reducido de materiales como oxígeno, fósforo, azufre, silicio y cobre. Sus características más importantes son la alta resistencia a la compresión y tracción, homogeneidad, ductilidad, y bajo costo entre otras. Lo hace un material altamente utilizado para las construcciones. Aunque entre sus desventajas esta la oxidación y altamente trasmisor de electricidad y calor, por

eso se debe tener en cuenta el ambiente al cual estará expuesto los elementos estructurales metálicos, para tomar medidas preventivas.

El acero estructural se encuentra en el mercado de las siguientes formas:

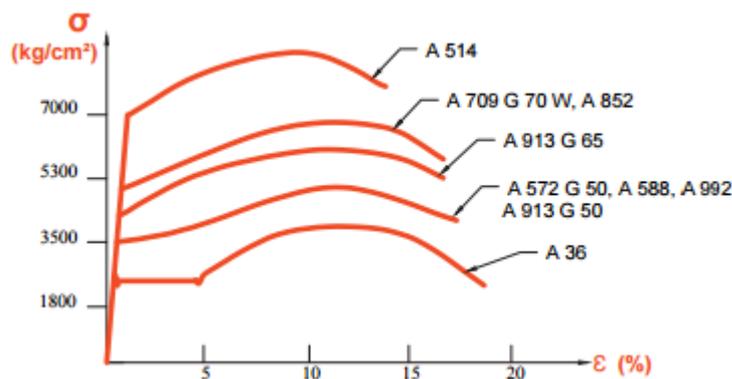
-Perfiles Estructurales: se encuentran en el mercado con características predeterminadas con formas en W, H, T, C y ángulos. Pueden estar hechos de acero laminado, es decir, acero que ha sido fundido en lingotes y consecuentemente se va formando en láminas para moldearlos y darle las características predeterminadas que están reconocidos mundialmente, aunque también se puede encontrar en el mercado fábricas que hagan los perfiles según el cliente los desee.

-Barras: comúnmente se usan como acero de refuerzo y están hechas de acero laminado. Pueden ser de sección transversal circular, hexagonal y cuadrada. Corrugadas o lisas.

-Planchas: son elementos planos de acero laminado en caliente cuyos fines pueden variar entre: techos, estacas de contención, decoración, entrepisos, formaletas, entre otros. Pueden venir lisas o con perfiles irregulares.

-Mallas electrosoldadas: se construyen en acero galvanizado, y son barras que se cruzan perpendicularmente formando cuadrículas. Se usan para el acero de refuerzo de los entrepisos.

-Curva Esfuerzo-Deformación para el acero estructural. Muestra las propiedades de los distintos tipos de acero y sus resistencias.



**Figura 5.** Curva Esfuerzo-deformación de aceros estructurales de Acerías de Caldas. Tomado de [http://www.gerdaucorsa.com.mx/articulos/Eleccion\\_del\\_Tipo\\_de\\_Acero\\_para\\_Estructuras.pdf](http://www.gerdaucorsa.com.mx/articulos/Eleccion_del_Tipo_de_Acero_para_Estructuras.pdf)

En la Figura 5 se puede observar como el acero A 514 tiene un esfuerzo de fluencia más alto que el A 36, pero este último tiene una deformación unitaria más alta. Indica que es un acero más dúctil pues experimenta una mayor deformación antes de llegar a la falla. La ductilidad es una propiedad muy importante del acero, pues es uno de los pocos materiales de construcción que la posee, la ductilidad es la capacidad de un material para experimentar deformaciones grandes antes de la fractura, lo que hace que un elemento de acero fluya al sobrecargarle y redistribuya proporciones de carga a otros elementos que hacen parte de la estructura. Si el elemento de acero no posee una ductilidad adecuada puede que haya una mayor probabilidad de falla por fatiga, debido a cargas repetidas, o se puede originar una fractura frágil en el elemento. (Marco García, 2000).

Los aceros tienen propiedades importantes tales como: (Merritt, 1993)

-Límite de fluencia ( $F_y$ ): es el esfuerzo unitario al cual la curva esfuerzo – deformación unitaria muestra un aumento en la deformación sin incrementar el esfuerzo.

-Resistencia a la tensión: es el esfuerzo máximo que puede alcanzar en un ensayo a la tensión.

Módulo de elasticidad ( $E$ ): es la pendiente de la curva esfuerzo-deformación, para fines prácticos la mayoría de los aceros se toma como 29000 ksi.

### **2.7.1 Ataque de sulfatos y cloruros en el acero**

La corrosión es uno de los problemas más conocidos en las estructuras metálicas, por lo tanto, requiere una debida atención por parte de los ingenieros para el mantenimiento de la estructura. El fenómeno de oxidación afecta significativamente las características funcionales del acero, inducen la formación de huecos y desprendimientos de la superficie de la sección.

Actualmente existen métodos para el control de la corrosión, como la pintura anticorrosiva, que en el caso en consideración, está dentro del plan de mantenimiento. Sin embargo, la ausencia de la pintura a lo largo de las construcciones metálicas, hacen de un metal, un metal "activo", metal desnudo, sin película protectora, que al contrario de un metal "pasivo", no posee una protección sobre la superficie, como es el caso de los aceros inoxidable (Moreno, 2001).

Entre las zonas con mayor probabilidad de un ataque corrosivo se destacan las zonas del cordón de soldadura, áreas de difícil acceso para el pintado, zonas con un mal diseño en la unión de piezas metálicas. La presencia de discontinuidades e imperfecciones en el cordón de soldadura permite la facilidad de acumulación de agua o humedad y genera concentración de la corrosión.

Un relleno deficiente, incompleta penetración en la raíz del cordón, irregularidades diversas, asperezas del cordón de soldadura , porosidades, grietas, salpicaduras de

soldadura porosas y mal adheridas sobre el metal etc. zonas propicias todas ellas a la penetración y condensación de la humedad provoca efectos que pueden ser agresivos ante condiciones de humectación permanente de la unión soldada (Perez, 2007).

Las platinas que conforman las columnas, los patines el alma de las vigas y en general todo el esqueleto estructural de la Torre de la Escollera está construido con acero de calidad tipo ASTM A588 grado 50 y A572 también grado 50. El acero A588 es de alta resistencia y de baja aleación, también presenta alta resistencia a la corrosión atmosférica resultante del revestimiento que se desarrolla en el metal después de la exposición a las condiciones externas. En contraste con el acero A572, es un material ideal para productos expuestos a la intemperie (García, 2000).

García (2000) menciona que los aceros de alta resistencia, presentan un mayor contenido de carbono, donde un contenido de carbono mayor a 0.35 requiere un cuidado especial durante la soldadura. Entonces, para establecer si el acero es soldable o no, se debe emplear el método del índice de carbono (EC). Un CE por encima de 0.5 infiere una potencialidad alta de fisuración, sin embargo, la utilización de aceros de alta resistencia ha aumentado el número de informes que resaltan fallos frágiles (Tuchman, 1986; Fisher y Pense, 1987).

Las fisuras longitudinales en la zona de unión, en los cordones de soldadura pueden aparecer por causas muy diversas. Las más frecuentes son : por excedernos en la resistencia a los esfuerzos del cordón, elegir un electrodo de forma inadecuada por su composición, enfriamiento del cordón de soldadura demasiado rápido, y materiales que no se pueden soldar, no soldables (Calderón, 2014).

Los electrodos de soldadura E60XX y E70XX usados para unir las piezas de la estructura en el caso en consideración tienen una resistencia mínima a la tensión ( $F_u$ ) de 60 ksi y 70 ksi respectivamente, dependiendo del acero base. El acero A572 Grado 50 requiere un  $F_u$  de 65 ksi y el acero A588 Grado 50 un  $F_u$  de 70 ksi.

Una penetración escasa o casi nula es un defecto sumamente importante, principalmente cuando necesitamos hacer uniones soldadas que soportarán importantes esfuerzos. Este fallo o defecto al soldar, dará lugar a uniones débiles con alto riesgo de rotura aplicando esfuerzos pequeños (García, 2000).

## **2.8 ACCIÓN DEL VIENTO EN EDIFICIOS**

El viento se modela como una carga horizontal y dinámica, la cual es considerable para las construcciones verticales especialmente las estructuras con altura considerable. El viento genera un momento que tiende a volcar ( $M_v$ ) la edificación y para que esto no suceda, no debe exceder el momento estabilizador ( $M_e$ ) que consiste en el propio peso de la estructura y la distancia entre el centro de masa y el punto de giro. La relación entre estos dos momentos no debe ser menos o igual a 1.5. Lo que significa un factor de seguridad que se debe considerar en los diseños y construcción del edificio.

Los edificios se diseñan con estados límites de servicio, los cuales dependen de las cargas, las deflexiones de la estructura, su vibración y frecuencia. Al momento de diseñar y sobre todo cargas laterales como el viento, se tiene que tener en cuenta dos aspectos la deriva lateral y la aceleración de la estructura (Cui & Caracoglia, 2015). La deriva es la diferencia entre los desplazamientos horizontales que hay entre cada uno de los niveles de la estructura. El límite de la deriva máxima de la cubierta, es de  $h/400$ , donde  $h$  es la altura de la estructura (Griffis, 2003). Por ejemplo, una deriva lateral

excesiva puede ocasionar daños en las puertas, dinteles, red hidráulica y sanitaria, entre otras. Así mismo una gran aceleración puede provocar daños en la estructura y malestar en los ocupantes.

El viento es una masa de aire en movimiento, con fuerza, velocidad y dirección. Cuando esta colisiona con la fachada de la edificación se convierte en presión, y es máxima cuando actúa perpendicularmente a la fachada. El viento depende de los siguientes factores:

-Zona: donde está ubicada la edificación. El Reglamento NSR-10 tiene el país sectorizado y estandarizado con los valores que puede alcanzar a tener cada zona. Estos datos se determinan según los datos meteorológicos existentes, los cuales se obtienen con la velocidad media del viento en una hora de observación (Sentile C, Noa M, Fernández V, Domínguez M, 2006).

-Destino: que función tendrá la edificación y su vida útil.

-Altura: es un factor, muy importante debido a que a mayor altura, mayor carga de viento.

-Entorno: las características del entorno puede modificar la carga del viento, por ejemplo si la edificación va a estar situado en una zona llana no habrá nada que detenga la velocidad del viento, o si por el contrario estará rodeada de edificios o montañas, estas obstaculizarán la velocidad del viento, por ende se verá considerablemente reducida.

-Geometría de la estructura: las dimensiones y geometría de la estructura puede afectar también la velocidad e impacto del viento.

Para el diseño de edificaciones se necesita calcular el viento, se conocen dos métodos según el Reglamento NSR-10; el análisis simple, cuando la fuerza del viento se puede considerar de bajo impacto; o análisis completo, cuando el impacto de la fuerza del viento es considerable y es determinante para el diseño del edificio.

Cuando el viento actúa sobre la edificación, se generan dos tipos de presiones. En la cara de barlovento sobre la que impacta dicha fuerza y genera presiones de empuje. En el otro lado, la cara de sotavento opuesta a la anterior donde se generan presiones de succión, como se puede ver en la siguiente imagen. Estas presiones generadas se distribuyen a lo largo de la edificación y se intensifican con la altura.

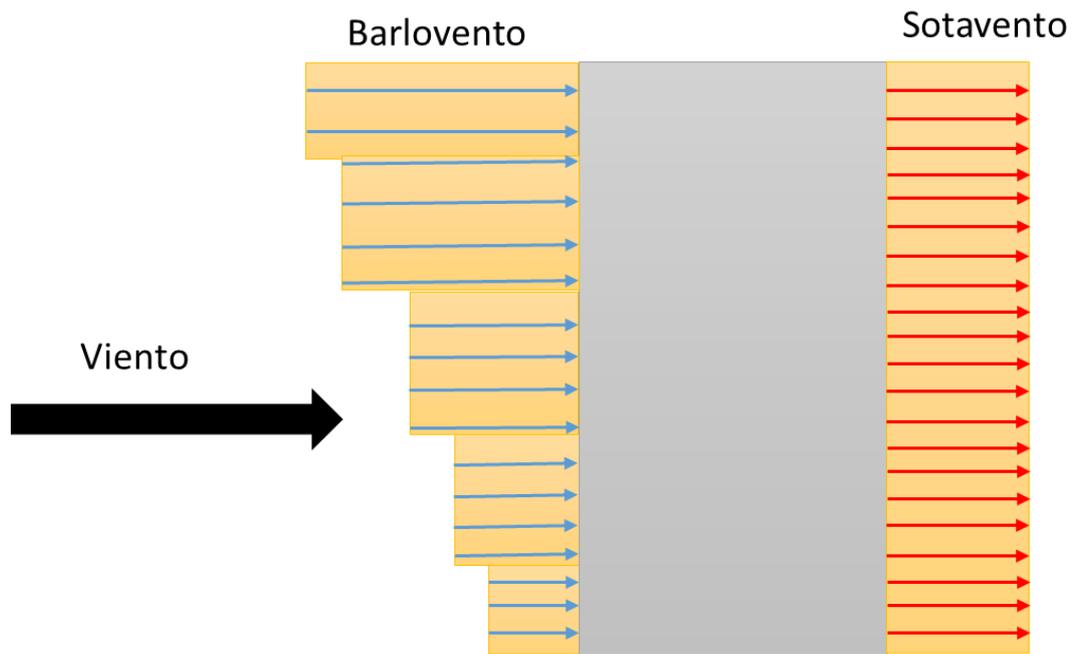


Figura 6. Carga de viento.

## 2.9 DISEÑO SISMO RESISTENTE

El diseño sismo resistente de acuerdo a la norma debe ser realizado por un ingeniero civil, con el fin de que la estructura posea una resistencia y rigidez adecuada ante las

cargas mínimas de diseño establecidas en la norma. De esta manera se limitan las deformaciones ante las cargas de servicio (Muñoz, 2010).

Primero se debe seleccionar el sistema estructural. El sistema estructural para un diseño sismo resistente debe clasificarse dentro de uno de los sistemas estructurales del reglamento: sistema de muros, sistema combinado y sistema de pórtico o sistema dual.

Segundo, realización de un pre dimensionamiento de los elementos estructurales. Y tercero, determinación de las cargas verticales, efectos sísmicos y demás cargas que actúen sobre la estructura.

Sin embargo, el sistema estructural se encuentra limitado por la zona de amenaza sísmica, esta depende de donde se encuentra localizada la edificación. También, el tipo del material empleado para la estructura, ya sea mampostería o concreto estructural, madera, estructura metálica, debe ser el conveniente para que exista una adecuada respuesta ante movimientos sísmicos (Bustos, 2003).

Cada elemento estructural se debe diseñar y debe tener el respectivo detallado de acuerdo a la norma, en donde se establecen los requisitos para el grado de disipación de energía de un elemento estructural para trabajar dentro de su rango inelástico sin perder su resistencia, así se garantiza que la estructura cumplirá con el diseño sismo resistente.

## **2.10 ARRIOSTRAMIENTO LATERAL EN EDIFICIOS:**

Al momento de diseñar y seleccionar el sistema estructural, este debe ser de suma importancia cuando se diseñan edificios altos especialmente cuando se encuentran ubicados en regiones propensas a fuertes vientos (Saleem, 2013). Así mismo, el diseño estructural para edificios altos está gobernado por criterios de rigidez, en lugar de

fuerza. Y el rendimiento se evalúa en términos de derivas y desplazamientos laterales, los cuales no pueden exceder ciertos límites que dependen de la altura de la estructura.

Hay dos tipos de arriostramientos para edificios. Uno es para soportar las cargas laterales, y el otro es para aumentar la capacidad de las vigas o columnas individuales. No importa la altura del edificio es de gran importancia diseñar los arriostramientos laterales para soportar cargas de viento y sismo. Para este tipo de cargas laterales se pueden usar diagonales, diagonales en X, conectores de momento o muros de corte.(Richetts, Loftin, & Merritt, 2004).

Los arriostramientos laterales se usan para reducir la longitud efectiva de las columnas, vigas, entre otros elementos estructurales especialmente los que están sometidos a compresión.

Para seleccionar un tipo de arriostramiento adecuado depende básicamente del grado en que va a resistir las fuerzas laterales, el costo y la complejidad de la conexión y montaje, y también la integración con los objetos arquitectónicos.

## **CAPITULO III**

### **METODOLOGÍA**

#### **3.1 METODOLOGIA**

Para el desarrollo del presente trabajo fue necesario buscar la mayor cantidad de información disponible. Por lo tanto, se buscaron los registros de la curaduría número 1 de Cartagena, Bolívar. También el ingeniero Luis Garza autor del artículo “Autopsia a la Torre la Escollera”, suministró todos los documentos necesarios para la realización del trabajo. Dentro de esos documentos estaba la memoria de cálculo, los diseños estructurales, los modelos digitales en ETABS, fotografías de la construcción y de la falla de la estructura. Además proporcionó los planos estructurales y arquitectónicos actualizados de la construcción, que contaban con 10 columnas por piso, cada una con un tubo de acero de sección rectangular rellena con concreto reforzado. Los planos suministrados por la curaduría tenían 20 columnas, lo cual no coincidía con lo que se alcanzó a construir y tampoco con los modelos digitales realizados en ETABS por parte del diseñador.

Cuando se obtuvo la información necesaria, se realizaron los modelos pertinentes para cumplir los objetivos del trabajo, se construyeron en total 4 modelos digitales en SAP2000 con las siguientes características:

- Modelo 1: estructura de la Torre la Escollera, según los modelos originales de ETABS. Contaban con 10 columnas por piso, de sección circular y en acero.

- Modelo 2: estructura de la Torre la Escollera, según los planos actualizados suministrados por el Ing. Luis Garza, donde había 10 columnas de acero rellenas de concreto.
- Modelo 3: estructura de la Torre la Escollera, tal y como estaba el día en que falló, es decir una altura de 152.3 metros, sin las losas, sin las riostras, y las 10 columnas de acero rellenas en concreto.
- Modelo 4: estructura de la Torre la Escollera, como se encontraba el día que falló, es decir una altura de 152.3 metros, sin las losas, las 10 columnas de acero rellenas en concreto. Sin embargo, se diferencia del modelo 3, ya que los rigidizadores se incluyeron.

Para el Modelo 3.0 y 4.0 se hicieron los siguientes procedimientos:

Se analizaron las cargas que la NSR-98 sugirió para el diseño de la época, análisis “pushover” y análisis del efecto de esbeltez de las columnas de la estructura. Para así tener registro de los desplazamientos y deformaciones en la estructura y poder contrastarlos (cada uno de estos procedimientos está detallado en el desarrollo del trabajo).

La estructura de la Torre de la Escollera presentaba en los planos estructurales, arriostramientos con nudos articulados. No obstante, durante el proceso constructivo no se tuvo en cuenta la instalación de dichos arriostramientos, dando como resultado una estructura sin losas, sin capacidad lateral, ni nudos articulados.

En el Modelo 1.0 y 2.0 se estudió la rigidez al desplazamiento, pues el diseñador estructural de la Torre de la Escollera usó el programa ETABS, en donde se usaron propiedades similares de la sección mixta, creando así para las columnas, una sección

circular de acero. Para el estudio de este proyecto se crearon y definieron secciones mixtas en el programa SAP2000, para cada columna respectivamente, es decir, la sección compuesta se modeló como un tubo de acero rectangular relleno con concreto, como lo indican los planos estructurales. Esto, con el fin de tener resultados precisos para los desplazamientos, deformaciones y rigidez de la estructura.

Se debe tener en cuenta, que en la etapa de construcción cualquier desviación del proceso constructivo considerado por el calculista puede afectar el estado inicial de las cargas de la estructura. Por eso la obra debe realizarse tal como está estipulado en los planos y especificaciones” (Jairo Uribe Escamilla, 2002, p. 7).



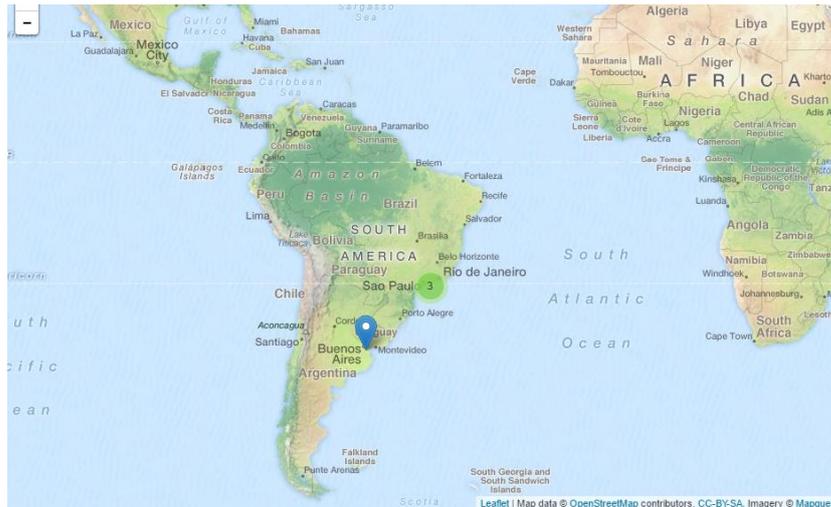
## **CAPITULO IV**

### **ANTECEDENTES GENERALES DE LA EDIFICACIÓN**

#### **4.1 ANTECEDENTES DE LA EDIFICACION EN ALTURA**

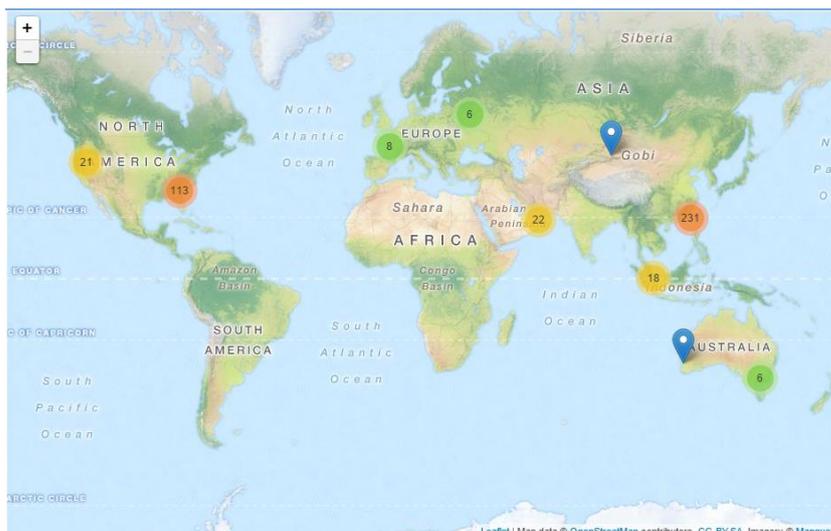
Para la década de los 70's la construcción de edificios de gran altura, estaba hasta ahora comenzando y las metodologías de diseño que usaban los ingenieros para esa época no cumplían con las exigencias de las nuevas estructuras. Y se tenía la falsa creencia que los edificios altos eran inmunes a las vibraciones transmitidas por el viento, todos las estructuras y más las de gran altura se van a ver afectadas por la acción del viento, de hecho lo que se espera es que la estructura se mueva dentro de un rango admisible que no afecte los habitantes del edificio o comprometa la estructura (Burton, Kwok, & Abdelrazaq, 2015).

En Colombia las estructuras metálicas no son tan comunes a comparación de otros países, esto es porque la industria siderúrgica no produce los perfiles, elementos estructurales, entre otros que se requieren para edificaciones en estructura metálica. Adicionalmente se requiere de un conocimiento especializado para el diseño, cálculo y ejecución de este tipo de construcciones. La siguiente imagen muestra en el mapa de Sur América qué países cuentan con edificios de más de 100 metros en altura, en estructura compuesta o en acero.



**Figura 7.** Ubicación de edificios con más de 100 metros en altura. Tomado de <http://skyscrapercenter.com/interactive-data>

Según Council on Tall Building and Urban Habitat, Sur América solo cuenta con 4 edificios, los cuales 3 están ubicados en Brasil y uno en Argentina, ninguno de estos edificios superan los 200 metros de altura. Esta es una comparación solo a nivel de Sur América, evidentemente a nivel mundial, existen más de 300 edificios con las mismas características (estructura compuesta o en acero), pero con más de 200 metros de altura y se encuentran ubicados, en Asia, Estados Unidos, Estados Árabes Unidos.



**Figura 8.** Ubicación de edificios con más de 200 metros de altura. Tomado de <http://skyscrapercenter.com/interactive-data>

## 4.2 ANTECEDENTES DE LA EDIFICACION

El proyecto la Torre la Escollera en Cartagena se planeaba que iba a ser el edificio más alto de Colombia, y su costo sería de 20 mil millones de pesos de la época (2005). El edificio se presupuestaba entregar en septiembre del 2006 pero varios sucesos retrasaron su entrega que se pensaba sería para principios del 2008, pero la construcción no pudo ser concluida por fallas en la estructura. La empresa propietaria del edificio decidió desmontarlo, debido a que la interventoría confirmó la curvatura que presentaban las columnas entre los pisos 28 y 40. En la estructura, según planos estructurales, se observan riostras con nudos articulados. Sin embargo durante el proceso constructivo no se instalaron dichas riostras. Es decir que "las deformaciones fueron 25 veces mayores que las que se hubieran dado con las riostras" (Garza Vaquez & Orozco Fonnegra, 2008). Así mismo, durante el proceso constructivo los entrepisos tampoco se construyeron a excepción de los tres primeros pisos, por ende la presencia de los diafragmas formados por las losas hubieran dado como resultado la transferencia de cargas horizontales a los pórticos arriostrados, pero la ausencia de estos hizo que cada pórtico actuara como una estructura independiente, renunciando a la conveniencia de compartir las cargas entre varios de ellos. Por lo tanto, el peso de las losas hubiera sido favorable para contrarrestar los momentos de volteo generados por las fuerzas de viento (Garza Vaquez & Orozco Fonnegra, 2008).

Basados en el reporte de Luis Garza y Orozco (2008) la causa principal de la falla de la Torre de la Escollera fue la ausencia de las riostras y las losas durante su construcción, así como la falta de rigidez de los nudos de conexión.

En el artículo presentado en la revista Construcción Metálica por Luisa Garza y Orozco en el año 2008, se muestran registros de la velocidad de viento del 13 de mayo

de 2007 de 40 km/h que actúan sobre un 20% del área del edificio, pues no tenía fachadas. Para este análisis comparativo se usaron registros del IDEAM con la velocidad máxima de viento presentada en el mes de mayo en el 2007, siendo esta de 57.6 km/h.

De la información recolectada, se evidenció la falta de rigurosidad en el análisis de la estructura, de acuerdo con la normativa vigente de la época. Además los resultados del presente trabajo servirán como referencia para futuros ingenieros a fin de evitar que catástrofes como estas se repitan.

*“Para que repetir los errores antiguos, habiendo tantos por cometer”*

*Bertrand Russell*

#### **4.3 ARTÍCULOS ESTUDIADOS PARA EL ANTEPROYECTO.**

El diseño estructural de un edificio, debe contemplar el colapso progresivo de la edificación si por desgracia ocurre un evento infortunado. El colapso progresivo se ha venido estudiando desde el colapso parcial del edificio residencial Ronan Point en 1968 en Londres (Liu, Tan, & Fung, 2015). Para entender el colapso progresivo, hay que partir de las respuestas estructurales que implica la pérdida de una o más columnas y que partir de eso los procesos dinámicos no lineales son diferentes y más complicados. Este artículo fue de gran ayuda para el desarrollo de la presente investigación, pues en la Torre La Escollera falló cuando se estaba construyendo por lo tanto se debe comprender el comportamiento no solo cuando la estructura ya está para su servicio, sino también durante su construcción.

El diseño estructural para las cargas laterales como la de viento, está relacionado con el límite de servicio que se define como el rendimiento bajo las cargas laterales y se

evalúa con la deriva y la percepción del movimiento. Cuando una deriva excede su límite puede afectar puertas, dinteles, sistemas hidráulicos y eléctricos entre otros. Y cuando la percepción del movimiento es considerable implica malestar en los ocupantes de la edificación (Cui & Caracoglia, 2015). Este artículo fue de gran ayuda para identificar el impacto que tiene el viento y como ver su rendimiento en edificio de gran altura.

El colapso progresivo consiste en la una falla estructural local, que hace que los miembros adyacentes también fallen lo que puede llevar a un colapso total de la estructura (Song & Sezen, 2013). El colapso progresivo puede ocurrir cuando se pierde o falla un elemento que soporta cargas verticales, por lo general columnas, por ende si los elementos adyacentes no están diseñados para soportar y redistribuir las cargas entonces el colapso de la estructura es inminente.

El artículo *Energy flow in progressive collapse of steel framed buildings*, estudia donde es distribuida la energía cuando un elemento estructural falla y se evalúa el colapso progresivo de la estructura, se encontró que inicialmente la energía se transfiere a las vigas deformándolas definitivamente y la capacidad de carga de las columnas se veía reducida (Szyniszewski & Krauthammer, 2012b).



## **CAPITULO V**

### **CONSIDERACIONES GENERALES Y BASES DE CÁLCULO**

#### **5.1 BASES DE CÁLCULO ORIGINALES**

##### **5.1.1. Características de la edificación del proyecto**

Nombre de la edificación a estudiar: Torre de la Escollera.

Dirección: Cartagena de Indias, Bolívar, Colombia

Uso: Residencial

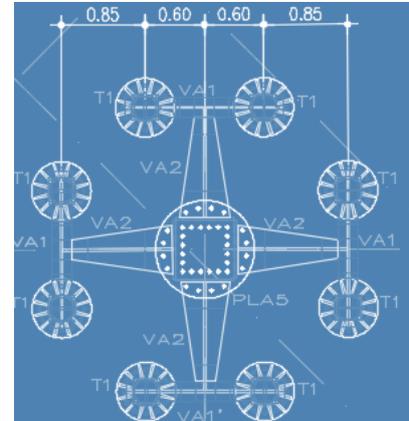
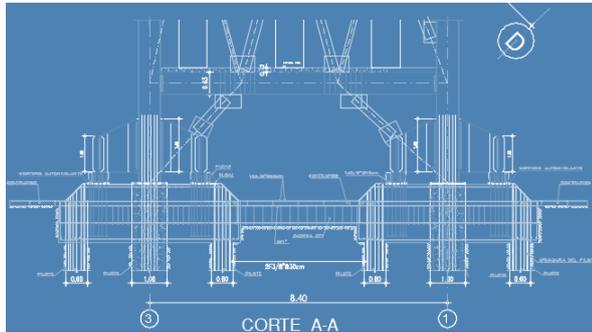
Numero de niveles: 58

Altura desde la base hasta el piso más alto de la edificación: 200.3 m

Método de diseño usado: Primeramente se hizo un pre diseño con las características geométricas iniciales de los elementos; con estos resultados se ajustan los elementos para hacer una segunda corrida y así sucesivamente hasta conseguir que los resultados sean consistentes; finalmente se obtienen los resultados más críticos para la combinación de carga más desfavorable. Las normas aplicadas para el diseño son las de la Norma NSR-98. Todos los elementos han sido diseñados con programas computacionales basados en dichas normas.(Luis E. Castro Solís.)

Tipo de cimentación diseñada por los ejecutores de la construcción, se hace el análisis de la cimentación de la Torre y se utilizó el programa ETABS. En base a reacciones obtenidas del Análisis Estructural y los datos del Estudio de suelos se hizo diseño de zapatas metálicas apoyadas sobre Pilotes y los Pilotes amarrados entre sí mediante vigas de amarre en hormigón armado (Figura 9). Para la zona de

aparcamientos se consideró zapatas sobre pilotes amarradas entre sí mediante vigas de amarre.



### 2.3 Planta-armado cabezal pilote y zapata pilotes

### b) Ubicación de los

**Figura 9.** Zapatas metálicas y Ubicación de los pilotes en una de las zapatas. Tomado de: Memoria de Cálculo Original de la Torre de la Escollera

### 5.1.2 Materiales empleados

El concreto en losas será de 3000 psi, el hormigón de columnas 8000 psi el de las vigas de amarre 4000 psi y el de los pilotes 4000 psi.

### 5.1.3. Calidades y propiedades del acero

Las platinas que conforman las columnas, los patines ,el alma de las vigas y en general todo el esqueleto estructural está construido con acero de calidad tipo ASTM A588 grado 50 y A572 también grado 50; los perfiles plegados que conforman las escaleras serán de acero SAE 1010 o equivalente. Las varillas son de  $F_y=4.200 \text{ kg/cm}^2$ .

### 5.1.4 Solicitaciones

Se establecen en el cálculo las siguientes cargas y sobre cargas

Cargas de peso propio de la estructura.

Sobrecargas de uso de la estructura

Cargas de viento (según la NSR-98)

Cargas sísmicas (Según la NSR-98)

### **5.1.5 Combinaciones de carga**

Para el análisis del esqueleto espacial se utilizó el programa ETABS basado en elementos finitos. Se modelaron columnas circulares de acero con un radio de giro similar a las columnas compuestas estipuladas en los planos estructurales. El esqueleto estructural se analizó con cinco estados de carga básicos las fuerzas sísmicas y de viento. Se hizo análisis dinámico conforme exigencia de la Norma NSR-98. Para el diseño de las columnas las vigas y las diagonales se hicieron 9 combinaciones y de todas estas combinaciones se tomaron las más desfavorables para el diseño de cada uno de los elementos.

Estados básicos de carga:

CM = Carga Muerta

CV = Carga Viva

SISMO = Spec1

VIENTOXX = Viento en el sentido X-X

VIENTOYY = Viento en el sentido Y-Y

Combinaciones: Según el calculista de la torre de la escollera, se tomó en cuenta el Viento dentro de las Combinaciones por ser más desfavorable que el sismo y se utilizó la Norma NSR-98.

$$\text{COMB1} = \text{CM} (0.6375) + \text{VIENTOXX} (0.75)$$

$$\text{COMB2} = \text{CM} (0.6375) + \text{VIENTOYY} (0.75)$$

$$\text{COMB3} = \text{CM} (0.6375) + \text{VIENTOYY} (0.75) + \text{L} (0.75)$$

$$\text{COMB4} = \text{CM} (0.6375) + \text{VIENTOXX} (0.75) + \text{L} (0.75)$$

$$\text{COMB5} = \text{CM} (1.0) + \text{L} (1.0)$$

$$\text{COMB6} = \text{CM} (0.6375) - \text{VIENTOXX} (0.75)$$

$$\text{COMB7} = \text{CM} (0.6375) - \text{VIENTOYY} (0.75)$$

$$\text{COMB8} = \text{CM} (0.6375) - \text{VIENTOYY} (0.75) + \text{L} (0.75)$$

$$\text{COMB9} = \text{CM} (0.6375) - \text{VIENTOXX} (0.75) + \text{L} (0.75)$$

### **5.1.6 Descripción sistemas utilizados**

**Columnas:** Se han adoptado columnas cuadradas mixtas tubulares de acero rellenas con hormigón y reforzamiento de varillas.

**Vigas:** Son secciones “W” de acero diseñadas considerando todos los estados de carga y sus reducciones por redistribución de momentos y por momentos de borde. Las vigas son construidas basándose en platinas y planchas; el corte se resolvió controlando el espesor del alma según el nivel de esfuerzo cortante.

**Unión viga - columna:** Se las diseñó como elementos flexoresistentes soldando la sección W de la viga a la cara de la columna.

**Unión columna - columna:** Al ser elementos prefabricados, la unión se realiza mediante soldadura a tope previo biselado o mediante articulación con espiga perdida ubicada a media altura.

**Apoyo:** Se consideró la estructura de acero con empotramiento sobre el hormigón armado de la cimentación.

## 5.2 BASES DE CÁLCULO PARA ESTA INVESTIGACIÓN

### 5.2.1 Descripción del proyecto

El proyecto en consideración consiste en el estudio de los niveles de esfuerzos, desplazamientos y efectos de esbeltez de la estructura de la Torre de la Escollera en la Ciudad de Cartagena. Donde se van a realizar las comparaciones de desplazamientos del edificio durante el proceso constructivo con las cargas de diseño y con las cargas presentadas en el evento 13 de mayo de 2007.

El edificio estaba diseñado para uso residencial, la altura total del edificio como fue concebido en los diseños es de 200.3 metros, pero durante su construcción alcanzo solo la altura de 152.3 metros.

En la tabla 1, se comparan las propiedades, como el área, el peso y la altura de los modelos que se usaron para realizar esta investigación.

**Tabla 1.** Especificaciones de los edificios

<b>Edificio</b>	<b>Proceso Constructivo Sin Rigidizar</b>	<b>Proceso Constructivo Rigidizado</b>	<b>Edificio Terminado</b>
Área Total (m <sup>2</sup> )	14194.15	14194.15	14967.74
Peso Total (kN)	9051.31	10187.3	121179.22
Altura (m)	152.3	152.3	200.3

En la tabla 2 se puestran los materiales empleados para el análisis de los modelos de los edificios.

## 5.2.2 Materiales empleados

Tabla 2. Especificaciones de los materiales empleados

Acero	Fy (MPa)	345	E ASTM A50 (MPa)	200000
Acero de refuerzo	Fysr(MPa)	41.3	E refuerzo (MPa)	200000
Concreto	f' c (MPa)	34.47	E Conccol (MPa)	29735.79

## 5.2.3 Solicitaciones

Se establecen en el cálculo las siguientes cargas y sobre cargas

Cargas de peso propio de la estructura.

Sobrecargas de uso de la estructura

Cargas de viento (según la NSR-98 y registros del IDEAM)

Cargas sísmicas (Según la NSR-98)

## 5.2.4 Combinaciones de carga

Para el análisis de los modelos estructurales (arriostrado y sin riostras) se utilizó el programa SAP2000. Los modelos se analizaron con siete estados de carga básicos las fuerzas sísmicas y de viento. Se hizo análisis dinámico conforme exigencia de la Norma NSR-98 y se realizó el análisis de viento ante la carga de viento de la Norma y los registros de viento del IDEAM.

Estados básicos de carga:

CM = Carga Muerta

CV = Carga Viva

SISMO = Spec 1

VIENTOX (NSR-98)= Viento en el sentido X-X

VIENTOY(NSR-98) = Viento en el sentido Y-Y

VIENTOX(IDEAM)= Viento en el sentido X-X

VIENTOY(IDEAM) = Viento en el sentido Y-Y

Combinaciones:

$$\text{COMB1} = \text{CM} (1) + \text{CV} (1)$$

$$\text{COMB2a} = \text{CM} (0.6375) + \text{VIENTOX (NSR-98)} (0.75)$$

$$\text{COMB2b} = \text{CM} (0.6375) + \text{VIENTOX (IDEAM)} (0.75)$$

$$\text{COMB3a} = \text{CM} (0.6375) + \text{VIENTOY (NSR-98)} (0.75)$$

$$\text{COMB3b} = \text{CM} (0.6375) + \text{VIENTOY (IDEAM)} (0.75)$$

$$\text{COMB4a} = \text{CM}(0.6375) + \text{VIENTOY(NSR-98)} (0.75) + \text{CV}(0.75)$$

$$\text{COMB4b} = \text{CM}(0.6375) + \text{VIENTOY(IDEAM)} (0.75) + \text{CV} (0.75)$$

$$\text{COMB5a} = \text{CM} (0.6375) + \text{VIENTOX(NSR-98)}(0.75) + \text{CV} (0.75)$$

$$\text{COMB5b} = \text{CM} (0.6375) + \text{VIENTOX(IDEAM)}(0.75) + \text{CV} (0.75)$$

$$\text{COMB6a} = \text{CM} (0.6375) + \text{VIENTOX(NSR-98)}(-0.75)$$

$$\text{COMB6b} = \text{CM} (0.6375) + \text{VIENTOX(IDEAM)}(-0.75)$$

$$\text{COMB7a} = \text{CM} (0.6375) + \text{VIENTOY(NSR-98)}(-0.75)$$

$$\text{COMB7b} = \text{CM} (0.6375) + \text{VIENTOY(IDEAM)}(-0.75)$$

$$\text{COMB8a} = \text{CM} (0.6375) + \text{VIENTOY}(\text{NSR-98})(-0.75) + \text{CV} (0.75)$$

$$\text{COMB8b} = \text{CM}(0.6375) + \text{VIENTOY}(\text{IDEAM}) (-0.75) + \text{CV} (0.75)$$

$$\text{COMB9a} = \text{CM}(0.6375) + \text{VIENTOX}(\text{NSR-98})(-0.75) + \text{CV} (0.75)$$

$$\text{COMB9b} = \text{CM}(0.6375) + \text{VIENTOX}(\text{IDEAM})(-0.75) + \text{CV} (0.75)$$

$$\text{COMB10} = \text{CM} (1) + \text{CV} (0.5)$$

$$\text{COMB11} = \text{CM} (1)$$

$$\text{COMB12a} = \text{CM} (1) + \text{VIENTOY}(\text{NSR-98}) (0.75) + \text{CV} (0.75)$$

$$\text{COMB12b} = \text{CM} (1) + \text{VIENTOY}(\text{IDEAM}) (0.75) + \text{CV} (0.75)$$

$$\text{COMB13a} = \text{CM} (1) + \text{VIENTOX}(\text{NSR-98}) (0.75) + \text{CV} (0.75)$$

$$\text{COMB13b} = \text{CM} (1) + \text{VIENTOX}(\text{IDEAM}) (0.75) + \text{CV} (0.75)$$

$$\text{COMB14a} = \text{CM} (1) + \text{VIENTOY}(\text{NSR-98}) (-0.75) + \text{CV} (0.75)$$

$$\text{COMB14b} = \text{CM} (1) + \text{VIENTOY}(\text{IDEAM}) (-0.75) + \text{CV} (0.75)$$

$$\text{COMB15a} = \text{CM} (1) + \text{VIENTOX}(\text{NSR-98}) (-0.75) + \text{CV} (0.75)$$

$$\text{COMB15b} = \text{CM} (1) + \text{VIENTOX}(\text{IDEAM}) (-0.75) + \text{CV} (0.75)$$

$$\text{COMB16a} = \text{CM} (1) + \text{VIENTOY}(\text{NSR-98}) (1)$$

$$\text{COMB16b} = \text{CM} (1) + \text{VIENTOY}(\text{IDEAM}) (1)$$

$$\text{COMB17a} = \text{CM} (1) + \text{VIENTOX}(\text{NSR-98}) (1)$$

$$\text{COMB17b} = \text{CM} (1) + \text{VIENTOX}(\text{IDEAM}) (1)$$

$$\text{COMB18a} = \text{CM} (1) + \text{VIENTOY}(\text{NSR-98}) (-1)$$

COMB18b =CM (1)+VIENTOY(IDEAM) (-1)

COMB19a =CM (1)+VIENTOX(NSR-98) (-1)

COMB19b =CM (1)+VIENTOX(IDEAM) (-1)

COMB20 =CM (1.1071485)+CV(0.75)+SISMO(0.80357)

COMB21 =CM (1.1428571) +SISMO (1.07143)

COMB22 =CM (0.757142) +SISMO (1.07143)

COMB23 = CM (1.6)

COMB24 = CM (1.6) +CV (0.32)

COMB25 = CM (1.4)

COMB26 = CM (1.2) +CV (1.6)

### **5.2.5 Metodología de análisis**

Para el análisis y verificación de secciones, se utilizó el programa SAP2000 versión 18.0.1, modelando el edificio de acero como sistema de pórtico de momento con vigas y columnas de acero en la periferia y pórticos arriostrados concéntricamente y pórticos arriostrados excéntricamente, en V invertida y diagonal de acero en el núcleo de la escalera y ascensor. Se consideraron nodos restringidos que se comporten como un cuerpo rígido en donde la unión entre vigas modeladas con elemento *Frame* y placas modeladas con elemento *Shell* para el tipo de *constraint diaphragm*.

### **5.2.6 Descripción del sistema sismo resistente**

La estructura de La Torre la Escollera consiste en marcos arriostrados excéntricamente y diagonales en el núcleo de las escaleras y ascensor. El edificio tiene

la misma sección entre la altura 16.6 m y a la altura 129.7 m, después el área se vuelve una sección circular y vuelve a tener la misma sección anterior, hasta el último piso donde se presenta un helipuerto.

Los marcos arriostrados proveen control en las deformaciones laterales debido a su notable rigidez lateral.

Las estructuras consisten en un esqueleto espacial dúctil conformado por vigas y columnas metálicas y diafragmas metálicos (sistema estructural combinado). La modulación en planta de las columnas está conforme a los planos arquitectónicos.

Los pórticos están conformados por columnas mixtas tubulares rectangulares rellenas de hormigón y vigas principales de sección “W” con uniones flexoresistentes; para las vigas secundarias se utilizan vigas “W”.

Las columnas se apoyan sobre placas unidas a la cimentación mediante varillas de anclaje constituyendo un empotramiento.

Las vigas secundarias se apoyan en las vigas principales; sobre las vigas se coloca un Deck de lámina galvanizada, de 1.5” de peralte y espesor 0.76 mm sobre el cual descansa una placa de concreto de 7.00 cm de espesor promedio.

### **5.2.7 Arriostramientos**

Para la asignación de rótulas en extremos de diagonales en los cuales no deben existir momentos, el Momento 22 y Momento 33 al inicio y al final es igual a cero. Para la conexión de los arriostramientos se asumió conexión a cortante.

### **5.2.8 Normas y Códigos utilizados para el desarrollo de la investigación.**

-American Institute of Steel Construction, AISC-360-97

Specification for Structural Steel Buildings

-American Society of Civil Engineers, ASCE-7

Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-98

Titulo B- Cargas

Titulo F- Estructuras Metálicas

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10



## CAPITULO VI

### ANÁLISIS Y ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS EDIFICIOS

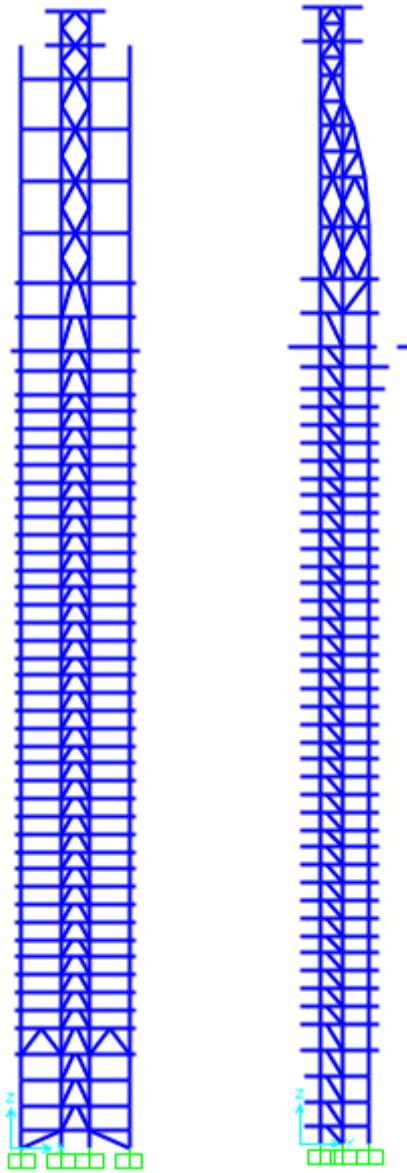
#### 6.1 RIGIDECES AL DESPLAZAMIENTO

##### 6.1.2 Estudio de columnas sin definir una sección compuesta

El diseño y análisis del modelo digital de la edificación haciendo el modelo original en ETABS por el calculista de la Torre de la Escollera fue realizado y definido con las propiedades no ajustadas de una sección compuesta. Las columnas de la estructura son compuestas, conformadas por perfil tubular relleno de concreto, como se puede ver en la Figura 12. Para el análisis de la edificación se definieron secciones circulares redondas en acero, con un radio de giro similar al de una columna de sección compuesta, como lo hizo el calculista de la estructura.

Por lo tanto, se decidió realizar una comparación de las rigideces al desplazamiento de las columnas diseñadas como un perfil tubular relleno de concreto en SAP2000 con la opción-*Section Designer*- y las rigideces de las columnas originales.

La Figura 10 muestra la edificación completa con sus respectivos arriostramientos hasta la altura 200.3 m.



**Figura 10.** Vista en el plano Y-Z y la vista en el plano X-Z

En la Figura 11 se puede observar una planta estructural típica de la Torre de la Escollera.



### 6.1.3 Contraste de las propiedades de las columnas circulares en acero y columnas de perfil tubular rellenas de concreto.

En este capítulo se va a realizar una comparación de las propiedades de las columnas circulares en acero y columnas de perfil tubular rellenas de concreto, tomando en consideración tres (3) columnas del nivel 17.

La Figura 12 contiene el cuadro de columnas del nivel 17 en la altura de 21.2 m del edificio de la Torre de la Escollera, contenido en los planos de la curaduría actualizados. El nombre de las columnas es acorde con los ejes y ubicación de la planta estructural, como se puede ver en la Figura 12 y 11.

Nivel 17																
NOMEN	Long (mm)	Sección			Refuerzo			Varilla de Cont.			Tubo			Tapa		
		h1 (mm)	b1 (mm)	tw (mm)	Ø (mm)	L (mm)	Cant (u)	Ø (mm)	L (mm)	Cant (u)	Db (mm)	hb (mm)	tb1 (mm)	bp1 (mm)	hp1 (mm)	tp1 (mm)
A1	3820	600	600	16	0	0	0	20	2400	16	125	330	4	597	597	12
B1	3820	400	400	12	0	0	0	18	2160	16	125	330	4	397	397	12
C1	3820	400	400	12	0	0	0	18	2160	16	125	330	4	397	397	12
D1	3820	600	600	16	0	0	0	20	2400	16	125	330	4	597	597	12
B2	3820	400	400	10	0	0	0	18	2160	16	125	330	4	397	397	12
C2	3820	400	400	10	0	0	0	18	2160	16	125	330	4	397	397	12
A3	3820	600	600	16	0	0	0	20	2400	16	125	330	4	597	597	12
B3	3820	400	400	20	14	3790	16	25	3000	16	125	330	4	397	397	12
C3	3820	400	400	20	14	3790	16	25	3000	16	125	330	4	397	397	12
D3	3820	600	600	16	0	0	0	20	2400	16	125	330	4	597	597	12

**Figura 12.** Propiedades columnas nivel 17. Tomado de: Memoria de Cálculo de la Torre de la Escollera

La Figura 12 nos muestra información sobre la longitud, sección, refuerzo y el número de varillas de las columnas, siendo:

- $h1$ , altura de la sección.

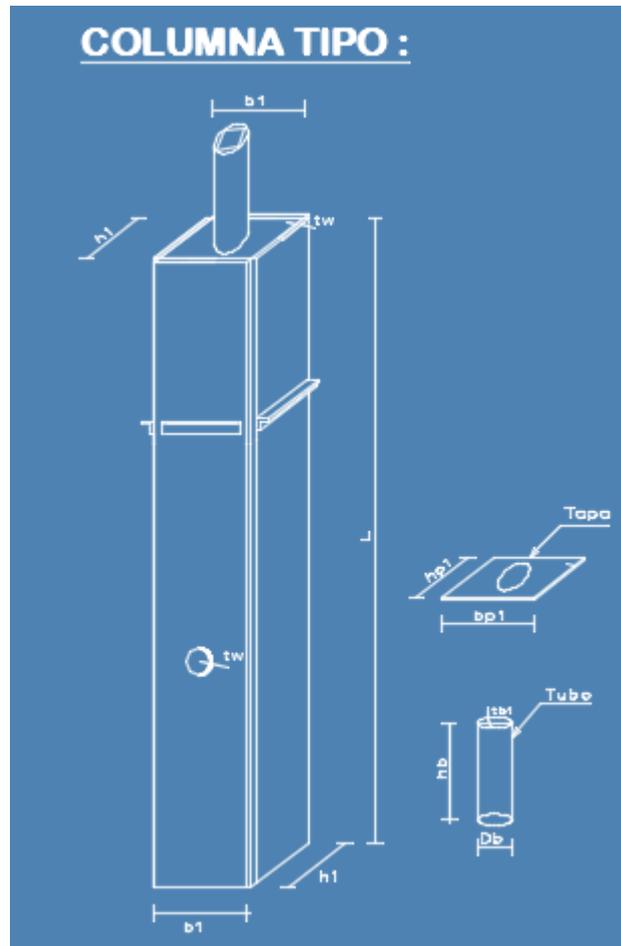
- $b1$ , base de la sección.

- $tw$ , espesor de la sección.

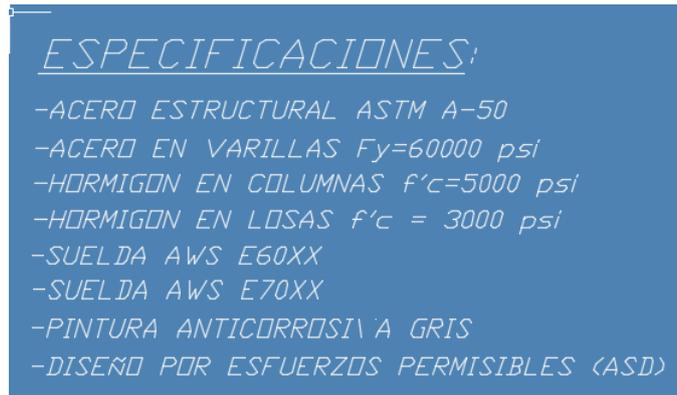
- $\Phi$ , diámetro del refuerzo

- $L_c$ , longitud del refuerzo o longitud de a columna.

La Figura 13 muestra las dimensiones de una sección transversal típica de una columna de la edificación.



**Figura 13.** Perfil tubular relleno de hormigón con nomenclatura de símbolos. Tomado de: Memoria de Cálculo Original de la Torre de la Escollera

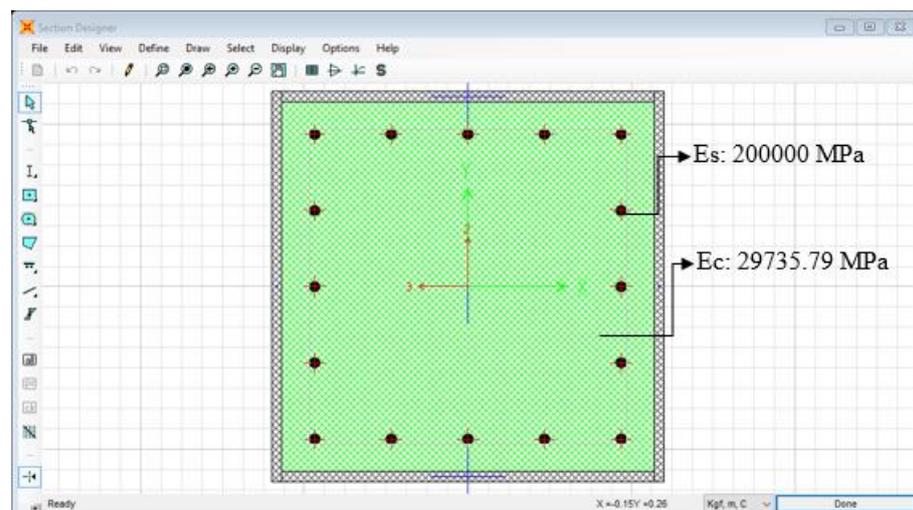


**Figura 14.** Cuadro de especificaciones de los materiales. Tomado de: Memoria de Cálculo Original de la Torre de la Escollera

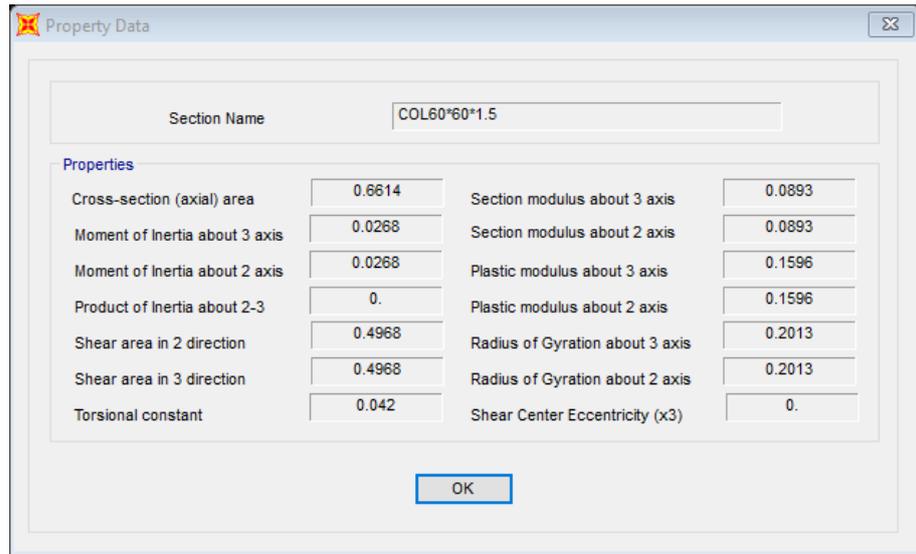
### 6.1.3.1 Propiedades de la sección del modelo usado en el presente estudio - Sección tubular rellena de hormigón de columna 60x60x1.6

A continuación se detallan las características de las columnas modeladas en SAP2000, con la opción *Section Designer*- se puede obtener una sección compuesta rellena de concreto. En ella, se define el material y sus dimensiones.

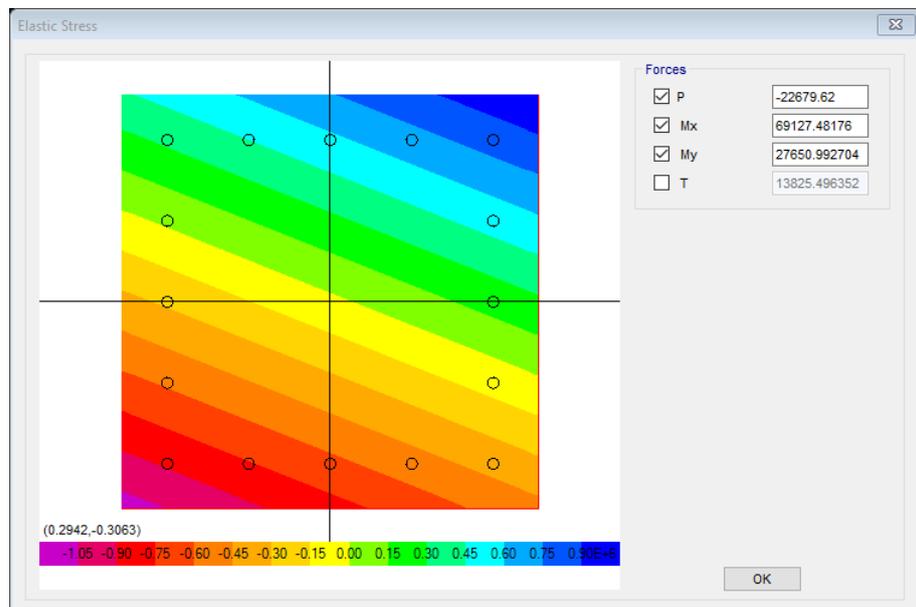
Como se muestra en la Figura 15, un ejemplo de cómo se construyeron las secciones de estas columnas. Es la columna localizada en A1 ver Figura 11.



**Figura 15.** Sección tubular rellena de hormigón de columna 60x60x1.6



**Figura 16.** Propiedades de la sección tubular rellena de hormigón de columna 60x60x1.6



**Figura 17.** Tensión elástica de la sección tubular rellena de hormigón de columna 60x60x1.6

Las Figuras 15,16 y 17 muestran las características cómo se crearon las columnas puesto que eran en sección compuesta, y a continuación se muestran las características como los diseñadores de La Torre la Escollera lo hicieron en el modelo de ellos.

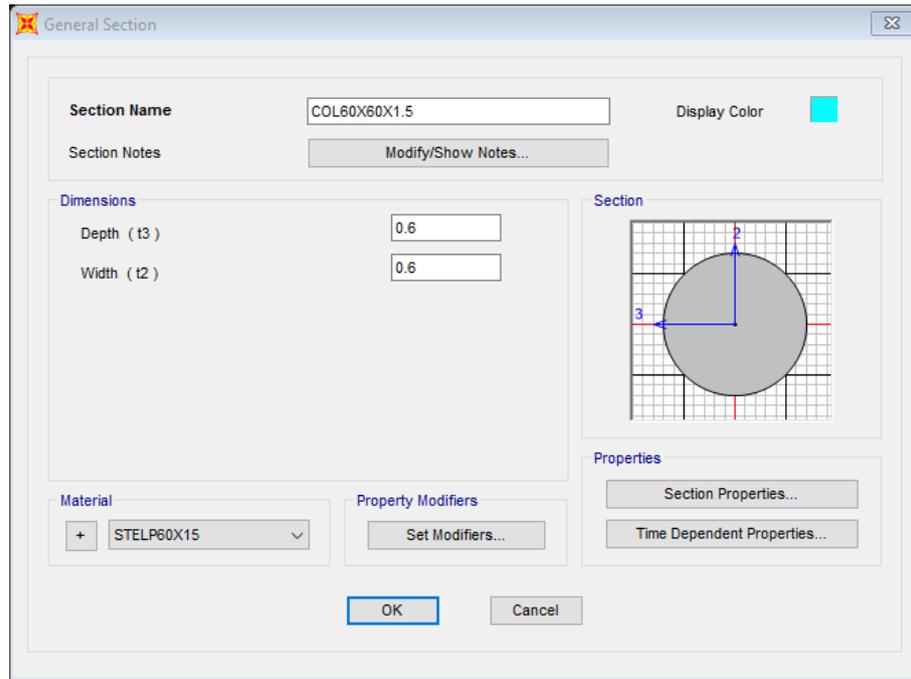
### 6.1.3.2 Propiedades de las columnas usadas originalmente para el diseño - Sección circular de acero para la columna 60x60x1.6

A continuación se detalla las propiedades de las columnas diseñadas originalmente, por el diseñador.

Property Data			
Section Name		COL60X60X1.5	
<b>Properties</b>			
Cross-section (axial) area	0.085	Section modulus about 3 axis	0.0102
Moment of Inertia about 3 axis	3.202E-03	Section modulus about 2 axis	0.0102
Moment of Inertia about 2 axis	3.202E-03	Plastic modulus about 3 axis	0.013
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	0.013
Shear area in 2 direction	0.018	Radius of Gyration about 3 axis	0.1941
Shear area in 3 direction	0.018	Radius of Gyration about 2 axis	0.1941
Torsional constant	3.489E-03	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

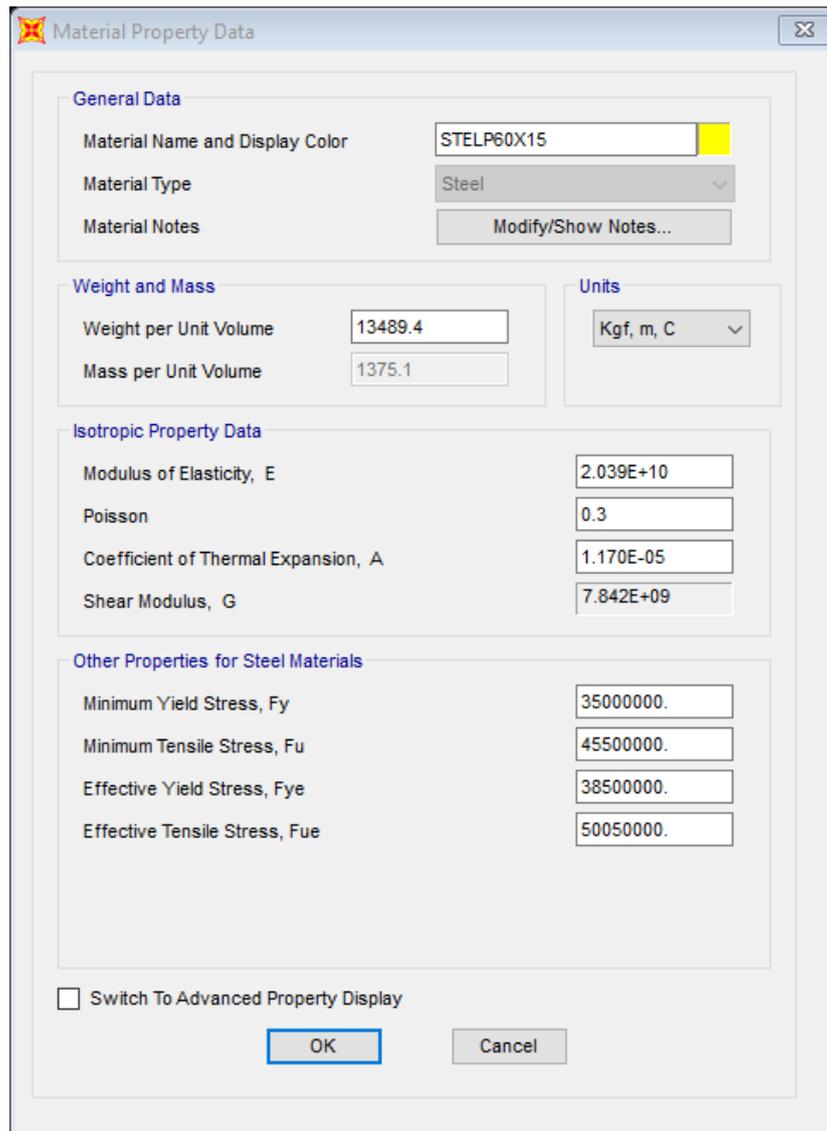
**Figura 18.** Propiedades de sección circular de acero de columna 60x60x1.6

De la Figura 19 se puede observar que se seleccionaron columnas circulares de acero, pero a esta sección se le define un material STELP60x15.



**Figura 19.** Sección circular de acero columna 60x60x1.6

La Figura 20 contiene la descripción de él material STELP60x15, este presenta un módulo de elasticidad de 200000 MPa y un peso por unidad de volumen de 13489.4  $\text{kg}/\text{m}^3$ . Cabe resaltar que este peso por unidad de volumen no corresponde a la densidad del concreto ni a la densidad del acero.



**Figura 20.** Propiedades del material de la columna circular

En la Tabla 3 se presentan las principales propiedades a analizar de la columna 60x60x1.6

**Tabla 3.** Tabla resumen de las propiedades de la sección COL60x60x1.6

**Datos de propiedades**

	<b>PTE</b>	<b>CCA</b>
Sección transversal de área (m <sup>2</sup> )	0.6614	0.085
Momento de inercia alrededor del eje 2 y 3	0.0268	0.0032
Módulo de sección alrededor del eje 2y 3	0.0893	0.0102
Módulo plástico alrededor del eje 2 y 3	0.1596	0.013
Radio de giro alrededor del eje 2 y 3	0.2013	0.1941

*Nota:* PTE = Perfil Tubular Relleno de Concreto; CCA= Columna Circular de Acero. (Kgf.m)

Hay una semejanza en los radios de giros de las secciones, la sección PTE presenta un radio de giro en 2,3 de 0.2013 y la sección CCA de 0.1941 (Tabla 3).

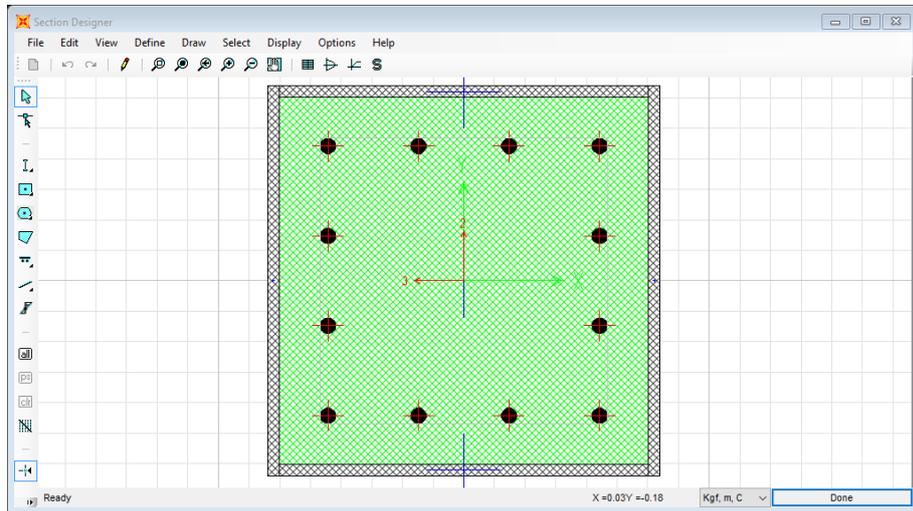
Propiedades de área de la sección que se modelaron detalladamente como el área transversal de la sección, módulo elástico, módulo plástico, módulo de sección y momento de inercia, son mayores en la sección modelada en contraste con las de la sección circular con propiedades acero como material.

Por lo cual se presenta una discordancia entre los datos anteriormente mencionados, estas propiedades pueden alterar los resultados al momento de llevar a cabo la construcción, pues al momento de modelar y diseñar el edificio en los programas computacionales no lo hicieron con la precisión adecuada. Aunque los resultados en un programa computacional y la realidad, no serán exactos si se aproxima y entre más proximidad haya, más catástrofes se pueden evitar.

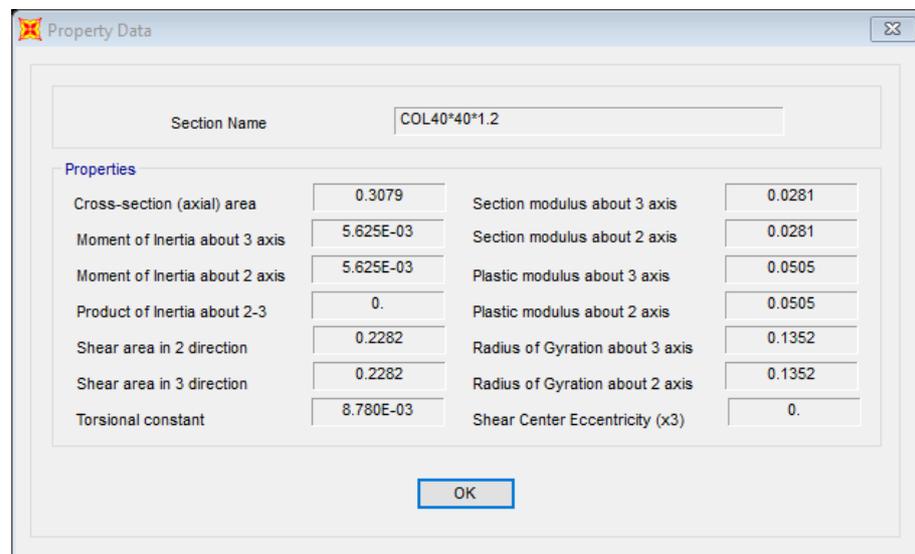
### 6.1.3.3 Propiedades de la sección del modelo usado en el presente estudio -

#### Sección tubular rellena de hormigón de columna 40x40x1.2

- Localizada en B1 ver Figura 11.



**Figura 21.** Sección tubular rellena de hormigón de columna 40x40x1.2



**Figura 22.** Propiedades de la sección tubular rellena de hormigón de columna 40x40x1.2

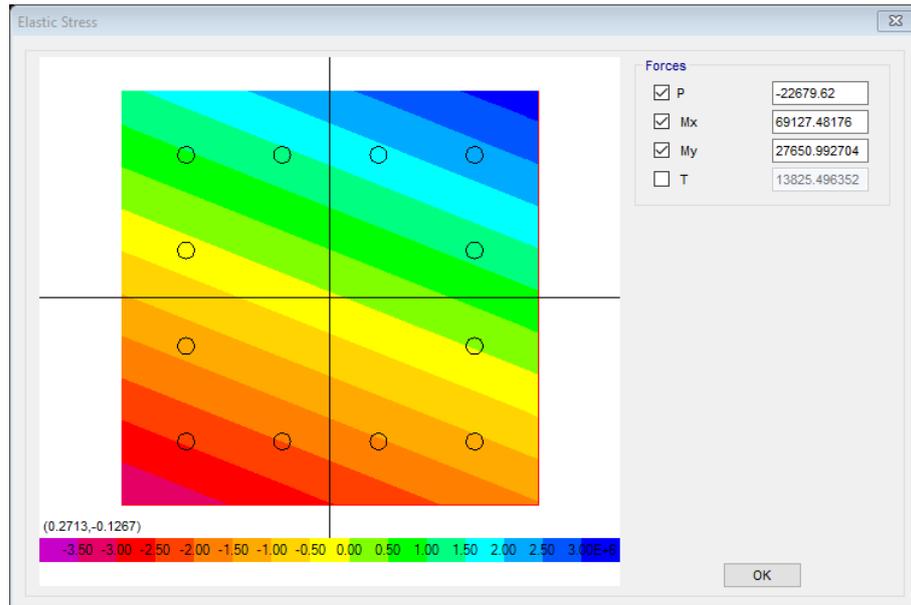


Figura 23. Tensión elástica de la sección tubular rellena de hormigón de columna 40x40x1.2

### 6.1.3.4 Propiedades de las columnas usadas originalmente para el diseño - Sección circular de acero para la columna 40x40x1.2

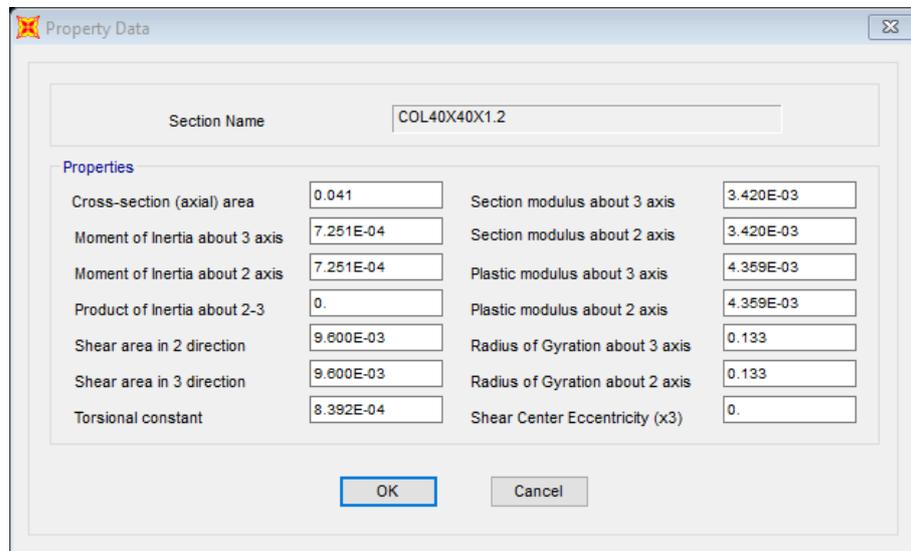
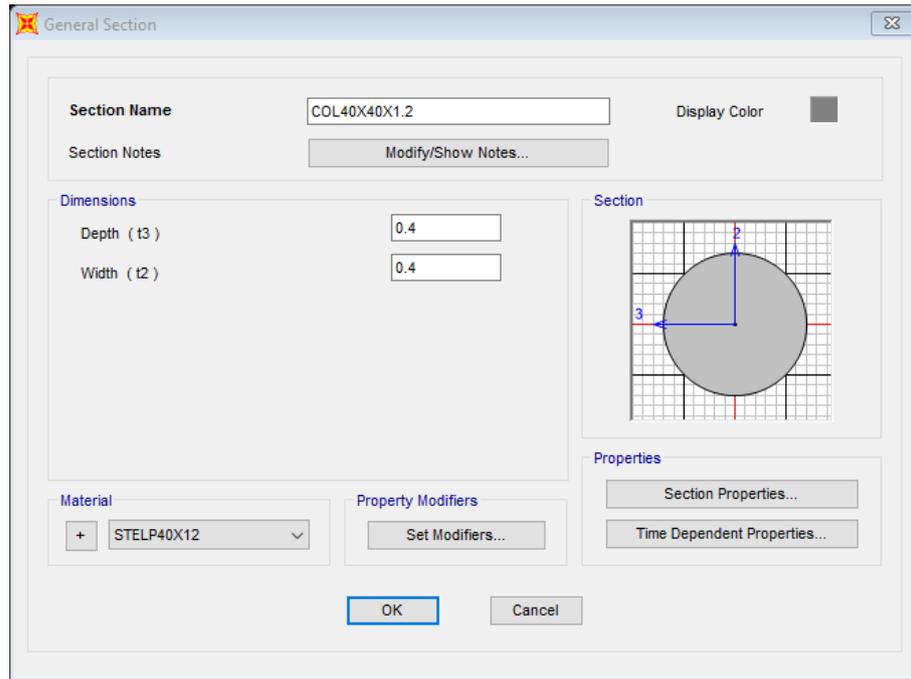


Figura 24. Propiedades de sección circular de acero columna 40x40x1.2

De la Figura 25 se puede observar que se seleccionaron columnas circulares de acero, pero a esta sección se le define un material STELP40x12.



**Figura 25.** Sección circular de acero columna 40x40x1.2

La Figura 26 contiene la descripción de él material STELP40x12, este presenta un módulo de elasticidad de 200000 MPa y un peso por unidad de volumen de 13042  $\text{kg}/\text{m}^3$ . Cabe resaltar que este peso por unidad de volumen no corresponde a la densidad del concreto convencional, ni a la densidad del acero convencional.

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name and Display Color: STELP40X12

Material Type: Steel

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 13042

Mass per Unit Volume: 1329.5

Units: Kgf, m, C

**Isotropic Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 2.039E+10

Poisson: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 7.842E+09

**Other Properties for Steel Materials**

Minimum Yield Stress, Fy: 35000000

Minimum Tensile Stress, Fu: 45500000

Effective Yield Stress, Fye: 38500000

Effective Tensile Stress, Fue: 50050000

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

**Figura 26.** Propiedades del material de la columna circular

En la Tabla 4 se presentan las principales propiedades a analizar de la columna 40x40x1.2.

**Tabla 4.** Tabla resumen de las propiedades de la sección COL40x40x1.2

**Datos de propiedades**

	<b>PTE</b>	<b>CCA</b>
Sección transversal de área	0.3079	0.041
Momento de inercia alrededor del eje 2 y 3	0.0056	0.0007
Módulo de sección alrededor del eje 2 y 3	0.0281	0.0034
Módulo plástico alrededor del eje 2 y 3	0.0595	0.0043
Radio de giro alrededor del eje 2 y 3	0.1352	0.133

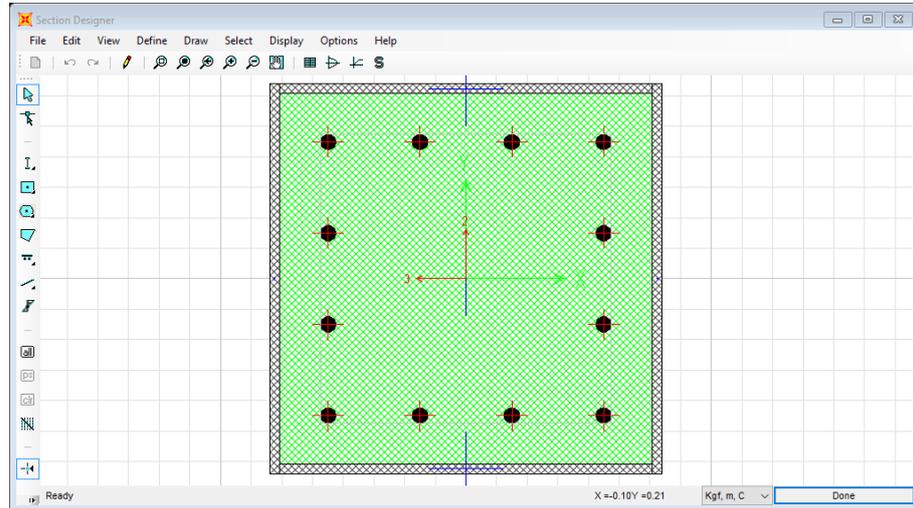
*Nota:* PTE = Perfil Tubular Relleno de Concreto; CCA= Columna Circular de Acero (Kgf.m).

Hay una semejanza en los radios de giros de las secciones, la sección PTE presenta un radio de giro en 2,3 de 0.1352 y la sección CCA presenta un radio de giro de 0.133 (Tabla 4). Nuevamente, las propiedades de área de la sección que se modelaron detalladamente como el área transversal de la sección, módulo elástico, módulo plástico, módulo de sección y momento de inercia, son mayores en la sección modelada en contraste con las de la sección circular con propiedades acero como material.

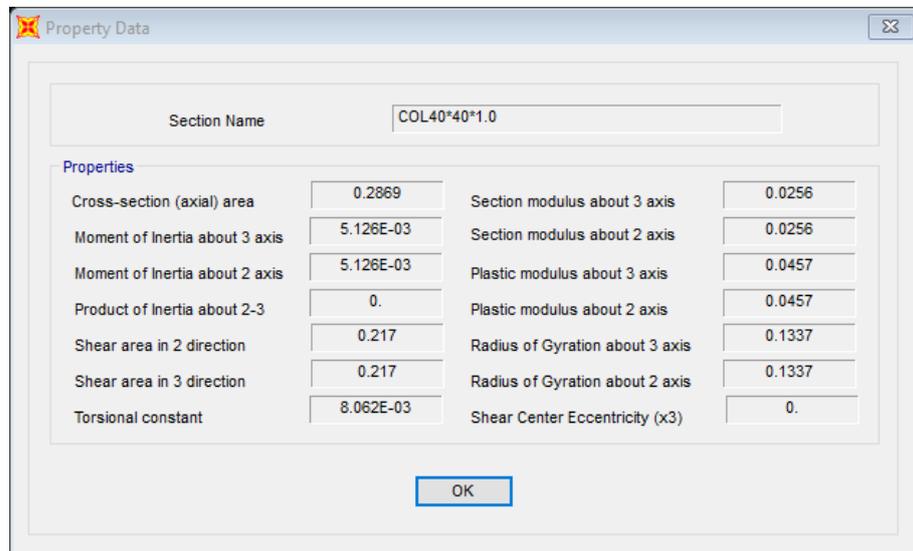
### 6.1.3.5 Propiedades de la sección del modelo usado en el presente estudio -

#### Sección tubular rellena de hormigón de columna 40x40x1.0

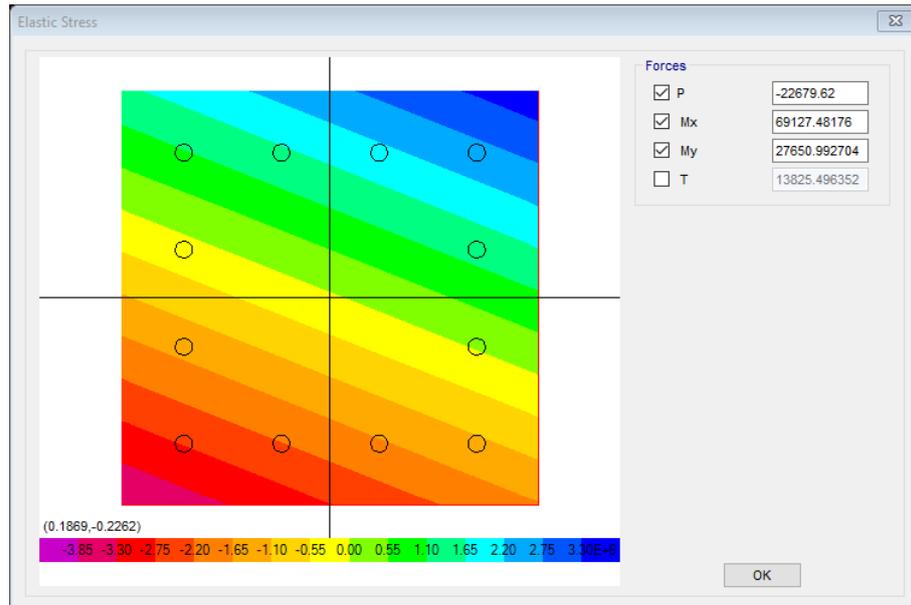
-Localizada en B2 ver Figura 11.



**Figura 27.** Sección tubular rellena de hormigón de columna 40x40x1.0

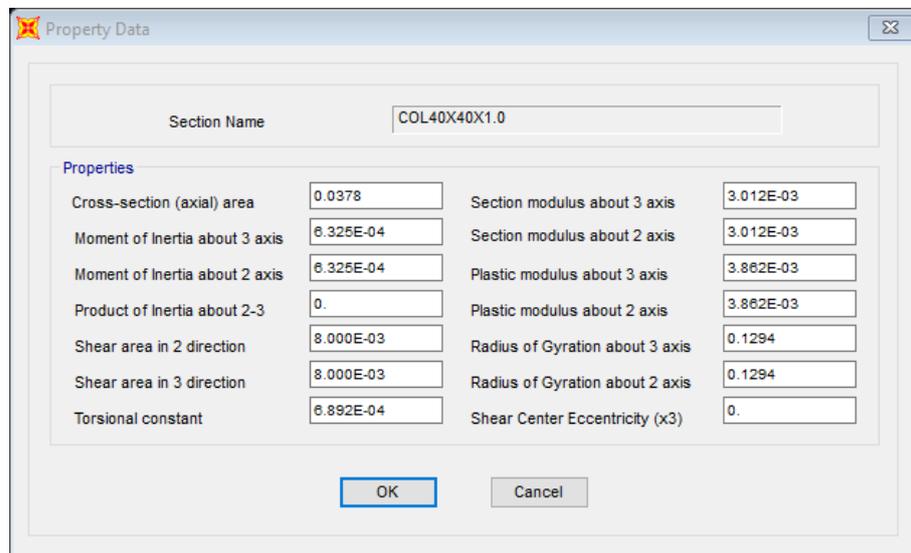


**Figura 28.** Propiedades de la sección tubular rellena de hormigón de columna 40x40x1.0



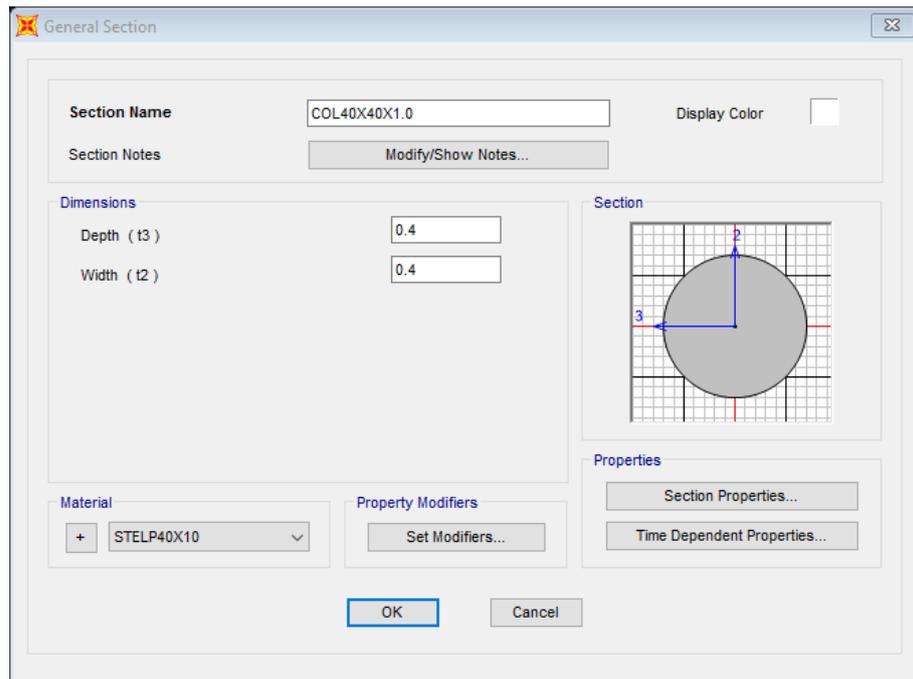
**Figura 29.** Tensión elástica de la sección tubular rellena de hormigón de columna 40x40x1.0

### 6.1.3.6 Propiedades de las columnas usadas originalmente para el diseño sección circular de acero para la columna 40x40x1.0



**Figura 30.** Propiedades de sección circular de acero columna 40x40x1.0

De la Figura 31 se puede observar que se seleccionaron columnas circulares de acero, pero a esta sección se le define un material STELP40x10.



**Figura 31.** Sección circular de hormigón acero 40x40x1.0

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name and Display Color: STELP40X10

Material Type: Steel

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 13481.5

Mass per Unit Volume: 1374.3

Units: Kgf, m, C

**Isotropic Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 2.039E+10

Poisson: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 7.842E+09

**Other Properties for Steel Materials**

Minimum Yield Stress, Fy: 35000000.

Minimum Tensile Stress, Fu: 45500000.

Effective Yield Stress, Fye: 38500000.

Effective Tensile Stress, Fue: 50050000.

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

**Figura 32.** Sección circular de hormigón acero 40x40x1.0

En la Tabla 5 se presentan las principales propiedades a analizar de la columna 40x40x1.2.

**Tabla 5.** Tabla resumen de las propiedades de la sección COL40x40x1.2

**Datos de propiedades**

	<b>PTE</b>	<b>CCA</b>
Sección transversal de área	0.2869	0.0378
Momento de inercia alrededor del eje 2 y 3	0.0051	0.0006
Módulo de sección alrededor del eje 2y 3	0.0256	0.0030
Módulo plástico alrededor del eje 2 y 3	0.0457	0.0038
Radio de giro alrededor del eje 2 y 3	0.1337	0.1294

*Nota:* PTE = Perfil Tubular Relleno de Concreto; CCA= Columna Circular de Acero.

Hay una semejanza en los radios de giros de las secciones, la sección PTE presenta un radio de giro en 2,3 de 0.1337 y la sección CCA, presenta un radio de giro de 0.1294 (Tabla 5).

Es decir, que la relaciones entre el momento de inercia,  $I_x$ , y el área de las secciones,  $A$ , satisface la ecuación del radio de giro (A.11) ya sea en  $x$  o en  $y$ .

$$r_x = \sqrt{(I_x/A)} \quad (\text{Ecuación A.11 Beer, Johnston, Dewolf y Mazurek, 2010})$$

El área de la sección transversal y el momento de inercia es mayor en le sección PTE. Por lo tanto, el área de la sección transversal y el momento de inercia es menor en la sección CCC.

Para estudiar la conducta plástica de un material, se analiza el material del que está hecho (Beer, Johnston, Dewolf y Mazurek, 2010).

$$Z = \frac{M_p}{\sigma_y} = \frac{bc^2\sigma_y}{\sigma_y} = bc^2 = \frac{1}{4}bh \quad (\text{Ecuación 4.47 Mecánica de los materiales 5ta Ed})$$

Donde:

- $M_p$ : momento plástico (kgf.m).

- $\sigma_y$ : límite de fluencia (kgf/m<sup>2</sup>).

- $b$ : base de la sección (m).

- $c$ : centroide de sección (m)

- $h$ : altura de la sección (m).

El momento plástico está relacionado con las dimensiones del área de la sección, dando como resultado que no se tengan en cuenta las propiedades del material, en este caso el punto de fluencia,  $\sigma_y$ . En este caso, la columna PTE, tiene más área transversal (Tabla 5) respecto a la columna CCA.

Por lo tanto, las propiedades de área de las secciones que se modelaron detalladamente (área transversal de la sección, módulo elástico, módulo plástico, módulo de sección y momento de inercia) dependen de las dimensiones de la sección y en este caso las propiedades son mayores en la sección modelada en contraste con las de la sección circular original con propiedades acero como material.

Existe sin embargo, una similitud en el radio de giro de las columnas definidas como circulares de acero y el radio de giro de las columnas de perfil tubular rellenas de concreto. Sin embargo, los materiales asignados y la forma de las columnas para el diseño del edificio son diferentes en contraste con las columnas definidas en los planos estructurales. Por lo cual al momento de revisar las respuestas estructurales del modelo de elementos finitos en ETABS el diseñador uso un factor de mayoración para todas las

secciones. Por lo cual lo que se modelo en ETABS no es una fiel representación de lo que se planeaba construir.

#### **6.1.4 Análisis de rigidez al desplazamiento**

Vallecilla (2001) explica la obtención de las rigideces al desplazamiento y define la rigidez como la relación entre las fuerzas aplicadas a un cuerpo y las deformaciones que producen, siendo la rigidez la fuerza para deformar un cuerpo. "La rigidez se obtiene de dividir la fuerza cortante en el piso entre el desplazamiento relativo" (Vallecilla, 2001, p. 83). Pero al desplazamiento de un piso  $i$  contribuyen todas las fuerzas aplicadas encima de él, es decir, se suman las fuerzas del piso por encima del piso  $i$  y la fuerza que se le aplica al mismo.

$$\Delta X = X_{sup} - X_{inf} \quad (\text{Ecuación Vallecilla, 2001, p.84}).$$

Donde ( $X$ ) los desplazamientos totales.

$$R = \frac{V_c}{\Delta} \quad (\text{Ecuación Vallecilla, 2001, p.84}).$$

Donde ( $V_c$ ) la fuerza cortante en el piso y ( $\Delta$ ) desplazamiento relativo.

Este cálculo, supone un comportamiento elástico de la estructura a analizar. Para la rigidez al desplazamiento lateral se estudiaron dos tipos de modelos:

-Modelo 1.0 completo, sin propiedades de una columna compuesta

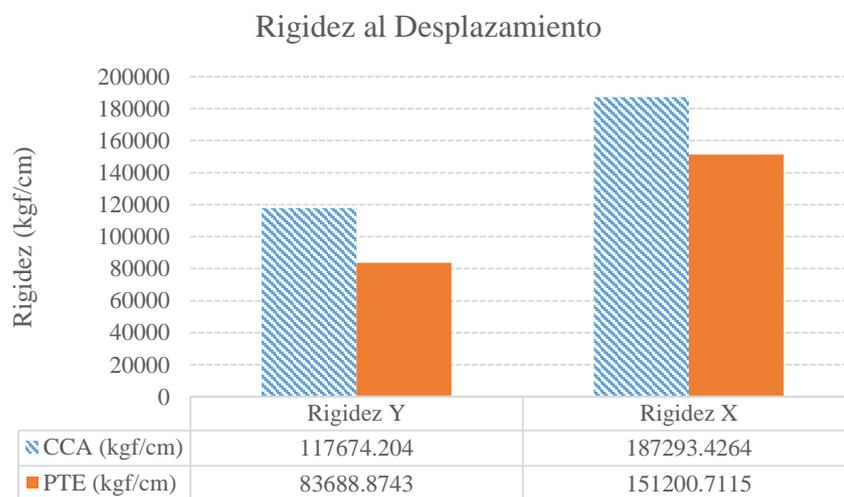
-Modelo 2.0 completo, con propiedades de una columna compuesta

Para lo anterior se utilizó una carga asumida de 1000 kgf, y luego se calcularon los desplazamientos que estas producen.

*Nota:* Los desplazamientos generados en las columnas circulares en el sentido y, los desplazamientos generados en las columnas circulares en el sentido x, los desplazamientos generados en las columnas PTE en el sentido y, y los desplazamientos generados en las columnas PTE en el sentido x (Véase anexos).

A continuación se muestra los resultados de las rigideces al desplazamiento (x,y) y desplazamientos equivalentes de cada piso.

$$R(x, y) = \frac{\text{Fuerza Total en } (x,y)}{\Delta(x,y)} \quad (\text{Vallecilla, 2001, p.84 Ecuación})$$



*Nota:* PTE = Perfil Tubular Relleno de Concreto; CCA= Columna Circular de Acero.

**Figura 33.** Comparación de la rigidez al desplazamiento en dirección X y Y

Las columnas circulares de acero proporcionan una rigidez (x) al desplazamiento 28.88% mayor que las columnas con la sección transversal compuesta. Las columnas circulares de acero proporcionan una rigidez (y) al desplazamiento 19.27% mayor que las columnas de sección mixta (Figura 33).

Para un análisis más completo, se calcularon los desplazamientos equivalentes (x,y) usando la ecuación (1) para la columna de control del edificio que está en el eje D3 (ver Figura 11) y se realiza una comparación de la rigidez proporcionada en un diseño sin los

materiales correctamente definidos y un diseño con asignación de materiales de sección correctamente definidos.

$$\text{Desplazamiento Equivalente } (\Delta) = \sqrt{X^2 + Y^2} \quad (1)$$

Donde:

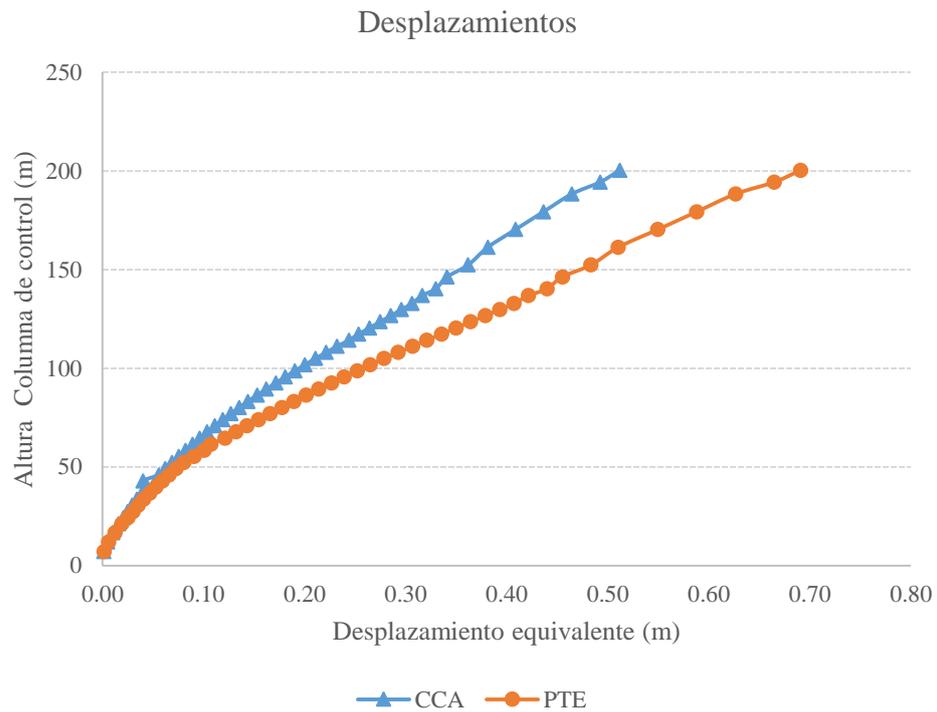
-x: son los desplazamientos en el eje x.

-y: son los desplazamientos en el eje y.

Se puede observar en la Figura 33 un desplazamiento del 35.29% mayor en las columnas con las propiedades adecuadas de un perfil tubular relleno de hormigón. Las columnas con las propiedades detalladas proporcionan menor rigidez y mayor desplazamiento ante una carga.

Esto quiere decir, que asignar un material como el acero para una sección que es de acero rellena de concreto, no proporciona la misma rigidez así presente un radio de giro similar.

Por lo tanto, el acero como único material asignado en las secciones de las columnas para la realización de análisis y cálculos, no es el adecuado para una representación real de esfuerzos y desplazamientos en las columnas de la estructura. Cómo se puede observar en la Figura 34 donde los desplazamientos de las columnas en acero es un 35% menos que las columnas de sección compuesta.



*Nota:* PTE = Perfil Tubular Relleno de Concreto; CCA= Columna Circular de Acero.

**Figura 34.** Comparación de desplazamientos de las columnas circulares de acero y las columnas de perfil tubular rellenas de concreto.

## 6.2 ANÁLISIS DE PARTICIPACIÓN DE MASAS

El análisis modal nos da una representación de las distintas formas en las que puede vibrar una estructura. Para este análisis, se debe asegurar que hay una participación de masas mayor al 90% (AIS, 2010), por esto, el número de modos de vibración para la estructura sin diagonales es de 50 y el número de modos para la estructura con diagonales es de 60. Así mismo, para la carga sísmica que se considera para fines de diseño, se usó la superposición de cada participación modal en el espectro sísmico correspondiente, para obtener las fuerzas de diseño.

Los primeros 10 modos de vibración del análisis de participación de masas para la estructura sin diagonales son los siguientes:

**Tabla 6.** Análisis de participación de masas para la estructura sin diagonales

<b>Modal Participating Mass Ratios</b>					
<b>OutputCase</b>	<b>StepType</b>	<b>StepNum</b>	<b>Period</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	3.56	0.00	0.51
MODAL	Mode	2	2.59	0.44	0.00
MODAL	Mode	3	2.52	0.15	0.00
MODAL	Mode	4	1.46	0.00	0.20
MODAL	Mode	5	1.22	0.00	0.00
MODAL	Mode	6	1.18	0.18	0.00
MODAL	Mode	7	0.81	0.00	0.07
MODAL	Mode	8	0.75	0.00	0.00
MODAL	Mode	9	0.73	0.00	0.00
MODAL	Mode	10	0.66	0.05	0.00

Los periodos asociados a los primeros 10 modos de vibración son los siguientes

(Tabla 7):

**Tabla 7.** Análisis de participación de masas para la estructura con diagonales

<b>Modal Participating Mass Ratios</b>					
<b>OutputCase</b>	<b>StepType</b>	<b>StepNum</b>	<b>Period</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.40	0.00	0.44
MODAL	Mode	2	2.28	0.48	0.00
MODAL	Mode	3	1.42	0.01	0.00
MODAL	Mode	4	0.96	0.19	0.00
MODAL	Mode	5	0.75	0.00	0.00
MODAL	Mode	6	0.73	0.00	0.26
MODAL	Mode	7	0.58	0.02	0.00
MODAL	Mode	8	0.55	0.00	0.00
MODAL	Mode	9	0.55	0.00	0.00
MODAL	Mode	10	0.54	0.09	0.00

El periodo de la estructura para el primer modo de vibración en la estructura sin diagonales, es de 3.56 seg y el periodo con diagonales es de 2.4 seg.

### 6.3 ESPECTRO DE DISEÑO

La Torre de la Escollera se encuentra ubicada en la Ciudad de Cartagena, definida con una zona sísmica baja (Tabla A.2-2 NSR-98), donde la aceleración pico efectiva horizontal de diseño (expresada como fracción de la aceleración de la gravedad),  $g=9.8$  m/s<sup>2</sup> es de 0.1.

El tipo de perfil del suelo se clasifica como S1. Según la NSR-98 este tipo de perfil sobre el cual se cimentó la Torre está compuesto por roca que tiene una velocidad de onda mayor o igual a 750 m/s o por una superficie dura o densa, con un espesor menor de 60m, compuestos por depósitos estables como arenas.

El espectro de diseño se define como “la tabulación del número de ocurrencias de todos los rangos de esfuerzos causados por eventos de carga” (NSR-98 F.7.1.2), donde los parámetros para el cálculo de este se definieron de acuerdo a la Norma NSR-98.

-Datos de diseño

**Tabla 8.** Parámetros de la Norma NSR-98

Localización - Región 2 Figura A.2.3-2 NSR-98	Cartagena
Coefficiente de velocidad horizontal pico efectiva $A_v$ (g) Tabla A.2.3-2 NSR-98	0.1g
Coefficiente de importancia I A.2.5.2	1
Coefficiente de sitio S A.2.4.2	1
Categoría del edificio A.2.5.1.4	GRUPO I

Una vez obtenidos los coeficientes, se procedió con el cálculo del espectro de diseño, donde para cada periodo de vibración dado, se calculó el valor del espectro de aceleraciones de diseño. Por lo tanto se debe calcular primero el periodo de vibración en segundos correspondiente a la transición de la zona de aceleración,  $T_c$ .

$$T_c = 0.48 * S, \text{ para } T < T_c \quad (\text{NSR-98 Ecuación A.2-2})$$

$$T_c = 0.48$$

Una vez calculado  $T_c$ . Para cada valor de  $T$  se procede a calcular el valor del espectro de aceleración hasta el  $T_c$ .

$$0 < T_c < 0.48$$

$$S_a = 2.5 * A_a * I \quad (\text{NSR-98 Ecuación A.2-3})$$

$$S_a = 0.25$$

Se procedió a calcular el periodo de vibración correspondiente a la zona de aceleración constante del espectro de diseño,  $TL$ .

$$TL = 2.4 * S \quad (\text{NSR-98 Ecuación A.2-4})$$

$$TL = 2.4$$

Por lo tanto, para  $0.48 < T < 2.4$ , el valor del espectro de aceleración es:

$$S_a = \frac{(1.2 * A_a * S * I)}{T} \quad (\text{NSR-98 Ecuación A.2-1})$$

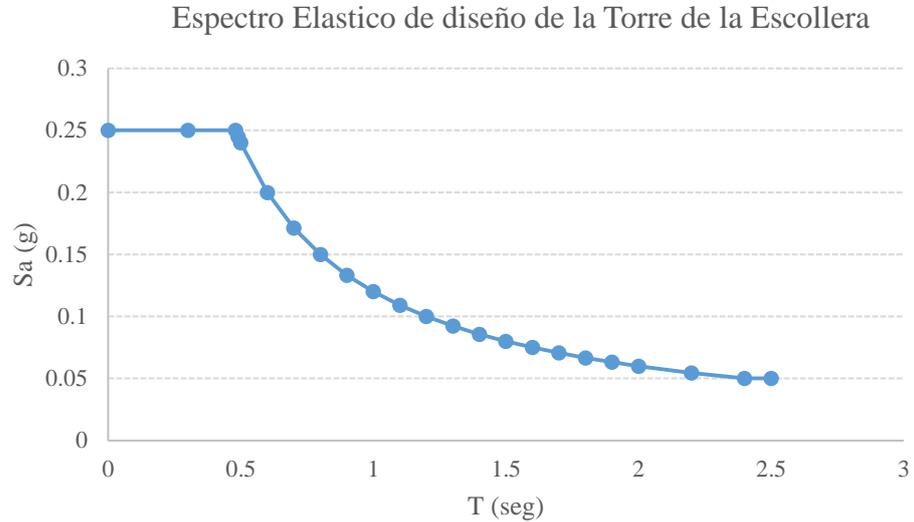
Para valores de  $TL$ , mayores a 2.4, el valor de  $S_a$  es:

$$S_a = \frac{(A_a * I)}{2} \quad (\text{NSR-98 Ecuación A.2-5})$$

**Tabla 9.** Tabla resumen de resultados de espectro de diseño

Espectros de Aceleración		Periodos de Vibración	
		<b>T</b>	
<b>Sa (1)</b>	0.26 (s)		0.50
		<b>Tc</b>	
<b>Sa (2)</b>	0.08 (s)		0.48
		<b>TL</b>	
<b>Sa (3)</b>	0.05 (s)		2.40

Con estos datos, se obtienen los espectros de respuesta sísmica para cada edificio (Figura 35).



**Figura 35.** Espectro de diseño para la modelación estructural.

### 6.3.1 Cortante basal.

Una vez obtenidos los datos del espectro de diseño se puede comparar la respuesta sísmica del modelo estructural.

Se quiere estudiar su comportamiento ante la fuerza sísmica durante la construcción (Sin Arriostramiento) y como estaba estipulado en los planos estructurales (Con Arriostramiento) hasta donde llego el edificio. Teniendo en cuenta que la fuerza sísmica aplicada al edificio depende del peso de este. El peso corresponde al solo peso de la estructura en construcción.

$$T = Ct * h^{\frac{3}{4}} \quad \text{(NSR-98 Ecuación A.4-2)}$$

Para calcular el valor de T, se necesita el valor de Ct y h. En este caso el valor de h, es la altura del edificio hasta donde fue la construcción es decir, 152.3m.

Ct, es de 0.08 para pórticos de acero estructural con diagonales excéntricas y de 0.09 para pórticos resistentes a momentos de acero estructural (A.4.2.2 NSR-98).

$T = 0.09 * 152.3^{\frac{3}{4}} = 3.9 \text{ seg}$  , si se considera para la estructura sin arriostramiento.

Nota: El periodo del análisis modal en SAP2000 sin arriostramiento es igual a 3.56 seg y una frecuencia de 0.28 Hz

$T = 0.08 * 152.3^{\frac{3}{4}} = 3.47 \text{ seg}$ , si se considera la estructura con arriostramiento.

Nota: El periodo del análisis modal en SAP2000 sin arriostramiento es igual a 2.4 seg y una frecuencia de 0.41Hz

Ahora,  $K = 2$ , para  $T > 2.5 \text{ seg}$  (A.4.3.2 NSR-98). Por lo tanto, como el periodo calculado es mayor a 2.4 segundos, se debe utilizar la ecuación para valores de  $T$  mayores a 2.4. El valor de  $S_a$  es:

$$S_a = \frac{(A_a * I)}{2} \quad (\text{NSR-98 Ecuación A.2-5})$$

$$S_a = 0.1 * \frac{1}{2} = 0.05$$

El cortante sísmico en la base es, según NSR -98 Titulo A.4.5:

$$V = 0.05 * W(\text{peso de la estructura})$$

**Tabla 10.** Cortante basal de la combinación de modelos.

<b>Modelo 4.0</b>		<b>Modelo 3.0</b>	
Sa (g)	0.05	Sa (g)	0.05
Peso Total Edificio (kN)	10187.3	Peso Total Edificio (kN)	9051.31
Cortante basal (kN)	509.36	Cortante basal (kN)	452.57

Para observar los desplazamientos generados por sismo, ver los anexos.

La Figura 36 contiene información sobre los desplazamientos de la modelación estructural de la Torre con riostras y sin riostras ante un evento sísmico. La variable (y), altura columna de control nos muestra que para la altura 152.3 m el desplazamiento máximo lateral es de 1.5 m y los desplazamientos de la Torre durante su construcción están dentro de los límites máximos de desplazamiento, es decir, los desplazamientos generados por un sismo para esta estructura en la Ciudad de Cartagena no son significativos en contraste con los de la fuerza de viento para la Torre de la Escollera.

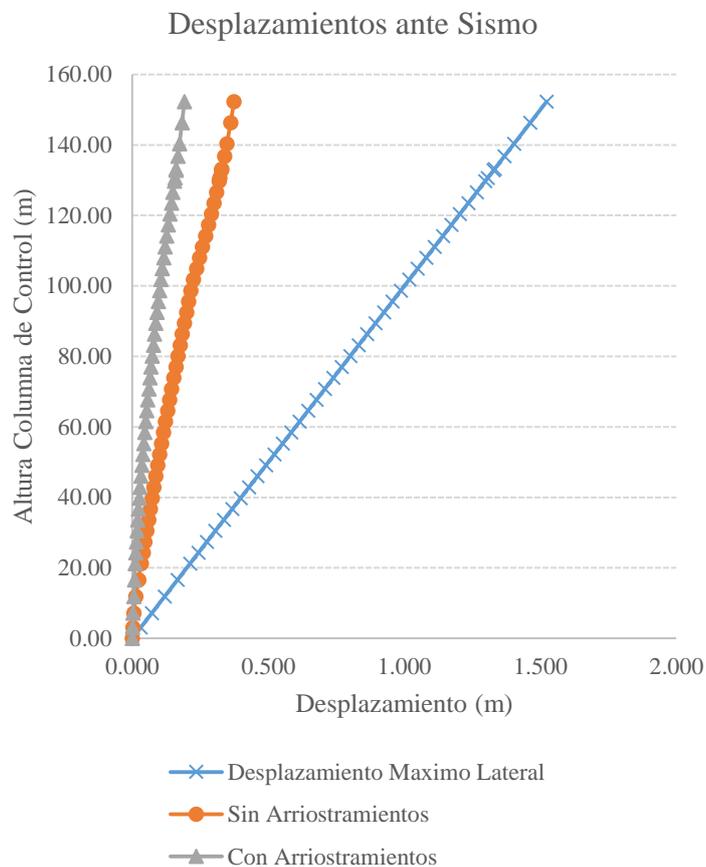


Figura 36. Desplazamientos ante un sismo de los modelos.

#### 6.4 LIMITES MAXIMOS DE LA RELACION DE ESBELTEZ

Dentro de los objetivos principales, para esta investigación se encuentra el estudio de la esbeltez de las columnas. Por lo tanto, en este capítulo se considera si las

columnas cumplen la resistencia de diseño de compresión usando las metodologías determinadas en la Norma NSR-98 y la AISC.

#### **6.4.1 Nomenclatura para el cálculo de la resistencia a compresión de los PTE.**

$A_s$ = Área bruta del perfil del acero rectangular, mm<sup>2</sup>

$A_c$ =Área del concreto, mm<sup>2</sup>.

$A_r$ =Área de las varillas de refuerzo, mm<sup>2</sup>.

$r_m$ = Radio de giro del perfil rectangular

$E$ = Modulo de elasticidad del acero, MPa.

$E_c$ = Modulo de elasticidad del concreto, MPa.

$$E_c = 0.043W_c^{1.5}\sqrt{f_c}$$

$F_y$ = Esfuerzo mínimo de fluencia para los perfiles de acero MPa.

$F_{yr}$ = Esfuerzo mínimo de fluencia para las varillas de refuerzo longitudinal, MPa.

$f'_c$ = Resistencia a compresión del concreto, MPa.

$C_1, C_2, C_3$ = Para tubos rectangulares rellenos de concreto :  $C_1=1.0$  ,  $C_2=0.85$ ,

$C_3=0.4$

$W_c$ = Peso unitario del concreto.

#### **6.4.2 Resistencia de Diseño NSR-98**

##### **6.4.2.1 Clasificación de los perfiles de acero según F.2.2.5.1 NSR-98**

Los perfiles de acero se clasifican como perfiles compactos, perfiles no compactos y perfiles con elementos esbeltos. Para que un perfil se considere compacto, las aletas

deben estar conectadas continuamente al alma y la relación ancho-espesor de los elementos a compresión no debe exceder los valores límite “ $\lambda_p$ ” de la tabla F.2-1. Si la relación ancho/espesor de uno o más elementos a compresión excede el valor “ $\lambda_p$ ” pero no “ $\lambda_r$ ”, el perfil se clasifica como no compacto, y si la relación ancho/espesor excede el valor “ $\lambda_r$ ” de la tabla, el elemento se clasifica como elemento a compresión esbelto.

Siendo:

$\lambda_c$  relación de esbeltez en columna (NSR-98 F.2.5.2)

$\lambda_e$  parámetro de esbeltez equivalente (NSR-98 F.2.15.1 )

$\lambda_{ef}$  Parámetro de esbeltez efectiva (NSR-98 F.2.16.2.3)

$\lambda_p$  parámetro de esbeltez límite para que un elemento sea considerado compacto  
(NSR-98 F.2.2.5.1)

$\lambda_r$  Parámetro de esbeltez límite para que un elemento sea considerado no compacto  
(NSR-98 F.2.2.5.1)

Los valores límite de la relación ancho a espesor para elementos de acero a compresión en miembros de construcción de sección compuesta para perfiles tubulares estructurales (PTE) y perfiles en sección cajón, de sección rectangular y espesor uniforme solicitados por carga axial de compresión (F.2.9.1-1a). Están dados a continuación:

$b/t$  = Relación ancho a espesor

(a)  $\lambda_p = 2.26\sqrt{(E/F_y)}$ , (Compacto / No Compacto). (NSR-98 Tabla F.2.9.9-1)

(b)  $\lambda_r = 3.0\sqrt{(E/F_y)}$ , (No Compacto/ Esbelto). (NSR-98 Tabla F.2.9.9-1)

$$(c) \text{ Maximo Permitido} = 5.0\sqrt{(E/F_y)}$$

(NSR-98 Tabla F.2.9.9-1)

Según la tabla F.2.9.9-1 la relación ancho espesor (b/t) de las secciones transversales de las columnas no superan el parámetro de esbeltez ( $\lambda_p$ ). Por lo tanto, de acuerdo con estos límites las secciones se clasifican como compactas.

#### 6.4.2.2 Resistencia a la compresión de los perfiles de acero según la NSR-98

Para la resistencia de diseño a compresión por pandeo flector de miembros solicitados por compresión, cuyos elementos tienen relaciones ancho-espesor inferiores a los valores de " $\lambda_r$ " estipulados en el Título F.2.2.5.1 es igual a " $P_n * \Phi_c$ ", en donde:

$$\Phi_c = 0.85$$

$$P_n = A_s * F_{cr}$$

(NSR-98 Ecuación F.2-17)

(a) Para  $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} * F_{my}$$

(NSR-98 Ecuación F.2-18)

(b) Para  $\lambda_c \geq 1.5$

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} * F_{my}$$

(NSR-98 Ecuación F2-19)

En donde:

$$\lambda_c = \frac{K_L \sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}}}{r \pi}$$

(NSR-98 Ecuación F.2-20)

Para la relación de esbeltez en columna, se necesita el esfuerzo de fluencia modificado y un módulo de elasticidad modificado, donde:

$F_{my}$  = Esfuerzo de fluencia modificado, MPa.

$$F_{my} = F_y + \frac{C_1 * F_y r * A_r}{A_s} + \frac{x C_2 * f' c * A_c}{A_s} \quad (\text{NSR-98 Ecuación F.2-51})$$

$E_m$  = Modulo de elasticidad modificado

$$E_m = E + c_3 * E_c \frac{A_c}{A_s} \quad (\text{NSR-98 Ecuación F.2-52})$$

### 6.4.3 Resistencia a Compresión AISC

#### 6.4.3.1 Clasificación de los perfiles de acero según AISC

El cálculo para la compresión de secciones compuestas rellenas de concreto se clasifica como compactas, no compactas o esbeltas. Para que una sección se clasifique como compacta, la relación ancho a espesor de un elemento de acero a compresión no puede exceder el límite de la relación ancho espesor,  $\lambda_p$ , de la Tabla I1.1<sup>a</sup>. Si la relación máxima ancho espesor de uno de los elementos de acero a compresión excede,  $\lambda_p$ , pero no excede  $\lambda_r$ , de la Tabla I1.1<sup>a</sup>, la sección compuesta rellena de concreto es no compacta. Si la relación máxima ancho a espesor de cualquier elemento a compresión excede  $\lambda_r$ , la sección es esbelta. La máxima relación ancho a espesor permitida esta especificada en la tabla.

Tabla I1.1A, muestra los límites de relación ancho a espesor para los elementos de acero de sección compuesta a compresión para las secciones rectangulares.

$b/t$ =Relación ancho a espesor

$$(a) \lambda_p = 2.26 * \sqrt{\left(\frac{E}{F_y}\right)}, (\text{Compacto / No Compacto}). \quad (\text{AISC Tabla I.1.1A})$$

I.1.1A)

$$(b) \lambda_r = 3.0 * \sqrt{\left(\frac{E}{F_y}\right)}, (\text{No Compacto/ Esbelto}). \quad (\text{AISC Tabla I.1.1A})$$

$$(c) \text{ Maximo Permitido} = 5.0 * \sqrt{\left(\frac{E}{F_y}\right)} \quad (\text{AISC Tabla I.1.1A})$$

### 6.4.3.2 Resistencia a la compresión de los perfiles de acero según la AISC

Según la AISC 1b, el diseño de la resistencia a compresión  $\Phi_c P_n$ , y el esfuerzo a compresión permisible  $P_n/\Omega$  de secciones rellenas de concreto simétricas se determina de acuerdo al límite de pandeo por flexión.

Donde si la sección es menor al límite  $\lambda_p$ , se clasifica como compacta.

$$\lambda_p = \frac{2.26\sqrt{E}}{F_y} \quad (\text{AISC Tabla I1.1B})$$

Entonces, para secciones compactas

$$\Phi_c=0.75 \text{ (LRFD)}, \Omega_c=2.00 \text{ (ASD)}$$

$$\text{Cuando } \frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$$

$$P_n = P_{no}(0.658^{P_{no}/P_e}) \quad (\text{AISC Ecuación I2-2})$$

$$\text{Cuando } \frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$$

$$P_n = 0.877 * P_e \quad (\text{AISC Ecuación I2-3})$$

Donde,

$$P_{no} = P_p \quad (\text{AISC Ecuación I2-9a})$$

$$P_p = (F_y * A_s) + c_2 * f'_c \left( A_c + A_{sr} * \left( \frac{E_s}{E_c} \right) \right) \quad (\text{AISC Ecuación I2-9b})$$

$C_2=0.85$  para secciones rectangulares

$P_e$ = Carga límite de pandeo por flexión

$$P_e = \pi^2(EI_{eff})/(KL)^2 \quad (\text{AISC Ecuación I2-5})$$

$EI_{eff}$ = rigidez efectiva de una sección compuesta

$$EI_{eff} = E * I + 0.5E * I + C3 * E_c * I_c \quad (\text{AISC Ecuación I2-6})$$

$C3$ = coeficiente de rigidez efectiva de una sección compuesta rellena de concreto

$$C3 = 0.6 + 2 \left( \frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9$$

## 6.5 CALCULO DE UNO DE LOS ELEMENTOS PARA FINES

### DEMOSTRATIVOS

A continuación, se va a calcular la esbeltez de la sección compuesta rellena de concreto COL60x60x2.5 con las dos metodologías mencionadas anteriormente.

#### 6.5.1 Propiedades de la sección:

$L_c$ , Longitud de la columna, 3.06 m

$b$ , Altura de la columna: 0.6 m

$t$ , Espesor la sección de acero: 0.025 m.

$r$ , radio de giro: 0.2062 m.

$k$ , estructura arriostrada, 1.

#### 6.5.1.1 Propiedades del refuerzo de la sección

$\Phi$ , Diámetro de las barras, 0.025 m. (No. de barras 24).

$A_g$ , Área bruta de la sección, 0.36 m<sup>2</sup>.

$$A_g = (0.6 * 0.6) = 0.36 \text{ m}^2$$

$A_c$ , Área de la sección de concreto, 0.3025 m<sup>2</sup>.

$$A_c = ((0.6 - (0.025 * 2)) * (0.6 - (0.025 * 2))) = 0.3025 \text{ m}^2$$

$A_s$ , Área de la sección de acero, 0.0575 m<sup>2</sup>.

$$A_s = (A_g - A_c) = 0.0575 \text{ m}^2$$

$A_{sr}$ , Área de la barra de refuerzo, 0.000491 m<sup>2</sup>.

$$A_{sr} = (\pi * (0.025/2)^2) = 0.0004908 \text{ m}^2$$

$A_r$ , Área de barras de refuerzo, 0.000491 m<sup>2</sup>.

$$A_r = 0.0004908 * 24 \text{ m}^2 = 0.01178 \text{ m}^2$$

**Tabla 11.** Especificaciones del acero en MPa

$F_y$ (MPa)	345	$E$ ASTM A50 (MPa)	199947.96
$F_{ysr}$ (MPa)	41.36	$E$ refuerzo (MPa)	199947.96
$F'c$ (MPa)	34.47	$E$ Conccol (MPa)	27789.379

**Tabla 12.** Especificaciones del acero en kgf/m<sup>2</sup>

$F_y$ (kgf/m <sup>2</sup> )	35180206.49	$E$ ASTM A50(kgf/m <sup>2</sup> )	20394324260.00
$F_{ysr}$ (kgf/m <sup>2</sup> )	4218382.42	$E$ refuerzo (kgf/m <sup>2</sup> )	20394324260.00
$F'c$ (kgf/m <sup>2</sup> )	3515318.69	$E$ Conccol (kgf/m <sup>2</sup> )	2833728057.51

### 6.5.2 Metodología (NSR-98).

$b/t$ , relación ancho espesor

$$\frac{b}{t} = \frac{0.6}{0.025} = 24$$

$\lambda_p$ , parámetro de esbeltez límite para considerar una sección compacta.

(a)  $\lambda_p = 2.26\sqrt{(E/F_y)}$ , (Compacto / No Compacto). (NSR-98 Tabla F.2.9.9-1)

$$\lambda_p = 2.26\sqrt{\left(\frac{200000}{345}\right)} = 54.41$$

Si la relación ancho espesor es menor que el parámetro de esbeltez límite, la sección se clasifica como compacta, es decir, si  $b/t < \lambda_p$ , compacta. Por lo tanto,  $24 < 54.41$ , la sección se clasifica como compacta.

Para calcular la resistencia a la compresión con,  $\lambda_c$ , la relación de esbeltez en columna, se necesita determinar primero el módulo de elasticidad modificado y el esfuerzo de fluencia modificado.

$F_{my}$ , módulo de fluencia modificado, MPa.

$$F_{my} = F_y + \frac{C_1 * F_y * r * A_r}{A_s} + \frac{C_2 * f'c * A_c}{A_s} \quad (\text{NSR-98 Ecuación F.2-51})$$

$$F_{my} = 345 + \frac{1 * 41.36 * 0.0117809}{0.0575} + \frac{0.85 * 34.47 * 0.3025}{0.0575} = 507.6 \text{ MPa}$$

$C_1, C_2, C_3$  = Para tubos rectangulares rellenos de concreto:  $C_1=1.0, C_2=0.85, C_3=0.4$

$E_m$ , Modulo de elasticidad modificado, MPa.

$$E_m = E + c_3 * E_c \frac{A_c}{A_s} \quad (\text{NSR-98 Ecuación F.2-52})$$

$$E_m = 200000 + 0.4 * 27789 \frac{0.3025}{0.0575} = 262574.43 \text{ MPa}$$

$\lambda_c$ , relación de esbeltez en columna.

$$\lambda_c = \frac{K_L \sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}}}{r \pi} \quad (\text{NSR-98 Ecuación F.2-20})$$

$$\lambda_c = \frac{1 * 3.06 \sqrt{\frac{507.632}{262574.428}}}{0.2062 * \pi} = 0.208$$

Como la relación de esbeltez en columna es menor que 1.5, es decir,  $\lambda_c \leq 1.5$ .

$F_{cr}$ , esfuerzo crítico, MPa.

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda c^2} * F_{my} \quad (\text{NSR-98 Ecuación F.2-18})$$

$$F_{cr} = 0.658^{(0.208)^2} * 507.632 = 498.549 \text{ MPa}$$

$$498.549 \text{ MPa} * \frac{10.9716213 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{1 \text{ Mpa}} * \left( \frac{10000 \text{ cm}^2}{\text{m}^2} \right) = 50837849.83 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Entonces, para la resistencia de diseño a compresión por pandeo flector de miembros solicitados por compresión, cuyos elementos tienen relaciones ancho-espesor inferiores a los valores de “ $\lambda r$ ”, estipulados en el F.2.2.5.1 es igual a “ $P_n * \Phi_c$ ”, en donde:

$$\Phi_c = 0.85$$

$$P_n = A_s * F_{cr} \quad (\text{NSR-98 Ecuación F.2-17})$$

$$P_n = 0.0575 * 50837849.83 = 28666.57 \text{ kN}$$

$$\Phi_c P_n = 0.85 * 2923176.365 = 24366.58 \text{ kN}$$

### 6.5.3 Metodología (AISC)

$b/t$ , relación ancho espesor

$$\frac{b}{t} = \frac{0.6}{0.025} = 24$$

$\lambda_p$ , parámetro de esbeltez límite para considerar una sección compacta.

$$\lambda_p = \frac{2.26\sqrt{E}}{F_y} \quad (\text{AISC Tabla II.1B})$$

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\left( \frac{200000}{345} \right)} = 54.41$$

Si la relación ancho espesor es menor que el parámetro de esbeltez límite, la sección se clasifica como compacta, es decir,  $b/t < \lambda_p$ , compacta. Entonces,  $24 < 54.41$ , la sección se clasifica como compacta.

Entonces, para secciones compactas se debe calcular la resistencia a la carga axial nominal. Donde:

$$P_{no} = P_p \quad (\text{AISC Ecuación I2-9a})$$

$$P_p = (F_y * A_s) + c_2 * f'_c \left( A_c + A_{sr} * \left( \frac{E_s}{E_c} \right) \right) \quad (\text{AISC Ecuación I2-9b})$$

$$P_p = (35180206 * 0.0575) + 0.85 * 3515318.69 * 0.3025 + (4218382.42 * 0.011781) \quad P_p = P_{no} = 2976434.83 \text{ kgf}$$

$C_2 = 0.85$  para secciones rectangulares

Para el cálculo de la carga límite de pandeo por flexión, se necesita la rigidez efectiva de una sección compuesta y el coeficiente de rigidez efectiva, donde:

$E_{eff}$  = rigidez efectiva de una sección compuesta

$$E_{eff} = E * I + 0.5E * I + C_3 * E_c * I_c \quad (\text{AISC Ecuación I2-6})$$

$$E_{eff} = 64741357.48 + (0.5 * 3.46E + 08) + 0.9 * 21608652 = 2.57E + 08 \text{ kgf/m}^2$$

$C_3$  = coeficiente de rigidez efectiva de una sección compuesta rellena de concreto

$$C_3 = 0.6 + 2 \left( \frac{0.0575}{0.3025 + 0.0575} \right) \leq 0.9, C_3 = 0.9$$

Una vez calculado la rigidez y el índice de rigidez efectiva de una sección compuesta, se puede calcular la carga límite de pandeo por flexión.

$P_e$  = Carga límite de pandeo por flexión

$$P_e = \pi^2(EI_{eff})/(KL)^2 \quad (\text{AISC Ecuación I2-5})$$

$$P_e = \frac{\pi^2(2.57E+08)}{(1*3.06)^2} = 829730559.5 \text{ kgf}$$

Una vez calculado la carga límite de pandeo flexión y la resistencia a la carga axial nominal se puede calcular la resistencia a la compresión de la sección. Donde para secciones compactas:

$$\text{Cuando } \frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$$

$$\frac{2976434.837}{829730559.5} = 0.003587 \leq 2.25$$

Ahora, si la relación entre el límite de pandeo flexión y la resistencia a la carga axial nominal es menor a 2.25. La resistencia a la compresión se lleva a cabo usando la Ecuación I2-2 de la AISC.

$$P_n = P_{no}(0.658^{P_{no}/P_e}) \quad (\text{AISC Ecuación I2-2})$$

$$P_n = 2976434.837(0.658^{2976434.837/829730559.5}) = 2971969.262 \text{ kgf}$$

Entonces, para la resistencia de diseño a compresión por pandeo flector de miembros solicitados por compresión, cuyos elementos tienen relaciones ancho-espesor inferiores a los valores de “ $\lambda_p$ ”, estipulados en la tabla I1.1B es igual a “ $P_n * \Phi_c$ ”, en donde:

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

$$\Phi_c * P_n = 0.75 * 2971969.262 = 21858.79 \text{ kN}$$

Habiendo calculado la resistencia a compresión por la Norma NSR-98 y la AISC de la columna (COL60x60x25), la resistencia a compresión de cada columna de la edificación se muestra en la tabla 12 referida en los anexos.

La resistencia de diseño a compresión de cada columna,  $P_{no}$ , es menor a la resistencia requerida,  $P_u$ , que en este ejemplo es 52304.35 kN. Entonces, las columnas no cumplen con el requerimiento de la carga que va ser aplicada axialmente. En este caso la carga  $P_u$  durante la construcción, solo incluye el peso propio de la estructura, teniendo en cuenta la combinación de carga más crítica que debe resistir la columna, pues en el momento del evento imprevisto la estructura se encontraba sin las cargas de servicio. El resto de elementos fue calculado de la misma manera, y los resultados se muestran en la tabla 12, de los anexos.

## **6.6 NIVELES DE ESFUERZOS Y ESTUDIO DE ESBELTEZ**

### **6.6.1 Niveles de esfuerzos**

Una vez calculada la resistencia última de cada columna se puede calcular el esfuerzo máximo resistente de cada columna. Para determinar el esfuerzo máximo resistente, se debe dividir la resistencia última con el área equivalente de cada columna. Para esto, se debe definir una relación entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del concreto, que se va a definir como  $n$ .

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (2)$$

Donde:

$E_s$ , Modulo de elasticidad del acero, MPa.

$E_c$ , Modulo de elasticidad del concreto, MPa.

Entonces el área de la columna equivalente,

$$A_{col. eq} = A_c + (n * A_{sr}) + (n * A_s) \quad (3)$$

Donde,

$A_c$ , Área del concreto  $m^2$

$A_{sr}$ , Área de las barras de refuerzo,  $m^2$

$A_s$ , Área de la sección del perfil tubular,  $m^2$

Una vez calculada el área equivalente de la columna y la máxima carga resistente, se puede calcular el máximo esfuerzo resistente, donde:

$$\sigma_{resis} = \frac{\phi_c * P_{nu}}{A_{col.eq}} \quad (4)$$

Para calcular los niveles de esfuerzos, se compara el esfuerzo actuante con el esfuerzo máximo resistente. Para calcular el esfuerzo actuante se debe dividir la carga axial,  $P_u$ , carga requerida de cada columna que sale de los resultados del modelo estructural en SAP2000, con el área equivalente de cada columna, calculada anteriormente. Entonces, el esfuerzo actuante ( $\sigma_{act}$ ),

$$\sigma_{act} = \frac{P_u}{A_{col.eq}} \quad (5)$$

Niveles de esfuerzos ( $nr$ ),

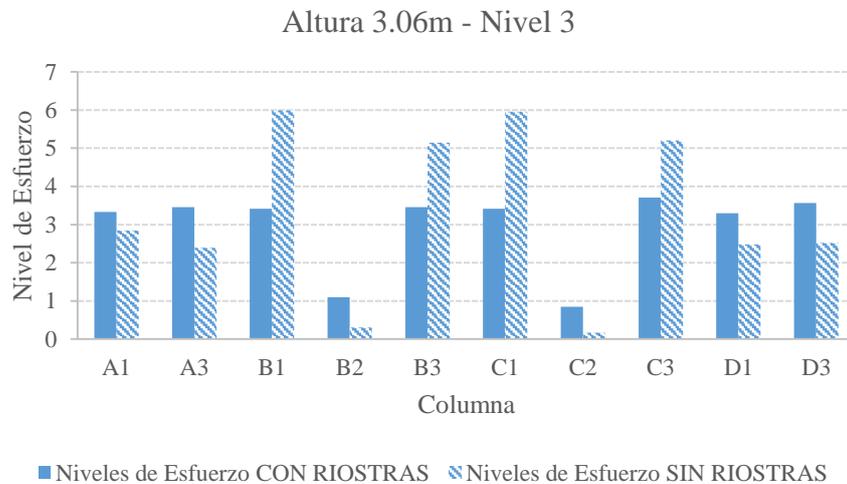
$$nr = \frac{\sigma_{actuante}}{\sigma_{resistente}} \quad (6)$$

Si el esfuerzo actuante es mayor al esfuerzo resistente, es decir, que la relación entre el esfuerzo actuante y el esfuerzo resistente es mayor a 1, la columna presenta un sobreesfuerzo. Si la relación entre el esfuerzo actuante y el esfuerzo resistente es igual a 1, hay un nivel de esfuerzo crítico. Si la relación entre el esfuerzo actuante y el esfuerzo resistente es menor a 1, la columna se diseñó acorde a la norma sismo resistente.

1.  $nr \geq 1$ , Sobre esfuerzo
2.  $nr = 1$ , Esfuerzo critico
3.  $nr < 1$ , Acorde al diseño

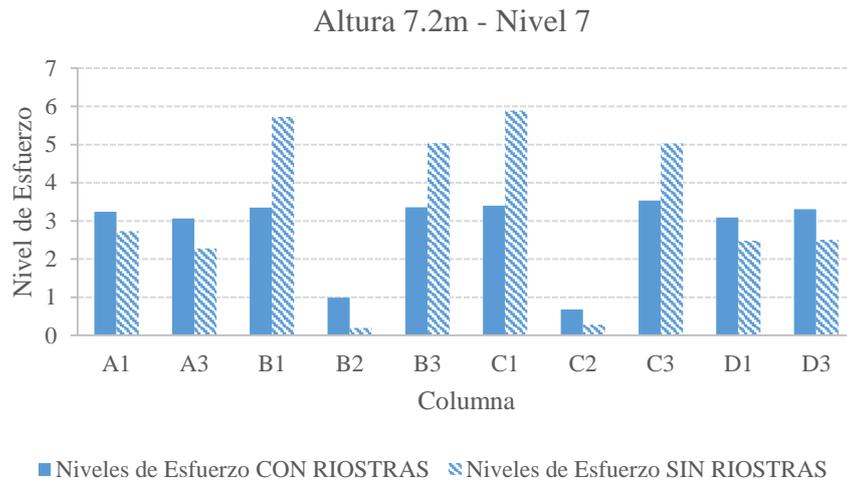
### 6.6.2 Niveles de esfuerzos bajo la carga de viento de la NSR-98

La estructura tiene 10 columnas por planta y a cada columna le llegan diferentes cargas. Por lo cual, para este trabajo en consideración, se estudian los niveles de esfuerzo que tienen las columnas de las plantas 3,7, 50 y 59, en el edificio con riostras y en el edificio durante el proceso constructivo, para la carga de viento de la NSR-98 y carga de viento registrada por el IDEAM, como se observa en las Figuras 37, 38 39, 40, 41, 42, 43 y 44.



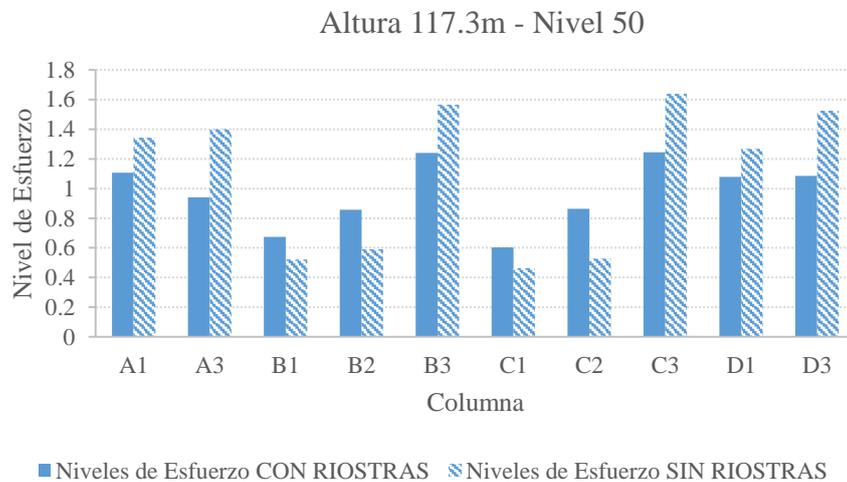
**Figura 37.** Niveles de esfuerzos para la carga de viento de la NSR-98 en el edificio con riostras y sin riostras

Hay sobre esfuerzo en 8 de las 10 columnas para ambos modelos. Sin embargo, hay un mayor sobre esfuerzo en los niveles de esfuerzos de las columnas del edificio sin riostras.



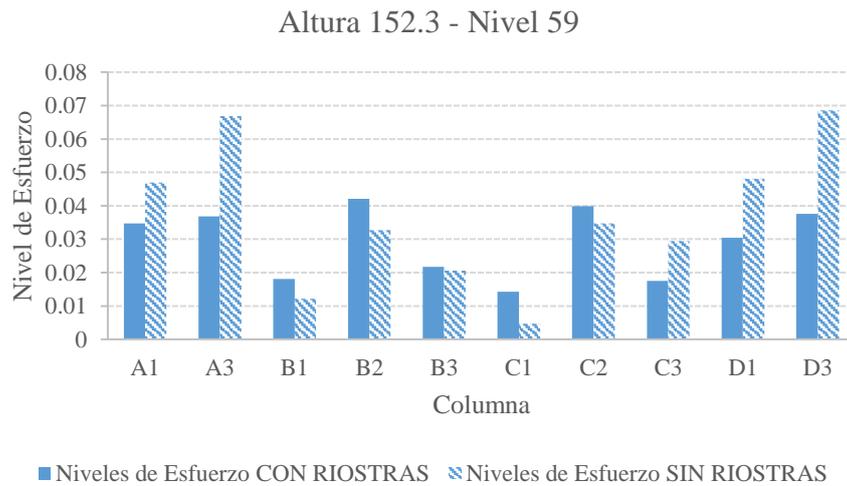
**Figura 38.** Niveles de esfuerzos para la carga de viento de la NSR-98 en el edificio con riostras y sin riostras

En el nivel 7 se repiten los sobre esfuerzos en 8 de las 10 columnas para ambos modelos. Sin embargo, hay un mayor sobre esfuerzo en los niveles de esfuerzos de las columnas del edificio sin riostras.



**Figura 39.** Niveles de esfuerzos para la carga de viento de la NSR-98 en el edificio con riostras y sin riostras

En el nivel 50, los niveles de esfuerzo disminuyen de 6 a 1.6. Sin embargo, hay sobre esfuerzo en 6 de las 10 columnas de la estructura.

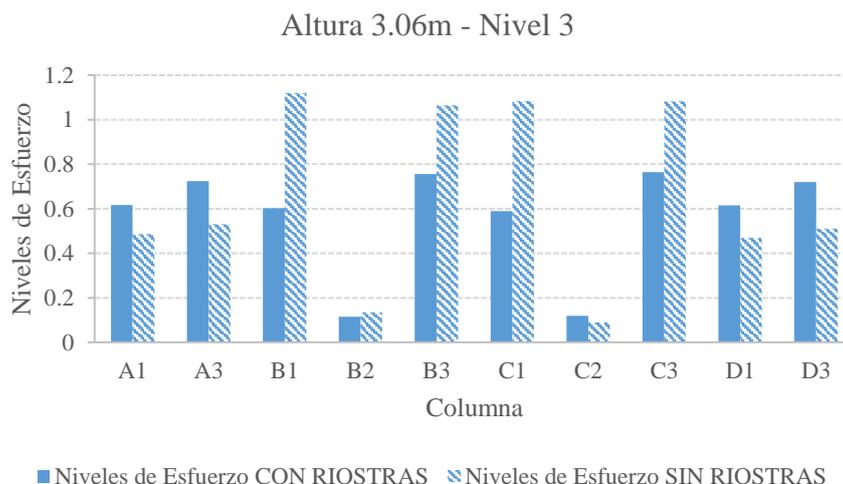


**Figura 40.** Niveles de esfuerzos para la carga de viento de la NSR-98 en el edificio con riostras y sin riostras

En el nivel 59, último piso, no hay sobre esfuerzo en las columnas de ambos modelos.

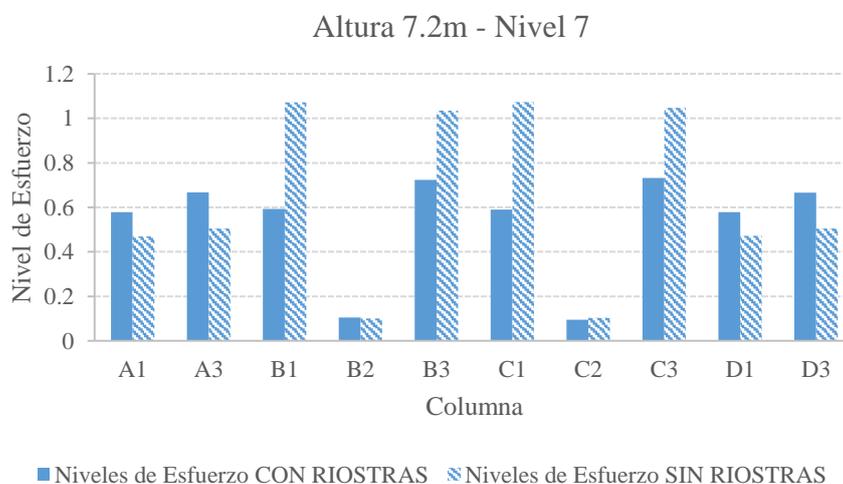
### 6.6.3 Niveles de esfuerzos bajo la carga de viento registrada por el IDEAM

Hay sobre esfuerzos en las columnas bajo la carga de viento estipulada en la norma tanto en el edificio con riostras como en el edificio sin riostras. Sin embargo, los niveles de esfuerzos bajo las cargas del IDEAM que se presentaron el día del evento en ambos modelos (arriostrado y sin riostras), tienen un mejor comportamiento. La Figura 41, presenta valores de sobre esfuerzos cercanos a 1, en comparación con los niveles de esfuerzos que se presentan en el mismo nivel bajo las cargas estipuladas en la norma para Cartagena.



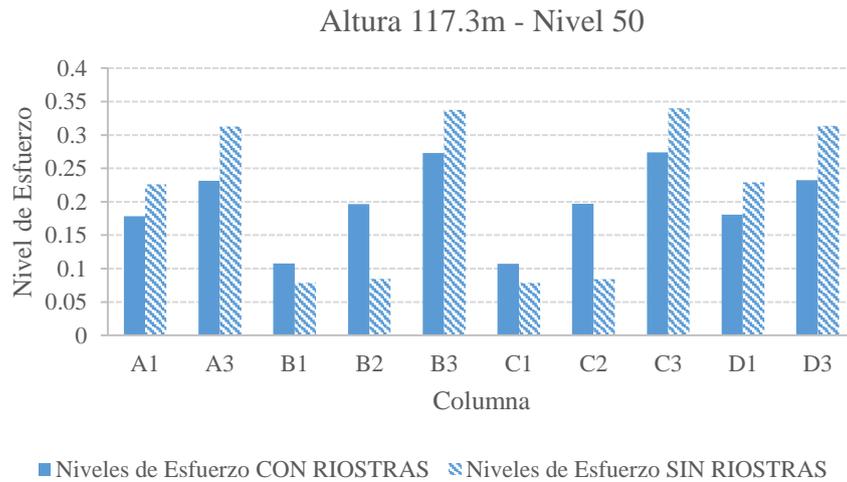
**Figura 41.** Niveles de esfuerzos para la carga de viento IDEAM en el edificio con riostras y sin riostras

Bajo el efecto de las cargas registradas por el IDEAM, el edificio sin riostras tiene niveles de esfuerzos superiores a 1 en las columnas B1, B3, C1, C3 de él nivel 3 y el edificio arriostrado no presenta sobre esfuerzos en ninguna columna.

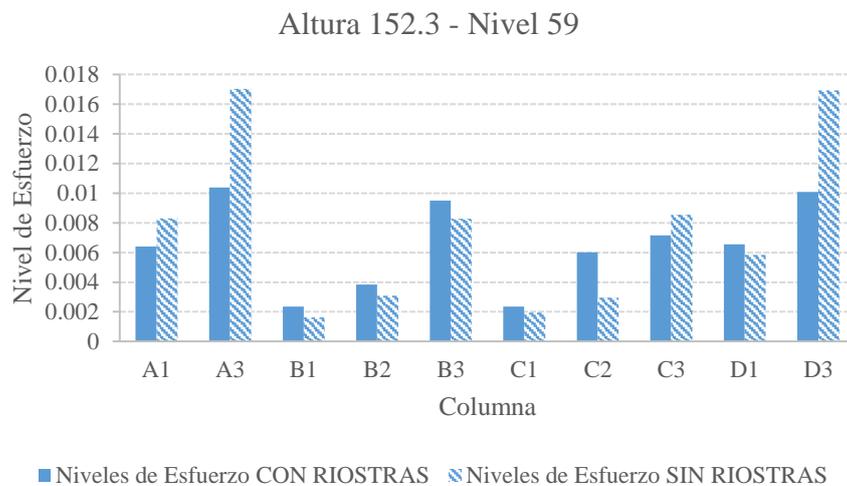


**Figura 42.** Niveles de esfuerzos para la carga de viento IDEAM en el edificio con riostras y sin riostras

Bajo el efecto de las cargas registradas por el IDEAM, el edificio sin riostras tiene niveles de esfuerzos superiores a 1 en las columnas B1, B3, C1, C3 de él nivel 7 y el edificio arriostrado no presenta sobre esfuerzos en ninguna columna.



**Figura 43.** Niveles de esfuerzos para la carga de viento IDEAM en el edificio con riostras y sin riostras  
 Bajo el efecto de las cargas registradas por el IDEAM, tanto el edificio sin riostras como el edificio arriostrado no tienen sobre esfuerzos en las columnas en el nivel 50.



**Figura 44.** Niveles de esfuerzos para la carga de viento IDEAM en el edificio con riostras y sin riostras  
 Bajo el efecto de las cargas registradas por el IDEAM, tanto el edificio sin riostras como el edificio arriostrado no tienen sobre esfuerzos en las columnas en el nivel 59.

Si el edificio hubiera presentado las diagonales el día del evento imprevisto, no se hubieran presentado sobre esfuerzos en las columnas. Sin embargo, de acuerdo a la

Norma NSR-98 el esfuerzo máximo resistente debe ser mayor que el esfuerzo actuante en la combinación más crítica. Pues, bajo las cargas de la norma, tanto el edificio arriostrado como el edificio sin riostras presentan esfuerzos actuantes mayores a los resistentes. Por lo cual hay sobre esfuerzos importantes, es decir, niveles de esfuerzos superiores a 1.

### **6.8 ESBELTEZ DEL EDIFICIO**

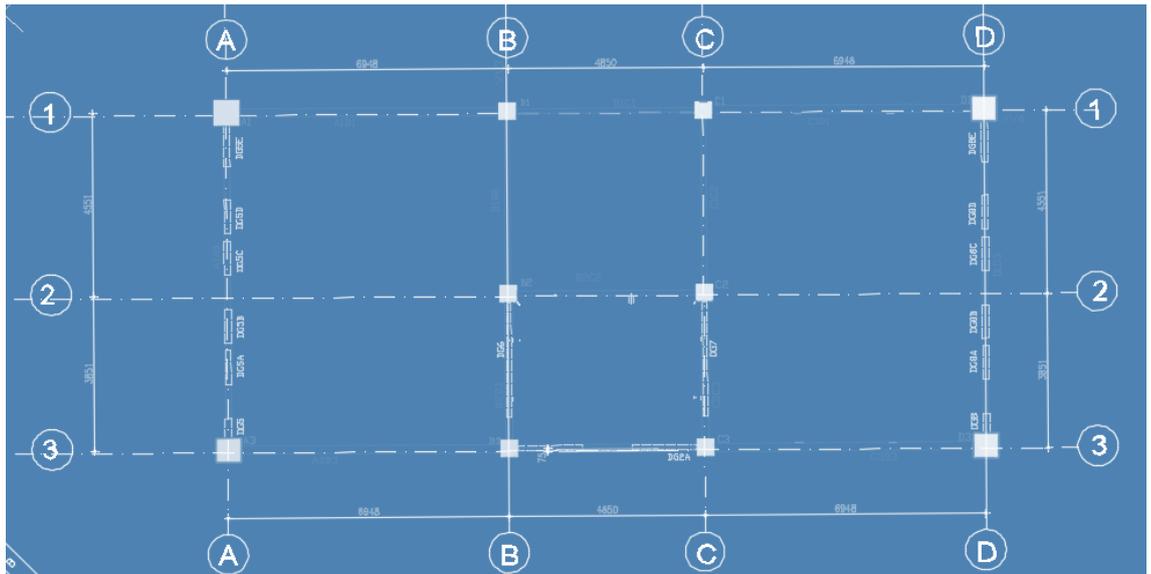
Para calcular la esbeltez del edificio, es necesario determinar la longitud,  $L$ , la rigidez,  $k$ , y radio de Giro del edificio,  $r$ .

Para la determinación de estos valores, se mantiene la estructura continua tanto en elevación como en planta, considerando una viga de longitud de 152.3 m y el área de sección es la sumatoria de la sección transversal de todas las columnas en la planta.

La rigidez,  $k$ , depende de la relación del desplazamiento máximo y el desplazamiento ante la carga de estudio.

Sin embargo el radio de giro del edificio,  $r$ , requiere los valores de la inercia total del edificio y el área total del edificio. El área total del edificio es la sumatoria del área de las diez (10) columnas que tiene la planta. Y con la ubicación de cada columna en el plano y su respectiva área, se puede calcular el centroide,  $Y_c$ , de la sección en planta del edificio, que más adelante es de ayuda para determinar la inercia total del edificio durante el proceso constructivo.

$$\text{Area Total Edificio} = \sum_{i=1}^{10} A_i \quad (7)$$



**Figura 45.** Área total del edificio para el cálculo de la esbeltez

Se toma el eje 3 como el eje de referencia para medir la distancia que hay entre cada columna al eje de referencia tomado.

**Tabla 13.** Calculo del  $Y_c$  centroidal

	Área, $A_i$ (m <sup>2</sup> )	Distancia, $dc$ (m)	$A_i * dc$ (m <sup>3</sup> )
A1	0.36	8.4	3.024
A3	0.36	0	0
B1	0.16	8.4	1.344
B2	0.16	3.85	0.616
B3	0.16	0	0
C1	0.16	8.4	1.344
C2	0.16	3.85	0.616
C3	0.16	0	0
D1	0.36	8.4	3.024
D3	0.36	0	0
Sumatoria	2.4		9.968
		$Y_c$ (m)	4.15333333

$$Y_c (M) = \frac{\Sigma(A_i * dc)}{\Sigma A_i} \quad (8)$$

Una vez calculada la dimensión,  $Y_c$ , se procede a calcular la inercia total del edificio con la siguiente ecuación,

$$Inercia\ Total\ Edificio\ (m^4) = \sum_{i=1}^{10} I_i + \sum_{i=1}^{10} A_i(dc - Y_c)^2 \quad (9)$$

**Tabla 14.** Calculo Inercia Total del Edificio

Columna	Area, $A_i$ ( $m^2$ )	Inercia, $I_i$ ( $m^4$ )	$dc-yc$ (m)	$A_i*(dc-yc)^2$
A1	0.36	0.01	4.25	6.49
A3	0.36	0.01	-4.15	6.21
B1	0.16	0.00	4.25	2.89
B2	0.16	0.00	-0.30	0.01
B3	0.16	0.00	-4.15	2.76
C1	0.16	0.00	4.25	2.89
C2	0.16	0.00	-0.30	0.01
C3	0.16	0.00	-4.15	2.76
D1	0.36	0.01	4.25	6.49
D3	0.36	0.01	-4.15	6.21
	2.4	0.04		36.73
Inercial Total ( $m^4$ )			36.76	

Para calcular la esbeltez del edificio, como fue mencionado anteriormente, es necesario conocer la longitud,  $L$ , la rigidez,  $k$ , y radio de Giro del edificio,  $r$ .

$$r\ (m) = \sqrt{\left(\frac{Inercia\ Total\ Edificio}{Area\ Total\ Edificio}\right)} \quad (10)$$

Donde,

$$r\ (m) = \sqrt{\left(\frac{36.76}{2.4}\right)} = 3.91$$

Altura máxima del edificio,  $L$ ,

$$L = 152.3\ m$$

La rigidez,  $k$ ,

$$K = \left( \frac{\Delta}{\Delta_{max}} \right) \geq 1 \quad (11)$$

Siendo:

$\Delta$ = Registro de desplazamiento de SAP2000 para una carga lateral

$\Delta_{max}$ = Desplazamiento Máximo según la NSR-98

$$\Delta_{max} = 152.3 * 1\% = 1.523 \text{ m}$$

Se tienen diferentes desplazamientos para cada carga de viento y para cada combinación de edificio. Por lo tanto son ocho (8) desplazamientos registrados por SAP2000.

Entonces la esbeltez del edificio es,

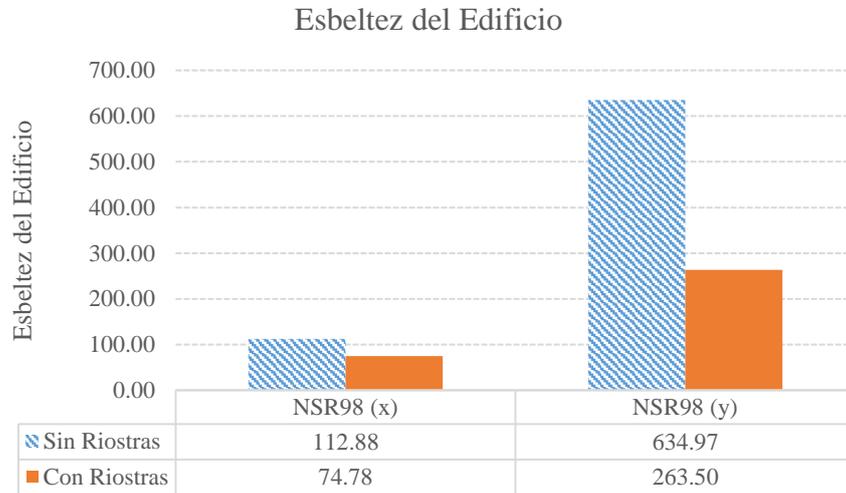
$$\lambda_{Edificio} = \frac{(K*L)}{r} \quad (12)$$

**Tabla 15.** Tabla resumen para la esbeltez del Edificio

	Sin riostras		Con riostras			
	$\Delta$	K	$\lambda$ Esbeltez del Edif	$\Delta$	K	$\lambda$ Esbeltez del Edif
<b>NSR-98 (x)</b>	4.42	2.90	112.88	2.93	1.92	74.78
<b>NSR-98 (y)</b>	24.85	16.32	634.97	10.31	6.77	263.50
<b>IDEAM (x)</b>	1.01	0.67	25.91	0.65	0.43	16.71
<b>IDEAM (y)</b>	4.89	3.21	124.89	2.02	1.32	51.48

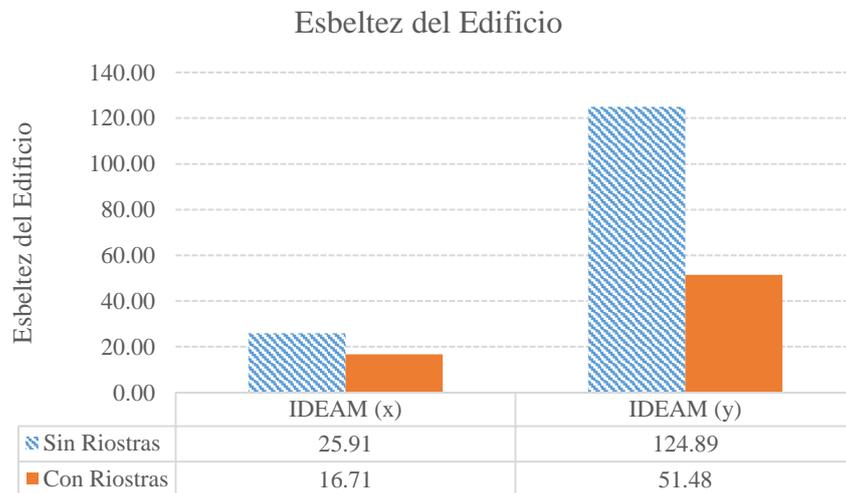
La Tabla 15 muestra la esbeltez de las dos combinaciones de modelos bajo los diferentes tipos de carga. Donde la esbeltez es mayor en el edificio sin riostras un 55% bajo las cargas de viento en X y un 140% mayor bajo las cargas de viento en Y.

La Figura 46 muestra la esbeltez para la fuerza de viento estipulada por la Norma NSR-98 en x y para el edificio sin riostras y con riostras.



**Figura 46.** La esbeltez para la fuerza de viento estipulada por la Norma (NSR-98) en x y y

La Figura 47 muestra la esbeltez para la fuerza de viento registrada por el IDEAM en x y para el edificio sin riostras y con riostras.



**Figura 47.** La esbeltez para la fuerza de viento registrada por el IDEAM en x y y

Ante todas las combinaciones de carga, la esbeltez del edificio sin riostras es mayor. La rigidez,  $k$ , depende de los desplazamientos generados en cada caso de carga. Por lo tanto, la rigidez es proporcional a los desplazamientos. Al ser el radio de giro y longitud unidades constantes dentro de la ecuación, la rigidez es el factor determinante en la evaluación de la esbeltez del edificio.

## CAPITULO VII

### PATOLOGÍA ESTRUCTURAL BÁSICA

#### 7.1 PATOLOGIA ESTRUCTURAL BASICA DE LA TORRE DE LA ESCOLLERA

A continuación se presentan fotografías del estado de la estructura después del evento del 13 de mayo de 2007, donde se puede observar la corrosión de la estructura si se realiza una inspección visual en la Figura 48.



**Figura 48.** Deformación de la Torre de la Escollera. (Luis Garza y Orozco 2008)

Se enfatiza la importancia de la pintura anticorrosiva para mantener el buen estado de las secciones una vez llegan a la obra. Pues, previamente a la falla que presentó la estructura, esta se encontraba corroída. Debió pensarse en tomar medidas pertinentes para la protección del acero estructural, especialmente por la cercanía al mar.



**Figura 49.** Fractura vertical soldadura columna (Garza y Orozco 2008)

La Figura 49, 50, 51, 52 y 53 muestran rotura vertical en la soldadura de la columna. Igualmente, se puede observar la corrosión de las mismas, discontinuidades y deslaminación en la sección.



**Figura 50.** Detalle rotura soldadura en Columna (Garza y Orozco 2008).



**Figura 51.** Detalle rotura en nudo (Garza y Orozco 2008)



**Figura 52.** Rotura soldadura vertical (Garza y Orozco 2008)

Cabe mencionar que todas las estructuras ubicadas en Cartagena son susceptibles al ataque de sulfatos y cloruros. Es por esto, que el deterioro de los elementos estructurales

van, obviamente, en detrimento de la capacidad resistente de la estructura (Quimilock, 2012).



**Figura 53.** Detalle rotura (Garza y Orozco 2008)



**Figura 54.** Detalle rotura vertical y pandeo (Garza y Orozco 2008)

Igualmente la Figura 54 también muestra detalle de la rotura vertical de la columna. La Figura 54 indica que en la columna se presenta una carga crítica pues el elemento se pandea con forma de semionda.

Sin embargo, las fotos presentan ausencia de la pintura a lo largo de la construcción. Parece un metal "activo", metal desnudo, sin película protectora, que al contrario de un metal "pasivo", no posee una protección sobre la superficie, como es el caso de los aceros inoxidable (Moreno, 2001).



**Figura 55.** Detalle rotura en nudo (Garza y Orozco 2008)

La Figura 55 muestra en detalle la rotura en el nudo, el cual se encuentra dentro de las zonas con mayor probabilidad de un ataque corrosivo, pues la zona del cordón de soldadura es un área de difícil acceso para el pintado. Las discontinuidades e imperfecciones en el cordón de soldadura permiten con facilidad la acumulación de agua o humedad generando más concentración de la corrosión.



**Figura 56.** Sistema de nudos (Garza y Orozco 2008)

La Figura 56 muestra el sistema de nudos dentro de la edificación. La conexión muestra irregularidades diversas, asperezas del cordón de soldadura, porosidades, grietas, salpicaduras de soldadura porosas y mal adheridas sobre el metal. También, la viga es excéntrica respecto a la columna, es decir, que no está en el eje central.

Por lo anteriormente expuesto se cree que si la edificación hubiera presentado las riostras y un debido mantenimiento anti corrosivo como estaba estipulado en los planos estructurales no se hubiera presentado tal desplazamiento. Además, las fallas presentadas en la geometría de la estructura llevaron a su desmonte.

## CAPITULO VIII

### CARGA DE VIENTO

#### 8.1 CALCULO DE LA CARGA DE VIENTO

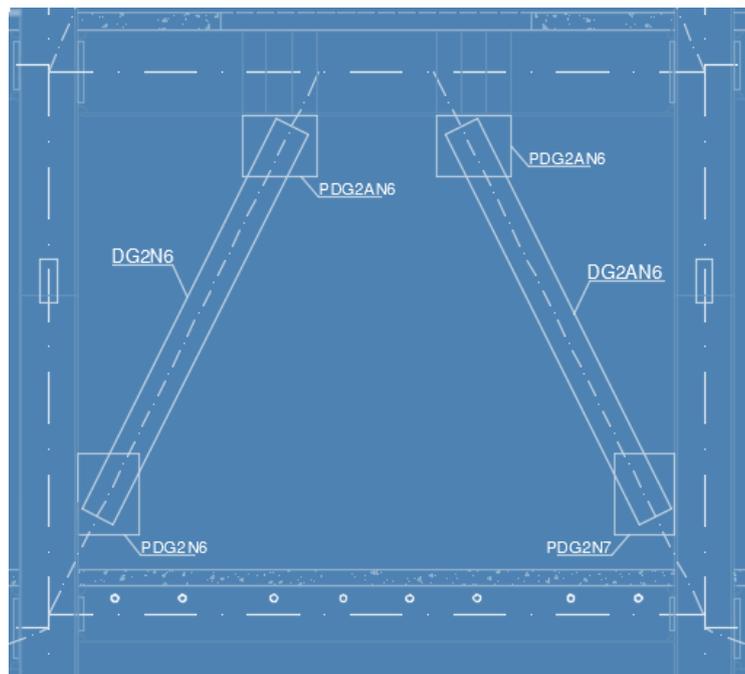
La Torre de la Escollera presentó un desplazamiento en el sentido ( $X=1m$ ) ante una velocidad de viento de 57.6 km/h registrado por el IDEAM del 13 de mayo de 2007. La estructura debía resistir durante su construcción según los requerimientos del diseño de la época una velocidad de viento máxima de 130 km/h reducida un 20%, es decir de 104 km/h.

Durante su construcción se creyó que se podían retirar las riostras y que igualmente la estructura podía resistir las cargas de servicio. Sin embargo, ante la carga de viento registrada por el IDEAM la estructura presentó las deformaciones que quedaron registrados en la siguiente fotografía:



**Figura 57.** Desplazamiento de 1m en el eje (x) de la Torre LA Escollera

La Figura 57 muestra la geometría de falla de la Torre de la Escollera durante la construcción, la estructura muestra un desplazamiento en el eje  $x$  de 1 m. Como se puede observar en la Figura 58, la estructura incluía en los planos estructurales elementos de arriostramiento. Sin embargo, como se dijo anteriormente, estas no fueron instaladas (Franco, 2007). Los planos estructurales que contienen la información sobre el detalle de las diagonales, no presentan información sobre las conexiones. Por ejemplo, no hay detalles del sistema de conexiones de soldadura, tampoco información sobre los pernos de las platinas de rigidización, solo información sobre el espesor de la lámina y el tipo de sección en la diagonal.



**Figura 58.** Detalle típico de diagonales del nivel 6

NIVEL	DIAGONALES				PLACAS				
	Nomen.	Sección (mm)	Long. (mm)	Cant. (u)	Nomen.	bp1 (mm)	hp1 (mm)	tp1 (mm)	Cant. (u)
N3	DG1	150X6X150	2570	1	PDG1	350	450	10	2
	DG1A	150X6X150	2570	1	PDG1A	400	300	10	2
	DG3	150X10X150	4670	1	PDG3	350	450	14	1
	DG4	150X10X150	4670	1	PDG3A	550	350	14	1
					PDG4	350	450	14	1
					PDG4A	550	350	14	1
	DG5-DG8	200X12X250	1850	1	PDG5	540	450	18	1
	DG5A-DG8A	150X200X10	2280	1	PDG5A	750	400	18	2
PDG5B					600	450	18	1	
DG6-DG7	150X10X150	3110	1	PDG6	350	250	10	2	
N6	DG2	180X12X200	3235	1	PDG2	600	450	16	2
	DG2A	180X12X200	3235	1	PDG2A	550	450	16	2
	DG5-DG8	150X12X200	1420	1	PDG5	550	450	18	2
	DG5A-DG8A	120X6X120	3323	1	PDG5A	700	450	18	2
	DG5B-DG8B	200X12X220	3270	1	PDG5B	600	350	18	4
	DG5C-DG8C	150X10X180	3280	1	PDG5D	400	300	18	2
	DG5D-DG8D	150X6X150	3315	1					
	DG5E-DG8E	150X12X200	2417	1					
	DG6-DG7	150X10X150	4108	1	PDG6	400	300	10	1
					PDG6A	300	250	10	1

**Figura 59.** Detalle de las diagonales del Nivel 3 y Nivel 6

Basados en el procedimiento de la Norma NSR-98 para calcular las fuerzas de viento para estructuras, la fuerza de viento se calculó teniendo en cuenta las fuerzas de viento que actúan sobre:

- La estructura en conjunto.
- Los elementos estructurales individuales, por ejemplo paredes, techos, y
- Las unidades individuales de revestimiento y sus elementos de conexión.

Es importante considerar la fuerza de viento sobre una estructura sin terminar, es decir, en construcción, que depende del método y secuencia de construcción y que puede llegar a ser crítica. Es razonable suponer que la velocidad máxima del viento de diseño  $V_s$ , no se presente durante un periodo de construcción corto, y se puede usar en consecuencia un coeficiente de reducción  $S_3$  para calcular el máximo viento probable. Sin embargo no se permite usar periodos de exposición menores de dos años, con un valor mínimo  $S_3=0.8$  (Título B.6.4.1.2 NSR-98).

*Nota:* La velocidad máxima de viento, 130 km/h, fue considerada para conocer la respuesta de la estructura durante su construcción.

Según el Título B.6.4.1.3 de la NSR-98, las cargas producidas por el viento deben aplicarse en cualquier dirección. Y las cargas de viento para el análisis en consideración fueron aplicadas en dirección normal a la superficie de la cara del edificio.

También, según el Título B.6.4.1.4 de la NSR-98, el sistema estructural de la edificación debe ser capaz de transferir a la cimentación las fuerzas producidas por el viento. Y el sistema de uniones de la Torre de la Escollera al tener soldadura en las conexiones, en vez de conexiones precalificadas hace más difícil la transmisión de cargas de viga a columna (Garza y Orozco 2008).

### **8.1.1 Definiciones para el análisis de carga de viento**

Definiciones y dimensiones para el cálculo de la fuerza de viento con el que se evaluó el comportamiento de respuesta de la edificación:

-Altura por encima de terreno, 152.3 m

-Ancho, la menor dimensión horizontal de la edificación, 8.4 m

-Área normal a la dirección del viento con riostras, x, 298.624 m<sup>2</sup>

-Área normal a la dirección del viento sin riostras, x, 295.181 m<sup>2</sup>

-Área normal a la dirección del viento con riostras, y, 633.93 m<sup>2</sup>

-Área normal a la dirección del viento sin riostras, y, 632.887 m<sup>2</sup>

-Barlovento, dirección de donde viene el viento

-Coeficiente de fuerza, coeficiente adimensional que multiplicado por la presión dinámica del viento incidente sobre un cuerpo y por un área apropiada.

- Coeficiente de presión, razón entre la presión que actúa en un punto de una superficie y la presión dinámica del viento incidente.
- Frente, dimensión de la edificación normal a la dirección del viento.
- Longitud, mayor dimensión horizontal del edificio, 18.75 m
- Permeabilidad, relación entre el área de las aberturas de una pared y el área total de la misma.
- Presión dinámica del viento, presión dinámica que produce la velocidad del viento de diseño.
- Profundidad, dimensión de la edificación medida en dirección del viento.
- Rugosidad del terreno, características de la superficie terrestre en lo relacionado con obstrucciones a pequeña escala.
- Sotavento, dirección hacia dónde va el viento

#### 7.11 Nomenclatura para el cálculo de la fuerza de viento

$q$ , presión dinámica del viento.

$S_1$ , coeficiente topográfico.

$S_2$ , coeficiente de rugosidad, tamaño del edificio y altura sobre el terreno.

$S_3$ , coeficiente estadístico.

$S_4$ , coeficiente que tiene en cuenta la densidad del aire.

$V_s$ , velocidad del viento de diseño (m/s).

## 8.2 ANALISIS DE LA CARGA DE VIENTO CON EL DISEÑO

### PREDETERMINADO DE ETABS

Los cálculos de la fuerza de viento de la edificación que se realizaron por el calculista original en el programa ETABS, se ejecutaron mediante un análisis completo aplicando una fuerza puntual en el centro de masa de cada piso de acuerdo a la Norma NSR-98.

De acuerdo a la AISC del año 2003, reglamento que estaba vigente para el diseño de la época, se establece que sobre los edificios que se consideran como esbeltos flexibles, deben tener un análisis completo cuando presentan una frecuencia menor a 1 Hz. El periodo del edificio en el análisis modal es de aproximadamente 3.5 seg, por ende tiene una frecuencia principal de 0.265 Hz, por lo tanto dicho análisis era aplicable.

Para el análisis completo, el calculista de la edificación considero una altura de 179.1 m. Cabe recordar que la edificación tenía una altura de 200.3m. También, hay que tener en cuenta que las columnas definidas por la calculista eran las columnas circulares en acero como material, las cuales no modelaban de manera adecuada la sección transversal de trabajo.

A continuación se muestran los parámetros usados por el calculista de la Torre de la Escollera para el procedimiento del cálculo de la fuerza de viento.

$V = 130km/h$ , Velocidad de viento para Cartagena.

$S1 = 1$  (NSR-98 Tabla B.6.5-1)

$S2 = 1.17$  (NSR-98 Tabla B.6.5-2)

$S3 = 1$  (NSR-98 Grupo I B.6.5-1)

$$S4 = 0.98 \quad (\text{NSR-98 Tabla B.6.6})$$

$V_s$ , Velocidad de diseño

$$V_s = V * S1 * S2 * S3 \quad (\text{NSR -98 Ecuación B.6.4-2})$$

$$V_s = 130 * 1 * 1.17 * 1 = 151.98 \text{ km/h}$$

$q$ , presión dinámica

$$q = 0.000048V_s^2 * S4, \text{ q en kN/m}^2 \text{ y } V_s \text{ en kph. (NSR-98 Ecuación B.6.4-3b)}$$

$$q = 0.000048(151.98)^2 * 0.98 = 108.491 \text{ kg/m}^2$$

Presión producida por el viento

$$p = C_p * q$$

$$C_p = 1.2 \quad (\text{NSR-98 Tabla B.6.4-2})$$

$$p = 1.2 * 108.491 = 130.19 \text{ kg/m}^2$$

Fuerza de viento en sentido  $x$

$$F_x = p * L_y * H \quad (\text{Memoria original de la Torre de la Escollera Ecuación 1A})$$

$$L_y = 11.21 \text{ m}$$

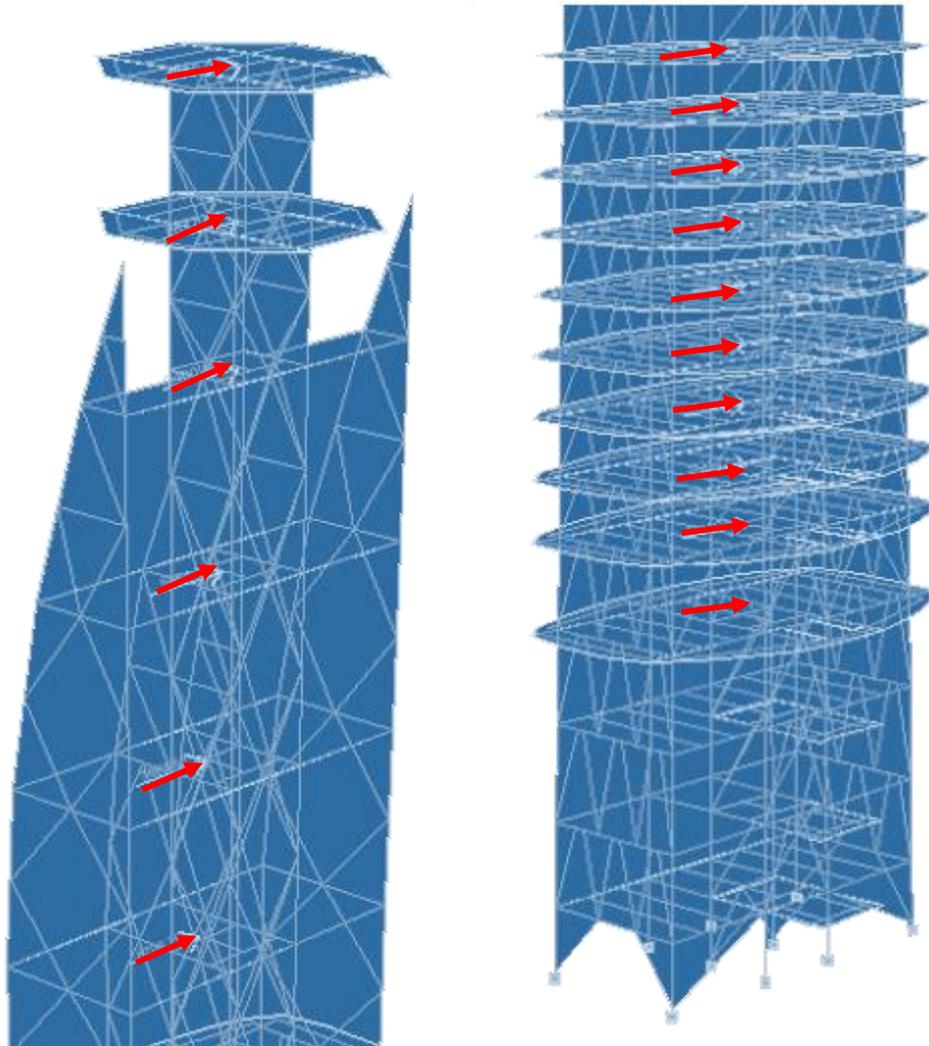
$$F_x = 130.19 * 11.21 * 179.1 = 2604.39 \text{ kN}$$

Fuerza de viento en sentido  $y$

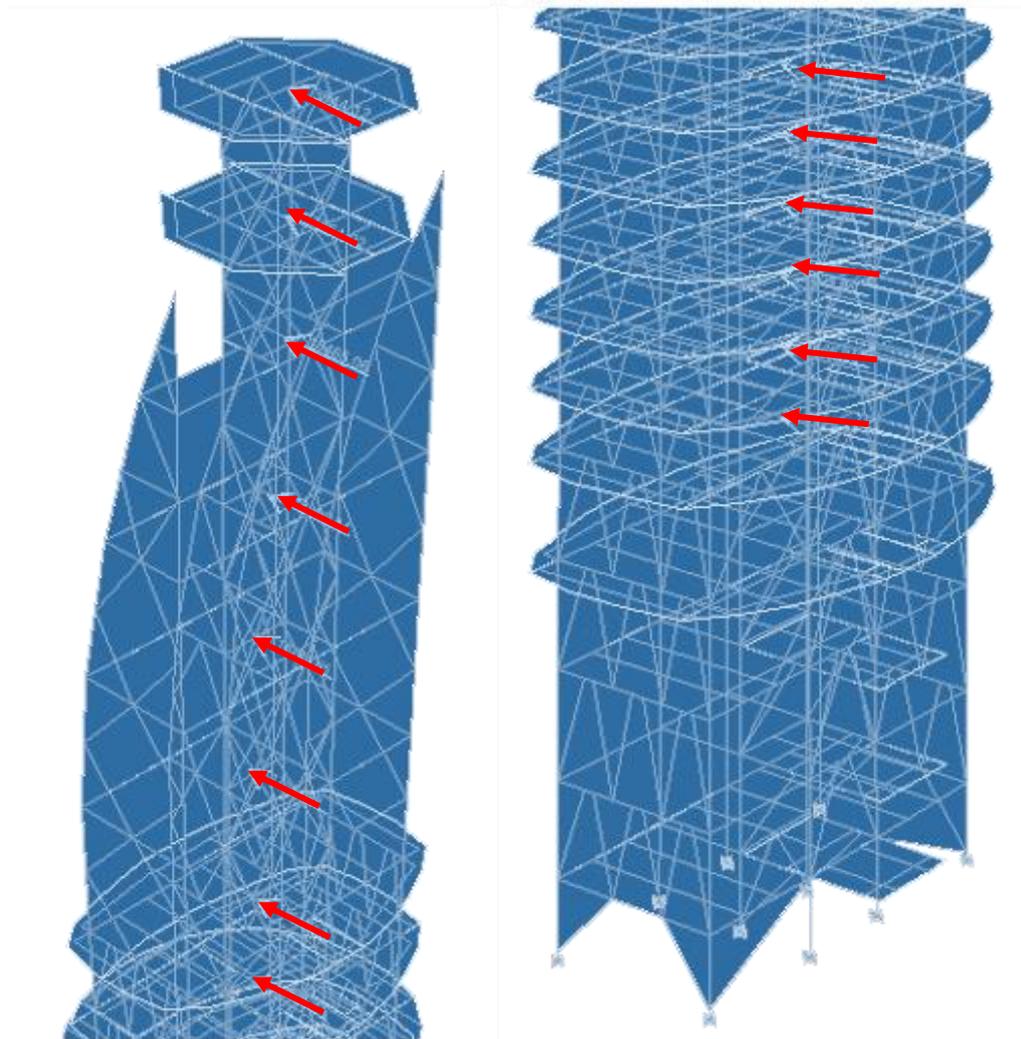
$$F_y = p * L_x * H$$

$$L_x = 17.13 \text{ m}$$

$$F_y = 130.19 * 17.13 * 179.1 = 3979.82 \text{ kN}$$



**Figura 60.** Fuerza de viento en dirección  $x$  para la estructura original.

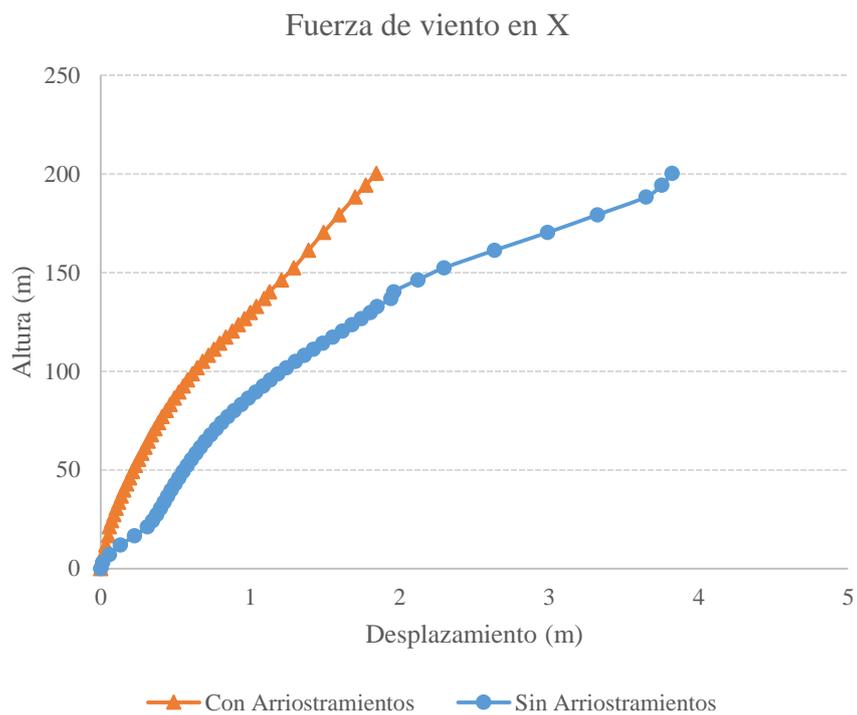


**Figura 61.** Fuerza de viento en dirección y para la estructura original

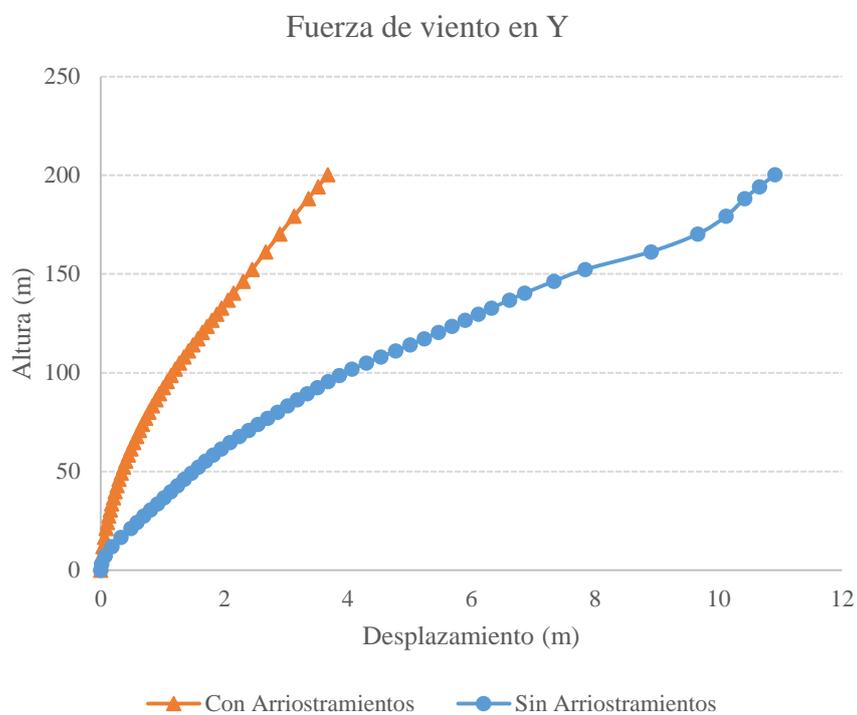
*Nota:* Al modelo original realizado en ETABS por el calculista se le quitaron las diagonales, y se analizaron los desplazamientos con diagonales y sin diagonales.

La figura 60 y 61 es la representación de como los calculista aplicaron la fuerza de viento en los modelos originales en ETABS, donde lo hacen como una carga puntual y se aplica sobre el centro de la losa.

Los desplazamientos generados en el modelo estructural realizado en ETABS por el calculista para la carga de viento son los siguientes:



**Figura 62.** Desplazamientos generados en X en la modelación original en ETABS de la estructura



**Figura 63.** Desplazamientos generados en Y en la modelación original en ETABS de la estructura

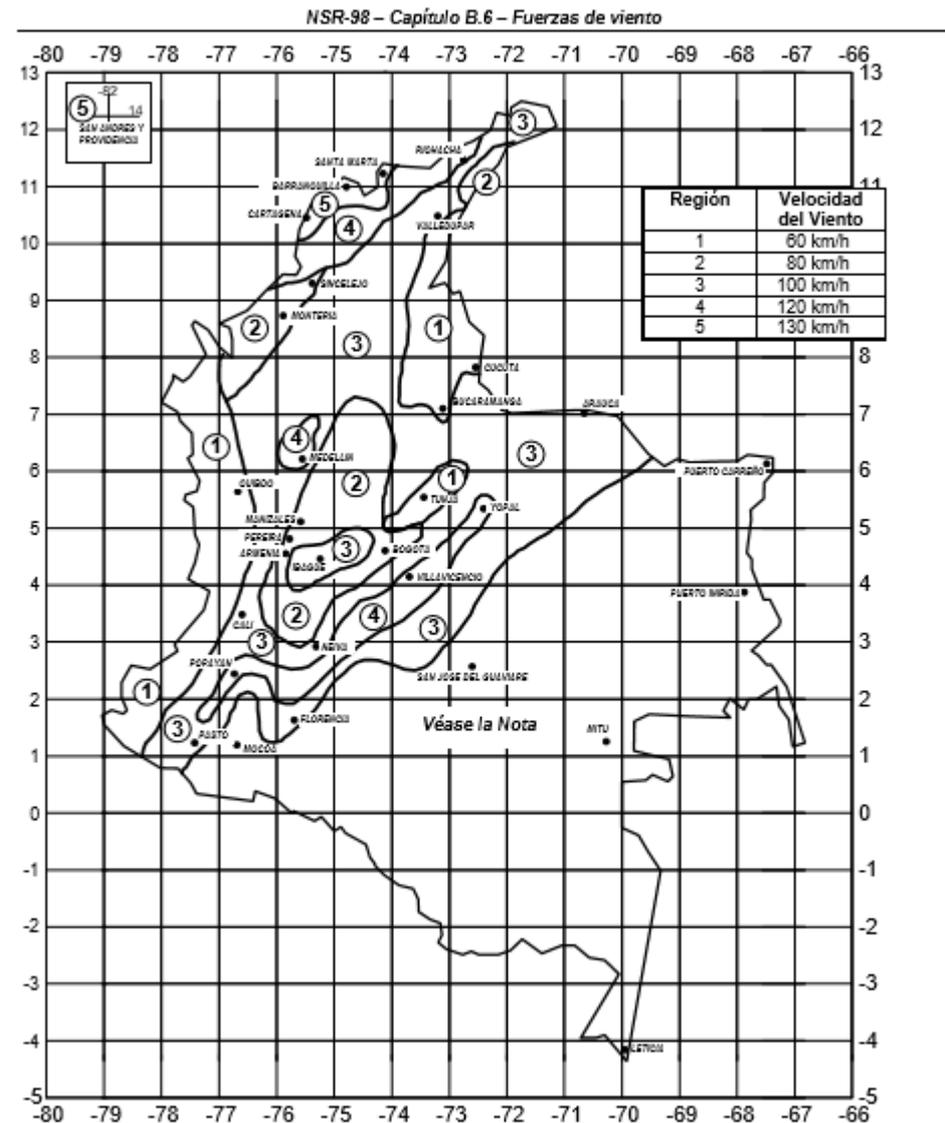
La estructura sin diagonales presenta un desplazamiento 51.32% en dirección  $x$  mayor que la estructura cuando tiene los arriostramientos puestos en su lugar en la estructura (Figura 62). La estructura sin diagonales presenta un desplazamiento 66.26% en dirección  $y$  mayor que la estructura cuando tiene los arriostramientos puestos en su lugar en la estructura (Figura 63).

### **8.3 ANALISIS COMPLETO DE LA CARGA DE VIENTO EN EL PRESENTE ESTUDIO, DE ACUERDO A LA NSR-98**

Para este estudio, se determinó la fuerza de viento mediante el análisis completo aplicando la fuerza de viento a cada altura correspondiente distribuida en la viga ubicada en dirección normal del viento.

La fuerza de viento calculada se aplica al modelo estructural de la Torre de la Escollera basado en lo que constaba en los planos estructurales, es decir, con las columnas de perfil tubular relleno de concreto y como estaba la estructura el día del evento, es decir, solo con vigas y columnas. Además la metodología utilizada, considera un análisis completo de la carga de viento, de acuerdo con la NSR-98, el cual estaba vigente durante la época de diseños y construcción de la estructura. El cálculo de la carga de viento procede así:

1. Velocidad del viento básico  $V$  en el sitio de la construcción de acuerdo con B.6.5.2.



**Figura 64.** Mapa de Colombia para Fuerzas de viento (NSR-98 B.6)

Cartagena → Región 5 → Velocidad del viento, 130 km/h.

2. La velocidad de viento básico se multiplica por los coeficientes  $S1$ ,  $S2$  y  $S3$ , para obtener la velocidad de diseño  $V_s$ , para la parte en consideración, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V_s = V * S1 * S2 * S3 \quad (\text{NSR-98 Ecuación B.6.4-2})$$

En este caso la velocidad del viento según B.6.5.2 para Cartagena es 130 km/h.

*S1*, Coeficiente de topografía

*S2*, Coeficiente de rugosidad del terreno

*S3*, Grado de seguridad y vida útil de la estructura.

**Tabla 16.** Coeficiente de topografía, *S1* (NSR-98 Tabla B.6.5-1)

<b>Coeficiente de topografía, <i>S1</i></b>	
<b>Topografía</b>	<b>Valor de <i>S1</i></b>
(a) Todos los casos excepto los dados en (b) y (c)	1
(b) Laderas y cimas montañosas muy expuestas en donde se sabe que el viento se acelera, y valles donde debido a su forma se concentra el viento.	1.1
(c) Valles encerrados protegidos de todo viento	0.9

**Tabla 17.** Coeficiente de rugosidad del terreno,  $S_2$  (NSR-98 Tabla B.6.5-2)

<b>Coefficiente de rugosidad del terreno, del tamaño del edificio y de la altura sobre el terreno, <math>S_2</math></b>	
<b>Rugosidad del terreno</b>	
Rugosidad 1- Grandes extensiones de campo abierto, plano o casi plano, sin abrigo, como bordes costeros, pantanos, aeropuertos, pastizales y labratos sin cercas de arbustos o piedra.	Campos abiertos sin obstrucciones
H (m)	Clase C
3	0.73
5	0.78
10	0.9
15	0.94
20	0.96
30	1
40	1.03
50	1.06
60	1.08
80	1.11
100	1.13
120	1.15
140	1.17
160	1.19
180	1.2
200	1.21

El coeficiente  $S_2$ , depende de la altura y tamaño del edificio. Entonces se calcula una fuerza de viento diferente para cada altura. Tomando como referencia la altura de la tabla B.6.5-2.

**Tabla 18 .** Coeficiente de grado de seguridad y vida útil de la estructura, S3

<b>Coeficiente S3, Tiene en cuenta el grado de seguridad y de vida útil de la estructura.</b>	
Edificaciones y estructuras de ocupación normal	1
Edificaciones y estructuras de ocupación especial Grupo uso II y prestar servicios esenciales.	1.05
Edificaciones agrícolas y estructuras de almacenamiento	0.95

3. La velocidad del viento de diseño se convierte a la presión dinámica  $q$ , en  $\text{kN/m}^2$ , mediante la ecuación:

$$q = 0.000048Vs^2 * S4(q \text{ en } \text{kN/m}^2 \text{ y } Vs \text{ en } \text{kph}) \text{ (NSR-98 Ecuación B.6.4-3b)}$$

**Tabla 19.** Coeficiente S4 (NSR-98 Tabla B.6.6)

<b>Coeficientes S4</b>	
<b>Altura sobre el nivel del mar (m)</b>	<b>Coeficiente S4</b>
0	1
500	0.94
1000	0.88
1500	0.83
2000	0.78
2500	0.73
3000	0.69

4. Para hallar la fuerza total del viento sobre la edificación en conjunto, puede usarse el coeficiente  $Cf$ . La fuerza total del viento está dada por:

$$F = Cf * q * Ae \quad \text{(NSR-98 Ecuación B.6.4-6)}$$

$Ae$ , área efectiva de la estructura.

Fuerza de viento para este caso:

$$Fy \text{ (kN)} = q * Ae * Cf(y)$$

$$Fx \text{ (kN)} = q * Ae * Cf(x)$$

Tabla B.6.7-4  
Coeficientes de fuerza  $C_f$  para edificios rectangulares revestidos, con techos planos  
(actuando en la dirección del viento)

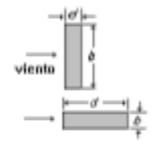
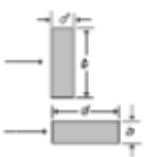
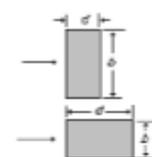
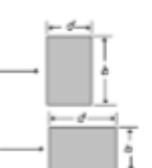
Configuración en planta	$l/w$	b/d	$C_f$ para una relación altura/frente				
			hasta $1/2$	1	2	4	6
	$\geq 4$	$\geq 4$	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
		$\leq 1/4$	0.7	0.7	0.75	0.75	0.75
	3	3	1.1	1.2	1.25	1.35	1.4
		1/3	0.7	0.75	0.75	0.75	0.8
	2	2	1.0	1.05	1.1	1.15	1.2
		1/2	0.75	0.75	0.8	0.85	0.9
	1 1/2	1 1/2	0.95	1.0	1.05	1.1	1.15
		2/3	0.8	0.85	0.9	0.95	1.0

Figura 65. Coeficiente de fuerza para edificios rectangulares (NSR-98 Tabla B.6.7-4)

Nota:  $b$  es la dimensión en dirección normal al viento;  $d$  es la dimensión en dirección del viento,  $l$  es la mayor dimensión horizontal del edificio y  $w$  es la menor dimensión del edificio.

## 8.4 DESARROLLO DE LA CARGA DE VIENTO PARA LA PRESENTE INVESTIGACIÓN.

Se va a desarrollar el cálculo de la fuerza de viento mediante el análisis completo con la velocidad de viento registrada por el IDEAM para la región (5) en Cartagena según la Norma NSR-98. Para el estudio en consideración la velocidad será evaluada a una altura de 152.3m y en campo abierto.

1. Velocidad del viento del mapa amenaza eólica (Figura 64) NSR-98 B.6.5.1, 130 km/h.

## 2. Velocidad dada por el IDEAM tomada de la estación del Aeropuerto en Cartagena, 57.6 km/h

La velocidad del viento debe modificarse mediante los coeficientes  $S1$ ,  $S2$ ,  $S3$ . Estos factores, mencionado anteriormente involucran los efectos topográficos, de rugosidad, tamaño del edificio y la altura sobre el terreno, y la vida útil e importancia del proyecto y la densidad del aire respectivamente.

Según la Tabla B.6.5-1 de la norma el coeficiente de topografía  $S1 = 1$ , se obtiene, según la sección y tomamos "Grandes extensiones de campo abierto, plano o casi plano, sin abrigo, como bordes costeros, pantanos, aeropuertos, pastizales y labratos sin cercas de arbustos".

Para el coeficiente de rugosidad del terreno, tamaño del edificio y de las alturas sobre el terreno  $S2 = 1.21$  (Tabla B.6.5-2). Se utilizara la clasificación de zonas costeras, campos abiertos sin obstrucciones. El revestimiento y tamaño del edificio tipo C lo tomamos de la clasificación para estructuras cuya dimensión vertical es de 200m.

El coeficiente  $S3$ , tiene en cuenta el grado de seguridad y vida útil de la estructura según los grupos de uso. Se tomó "Edificaciones y estructuras de ocupación normal" donde,  $S3 = 1$ .

Una vez obtenidos los coeficientes, la velocidad del viento de diseño,  $V_s$ , se calcula de la siguiente forma:

$$V_s \text{ (km/h)} = V(\text{Region 5}) * S1 * S2 * S3 \quad (\text{NSR-98 Ecuación B.6.4-2})$$

$$V_s = 130 * 1 * 1.21 * 1 = 157.3 \frac{\text{km}}{\text{h}}, \text{ NSR-98}$$

$$V_s \text{ (km/h)} = V(\text{IDEAM}) * S1 * S2 * S3 \quad (\text{NSR-98 Ecuación B.6.4-2})$$

$$V_s = 57.6 * 1 * 1.21 * 1 = 69.7 \text{ km/h}, \text{ IDEAM}$$

La presión dinámica del viento,  $q$ , en ( $\text{kN/m}^2$ ), se obtiene a partir de la velocidad del viento y del coeficiente  $S_4$ .

El coeficiente  $S_4$ , considera la variación del aire respecto a la altura sobre el nivel del mar. Se utiliza la Tabla B.6.6 NSR-98. Cartagena, se encuentra sobre el nivel del mar, tomamos el coeficiente,  $S_4=1$ .

Tenemos entonces 2 presiones que se analizaron así:

Presión dinámica viento

$$q(\text{kN/m}^2) = 0.000048 * V_s^2 * S_4 \quad (\text{NSR-98 Ecuación B.6.4-3b})$$

$$q = 0.000048(157.3)^2 * 1 = 1.19 \text{ kN/m}^2, \text{ NSR-98-Carga de Diseño}$$

$$q = 0.000048(69.7)^2 * 1 = 0.23 \text{ kN/m}^2, \text{ IDEAM-Condicion es del día 13 de Mayo del 2007}$$

Por último, para el cálculo de la fuerza de viento se debe determinar el área efectiva del edificio normal a la dirección del viento, en donde el área varía de acuerdo a la superficie que tiene el edificio. En este caso, la superficie del edificio es mayor si tiene riostras, ventanas o muros. En este caso en consideración la superficie del edificio no tiene riostras, solo columnas y vigas. Por lo tanto, el área efectiva a cada altura ( $x, y$ ) se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 20.** Área efectiva de cada estructura.

Altura (m)	Estructura completa (m <sup>2</sup> )		Proceso Constructivo	
	Área x (m <sup>2</sup> )	Área Y (m <sup>2</sup> )	Área X (m <sup>2</sup> )	Área Y (m <sup>2</sup> )
3	10.77	16.15	6.33	13.56
5	14.69	23.88	10.54	22.60
10	26.24	46.49	21.08	45.21
15	36.66	69.09	31.63	67.81
20	47.20	93.77	42.17	90.41
30	66.16	136.67	63.25	135.62
40	87.45	181.87	84.34	180.82
50	108.74	227.08	105.42	226.03
60	129.95	272.29	126.51	271.24
80	172.12	362.70	168.67	361.65
100	214.29	453.11	210.84	452.06
120	256.46	543.52	253.01	542.47
140	298.62	633.94	295.18	632.89
160	343.53	724.35	337.35	723.30
180	385.70	814.76	379.52	813.71
200	427.87	905.17	421.69	904.12

En este ejemplo se estudia la velocidad del viento en la altura 152.3 para la edificación durante el proceso constructivo. Para el cálculo de la fuerza de viento se requiere el coeficiente de fuerza ( $C_f$ ) y el área efectiva normal a la dirección del viento sin riostras ( $x, y$ ) durante la construcción de la Torre de la Escollera.

Hay que tener en cuenta que el área efectiva durante el proceso constructivo solo presentaba vigas y columnas. Entonces, se escoge el área ( $x, y$ ) para la altura de 200.3m.

Área efectiva  $x$ , 421.69 m<sup>2</sup>

Área efectiva  $y$ , 904.12 m<sup>2</sup>

$C_f$ , coeficiente de fuerza para edificios rectangulares revestidos. Para este caso:

$$\frac{b}{d} = \left( \frac{8.4}{18.75} \right) = 0.45, \text{ dirección del viento, } x.$$

$$\frac{b}{d} = \left( \frac{18.75}{8.4} \right) = 2.23, \text{ dirección del viento, } y.$$

$$\frac{l}{w} = \left( \frac{18.75}{8.4} \right) = 2.23, \text{ siendo } l \text{ la mayor dimensión horizontal del edificio y } w, \text{ la}$$

menor dimensión.

Entonces, según la Tabla B.6.7-4, el coeficiente  $C_f$  es:

$$C_f(y) = 1.2$$

$$C_f(x) = 0.9$$

Una vez calculada el área efectiva y el coeficiente de fuerza se procede a calcular la fuerza de viento (kN) para la altura de 200.3 m.

Para la fuerza de viento ( $F$ ) se debe considerar, la presión dinámica del viento,  $q$ , coeficiente de fuerza,  $C_f$ , y el área efectiva,  $A_e$ .

$$F = C_f * q * A_e \quad (\text{NSR-98 Ecuación B.6.4-6})$$

Fuerza de viento para este caso:

$$F_y \text{ (kN)} = q * A_e * C_f(y)$$

$$F_x \text{ (kN)} = q * A_e * C_f(x)$$

Hay 2 casos en consideración, por lo tanto:

Para la carga de viento NSR-98:

$$F_x = 0.9 * 1.19 * 421.69 = 500.83 \text{ kN NSR-98 } x$$

$$F_y = 1.2 * 1.19 * 904.12 = 1234.88 \text{ kN NSR-98 } y$$

Para la velocidad de viento registrada por el IDEAM:

$$F_x = 0.9 * 0.23 * 421.69 = 98.32 \text{ kN IDEAM } x$$

$$F_y = 1.2 * 0.23 * 904.12 = 242.43 \text{ kN IDEAM } y$$

**Tabla 21.** Tabla resumen de los coeficientes seleccionados

<b>Coeficientes para la edificación en Cartagena</b>	
Cartagena , Región 5 Fig B.6.5.1 (km/h)	130
Velocidad del viento de diseño (km/h) $V_s = V * S1 * S2 * S3$ B.4.2-2	157.3
S1 Tabla B.6.5-1	1
S2 Tabla B.6.5-2	1.21
S3 B.6.5.6	1
S4 Tabla B.6.6	1

Entendido el procedimiento para el cálculo de la fuerza de viento, se procede a mostrar la fuerza de viento kN, en (x,y) para cada altura definida en el coeficiente S2.

Para este trabajo se realizaron dos modelos con las siguientes especificaciones:

**Tabla 22.** Combinaciones de carga para los diferentes tipos de modelos estructurales

<b>Tipo</b>	<b>Descripción</b>	<b>Abreviación</b>	<b>Fuerza de viento</b>	
			<b>130 km/h (NSR-98)</b>	<b>57.6 km/h (IDEAM)</b>
Con Arriostramiento	Como estaba concebido en los planos estructurales	Con Arr.	NSR-98 X	IDEAM X
			NSR-98 Y	IDEAM Y
Sin Arriostramiento	Durante el proceso constructivo	Sin Arr.	NSR-98 X	IDEAM X
			NSR-98 Y	IDEAM Y

## 8.5 MODELO CON ARRIOSTRAMIENTO (NSR-98)

A continuación se mostrará el cálculo de la fuerza de viento definida en la Norma NSR-98 para la Ciudad de Cartagena para el modelo de la Torre de la Escollera como estaba en los planos estructurales (con riostras).

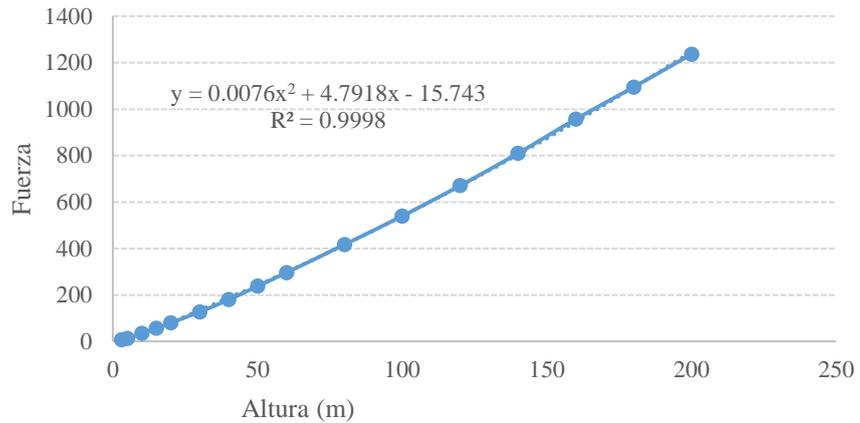
**Tabla 23.** Fuerza de viento según la NSR-98 para cada altura en modelo con arriostramiento.

<b>Fuerza de viento según la NSR-98 para estructura con arriostramiento</b>		
<b><math>F = C_f * q * A_e</math></b>		
<b>H (m)</b>	<b>F<sub>y</sub> (kN)</b>	<b>F<sub>x</sub> (kN)</b>
3	6.74	4.66
5	12.83	7.25
10	34.16	17.24
15	55.89	26.28
20	77.73	35.29
30	126.52	53.67
40	178.96	75.26
50	236.92	99.11
60	295.14	122.96
80	415.68	172.03
100	538.49	221.96
120	669.27	275.13
140	808.21	331.61
160	955.52	394.63
180	1093.10	450.55
200	1234.88	508.17

### 8.5.1 Combinación (Con Arriostramiento, NSR-98 Y)

Una vez calculada la fuerza de viento con la velocidad registrada para la región 5 en Cartagena para cada altura definida por la Norma se graficó la fuerza de viento en dirección (y) en el eje y, y la altura en el eje x. A la Figura 66 se le adicionó la línea de tendencia con su respectiva ecuación. Con la ecuación se puede calcular la fuerza de viento para la altura finita de cada piso, reemplazando el valor (x) en la ecuación, para cada altura de cada piso del edificio.

### Fy Viento Estructura Completa NSR-98



**Figura 66.** Fuerza de viento en Y para cada altura de modelo (Con Arr) según la NSR-98

Entonces,  $Fy = 0.0076x^2 + 4.7926x - 15.7$  (13)

Para la altura 152.3 m,

$$Fy = 0.0076 (152.3)^2 + 4.7926 (152.3) - 15.7$$

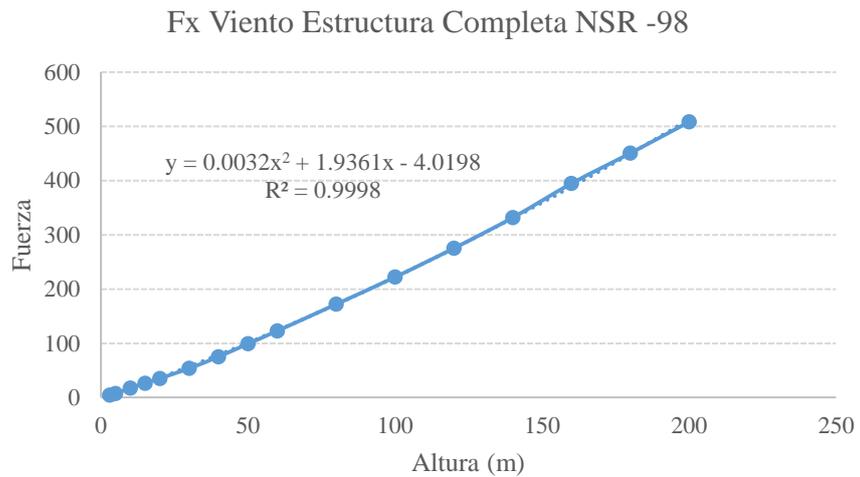
$$Fy = 889.197 \text{ kN}$$

Ahora  $Fy$ , se divide entre la longitud de la viga que se encuentra en dirección normal al viento ( $Lx = 18.75 \text{ m}$ ).

$$Fy = \frac{889.197}{18.75} = 47.42 \text{ kN/m}$$

#### 8.5.2 Combinación (Con Arriostramiento, NSR-98 X)

Como se explicó anteriormente en el inciso 7.5.1 se realiza el mismo procedimiento, pero en este caso es en dirección X.



**Figura 67.** Fuerza de viento en X para cada altura de modelo (Con Arr) según la NSR-98

Entonces,  $F_x = 0.0032x^2 + 1.9361x - 4.0198$  (14)

Para la altura 152.3 m,

$$F_x = 0.0032 (152.3)^2 + 1.9361 (152.3) - 4.0198$$

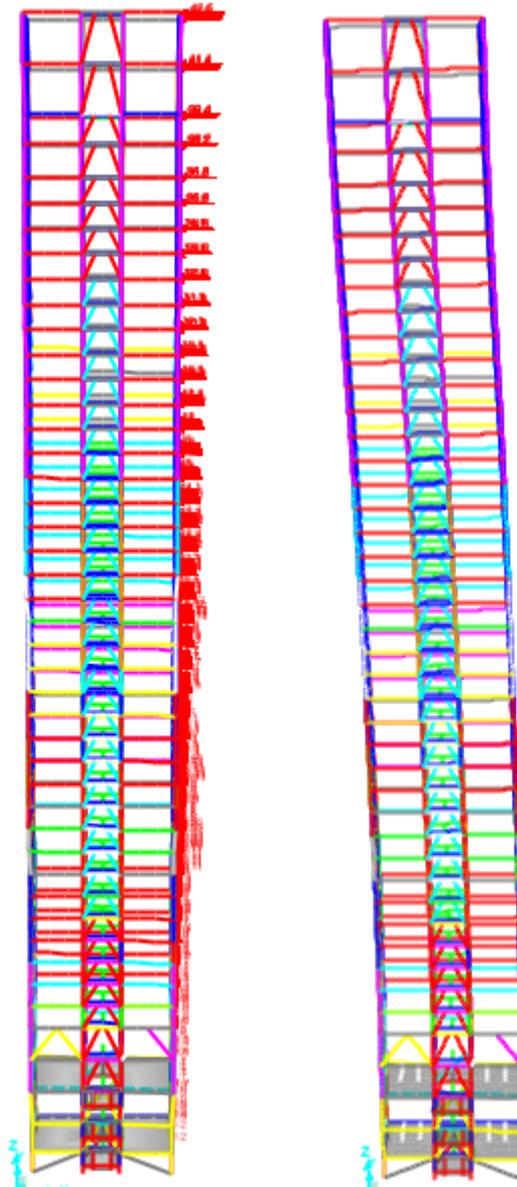
$$F_x = 365.073 \text{ kN}$$

Ahora  $F_x$ , se divide entre la longitud de la viga que se encuentra en dirección normal al viento ( $L_y = 8.4 \text{ m}$ ).

$$F_x = \frac{365.073}{8.4} = 43.46 \text{ kN/m}$$

Los resultados de las fuerzas en cada piso están en la Tabla 23 para el modelo con arriostramiento para la carga de la NSR-98.

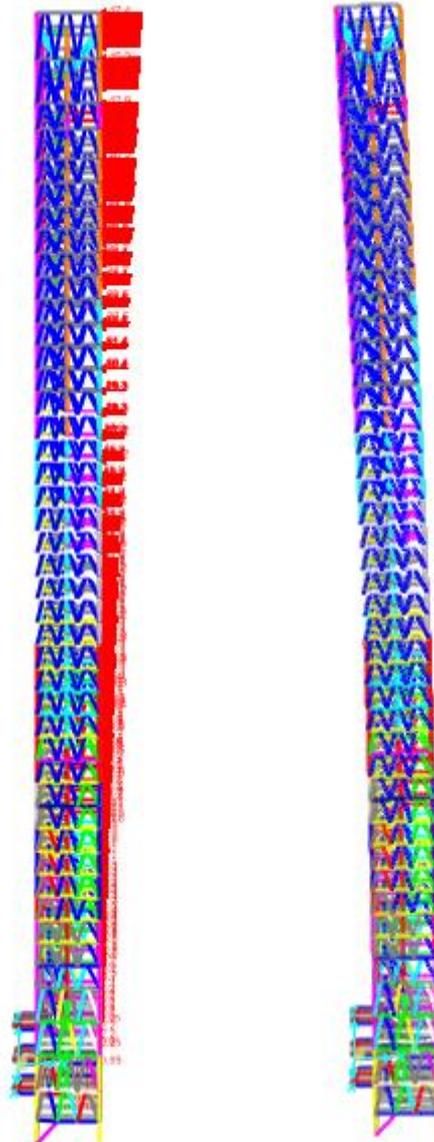
### 8.5.3 Modelo 4.0 de la Torre de la Escollera con la carga de viento en $x$ , sugerida por la NSR-98



**Figura 68.** Fuerza de viento en  $x$ . Derecha: desplazamiento generado por la carga de viento

La Figura 68, muestra dos esquemas de modelo digital de la Torre la escollera. Del lado izquierdo muestra en el plano X-Z el modelo digital de la Torre con sus respectivas diagonales y fuerza de viento de diseño ( $\text{kN/m}^2$ ) en dirección  $X$  distribuida en cada piso. En la gráfica del lado derecho se pueden ver los desplazamientos generados por la carga de viento estipulada por la Norma NSR-98.

**8.5.4 Modelo 4.0 digital de la Torre de la Escollera con la carga de viento en y,  
sugerida por la NSR-98**



**Figura 69.** Fuerza de viento en *Y*. Derecha: desplazamiento generado por la carga de viento

Al igual que en la Figura 68, en la Figura 69 se muestran dos esquemas del modelo digital de La Torre la Escollera. La diferencia es que en esta se está ilustrando el plano Y-Z y la fuerza de viento de diseño ( $\text{kN/m}^2$ ) en dirección *Y* distribuida en cada piso.

## 8.6 MODELO CON ARRIOSTRAMIENTO (IDEAM)

A continuación se indican los modelos, las cargas y las deformaciones de la estructura del modelo con arriostramientos para la fuerza de viento (kN) en  $x$  y  $y$  para cada altura definida en el coeficiente  $S2$ , para la velocidad de viento registrada por el IDEAM en Cartagena para el mes de mayo en el 2007 en el modelo de la Torre de la Escollera, en el estado que estaba ese día.

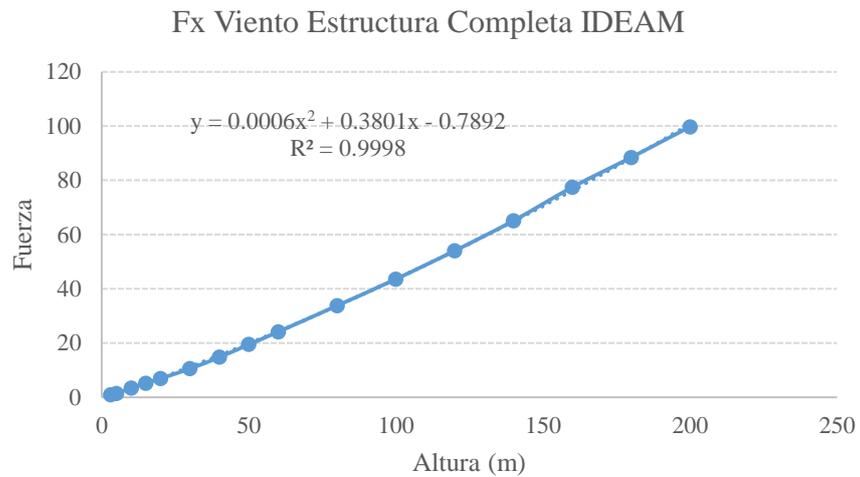
**Tabla 24.** Fuerza de viento registrada por IDEAM para cada altura en modelo con arriostramiento.

<b>Fuerza de viento tomada por el IDEAM para estructura con arriostramiento</b>		
<b><math>F = C_f * q * A_e</math></b>		
<b>H (m)</b>	<b>F<sub>y</sub> (kN)</b>	<b>F<sub>x</sub> (kN)</b>
3	1.32	0.91
5	2.52	1.42
10	6.71	3.39
15	10.97	5.16
20	15.26	6.93
30	24.84	10.54
40	35.13	14.77
50	46.51	19.46
60	57.94	24.14
80	81.61	33.77
100	105.72	43.58
120	131.39	54.01
140	158.67	65.10
160	187.58	77.47
180	214.59	88.45
200	242.43	99.76

### 8.6.1 Combinación (Con Arriostramiento, IDEAM en dirección X)

Una vez calculada la fuerza de viento con la velocidad de viento registrada por el IDEAM con el método completo acordado en la Norma para cada altura definida por el coeficiente  $S2$ , se graficó la fuerza de viento en dirección ( $x$ ) en el eje  $y$ , y al altura en el eje  $x$ . Para tener los valores de carga de viento en pisos intermedios, es decir, en alturas

no definidas en la Tabla 24, a la Figura 70 se le adiciona la línea de tendencia con su respectiva ecuación. Con la ecuación se puede calcular la fuerza de viento para una altura determinada, reemplazando el valor ( $x$ ) de la ecuación, la altura de cada piso del edificio.



**Figura 70.** Fuerza de viento en X para cada altura de modelo (Con Arr) según IDEAM

Entonces,  $F_x = 0.0006x^2 + 0.3801x - 0.7892$  (15)

Para la altura 152.3 m,

$$F_x = 0.0006 (152.3)^2 + 0.3801 (152.3) - 0.7892$$

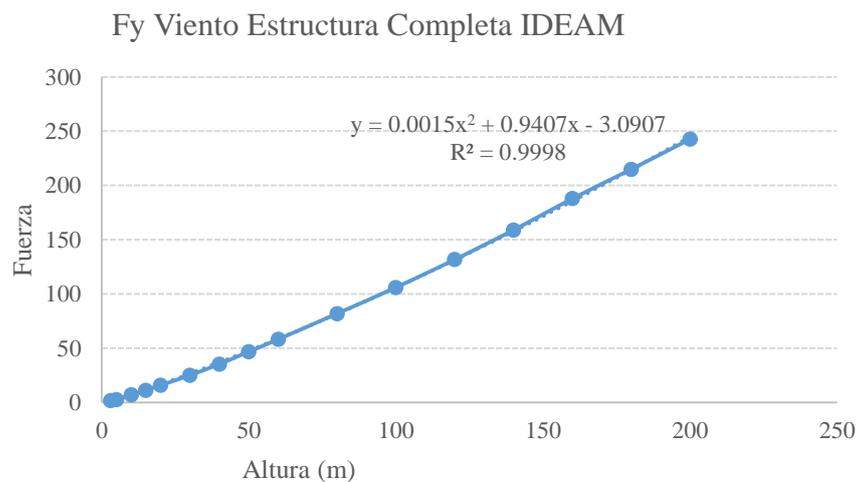
$$F_x = 71.02 \text{ kN}$$

Ahora  $F_x$ , se divide entre la longitud de la viga que se encuentra en dirección normal al viento ( $L_y = 8.4 \text{ m}$ ).

$$F_x = \frac{71.02}{8.4} = 8.45 \text{ kN/m}$$

### 8.6.2 Combinación (Con Arriostramiento, IDEAM en dirección Y)

Una vez calculada la fuerza de viento con la velocidad de viento registrada por el IDEAM con el método completo acordado en la Norma para cada altura definida por el coeficiente  $S_2$ , se grafica la fuerza de viento en dirección (y) en el eje y, y al altura en el eje x. Para tener los valores de carga de viento en pisos intermedios, es decir, en alturas no definidas en la Tabla 24, a la Figura 71 se le adiciona la línea de tendencia con su respectiva ecuación. Con la ecuación se puede calcular la fuerza de viento para una altura determinada, reemplazando el valor (x) de la ecuación, la altura de cada piso del edificio.



**Figura 71.** Fuerza de viento en Y para cada altura de modelo (Con Arr) según IDEAM

$$\text{Entonces, } F_y = 0.0015x^2 + 0.9409x - 3.09 \quad (16)$$

Para la altura 152.3 m,

$$F_y = 0.0015 (152.3)^2 + 0.9409 (152.3) - 3.09$$

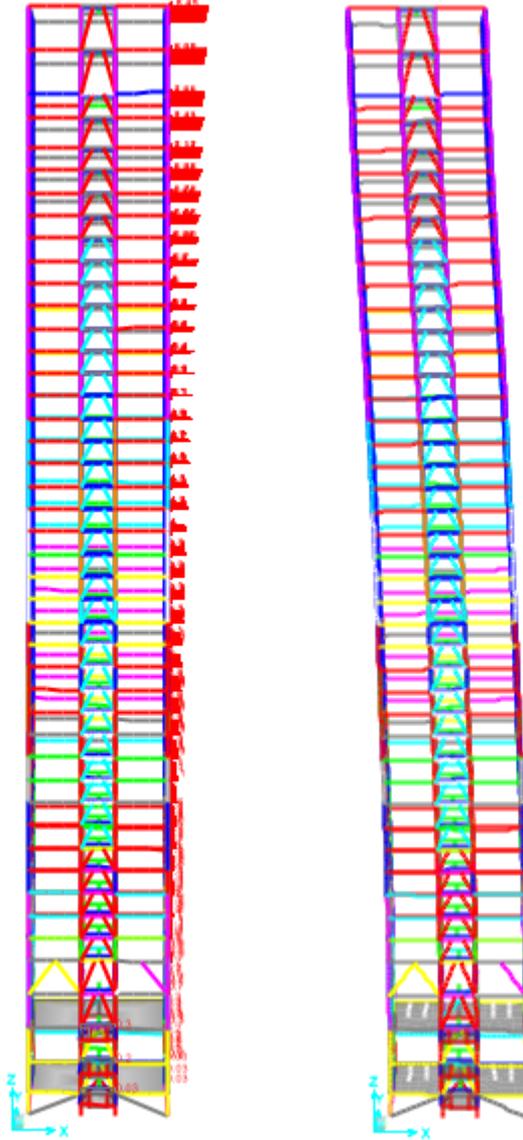
$$F_y = 174.68 \text{ kN}$$

Ahora  $F_y$ , se divide entre la longitud de la viga que se encuentra en dirección normal al viento ( $L_x = 18.75 \text{ m}$ ).

$$F_y = \frac{174.68}{18.75} = 9.32 \text{ kN/m}$$

Los resultados de las fuerzas en cada piso están en la Tabla 24 para el modelo con arriostramiento para las cargas de viento registradas por el IDEAM.

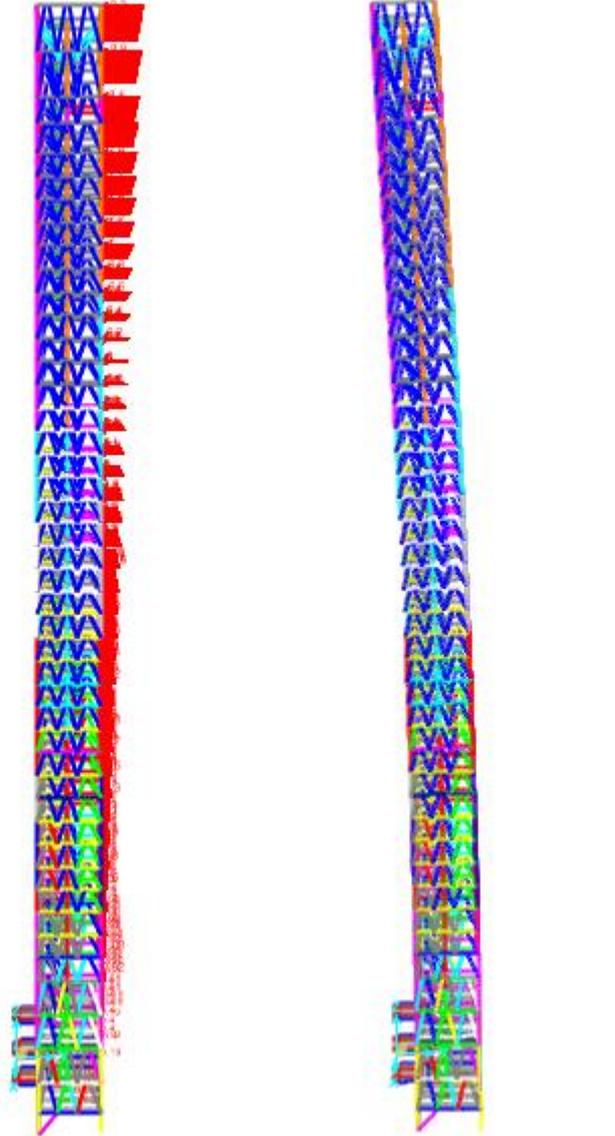
### 8.6.3 Modelo digital 4.0 de la Torre de la Escollera con la carga de viento en x, para IDEAM



**Figura 72.** Fuerza de viento en x. Derecha: desplazamiento generado por la carga de viento

La Figura 72 muestra el plano X-Z del modelo digital de la Torre con sus respectivas diagonales y fuerza de viento registrada por el IDEAM ( $\text{kN/m}^2$ ) en dirección X distribuida en cada piso. En la gráfica del lado derecho se pueden ver los desplazamientos generados por la carga de viento en (X) calculada con la velocidad registrada por el IDEAM.

**8.6.4 Modelo digital 4.0 de la Torre de la Escollera con la carga de viento en y,  
para IDEAM**



**Figura 73.** Fuerza de viento en y. Derecha: desplazamiento generado por la carga de viento

La Figura 73 muestra el plano Y-Z del modelo digital de la Torre con sus respectivas diagonales y fuerza de viento registrada por el IDEAM ( $\text{kN/m}^2$ ) en dirección Y distribuida en cada piso. En la gráfica del lado derecho se pueden ver los desplazamientos generados por la carga de viento en (Y) calculada con la velocidad registrada por el IDEAM.

## 8.7 MODELO SIN ARRIOSTRAMIENTO (NSR-98)

La Tabla 25 muestra el valor de la fuerza de viento (kN) en  $x$ ,  $y$  para cada altura definida en el coeficiente  $S_2$ , para la velocidad de viento definida en la Norma NSR-98 en el modelo de la Torre de la Escollera durante la construcción.

**Tabla 25.** Fuerza de viento registrada por la NSR-98 para cada altura en modelo sin arriostramiento.

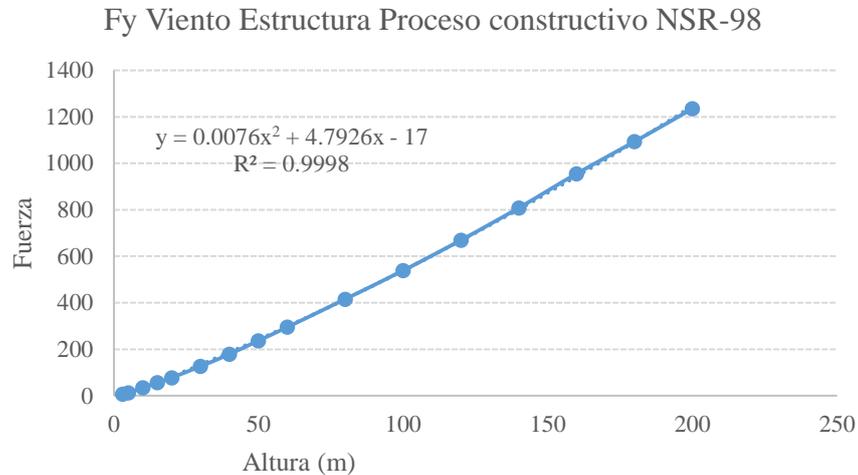
<b>Proceso constructivo</b>		
<b><math>F = C_f * q * A_e</math></b>		
<b>H (m)</b>	<b>F<sub>y</sub> (kN)</b>	<b>F<sub>x</sub> (kN)</b>
3	6.74	2.73
5	12.83	5.20
10	34.16	13.85
15	55.89	22.67
20	77.73	31.53
30	126.52	51.31
40	178.96	72.58
50	236.92	96.09
60	295.14	119.70
80	415.68	168.59
100	538.49	218.40
120	669.27	271.43
140	808.21	327.78
160	955.52	387.53
180	1093.10	443.33
200	1234.88	500.83

*Nota:* El modelo sin arriostramiento presenta los mismos coeficientes, pero el área efectiva cambia. El área normal en dirección al viento no tiene las riostras, pues solo se considera el área de las columnas y las vigas.

### 8.7.1 Combinación (Sin Arriostramiento, NSR-98 Y)

Una vez calculada la fuerza de viento para cada altura definida por la Norma, se grafica la fuerza de viento en dirección ( $y$ ) en el eje  $y$ , y la altura en el eje  $x$ . A la Figura 74 se le adiciona la línea de tendencia con su respectiva ecuación. Con la ecuación se

puede calcular la fuerza de viento para la altura de cada piso, reemplazando el valor ( $x$ ) de la ecuación, la altura de cada piso del edificio.



**Figura 74.** Fuerza de viento en Y para cada altura de modelo (Sin Arr) según la NSR-98

Entonces,  $Fy = 0.0076x^2 + 4.7926x - 17$  (17)

Para la altura 152.3 m,

$$Fy = 0.0076 (152.3)^2 + 4.7926 (152.3) - 17$$

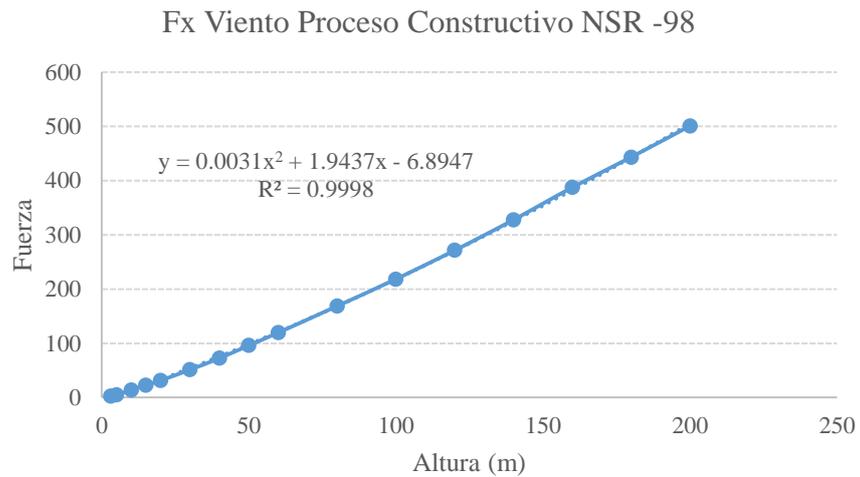
$$Fy = 889.197 \text{ kN}$$

Ahora  $Fy$ , se divide entre la longitud de la viga que se encuentra en dirección normal al viento ( $Lx = 18.75 \text{ m}$ ).

$$Fy = \frac{889.197}{18.75} = 47.42 \text{ kN/m}$$

### 8.7.2 Combinación (Sin Arriostramiento, NSR-98 X)

Ahora, se grafica la fuerza de viento en dirección ( $x$ ) en el eje  $y$ , y la altura en el eje  $x$ . A la Figura 75 se le adiciona la línea de tendencia con su respectiva ecuación. Con la ecuación se puede calcular la fuerza de viento para la altura de cada piso, reemplazando el valor ( $x$ ) de la ecuación, la altura de cada piso del edificio.



**Figura 75.** Fuerza de viento en X para cada altura de modelo (Sin Arr) según la NSR-98

Entonces,  $F_x = 0.0031x^2 + 1.9437x - 6.8947$  (18)

Para la altura 152.3 m,

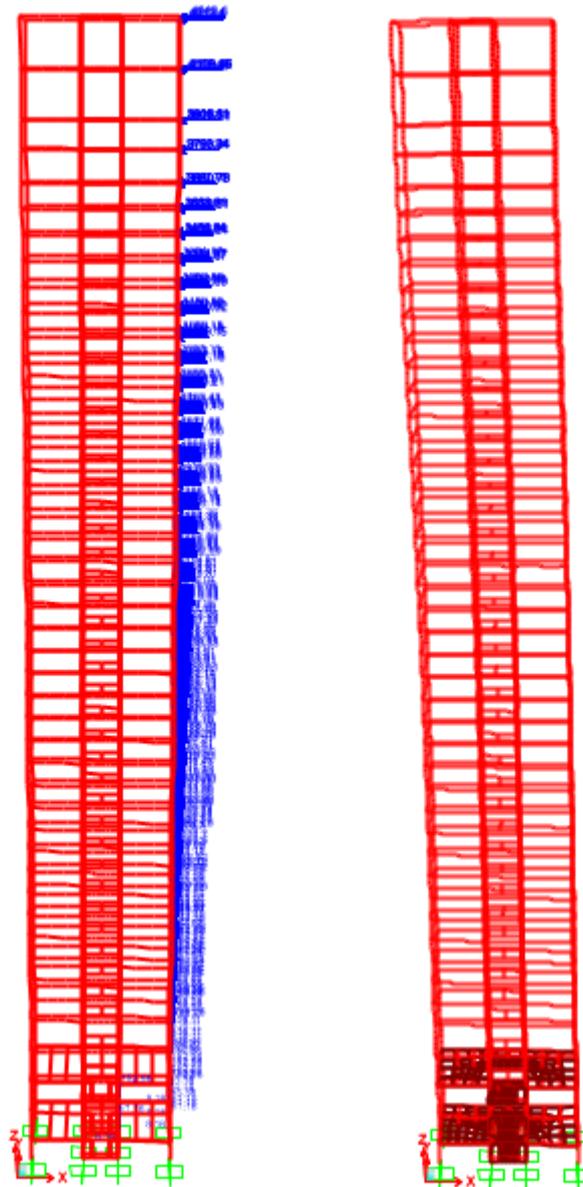
$$F_x = 0.0031 (152.3)^2 + 1.9437 (152.3) - 6.8947$$

$$F_x = 361.036 \text{ kN}$$

Ahora  $F_x$ , se divide entre la longitud de la viga que se encuentra en dirección normal al viento ( $L_y = 8.4 \text{ m}$ ).

$$F_x = \frac{361.036}{8.4} = 42.98 \text{ kN/m}$$

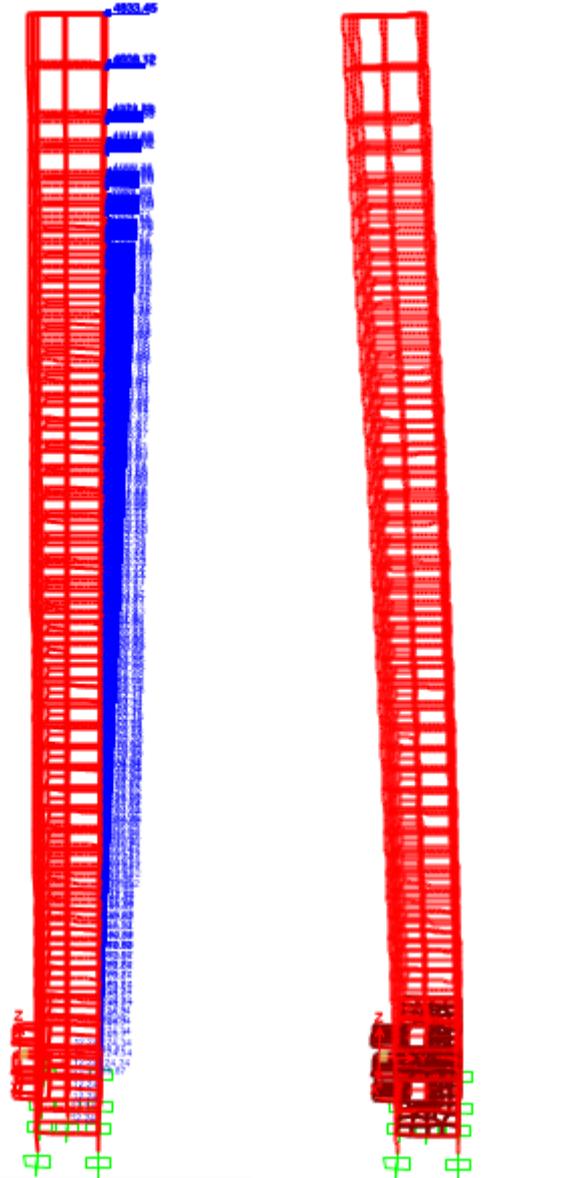
### 8.7.3 Modelo de digital 4.0 de la Torre de la Escollera con la carga de viento en x, para la NSR-98



**Figura 76.** Fuerza de viento en x. Derecha: desplazamiento generado por la carga de viento

La Figura 76 muestra el plano X-Z del modelo digital de la Torre durante su construcción con la fuerza de viento de diseño ( $\text{kN/m}^2$ ) en dirección X distribuida en cada piso. En la gráfica del lado derecho se pueden ver los desplazamientos generados por la carga de viento en (X) calculada en la NSR-98.

#### 8.7.4 Modelo de digital 4.0 de la Torre de la Escollera con la carga de viento en y, para la NSR-98



**Figura 77.** Fuerza de viento en y. Derecha: desplazamiento generado por la carga de viento

La Figura 77 muestra el plano Y-Z del modelo digital de la Torre durante su construcción con la fuerza de viento de diseño ( $\text{kN/m}^2$ ) en dirección Y distribuida en cada piso. En la gráfica del lado derecho se pueden ver los desplazamientos generados por la carga de viento de diseño en (Y) calculada en la NSR-98.

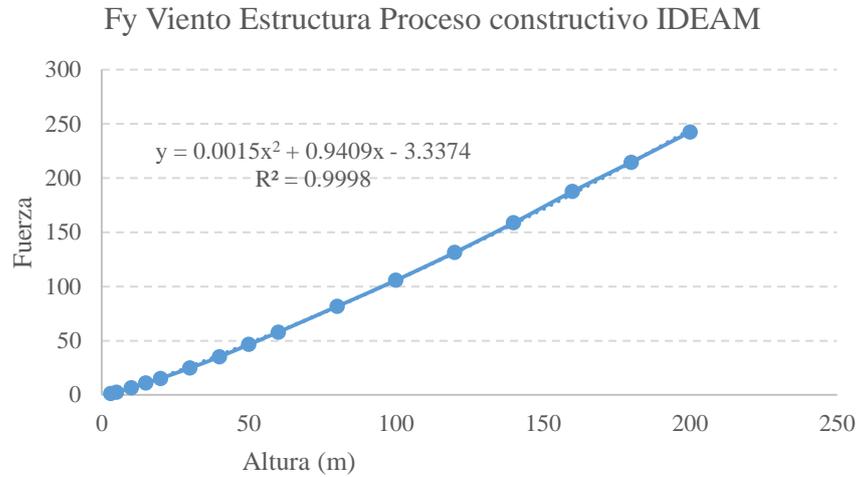
## 8.8 MODELO SIN ARRIOSTRAMIENTO (IDEAM)

La Tabla 26 muestra el valor de la fuerza de viento (kN) en  $x$ ,  $y$  para cada altura definida en el coeficiente  $S2$ , para la velocidad de viento registrada por el IDEAM en Cartagena para el mes de mayo en el 2007 en el modelo de la Torre de la Escollera durante la construcción.

**Tabla 26.** Fuerza de viento registrada por el IDEAM para cada altura en modelo sin arriostramiento.

<b>Proceso constructivo</b>		
<b><math>F = C_f * q * A_e</math></b>		
<b>H (m)</b>	<b>F<sub>y</sub>(kN)</b>	<b>F<sub>x</sub>(kN)</b>
3	1.32	0.54
5	2.52	1.02
10	6.71	2.72
15	10.97	4.45
20	15.26	6.19
30	24.84	10.07
40	35.13	14.25
50	46.51	18.86
60	57.94	23.50
80	81.61	33.10
100	105.72	42.87
120	131.39	53.29
140	158.67	64.35
160	187.58	76.08
180	214.59	87.03
200	242.43	98.32

### 8.8.1 Combinación (Sin Arriostamiento, IDEAM Y)



**Figura 78.** Fuerza de viento en Y para cada altura de modelo (Sin Arr) según IDEAM

Entonces,  $Fy = 0.0015x^2 + 0.9409x - 3.3374$  (19)

Para la altura 152.3 m,

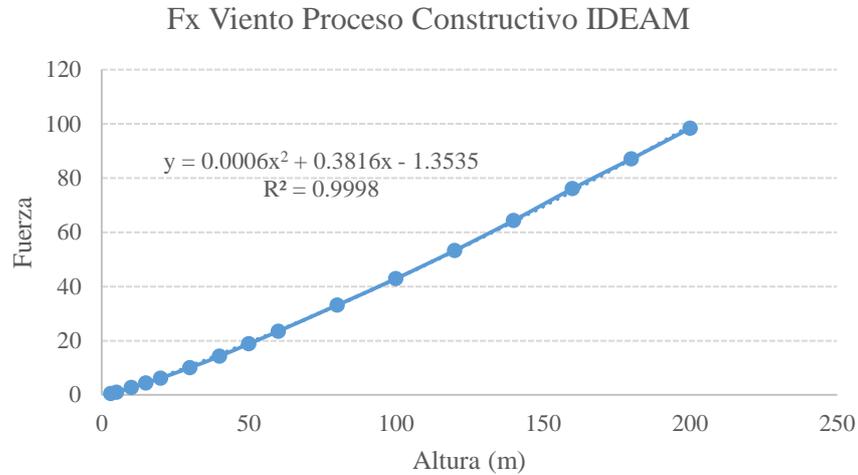
$$Fy = 0.0015 (152.3)^2 + 0.9404 (152.3) - 3.3374$$

$$Fy = 174.68 \text{ kN}$$

Ahora  $Fy$ , se divide entre la longitud de la viga que se encuentra en dirección normal al viento ( $Lx = 18.75 \text{ m}$ ).

$$Fy = \frac{174.68}{18.75} = 9.31 \text{ kN/m}$$

### 8.8.2 Combinación (Sin Arriostramiento, IDEAM X)



**Figura 79.** Fuerza de viento en X para cada altura de modelo (Sin Arr) según IDEAM

$$\text{Entonces, } Fx = 0.0006x^2 + 0.3816x - 1.3535 \quad (20)$$

Para la altura 152.3 m,

$$Fx = 0.0006 (152.3)^2 + 0.3816 (152.3) - 1.3535$$

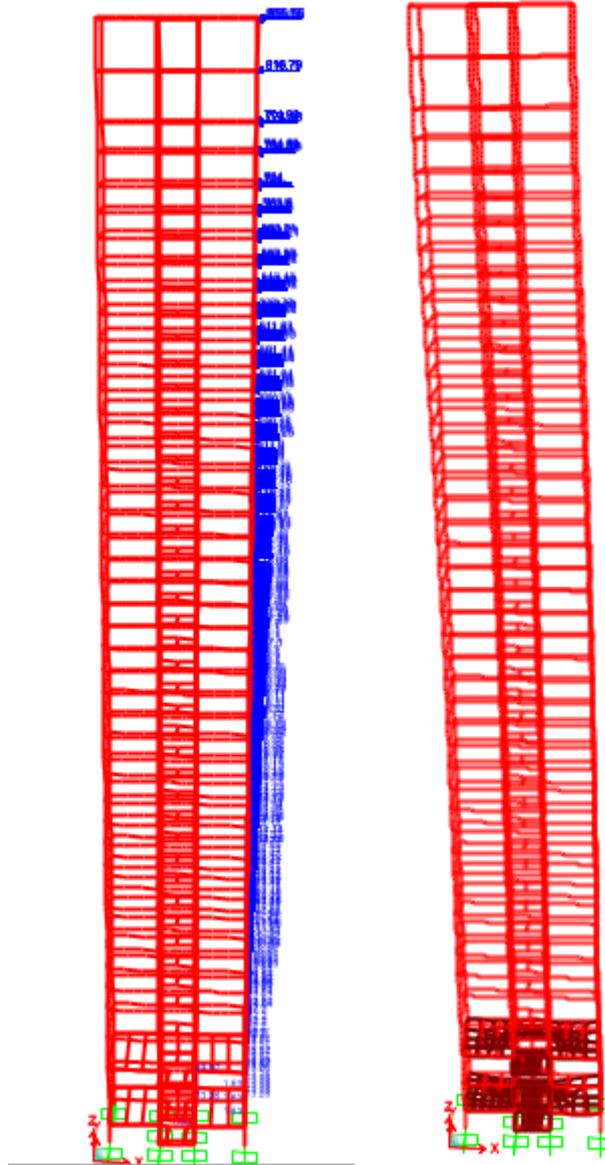
$$Fx = 70.68 \text{ kN}$$

Ahora  $Fx$ , se divide entre la longitud de la viga que se encuentra en dirección normal al viento ( $Ly = 8.4 \text{ m}$ ).

$$Fx = \frac{70.68}{8.4} = 8.41 \text{ kN/m}$$

Una vez calculada la fuerza de viento (kN) en cada piso mediante la ecuación proporcionada en cada grafica de acuerdo a la fuerza de viento, ya sea IDEAM (x,y) o NSR-98 (x,y), se procede a calcular la fuerza por metro lineal (kN/m) dividiendo la fuerza de viento (kN) con la longitud que tiene la viga ubicada en cada piso, dependiendo la cara del edificio en la que se encuentre localizada (x,y) y en donde va a ser aplicada la fuerza de viento.

### 8.8.3 Modelo de digital 4.0 de la Torre de la Escollera con la carga de viento en dirección $x$ registrada por IDEAM

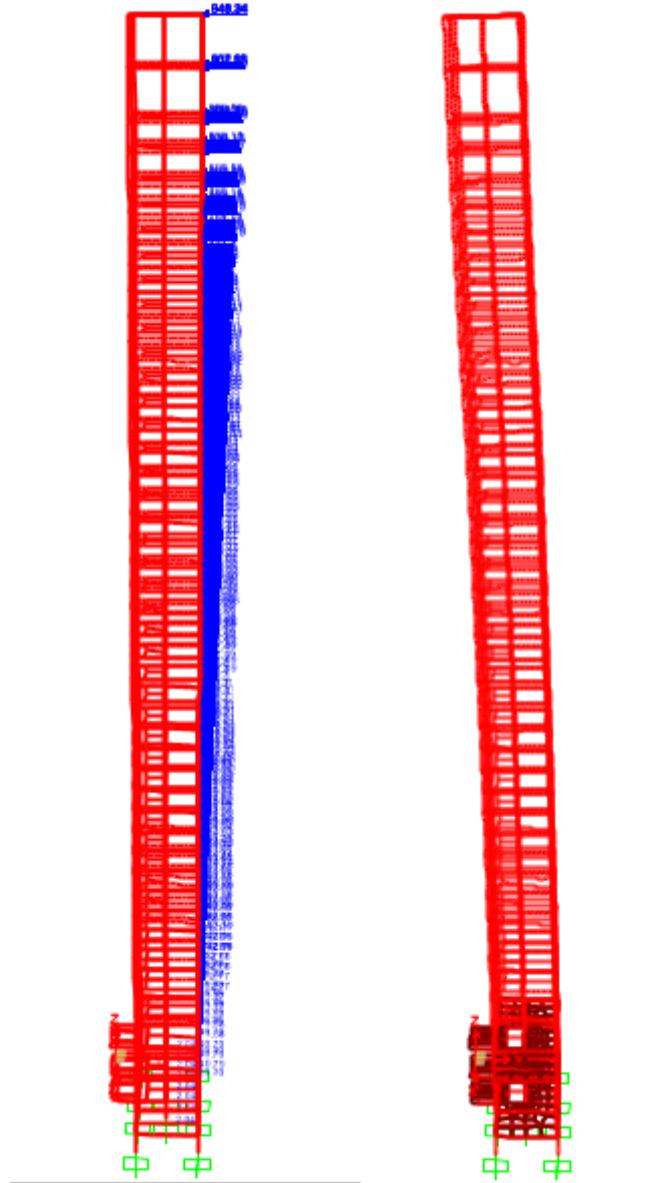


**Figura 80.** Fuerza de viento en  $x$ . Derecha: desplazamiento generado por la carga de viento

La Figura 80 muestra el plano X-Z del modelo digital de la Torre durante su construcción con la fuerza de viento registrada por el IDEAM ( $\text{kN/m}^2$ ) en dirección  $X$  distribuida en cada piso. En la gráfica del lado derecho se pueden ver los

desplazamientos generados por la carga de viento de diseño en (X) calculada con los registros de velocidad del viento del IDEAM.

#### 8.8.4 Modelo de digital 3.0 de la Torre de la Escollera con la carga de viento en dirección y registrada por el IDEAM



**Figura 81.** Fuerza de viento en x. Derecha: desplazamiento generado por la carga de viento en x

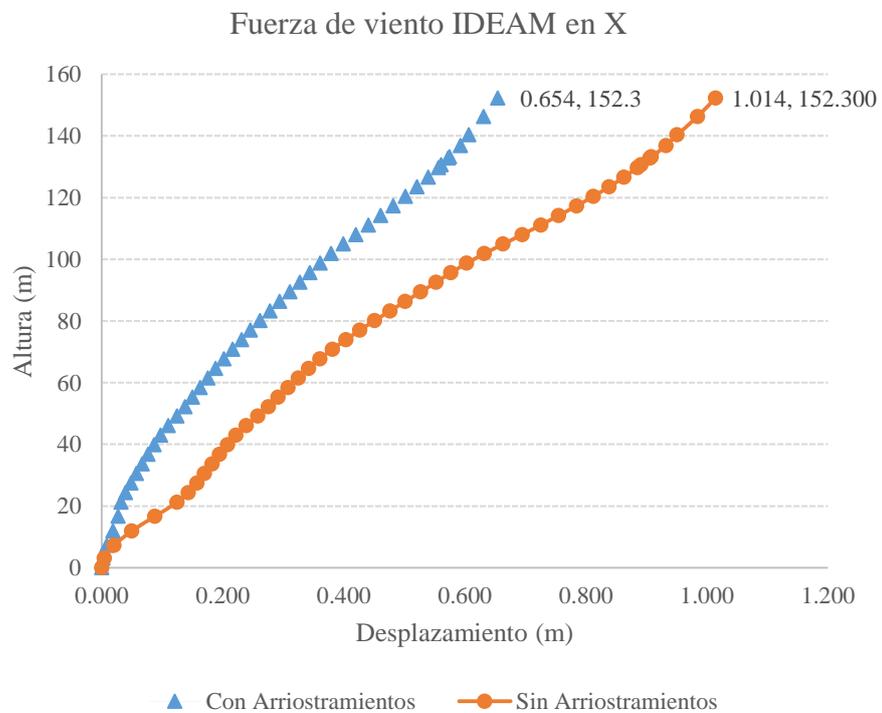
La Figura 81 del lado izquierdo muestra el plano Y-Z del modelo digital de la torre durante su construcción con la fuerza de viento registrada por el IDEAM  $\text{kN/m}^2$  en

dirección Y distribuida en cada piso. En la gráfica del lado derecho se pueden ver los desplazamientos generados por la carga de viento de diseño en (Y) calculada con los registros de velocidad del viento del IDEAM.

## 8.9 COMPARACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE LOS MODELOS DE LA ESTRUCTURA, CON PRESENCIA Y SIN PRESENCIA DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES.

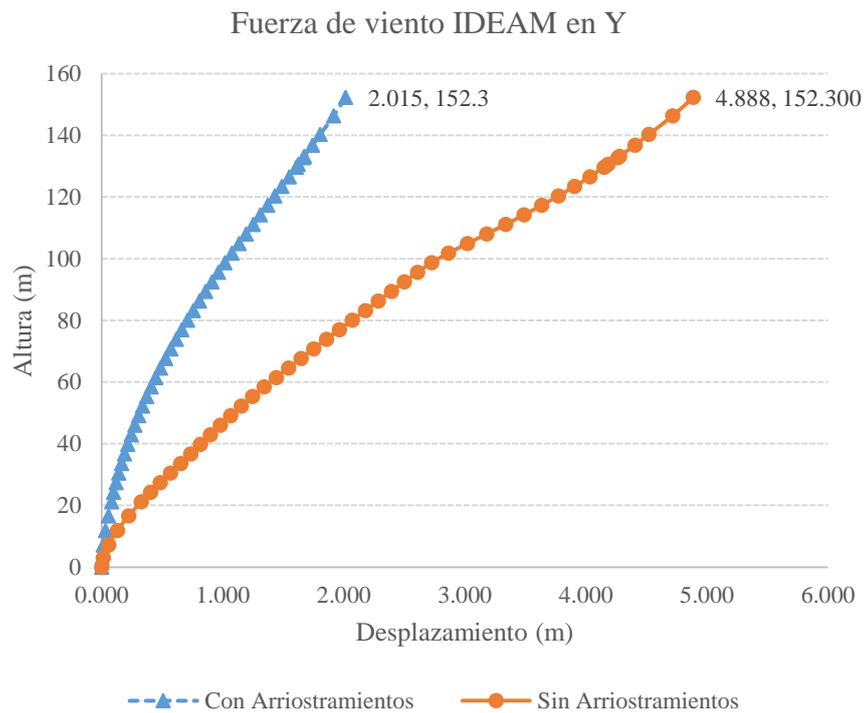
### 8.9.1 Desplazamientos para fuerza de viento registrada por el IDEAM

A continuación se presentan las Figuras 82, 83, 84 y 85 donde se comparan los desplazamientos de los modelos sin arriostramientos y con arriostramientos bajo la carga de viento modelado, incluyendo como parámetros de diseño, la velocidad del viento en la Ciudad de Cartagena y los registros meteorológicos del IDEAM de mayo de 2013 de la fuerza de viento.



**Figura 82.** Desplazamiento ante la velocidad de viento registrada por el IDEAM X.

Se puede observar en la Figura 82 que, en la altura de 152.3 m se presenta un desplazamiento en  $x = 0.654$  m para el modelo con arriostramientos, mientras que en el modelo sin arriostramientos un desplazamiento de 1.014 m; lo anterior indica que la presencia de los arriostadores laterales disminuye las deflexiones laterales en un 55% respecto de una estructura sin arriostramiento.



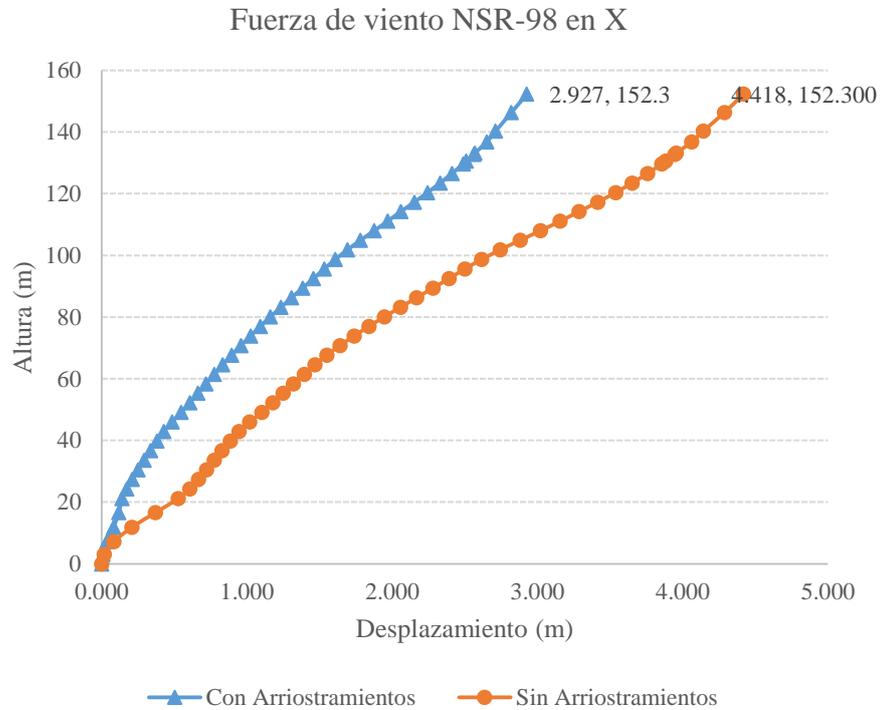
**Figura 83.** Desplazamiento ante la velocidad de viento registrada por el IDEAM Y.

Se puede observar en la Figura 83 en el la altura de 152.3 m se presenta un desplazamiento en  $Y = 2.015$  m para el modelo con arriostramientos, mientras que en el modelo sin arriostramientos un desplazamiento de  $Y = 4.888$  m

### 8.9.2 Desplazamientos para fuerza de viento de diseño en Cartagena NSR-98

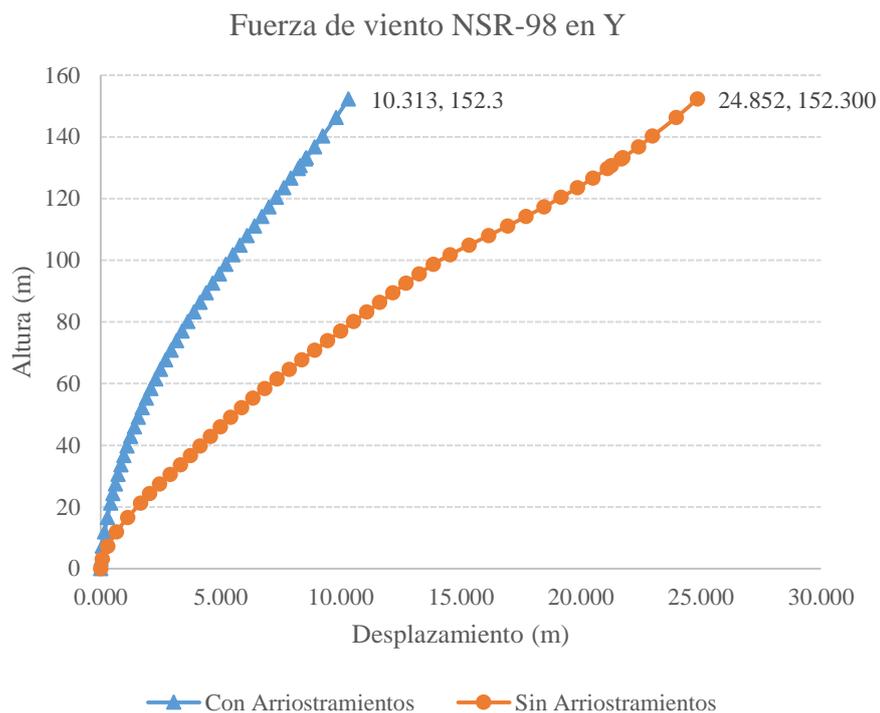
A continuación se muestran los desplazamientos generados de la modelación de la estructura durante la construcción usando el programa computacional SAP2000, bajo la

carga de viento de diseño de la Norma NSR-98 para Cartagena en la direcciones X y en Y.



**Figura 84.** Desplazamiento ante la velocidad de viento registrada por la NSR-98 X.

Se puede observar que en la altura de 152.3 m se presenta un desplazamiento en  $X=2.927$  m para el modelo con arriostramientos, mientras que en el modelo sin arriostramientos un desplazamiento de  $x=4.418$  m (Figura 84).

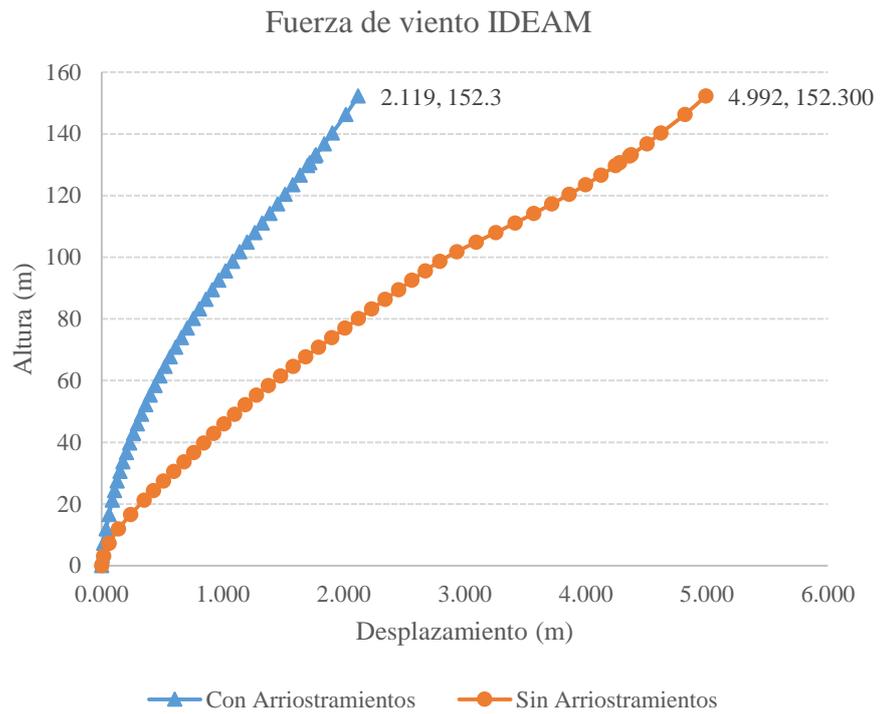


**Figura 85.** Desplazamiento ante la velocidad de viento registrada por la NSR-98 Y.

Se puede observar en el la altura de 152.3 m se presenta un desplazamiento en Y= 10.313 m para el modelo con arriostramientos, mientras que en el modelo sin arriostramientos un desplazamiento de Y=24.852 m (Figura 85).

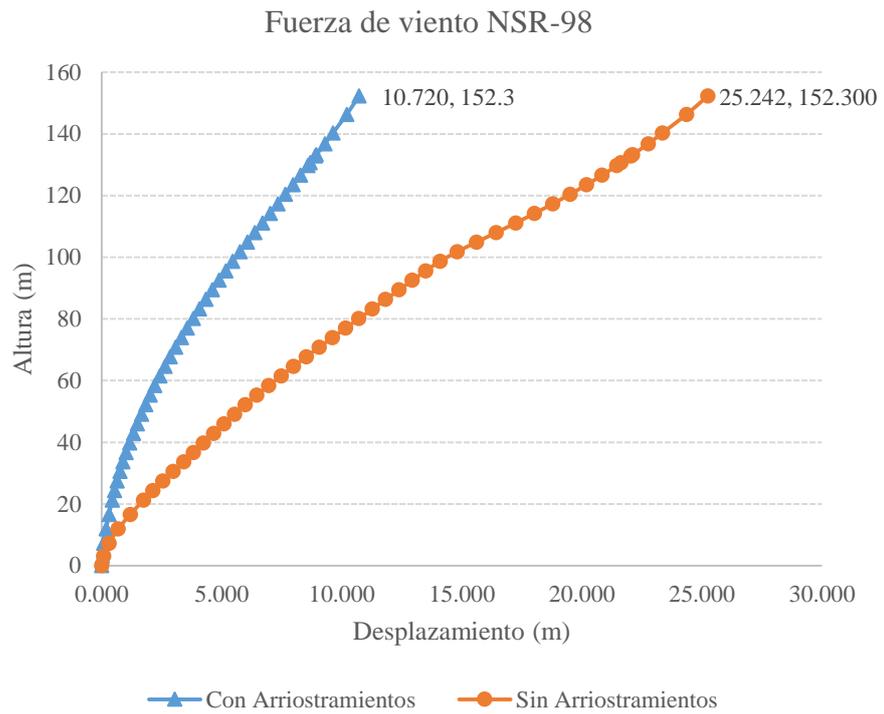
### 8.10 DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS

A continuación se muestran los desplazamientos absolutos (x,y) generados por la fuerza de viento registrada por el IDEAM y NSR-98 durante la construcción (sin arriostramiento) y con arriostramientos.



**Figura 86.** Desplazamientos absolutos ante la velocidad de viento registrada por el IDEAM

Se puede observar en el la altura de 152.3 m se presenta un desplazamiento absoluto de 2.119 m para el modelo con arriostramientos, mientras que en el modelo sin arriostramientos un desplazamiento equivalente 4.992 m (Figura 86).



**Figura 87.** Desplazamientos absolutos ante la velocidad de viento según la NSR-98

Se puede observar en el la altura de 152.3 m se presenta un desplazamiento absoluto de 10.720 m para el modelo con arriostramientos, mientras que en el modelo sin arriostramientos un desplazamiento equivalente 25.242 m (Figura 87).

## CAPITULO IX

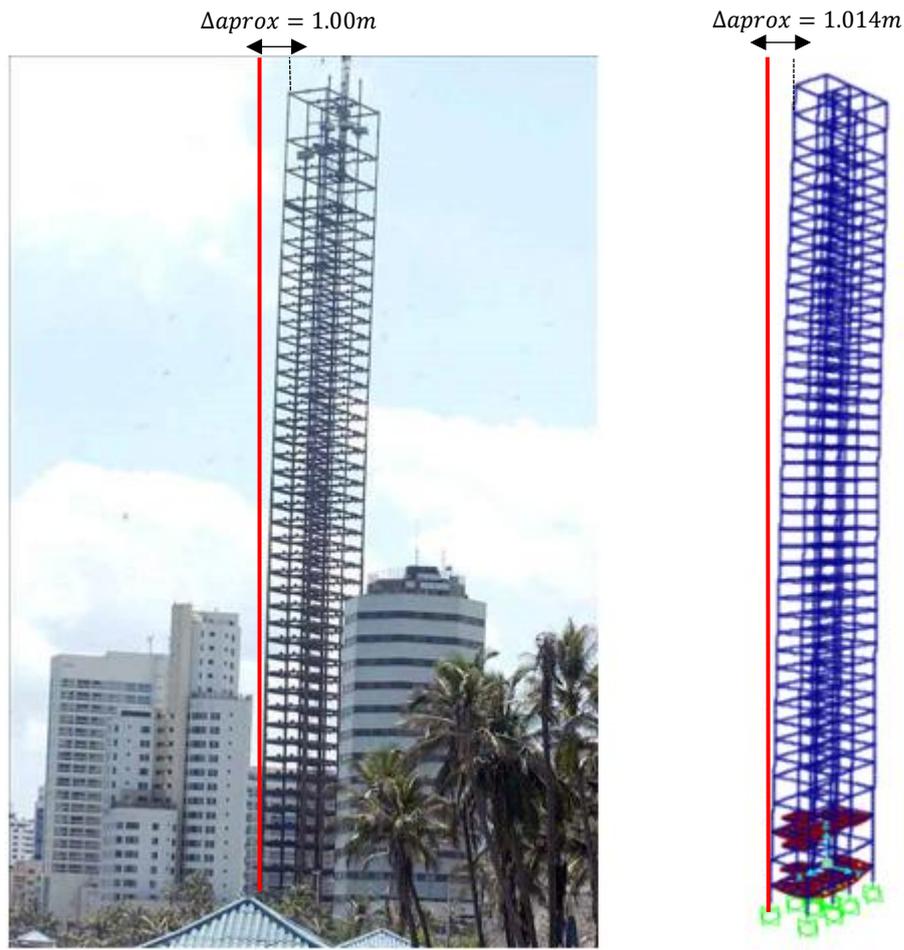
### ANÁLISIS DE RESULTADOS

#### 9.1 ANALISIS DE RESULTADOS

Garza y Orozco (2008) señalan que el evento imprevisto del 13 de Mayo de 2007 ocasionó un desplazamiento de 1.00 m, como se puede observar en la Figura 88, de manera similar la Figura 88, muestra que para la carga de viento en dirección  $X$  registrada por el IDEAM, la estructura durante la construcción modelada en SAP2000 (Figura 88), presentó un desplazamiento de 1.014 m en su mayor altura si durante la construcción se hubieran colocado las riostras como estaba estipulado en los planos estructurales, la máxima deflexión esperada de acuerdo con el modelo debió ser de 0.064m, un 36% menos que con una estructura sin arriostrar.

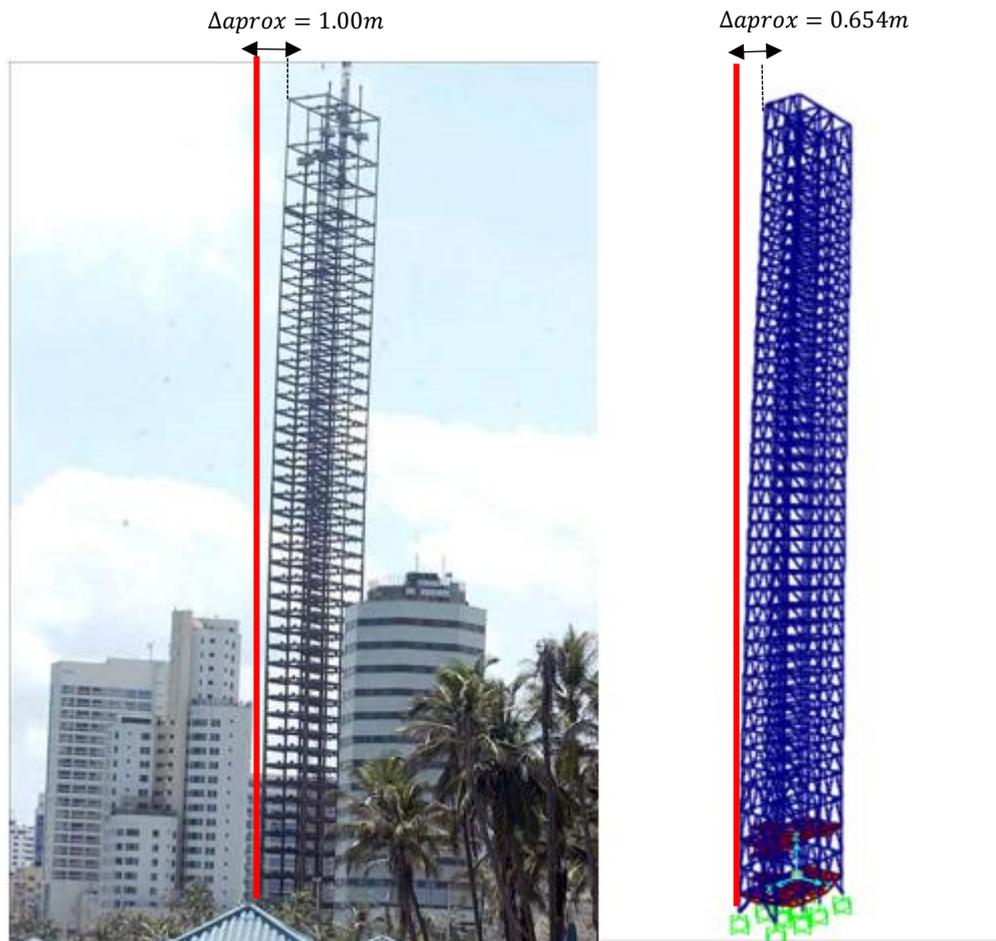
Lo anterior indica una similitud en el desplazamiento de la estructura sin riostras cuando la fuerza de viento registrada por el IDEAM tenía una dirección principal en el sentido ( $x$ ) y la geometría de falla modelada en la presente investigación.

Si se hubieran colocado las riostras se hubiera dado una reducción del 55% en los desplazamientos equivalentes. Sin embargo, la rigidez proporcionada en el eje ( $y$ ) con las riostras, no hubiera sido suficiente.



**Figura 88.** Desplazamiento ante la velocidad de viento registrada por la NSR-98 X.

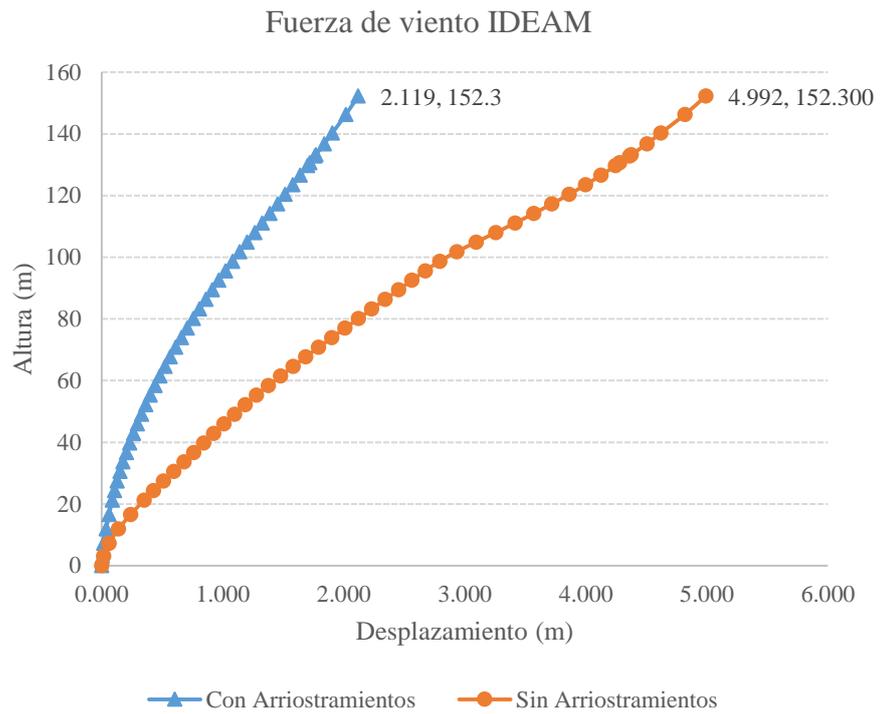
Hay consistencia entre los datos obtenidos de la modelación estructural durante el proceso constructivo y los registros fotográficos de la Torre de la Escollera para la fuerza de viento en dirección X presentada ese día. Se considera el modelo desarrollado en SAP2000 como una herramienta aproximada aceptable precisión para la realización de la obtención de desplazamientos y cargas de diseño para la presente estructura.



**Figura 89.** Comparación de la geometría de la falla con el modelo estructural con diagonales

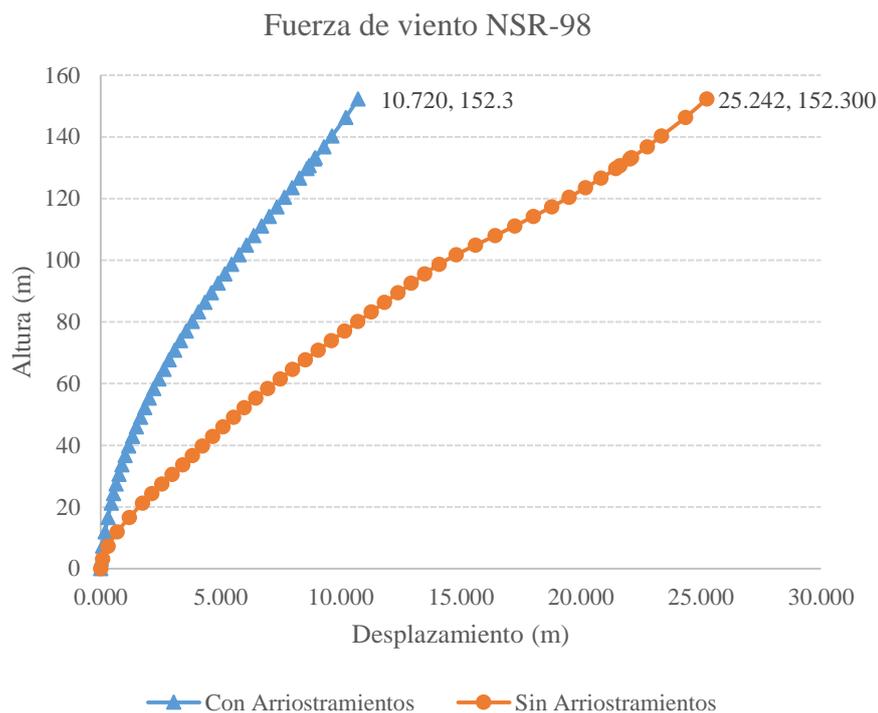
Si la estructura hubiera presentado las diagonales, el desplazamiento máximo en dirección  $X$  es de 0.654 m, es decir, un desplazamiento de 40 cm menor en la altura de 152.3 m (Figura 89).

Desplazamientos equivalentes (x,y) ante la fuerza de viento de diseño registrada por el IDEAM durante la construcción, es decir, sin Arriostramiento y con arriostramiento como estaba determinado en los planos estructurales (Figura 90).



**Figura 90.** Desplazamientos absolutos de la fuerza de viento registrada por el IDEAM

Desplazamientos equivalentes (x,y) ante la fuerza de viento de diseño estipulada en la Norma NSR-98 durante la construcción, es decir, sin Arriostramiento y con arriostramiento como estaba determinado en los planos estructurales (Figura 91).



**Figura 91.** Desplazamientos absolutos de la fuerza de viento según la Norma

## 9.2 EFECTOS DE ESBELTEZ

En las siguientes gráficas, está representada el estudio de la esbeltez global de la estructura medida de manera aproximada como, la rigidez lateral global de la estructura al desplazamiento ante la carga de viento del IDEAM y de la Norma NSR-98 de la estructura con riostras y sin riostras.

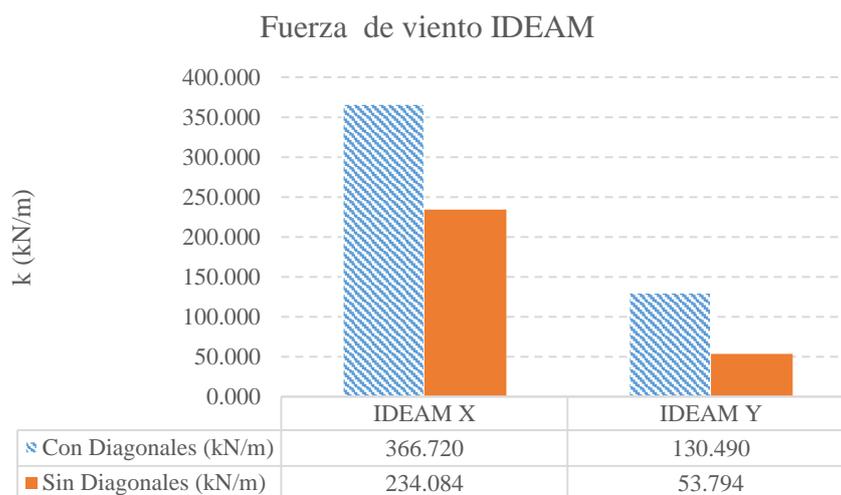
Se define la rigidez lateral global como:

$$K_{lat}(x,y) = \frac{Fuerza\ Lateral(x,y)}{\Delta Lateral(x,y)} \quad (21)$$

Siendo la fuerza de viento  $(x,y)$ ,

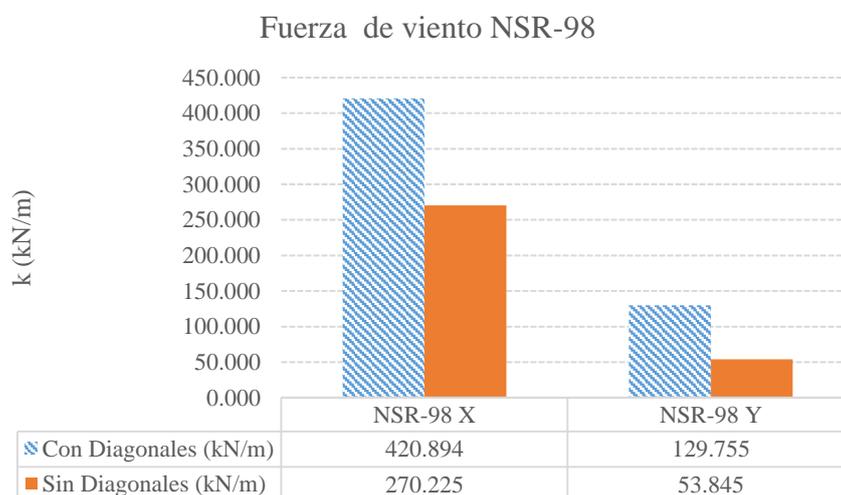
$$Fuerza\ de\ viento(x,y) = \Sigma Fv(x,y) \quad (22)$$

La rigidez lateral es medida con cada combinación de carga de cada modelo.



**Figura 92.** Rigidez de los modelos en el eje X

La estructura con arriostramientos presenta una rigidez 36.16% mayor frente a la carga de viento registrada por el IDEAM en dirección  $x$ . La estructura con arriostramientos presenta una rigidez 54.17% mayor frente a la carga de viento registrada por el IDEAM en dirección  $y$  (Figura 92).



**Figura 93.** Rigidez de los modelos en el eje X

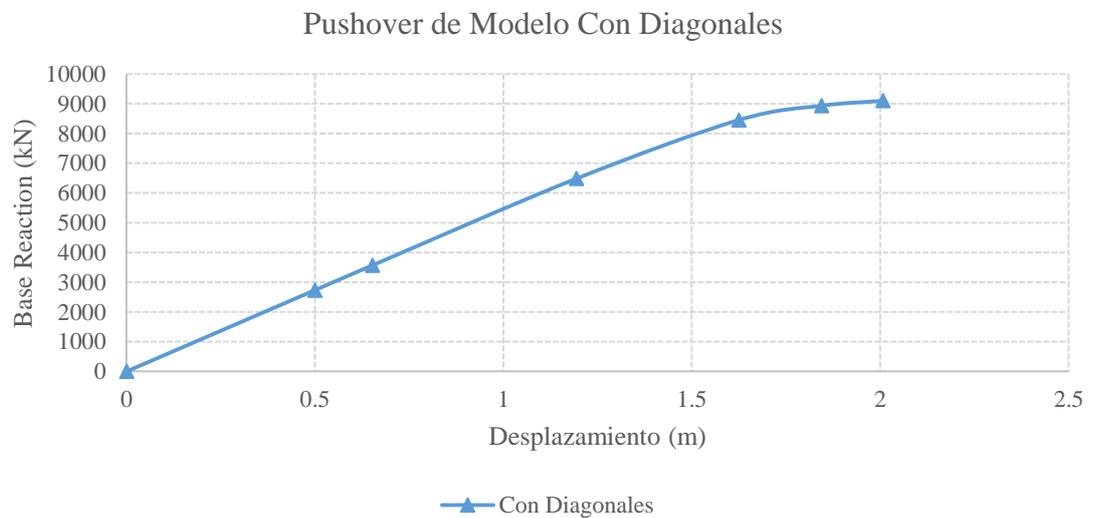
La estructura con arriostramientos presenta una rigidez 35.81% mayor frente a la carga de viento tomada de la Norma NSR-98 en dirección  $x$ . La estructura con

arriostramientos presenta una rigidez 58.5% mayor frente a la carga de viento tomada de la Norma NSR-98 en dirección y (Figura 93).

Hay mayor desplazamiento en el eje (y) con respecto al eje(x). Aunque en el eje (y) se encuentran las riostras, en el eje (x) hay más columnas. Es por esto, que la rigidez proporcionada en el eje y por las riostras es más significativa que en el eje x.

### 9.3 ANÁLISIS PUSHOVER

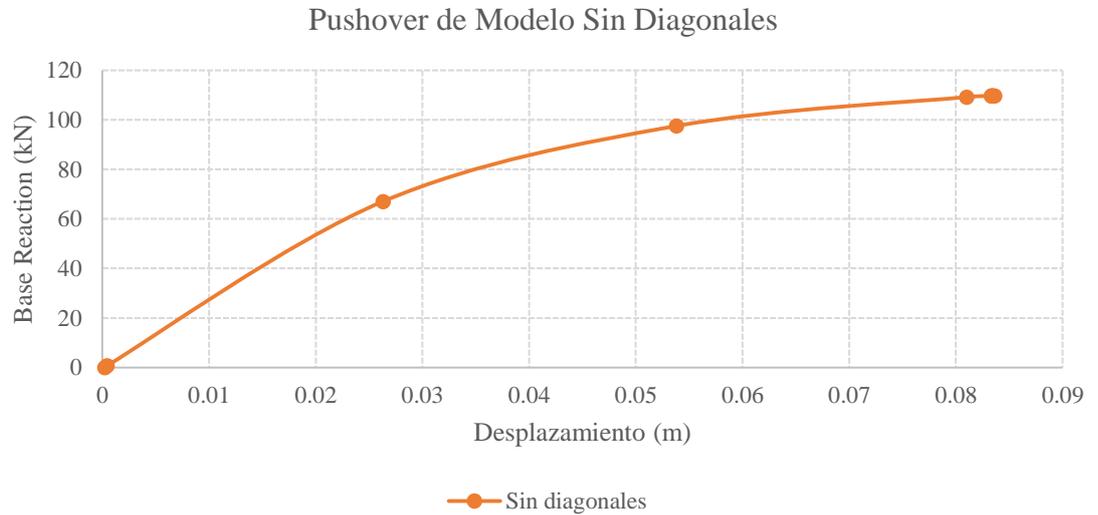
A continuación se presentaran los resultados del pushover de los dos modelos el primer modelo con diagonales y sin losa, el segundo modelo sin diagonales y sin losa. Para poder generar una secuencia aproximada de la falla de la estructura, cuando una carga lateral incremental se aplica a las condiciones modeladas.



**Figura 94.** Análisis Pushover de la estructura arriostrada

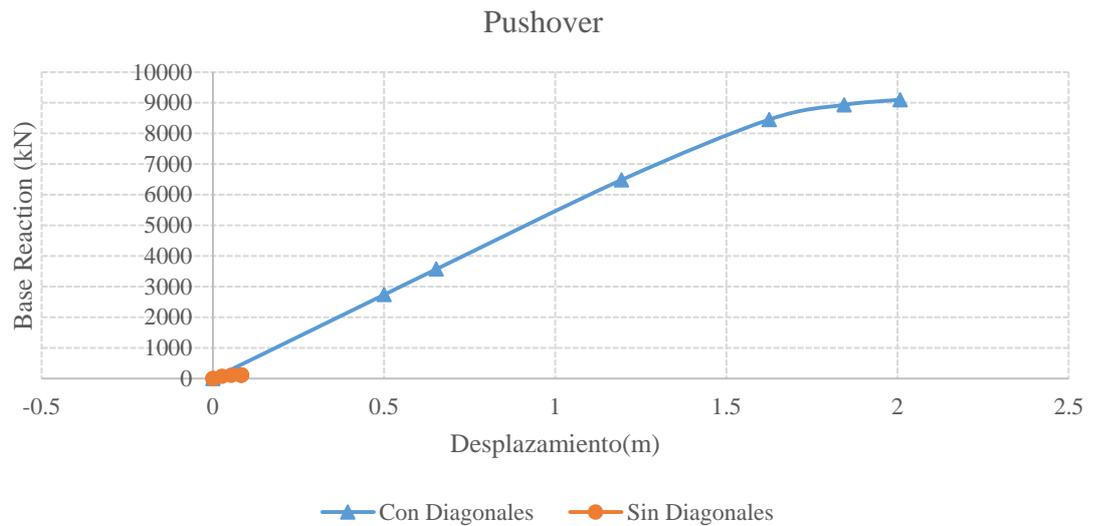
La fuerza que la estructura resiste antes de un colapso es de 9102.3 kN y el desplazamiento es de 2 m (Figura 94). A comparación del modelo sin diagonales y sin riostra como se puede ver a continuación, es evidente el soporte que brindan las

diagonales para esfuerzos horizontales, pues el edificio con diagonales llega a soportar un 98.79% de lo que hubiera soportado sin diagonales.



**Figura 95.** Análisis Pushover de la estructura sin diagonales

A diferencia de la gráfica anterior (pushover con diagonales), este edificio sin diagonales tan solo llega a soportar 109 kN y su desplazamiento es de 0.08 m antes de llegar a un colapso (Figura 95). La diferencia es considerable entre los dos modelos, y es notable la importancia que en un proceso constructivo se incluyan estos elementos de soporte lateral. En la siguiente grafica se comparan las dos graficas anteriores, con el fin de mostrar la diferencia.

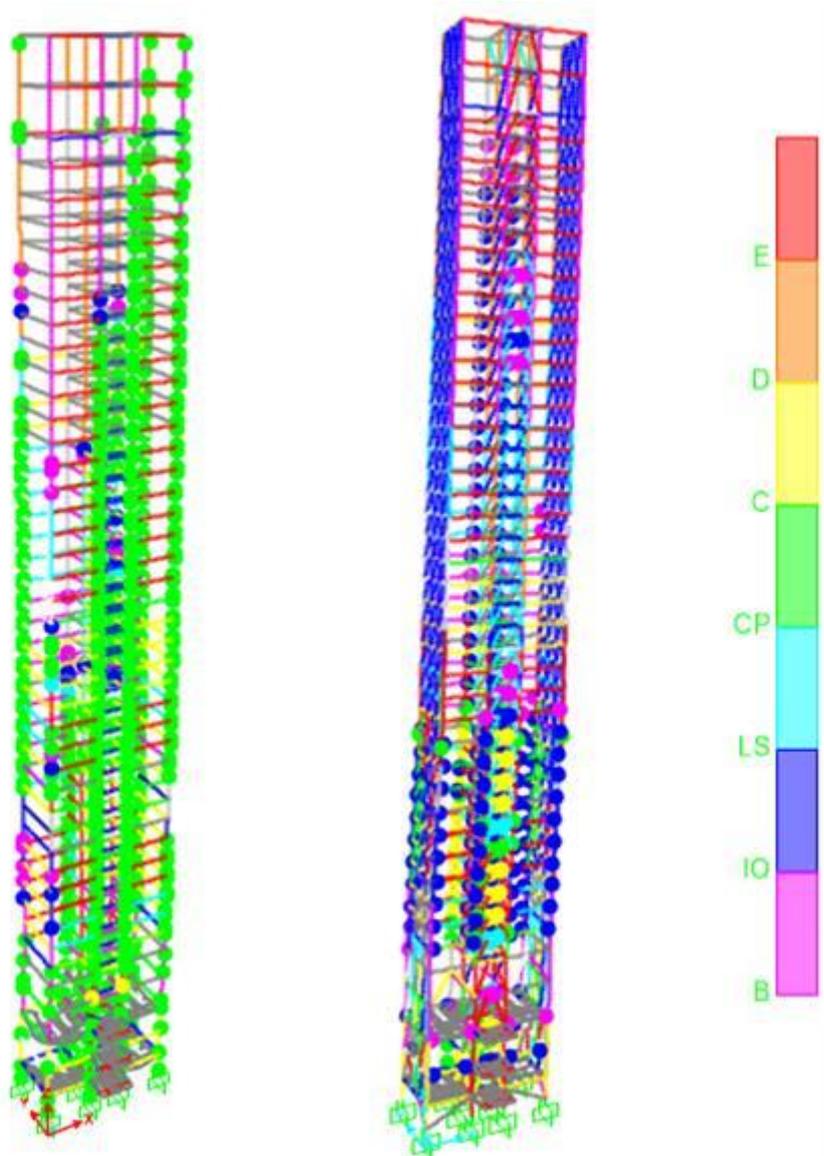


**Figura 96.** Análisis comparativo de los modelos

La siguiente Figura 96 muestra los dos modelos con las representaciones de los elementos de falla, para el *step (6)* que representa el estado final para el modelo arriostrado. Como se puede observar este modelo (el de la derecha) la mayoría de las rotulas se concentran en los pisos inferiores y son de color amarillo lo que significa que ya colapsaron. En el modelo de la izquierda, el modelo sin las diagonales en el mismo *step (6)* tiene rotulas verdes que representa “Colapse Prevention” en gran porcentaje de los elementos estructurales. Lo cual representa más daño y riesgo para la estructura el caso de la estructura sin diagonales.

Modelo 3.0 (Sin las Riostras)

Modelo 4.0 (Con las Riostras)



**Figura 97.** Resultados del análisis Pushover, step 6

## **CAPITULO X**

### **CONCLUSIONES**

#### **10.1 CONCLUSIONES**

La investigación desarrollada en la modelación estructural, cálculos de las cargas de diseño y análisis elásticos e inelásticos del comportamiento estructural del edificio, dejan como conclusiones:

-Durante la construcción la Torre de la Escollera se presentó corrosión, lo cual genera una reducción de la sección transversal de las columnas y detrimento de la resistencia de las columnas. Se cree que si la edificación hubiera presentado las riostras y un debido mantenimiento anti corrosivo como estaba estipulado en los planos estructurales no se hubiera presentado tal desplazamiento. Además, las fallas presentadas en la geometría de la estructura llevaron a su desmonte.

-Todo el esqueleto estructural está construido con acero de calidad tipo ASTM A588 grado 50 y A572 también grado 50. El acero A588 es de alta resistencia y de baja aleación, también presenta alta resistencia a la corrosión atmosférica. Sin embargo, las fisuras y grietas en los cordones de soldadura muestran que los aceros de alta resistencia requieren un cuidado especial durante la soldadura, por esto, una penetración escasa o casi nula es un defecto sumamente importante, da lugar a uniones débiles con alto riesgo de rotura aplicando esfuerzos pequeños y el número de informes sobre fallos frágiles para la utilización de aceros de alta resistencia ha aumentado.

-Los planos estructurales actualizados de la Torre de la Escollera presentan columnas con una sección transversal en perfil tubular relleno de concreto reforzado y

el modelo digital de la Torre de la Escollera creado en ETABS por el calculista, modelo con el que estudiaron los desplazamientos de la estructura, presentan columnas circulares con un material de una densidad mayor que la del acero, sin embargo, se aseguraron que el radio de giro de la sección a usar en ETABS fuera similar a la de la sección real (la especificada en los planos estructurales). Por esto, la rigidez proporcionada de las columnas circulares, sección con la que estudiaron los desplazamientos, es mayor que la de las columnas de sección compuesta que se ejercieron en campo. Por lo tanto, los desplazamientos generados en el análisis en la etapa de diseño de la Torre son erróneos para una representación de los desplazamientos reales.

-Los desplazamientos generados en el modelo de ETABS con las columnas de sección circular en acero, son parte del criterio que llevó a la decisión de la no colocación de las riostras que estaban en los planos estructurales. Pero según los estudios que se realizaron con los modelos originales, estos desplazamientos excedían los desplazamientos máximos laterales de la estructura.

-Las columnas estudiadas en los planos estructurales para la modelación de la estructura, son compactas y no cumplen con la resistencia a compresión para las combinaciones de cargas críticas durante la construcción.

-Los niveles de esfuerzo en las columnas del modelo arriostrado y del modelo sin riostras son superiores a 1, es decir, que en las columnas hay un sobre esfuerzo. El esfuerzo actuante es mayor al esfuerzo máximo resistente en la mayoría de las columnas de los primeros 30 niveles. Lo cual indica que los diseños realizados en la concepción de la estructura, no cumplen para soportar las cargas sugeridas por la NSR-98.

-Los niveles de esfuerzo en las columnas del modelo arriostrado y del modelo sin riostras son menores a 1, es decir, que las columnas se diseñaron de acuerdo a la Norma NSR-98, cuando solamente se considera el peso propio de la estructura (carga muerta), sin la fuerza de viento o la fuerza sísmica.

-En el estudio del análisis sísmico, la Torre de la Escollera se encuentra en una zona sísmica baja. Por lo tanto, el desplazamiento máximo lateral de la Torre de la Escollera durante su construcción pudo haber sido mayor a los desplazamientos que se hubieran presentado en la estructura con riostras o sin riostras ante un sismo. Sin embargo, la carga lateral de diseño es la de viento.

-La Torre de la Escollera en los planos estructurales, no presenta detallados de las conexiones de las diagonales, hay ausencia de la información sobre el sistema de conexiones.

-Hay consistencia entre los datos arrojados de la modelación estructural durante el proceso constructivo y los registros fotográficos de la Torre de la Escollera para la fuerza de viento en dirección  $X$  presentada ese día. Se considera SAP2000 como una buena herramienta de cálculo por la precisión de la modelación estructural.

-El evento imprevisto del 13 de Mayo de 2007 ocasionó un desplazamiento de 1.00m en la dirección  $x$  de la estructura. La respuesta de la estructura durante la construcción modelada en SAP2000 para la carga de viento en dirección  $X$  registrada por el IDEAM presenta un desplazamiento de 1.014 m en su mayor altura. Sin embargo, si se hubieran colocado las riostras como estaba estipulado en los planos de diseño, el desplazamiento máximo hubiera sido de 0.65 m.

-El análisis pushover da como resultado que el soporte que brindan las diagonales para esfuerzos horizontales es considerable, pues el edificio con diagonales llega a soportar un 98.79% de lo que hubiera soportado sin diagonales. Es notable la importancia de que en un proceso constructivo se incluyan estos elementos de soporte lateral. La estructura con diagonales resiste antes de un colapso 9102.3 kN y sufre un desplazamiento de 2 m. A comparación del modelo sin diagonales, este tan solo llega a soportar 109 kN y sufre un desplazamiento es de 0.08 m antes de llegar a un colapso.

- Para la Torre la Escollera, el proceso constructivo fue el causante de la falla. Pues la rigidez del edificio se vio comprometida, con la ausencia de las riostras y los entresijos. Por lo cual no hubo control de los desplazamientos de la estructura durante su construcción, de lo contrario se hubiese podido evitar el fallo de la estructura.

## **10.2 RECOMENDACIONES**

Es importante que durante en el proceso constructivo se tenga en cuenta las cargas que la estructura soportará, pues obviar estas puede ser perjudicial para la estructura porque conlleva a que los elementos existentes estén sobreesforzados.

La modelación estructural con ayuda de los programas computacionales, es una herramienta ingenieril para representar lo que se irá a construir. Por lo tanto, es de vital importancia que lo se diseñe en dichos programas sea una fiel representación de lo que se ira a construir, porque de lo contrario los resultados no serán los mismos por lo tanto las solicitudes y exigencias que la estructura soportara serán diferentes.

Los planos estructurales deben tener detalle de cada una de las conexiones y los elementos estructurales como se irán a construir, porque un error durante el proceso

constructivo acarrearía fallas en la estructura como se vio con la estructura de La Torre la Escollera.

Es importante que durante el proceso constructivo se incluyan los elementos de soporte lateral, porque durante el proceso constructivo también pueden ocurrir sismos, vendavales y demás que pueden afectar la estructura. Por lo tanto se debe estar preparado para que la estructura soporte todas las cargas durante el proceso constructivo y su vida útil.

## BIBLIOGRAFIA

- AIS, A. C. de I. S. (2010). *NSR10 - Título C: Concreto estructural. Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente NSR-10*. Bogota.
- Armouti, N. S. (2015). *Earthquake Engineering: Theory and Implementation with the 2015 International Building Code* (third). McGraw-Hill Education.
- Barrios Alfonso. (1999). Efectos de esbeltez en elementos sometidos a compresión  
Diagrama de flujo según las Normas NSR-98. *Ingeniería Y Desarrollo*, (5), 66–79.  
Retrieved from  
<http://eds.b.ebscohost.com.ezproxy.javeriana.edu.co:2048/ehost/pdfviewer/pdfviewer?sid=b7cf0fa6-821f-46bc-b94b-cd715b955c50@sessionmgr104&vid=8&hid=122>
- Burton, M. D., Kwok, K. C. S., & Abdelrazaq, A. (2015). Wind-Induced Motion of Tall Buildings: Designing for Occupant Comfort. *International Journal of High-Rise Buildings*, 4(1), 1–8. <http://doi.org/10.1061/9780784413852>
- Bustos, A. (2003). *Análisis Comparativo de la Respuesta Sísmica Entre Edificios en Altura de Acero en Base a Marcos de Momento y Marcos Arriostrados en el Núcleo y en Base a Marcos de Momento y Núcleo de Hormigón Armado*. Universidad Austral de Chile.
- Cui, W., & Caracoglia, L. (2015). Simulation and analysis of intervention costs due to wind-induced damage on tall buildings. *Engineering Structures*, 87, 183–197. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.01.001>
- Fanella, D. A. (2016). *Reinforced Concrete Structures: Analysis and Design* (Second). Chicago, Illinois: : McGraw-Hill Education. Retrieved from

<http://accessengineeringlibrary.com.ezproxy.javeriana.edu.co:2048/browse/reinforced-concrete-structures-analysis-and-design-second-edition#fullDetails>

Franco, J. (2007). Pieza por pieza será desmontada la Torre La Escollera, afectada por un vendaval el 13 de mayo. *El Tiempo*. Cartagena.

Garcia, L. E. (2014). La historia no contada del primer código de construcción en Colombia - 30 años. *Revista de Ingenieria*, (40), 83–84. <http://doi.org/98421887>

Garza Vaquez, L., & Orozco Fonnegra, J. C. (2008). Autopsia a la Torre de la Escollera. Retrieved from [https://issuu.com/legissa2010/docs/construcci\\_n\\_metalina\\_7/20](https://issuu.com/legissa2010/docs/construcci_n_metalina_7/20)

González, O. (2003). *Analisis Estructural*. (Grupo Noriega Editores, Ed.). Mexico: Editorial Limusa.

Griffis, L. G. (2003). Serviceability Limit States Under Wind Load.

Karimi, K., El-Dakhkhni, W. W., & Tait, M. J. (2012). Behavior of Slender Steel-Concrete Composite Columns Wrapped with FRP Jackets. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 26(5), 590–599. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000280](http://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000280)

Liu, C., Tan, K. H., & Fung, T. C. (2015). Component-based steel beam–column connections modelling for dynamic progressive collapse analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, 107, 24–36. <http://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.01.001>

Luis E. Castro Solís. (n.d.). Memoria de calculo PTAR. *Area*.

Marco García, J. (2000). *Curso básico de cálculo y diseño de estructuras metálicas en ordenador : adaptado al Eurocódigo 3 y al LRFD (AISC)*. (A. Garcia Brage, Ed.).

McGraw-Hill.

Merritt, F. S. (1993). *Manual del Ingeniero Civil Tomo II* (3rd ed.). Mexico: McGraw-Hill.

Muñoz, H. A. (2010). *Manual del Acero Diaco Para Construcciones Sismo Resistentes* (primera). Bogotá: Zeta IGC.

Peralta, M. G., Yeudy, V., & Pujades, L. G. (2012). *ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DEL HOSPITAL DE VIELHA*. Polytechnic University of Catalonia. Retrieved from [http://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/17872/Tesina\\_Maximo.pdf](http://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/17872/Tesina_Maximo.pdf)

Richetts, J., Loftin, K., & Merritt, F. S. (2004). *Standard Handbook for Civil Engineers*. New York: McGraw-Hil.

Saleem, M. (2013). CABLE BRACING SYSTEM FOR TALL BUILDINGS. *Pakistan Journal of Science*, 54(3), 454–457. <http://doi.org/0030-9877>

Sentile C, Noa M, Fernández V, Domínguez M, F. J. (2006). Fundamento estadístico del efecto aleatorio del viento para el cálculo de estructuras delgadas. *Ingenieria Mecanica*, 9(2), 13–19.

Song, B. I., & Sezen, H. (2013). Experimental and analytical progressive collapse assessment of a steel frame building. *Engineering Structures*, 56, 664–672. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.05.050>

Szyniszewski, S., & Krauthammer, T. (2012a). Energy flow in progressive collapse of steel framed buildings. *Engineering Structures*, 42, 142–153. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.04.014>

Szyniszewski, S., & Krauthammer, T. (2012b). Energy flow in progressive collapse of steel framed buildings. *Engineering Structures*, 42, 142–153.

<http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.04.014>

Uribe Escamilla, J. (2002). *Análisis de estructuras*. (ECOFE, Ed.) (segunda). Bogotá: Quebecor World Bogotá S.A.

Muñoz, Harold (2010), "*Manual de acero diaco para construcciones sismo resistentes*"

Vallecilla , Carlos Ramiro (2001) , "*Calculo de fuerzas sísmicas NSR-98*" Pag 79

Tabarez y Gomez (2000), "*Ejercicios prácticos de ingeniería estructural*" Pag 1

García, Jaime Marco (2000), "*Curso básico de cálculo y diseño de estructuras metálicas en ordenador*"

Torres, Luis Quiroz (2012) "*Análisis y diseño de estructuras con SAP2000*"

Escamilla, Luis Quiroz (2002), "*Análisis de estructuras*" 2da edición.

Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98. Ley 400 de 1997

Normas Colombianas de diseño y construcción sismo resistente

American Society of Civil Engineers, ASCE Standard 7-05 Minimum Design Loads for Building and Other Structures, Virginia: ASCE/ AEI, 2006

American Institute of Steel Construction, Manual of Steel Construction, 13<sup>th</sup> Edition . Chicago AISC,2005.

## ANEXOS

### ANEXO 1. Desplazamientos de las columnas circulares de acero en los ejes (Y=3.8 y Y= 7.65)

#### MODELO 2.0 COLUMNAS SIN PROPIEDADES DE UNA COLUMNA COMPUESTA

Sentido (Y): Son tres ejes

Altura (m)	V (kgf)	EJE Y=3.8			EJE Y=7.65		
		EJE 3 X	$\Delta Y$	R (kgf/cm)	EJE2 X	$\Delta Y$	R (kgf/cm)
200.3	1000	0.28	0.01	1030.93	0.27	0.01	1052.63
194.3	2000	0.27	0.01	2061.86	0.26	0.01	2083.33
188.3	3000	0.26	0.01	2027.03	0.25	0.01	2054.79
179.3	4000	0.25	0.01	2721.09	0.24	0.01	2797.20
170.3	5000	0.23	0.01	3521.13	0.22	0.01	3623.19
161.3	6000	0.22	0.01	4444.44	0.21	0.01	4651.16
152.3	7000	0.21	0.01	6086.96	0.19	0.01	6194.69
146.3	8000	0.19	0.01	7142.86	0.18	0.01	7766.99
140.3	9000	0.18	0.01	16981.13	0.17	0.00	18750.00
136.8	10000	0.18	0.01	14084.51	0.17	0.01	14492.75
132.8	11000	0.17	0.01	20370.37	0.16	0.01	21153.85
129.7	12000	0.16	0.01	22222.22	0.16	0.01	22641.51
126.6	13000	0.16	0.01	23214.29	0.15	0.26	-491.49
123.5	14000	0.15	0.01	24561.40	0.42	0.28	507.98
120.4	15000	0.15	0.01	25862.07	0.14	0.01	26785.71
117.3	16000	0.14	0.01	27118.64	0.13	0.01	27586.21
114.2	17000	0.14	0.00	44736.84	0.13	0.01	30909.09
111.1	18000	0.13	0.01	22784.81	0.12	0.01	32142.86
108	19000	0.12	0.01	31666.67	0.12	0.01	33333.33
104.9	20000	0.12	0.01	34482.76	0.11	0.01	37037.04
101.8	21000	0.11	0.01	37500.00	0.11	0.01	42000.00
98.7	22000	0.11	0.01	43137.25	0.10	0.00	46808.51
95.6	23000	0.10	0.00	47916.67	0.10	0.00	52272.73
92.5	24000	0.10	0.00	48979.59	0.09	0.00	53333.33

89.4	25000	-	0.09	0.00	51020.41	-	0.09	0.00	55555.56
86.3	26000	-	0.09	0.00	53061.22	-	0.08	0.00	59090.91
83.2	27000	-	0.08	0.00	56250.00	-	0.08	0.00	60000.00
80.1	28000	-	0.08	0.00	60869.57	-	0.07	0.00	66666.67
77	29000	-	0.07	0.00	67441.86	-	0.07	0.00	72500.00
73.9	30000	-	0.07	0.00	76923.08	-	0.07	0.00	83333.33
70.8	31000	-	0.07	0.00	79487.18	-	0.06	0.00	83783.78
67.7	32000	-	0.06	0.00	82051.28	-	0.06	0.00	88888.89
64.6	33000	-	0.06	0.00	89189.19	-	0.06	0.00	94285.71
61.5	34000	-	0.05	0.00	94444.44	-	0.05	0.00	97142.86
58.4	35000	-	0.05	0.00	97222.22	-	0.05	0.00	100000.00
55.3	36000	-	0.05	0.00	97297.30	-	0.04	0.00	102857.14
52.2	37000	-	0.04	0.00	94871.79	-	0.04	0.00	102777.78
49.1	38000	-	0.04	0.00	90476.19	-	0.04	0.00	97435.90
46	39000	-	0.03	0.00	97500.00	-	0.03	0.00	105405.41
42.9	40000	-	0.03	0.00	121212.12	-	0.03	0.00	125000.00
39.8	41000	-	0.03	0.00	132258.06	-	0.03	0.00	141379.31
36.7	42000	-	0.02	0.00	140000.00	-	0.02	0.00	144827.59
33.6	43000	-	0.02	0.00	143333.33	-	0.02	0.00	148275.86
30.5	44000	-	0.02	0.00	151724.14	-	0.02	0.00	157142.86
27.4	45000	-	0.02	0.00	160714.29	-	0.02	0.00	166666.67
24.3	46000	-	0.01	0.00	191666.67	-	0.01	0.00	184000.00
21.2	47000	-	0.01	0.00	361538.46	-	0.01	0.00	276470.59
16.6	48000	-	0.01	0.00	160000.00	-	0.01	0.00	177777.78
11.9	49000	-	0.01	0.00	175000.00	-	0.01	0.00	188461.54
7.2	50000	-	0.00	0.00	208333.33	-	0.00	0.00	227272.73
3.06	51000	-	0.00	0.00	728571.43	-	0.00	0.00	728571.43
0		-	0.00	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00

**ANEXO 2. Desplazamientos de las columnas circulares de acero en el eje (Y=12.8)**

		EJE Y= 12.2		
Altura (m)	V (kgf)	EJE 1	$\Delta Y$	R (Kgf/cm)
200.3	1000	0.27	0.01	1075.27
194.3	2000	0.27	0.01	2247.19
188.3	3000	0.26	0.00	27272.73
179.3	4000	0.26	0.00	33333.33
170.3	5000	0.25	0.01	5434.78
161.3	6000	0.24	0.02	3821.66
152.3	7000	0.23	0.01	5343.51
146.3	8000	0.22	0.01	6956.52
140.3	9000	0.20	0.01	16363.64
136.8	10000	0.20	0.01	12345.68
132.8	11000	0.19	0.01	17460.32
129.7	12000	0.18	0.01	19354.84
126.6	13000	0.18	0.01	20000.00
123.5	14000	0.17	0.01	21538.46
120.4	15000	0.17	0.01	22388.06
117.3	16000	0.16	0.01	23529.41
114.2	17000	0.15	0.01	26562.50
111.1	18000	0.15	0.01	27692.31
108	19000	0.14	0.01	28787.88
104.9	20000	0.13	0.01	32786.89
101.8	21000	0.13	0.01	36842.11
98.7	22000	0.12	0.01	41509.43
95.6	23000	0.12	0.01	44230.77
92.5	24000	0.11	0.01	46153.85
89.4	25000	0.10	0.01	48076.92
86.3	26000	0.10	0.00	52000.00
83.2	27000	0.09	0.01	52941.18
80.1	28000	0.09	0.00	57142.86

77	29000	- 0.08	0.00	61702.13
73.9	30000	- 0.08	0.00	69767.44
70.8	31000	- 0.08	0.00	70454.55
67.7	32000	- 0.07	0.00	74418.60
64.6	33000	- 0.07	0.00	76744.19
61.5	34000	- 0.06	0.00	80952.38
58.4	35000	- 0.06	0.00	83333.33
55.3	36000	- 0.05	0.00	85714.29
52.2	37000	- 0.05	0.00	88095.24
49.1	38000	- 0.05	0.00	86363.64
46	39000	- 0.04	0.00	90697.67
42.9	40000	- 0.04	0.00	108108.11
39.8	41000	- 0.03	0.00	113888.89
36.7	42000	- 0.03	0.00	120000.00
33.6	43000	- 0.03	0.00	126470.59
30.5	44000	- 0.02	0.00	133333.33
27.4	45000	- 0.02	0.00	136363.64
24.3	46000	- 0.02	0.00	153333.33
21.2	47000	- 0.01	0.09	-5359.18
16.6	48000	- 0.10	0.09	5090.14
11.9	49000	- 0.01	0.00	153125.00
7.2	50000	0.00	0.00	185185.19
3.06	51000	0.00	0.00	637500.00
0		0.00	0.00	0.00

Sentido (X): Son cuatro ejes

**ANEXO 3. Desplazamientos de las columnas circulares de acero en los ejes (X=1.9 y X=8.85)**

Altura (m)	V (kgf)	EJE X=1.9			EJE X=8.85		
		EJE A	$\Delta X$	R (Kgf/cm)	EJEB	$\Delta X$	R (Kgf/cm)
200.3	1000	-	-	-	-0.33	0.01	751.88
194.3	2000	0.43	0.02	1183.43	-0.32	0.01	1503.76
188.3	3000	0.42	0.02	1265.82	-0.30	0.02	1530.61
179.3	4000	0.39	0.02	1680.67	-0.28	0.02	2094.24
170.3	5000	0.37	0.02	2092.05	-0.26	0.02	2673.80
161.3	6000	0.35	0.02	2510.46	-0.25	0.02	3296.70
152.3	7000	0.32	0.02	4430.38	-0.23	0.01	5982.91
146.3	8000	0.31	0.02	4571.43	-0.22	0.01	6153.85
140.3	9000	0.29	0.01	9183.67	-0.20	0.01	12328.77
136.8	10000	0.28	0.01	8695.65	-0.20	0.01	11764.71
132.8	11000	0.27	0.01	12643.68	-0.19	0.01	16666.67
129.7	12000	0.26	0.01	13636.36	-0.18	0.01	18461.54
126.6	13000	0.25	0.01	14606.74	-0.17	0.01	20000.00
123.5	14000	0.24	0.01	15730.34	-0.17	0.01	21212.12
120.4	15000	0.23	0.01	16853.93	-0.16	0.01	23076.92
117.3	16000	0.22	0.01	17977.53	-0.15	0.01	24242.42
114.2	17000	0.21	0.01	18888.89	-0.15	0.01	26153.85
111.1	18000	0.20	0.01	20224.72	-0.14	0.01	27692.31
108	19000	0.20	0.01	21348.31	-0.13	0.01	29230.77
104.9	20000	0.19	0.01	22471.91	-0.13	0.01	30769.23
101.8	21000	0.18	0.01	23863.64	-0.12	0.01	32812.50
98.7	22000	0.17	0.01	26190.48	-0.12	0.01	35483.87
95.6	23000	0.16	0.01	27710.84	-0.11	0.01	38333.33
92.5	24000	0.15	0.01	29629.63	-0.10	0.01	40000.00
89.4	25000	0.14	0.01	31250.00	-0.10	0.01	43103.45
86.3	26000	0.14	0.01	33766.23	-0.09	0.01	46428.57
83.2	27000	0.13	0.01	35526.32	-0.09	0.01	50000.00
80.1	28000	0.12	0.01	37837.84	-0.08	0.01	52830.19

77	29000	-	-	40845.07	-0.07	-	56862.75
73.9	30000	0.11	0.01	42857.14	-0.07	0.00	61224.49
70.8	31000	0.10	0.01	45588.24	-0.06	0.00	64583.33
67.7	32000	0.09	0.01	48484.85	-0.06	0.00	69565.22
64.6	33000	0.09	0.01	51562.50	-0.06	0.00	75000.00
61.5	34000	0.08	0.01	55737.70	-0.05	0.00	79069.77
58.4	35000	0.07	0.01	58333.33	-0.05	0.00	85365.85
55.3	36000	0.07	0.01	64285.71	-0.04	0.00	92307.69
52.2	37000	0.06	0.01	68518.52	-0.04	0.00	100000.00
49.1	38000	0.06	0.01	71698.11	-0.04	0.00	108571.43
46	39000	0.05	0.01	78000.00	-0.03	0.00	118181.82
42.9	40000	0.05	0.03	11627.91	-0.03	0.00	125000.00
39.8	41000	0.01	0.03	-16334.66	-0.03	0.00	136666.67
36.7	42000	0.04	0.00	100000.00	-0.02	0.00	155555.56
33.6	43000	0.03	0.00	104878.05	-0.02	0.00	165384.62
30.5	44000	0.03	0.00	118918.92	-0.02	0.00	183333.33
27.4	45000	0.02	0.00	125000.00	-0.01	0.00	195652.17
24.3	46000	0.02	0.00	139393.94	-0.01	0.00	230000.00
21.2	47000	0.02	0.01	94000.00	-0.01	0.00	156666.67
16.6	48000	0.01	0.01	96000.00	-0.01	0.00	171428.57
11.9	49000	0.01	0.00	113953.49	0.00	0.00	204166.67
7.2	50000	0.00	0.00	178571.43	0.00	0.00	333333.33
3.06	51000	0.00	0.00	566666.67	0.00	0.00	1275000.00
0		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**ANEXO 4. Desplazamientos de las columnas circulares de acero en los ejes (X=13.7 y X=20.65)**

Altura (m)	V (kgf)	EJE X=13.7			EJE X=20.65		
		EJE C	$\Delta X$	R (Kgf/cm)	EJE D	$\Delta X$	R (Kgf/cm)
200.3	1000	0.33	0.01	751.88			
194.3	2000	0.32	0.01	1503.76	0.43	0.02	1183.43
188.3	3000	0.30	0.02	1530.61	0.42	0.02	1265.82
179.3	4000	0.28	0.02	2094.24	0.39	0.02	1680.67

170.3	5000	-	-	2673.80	-	-	2092.05
		0.26	0.02		0.37	0.02	
161.3	6000	-	-	3296.70	-	-	2510.46
		0.25	0.02		0.35	0.02	
152.3	7000	-	-	5982.91	-	-	4430.38
		0.23	0.01		0.32	0.02	
146.3	8000	-	-	6153.85	-	-	4571.43
		0.22	0.01		0.31	0.02	
140.3	9000	-	-	12328.77	-	-	9183.67
		0.20	0.01		0.29	0.01	
136.8	10000	-	-	11764.71	-	-	8695.65
		0.20	0.01		0.28	0.01	
132.8	11000	-	-	16666.67	-	-	12643.68
		0.19	0.01		0.27	0.01	
129.7	12000	-	-	18461.54	-	-	13636.36
		0.18	0.01		0.26	0.01	
126.6	13000	-	-	20000.00	-	-	14606.74
		0.17	0.01		0.25	0.01	
123.5	14000	-	-	21212.12	-	-	15730.34
		0.17	0.01		0.24	0.01	
120.4	15000	-	-	23076.92	-	-	16853.93
		0.16	0.01		0.23	0.01	
117.3	16000	-	-	24242.42	-	-	17977.53
		0.15	0.01		0.22	0.01	
114.2	17000	-	-	26153.85	-	-	18888.89
		0.15	0.01		0.21	0.01	
111.1	18000	-	-	27692.31	-	-	20224.72
		0.14	0.01		0.20	0.01	
108	19000	-	-	29230.77	-	-	21348.31
		0.13	0.01		0.20	0.01	
104.9	20000	-	-	30769.23	-	-	22471.91
		0.13	0.01		0.19	0.01	
101.8	21000	-	-	32812.50	-	-	23863.64
		0.12	0.01		0.18	0.01	
98.7	22000	-	-	35483.87	-	-	26190.48
		0.12	0.01		0.17	0.01	
95.6	23000	-	-	38333.33	-	-	27710.84
		0.11	0.01		0.16	0.01	
92.5	24000	-	-	40000.00	-	-	29629.63
		0.10	0.01		0.15	0.01	
89.4	25000	-	-	43103.45	-	-	31250.00
		0.10	0.01		0.14	0.01	
86.3	26000	-	-	46428.57	-	-	33766.23
		0.09	0.01		0.14	0.01	
83.2	27000	-	-	50000.00	-	-	35526.32
		0.09	0.01		0.13	0.01	
80.1	28000	-	-	52830.19	-	-	37837.84
		0.08	0.01		0.12	0.01	
77	29000	-	-	56862.75	-	-	40845.07
		0.07	0.01		0.11	0.01	
73.9	30000	-	-	61224.49	-	-	42857.14
		0.07	0.00		0.11	0.01	
70.8	31000	-	-	64583.33	-	-	45588.24
		0.06	0.00		0.10	0.01	
67.7	32000	-	-	69565.22	-	-	48484.85
		0.06	0.00		0.09	0.01	
64.6	33000	-	-	75000.00	-	-	51562.50
		0.06	0.00		0.09	0.01	
61.5	34000	-	-	79069.77	-	-	55737.70
		0.05	0.00		0.08	0.01	
58.4	35000	-	-	85365.85	-	-	58333.33
		0.05	0.00		0.07	0.01	

55.3	36000	-	0.04	0.00	92307.69	-	0.07	-	0.01	64285.71
52.2	37000	-	0.04	0.00	100000.00	-	0.06	-	0.01	68518.52
49.1	38000	-	0.04	0.00	108571.43	-	0.06	-	0.01	71698.11
46	39000	-	0.03	0.00	118181.82	-	0.05	-	0.01	78000.00
42.9	40000	-	0.03	0.00	125000.00	-	0.05	-	0.03	11627.91
39.8	41000	-	0.03	0.00	136666.67	-	0.01	-	0.03	-16334.66
36.7	42000	-	0.02	0.00	155555.56	-	0.04	-	0.00	100000.00
33.6	43000	-	0.02	0.00	165384.62	-	0.03	-	0.00	104878.05
30.5	44000	-	0.02	0.00	183333.33	-	0.03	-	0.00	118918.92
27.4	45000	-	0.01	0.00	195652.17	-	0.02	-	0.00	125000.00
24.3	46000	-	0.01	0.00	230000.00	-	0.02	-	0.00	139393.94
21.2	47000	-	0.01	0.00	156666.67	-	0.02	-	0.01	94000.00
16.6	48000	-	0.01	0.00	171428.57	-	0.01	-	0.01	96000.00
11.9	49000	-	0.00	0.00	204166.67	-	0.01	-	0.00	113953.49
7.2	50000	-	0.00	0.00	333333.33	-	0.00	-	0.00	178571.43
3.06	51000	-	0.00	0.00	1275000.00	-	0.00	-	0.00	566666.67
0		-	0.00	0.00	0.00	-	0.00	-	0.00	0.00

### MODELO 3.0 COLUMNAS CON PROPIEDADES DE UNA COLUMNA COMPUESTA

Sentido Y: Son tres ejes

#### ANEXO 5. Desplazamientos de las columnas PTE en los ejes (Y=3.8 y X=7.65)

Altura (m)	V (kgf)	EJE Y=3.8			EJE Y=7.65		
		EJE 3	$\Delta Y$	R (kgf/cm)	EJE2	$\Delta Y$	R (kgf/cm)
200.3	1000	-0.34	-0.01	862.07	-0.30	-0.01	917.43
194.3	2000	-0.33	-0.01	1709.40	-0.29	-0.01	1818.18
188.3	3000	-0.31	-0.02	1704.55	-0.28	-0.02	1785.71
179.3	4000	-0.30	-0.02	2272.73	-0.26	-0.02	2380.95
170.3	5000	-0.28	-0.02	2840.91	-0.25	-0.02	3012.05
161.3	6000	-0.26	-0.02	3448.28	-0.23	-0.02	3614.46
152.3	7000	-0.24	-0.01	4895.10	-0.21	-0.01	4929.58
146.3	8000	-0.23	-0.01	6015.04	-0.20	-0.01	6611.57
140.3	9000	-0.22	-0.01	14062.50	-0.19	-0.01	15517.24
136.8	10000	-0.21	-0.01	11627.91	-0.18	-0.01	12500.00
132.8	11000	-0.20	-0.01	16666.67	-0.17	-0.01	18032.79

129.7	12000	-0.19	-0.01	17647.06	-0.17	-0.01	19672.13
126.6	13000	-0.19	-0.01	18571.43	-0.16	-0.01	20967.74
123.5	14000	-0.18	-0.01	19444.44	-0.16	-0.01	21875.00
120.4	15000	-0.17	-0.01	21126.76	-0.15	-0.01	23437.50
117.3	16000	-0.17	-0.01	22222.22	-0.14	-0.01	25000.00
114.2	17000	-0.16	-0.01	23943.66	-0.14	-0.01	28333.33
111.1	18000	-0.15	-0.01	25714.29	-0.13	-0.01	29508.20
108	19000	-0.15	-0.01	26760.56	-0.12	-0.01	31147.54
104.9	20000	-0.14	-0.01	28985.51	-0.12	-0.01	35087.72
101.8	21000	-0.13	-0.01	32307.69	-0.11	-0.01	39622.64
98.7	22000	-0.12	-0.01	36666.67	-0.11	0.00	44897.96
95.6	23000	-0.12	-0.01	39655.17	-0.10	0.00	48936.17
92.5	24000	-0.11	-0.01	41379.31	-0.10	0.00	50000.00
89.4	25000	-0.11	-0.01	42372.88	-0.09	0.00	52083.33
86.3	26000	-0.10	-0.01	45614.04	-0.09	0.00	55319.15
83.2	27000	-0.10	-0.01	47368.42	-0.08	0.00	58695.65
80.1	28000	-0.09	-0.01	50909.09	-0.08	0.00	62222.22
77	29000	-0.08	-0.01	54716.98	-0.07	0.00	67441.86
73.9	30000	-0.08	-0.01	57692.31	-0.07	0.00	71428.57
70.8	31000	-0.07	-0.01	60784.31	-0.07	0.00	73809.52
67.7	32000	-0.07	0.00	68085.11	-0.06	0.00	82051.28
64.6	33000	-0.06	0.00	73333.33	-0.06	0.00	86842.11
61.5	34000	-0.06	0.00	72340.43	-0.05	0.00	87179.49
58.4	35000	-0.05	0.00	79545.45	-0.05	0.00	94594.59
55.3	36000	-0.05	0.00	81818.18	-0.05	0.00	94736.84
52.2	37000	-0.05	0.00	77083.33	-0.04	0.00	92500.00
49.1	38000	-0.04	0.00	80851.06	-0.04	0.00	88372.09
46	39000	-0.04	0.00	95121.95	-0.03	0.00	105405.41
42.9	40000	-0.03	0.00	117647.06	-0.03	0.00	129032.26
39.8	41000	-0.03	0.00	128125.00	-0.03	0.00	136666.67
36.7	42000	-0.03	0.00	135483.87	-0.02	0.00	144827.59
33.6	43000	-0.02	0.00	134375.00	-0.02	0.00	143333.33
30.5	44000	-0.02	0.00	151724.14	-0.02	0.00	157142.86
27.4	45000	-0.02	0.00	155172.41	-0.02	0.00	166666.67
24.3	46000	-0.01	0.00	191666.67	-0.01	0.00	200000.00
21.2	47000	-0.01	0.00	335714.29	-0.01	0.00	247368.42
16.6	48000	-0.01	0.00	150000.00	-0.01	0.00	171428.57
11.9	49000	-0.01	0.00	148484.85	-0.01	0.00	163333.33
7.2	50000	0.00	0.00	185185.19	0.00	0.00	200000.00
3.06	51000	0.00	0.00	728571.43	0.00	0.00	728571.43
0	52000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**ANEXO 6. Desplazamientos de las columnas PTE en el eje (Y=12.2)**

		EJE Y= 12.2		
Altura(m)	V (kgf)	EJE 1	$\Delta Y$	R (kgf/cm)
<b>200.3</b>	<b>1000</b>	-0.32	-0.01	943.40
<b>194.3</b>	<b>2000</b>	-0.31	-0.03	760.46
<b>188.3</b>	<b>3000</b>	-0.29	0.00	33333.33
<b>179.3</b>	<b>4000</b>	-0.29	0.00	19047.62
<b>170.3</b>	<b>5000</b>	-0.28	-0.01	3968.25
<b>161.3</b>	<b>6000</b>	-0.27	-0.02	3076.92
<b>152.3</b>	<b>7000</b>	-0.25	-0.02	4142.01
<b>146.3</b>	<b>8000</b>	-0.23	-0.01	5797.10
<b>140.3</b>	<b>9000</b>	-0.22	-0.01	13432.84
<b>136.8</b>	<b>10000</b>	-0.21	-0.01	10416.67
<b>132.8</b>	<b>11000</b>	-0.20	-0.01	15277.78
<b>129.7</b>	<b>12000</b>	-0.20	-0.01	16216.22
<b>126.6</b>	<b>13000</b>	-0.19	-0.01	17567.57
<b>123.5</b>	<b>14000</b>	-0.18	-0.01	18421.05
<b>120.4</b>	<b>15000</b>	-0.17	-0.01	20000.00
<b>117.3</b>	<b>16000</b>	-0.17	-0.01	21052.63
<b>114.2</b>	<b>17000</b>	-0.16	-0.01	23943.66
<b>111.1</b>	<b>18000</b>	-0.15	-0.01	26086.96
<b>108</b>	<b>19000</b>	-0.15	-0.01	27142.86
<b>104.9</b>	<b>20000</b>	-0.14	-0.01	30769.23
<b>101.8</b>	<b>21000</b>	-0.13	-0.01	35593.22
<b>98.7</b>	<b>22000</b>	-0.13	-0.01	40740.74
<b>95.6</b>	<b>23000</b>	-0.12	-0.01	43396.23
<b>92.5</b>	<b>24000</b>	-0.12	-0.01	44444.44
<b>89.4</b>	<b>25000</b>	-0.11	-0.01	47169.81
<b>86.3</b>	<b>26000</b>	-0.10	-0.01	50980.39
<b>83.2</b>	<b>27000</b>	-0.10	-0.01	52941.18
<b>80.1</b>	<b>28000</b>	-0.09	-0.01	56000.00
<b>77</b>	<b>29000</b>	-0.09	0.00	61702.13
<b>73.9</b>	<b>30000</b>	-0.08	0.00	63829.79
<b>70.8</b>	<b>31000</b>	-0.08	0.00	67391.30
<b>67.7</b>	<b>32000</b>	-0.08	0.00	71111.11
<b>64.6</b>	<b>33000</b>	-0.07	0.00	75000.00
<b>61.5</b>	<b>34000</b>	-0.07	0.00	75555.56
<b>58.4</b>	<b>35000</b>	-0.06	0.00	81395.35
<b>55.3</b>	<b>36000</b>	-0.06	0.00	81818.18
<b>52.2</b>	<b>37000</b>	-0.05	0.00	84090.91
<b>49.1</b>	<b>38000</b>	-0.05	0.00	77551.02
<b>46</b>	<b>39000</b>	-0.04	0.00	90697.67

42.9	40000	-0.04	0.00	100000.00
39.8	41000	-0.04	0.00	110810.81
36.7	42000	-0.03	0.00	116666.67
33.6	43000	-0.03	0.00	119444.44
30.5	44000	-0.02	0.00	129411.76
27.4	45000	-0.02	0.00	132352.94
24.3	46000	-0.02	0.00	148387.10
21.2	47000	-0.01	0.00	138235.29
16.6	48000	-0.01	0.00	129729.73
11.9	49000	-0.01	0.00	136111.11
7.2	50000	0.00	0.00	161290.32
3.06	51000	0.00	0.00	566666.67
0	52000	0.00	0.00	0.00

Sentido (X): Son cuatro ejes

**ANEXO 7. Desplazamientos de las columnas PTE en los ejes (X=1.9 y X=8.85)**

Altura(m)	V (kgf)	EJE X=1.9			EJE X=8.85		
		EJE A	$\Delta X$	R (kgf/cm)	EJEB	$\Delta X$	R (kgf/cm)
200.3	1000				-0.49	-0.02	520.83
194.3	2000	-0.61	-0.02	847.46	-0.47	-0.02	1047.12
188.3	3000	-0.59	-0.03	887.57	-0.45	-0.03	1052.63
179.3	4000	-0.55	-0.03	1173.02	-0.42	-0.03	1413.43
170.3	5000	-0.52	-0.03	1457.73	-0.39	-0.03	1785.71
161.3	6000	-0.48	-0.04	1709.40	-0.36	-0.03	2090.59
152.3	7000	-0.45	-0.02	3030.30	-0.34	-0.02	3825.14
146.3	8000	-0.43	-0.02	3225.81	-0.32	-0.02	4081.63
140.3	9000	-0.40	-0.01	6474.82	-0.30	-0.01	8108.11
136.8	10000	-0.39	-0.02	6134.97	-0.29	-0.01	7812.50
132.8	11000	-0.37	-0.01	8800.00	-0.27	-0.01	11224.49
129.7	12000	-0.36	-0.01	9600.00	-0.26	-0.01	12244.90
126.6	13000	-0.35	-0.01	10317.46	-0.25	-0.01	13265.31
123.5	14000	-0.33	-0.01	11200.00	-0.24	-0.01	14432.99
120.4	15000	-0.32	-0.01	11904.76	-0.24	-0.01	15463.92
117.3	16000	-0.31	-0.01	12800.00	-0.23	-0.01	16666.67
114.2	17000	-0.30	-0.01	13600.00	-0.22	-0.01	17894.74
111.1	18000	-0.28	-0.01	14516.13	-0.21	-0.01	18947.37
108	19000	-0.27	-0.01	15447.15	-0.20	-0.01	20430.11
104.9	20000	-0.26	-0.01	16393.44	-0.19	-0.01	21505.38
101.8	21000	-0.25	-0.01	17500.00	-0.18	-0.01	23333.33
98.7	22000	-0.23	-0.01	19130.43	-0.17	-0.01	25000.00

95.6	23000	-0.22	-0.01	20175.44	-0.16	-0.01	27058.82
92.5	24000	-0.21	-0.01	21428.57	-0.15	-0.01	28235.29
89.4	25000	-0.20	-0.01	22522.52	-0.14	-0.01	30120.48
86.3	26000	-0.19	-0.01	23636.36	-0.14	-0.01	32098.77
83.2	27000	-0.18	-0.01	25000.00	-0.13	-0.01	33750.00
80.1	28000	-0.17	-0.01	26415.09	-0.12	-0.01	35443.04
77	29000	-0.16	-0.01	27619.05	-0.11	-0.01	38157.89
73.9	30000	-0.15	-0.01	29411.76	-0.10	-0.01	40000.00
70.8	31000	-0.14	-0.01	30693.07	-0.10	-0.01	42465.75
67.7	32000	-0.13	-0.01	32653.06	-0.09	-0.01	45070.42
64.6	33000	-0.12	-0.01	33673.47	-0.08	-0.01	47826.09
61.5	34000	-0.11	-0.01	24817.52	-0.07	-0.01	50746.27
58.4	35000	-0.09	-0.01	70000.00	-0.07	-0.01	53030.30
55.3	36000	-0.09	-0.01	39560.44	-0.06	-0.01	57142.86
52.2	37000	-0.08	-0.01	42528.74	-0.06	-0.01	59677.42
49.1	38000	-0.07	-0.01	62295.08	-0.05	0.00	86363.64
46	39000	-0.06	-0.01	67241.38	-0.04	0.00	88636.36
42.9	40000	-0.06	-0.01	70175.44	-0.04	0.00	95238.10
39.8	41000	-0.05	-0.01	73214.29	-0.04	0.00	100000.00
36.7	42000	-0.05	-0.01	80769.23	-0.03	0.00	107692.31
33.6	43000	-0.04	-0.01	86000.00	-0.03	0.00	119444.44
30.5	44000	-0.04	0.00	93617.02	-0.02	0.00	133333.33
27.4	45000	-0.03	0.00	102272.73	-0.02	0.00	145161.29
24.3	46000	-0.03	0.00	106976.74	-0.02	0.00	153333.33
21.2	47000	-0.02	-0.01	74603.17	-0.01	0.00	111904.76
16.6	48000	-0.02	-0.01	80000.00	-0.01	0.00	120000.00
11.9	49000	-0.01	-0.01	92452.83	-0.01	0.00	148484.85
7.2	50000	0.00	0.00	138888.89	0.00	0.00	200000.00
3.06	51000	0.00	0.00	425000.00	0.00	0.00	637500.00
0	52000	0.00	0.00	0	-0.49	-0.02	0

**ANEXO 8. Desplazamientos de las columnas PTE en los ejes (X=13.7 y X=20.65)**

Altura (m)	V (kgf)	EJE X=13.7			EJE X=20.65		
		EJE C	$\Delta X$	R (kgf/cm)	EJE D	$\Delta X$	R (kgf/cm)
200.3	1000	-0.49	-0.02	520.83			
194.3	2000	-0.47	-0.02	1047.12	-0.61	-0.02	847.46
188.3	3000	-0.45	-0.03	1052.63	-0.59	-0.03	884.96
179.3	4000	-0.42	-0.03	1413.43	-0.55	-0.03	1173.02
170.3	5000	-0.39	-0.03	1785.71	-0.52	-0.03	1457.73
161.3	6000	-0.36	-0.03	2090.59	-0.48	-0.04	1709.40
152.3	7000	-0.34	-0.02	3825.14	-0.45	-0.02	3030.30

<b>146.3</b>	<b>8000</b>	-0.32	-0.02	4081.63	-0.43	-0.02	3225.81
<b>140.3</b>	<b>9000</b>	-0.30	-0.01	8108.11	-0.40	-0.01	6474.82
<b>136.8</b>	<b>10000</b>	-0.29	-0.01	7812.50	-0.39	-0.02	6134.97
<b>132.8</b>	<b>11000</b>	-0.27	-0.01	11224.49	-0.37	-0.01	8800.00
<b>129.7</b>	<b>12000</b>	-0.26	-0.01	12244.90	-0.36	-0.01	9600.00
<b>126.6</b>	<b>13000</b>	-0.25	-0.01	13265.31	-0.35	-0.01	10317.46
<b>123.5</b>	<b>14000</b>	-0.24	-0.01	14432.99	-0.33	-0.01	11200.00
<b>120.4</b>	<b>15000</b>	-0.24	-0.01	15463.92	-0.32	-0.01	11904.76
<b>117.3</b>	<b>16000</b>	-0.23	-0.01	16666.67	-0.31	-0.01	12800.00
<b>114.2</b>	<b>17000</b>	-0.22	-0.01	17894.74	-0.30	-0.01	13600.00
<b>111.1</b>	<b>18000</b>	-0.21	-0.01	18947.37	-0.28	-0.01	14516.13
<b>108</b>	<b>19000</b>	-0.20	-0.01	20430.11	-0.27	-0.01	15447.15
<b>104.9</b>	<b>20000</b>	-0.19	-0.01	21505.38	-0.26	-0.01	16393.44
<b>101.8</b>	<b>21000</b>	-0.18	-0.01	23333.33	-0.25	-0.01	17500.00
<b>98.7</b>	<b>22000</b>	-0.17	-0.01	25000.00	-0.23	-0.01	19130.43
<b>95.6</b>	<b>23000</b>	-0.16	-0.01	27058.82	-0.22	-0.01	20175.44
<b>92.5</b>	<b>24000</b>	-0.15	-0.01	28235.29	-0.21	-0.01	21428.57
<b>89.4</b>	<b>25000</b>	-0.14	-0.01	30120.48	-0.20	-0.01	22522.52
<b>86.3</b>	<b>26000</b>	-0.14	-0.01	32098.77	-0.19	-0.01	23636.36
<b>83.2</b>	<b>27000</b>	-0.13	-0.01	33750.00	-0.18	-0.01	25000.00
<b>80.1</b>	<b>28000</b>	-0.12	-0.01	35443.04	-0.17	-0.01	26415.09
<b>77</b>	<b>29000</b>	-0.11	-0.01	38157.89	-0.16	-0.01	27619.05
<b>73.9</b>	<b>30000</b>	-0.10	-0.01	40000.00	-0.15	-0.01	29411.76
<b>70.8</b>	<b>31000</b>	-0.10	-0.01	42465.75	-0.14	-0.01	30693.07
<b>67.7</b>	<b>32000</b>	-0.09	-0.01	45070.42	-0.13	-0.01	32653.06
<b>64.6</b>	<b>33000</b>	-0.08	-0.01	47826.09	-0.12	-0.01	33673.47
<b>61.5</b>	<b>34000</b>	-0.07	-0.01	50746.27	-0.11	-0.01	24817.52
<b>58.4</b>	<b>35000</b>	-0.07	-0.01	53030.30	-0.09	-0.01	70000.00
<b>55.3</b>	<b>36000</b>	-0.06	-0.01	57142.86	-0.09	-0.01	39560.44
<b>52.2</b>	<b>37000</b>	-0.06	-0.01	59677.42	-0.08	-0.01	42528.74
<b>49.1</b>	<b>38000</b>	-0.05	0.00	86363.64	-0.07	-0.01	62295.08
<b>46</b>	<b>39000</b>	-0.04	0.00	88636.36	-0.06	-0.01	67241.38
<b>42.9</b>	<b>40000</b>	-0.04	0.00	95238.10	-0.06	-0.01	70175.44
<b>39.8</b>	<b>41000</b>	-0.04	0.00	100000.00	-0.05	-0.01	73214.29
<b>36.7</b>	<b>42000</b>	-0.03	0.00	107692.31	-0.05	-0.01	80769.23
<b>33.6</b>	<b>43000</b>	-0.03	0.00	119444.44	-0.04	-0.01	86000.00
<b>30.5</b>	<b>44000</b>	-0.02	0.00	133333.33	-0.04	0.00	93617.02
<b>27.4</b>	<b>45000</b>	-0.02	0.00	145161.29	-0.03	0.00	102272.73
<b>24.3</b>	<b>46000</b>	-0.02	0.00	153333.33	-0.03	0.00	106976.74
<b>21.2</b>	<b>47000</b>	-0.01	0.00	111904.76	-0.02	-0.01	74603.17
<b>16.6</b>	<b>48000</b>	-0.01	0.00	120000.00	-0.02	-0.01	80000.00
<b>11.9</b>	<b>49000</b>	-0.01	0.00	148484.85	-0.01	-0.01	92452.83
<b>7.2</b>	<b>50000</b>	0.00	0.00	200000.00	0.00	0.00	138888.89

<b>3.06</b>	<b>51000</b>	0.00	0.00	637500.00	0.00	0.00	425000.00
<b>0</b>	<b>52000</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**ANEXO 9. Desplazamientos ante un sismo de los diferentes modelos.**

Altura(M)	$\Delta h$ (M)	0.01 Hpi (M)	NSR-98 Max Acumulado De Cada Piso(M)	Sin Diagonales			Con Diagonales		
				X(M)	Y(M)	Desplazamiento Equiv. (M)	X(M)	Y(M)	Desplazamiento Equiv. (M)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.06	3.06	0.03	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7.20	4.14	0.04	0.07	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00
11.90	4.70	0.05	0.12	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.01
16.60	4.70	0.05	0.17	0.01	0.02	0.02	0.01	0.00	0.01
21.20	4.60	0.05	0.21	0.02	0.03	0.03	0.01	0.01	0.01
24.30	3.10	0.03	0.24	0.02	0.04	0.04	0.01	0.01	0.01
27.40	3.10	0.03	0.27	0.02	0.04	0.05	0.01	0.01	0.01
30.50	3.10	0.03	0.31	0.02	0.05	0.05	0.01	0.01	0.02
33.60	3.10	0.03	0.34	0.02	0.06	0.06	0.02	0.01	0.02
36.70	3.10	0.03	0.37	0.03	0.06	0.07	0.02	0.01	0.02
39.80	3.10	0.03	0.40	0.03	0.07	0.07	0.02	0.02	0.03
42.90	3.10	0.03	0.43	0.03	0.07	0.08	0.02	0.02	0.03
46.00	3.10	0.03	0.46	0.03	0.08	0.09	0.02	0.02	0.03
49.10	3.10	0.03	0.49	0.03	0.09	0.09	0.03	0.02	0.04
52.20	3.10	0.03	0.52	0.03	0.09	0.10	0.03	0.03	0.04
55.30	3.10	0.03	0.55	0.04	0.10	0.11	0.03	0.03	0.04
58.40	3.10	0.03	0.58	0.04	0.11	0.11	0.03	0.03	0.05
61.50	3.10	0.03	0.62	0.04	0.12	0.12	0.04	0.03	0.05
64.60	3.10	0.03	0.65	0.04	0.12	0.13	0.04	0.04	0.05
67.70	3.10	0.03	0.68	0.04	0.13	0.14	0.04	0.04	0.06
70.80	3.10	0.03	0.71	0.05	0.14	0.14	0.04	0.04	0.06
73.90	3.10	0.03	0.74	0.05	0.15	0.15	0.04	0.05	0.07
77.00	3.10	0.03	0.77	0.05	0.15	0.16	0.05	0.05	0.07
80.10	3.10	0.03	0.80	0.05	0.16	0.17	0.05	0.05	0.07
83.20	3.10	0.03	0.83	0.05	0.17	0.18	0.05	0.06	0.08
86.30	3.10	0.03	0.86	0.06	0.17	0.18	0.05	0.06	0.08
89.40	3.10	0.03	0.89	0.06	0.18	0.19	0.06	0.07	0.09
92.50	3.10	0.03	0.93	0.06	0.19	0.20	0.06	0.07	0.09
95.60	3.10	0.03	0.96	0.06	0.20	0.21	0.06	0.07	0.10
98.70	3.10	0.03	0.99	0.07	0.20	0.22	0.06	0.08	0.10
101.80	3.10	0.03	1.02	0.07	0.21	0.23	0.07	0.08	0.10
104.90	3.10	0.03	1.05	0.07	0.22	0.24	0.07	0.09	0.11

108.00	3.10	0.03	1.08	0.08	0.24	0.25	0.07	0.09	0.12
111.10	3.10	0.03	1.11	0.08	0.25	0.26	0.08	0.09	0.12
114.20	3.10	0.03	1.14	0.08	0.26	0.27	0.08	0.10	0.13
117.30	3.10	0.03	1.17	0.09	0.27	0.28	0.08	0.10	0.13
120.40	3.10	0.03	1.20	0.09	0.28	0.29	0.09	0.11	0.14
123.50	3.10	0.03	1.24	0.09	0.29	0.30	0.09	0.11	0.14
126.60	3.10	0.03	1.27	0.09	0.30	0.31	0.09	0.12	0.15
129.70	3.10	0.03	1.30	0.10	0.30	0.32	0.10	0.12	0.16
130.60	0.90	0.01	1.31	0.10	0.31	0.32	0.10	0.12	0.16
132.80	2.20	0.02	1.33	0.10	0.31	0.33	0.10	0.13	0.16
133.20	0.40	0.00	1.33	0.10	0.31	0.33	0.10	0.13	0.16
136.80	3.60	0.04	1.37	0.10	0.32	0.34	0.11	0.13	0.17
140.30	3.50	0.04	1.40	0.10	0.33	0.35	0.11	0.14	0.17
146.30	6.00	0.06	1.46	0.11	0.35	0.36	0.11	0.14	0.18
152.30	6.00	0.06	1.52	0.11	0.36	0.37	0.12	0.15	0.19

**ANEXO 10. Análisis de participación de masas para el modelo sin diagonales**

<b>TABLE: Modal Participating Mass Ratios</b>					
<b>OutputCase</b>	<b>StepType</b>	<b>StepNum</b>	<b>Period</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	3.560938	0.00001148	0.508
MODAL	Mode	2	2.589387	0.44	0.00001827
MODAL	Mode	3	2.524458	0.146	6.338E-07
MODAL	Mode	4	1.458801	2.595E-07	0.196
MODAL	Mode	5	1.223064	0.001711	0.00002538
MODAL	Mode	6	1.178591	0.179	2.23E-09
MODAL	Mode	7	0.807999	0.000001416	0.07
MODAL	Mode	8	0.749306	3.952E-09	0.000004009
MODAL	Mode	9	0.727522	0.0003781	0.00002737
MODAL	Mode	10	0.659421	0.049	2.404E-08
MODAL	Mode	11	0.564353	8.534E-07	0.025
MODAL	Mode	12	0.548121	1.327E-11	6.576E-07
MODAL	Mode	13	0.545531	2.692E-07	6.805E-08
MODAL	Mode	14	0.538497	9.881E-13	0.000008472
MODAL	Mode	15	0.517846	0.000213	0.000001383
MODAL	Mode	16	0.479556	4.141E-07	9.938E-08
MODAL	Mode	17	0.448994	0.02	0.00001244
MODAL	Mode	18	0.441423	0.00001022	0.035
MODAL	Mode	19	0.423397	0.00001209	2.551E-08
MODAL	Mode	20	0.407115	0.000213	0.00002441
MODAL	Mode	21	0.402066	6.338E-10	0.000002108
MODAL	Mode	22	0.353683	0.0000188	0.023

MODAL	Mode	23	0.348885	0.016	0.00003047
MODAL	Mode	24	0.337287	3.79E-09	6.354E-08
MODAL	Mode	25	0.325573	0.00001595	1.547E-07
MODAL	Mode	26	0.30936	1.901E-09	0.000003201
MODAL	Mode	27	0.302326	2.719E-07	0.0001764
MODAL	Mode	28	0.302012	1.104E-07	0.0003923
MODAL	Mode	29	0.301596	0.00001289	0.018
MODAL	Mode	30	0.282766	0.02	0.00000379
MODAL	Mode	31	0.277906	0.0000054	0.00001987
MODAL	Mode	32	0.251712	0.0002576	0.014
MODAL	Mode	33	0.248216	0.02	0.0002927
MODAL	Mode	34	0.247555	0.0002406	3.145E-08
MODAL	Mode	35	0.234183	0.001585	0.00001115
MODAL	Mode	36	0.220971	0.000009389	0.008779
MODAL	Mode	37	0.214824	0.00964	0.00003011
MODAL	Mode	38	0.208309	0.000004715	0.0001913
MODAL	Mode	39	0.207004	0.000001295	0.0001989
MODAL	Mode	40	0.204611	0.002856	0.000002901
MODAL	Mode	41	0.201256	3.545E-09	2.153E-09
MODAL	Mode	42	0.199425	0.000002473	4.783E-10
MODAL	Mode	43	0.19793	5.516E-09	0.000001658
MODAL	Mode	44	0.193556	6.678E-07	0.001733
MODAL	Mode	45	0.191574	0.00001524	0.008036
MODAL	Mode	46	0.186913	0.00006719	0.000001809
MODAL	Mode	47	0.18566	0.006785	0.00002529
MODAL	Mode	48	0.185107	6.223E-08	0.000001373
MODAL	Mode	49	0.180352	0.0005666	0.00004601
MODAL	Mode	50	0.179991	0.00001407	2.577E-08
				0.914651446	0.909102863

**ANEXO 11. Análisis de participación de masas para el modelo con diagonales**

Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.40	0.00	0.44	0.00
MODAL	Mode	2	2.29	0.48	0.00	0.00
MODAL	Mode	3	1.42	0.01	0.00	0.00
MODAL	Mode	4	0.96	0.19	0.00	0.00
MODAL	Mode	5	0.75	0.00	0.00	0.01
MODAL	Mode	6	0.73	0.00	0.26	0.00
MODAL	Mode	7	0.58	0.02	0.00	0.00

MODAL	Mode	8	0.55	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	9	0.55	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	10	0.54	0.09	0.00	0.00
MODAL	Mode	11	0.54	0.00	0.00	0.02
MODAL	Mode	12	0.48	0.00	0.00	0.01
MODAL	Mode	13	0.42	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	14	0.40	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	15	0.39	0.05	0.00	0.00
MODAL	Mode	16	0.36	0.00	0.10	0.00
MODAL	Mode	17	0.33	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	18	0.31	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	19	0.31	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	20	0.31	0.03	0.00	0.00
MODAL	Mode	21	0.30	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	22	0.30	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	23	0.25	0.02	0.00	0.00
MODAL	Mode	24	0.24	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	25	0.23	0.00	0.05	0.00
MODAL	Mode	26	0.21	0.01	0.00	0.00
MODAL	Mode	27	0.21	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	28	0.21	0.00	0.00	0.01
MODAL	Mode	29	0.20	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	30	0.20	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	31	0.20	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	32	0.20	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	33	0.19	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	34	0.19	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	35	0.19	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	36	0.18	0.01	0.00	0.00
MODAL	Mode	37	0.18	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	38	0.17	0.00	0.03	0.00
MODAL	Mode	39	0.16	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	40	0.16	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	41	0.16	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	42	0.16	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	43	0.16	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	44	0.16	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	45	0.15	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	46	0.15	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	47	0.15	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	48	0.15	0.00	0.00	0.01
MODAL	Mode	49	0.15	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	50	0.15	0.00	0.00	0.56

MODAL	Mode	51	0.14	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	52	0.14	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	53	0.14	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	54	0.14	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	55	0.14	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	56	0.13	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	57	0.13	0.00	0.02	0.00
MODAL	Mode	58	0.13	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	59	0.13	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	60	0.13	0.00	0.00	0.00
				0.92	0.91	0.64

**ANEXO 12. Resistencia a la compresión de cada columna de la edificación.**

COLUMNAS SECCION COMPUESTA					AISC	NORMA 98
Eje	Nombre	Long Col (m)	b (m)	t (m)	Resistencia a compresion	Resistencia a Compresion
					$\phi_c * P_n$ (kgf)	$\phi_c * P_n$ (kgf)
<b>Storey 3 Plano 08-31 Elevation 3.06</b>						
A1	COL60x60X2.5	3.06	0.6	0.025	2228976.947	2484699.720
A3	COL60x60X2.5	3.06	0.6	0.025	2228976.947	2484699.720
B1	COL40X40X1.2	3.06	0.4	0.012	820670.993	894430.146
B2	COL40*40*1.6	3.06	0.4	0.016	953556.305	1044446.173
B3	COL40X40X2.0	3.06	0.4	0.02	1081456.426	1191092.410
C1	COL40X40X1.2	3.06	0.4	0.012	820670.993	894430.146
C2	COL40*40*1.6	3.06	0.4	0.016	953556.305	1044446.173
C3	COL40X40X2.0	3.06	0.4	0.02	1081456.426	1191092.410
D1	COL60x60X2.5	3.06	0.6	0.025	2228976.947	2484699.720
D3	COL60x60X2.5	3.06	0.6	0.025	2228976.947	2484699.720
<b>Storey 7 Plano 11-31 Elevation 7.2</b>						
A1	<b>COL60x60X2.5</b>	<b>4.14</b>	0.6	0.025	2227796.083	2447721.525
A3	<b>COL60x60X2.5</b>	<b>4.14</b>	0.6	0.025	2227796.083	2447721.525
B1	COL40X40X1.2	<b>4.14</b>	0.4	0.012	819455.082	862839.421
B2	COL40*40*1.6	<b>4.14</b>	0.4	0.016	951389.892	1009848.508
B3	COL40X40X2.0	<b>4.14</b>	0.4	0.02	1077569.970	1153323.913
C1	COL40X40X1.2	<b>4.14</b>	0.4	0.012	819455.082	862839.421
C2	COL40*40*1.6	<b>4.14</b>	0.4	0.016	951389.892	1009848.508
C3	COL40X40X2.0	<b>4.14</b>	0.4	0.02	1077569.970	1153323.913
D1	<b>COL60x60X2.5</b>	<b>4.14</b>	0.6	0.025	2227796.083	2447721.525
D3	<b>COL60x60X2.5</b>	<b>4.14</b>	0.6	0.025	2227796.083	2447721.525
<b>Storey 10 Plano 13-31 Elevation 11.9</b>						
A1	<b>COL60x60X2.5</b>	<b>4.7</b>	0.6	0.025	2227184.029	2424467.478
A3	<b>COL60x60X2.5</b>	<b>4.7</b>	0.6	0.025	2227184.029	2424467.478

B1	COL40X40X1.2	4.7	0.4	0.012	818825.319	843311.744
B2	<b>COL40*40*1.6</b>	4.7	0.4	0.016	950268.504	988422.225
B3	COL40X40X2.0	4.7	0.4	0.02	1075560.273	1129905.850
C1	COL40X40X1.2	4.7	0.4	0.012	818825.319	843311.744
C2	<b>COL40*40*1.6</b>	4.7	0.4	0.016	950268.504	988422.225
C3	COL40X40X2.0	4.7	0.4	0.02	1075560.273	1129905.850
D1	<b>COL60x60X2.5</b>	4.7	0.6	0.025	2227184.029	2424467.478
D3	<b>COL60x60X2.5</b>	4.7	0.6	0.025	2227184.029	2424467.478
<b>Storey 14 Plano 14-31 Elevation 16.6</b>						
A1	COL60X60X2.0	4.6	0.6	0.02	1913874.610	2094665.406
A3	COL60X60X2.0	4.6	0.6	0.02	1913874.610	2094665.406
B1	COL40X40X1.2	4.6	0.4	0.012	815289.850	844143.824
B2	<b>COL40*40*1.6</b>	4.6	0.4	0.016	950468.655	992412.469
B3	COL40X40X2.0	4.6	0.4	0.02	1075918.873	1134268.683
C1	COL40X40X1.2	4.6	0.4	0.012	818937.741	846946.264
C2	<b>COL40*40*1.6</b>	4.6	0.4	0.016	950468.655	992412.469
C3	COL40X40X2.0	4.6	0.4	0.02	1075918.873	1134268.683
D1	COL60X60X2.0	4.6	0.6	0.02	1913874.610	2094665.406
D3	COL60X60X2.0	4.6	0.6	0.02	1913874.610	2094665.406
<b>Storey 17 Plano 15-31 Elevation 21.2</b>						
A1	COL60X60X1.6	3.1	0.6	0.016	1701095.532	1898960.267
A3	COL60X60X1.6	3.1	0.6	0.016	1701095.532	1898960.267
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B3	<b>COL40X40X1.0</b>	3.1	0.4	0.01	738671.448	804384.820
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C3	<b>COL40X40X1.0</b>	3.1	0.4	0.02	1092666.926	1194516.385
D1	COL60X60X1.6	3.1	0.6	0.016	1701095.532	1898960.267
D3	COL60X60X1.6	3.1	0.6	0.016	1701095.532	1898960.267
<b>Storey 18 Plano 15-31 Elevation 24.3</b>						
A1	COL60X60X1.6	3.1	0.6	0.016	1701095.532	1898960.267
A3	COL60X60X1.6	3.1	0.6	0.016	1701095.532	1898960.267
B1	<b>COL40X40X1.0</b>	3.1	0.4	0.01	738671.448	804384.820
B2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B3	COL40*40*1.6	3.1	0.4	0.016	959723.304	1048632.664
C1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	738671.448	804384.820
C2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C3	COL40*40*1.6	3.1	0.4	0.016	959723.304	1048632.664
D1	COL60X60X1.6	3.1	0.6	0.016	1701095.532	1898960.267
D3	COL60X60X1.6	3.1	0.6	0.016	1701095.532	1898960.267
<b>Storey 19 Plano 15-31 Elevation 27.4</b>						
A1	COL60X60X1.6	3.1	0.6	0.016	1701095.532	1898960.267

A3	COL60X60X1.6	3.1	0.6	0.016	1701095.532	1898960.267
B1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	738671.448	804384.820
B2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
C1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	738671.448	804384.820
C2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
D1	COL60X60X1.6	3.1	0.6	0.016	1701095.532	1898960.267
D3	COL60X60X1.6	3.1	0.6	0.016	1701095.532	1898960.267
<b>Storey 20 Plano 15-31 Elevation 30.5</b>						
A1	COL60X60X1.6	3.1	0.6	0.016	1701095.532	1898960.267
A3	COL60X60X1.6	3.1	0.6	0.016	1701095.532	1898960.267
B1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	738671.448	804384.820
B2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
C1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	738671.448	804384.820
C2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
D1	COL60X60X1.6	3.1	0.6	0.016	1701095.532	1898960.267
D3	COL60X60X1.6	3.1	0.6	0.016	1701095.532	1898960.267
<b>Storey 21 Plano 15-31 Elevation 33.6</b>						
A1	COL50X50X1.2	3.1	0.5	0.012	1118042.724	1239085.740
A3	COL50X50X1.2	3.1	0.5	0.012	1118042.724	1239085.740
B1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	738671.448	804384.820
B2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
C1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	738671.448	804384.820
C2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C3	COL50X50X1.2	3.1	0.4	0.01	736028.460	815394.089
D1	COL50X50X1.2	3.1	0.5	0.012	1118042.724	1239085.740
D3	COL40X40X1.0	3.1	0.5	0.012	1118042.724	1219189.034
<b>Storey 23 Plano 16-31 Elevation 36.7</b>						
A1	COL50X50X1.2	3.1	0.5	0.012	1118042.724	1239085.740
A3	COL50X50X1.2	3.1	0.5	0.012	1118042.724	1239085.740
B1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
B2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
C2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
D1	COL50X50X1.2	3.1	0.5	0.012	1118042.724	1239085.740
D3	COL50X50X1.2	3.1	0.5	0.012	1118042.724	1239085.740
<b>Storey 24 Plano 16-31 Elevation 39.8</b>						

A1	COL50X50X1.2	3.1	0.5	0.012	1118042.724	1239085.740
A3	COL50X50X1.2	3.1	0.5	0.012	1118042.724	1239085.740
B1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
B2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
C2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
D1	COL50X50X1.2	3.1	0.5	0.012	1118042.724	1239085.740
D3	COL50X50X1.2	3.1	0.5	0.012	1118042.724	1239085.740
<b>Storey 25 Plano 16-31 Elevation 42.9</b>						
A1	COL50X50X1.2	3.1	0.5	0.012	1118042.724	1239085.740
A3	COL50X50X1.2	3.1	0.4	0.012	817181.337	903841.776
B1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
B2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
C2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
D1	COL50X50X1.2	3.1	0.5	0.012	1118042.724	1239085.740
D3	COL50X50X1.2	3.1	0.4	0.012	817181.337	903841.776
<b>Storey 26 Plano 16-31 Elevation 46</b>						
A1	<b>COL50X50X1.2</b>	3.1	0.5	0.012	1118042.724	1239085.740
A3	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	817181.337	890281.057
B1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
B2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
C2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
D1	COL50X50X1.2	3.1	0.5	0.012	1118042.724	1239085.740
D3	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	817181.337	890281.057
<b>Storey 27 Plano 16-31 Elevation 49.1</b>						
A1	<b>COL50X50X1.2</b>	3.1	0.5	0.012	1118042.724	1239085.740
A3	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	817181.337	890281.057
B1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
D1	COL50X50X1.2	3.1	0.5	0.012	1118042.724	1239085.740
D3	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	817181.337	890281.057

<b>Storey 28 Plano 17-31 Elevation 52.2</b>						
A1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
A3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	738671.448	804384.820
B1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C2	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
D1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
D3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	738671.448	804384.820
<b>Storey 29 Plano 17-31 Elevation 55.3</b>						
A1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
A3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	738671.448	804384.820
B1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
B3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
C3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
D1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
D3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	738671.448	804384.820
<b>Storey 30 Plano 17-31 Elevation 58.4</b>						
A1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
A3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	738671.448	804384.820
B1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	426210.752	451439.430
B3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	426210.752	451439.430
C3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
D1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
D3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	738671.448	804384.820
<b>Storey 31 Plano 17-31 Elevation 61.5</b>						
A1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
A3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
B3	COL30X30X1.2	3.1	0.3	0.012	539663.205	573315.317
C1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
C3	COL30X30X1.2	3.1	0.3	0.012	539663.205	573315.317
D1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847

D3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
<b>Storey 33 Plano 18-31 Elevation 64.6</b>						
A1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
A3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
B3	COL30X30X1.2	3.1	0.3	0.012	539663.205	573315.317
C1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
C3	COL30X30X1.2	3.1	0.3	0.012	536506.996	570180.095
D1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
D3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
<b>Storey 34 Plano 18-31 Elevation 67.7</b>						
A1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
A3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
B2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
B3	COL30X30X1.2	3.1	0.3	0.012	525766.190	563901.008
C1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
C2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
C3	COL30X30X1.2	3.1	0.3	0.012	525766.190	563901.008
D1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	736028.460	802248.847
D3	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.01	727347.811	796330.936
<b>Storey 35 Plano 18-31 Elevation 70.8</b>						
A1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.012	799766.927	876061.423
A3	COL30X30X1.0	3.1	0.3	0.01	486787.634	515472.738
B1	COL40X40X1.0	3.1	0.4	0.012	799766.927	876061.423
B2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
B3	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	433097.952	456597.954
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
C3	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	433097.952	456597.954
D1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
D3	COL30X30X1.0	3.1	0.3	0.01	486787.634	515472.738
<b>Storey 36 Plano 19-31 Elevation 73.9</b>						
A1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
A3	COL30X30X1.0	3.1	0.3	0.01	486787.634	515472.738
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
B3	COL24X24X1.0	3.1	0.24	0.01	347292.828	358699.769
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
C3	COL24X24X1.0	3.1	0.24	0.01	347292.828	358699.769

D1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
D3	COL30X30X1.0	3.1	0.3	0.01	486787.634	515472.738
<b>Storey 37 Plano 19-31 Elevation 77</b>						
A1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
A3	COL30X30X1.0	3.1	0.3	0.01	486787.634	515472.738
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
B3	COL24X24X1.0	3.1	0.24	0.01	347292.828	358699.769
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
C3	COL24X24X1.0	3.1	0.24	0.01	347292.828	358699.769
D1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
D3	COL30X30X1.0	3.1	0.3	0.01	486787.634	515472.738
<b>Storey 38 Plano 19-31 Elevation 80.1</b>						
A1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
A3	COL30X30X1.0	3.1	0.3	0.01	486787.634	515472.738
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
B3	COL24X24X1.0	3.1	0.24	0.01	347292.828	358699.769
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
C3	COL24X24X1.0	3.1	0.24	0.01	347292.828	358699.769
D1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
D3	COL30X30X1.0	3.1	0.3	0.01	486787.634	515472.738
<b>Storey 39 Plano 20-31 Elevation 83.2</b>						
A1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
A3	COL30X30X1.0	3.1	0.3	0.01	486787.634	515472.738
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
B3	COL24X24X1.0	3.1	0.24	0.01	347292.828	358699.769
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
C3	COL24X24X1.0	3.1	0.24	0.01	347292.828	358699.769
D1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
D3	COL30X30X1.0	3.1	0.3	0.01	486787.634	515472.738
<b>Storey 40 Plano 20-31 Elevation 86.3</b>						
A1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
A3	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	426210.752	451439.430
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
B3	COL24X24X1.0	3.1	0.24	0.01	354783.780	363807.109
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873

C3	COL24X24X1.0	3.1	0.24	0.01	354783.780	363807.109
D1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
D3	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	426210.752	451439.430
<b>Storey 41 Plano 20-31 Elevation 89.4</b>						
A1	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	433097.952	456597.954
A3	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	426210.752	451439.430
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
B3	COL24X24X1.0	3.1	0.24	0.01	354783.780	363807.109
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
C3	COL24X24X1.0	3.1	0.24	0.01	354783.780	363807.109
D1	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	433097.952	456597.954
D3	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	426210.752	451439.430
<b>Storey 42 Plano 20-31 Elevation 92.5</b>						
A1	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	433097.952	456597.954
A3	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	426210.752	451439.430
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
B3	COL24X24X1.0	3.1	0.24	0.01	354783.780	363807.109
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
C3	COL24X24X1.0	3.1	0.24	0.01	354783.780	363807.109
D1	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	433097.952	456597.954
D3	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	426210.752	451439.430
<b>Storey 43 Plano 20-31 Elevation 95.6</b>						
A1	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	433097.952	456597.954
A3	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	426210.752	451439.430
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
B3	COL24X24X1.0	3.1	0.24	0.01	354783.780	363807.109
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
C3	COL24X24X1.0	3.1	0.24	0.01	354783.780	363807.109
D1	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	433097.952	456597.954
D3	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	426210.752	451439.430
<b>Storey 44 Plano 20-31 Elevation 98.7</b>						
A1	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
A3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
B3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	310927.994	317409.965
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350

C2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
C3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	310927.994	317409.965
D1	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
D3	<b>COL24X24X0.6</b>	3.1	0.24	0.008	305583.100	312505.244
<b>Storey 45 Plano 20-31 Elevation 101.8</b>						
A1	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
A3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
B3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	312980.478	318880.958
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
C3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	312980.478	318880.958
D1	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
D3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
<b>Storey 46 Plano 20-31 Elevation 104.9</b>						
A1	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
A3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
B3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	309007.334	316077.325
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
C3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	309007.334	316077.325
D1	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
D3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
<b>Storey 47 Plano 21-31 Elevation 108</b>						
A1	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
A3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
B3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
C3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
D1	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
D3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
<b>Storey 48 Plano 21-31 Elevation 111.1</b>						
A1	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
A3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
B3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135

C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
C3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
D1	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
D3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
<b>Storey 49 Plano 21-31 Elevation 114.2</b>						
A1	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
A3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
B3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
C3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
D1	COL30X30X0.8	3.1	0.3	0.008	419269.930	447304.873
D3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
<b>Storey 50 Plano 21-31 Elevation 117.3</b>						
A1	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
A3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
B3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
C3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
D1	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
D3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
<b>Storey 51 Plano 21-31 Elevation 120.4</b>						
A1	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
A3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
B3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
C3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
D1	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
D3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
<b>Storey 52 Plano 21-31 Elevation 123.5</b>						
A1	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
A3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680

B3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
C3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
D1	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
D3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
<b>Storey 53 Plano 21-31 Elevation 126.6</b>						
A1	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
A3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
B3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
C3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
D1	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
D3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
<b>Storey 54 Plano 21-31 Elevation 129.7</b>						
A1	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
A3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
B3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
C3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
D1	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
D3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
<b>Storey 55 Plano 22-31 Elevation 132.8</b>						
A1	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
A3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
B1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
B2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
B3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
C1	COL40X40X1.2	3.1	0.4	0.012	799766.927	876923.350
C2	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
C3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	305583.100	313829.135
D1	COL24X24X0.6	3.1	0.24	0.006	256887.270	264477.680
D3	COL24X24X0.8	3.1	0.24	0.008	299544.090	310377.476
<b>Storey 56 Plano 23-31 Elevation 136.8</b>						
A1	COL24X24X0.6	4	0.24	0.006	254669.262	243236.305
A3	COL24X24X0.8	4	0.24	0.008	297040.949	286852.490
B1	COL40X40X1.2	4	0.4	0.012	797328.564	851875.849

B2	COL24X24X0.6	4	0.24	0.006	254669.262	243236.305
B3	COL24X24X0.8	4	0.24	0.008	303681.459	289753.784
C1	COL40X40X1.2	4	0.4	0.012	797328.564	851875.849
C2	COL24X24X0.6	4	0.24	0.006	254669.262	243236.305
C3	COL24X24X0.8	4	0.24	0.008	303681.459	289753.784
D1	COL24X24X0.6	4	0.24	0.006	254669.262	243236.305
D3	COL24X24X0.8	4	0.24	0.008	297040.949	286852.490
<b>Storey 57 Plano 24-31 Elevation 140.3</b>						
A1	COL24X24X0.8	3.5	0.24	0.008	304736.460	303649.048
A3	COL24X24X0.8	3.5	0.24	0.008	304736.460	303649.048
B1	COL40X40X1.2	3.5	0.4	0.012	810427.321	874372.747
B2	COL24X24X0.8	3.5	0.24	0.008	304736.460	303649.048
B3	COL24X24X0.8	3.5	0.24	0.008	304736.460	303649.048
C1	COL40X40X1.2	3.5	0.4	0.012	810427.321	874372.747
C2	COL24X24X0.8	3.5	0.24	0.008	304736.460	303649.048
C3	COL24X24X0.8	3.5	0.24	0.008	304736.460	303649.048
D1	COL24X24X0.8	3.5	0.24	0.008	304736.460	303649.048
D3	COL24X24X0.8	3.5	0.24	0.008	304736.460	303649.048
<b>Storey 58 Plano 25-31 Elevation 146.3</b>						
A1	COL24X24X0.6	6	0.24	0.006	249808.679	187164.558
A3	COL24X24X0.8	6	0.24	0.008	291553.047	224139.062
B1	COL40X40X1.2	6	0.4	0.012	791936.562	778010.767
B2	COL24X24X0.6	6	0.24	0.006	249808.679	187164.558
B3	COL24X24X0.8	6	0.24	0.008	299497.852	225701.345
C1	COL40X40X1.2	6	0.4	0.012	791936.562	778010.767
C2	COL24X24X0.6	6	0.24	0.006	249808.679	187164.558
C3	COL24X24X0.8	6	0.24	0.008	299497.852	225701.345
D1	COL24X24X0.6	6	0.24	0.006	249808.679	187164.558
D3	COL24X24X0.8	6	0.24	0.008	291553.047	224139.062
<b>Storey 59 Plano 26-31 Elevation 152.3</b>						
A1	COL24X24X0.6	6	0.24	0.006	249808.679	187164.558
A3	COL24X24X0.8	6	0.24	0.008	291553.047	224139.062
B1	COL24X24X0.6	6	0.24	0.006	249808.679	187164.558
B2	COL24X24X0.6	6	0.24	0.006	249808.679	187164.558
B3	COL24X24X0.8	6	0.24	0.008	299497.852	225701.345
C1	COL24X24X0.6	6	0.24	0.006	249808.679	187164.558
C2	COL24X24X0.6	6	0.24	0.006	249808.679	187164.558
C3	COL24X24X0.8	6	0.24	0.008	299497.852	225701.345
D1	COL24X24X0.6	6	0.24	0.006	249808.679	187164.558
D3	COL24X24X0.8	6	0.24	0.008	291553.047	224139.062
<b>Storey 60 Plano 27-31 Elevation 161.3</b>						
A1	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
A3	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045

B1	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
B2	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
B3	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
C1	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
C2	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
C3	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
D1	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
D3	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
<b>Storey 61 Plano 27-31 Elevation 170.3</b>						
A1	-	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
A3	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
B1	-	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
B2	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
B3	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
C1	-	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
C2	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
C3	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
D1	-	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
D3	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
<b>Storey 62 Plano 28-31 Elevation 179.3</b>						
A1	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
A3	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
B1	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
B2	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
B3	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
C1	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
C2	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
C3	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
D1	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
D3	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
<b>Storey 63 Plano 28-31 Elevation 188.3</b>						
A1	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
A3	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
B1	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
B2	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
B3	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
C1	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
C2	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
C3	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
D1	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
D3	COL24X24X0.6	9	0.24	0.006	242691.191	103750.045
<b>Storey 64 Plano 29-31 Elevation 194.3</b>						
A3		6	-	-		

B2	COL24X24X0.6	6	0.24	0.006	249808.679	187164.558
B3	COL24X24X0.6	6	0.24	0.006	249808.679	187164.558
C2	COL24X24X0.6	6	0.24	0.006	249808.679	187164.558
C3	COL24X24X0.6	6	0.24	0.006	249808.679	187164.558
D3		6	-	-		
<b>Storey 65 Plano 29-31 Elevation 200.3</b>						
B2	COL24X24X0.6	6	0.24	0.006	249808.679	187164.558
B3	COL24X24X0.6	6	0.24	0.006	249808.679	187164.558
C2	COL24X24X0.6	6	0.24	0.006	249808.679	187164.558
C3	COL24X24X0.6	6	0.24	0.006	249808.679	187164.558

*Nota: Las columnas cumplen la resistencia a la compresión.*

### ANEXO 13. Desplazamientos Torre de la Escollera con los diseños del calculista.

Altura (m)	Con Arr y losa. NSR-98		Sin Arr y losa NSR-98	
	X	Y	X	Y
200.3	1.85	3.68	3.82	10.91
194.3	1.77	3.52	3.75	10.67
188.3	1.70	3.36	3.65	10.43
179.3	1.60	3.13	3.32	10.12
170.3	1.49	2.90	2.99	9.67
161.3	1.39	2.67	2.63	8.91
152.3	1.29	2.45	2.30	7.84
146.3	1.21	2.31	2.12	7.33
140.3	1.13	2.15	1.96	6.86
136.8	1.09	2.06	1.94	6.62
132.8	1.04	1.96	1.85	6.33
129.7	1.00	1.88	1.80	6.11
126.6	0.96	1.80	1.74	5.90
123.5	0.92	1.72	1.68	5.69
120.4	0.88	1.65	1.62	5.47
117.3	0.84	1.57	1.55	5.24
114.2	0.80	1.50	1.49	5.01
111.1	0.76	1.42	1.42	4.77
108	0.72	1.35	1.36	4.54
104.9	0.68	1.28	1.30	4.30
101.8	0.65	1.21	1.24	4.07
98.7	0.61	1.14	1.18	3.86
95.6	0.58	1.07	1.13	3.68
92.5	0.55	1.01	1.09	3.51
89.4	0.52	0.95	1.04	3.34
86.3	0.49	0.89	0.99	3.18
83.2	0.47	0.84	0.94	3.02

80.1	0.44	0.78	0.89	2.86
77	0.41	0.73	0.85	2.70
73.9	0.39	0.68	0.81	2.55
70.8	0.36	0.63	0.77	2.40
67.7	0.34	0.58	0.74	2.24
64.6	0.32	0.53	0.70	2.09
61.5	0.30	0.49	0.67	1.95
58.4	0.27	0.45	0.64	1.82
55.3	0.25	0.41	0.61	1.70
52.2	0.23	0.37	0.58	1.58
49.1	0.21	0.33	0.55	1.47
46	0.19	0.30	0.52	1.35
42.9	0.17	0.27	0.50	1.24
39.8	0.16	0.23	0.47	1.13
36.7	0.14	0.21	0.45	1.03
33.6	0.12	0.18	0.42	0.92
30.5	0.10	0.15	0.40	0.81
27.4	0.09	0.13	0.37	0.70
24.3	0.07	0.11	0.35	0.59
21.2	0.06	0.09	0.31	0.49
16.6	0.05	0.06	0.23	0.33
11.9	0.03	0.04	0.13	0.18
7.2	0.02	0.01	0.06	0.07
3.06	0.00	0.00	0.01	0.01
0	0.00	0.00	0.00	0.00

**ANEXO 14. Fuerza de viento para modelo sin diagonales**

<b>Sin diagonales</b>					
PROCESO CONSTRUCTIVO VIENTO					
<b>Z</b>	<b>SAP</b>	<b>IDEAM (kN/m)</b>		<b>NSR-98 (kN/m)</b>	
<b>Altura</b>		<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>
<b>0</b>	<b>base</b>	-0.12	-0.18	-0.60	-0.91
<b>3.06</b>	<b>story 3</b>	-0.02	-0.02	-0.08	-0.12
<b>7.2</b>	<b>story 7</b>	0.13	0.19	0.63	0.96
<b>11.9</b>	<b>story 10</b>	0.29	0.43	1.45	2.19
<b>16.6</b>	<b>story 14</b>	0.61	0.68	3.08	3.45
<b>21.2</b>	<b>story 17</b>	0.83	0.92	4.20	4.69
<b>24.3</b>	<b>story 18</b>	0.99	1.09	4.96	5.54

27.4	story 19	1.14	1.26	5.72	6.40
30.5	story 20	1.29	1.43	6.50	7.27
33.6	story 21	1.45	1.60	7.28	8.14
36.7	story 23	1.60	1.77	8.06	9.02
39.8	story 24	1.76	1.95	8.86	9.91
42.9	story 25	1.92	2.12	9.66	10.81
46	story 26	2.08	2.30	10.46	11.71
49.1	story 27	2.24	2.48	11.28	12.62
52.2	story 28	2.41	2.66	12.10	13.54
55.3	story 29	2.57	2.84	12.93	14.47
58.4	story 30	2.74	3.03	13.76	15.40
61.5	story 31	2.90	3.21	14.60	16.35
64.6	story 33	3.07	3.40	15.45	17.30
67.7	story 34	3.24	3.59	16.31	18.26
70.8	story 35	3.41	3.78	17.17	19.22
73.9	story 36	3.59	3.97	18.04	20.20
77	story 37	3.76	4.16	18.91	21.18
80.1	story 38	3.94	4.36	19.80	22.17
83.2	story 39	4.11	4.55	20.69	23.17
86.3	story 40	4.29	4.75	21.58	24.17
89.4	story 41	4.47	4.95	22.49	25.18
92.5	story 42	4.65	5.15	23.40	26.21
95.6	story 43	4.84	5.35	24.31	27.23
98.7	story 44	5.02	5.55	25.24	28.27
101.8	story 45	5.20	5.76	26.17	29.32
104.9	story 46	5.39	5.97	27.11	30.37
108	story 47	5.58	6.18	28.05	31.43
111.1	story 48	5.77	6.38	29.00	32.49
114.2	story 49	5.96	6.60	29.96	33.57
117.3	story 50	6.15	6.81	30.93	34.65
120.4	story 51	6.34	7.02	31.90	35.74
123.5	story 52	6.54	7.24	32.88	36.84
126.6	story 53	6.74	7.46	33.86	37.95
129.7	story 54	6.93	7.68	34.86	39.06
132.8	story 55	7.13	7.90	35.86	40.19
136.8	story 56	7.39	8.18	37.16	41.65
140.3	story 57	7.62	8.44	38.30	42.93
146.3	story 58	8.01	8.88	40.29	45.16
152.3	story 59	8.41	9.32	42.30	47.42
161.3	story 60	9.03	10.00	45.37	50.87
170.3	story 61	9.65	10.69	48.49	54.38
179.3	story 62	10.28	11.39	51.67	57.95
188.3	story 63	10.93	12.11	54.91	61.60

<b>194.3</b>	<b>story 64</b>	11.36	12.59	57.10	64.06
<b>200.3</b>	<b>story 65</b>	11.80	13.08	59.32	66.55
	<b>F. Total. (kN)</b>	<b>237.40</b>	<b>262.94</b>	<b>1193.69</b>	<b>1338.17</b>
	<b><math>\Delta x</math> (m)</b>	<b>-1.01</b>	<b>-4.89</b>	<b>-4.42</b>	<b>-24.85</b>
	<b>K (kN/m)</b>	<b>234.08</b>	<b>53.79</b>	<b>270.16</b>	<b>53.85</b>
		IDEAM		NSR-98	
		Fx	Fy	Fx	Fy

**ANEXO 15. Fuerza de viento para el modelo Con diagonales**

EDIFICIO COMPLETO					
Z Altura	SAP	IDEAM(kN/m)		NSR-98(kN/m)	
		Fx	Fy	Fx	Fy
<b>0</b>	<b>base</b>	-0.07	-0.18	-0.35	-0.91
<b>3.06</b>	<b>story 3</b>	0.03	-0.02	0.17	-0.12
<b>7.2</b>	<b>story 7</b>	0.17	0.19	0.89	0.95
<b>11.9</b>	<b>story 10</b>	0.34	0.43	1.72	2.19
<b>16.6</b>	<b>story 14</b>	0.68	0.68	3.45	3.45
<b>21.2</b>	<b>story 17</b>	0.90	0.92	4.58	4.69
<b>24.3</b>	<b>story 18</b>	1.05	1.09	5.35	5.54
<b>27.4</b>	<b>story 19</b>	1.20	1.26	6.12	6.40
<b>30.5</b>	<b>story 20</b>	1.35	1.43	6.91	7.27
<b>33.6</b>	<b>story 21</b>	1.51	1.60	7.70	8.14
<b>36.7</b>	<b>story 23</b>	1.66	1.77	8.49	9.02
<b>39.8</b>	<b>story 24</b>	1.82	1.95	9.30	9.91
<b>42.9</b>	<b>story 25</b>	1.98	2.12	10.11	10.80
<b>46</b>	<b>story 26</b>	2.14	2.30	10.93	11.71
<b>49.1</b>	<b>story 27</b>	2.30	2.48	11.76	12.62
<b>52.2</b>	<b>story 28</b>	2.46	2.66	12.59	13.54
<b>55.3</b>	<b>story 29</b>	2.63	2.84	13.43	14.47
<b>58.4</b>	<b>story 30</b>	2.79	3.03	14.28	15.40
<b>61.5</b>	<b>story 31</b>	2.96	3.21	15.14	16.35
<b>64.6</b>	<b>story 33</b>	3.13	3.40	16.00	17.30
<b>67.7</b>	<b>story 34</b>	3.30	3.59	16.87	18.26
<b>70.8</b>	<b>story 35</b>	3.47	3.78	17.75	19.22
<b>73.9</b>	<b>story 36</b>	3.64	3.97	18.63	20.20

77	story 37	3.81	4.16	19.53	21.18
80.1	story 38	3.99	4.35	20.43	22.17
83.2	story 39	4.17	4.55	21.34	23.17
86.3	story 40	4.34	4.75	22.25	24.17
89.4	story 41	4.52	4.95	23.17	25.18
92.5	story 42	4.70	5.15	24.10	26.20
95.6	story 43	4.88	5.35	25.04	27.23
98.7	story 44	5.07	5.55	25.98	28.27
101.8	story 45	5.25	5.76	26.93	29.31
104.9	story 46	5.44	5.97	27.89	30.37
108	story 47	5.63	6.17	28.86	31.43
111.1	story 48	5.81	6.38	29.83	32.49
114.2	story 49	6.01	6.60	30.81	33.57
117.3	story 50	6.20	6.81	31.80	34.65
120.4	story 51	6.39	7.02	32.79	35.74
123.5	story 52	6.58	7.24	33.80	36.84
126.6	story 53	6.78	7.46	34.81	37.95
129.7	story 54	6.98	7.68	35.82	39.06
132.8	story 55	7.17	7.90	36.85	40.19
136.8	story 56	7.43	8.18	38.18	41.65
140.3	story 57	7.66	8.44	39.36	42.93
146.3	story 58	8.05	8.88	41.40	45.16
152.3	story 59	8.45	9.32	43.46	47.42
161.3	story 60	9.06	10.00	46.61	50.87
170.3	story 61	9.68	10.69	49.82	54.38
179.3	story 62	10.32	11.39	53.10	57.95
188.3	story 63	10.96	12.11	56.43	61.60
194.3	story 64	11.39	12.59	58.69	64.06
200.3	story 65	11.84	13.08	60.97	66.55
	<b>F. Total. (kN)</b>	<b>240.01</b>	<b>262.94</b>	<b>1231.86</b>	<b>1338.17</b>
	<b>Δx (m)</b>	<b>-0.65</b>	<b>-2.02</b>	<b>-2.93</b>	<b>-10.31</b>
	<b>K (kN/m)</b>	<b>366.72</b>	<b>130.49</b>	<b>420.89</b>	<b>129.76</b>
		IDEAM		NSR -98	
		Fx	Fy	Fx	Fy

**ANEXO 16. Desplazamientos de las combinaciones de carga del modelo con arriostramiento**

<b>Desplazamientos Modelo Con Arriostramiento</b>						
<b>CM (kN)</b>	<b>10187.277</b>					
	<b>U1 (m)</b>	<b>U2 (m)</b>	<b>ΔEquiv.</b>	<b>U1</b>	<b>U2</b>	<b>ΔEquiv.</b>
<b>ALTURA</b>	<b>IDEAM X</b>	<b>IDEAM Y</b>	<b>IDEAM</b>	<b>NSR-98 X</b>	<b>NSR-98 Y</b>	<b>NSR-98</b>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.06	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.02	0.02
7.20	-0.01	-0.01	0.02	-0.04	-0.07	0.08
11.90	-0.02	-0.03	0.04	-0.08	-0.16	0.18
16.60	-0.03	-0.05	0.06	-0.12	-0.28	0.30
21.20	-0.03	-0.08	0.09	-0.14	-0.41	0.44
24.30	-0.04	-0.10	0.11	-0.17	-0.51	0.54
27.40	-0.05	-0.12	0.13	-0.21	-0.61	0.64
30.50	-0.06	-0.14	0.15	-0.25	-0.72	0.76
33.60	-0.07	-0.16	0.18	-0.29	-0.84	0.89
36.70	-0.08	-0.19	0.20	-0.34	-0.96	1.02
39.80	-0.09	-0.22	0.23	-0.38	-1.10	1.17
42.90	-0.10	-0.24	0.26	-0.43	-1.25	1.32
46.00	-0.11	-0.27	0.29	-0.49	-1.40	1.48
49.10	-0.12	-0.30	0.33	-0.55	-1.56	1.65
52.20	-0.14	-0.34	0.36	-0.61	-1.73	1.83
55.30	-0.15	-0.37	0.40	-0.66	-1.91	2.02
58.40	-0.16	-0.41	0.44	-0.72	-2.09	2.21
61.50	-0.18	-0.45	0.48	-0.78	-2.29	2.42
64.60	-0.19	-0.49	0.52	-0.83	-2.50	2.63
67.70	-0.20	-0.53	0.57	-0.89	-2.71	2.85
70.80	-0.22	-0.57	0.61	-0.96	-2.93	3.08
73.90	-0.23	-0.62	0.66	-1.02	-3.16	3.32
77.00	-0.25	-0.66	0.71	-1.09	-3.39	3.56
80.10	-0.26	-0.71	0.76	-1.16	-3.64	3.82
83.20	-0.28	-0.76	0.81	-1.23	-3.88	4.08
86.30	-0.29	-0.81	0.86	-1.31	-4.14	4.34
89.40	-0.31	-0.86	0.91	-1.38	-4.40	4.61
92.50	-0.33	-0.91	0.97	-1.46	-4.67	4.89
95.60	-0.34	-0.96	1.02	-1.53	-4.94	5.17
98.70	-0.36	-1.02	1.08	-1.61	-5.21	5.46
101.80	-0.38	-1.08	1.14	-1.69	-5.50	5.76

<b>104.90</b>	-0.40	-1.13	1.20	-1.78	-5.80	6.07
<b>108.00</b>	-0.42	-1.19	1.26	-1.88	-6.10	6.38
<b>111.10</b>	-0.44	-1.25	1.33	-1.97	-6.40	6.70
<b>114.20</b>	-0.46	-1.31	1.39	-2.06	-6.71	7.02
<b>117.30</b>	-0.48	-1.37	1.45	-2.15	-7.01	7.34
<b>120.40</b>	-0.50	-1.43	1.52	-2.24	-7.32	7.65
<b>123.50</b>	-0.52	-1.49	1.58	-2.33	-7.62	7.97
<b>126.60</b>	-0.54	-1.55	1.64	-2.41	-7.92	8.28
<b>129.70</b>	-0.56	-1.61	1.70	-2.49	-8.22	8.59
<b>130.60</b>	-0.56	-1.62	1.72	-2.51	-8.31	8.68
<b>132.80</b>	-0.57	-1.67	1.76	-2.56	-8.52	8.90
<b>133.20</b>	-0.57	-1.67	1.77	-2.57	-8.56	8.94
<b>136.80</b>	-0.59	-1.74	1.84	-2.65	-8.91	9.29
<b>140.30</b>	-0.61	-1.81	1.90	-2.71	-9.24	9.63
<b>146.30</b>	-0.63	-1.92	2.02	-2.82	-9.81	10.20
<b>152.30</b>	-0.65	-2.02	2.12	-2.93	-10.31	10.72

**ANEXO 17. Desplazamientos de las combinaciones de carga del modelo sin arriostramiento**

<b>Desplazamientos Modelo Sin Arriostramiento</b>						
<b>CM (kN)</b>	<b>9051.308</b>					
	<b>U1</b>	<b>U2</b>	<b>ΔEquiv.</b>	<b>U1</b>	<b>U2</b>	<b>ΔEquiv.</b>
<b>ALTURA</b>	<b>IDEAM X</b>	<b>IDEAM Y</b>	<b>IDEAM</b>	<b>NSR-98 X</b>	<b>NSR-98 Y</b>	<b>NSR-98</b>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.06	0.00	-0.01	0.01	-0.02	-0.07	0.07
7.20	-0.02	-0.06	0.06	-0.08	-0.29	0.30
11.90	-0.05	-0.13	0.14	-0.21	-0.65	0.69
16.60	-0.09	-0.22	0.24	-0.37	-1.12	1.18
21.20	-0.12	-0.33	0.35	-0.53	-1.66	1.74
24.30	-0.14	-0.40	0.43	-0.61	-2.04	2.13
27.40	-0.16	-0.48	0.51	-0.67	-2.46	2.55
30.50	-0.17	-0.57	0.59	-0.72	-2.89	2.98
33.60	-0.18	-0.65	0.68	-0.78	-3.32	3.41
36.70	-0.20	-0.73	0.76	-0.83	-3.73	3.82
39.80	-0.21	-0.82	0.84	-0.89	-4.14	4.24
42.90	-0.22	-0.90	0.92	-0.95	-4.56	4.66
46.00	-0.24	-0.98	1.01	-1.02	-4.99	5.09
49.10	-0.26	-1.07	1.10	-1.10	-5.42	5.53
52.20	-0.28	-1.15	1.19	-1.18	-5.86	5.98
55.30	-0.29	-1.25	1.28	-1.25	-6.33	6.46

58.40	-0.31	-1.34	1.38	-1.32	-6.83	6.95
61.50	-0.33	-1.44	1.48	-1.40	-7.34	7.47
64.60	-0.34	-1.54	1.58	-1.47	-7.85	7.99
67.70	-0.36	-1.65	1.69	-1.55	-8.38	8.52
70.80	-0.38	-1.75	1.79	-1.64	-8.91	9.06
73.90	-0.40	-1.86	1.90	-1.74	-9.45	9.61
77.00	-0.43	-1.96	2.01	-1.84	-9.99	10.16
80.10	-0.45	-2.07	2.12	-1.95	-10.53	10.71
83.20	-0.48	-2.18	2.23	-2.06	-11.08	11.27
86.30	-0.50	-2.29	2.34	-2.17	-11.62	11.82
89.40	-0.53	-2.39	2.45	-2.28	-12.17	12.38
92.50	-0.55	-2.50	2.56	-2.39	-12.71	12.94
95.60	-0.58	-2.61	2.67	-2.50	-13.26	13.49
98.70	-0.60	-2.73	2.79	-2.62	-13.86	14.10
101.80	-0.63	-2.86	2.93	-2.74	-14.55	14.81
104.90	-0.66	-3.02	3.09	-2.88	-15.34	15.61
108.00	-0.70	-3.18	3.26	-3.02	-16.15	16.43
111.10	-0.73	-3.34	3.42	-3.16	-16.95	17.24
114.20	-0.76	-3.49	3.57	-3.29	-17.72	18.02
117.30	-0.78	-3.64	3.72	-3.42	-18.47	18.78
120.40	-0.81	-3.78	3.86	-3.54	-19.18	19.51
123.50	-0.84	-3.91	4.00	-3.65	-19.86	20.19
126.60	-0.86	-4.03	4.13	-3.76	-20.50	20.84
129.70	-0.89	-4.15	4.25	-3.86	-21.11	21.46
130.60	-0.89	-4.19	4.28	-3.88	-21.27	21.62
132.80	-0.91	-4.27	4.36	-3.95	-21.68	22.04
133.20	-0.91	-4.28	4.37	-3.96	-21.75	22.11
136.80	-0.93	-4.41	4.50	-4.06	-22.40	22.77
140.30	-0.95	-4.52	4.62	-4.14	-22.98	23.35
146.30	-0.99	-4.72	4.82	-4.29	-23.98	24.36
152.30	-1.01	-4.89	4.99	-4.42	-24.85	25.24



