

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

TRABAJO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

ESTUDIO DE LA INCIDENCIA DEL ENLACE (LINK) EN EDIFICIOS
SISMO RESISTENTES DE ACERO CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS,
PARA: 20, 25, 30 Y 40 PISOS. CASO APLICADO A LA CIUDAD DE QUITO.

AUTOR:

SANTIAGO MANUEL GUERRA VALLADARES

DIRECTOR:

ING. MARCELO GUERRA A.

QUITO, 2021

DEDICATORIA

A Dios y la Virgen Dolorosa, por todas las bendiciones recibidas en cada una de las etapas de mi vida.

A mis padres, por sus grandes enseñanzas, su apoyo y su amor incondicional.

A mis hermanos, por todos los buenos momentos que compartimos juntos.

Santiago

AGRADECIMIENTOS

A mi padre y director de tesis, Ing. Marcelo Guerra A. por su ayuda y apoyo constante e infaltable en cada momento de mi vida, además de su adecuada guía para culminar de forma satisfactoria esta disertación.

A mi madre, Jenny Valladares, por su inquebrantable amor, su apoyo incondicional y por sus sabias enseñanzas a lo largo de mi vida.

A mis hermanos, Marcelo y Daniel, por su cariño y preocupación por mí.

Al Ing. Oscar Jaramillo y al Ing. Patricio Castro, por sus observaciones y recomendaciones para la culminación de este trabajo.

A los profesores de la carrera de Ingeniería Civil de la PUCE, por cada una de sus enseñanzas y experiencias compartidas dentro y fuera de las aulas.

A mis amigos, que siempre me han apoyado y siempre estuvieron presentes para sacarme una sonrisa.

RESUMEN

En este trabajo se estudia el comportamiento sísmico de edificios de acero con diagonales excéntricas, para así verificar si es factible la implementación y construcción de edificios utilizando este sistema estructural en la ciudad de Quito.

El comportamiento de los edificios con diagonales excéntricas se ha estudiado en base a la longitud del enlace (link), el mismo que provee ductilidad al sistema estructural mediante su fluencia, siendo este el más afectado al momento de provocarse un evento sísmico.

La longitud del enlace (link) se ha variado para diferentes edificios, los mismos que han sido modelados en el programa ETABS 2016, para luego comparar sus derivas de piso, deformaciones y periodos de vibración, además de los cortantes, axiales y momentos presentes en los diferentes enlaces.

En el Capítulo I se desarrolla la parte introductoria de este trabajo, describiendo el problema, los objetivos, la justificación y el alcance de esta investigación.

En el Capítulo II se detallan las bases teóricas, en el marco conceptual se definen algunos términos importantes y necesarios dentro de este trabajo, mientras que en el marco teórico se profundizan algunos temas necesarios, tales como: características y propiedades del acero estructural, los diferentes métodos de análisis estructurales, alternativas de rigidización para edificios sismo resistentes, etc.

En el Capítulo III se describe cada uno de los requisitos de la norma AISC 341-16, en cuanto al diseño y las limitaciones de los elementos enlace (link) dentro de un edificio con diagonales excéntricas.

En el Capítulo IV se detalla cada una de las consideraciones realizadas para modelar los edificios de 20, 25, 30 y 40 pisos en el programa ETABS, además de los resultados obtenidos del análisis estructural, con los respectivos controles de derivas y de periodos de vibración según la normativa.

En el Capítulo V se desarrollan las conclusiones y recomendaciones obtenidas de la investigación.

TABLA DE CONTENIDOS

<i>DEDICATORIA</i>	<i>ii</i>
<i>AGRADECIMIENTOS</i>	<i>iii</i>
<i>RESUMEN</i>	<i>iv</i>
<i>TABLA DE CONTENIDOS</i>	<i>vi</i>
<i>ÍNDICE DE TABLAS</i>	<i>xii</i>
<i>ÍNDICE DE FIGURAS</i>	<i>xiv</i>
<i>CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN</i>	<i>1</i>
1.1 JUSTIFICACIÓN	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.3 OBJETIVOS	3
1.3.1 Objetivo General	3
1.3.2 Objetivos Específicos	3
1.4 ALCANCE	3
<i>CAPÍTULO II. BASES TEÓRICAS</i>	<i>4</i>
2.1 MARCO CONCEPTUAL	4
2.1.1 Arriostramiento	4
2.1.2 Arriostramiento lateral	4
2.1.3 Carga lateral	4
2.1.4 Deriva	5
2.1.5 Diagonales excéntricas	5
2.1.6 Enlace (link)	5

2.1.7	Fluencia	6
2.1.8	Longitud no arriostrada	6
2.1.9	Marco o pórtico arriostrado	6
2.1.10	Marco o pórtico resistente a momento	6
2.1.11	Pandeo	7
2.1.12	Pandeo lateral torsional	7
2.1.13	Placa Gusset	7
2.1.14	Rigidez.....	8
2.1.15	Sistema estructural	8
2.1.16	Sistema resistente a fuerzas laterales.....	8
2.2	MARCO TEÓRICO	9
2.2.1	Acero Estructural.....	9
2.2.2	Propiedades Mecánicas del Acero	10
2.2.2.1	Ductilidad.....	10
2.2.2.2	Alta Resistencia.....	11
2.2.2.3	Elasticidad.....	11
2.2.2.4	Tenacidad.....	11
2.2.2.5	Durabilidad.....	12
2.2.2.6	Uniformidad	12
2.2.3	Ventajas del Acero como Material Estructural.....	12
2.2.4	Desventajas del Acero como Material Estructural	13
2.2.5	Clasificación del Acero Estructural	15
2.2.5.1	Aceros al Carbono.....	15
2.2.5.2	Aceros de Baja Aleación y Alta Resistencia.....	16
2.2.5.3	Aceros de Baja Aleación, Alta Resistencia y Resistentes a la Corrosión.	16

2.2.6	Acero Estructural Utilizado en el Ecuador	17
2.2.7	Métodos de Análisis de Estructuras.....	19
2.2.7.1	Método de Fuerzas Laterales Equivalentes	20
2.2.7.2	Análisis Modal Espectral	21
2.2.7.3	Análisis Tiempo – Historia	22
2.2.7.4	Método del Pushover.....	22
2.2.7.5	Análisis Dinámico Inelástico	22
2.2.8	Diseño de Edificios de Acero	23
2.2.8.1	Criterios para el Diseño de Edificios.....	26
2.2.9	Sistemas Estructurales para Construcciones Sismo Resistentes de Acero	27
2.2.10	Alternativas de Rigidización	28
2.2.10.1	Tipos de Diagonales en Edificios de Acero.	29
2.2.10.1.1	Diagonales Concéntricas.	29
2.2.10.1.2	Diagonales Excéntricas.	32

CAPÍTULO III. COMPORTAMIENTO Y NORMATIVA PARA EL DISEÑO DE

ELEMENTOS LINK O ENLACES 35

3.1 PÓRTICOS CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS ANTE UN SISMO 35

3.2 ENLACES SOMETIDOS A UN SISMO 38

3.3 DISEÑO DE ELEMENTOS LINK O ENLACES 41

3.3.1 Consideraciones Previas al Diseño.....

3.3.1.1 Secciones Utilizadas en Elementos Enlace

3.3.1.2 Acciones Plásticas en el Enlace

3.3.1.3 Modo de Falla del Enlace según su Longitud

3.3.2 Requisitos de Diseño

3.3.2.1 Ángulo de Rotación del Enlace.....

3.3.2.2	Arriostramientos Laterales para Estabilidad del Elemento Enlace	51
3.3.3	Limitaciones para Enlaces	53
3.3.3.1	Enlaces de Sección tipo I (laminados o armados con placas soldadas)	53
3.3.3.2	Enlaces de Sección tipo Cajón (armados con placas soldadas).....	56
3.3.4	Resistencia a Cortante del Enlace.....	58
3.3.5	Longitud del Enlace (Link).....	59
3.3.6	Atiesadores en el Enlace (Link).....	60
3.3.6.1	Atiesadores para Enlaces de Sección Tipo I	61
3.3.6.1.1	Atiesadores en los Extremos del Enlace	61
3.3.6.1.2	Atiesadores Intermedios del Enlace	62
3.3.6.2	Atiesadores para Enlaces de Sección Cajón.....	65
3.3.6.2.1	Atiesadores en los Extremos del Enlace	65
3.3.6.2.2	Atiesadores Intermedios del Enlace	67
3.3.7	Zonas Protegidas	69
<i>CAPÍTULO IV. MODELADO EN ETABS.....</i>		71
4.1	GENERALIDADES Y CONSIDERACIONES.....	71
4.1.1	Configuración en Planta de los Modelos	72
4.1.2	Configuración en Elevación de los Modelos	73
4.2	CRITERIOS PARA EL MODELADO.....	74
4.2.1	Materiales Empleados.....	75
4.2.1.1	Acero.....	75
4.2.1.2	Hormigón	76
4.2.2	Dimensionamiento de la losa.....	78
4.2.3	Cargas Aplicadas en el Modelo	81
4.2.3.1	Carga Muerta.....	81

4.2.3.2	Carga Viva	81
4.2.4	Secciones Utilizadas	82
4.2.4.1	Requisitos de Alta Ductilidad	82
4.2.4.1.1	Columnas y Vigas Principales	82
4.2.4.1.2	Diagonales.....	84
4.2.4.1.3	Enlaces	84
4.2.4.2	Predimensionamiento de Vigas Secundarias.....	85
4.2.4.3	Predimensionamiento de Vigas Principales	91
4.2.4.4	Predimensionamiento de Columnas	94
4.2.4.5	Predimensionamiento de Diagonales	99
4.2.4.6	Resumen de Secciones Utilizadas	100
4.2.5	Condiciones de Apoyo para los modelos.....	101
4.2.6	Definición de Parámetros para el Análisis Modal Espectral	102
4.2.6.1	Espectro Elástico.....	102
4.2.6.2	Espectro de Diseño.....	108
4.2.6.3	Definición del Espectro de Diseño en ETABS	110
4.3	RESULTADOS	112
4.3.1	Validación de los modelos en 2D	112
4.3.2	Control de Derivas de Piso según NEC-SE-DS 2015	115
4.3.3	Control de Periodos de Vibración según ASCE 7-16.....	117
4.3.4	Resultados del Análisis Estructural	122
4.3.4.1	Edificios de 20 Pisos	124
4.3.4.2	Edificios de 25 Pisos	129
4.3.4.3	Edificios de 30 Pisos	134
4.3.4.4	Edificios de 40 Pisos	139

<i>CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</i>	<i>144</i>
5.1 CONCLUSIONES	144
5.2 RECOMENDACIONES.....	149
<i>BIBLIOGRAFÍA.....</i>	<i>151</i>

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Propiedades mecánicas de los aceros utilizados en Ecuador.....	17
Tabla 2.	Clasificación de los métodos de análisis para el diseño sismo resistente.....	20
Tabla 3.	Clasificación de sistemas estructurales sismo resistentes de acero.....	27
Tabla 4.	Peso del deck metálico según su espesor.....	79
Tabla 5.	Volumen de hormigón sobre el deck metálico.....	79
Tabla 6.	Secciones seleccionadas para vigas principales.....	94
Tabla 7.	Secciones seleccionadas para columnas.....	98
Tabla 8.	Secciones seleccionadas para diagonales.....	99
Tabla 9.	Resumen de secciones utilizadas en los modelos.....	100
Tabla 10.	Valor del factor (z) para Quito.....	103
Tabla 11.	Coefficiente de amplificación (F_d).....	104
Tabla 12.	Coefficiente de amplificación (F_d).....	104
Tabla 13.	Coefficiente de amplificación (F_s).....	105
Tabla 14.	Valores para el factor de reducción (R).....	109
Tabla 15.	Valores para el coeficiente de importancia (I).....	109
Tabla 16.	Validación de resultados para modelos en 2D.....	113
Tabla 17.	Derivas inelásticas máximas según NEC-SE-DS 2015.....	116
Tabla 18.	Derivas máximas de los edificios modelados.....	117
Tabla 19.	Valores para los coeficientes (C_i) y (α).....	119

<i>Tabla 20.</i>	<i>Valores del coeficiente (C_u)</i>	<i>120</i>
<i>Tabla 21.</i>	<i>Valores del coeficiente (C_u)</i>	<i>121</i>
<i>Tabla 22.</i>	<i>Resultados para edificios de 20 pisos.....</i>	<i>124</i>
<i>Tabla 23.</i>	<i>Resultados para edificios de 25 pisos.....</i>	<i>129</i>
<i>Tabla 24.</i>	<i>Resultados para edificios de 30 pisos.....</i>	<i>134</i>
<i>Tabla 25.</i>	<i>Resultados para edificios de 40 pisos.....</i>	<i>139</i>

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i>	<i>Gráfica esfuerzo – deformación para aceros utilizados en Ecuador</i>	<i>18</i>
<i>Figura 2.</i>	<i>Fotografía de la Torre Mayor en Ciudad de México</i>	<i>24</i>
<i>Figura 3.</i>	<i>Fotografía del Edificio 30 St Mary Axe, ubicado en Londres</i>	<i>25</i>
<i>Figura 4.</i>	<i>Desplazamiento provocado por una fuerza lateral</i>	<i>26</i>
<i>Figura 5.</i>	<i>Solicitaciones de carga axial para pórticos con diagonales concéntricas</i>	<i>30</i>
<i>Figura 6.</i>	<i>Solicitaciones de momento flector para pórticos con diagonales concéntricas.....</i>	<i>30</i>
<i>Figura 7.</i>	<i>Distribuciones más comunes de diagonales concéntricas.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 8.</i>	<i>Solicitaciones en un pórtico con diagonales excéntricas generadas por un sismo..</i>	<i>33</i>
<i>Figura 9.</i>	<i>Distribuciones más comunes de diagonales excéntricas.....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 10.</i>	<i>Comportamiento de un pórtico con diagonales excéntricas ante un sismo</i>	<i>36</i>
<i>Figura 11.</i>	<i>Detalle de conexión empernada del enlace (link).</i>	<i>37</i>
<i>Figura 12.</i>	<i>Enlace (link) en un pórtico con diagonales excéntricas.</i>	<i>38</i>
<i>Figura 13.</i>	<i>Posiciones del enlace (link).....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 14.</i>	<i>Detalle del enlace (link).</i>	<i>41</i>
<i>Figura 15.</i>	<i>Fuerzas internas producidas en el enlace.</i>	<i>42</i>
<i>Figura 16.</i>	<i>Secciones más comunes para enlaces.</i>	<i>43</i>
<i>Figura 17.</i>	<i>Consideraciones de equilibrio en el enlace.</i>	<i>46</i>
<i>Figura 18.</i>	<i>Clasificación de los enlaces según su longitud.....</i>	<i>48</i>
<i>Figura 19.</i>	<i>Ángulo de rotación del enlace.....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 20.</i>	<i>Rotación máxima admisible del enlace en función de su longitud.....</i>	<i>50</i>

<i>Figura 21.</i>	<i>Ubicación de los arriostramientos laterales en el enlace.</i>	<i>51</i>
<i>Figura 22.</i>	<i>Nomenclatura del enlace de sección tipo I.</i>	<i>54</i>
<i>Figura 23.</i>	<i>Nomenclatura del enlace de sección cajón.</i>	<i>56</i>
<i>Figura 24.</i>	<i>Distribución de los atiesadores en el enlace.</i>	<i>61</i>
<i>Figura 25.</i>	<i>Enlace de sección tipo I con atiesadores extremos.</i>	<i>62</i>
<i>Figura 26.</i>	<i>Enlace de sección cajón con atiesadores en las caras externas de las almas.</i>	<i>66</i>
<i>Figura 27.</i>	<i>Enlace de sección cajón con atiesadores en las caras internas de las almas.</i>	<i>66</i>
<i>Figura 28.</i>	<i>Zonas protegidas.</i>	<i>70</i>
<i>Figura 29.</i>	<i>Planta tipo de los edificios modelados.</i>	<i>72</i>
<i>Figura 30.</i>	<i>Elevación en dirección "X".</i>	<i>73</i>
<i>Figura 31.</i>	<i>Elevación en dirección "Y".</i>	<i>74</i>
<i>Figura 32.</i>	<i>Definición de acero ASTM A572 Gr.50. en ETABS.</i>	<i>75</i>
<i>Figura 33.</i>	<i>Definición del acero para deck metálico en ETABS.</i>	<i>76</i>
<i>Figura 34.</i>	<i>Definición del hormigón para la losa con deck metálico en ETABS.</i>	<i>77</i>
<i>Figura 35.</i>	<i>Dimensiones de la losa con deck metálico.</i>	<i>78</i>
<i>Figura 36.</i>	<i>Definición de la losa con deck metálico en ETABS.</i>	<i>80</i>
<i>Figura 37.</i>	<i>Ancho cooperante de viga secundaria.</i>	<i>86</i>
<i>Figura 38.</i>	<i>Diagrama de momentos y reacciones en la viga secundaria.</i>	<i>89</i>
<i>Figura 39.</i>	<i>Definición de la sección para las vigas secundarias en ETABS.</i>	<i>90</i>
<i>Figura 40.</i>	<i>Cargas aplicadas en la viga principal.</i>	<i>92</i>
<i>Figura 41.</i>	<i>Diagrama de momentos de viga principal con empotramientos.</i>	<i>92</i>

<i>Figura 42.</i>	<i>Diagrama de momentos de viga principal con apoyos fijos.</i>	<i>93</i>
<i>Figura 43.</i>	<i>Área cooperante de columna.</i>	<i>95</i>
<i>Figura 44.</i>	<i>Definición de apoyos empotrados</i>	<i>101</i>
<i>Figura 45.</i>	<i>Espectro elástico de la NEC 2015.</i>	<i>102</i>
<i>Figura 46.</i>	<i>Valores para el exponente (r)</i>	<i>105</i>
<i>Figura 47.</i>	<i>Valores para el factor (η)</i>	<i>106</i>
<i>Figura 48.</i>	<i>Espectro elástico para el caso a analizar</i>	<i>108</i>
<i>Figura 49.</i>	<i>Espectro de diseño para el caso a analizar</i>	<i>110</i>
<i>Figura 50.</i>	<i>Espectro de diseño definido en ETABS</i>	<i>111</i>
<i>Figura 51.</i>	<i>Modelos realizados en 3D.</i>	<i>112</i>
<i>Figura 52.</i>	<i>Comparación de Periodos de Vibración (T)</i>	<i>114</i>
<i>Figura 53.</i>	<i>Comparación de Desplazamientos (Ux)</i>	<i>114</i>
<i>Figura 54.</i>	<i>Enlaces analizados en el modelo.</i>	<i>122</i>
<i>Figura 55.</i>	<i>Periodos de vibración para edificios de 20 Pisos</i>	<i>124</i>
<i>Figura 56.</i>	<i>Deriva inelástica para edificios de 20 Pisos</i>	<i>125</i>
<i>Figura 57.</i>	<i>Desplazamientos para edificios de 20 Pisos</i>	<i>125</i>
<i>Figura 58.</i>	<i>Cortantes en enlaces de edificios de 20 pisos</i>	<i>126</i>
<i>Figura 59.</i>	<i>Momentos en enlaces de edificios de 20 pisos</i>	<i>127</i>
<i>Figura 60.</i>	<i>Axiales en enlaces de edificios de 20 pisos</i>	<i>128</i>
<i>Figura 61.</i>	<i>Periodos de vibración para edificios de 25 Pisos</i>	<i>129</i>
<i>Figura 62.</i>	<i>Deriva inelástica para edificios de 25 Pisos</i>	<i>130</i>

<i>Figura 63.</i>	<i>Desplazamientos para edificios de 25 Pisos</i>	<i>130</i>
<i>Figura 64.</i>	<i>Cortantes en enlaces de edificios de 25 pisos</i>	<i>131</i>
<i>Figura 65.</i>	<i>Momentos en enlaces de edificios de 25 pisos</i>	<i>132</i>
<i>Figura 66.</i>	<i>Axiales en enlaces de edificios de 25 pisos</i>	<i>133</i>
<i>Figura 67.</i>	<i>Periodos de vibración para edificios de 30 Pisos</i>	<i>134</i>
<i>Figura 68.</i>	<i>Deriva inelástica para edificios de 30 Pisos</i>	<i>135</i>
<i>Figura 69.</i>	<i>Desplazamientos para edificios de 30 Pisos</i>	<i>135</i>
<i>Figura 70.</i>	<i>Cortantes en enlaces de edificios de 30 pisos</i>	<i>136</i>
<i>Figura 71.</i>	<i>Momentos en enlaces de edificios de 30 pisos</i>	<i>137</i>
<i>Figura 72.</i>	<i>Axiales en enlaces de edificios de 30 pisos</i>	<i>138</i>
<i>Figura 73.</i>	<i>Periodos de vibración para edificios de 40 Pisos</i>	<i>139</i>
<i>Figura 74.</i>	<i>Deriva inelástica para edificios de 40 Pisos</i>	<i>140</i>
<i>Figura 75.</i>	<i>Desplazamientos para edificios de 40 Pisos</i>	<i>140</i>
<i>Figura 76.</i>	<i>Cortantes en enlaces de edificios de 40 pisos</i>	<i>141</i>
<i>Figura 77.</i>	<i>Momentos en enlaces de edificios de 40 pisos</i>	<i>142</i>
<i>Figura 78.</i>	<i>Axiales en enlaces de edificios de 40 pisos</i>	<i>143</i>

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1 JUSTIFICACIÓN

En los últimos años la construcción de edificios de acero se ha incrementado de manera importante por la disponibilidad del material en especificaciones A-36 y A-572. Pudiendo conformarse perfiles de diferente forma y tamaño por medio de placas soldadas.

Luego de la salida del antiguo aeropuerto del sector norte de la ciudad de Quito, las ordenanzas municipales se han modificado y actualmente se permite construir edificios de mayor altura. Muestra de esto son los edificios que se están construyendo en las Avenidas: Naciones Unidas y de los Shyris, que tendrán alrededor de 40 pisos.

Es importante que en el país se dé a conocer las nuevas tecnologías de construcción en acero que brindan características de resistencia y ductilidad y que son adecuadas para soportar terremotos. Los edificios de acero con diagonales excéntricas son un sistema estructural que se ha diseñado y construido con frecuencia en países como Chile, México y en otros países del primer mundo, comportándose eficientemente durante terremotos pasados.

Ecuador se ubica en una zona de alto riesgo sísmico, por la presencia de fallas locales en la Región Interandina y por el fenómeno de subducción en la Costa. Quito se localiza en la segunda zona sísmica más alta del país, y los suelos de la ciudad varían de blandos a medianamente duros.

Considerando lo anteriormente expuesto se concluye que es importante conocer los conceptos de cálculo, diseño y construcción de este sistema estructural de edificios con diagonales excéntricas.

Este estudio se convertirá en una herramienta para que estudiantes y profesionales de ingeniería civil y mecánica, puedan conocer fácilmente el diseño e implementación de este tipo de estructuras, ya que se ha considerado realizar una recopilación de la información y ecuaciones de la norma AISC 341-16. Es importante señalar que esta normativa sufrió cambios importantes respecto a su predecesora AISC 2010, incluyendo en las ecuaciones de diseño el factor mínimo de sobre resistencia de fluencia.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Se investigará el comportamiento de edificios altos de acero con diagonales excéntricas, ubicados en la ciudad de Quito.

Se realizará una investigación bibliográfica de: aceros utilizados en el medio y sus características físicas y mecánicas principales, los diferentes tipos de edificios de acero que incluyen sistemas de rigidización.

Se incluirá las ecuaciones principales de acuerdo al AISC 341-16 para ejecutar el estudio de los elementos enlace (link) y de los edificios que incluyen este sistema estructural.

Mediante el uso del software (ETABS) se revisará la respuesta estructural de los edificios de acero con diagonales excéntricas, para: 20, 25, 30 y 40 pisos.

De igual manera se revisará la respuesta estructural de los elementos enlace (link) de las diagonales excéntricas, para cada uno de los edificios analizados.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Analizar la factibilidad de implementar y construir edificios altos en la ciudad de Quito, utilizando el sistema estructural de edificios de acero con diagonales excéntricas.

1.3.2 Objetivos Específicos

Exponer los tipos de materiales y perfiles de acero utilizados en este tipo de estructuras.

Definir los modelos estructurales aplicados a este tipo de edificios.

Determinar la respuesta sismo resistente de los elementos enlace “link” y analizarla.

Analizar la influencia de la longitud de enlace en la respuesta sismo resistente del edificio.

1.4 ALCANCE

Se estudiará la respuesta de edificios de acero estructural de 20, 25, 30 y 40 pisos con diagonales excéntricas, en la ciudad de Quito, considerando pórticos de tres vanos en los que se dispondrá las diagonales excéntricas en los vanos exteriores.

Se aplicarán cargas verticales y acciones sísmicas para verificar el comportamiento sismo resistente de cada edificio y de los elementos enlace.

Se estudiará la incidencia de la longitud de los elementos enlace (link) en la respuesta sismo resistente de los edificios a analizar.

CAPÍTULO II. BASES TEÓRICAS

2.1 MARCO CONCEPTUAL

2.1.1 Arriostramiento

El arriostramiento es un elemento que provee mayor rigidez y resistencia a una estructura, limitando o restringiendo el movimiento de la misma en un plano determinado.

Por lo tanto, se puede mencionar que un pórtico o marco arriostrado tendrá restringidos los desplazamientos de sus juntas, reduciéndose los desplazamientos totales de la estructura, debido a la rigidez proporcionada por los arriostramientos.

2.1.2 Arriostramiento lateral

Como su nombre lo indica, estos arriostramientos tienen el objetivo principal de restringir o impedir el desplazamiento lateral de un elemento estructural, como puede ser una viga o una columna, pero, además colabora reduciendo los problemas de pandeo lateral torsional.

2.1.3 Carga lateral

Una carga se la puede definir como una fuerza externa que esta aplicada sobre la estructura, específicamente sobre sus elementos estructurales, tales como: losas, vigas, columnas, etc.

Al decir que una carga es lateral, enseguida se puede relacionar a los efectos producidos por los sismos o por el viento sobre la estructura.

2.1.4 Deriva

A la deriva en términos sencillos se la puede definir como el desplazamiento relativo de cada piso dividido para la altura de entrepiso, medido en dos nudos colineales de pisos consecutivos.

Es importante tener un control de las derivas de entrepiso debido a que los sismos producen significativos desplazamientos laterales en los edificios, estos desplazamientos están estrechamente relacionados con los daños en la estructura, por este motivo no se puede permitir que las derivas sean muy grandes.

2.1.5 Diagonales excéntricas

Las diagonales excéntricas son arriostramientos que están colocados de manera que no se unen en la viga si no que se genera una excentricidad, denominada enlace o link, en este se producen esfuerzos muy grandes de corte y de momento flector.

2.1.6 Enlace (link)

El enlace es un elemento horizontal que se localiza por lo general en la viga, entre las diagonales de acero y es el encargado de disipar energía.

En estos elementos denominados enlaces o links se concentra una gran cantidad de esfuerzos, tanto de corte como de momento, por este motivo estos elementos son diseñados de manera especial para que puedan disipar energía la energía de forma adecuada.

2.1.7 Fluencia

La fluencia es el estado de deformación irrecuperable o inelástico producido en un material al ser sometido a la tensión de fluencia.

Por lo tanto, se puede decir que al alcanzar este estado límite, el material, en este caso el acero, ya no tendrá un comportamiento elástico, si no que más bien pasará a sufrir deformaciones permanentes.

2.1.8 Longitud no arriostrada

La longitud no arriostrada es la distancia medida entre dos puntos de un elemento estructural, los mismo que están arriostrados por otro elemento, como por ejemplo las diagonales de acero.

2.1.9 Marco o pórtico arriostrado

Es una estructura compuesta por vigas y columnas, que cuenta con arriostramientos o diagonales, las mismas que proporcionan una mayor rigidez y estabilidad a la estructura, teniendo un comportamiento mucho más adecuado ante cargas laterales.

Este tipo de pórticos, gracias a los arriostramientos, presentan una gran rigidez lateral, lo que da como resultado un apropiado control de los desplazamientos. Por este motivo, este sistema estructural es una gran solución para edificios altos.

2.1.10 Marco o pórtico resistente a momento

Es una estructura compuesta por columnas y vigas, conectadas con pernos o soldaduras. Los elementos estructurales que componen este tipo de pórticos trabajan principalmente a momento flector y a cortante.

Los pórticos resistentes a momento pueden disipar energía de forma adecuada, además de que brinda estabilidad y cierta resistencia a las fuerzas laterales.

2.1.11 Pandeo

El pandeo es el estado límite que se presenta en una estructura o en uno de sus elementos estructurales al estar sometido a una carga axial crítica.

Los elementos esbeltos sometidos a compresión son más susceptibles a sufrir pandeo, el mismo se presenta mediante desplazamientos transversales del elemento.

2.1.12 Pandeo lateral torsional

Pandeo que se presenta en los elementos sometidos a flexión, este se muestra como un desplazamiento transversal del elemento, sumado a un giro o torsión.

Los perfiles de acero abiertos, tales como, perfiles “I” o “T” son más vulnerables a sufrir pandeo lateral torsional, por lo que se debe tener un especial cuidado en este tipo de perfiles.

2.1.13 Placa Gusset

Es una placa que comúnmente sirve para conectar los elementos de las cerchas o armaduras y transmitir las cargas entre ellas.

En un sistema de pórticos arriostrados con diagonales excéntricas, las placas Gusset sirven para conectar y transmitir las cargas de las diagonales a las vigas y columnas.

2.1.14 Rigidez

La rigidez es la resistencia o capacidad de un elemento o estructura de resistir la deformación una vez que se le aplica una determinada fuerza.

La rigidez se la determina como la razón entre la fuerza o momento aplicado en un elemento, y el desplazamiento o giro obtenido.

2.1.15 Sistema estructural

Es una unión o composición de varios elementos estructurales conectados entre sí, con el principal objetivo o finalidad de resistir cargas.

Los elementos de un sistema estructural tienen una interdependencia, por lo que transmiten las cargas entre sí, para finalmente transmitir las hasta el suelo.

2.1.16 Sistema resistente a fuerzas laterales

Es un sistema estructural que tiene la finalidad de resistir cargas laterales, como pueden ser, cargas de viento o cargas sísmicas.

Los sistemas resistentes a fuerzas laterales son sistemas estructurales que están diseñados para brindar o proveer estabilidad a toda la estructura.

2.2 MARCO TEÓRICO

2.2.1 Acero Estructural

El acero, en términos generales se lo puede definir como una aleación conformada principalmente de hierro y carbono, pero de igual forma puede contener pequeñas porciones de azufre, silicio, fósforo, manganeso, níquel, cobre, entre otros; los mismos que dependiendo de las cantidades pueden modificar las propiedades del acero. Las cantidades de carbono presentes en el acero pueden estar en el rango de 0.03% y 1.7%

El acero dentro de la construcción se ha posicionado como un material estructural esencial, el mismo que con el paso del tiempo se ha vuelto prácticamente indispensable a la hora de construir edificios de gran altura, puentes, coliseos, galpones, etc.

Sin duda, lo que llama la atención del acero es que es uno de los materiales estructurales más versátiles, ya que cuenta con muchas ventajas y características que lo hacen un material ideal al momento de construir diferentes estructuras.

Es importante recalcar que al acero junto con el hormigón se los utiliza como materiales complementarios, ya que trabajan muy bien juntos, pero a la hora de construir edificios de gran altura, lo ideal es utilizar al acero como el material principal debido a sus claras ventajas, como son, por ejemplo: su poco peso, su facilidad constructiva, su gran resistencia y ductilidad, entre muchas otras.

Debido a su gran elasticidad y ductilidad, en la actualidad, al acero se lo puede utilizar en cualquier diseño arquitectónico ya que este puede tomar diferentes formas, según la necesidad que se tenga. Por otro lado, se lo puede fabricar en diferentes grados, teniendo así más opciones al momento de elegir el tipo de acero que se adapte a las necesidades de un proyecto.

El acero sin duda es un material adecuado e ideal para estructuras sismo resistentes, ya que tiene un buen comportamiento tanto en tensión como en compresión, además de que como se ha mencionado anteriormente, este destaca por sus propiedades físicas, tales como: su gran resistencia, ductilidad y rigidez.

2.2.2 Propiedades Mecánicas del Acero

Como se ha mencionado anteriormente, el acero se ha posicionado como uno de los materiales estructurales más versátiles, y esto se debe a las grandes ventajas que posee en cuanto a sus propiedades mecánicas, las mismas que se detallan a continuación:

2.2.2.1 Ductilidad

De forma general, se puede definir a la ductilidad como la propiedad de un material la cual le permite sufrir deformaciones grandes sin llegar a la falla. La ductilidad en el acero varía en función de la cantidad de carbono presente en el mismo, por lo tanto, un acero con bajo contenido de carbono o un acero dulce tendrán mayor ductilidad que un acero con alto contenido de carbono.

La ductilidad del acero es una propiedad muy importante dentro de la construcción de estructuras o edificios, ya que gracias a esta propiedad la estructura puede sufrir grandes deformaciones antes de que se presente una falla catastrófica en la misma.

2.2.2.2 Alta Resistencia

La alta resistencia del acero es una propiedad muy importante, ya que los elementos estructurales formados de acero tendrán una mayor capacidad de resistir los esfuerzos a los que se encuentren sometidos, sean estos de tensión, compresión o flexión.

Debido a esta propiedad, las secciones de los elementos estructurales no necesitan ser tan robustas, lo que representa una gran ventaja al momento de construir edificios de gran altura, ya que el peso propio de la estructura será relativamente bajo en comparación a la misma estructura construida en hormigón.

2.2.2.3 Elasticidad

Es la propiedad que le permite al acero recuperar su configuración inicial, es decir, su forma y tamaño original, luego de haber sufrido una deformación provocada por la aplicación de una carga específica.

El acero tiene un comportamiento elástico, el mismo que cumple con la ley de Hooke, incluso cuando a este se le aplican esfuerzos relativamente grandes.

2.2.2.4 Tenacidad

El acero posee la propiedad de tenacidad, esto quiere decir que tiene ductilidad y resistencia a la vez. La tenacidad, en otras palabras, se la puede definir como la propiedad que tiene el acero la cual permite que absorba energía en cantidades importantes.

Para la construcción de estructuras de acero, esta es una propiedad muy importante, es fundamental al momento de fabricar e instalar los elementos estructurales de acero, para evitar

fracturas o daños, ya que en estos procesos es muy común que se someta al acero a deformaciones significativas, además de cortes, golpes, dobleces, etc.

2.2.2.5 Durabilidad

Sin duda, una propiedad del acero que interesa mucho a los contratistas y a los compradores es su durabilidad, ya que de esta dependerá que tan bien se conserve la estructura y la edificación en general, a lo largo del tiempo.

El acero en sí es un material bastante durable, por este motivo, si se le brinda un apropiado mantenimiento puede llegar a durar indefinidamente, lo que a la larga es una ventaja desde cualquier punto de vista.

2.2.2.6 Uniformidad

El acero tiene la propiedad de ser uniforme a lo largo del tiempo, esto quiere decir que las características o propiedades del mismo no se modifican o varían de manera significativa en el transcurso del tiempo.

2.2.3 Ventajas del Acero como Material Estructural

El acero, al ser utilizado en diversas estructuras, como por ejemplo edificios de gran altura, brinda varias ventajas significativas para el constructor, ya que, gracias a este, se puede optimizar el tiempo de construcción y por ende recortar los gastos totales de un proyecto específico. Algunas de principales ventajas del acero como material estructural son:

- La posibilidad de realizar modificaciones o ampliaciones a una estructura ya existente, debido a las diversas conexiones y formas de ensamblaje que se pueden aplicar.
- Para unir los elementos estructurales de acero se pueden utilizar diferentes tipos de conexiones, como pueden ser, mediante pernos, soldaduras, etc.
- Sin duda, una de las ventajas más importantes del acero como material estructural es la rapidez con la que se puede construir o ensamblar una estructura.
- Para muchos constructores, la posibilidad de obtener elementos estructurales prefabricados es muy valiosa a la hora de montar una estructura de acero.
- Otra ventaja que es muy bien aprovechada tanto por constructores como por arquitectos, es la gran variedad de formas y tamaños en los que el acero puede ser laminado, ya que esto hace que se adapte fácilmente a diseños arquitectónicos modernos.
- El acero tiene la ventaja de ser un material reciclable, por lo tanto, se pueden vender los elementos de acero que ya no se necesiten.
- Por otro lado, tiene la ventaja de que si se desmonta la estructura se pueden volver a utilizar los elementos estructurales sin ningún problema.

2.2.4 Desventajas del Acero como Material Estructural

Es evidente que el acero es un material estructural ideal debido a sus diversas ventajas, sin embargo, también cuenta con algunas desventajas que deben ser consideradas al momento de diseñar y construir estructuras de acero. Algunas de las desventajas más significativas del acero como material estructural son:

- Sin duda una de las principales desventajas del acero es la corrosión, la misma que se presenta por exposición al agua o al aire, para evitar este problema es necesario que el acero sea pintado de forma periódica. Cabe recalcar que existen aceros en los que se utiliza cobre, el mismo que da una propiedad anticorrosiva.
- Otra desventaja a tomar en cuenta en el acero es la protección contra el fuego que se le debe proveer, ya que, al estar expuesto a temperaturas muy elevadas, como las que se alcanzan en un incendio, el acero pierde gran parte de su resistencia, lo que significa un riesgo inminente para la estructura. Por este motivo la estructura debe ser protegida contra el fuego, lo que representa un costo adicional.
- Los elementos de acero que son muy esbelto y que trabajan a compresión, tienen el riesgo de pandearse, lo que representa un claro problema para la estructura en general, por este motivo es necesario considerar la colocación de algún elemento rigidizador para evitar que este fenómeno se presente en las columnas.
- Otro inconveniente que presenta el acero como material estructural es la fatiga, esta puede producirse si se somete al acero a cargas variables, de diferentes magnitudes, principalmente en tensión. Esto provoca que la resistencia del acero estructural se reduzca de manera importante.
- El acero tiene la desventaja de que en ciertas situaciones puede perder ductilidad, como por ejemplo en temperaturas muy bajas, lo que a la larga puede provocar una falla frágil en los puntos donde hay mayor concentración de esfuerzos.

2.2.5 Clasificación del Acero Estructural

Al acero se lo puede clasificar de diversas formas, las mismas que dependerán de la orientación que se siga, algunas de las maneras de clasificar al acero son: según su composición química, según sus propiedades, según su calidad, según su resistencia, según el uso al que está destinado, etc.

El acero estructural generalmente es clasificado según sus propiedades y según su composición química; la ASTM clasifica a los aceros estructurales como se muestra a continuación:

2.2.5.1 Aceros al Carbono

Este tipo de acero está compuesto, como su nombre lo indica, principalmente por carbono, sin embargo, también tiene como elemento importante al manganeso, estos dos elementos brindan al acero características muy adecuadas para que pueda ser utilizado en la construcción.

Los aceros al carbono son muy utilizados para construir estructuras, debido a que tienen características óptimas para ser soldados, remachados o empernados. Dependiendo del porcentaje de carbono presente en el acero, se lo puede subdividir en cuatro categorías:

- Acero de bajo contenido de carbono: Si el porcentaje de carbono es menor de 0.15%.
- Acero dulce: Si tiene un porcentaje de carbono de entre 0.15% a 0.29%, los aceros dulces son muy utilizados para construir estructuras de acero.
- Acero de medio carbono: Si el porcentaje de carbono presente varía entre 0.30% y 0.59%.
- Acero de alto contenido de carbono: Si el porcentaje de carbono presente varía entre 0.60% y 1.70%.

2.2.5.2 Aceros de Baja Aleación y Alta Resistencia.

Este tipo de aceros, al igual que los aceros al carbono, están compuestos por carbono y manganeso, sin embargo, también tienen elementos de aleación, como son: el silicio, níquel, cobre, etc. los mismos que no exceden del 5%, pero que aumentan la resistencia del acero de forma considerable.

Otra característica ventajosa de este tipo de aceros es que habitualmente se comportan de mejor manera frente a la corrosión que los aceros al carbono.

Dentro de este tipo de aceros, uno que actualmente se utiliza mucho para la construcción de estructuras metálicas es el acero A572, debido a sus buenas características de resistencia y ductilidad.

2.2.5.3 Aceros de Baja Aleación, Alta Resistencia y Resistentes a la Corrosión.

Lo que llama la atención de este tipo de aceros sin duda es su resistencia a la corrosión, la misma que se obtiene al alea el acero con cobre en cantidades muy pequeñas.

Cuando el acero entra en contacto con la atmósfera, en su superficie se forma una pequeña capa de óxido, la misma que evita que se produzca un mayor daño por oxidación. La ventaja de este tipo de aceros es que se reducen los gastos de pintura de protección, ya que estos aceros no la necesitan.

Es importante aclarar que, aunque estos aceros resisten muy bien a la corrosión atmosférica, es decir se los puede utilizar sin problema en puentes, galpones, etc. Sin embargo, no se los recomienda para estructuras sumergidas en agua, o expuestas a ambientes marinos.

2.2.6 Acero Estructural Utilizado en el Ecuador

En el Ecuador, para construcciones civiles comúnmente se utilizan tres tipos de acero, los mismos que se clasifican como estructurales debido a sus propiedades mecánicas. Estos aceros son: ASTM A36, ASTM A572 Gr.50 y ASTM A588.

Estos aceros son muy utilizados en el país para diferentes estructuras, como, por ejemplo: edificios, galpones, etc. En la Tabla 1 se detallan las propiedades mecánicas de cada uno de los aceros.

Tabla 1. *Propiedades mecánicas de los aceros utilizados en Ecuador*

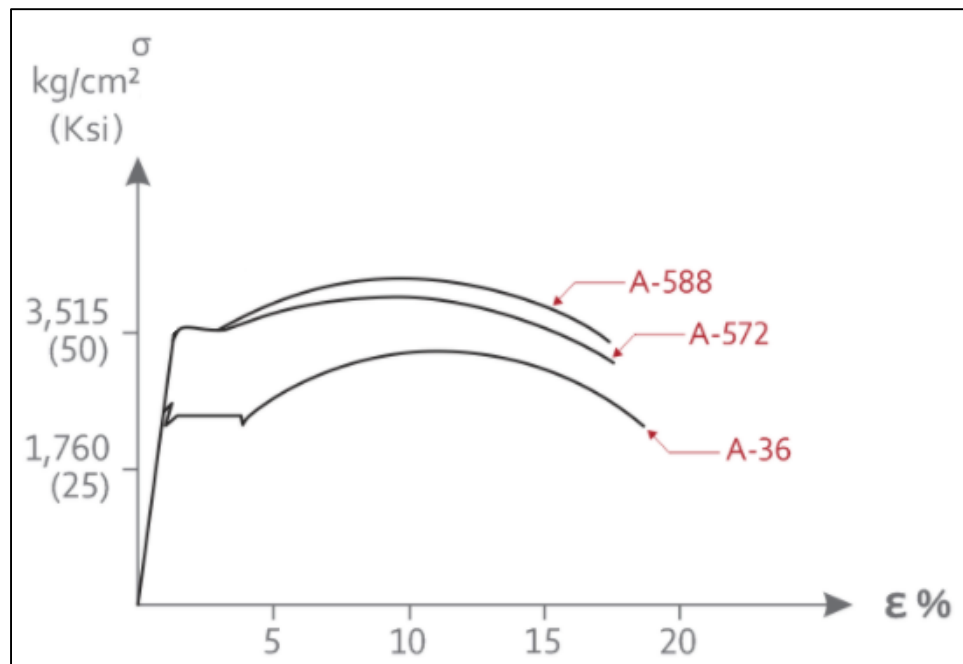
Tipo de Acero	Fy		Fu	
	(MPa)	(Ksi)	(MPa)	(Ksi)
ASTM A36	250	36	400 - 550	58 - 80
ASTM A572 Gr. 50	345	50	450	65
ASTM A588	345	50	483	70

Nota: Tomado de Guía Práctica para el Diseño de Estructuras de Acero (p. 18), Norma NEC, 2015

Hace algunos años, el acero ASTM A36 era el más utilizado dentro del país para la construcción de diferentes estructuras, pero con el paso del tiempo ha sido sustituido por el acero ASTM A572 Gr.50, debido a que este tiene mejores características mecánicas y una deformación unitaria similar, como se muestra en la Figura 1, además de que su costo de producción es prácticamente igual al costo de producción del acero ASTM A36.

Por otro lado, el acero ASTM A588 es muy utilizado en el país para construir puentes; es importante mencionar que, aunque sus propiedades mecánicas son prácticamente iguales a las del acero ASTM A572 Gr.50, su principal diferencia radica en que este es un acero resistente a la corrosión, por lo que es un material ideal para la construcción de puentes.

Figura 1. Gráfica esfuerzo – deformación para aceros utilizados en Ecuador



Nota: Adaptado de MIPSAs. Metales Industriales, Puebla, México. Recuperado de:

<https://www.mipsa.com.mx/sabias-que/informacion-general-del-acero/>

2.2.7 Métodos de Análisis de Estructuras

Los métodos de análisis para diseñar estructuras sismo resistentes se pueden clasificar de dos maneras, la primera es clasificarlos por: análisis estáticos y análisis dinámicos; y la segunda es clasificarlos por: análisis lineales y análisis no lineales.

Si se clasifican por análisis estáticos y dinámicos, los métodos de análisis quedarían divididos de la siguiente manera: Análisis Estáticos: método de las fuerzas laterales equivalentes, método basado en desplazamientos y el método del Pushover, que es un método pseudo estático inelástico. Análisis Dinámicos: análisis modal elástico, que es un análisis espectral, el análisis tiempo historia, que es un análisis en el que se utiliza acelerogramas, y el análisis dinámico inelástico

El análisis estático que es más utilizado es el denominado método de las fuerzas laterales equivalentes, el mismo que se basa en reemplazar la acción del sismo por una distribución de fuerzas laterales, la magnitud de estas fuerzas laterales dependerá de las características de la estructura, como, por ejemplo, su altura, además de las características del suelo en el que está cimentada, pero también dependerá de la ubicación de la estructura, según su zonificación sísmica.

Por otro lado, si se clasifican por análisis lineales y no lineales, los métodos de análisis quedarían divididos de la siguiente manera: Análisis Lineales: método de las fuerzas, análisis modal espectral, análisis basado en desplazamientos y análisis tiempo historia. Análisis no Lineales: método del Pushover y análisis dinámico inelástico.

Para entender de una mejor manera la clasificación de cada uno de los métodos de análisis para diseñar estructuras sismo resistentes se presenta la Tabla 2.

Tabla 2. Clasificación de los métodos de análisis para el diseño sismo resistente

	MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTÁTICOS	MÉTODOS DE ANÁLISIS DINÁMICOS
MÉTODOS DE ANÁLISIS LINEALES	Método de las fuerzas laterales	Análisis modal espectral
		Análisis tiempo - historia
MÉTODOS DE ANÁLISIS NO LINEALES	Método del Pushover	Análisis dinámico inelástico

Nota: Métodos de análisis según sus clasificaciones. Elaboración Propia, 2021.

A continuación, se dará una breve definición de cada uno de estos métodos de análisis, es importante mencionar que el método de las fuerzas laterales equivalentes y el análisis modal espectral son los más utilizados en los códigos actuales de diseño sísmico.

2.2.7.1 Método de Fuerzas Laterales Equivalentes

El método de las fuerzas laterales es un modelo simplificado que sirve para considerar la acción del sismo sobre la estructura. Cuando se produce un sismo, las estructuras generan una respuesta inercial que se opone al movimiento del suelo, la misma que es representada por las fuerzas laterales.

Los eventos sísmicos son un problema dinámico, por este motivo se han desarrollado diversos métodos para poder resolverlo, sin duda uno de los más usados es el método de las fuerzas laterales equivalentes; en este método, los efectos provocados por los sismos son sustituidos por fuerzas laterales, las mismas que generalmente tienen una distribución que va creciendo conforme a la altura del edificio.

Es importante tomar en cuenta las fuerzas laterales que llegan a cada uno de los pisos del edificio, ya que de ser necesario se deberá utilizar un sistema estructural que proporcione rigidez a la estructura, como pueden ser: arriostramientos, muros estructurales, conexiones resistentes a momento, etc.

2.2.7.2 Análisis Modal Espectral

El análisis modal espectral es el método más común en las normas modernas para la construcción sísmica. Su objetivo es calcular de manera directa los máximos efectos del sismo en los diferentes elementos de la estructura.

Este método consiste en la determinación de los diferentes modos de vibración de la estructura y de la magnitud de la máxima respuesta en cada uno de los modos, tomando como base un espectro de diseño. Luego, se debe combinar las respuestas de todos los modos, esto se consigue con la ayuda de una regla de combinación. Por este motivo a este método también se lo conoce como el método de la superposición modal.

Comúnmente se utiliza la combinación cuadrática completa de las diferentes respuestas modales. Esta regla de combinación debe ser aplicada a cada uno de los valores calculados, es decir, desplazamientos, axiales, momentos y cortantes.

2.2.7.3 Análisis Tiempo – Historia

El objetivo de este análisis es determinar la respuesta dinámica de la estructura en varios intervalos de tiempo, esto se lo consigue con la ayuda de acelerogramas, los mismos que pueden ser reales o sintéticos.

Al momento de realizar un análisis tiempo - historia es importante tener en cuenta que se calcula por separado la respuesta en el tiempo de cada modo, una vez determinada la respuesta de cada modo, se procede a superponerlas para así hallar la respuesta de la estructura.

2.2.7.4 Método del Pushover

En términos generales se puede decir que el método del Pushover es un método estático y no lineal, el mismo que sirve para analizar la capacidad de una estructura, su deformación y su resistencia, al momento en el que esta se encuentra sometida a una distribución de fuerzas inerciales.

Este análisis se lo realiza aplicando un patrón de cargas laterales sobre la estructura, las mismas que irán aumentando hasta que la estructura alcance su capacidad máxima, de esta forma se puede determinar el proceso de agrietamiento de la estructura, además del fallo de algunos de los elementos estructurales.

2.2.7.5 Análisis Dinámico Inelástico

El análisis dinámico inelástico es un estudio más riguroso, por lo que se pueden obtener diseños mucho más precisos, sin embargo, esto implica que sea un análisis más complejo y por ende más costoso.

Para realizar el análisis dinámico inelástico, se debe determinar la respuesta que tenga la estructura ante un determinado evento sísmico, esto debe ser calculado para cada instante de tiempo y debe repetirse para diferentes sismos que sean representativos del nivel de riesgo sísmico al que estará expuesta la estructura.

2.2.8 Diseño de Edificios de Acero

El acero como material de construcción se empezó a utilizar de manera más frecuente en el siglo XVIII, pero únicamente era utilizado para viviendas pequeñas o portátiles, sin embargo, a inicios del siglo XIX se empezaron a construir edificios de acero.

Sin duda, el acero es un material ideal para la construcción de edificios de varios pisos debido a todas sus ventajas, las mismas que se mencionaron anteriormente. Es importante mencionar que la construcción de edificios altos es una muy buena alternativa para ciudades en continuo crecimiento o con mucha población.

Un ejemplo claro de un edificio de varios pisos construido con acero es la Torre Mayor, misma que se muestra en la Figura 2, está ubicada en Ciudad de México y tiene una altura de 225 metros, cuenta con amortiguadores sísmicos, los mismos que disipan gran parte de la energía generada en un sismo, por lo que se disminuyen los desplazamientos. Debido a su diseño sismo resistente es considerado como un edificio altamente seguro.

Figura 2. *Fotografía de la Torre Mayor en Ciudad de México*



Nota: Tomado de Metrópoli, Murillo, E, 2018. Recuperado de:

<https://lasillarota.com/metropoli/edificios-de-cdmx-a-prueba-de-sismos/179995>

A parte de la posibilidad de construir edificios más altos, otra ventaja importante del acero es que se pueden construir edificios con formas irregulares o curvas, por lo que se puede adaptar fácilmente a un diseño arquitectónico moderno, como, por ejemplo, el Edificio 30 St Mary Axe, que se muestra en la Figura 3; está ubicado en Londres y tiene una altura de 180 metros, este edificio está rodeado por una red de elementos de acero conectados entre sí de manera diagonal, toda esta red de elementos de acero es portante, lo que otorga una gran flexibilidad a la estructura.

Figura 3. *Fotografía del Edificio 30 St Mary Axe, ubicado en Londres*



Nota: Tomado de Floornature, Architecture & Surfaces, 2007. Recuperado de:
<https://www.floornature.es/torre-swiss-re-foster-and-partners-londres-2004-4811/>

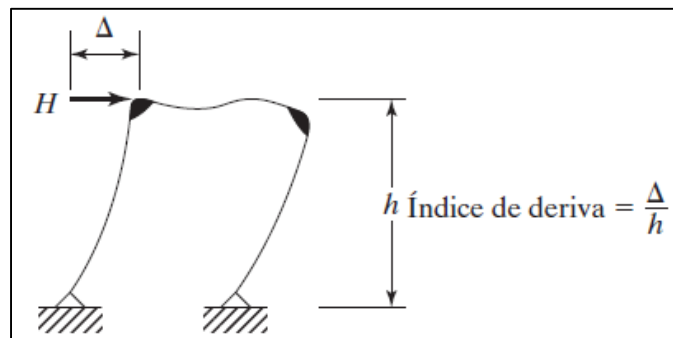
Se debe tomar en cuenta que, aunque un edificio con estructura de acero se comporta muy bien ante cargas estáticas, es necesario e importante la aplicación de sistemas estructurales que garanticen un comportamiento adecuado del edificio cuando está ante la presencia de cargas sísmicas, un ejemplo de estos sistemas estructurales son los arriostramientos, mismos que proveen rigidez a la estructura.

2.2.8.1 Criterios para el Diseño de Edificios

Aunque un edificio cuente con arriostramientos, es necesario controlar las deformaciones que se pueden generar en el mismo durante un evento sísmico, ya que estas aparte de provocar problemas estructurales podrían evitar que se cumplan los niveles de serviciabilidad establecidos en las diferentes normativas.

Por este motivo, un aspecto a tomar muy en cuenta son las derivas de piso, que como se explicó anteriormente, es la relación entre los desplazamientos relativos de cada piso y la altura de entre piso, como se muestra en la Figura 4. La deriva de cualquier piso del edificio debe ser menor a la deriva máxima establecida en la normativa, en este caso, la NEC, en la sección 4.2.2 establece que para estructuras de acero la deriva máxima permitida es igual a 0.02.

Figura 4. Desplazamiento provocado por una fuerza lateral



Nota: Tomado de Diseño de Estructuras de Acero (p. 663), por McCormac & Csernak, 2012, Alfaomega Grupo Editor.

Es importante mencionar que, en el Ecuador, para realizar el diseño de un edificio, se consideran las cargas laterales producidas por los sismos, más no las provocadas por los vientos, ya que estas últimas no son tan representativas comparadas con las de sismo, esto se debe a que el país se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico.

2.2.9 Sistemas Estructurales para Construcciones Sismo Resistentes de Acero

En cuanto a las estructuras de acero, es claro que en la actualidad existe un gran avance debido a todas las experiencias vividas a lo largo del tiempo, además de todas las investigaciones que se han realizado sobre este tema.

Por este motivo se han desarrollado diferentes sistemas estructurales ideales para ser aplicados en estructuras de acero sismo resistentes, de modo que el diseñador pueda aplicar la solución más efectiva y adecuada para determinado caso o problema estructural.

En la normativa ANSI/AISC 341-16 se clasifica en dos grupos a los sistemas estructurales sismo resistentes de acero, como se muestra en la Tabla 3, en la cual se indican las siglas en inglés de cada uno de los sistemas estructurales.

Tabla 3. *Clasificación de sistemas estructurales sismo resistentes de acero*

Sistemas de Pórticos a Momento	Pórticos no arriostrados ordinarios, OMF
	Pórticos no arriostrados intermedios, IMF
	Pórticos no arriostrados especiales, SMF
	Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticuladas, STMF
	Sistemas de columnas ordinarias en voladizo, OCCS
	Sistemas de columnas especiales en voladizo, SCCS
Sistemas de Pórticos Arriostrados y Muros de Corte	Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente, OCBF
	Pórticos especiales arriostrados concéntricamente, SCBF
	Pórticos arriostrados excéntricamente, EBF
	Pórticos con riostras de pandeo restringido, BRBF
	Muros de corte especiales con placas de acero, SPSW

Nota: Esta es la clasificación de los sistemas estructurales sismo resistentes para construcciones de acero definida por la ANSI/AISC 341-16. Tomado de Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero (p. 68), por ALACERO, 2018, 5ta Edición.

Los sistemas estructurales que se muestran en el grupo de “Sistemas de Pórticos a Momento” son más flexibles ante la presencia de fuerzas laterales, además de que la flexión es la que controla el comportamiento de los mismos.

Por otro lado, los sistemas estructurales que se muestran en el grupo de “Sistemas de Pórticos Arriostrados y Muros de Corte” tienen una rigidez mayor, aparte de que las fuerza axiales y cortantes son las que controlan el comportamiento de estos.

2.2.10 Alternativas de Rigidización

Cuando se desea rigidizar una estructura de acero, específicamente un edificio de varios pisos, una solución que se puede considerar es la utilización de arriostramientos, como pueden ser diagonales concéntricas o excéntricas, las mismas que son elementos estructurales que proveen rigidez y estabilidad a la estructura.

Las diagonales, ya sean concéntricas o excéntricas son colocadas en los pórticos del edificio, de tal forma que proporcionen rigidez a la estructura, lo que a su vez garantiza un correcto comportamiento de la estructura al estar sometida a cargas laterales, como las que son generadas en un evento sísmico.

Adoptar una de estas alternativas de rigidización se vuelve más necesario mientras mayor sea la altura del edificio a construir, por este motivo, las diagonales deben estar ubicadas en el lugar y posición adecuada para que puedan trabajar de forma correcta al momento de presentarse un evento sísmico.

2.2.10.1 Tipos de Diagonales en Edificios de Acero.

Como se ha mencionado anteriormente, las diagonales pueden ser concéntricas o excéntricas, las mismas que modifican de forma importante el comportamiento del edificio al momento de presentarse un sismo, esto se debe a que con las diagonales se forma una estructura reticular, compuesta de triángulos.

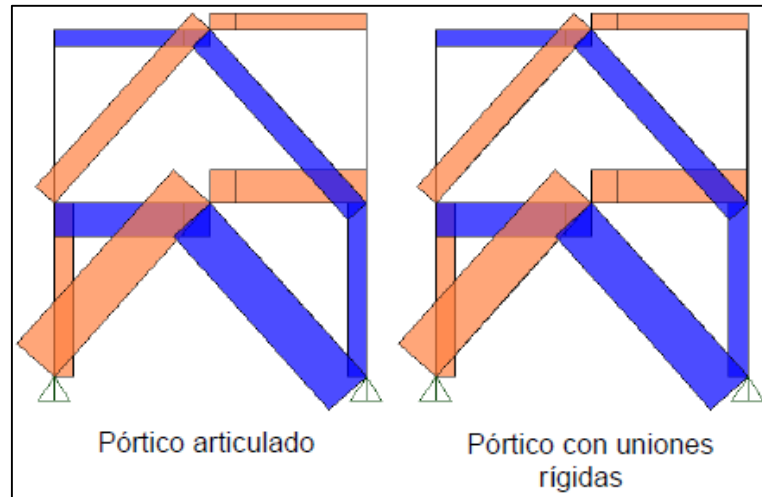
Los diferentes arreglos que pueden tener las diagonales, tanto concéntricas como excéntricas se muestran en los siguientes puntos.

2.2.10.1.1 Diagonales Concéntricas.

Se llaman diagonales concéntricas debido a que las conexiones de estas no presentan excentricidades, por lo tanto, los ejes de las diagonales se cortan en un mismo punto ubicado en el nudo. Esta condición es importante para evitar que las diagonales trabajen a corte y flexión.

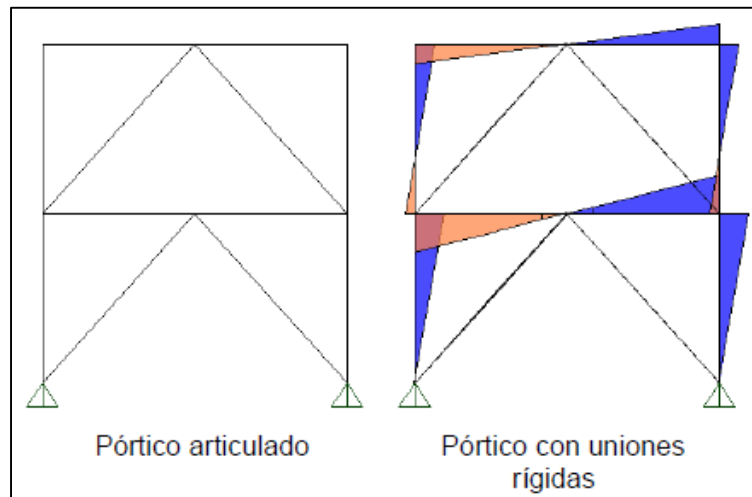
El tipo de conexión que exista entre las vigas, columnas y diagonales afecta a las fuerzas internas de la estructura. Por ejemplo, si las conexiones con las diagonales son articuladas y concéntricas, los elementos del pórtico trabajarán únicamente con esfuerzos axiales, ya que no se transmiten momentos; por otro lado, si las conexiones son rígidas y concéntricas, aparte de trabajar con esfuerzos axiales, también lo hará con cortantes y con momentos. Esto se puede visualizar de mejor manera en la Figura 5 y en la Figura 6.

Figura 5. Solicitaciones de carga axial para pórticos con diagonales concéntricas



Nota: Los diagramas de fuerzas axiales son muy similares para ambos casos. Tomado de Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero (p. 70), por ALACERO, 2018, 5ta Edición.

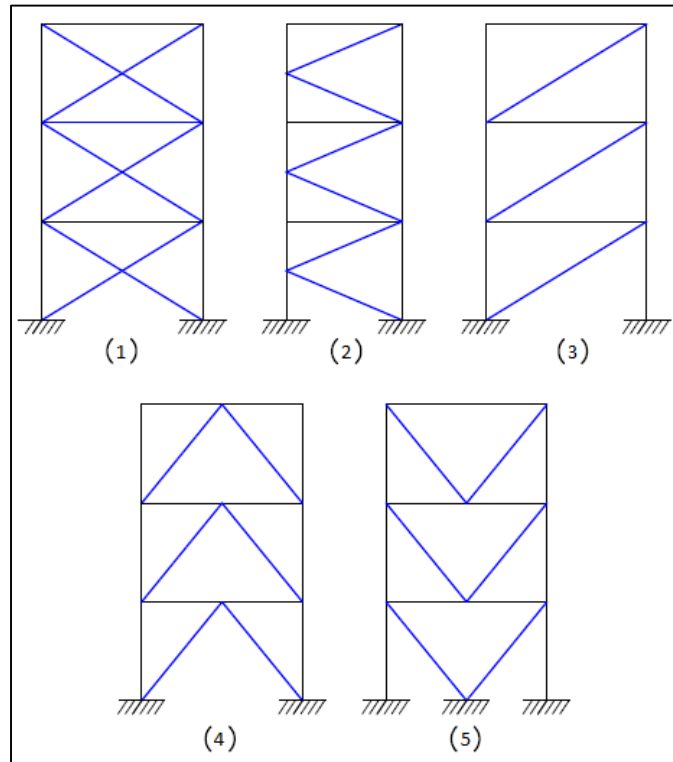
Figura 6. Solicitaciones de momento flector para pórticos con diagonales concéntricas



Nota: Los diagramas de momentos flectores únicamente son apreciables en el pórtico con uniones rígidas, ya que en el pórtico articulado no se transmiten momentos. Tomado de Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero (p. 70), por ALACERO, 2018, 5ta Edición.

Las diagonales concéntricas se pueden colocar en los edificios de diferentes formas y con diferentes distribuciones, como se muestra en la Figura 7. La selección de la configuración para cada caso dependerá netamente de aspectos estructurales, arquitectónicos y de funcionalidad.

Figura 7. Distribuciones más comunes de diagonales concéntricas



Nota: (1) en X, (2) en K, (3) en diagonal, (4) en V invertida, (5) en V. Tomado de Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero (p. 70), por ALACERO, 2018, 5ta Edición.

La configuración de diagonales concéntricas en K no se recomienda utilizarla en edificios que se encuentren en zonas de alto riesgo sísmico, debido a que las diagonales se conectan en la columna, lo que genera una rótula plástica en la misma, por lo tanto, al momento del sismo se puede producir una falla en la columna, lo que sería catastrófico.

2.2.10.1.2 Diagonales Excéntricas.

El sistema de pórticos con diagonales excéntricas fue desarrollado en los años setenta en Japón, y más adelante, en los años ochenta en Estados Unidos.

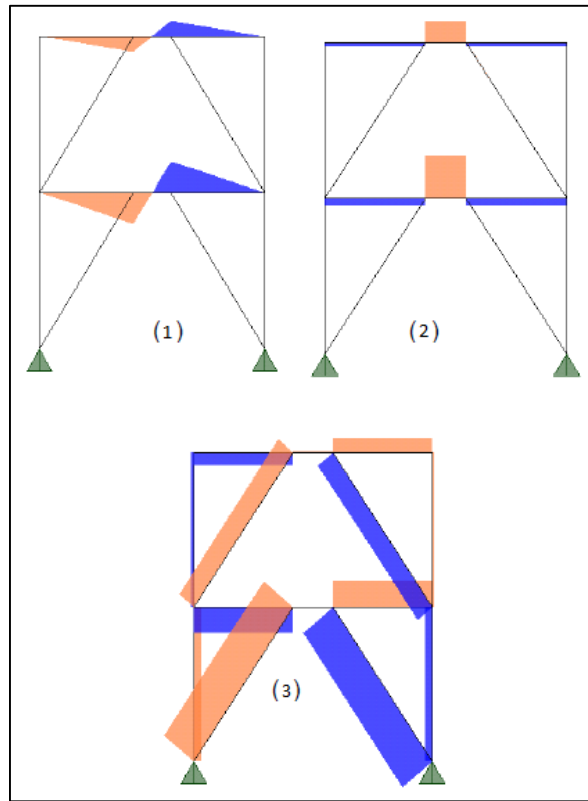
Este sistema se desarrolló principalmente para combinar las ventajas de los pórticos no arriostrados y de los pórticos con diagonales concéntricas, es decir, la respuesta dúctil y estable de los pórticos no arriostrados, y la alta rigidez lateral de los pórticos con diagonales concéntricas.

Asimismo, los pórticos con diagonales excéntricas contrarrestan las desventajas de los pórticos no arriostrados y de los pórticos con diagonales concéntricas, es decir, la relativa flexibilidad de los pórticos no arriostrados, y la posibilidad de pandeo de las diagonales sometidas a compresión en los pórticos con diagonales concéntricas.

En este sistema, las diagonales son dispuestas de tal manera que forman una excentricidad en la viga, la misma que se denomina “enlace” o por su nombre en inglés “link”, en esta zona se producen esfuerzos cortantes y momentos flectores bastante grandes, por lo que el enlace debe ser diseñado de tal forma que, ante un evento sísmico, se produzca una fluencia del mismo, disipando de este modo energía de manera estable, y a la vez garantizando una adecuada ductilidad de la estructura en general.

Las solicitaciones de momentos, cortantes y axiales, de un pórtico con diagonales excéntrica, sometido a un evento sísmico se muestran en la Figura 8.

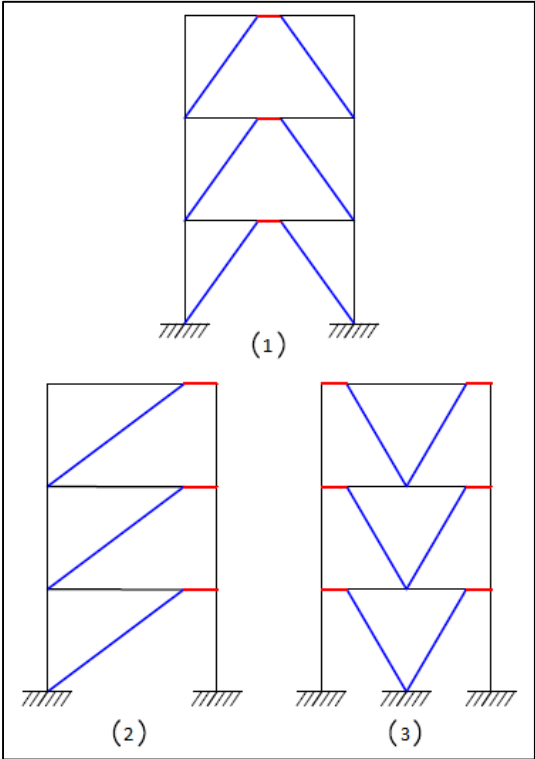
Figura 8. *Solicitaciones en un pórtico con diagonales excéntricas generadas por un sismo*



Nota: (1) diagrama de momentos flectores, (2) diagrama de cortantes, (3) diagrama de axiales. Tomado de *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero* (p. 73), por ALACERO, 2018, 5ta Edición.

Es recomendable que el enlace se encuentre siempre en las vigas, ya que, en las columnas, al momento de un sismo se producen cargas axiales variables, las mismas que no permiten determinar de forma precisa la resistencia a corte y flexión. Además de que la falla de un enlace ubicado en la columna sería mucho más peligrosa y catastrófica que la falla de un enlace ubicado en la viga. Las configuraciones de las diagonales excéntricas se muestran en la Figura 9.

Figura 9. *Distribuciones más comunes de diagonales excéntricas*



Nota: Tomado de Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero (p. 73), por ALACERO, 2018, 5ta Edición.

CAPÍTULO III. COMPORTAMIENTO Y NORMATIVA PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS LINK O ENLACES

3.1 PÓRTICOS CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS ANTE UN SISMO

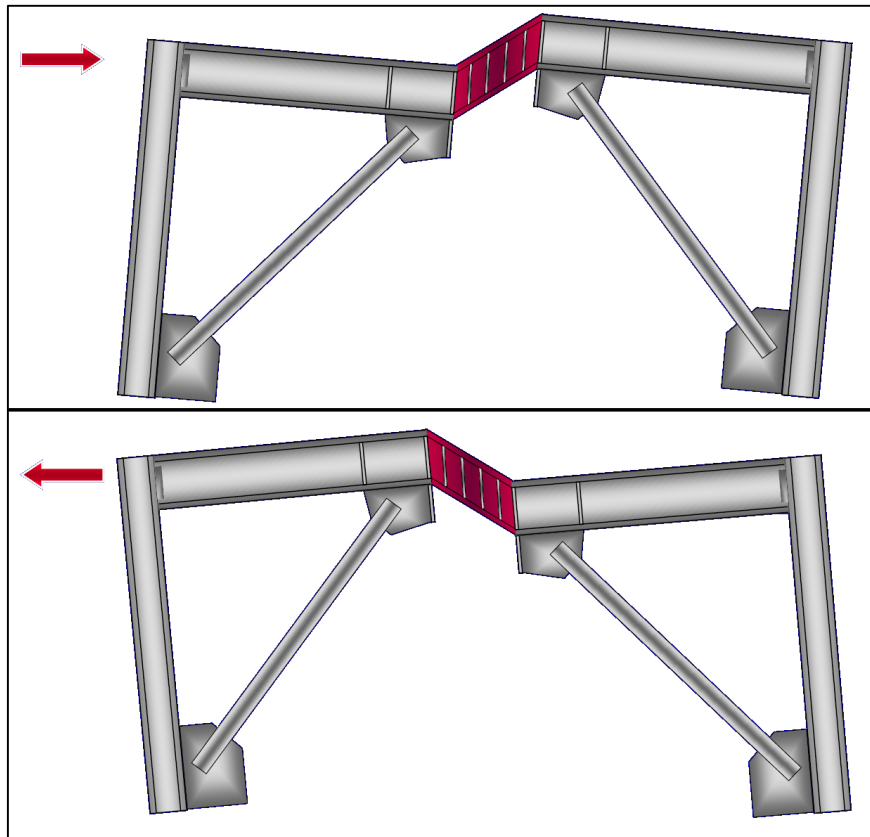
Como se ha explicado anteriormente, los pórticos con diagonales excéntricas tienen una característica singular, y es el hecho de que los puntos de concurrencia de los ejes de sus diagonales no se intersecan o no coinciden en el eje de la viga o columna, es por esto que existe una excentricidad, la misma que se la conoce como enlace.

El enlace es un elemento que debe ser analizado y diseñado con mucha atención ya que este es el encargado de proveer ductilidad a la estructura, además de que ayuda a disipar energía de manera estable al momento de un evento sísmico.

La forma en la que el enlace disipa la energía provocada por un sismo es mediante su fluencia, es decir se crea una rótula plástica en el mismo, es por este motivo que no se debe ubicar al enlace en las columnas, ya que, al momento de un sismo, este puede fallar, comprometiendo gravemente a la estructura.

Cuando se presenta un sismo, los pórticos con diagonales excéntricas tienden a moverse lateralmente, ya sea a la derecha o a la izquierda, este movimiento forma dos triángulos, como se muestra en la Figura 10, los elementos estructurales de estos triángulos trabajan dentro del rango elástico, solamente el enlace trabaja en el rango plástico.

Figura 10. Comportamiento de un pórtico con diagonales excéntricas ante un sismo

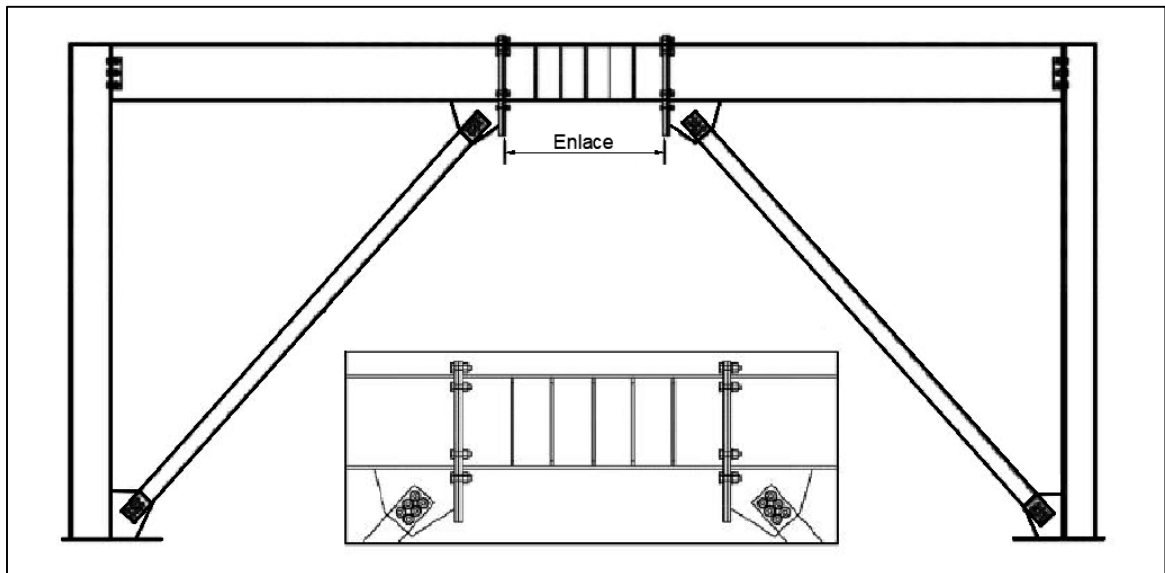


Nota: Pórtico con diagonales excéntricas desplazándose hacia la derecha y hacia la izquierda, representando su comportamiento al momento de un sismo. Adaptado de Pórticos Arriostrados Excéntricamente (p. 17), por Rojas, P, 2020.

El sistema estructural de pórticos con diagonales excéntricas, como se ha mencionado anteriormente, es un sistema que combina las ventajas de los pórticos resistentes a momento y los pórticos con diagonales concéntricas, es por este motivo que tienen un comportamiento adecuado al momento de un sismo, ya que aparte de proveer bastante ductilidad, también proveen una alta rigidez lateral a la estructura.

Pero para que todas las ventajas de los pórticos con diagonales excéntricas sean aprovechadas de forma adecuada, es fundamental controlar y cumplir con todas las exigencias de fabricación de los enlaces, se debe verificar la calidad de las soldaduras y de las conexiones emperradas de ser el caso. En la Figura 11 se presenta el detalle de un enlace con conexión emperrada en un pórtico con diagonales excéntricas.

Figura 11. *Detalle de conexión emperrada del enlace (link).*



Nota: Conexión emperrada de un enlace en un pórtico con diagonales excéntricas.

Adaptado de Guía Práctica para el Diseño de Estructuras de Acero (p. 35), Norma NEC, 2015.

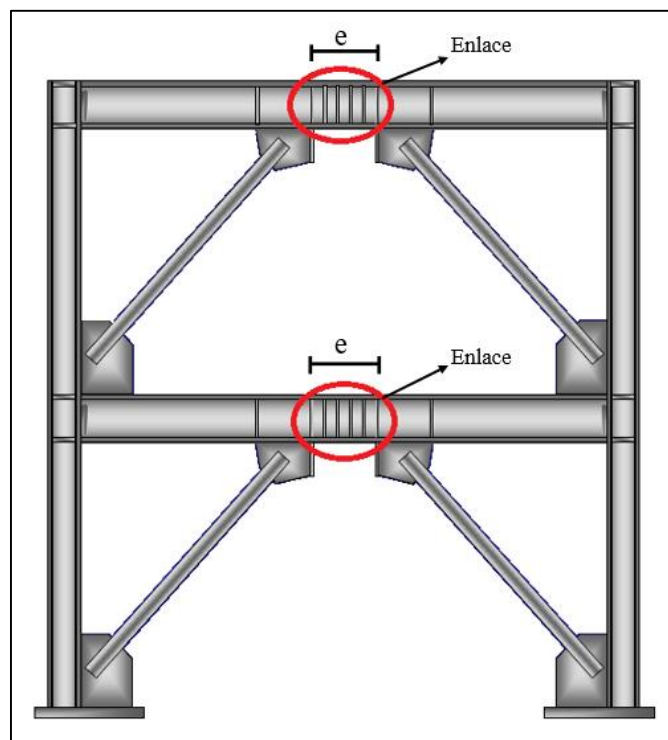
Un aspecto que es bastante importante tomar en cuenta es que los pórticos con diagonales excéntricas deberían estar distribuidos de forma simétrica en planta, ya que de esta manera se reducen considerablemente los efectos de torsión al momento de un sismo, los mismos que a futuro pueden significar un problema para la estructura.

Por otro lado, también es importante mencionar que se recomienda que exista un ángulo de entre 30 y 60 grados entre las diagonales del pórtico y la horizontal.

3.2 ENLACES SOMETIDOS A UN SISMO

Como se ha mencionado, el enlace, mismo que se muestra en la Figura 12, es una parte fundamental dentro del sistema de pórticos con diagonales excéntricas, ya que este es el que provee ductilidad a la estructura, disipando la energía provocada por un sismo a través de sus deformaciones.

Figura 12. Enlace (link) en un pórtico con diagonales excéntricas.



Nota: Se muestran en rojo al enlace (link) en un pórtico con diagonales excéntricas.

Adaptado de Pórticos Arriostrados Excéntricamente (p. 5), por Rojas, P, 2020.

Cuando se presenta un sismo, el enlace es el elemento más afectado, debido a que este es sometido a deformaciones plásticas considerables. La longitud del enlace, en otras palabras, la excentricidad existente entre las diagonales, es la que define de qué manera el enlace va a disipar la energía sísmica.

Cuando se produce un sismo, en el enlace se presentan esfuerzos muy grandes de corte y de flexión, y cuando estos esfuerzos aumentan el enlace tiende a generar rótulas plásticas, las mismas que ayudan a disipar la energía provocada por el sismo, esta energía puede ser disipada por flexión, por cortante o por ambas acciones a la vez de forma balanceada.

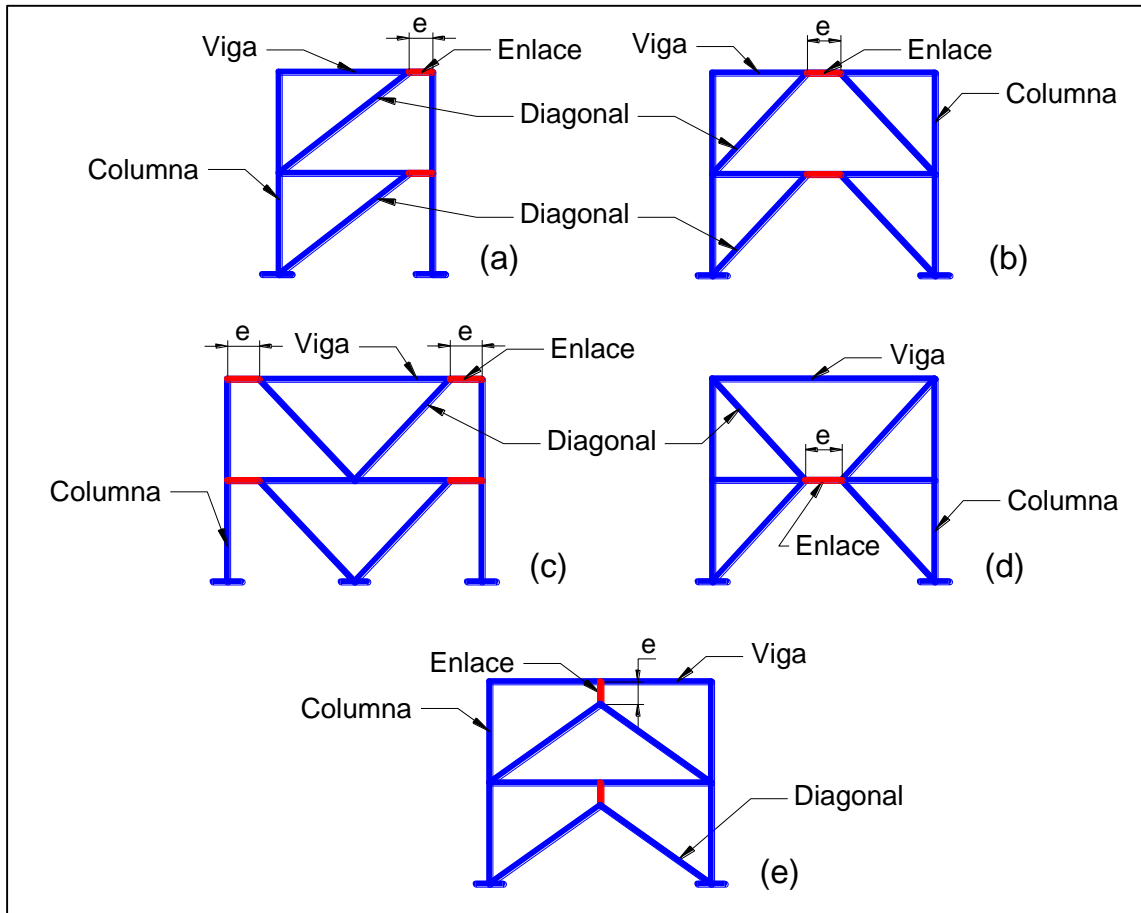
Por este motivo, los enlaces pueden ser de dos tipos: enlaces largos, que son los que disipan energía generando rótulas plásticas por flexión; y enlaces cortos, que son los que disipan energía al formar rótulas plásticas de corte.

Aunque los enlaces pueden disipar energía generando rótulas plásticas por flexión, es importante señalar que en la mayoría de ocasiones el enlace es diseñado con una longitud relativamente pequeña para que se disipe la energía solamente por deformaciones a cortante, de esta forma se distribuye la fluencia de manera más uniforme a lo largo de toda la sección.

De igual manera, la longitud del enlace en relación a la longitud de la viga influye en la rigidez de la estructura, cuando el enlace es muy largo se reduce la rigidez lateral de la estructura, teniendo un comportamiento similar al de un pórtico sin diagonales, por otro lado, si la longitud del enlace es muy pequeña, la estructura tendrá una rigidez muy alta, comprándose a la de los pórticos con diagonales concéntricas.

Otro aspecto que es importante considerar en cuanto a los enlaces, es su posición, ya que de esto también dependerá el comportamiento que tendrá el enlace al momento de estar sometido a un evento sísmico. Los enlaces pueden ubicarse en diferentes posiciones, como se muestra en la Figura 13.

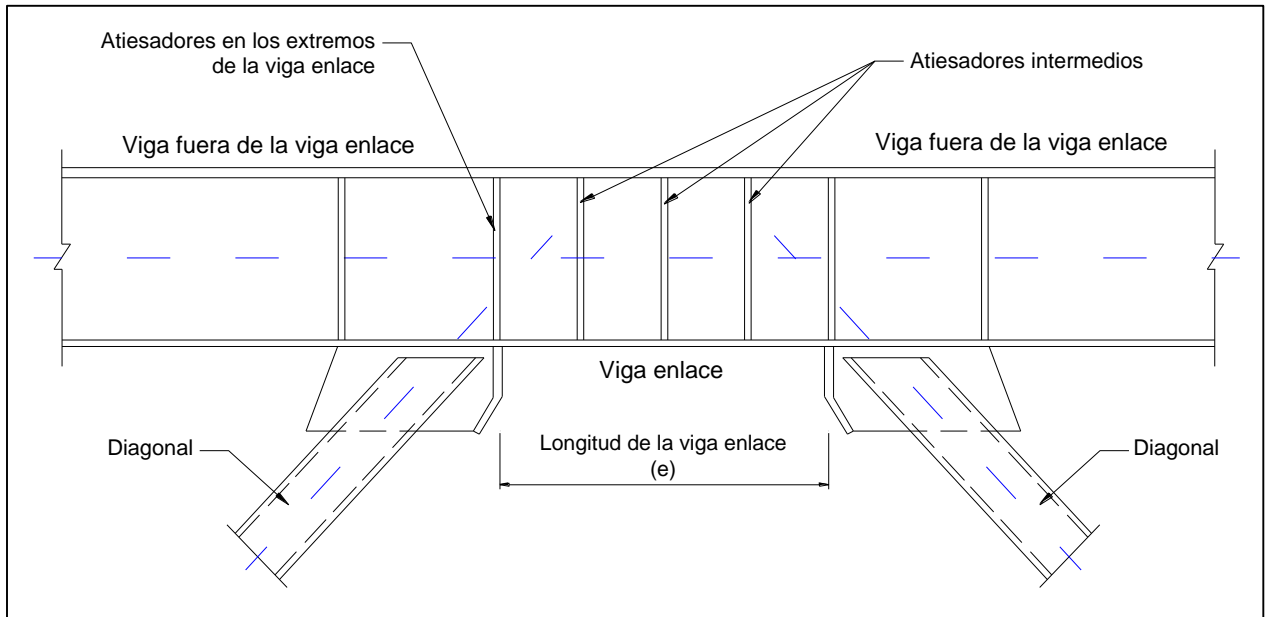
Figura 13. Posiciones del enlace (link).



Nota: Se muestran las diferentes posiciones en las que se puede ubicar el enlace, el caso del pórtico (e) es utilizado con menos frecuencia. Elaboración Propia, 2021.

Para que el enlace trabaje de forma adecuada al momento de un sismo, aparte de considerar su longitud y su posición, también se deben tomar en cuenta otros aspectos como por ejemplo la disposición de los atiesadores o rigidizadores, como se muestra en la Figura 14, los mismos que deben ser colocados en la altura total del alma de la viga enlace y a ambos lados de la misma en los puntos donde se conectan las diagonales, es decir, en los extremos de la viga enlace.

Figura 14. *Detalle del enlace (link).*



Nota: Se muestran el detalle de un enlace (link) con todas sus partes y elementos.

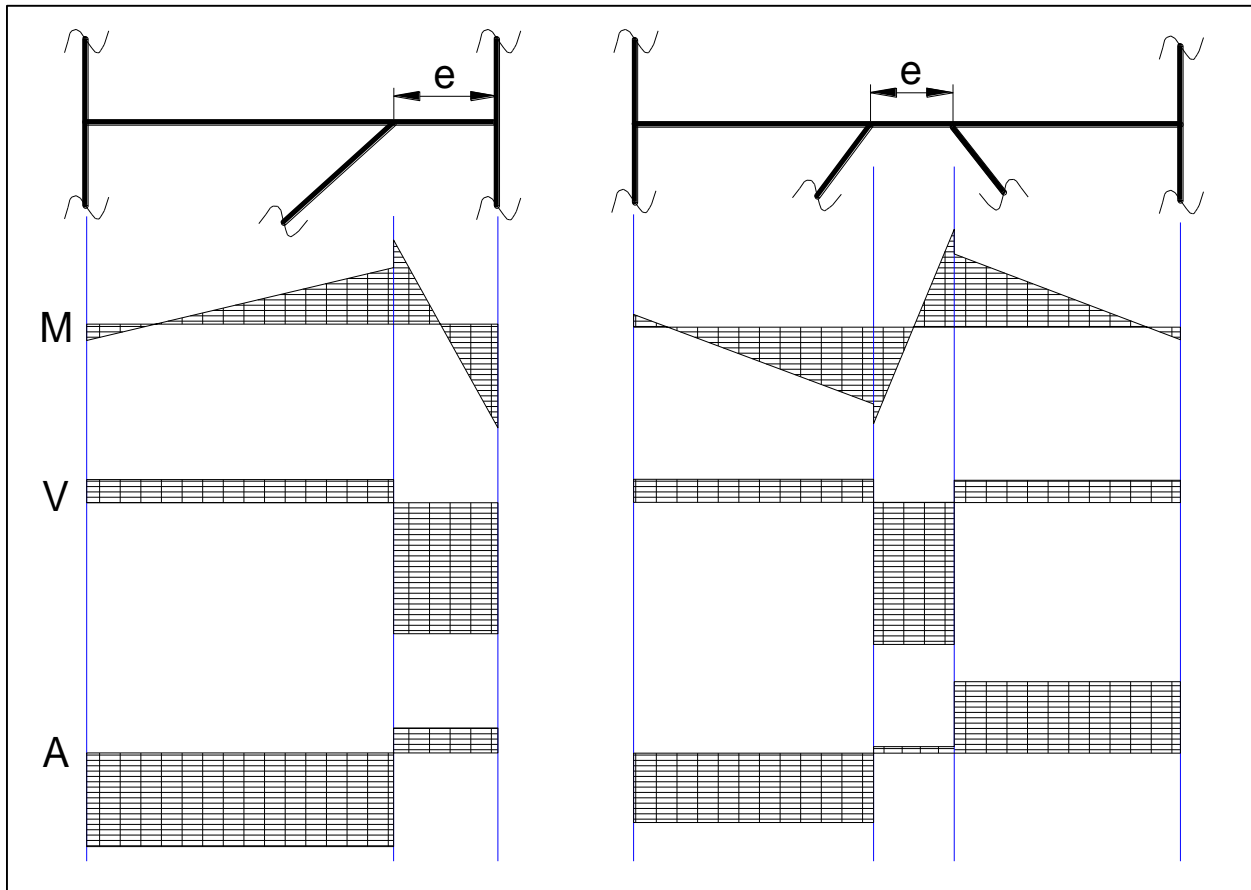
Elaboración Propia, 2021.

Otro aspecto a tomar en cuenta para un adecuado comportamiento del enlace son los arriostramientos laterales que deben existir en las alas, tanto superiores como inferiores de la viga enlace, en caso de ser esta una sección tipo I. Los arriostramientos laterales deben estar ubicados en los extremos de la viga enlace, los mismos que tienen como objetivo controlar el pandeo lateral torsional que puede producirse en el enlace al momento que este incurse en el rango inelástico.

3.3 DISEÑO DE ELEMENTOS LINK O ENLACES

Para poder realizar un diseño adecuado del enlace es necesario tener claro algunos aspectos en cuanto a las fuerzas internas producidas en este durante un evento sísmico. Los momentos y cortantes que se generan en el enlace son altos, mientras que la fuerza axial es considerablemente baja, como se puede observar en la Figura 15.

Figura 15. Fuerzas internas producidas en el enlace.



Nota: Se muestran los diagramas de momentos, cortantes y axiales del enlace (link), cuando este se encuentra en el extremo o en el centro de la viga. Elaboración Propia, 2021.

Por otro lado, también es importante destacar el hecho de que el enlace es el elemento más débil del pórtico, ya que es el elemento cedente o fusible, es por esto, que se debe procurar que todos los demás elementos estructurales, como vigas, columnas y conexiones sean más fuertes que los enlaces.

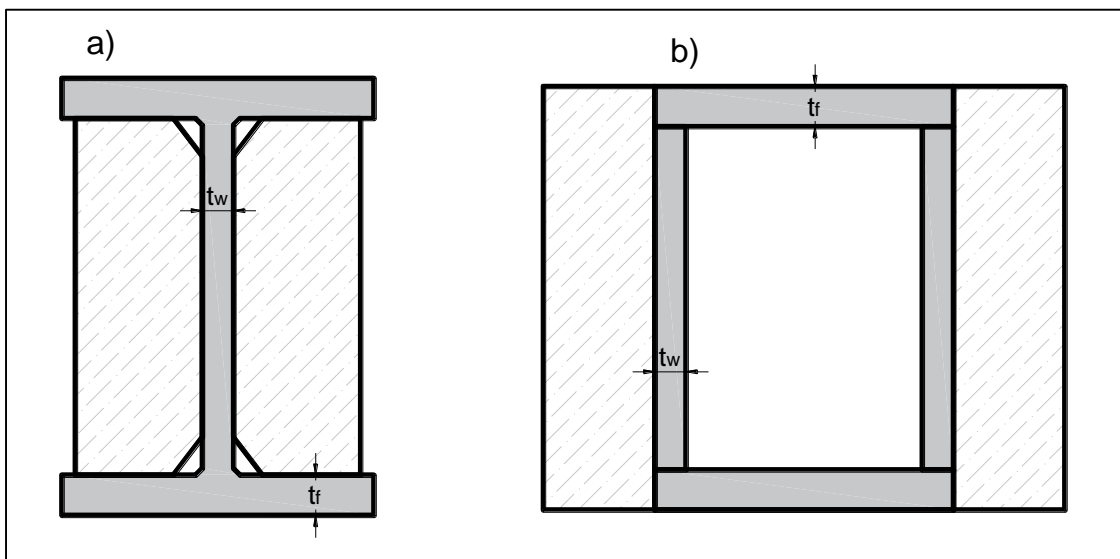
Cabe aclarar que para este trabajo, en las fórmulas del ANSI/AISC 341-16, no se colocará al factor de ajuste del nivel de fuerza (α_s), dado que es igual a 1.0 para el diseño por última resistencia (LRFD).

3.3.1 Consideraciones Previas al Diseño

3.3.1.1 Secciones Utilizadas en Elementos Enlace

Es importante resaltar que las secciones más comunes en los elementos enlace (link) son: secciones tipo I, las mismas que pueden ser laminadas en caliente o construidas mediante placas soldadas, y las secciones cajón, las mismas que deben fabricadas mediante placas soldadas, como se muestran en la Figura 16.

Figura 16. Secciones más comunes para enlaces.



Nota: Se muestran enlaces con secciones (a) tipo I y (b) cajón, con sus respectivos atiesadores o rigidizadores. Elaboración Propia, 2021.

El área del alma del enlace (A_{t_w}) dependerá del tipo de sección del mismo y se calcula con las siguientes expresiones:

Para enlaces con sección tipo I:
$$A_{t_w} = (d - 2t_f)t_w$$

Para enlaces con sección cajón: $A_{tw} = 2(d - 2t_f)t_w$

Donde:

A_{tw} = Área del alma del enlace, [mm^2].

d = Peralte del enlace, [mm].

t_f = Espesor de las alas del enlace, [mm].

t_w = Espesor del alma o de las almas del enlace, [mm].

3.3.1.2 Acciones Plásticas en el Enlace

Antes de especificar los requisitos de diseño de los elementos enlace, también es necesario definir algunos conceptos como son:

- Cortante plástico en el elemento enlace (V_p)

$$\text{Cuando } \frac{P_u}{P_y} \leq 0.15 \quad V_p = 0.6F_y A_{tw}$$

$$\text{Cuando } \frac{P_u}{P_y} > 0.15 \quad V_p = 0.6F_y A_{tw} \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^2}$$

- Momento flector plástico en el elemento enlace (M_p)

$$\text{Cuando } \frac{P_u}{P_y} \leq 0.15 \quad M_p = F_y Z$$

$$\text{Cuando } \frac{P_u}{P_y} > 0.15 \quad M_p = F_y Z \left(\frac{1 - P_u/P_y}{0.85} \right)$$

Donde:

V_p = Cortante plástico en el elemento enlace, [N].

M_p = Momento flector plástico en el elemento enlace, [N-mm].

P_u = Fuerza axial de diseño usando la combinación de cargas LRFD, [N].

P_y = Fuerza axial de fluencia = $F_y A_g$, [N]. Donde: A_g = Área bruta del enlace.

A_{lw} = Área del alma del enlace.

Z = Módulo de sección plástica en torno al eje de flexión, [mm^3].

3.3.1.3 Modo de Falla del Enlace según su Longitud

Como se ha mencionado anteriormente, los enlaces se pueden clasificar en largos y cortos dependiendo del comportamiento estructural que tengan al momento de un sismo. Para poder clasificarlos es necesario definir la fluencia balanceada, que es la condición en la cual se presenta de forma simultánea la fluencia por corte y la plastificación por flexión.

Considerando las condiciones de equilibrio en el enlace, como se muestra en la Figura 17, se puede llegar a la conclusión de que la condición de fluencia balanceada se produce cuando la longitud del enlace es:

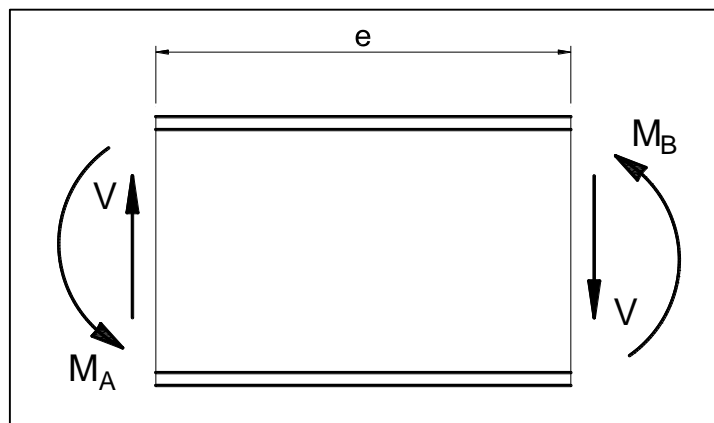
$$e_o = \frac{2M_p}{V_p}$$

Donde:

M_p = Momento flector plástico en el elemento enlace, [N-mm]

V_p = Cortante plástico en el elemento enlace, [N].

Figura 17. Consideraciones de equilibrio en el enlace.



Nota: Se muestran las fuerzas cortantes y los momentos flectores en el enlace (link).

Elaboración Propia, 2021.

Una vez determinada la condición de fluencia balanceada, se pueden definir que los enlaces cortos son los que tienen una longitud menor a la del enlace en condición de fluencia balanceada y generan una rótula de corte, por otro lado, los enlaces largos tienen una longitud mayor a la del enlace en condición de fluencia balanceada y generan una rótula por flexión.

Sin embargo, mediante experimentación se ha determinado que el valor de (e_o) expuesto anteriormente no refleja el comportamiento real del enlace al momento de un sismo, ya que en realidad presentará un endurecimiento por deformación y existirá una interacción entre cortante y flexión, es decir, tendrá un comportamiento no lineal. Con este criterio se ha determinado lo siguiente:

- Predomina fluencia por cortante (Enlace corto), cuando:

$$e_o \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$$

- Predomina fluencia por flexión (Enlace largo), cuando:

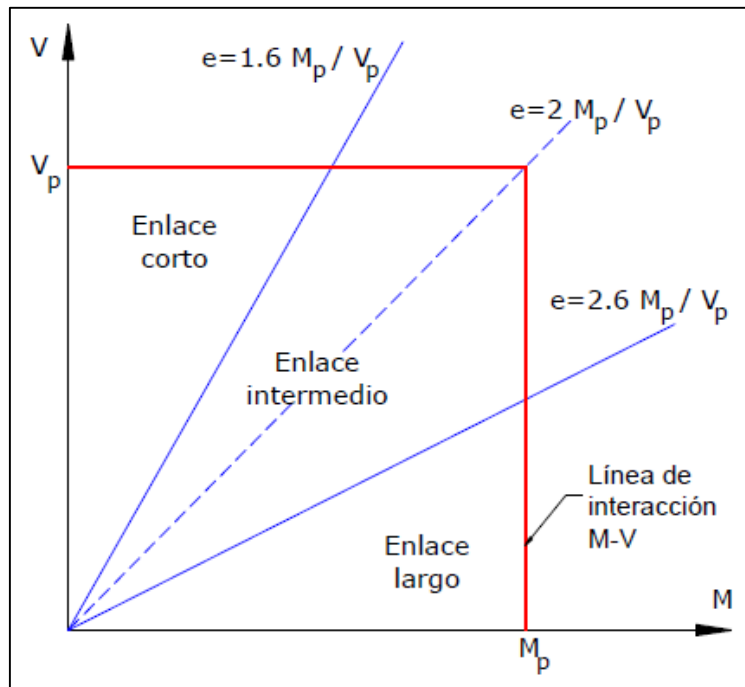
$$e_o \geq \frac{2.6M_p}{V_p}$$

- Fluencia por cortante y flexión a la vez (Enlace intermedio), cuando:

$$\frac{1.6M_p}{V_p} < e_o < \frac{2.6M_p}{V_p}$$

En el caso de que el elemento enlace tenga una longitud entre los límites señalados anteriormente, será un enlace intermedio y tendrá un comportamiento de corte y fluencia por flexión combinados. Esta clasificación de los enlaces se la puede visualizar de mejor manera en la Figura 18.

Figura 18. Clasificación de los enlaces según su longitud



Nota: Se muestran un diagrama de interacción entre momentos y cortantes, en el cual se determina la clasificación de los enlaces dependiendo de su longitud. Tomado de Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero (p. 144), por ALACERO, 2018, 5ta Edición.

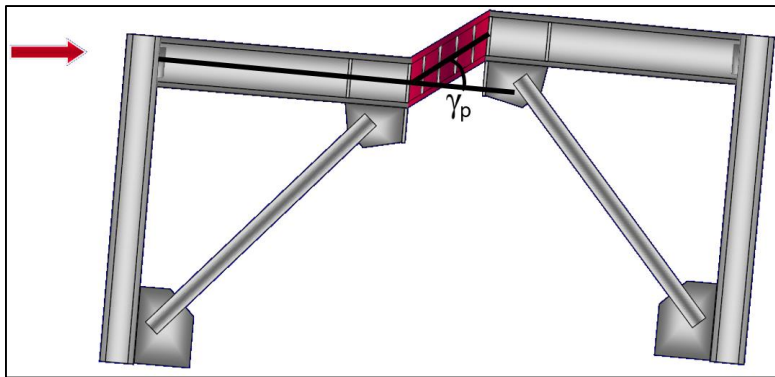
3.3.2 Requisitos de Diseño

Para el diseño de los elementos enlace es importante considerar algunos aspectos especificados en la norma ANSI/AISC 341-16, como, por ejemplo, el ángulo de rotación del enlace y los arriostramientos laterales para estabilidad del enlace, los mismos que se detallarán a continuación.

3.3.2.1 Ángulo de Rotación del Enlace

El ángulo de rotación del enlace se puede definir como el ángulo de rotación plástica que se genera entre el elemento enlace y el tramo de viga que se encuentra fuera de la viga enlace, es representado con (γ_p) , como se muestra en la Figura 19.

Figura 19. Ángulo de rotación del enlace.



Nota: Se muestran el ángulo de rotación del enlace, γ_p . Adaptado de Pórticos

Arriostrados Excéntricamente (p. 27), por Rojas, P, 2020.

El ángulo de rotación plástica del enlace sirve para cuantificar la deformación inelástica que sufre el mismo durante un evento sísmico. En la norma ANSI/AISC 341-16 se especifica que el ángulo de rotación del elemento link no deberá exceder a los siguientes valores:

- a) Para enlaces cortos, de longitud igual a $\frac{1.6M_p}{V_p}$ o inferior: 0.08 rad
- b) Para enlaces largos, de longitud igual a $\frac{2.6M_p}{V_p}$ o superior: 0.02 rad

c) Para enlaces intermedios, de longitud entre $\frac{1.6M_p}{V_p}$ y $\frac{2.6M_p}{V_p}$, el ángulo será determinado mediante interpolación lineal.

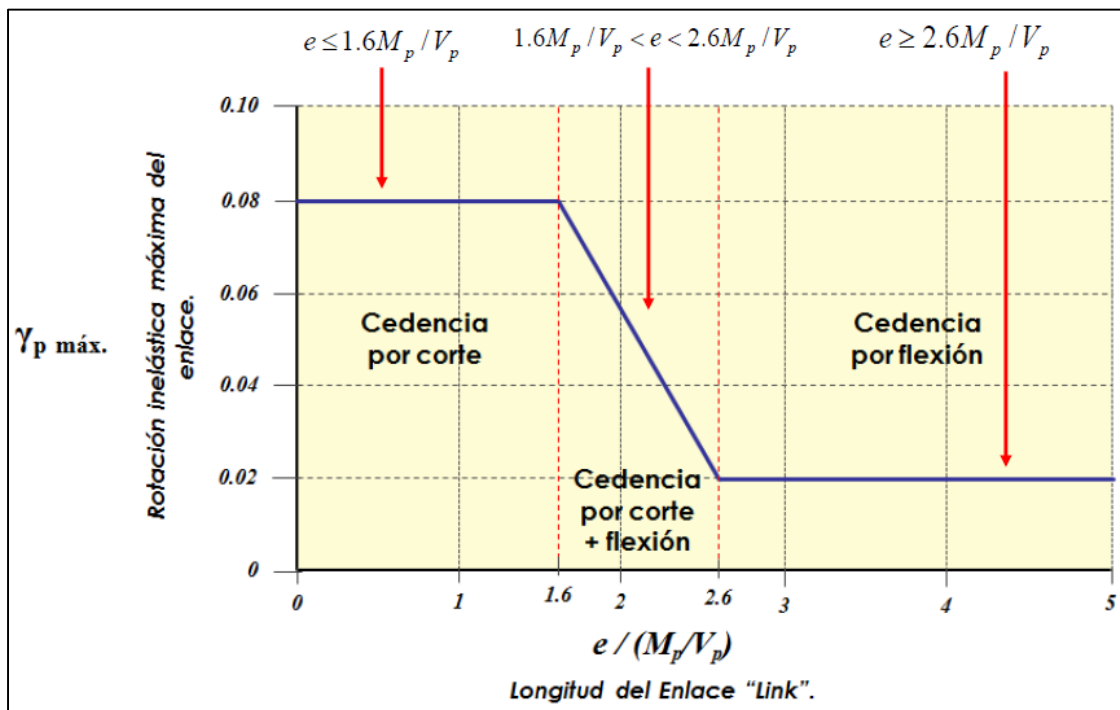
Donde:

M_p = Momento flector plástico del elemento enlace, [N-mm]

V_p = Cortante plástico en el elemento enlace, [N].

Estos límites del ángulo de rotación del enlace especificados en el ANSI/AISC 341-16 se pueden visualizar de forma gráfica en la Figura 20.

Figura 20. Rotación máxima admisible del enlace en función de su longitud.



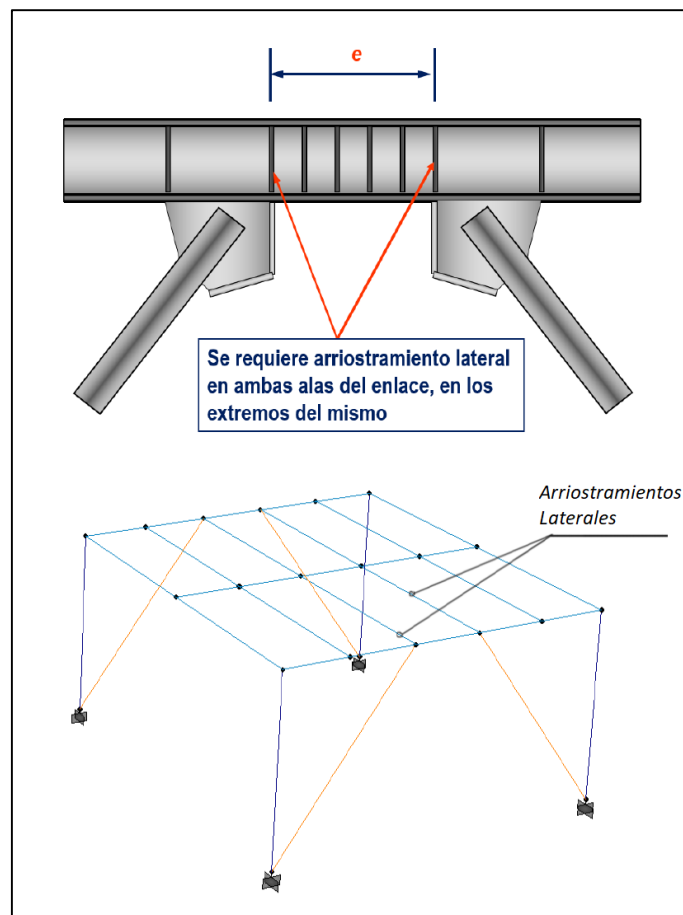
Nota: Se muestra la rotación plástica máxima del enlace, γ_p , en función de la longitud del mismo. Tomado de Evaluación de la Respuesta No Lineal de Pórticos de Acero con

Arriostramientos Excéntricos (p. 28), por Hernández, E, 2018.

3.3.2.2 Arriostramientos Laterales para Estabilidad del Elemento Enlace

Para enlaces con secciones tipo I es necesario colocar los arriostramientos laterales en las alas superiores e inferiores, además deben estar ubicados en los extremos del enlace, como se muestra en la Figura 21.

Figura 21. Ubicación de los arriostramientos laterales en el enlace.



Nota: Se muestra la posición y el requerimiento de los arriostramientos laterales en el elemento enlace. Adaptado de Evaluación de la Respuesta No Lineal de Pórticos de Acero con Arriostramientos Excéntricos (p. 31), por Hernández, E, 2018.

La norma ANSI/AISC 341-16, en la sección D1.2c establece que los arriostramientos laterales para los enlaces deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- Las dos alas del enlace deberán estar arriostradas lateralmente o en su defecto, la sección transversal del enlace deberá reforzarse con un arriostramiento torsional puntual.
- La resistencia requerida de los arriostramientos laterales (P_r) de cada ala del enlace, adyacentes a las rótulas plásticas será:

$$P_r = \frac{0.06R_y F_y Z}{h_o}$$

- La resistencia requerida de los arriostramientos torsionales (M_r) adyacentes a las rótulas plásticas será:

$$M_r = 0.06R_y F_y Z$$

- La rigidez requerida para el arriostramiento debe cumplir con lo establecido en el Apéndice 6 de la norma ANSI/AISC 341-16 para el arriostramiento lateral o torsional del enlace, con valor de $C_d = 1.0$ y donde la resistencia a la flexión requerida (M_r) del enlace será:

$$M_r = R_y F_y Z$$

Donde:

R_y = Factor de fluencia probable, establecido en la Sección 5.2 de NEC-SE-AC o en la Tabla A3.1 del AISC 341-16.

F_y = Límite de fluencia del acero, se puede ver en la Tabla 1, [MPa].

Z = Módulo de sección plástica en torno al eje de flexión, [mm^3].

h_o = Distancia entre los centroides de las alas del enlace, [mm].

3.3.3 Limitaciones para Enlaces

Las láminas de acero que conforman el alma del elemento enlace deben ser de un solo grosor, es decir, no se permiten refuerzos de doble lámina, además de que el alma no debe tener ningún tipo de perforación.

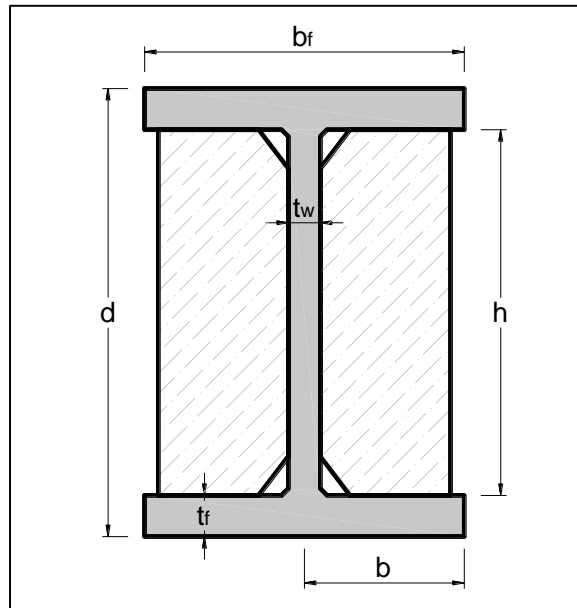
En el caso de que la sección del enlace sea conformada por placas soldadas, la soldadura deberá ser de penetración completa para conectar las alas y almas del elemento enlace.

Los elementos enlace, dependiendo del tipo de sección, deben cumplir con algunas limitaciones en cuanto a su relación ancho-espesor, con la finalidad de controlar el pandeo local del elemento. Estas limitaciones están especificadas en la sección F3.5b.1 del AISC 341-16 y se muestran en los siguientes puntos.

3.3.3.1 Enlaces de Sección tipo I (laminados o armados con placas soldadas)

Para comprender de mejor manera cada una de estas limitaciones, en la Figura 22 se presenta un enlace de sección tipo I con su respectiva nomenclatura para cada una de sus partes.

Figura 22. Nomenclatura del enlace de sección tipo I.



Nota: Se muestra la nomenclatura del enlace de sección tipo I. Donde: b_f es el ancho de las alas, b es la distancia del extremo del ala al centro del alma, d el peralte del enlace, h es la altura del alma, t_w el espesor del alma y t_f el espesor de las alas. Elaboración Propia, 2021.

a) Para las Alas del enlace:

- Para enlaces de longitud ($e \leq 1.6M_p / V_p$), las Alas del enlace deben cumplir requisitos de miembros de moderada ductilidad:

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

- Para enlaces de longitud ($e > 1.6M_p / V_p$), las Alas del enlace deben cumplir requisitos de miembros de alta ductilidad:

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

b) Para el Alma del enlace:

- El Alma del enlace debe cumplir requisitos de miembros de alta ductilidad:
 - Para $C_a \leq 0.114$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a)$$

- Para $C_a > 0.114$

$$\frac{h}{t_w} \leq \left[\text{mayor entre} \left(0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a) \right) \text{ y} \left(1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \right) \right]$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del acero, el AISC 341-16 define que es 200 000 [MPa].

R_y = Factor de fluencia probable, establecido en la Sección 5.2 de NEC-SE-AC o en la

Tabla A3.1 del AISC 341-16.

F_y = Límite de fluencia del acero, se puede ver en la Tabla 1, [MPa].

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$$

P_u = Fuerza axial de diseño usando la combinación de cargas LRFD, [N].

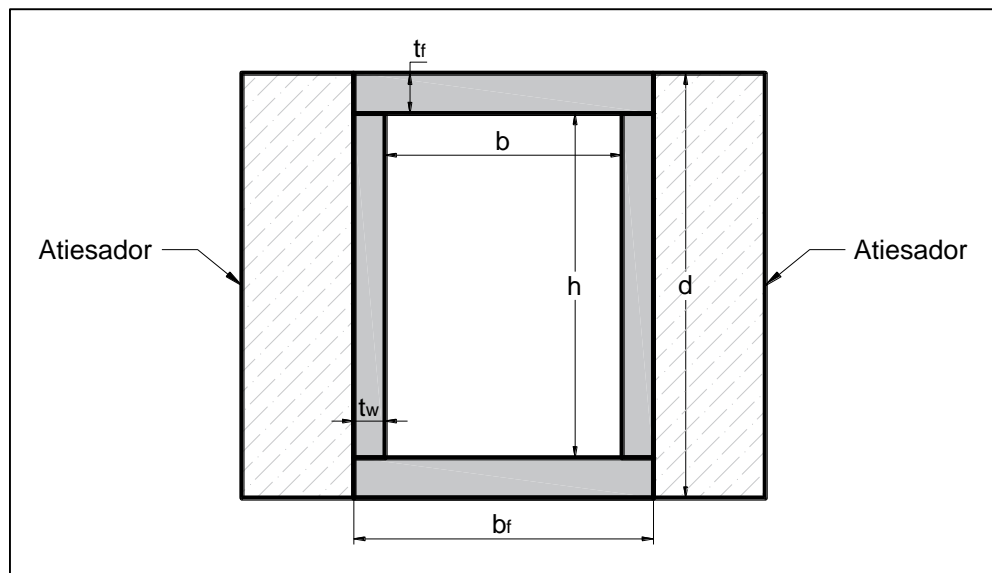
$\phi_c = 0.90$, especificado en la sección H1.1 del AISC 360-16.

$P_y =$ Fuerza axial de fluencia = $F_y A_g$, [N]. Donde: $A_g =$ Área bruta del enlace.

3.3.3.2 Enlaces de Sección tipo Cajón (armados con placas soldadas)

Para comprender de mejor manera cada una de estas limitaciones, en la Figura 23 se presenta un enlace de sección tipo cajón con su respectiva nomenclatura para cada una de sus partes.

Figura 23. Nomenclatura del enlace de sección cajón.



Nota: Se muestra la nomenclatura del enlace de sección cajón. Donde: b_f es el ancho de las alas, h es la altura de las almas, d el peralte del enlace, b es el ancho interior de la sección cajón, t_w el espesor de las almas y t_f el espesor de las alas. Elaboración Propia, 2021.

a) Para las Alas del enlace:

- Las Alas del enlace deben cumplir requisitos de miembros de alta ductilidad:

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

b) Para las Almas del enlace:

- Para enlaces de longitud ($e \leq 1.6M_p / V_p$), las Almas del enlace deben cumplir requisitos de miembros de moderada ductilidad:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.75 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

- Para enlaces de longitud ($e > 1.6M_p / V_p$), las Almas del enlace deben cumplir requisitos de miembros de alta ductilidad:

$$\frac{h}{t_w} \leq 0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del acero, el AISC 341-16 define que es 200 000 [MPa].

R_y = Factor de fluencia probable, establecido en la Sección 5.2 de NEC-SE-AC o en la Tabla A3.1 del AISC 341-16.

F_y = Límite de fluencia del acero, se puede ver en la Tabla 1, [MPa].

3.3.4 Resistencia a Cortante del Enlace

La resistencia a cortante de diseño del enlace será el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite para fluencia por cortante en el alma del enlace y para fluencia por flexión de la sección bruta del enlace.

La resistencia a cortante de diseño se determina con la siguiente expresión:

$$\phi_v V_n$$

Donde:

ϕ_v = Factor de reducción de resistencia = 0.9

V_n = Resistencia nominal a cortante, [N].

- Para fluencia por cortante del enlace:

$$V_n = V_p$$

- Para fluencia por flexión del enlace:

$$V_n = \frac{2M_p}{e}$$

Donde:

V_p = Cortante plástico en el elemento enlace, [N].

M_p = Momento flector plástico en el elemento enlace, [N-mm].

e = Longitud del elemento enlace, [mm].

3.3.5 Longitud del Enlace (Link)

Las limitaciones de longitud del enlace que se especifican en el ANSI/AISC 341-16, sirven para que, al momento de un sismo, el elemento enlace disipe energía mediante deformaciones por corte, ya que como se explicó anteriormente, de esta forma se distribuye la fluencia de manera más uniforme a lo largo de toda la sección, lo que es beneficioso para la estructura.

Si $P_u / P_y > 0.15$, la longitud del elemento enlace estará limitada como se muestra a continuación:

- Cuando $\rho' \leq 0.5$

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$$

- Cuando $\rho' > 0.5$

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} (1.15 - 0.3\rho')$$

Donde:

$$\rho' = \frac{P_u / P_y}{V_u / V_y}$$

P_u = Fuerza axial de diseño usando la combinación de cargas LRFD, [N].

P_y = Fuerza axial de fluencia = $F_y A_g$, [N]. Donde: A_g = Área bruta del enlace.

V_u = Fuerza cortante de diseño usando la combinación de cargas LRFD, [N].

V_y = Fuerza cortante de fluencia = $0.6F_y A_{tw}$, [N]. Donde: A_{tw} = Área del alma del enlace.

M_p = Momento flector plástico en el elemento enlace, [N-mm]

V_p = Cortante plástico en el elemento enlace, [N].

Si la carga axial en el link es baja, es decir, $P_u / P_y \leq 0.15$, entonces no existirá un límite superior para la longitud del enlace. La longitud del enlace debe ser limitada a un mínimo, el mismo que se cumplirá si se aplican los requisitos de diseño del ángulo de rotación del enlace, especificados en la [Sección 3.3.2.1](#) de este trabajo.

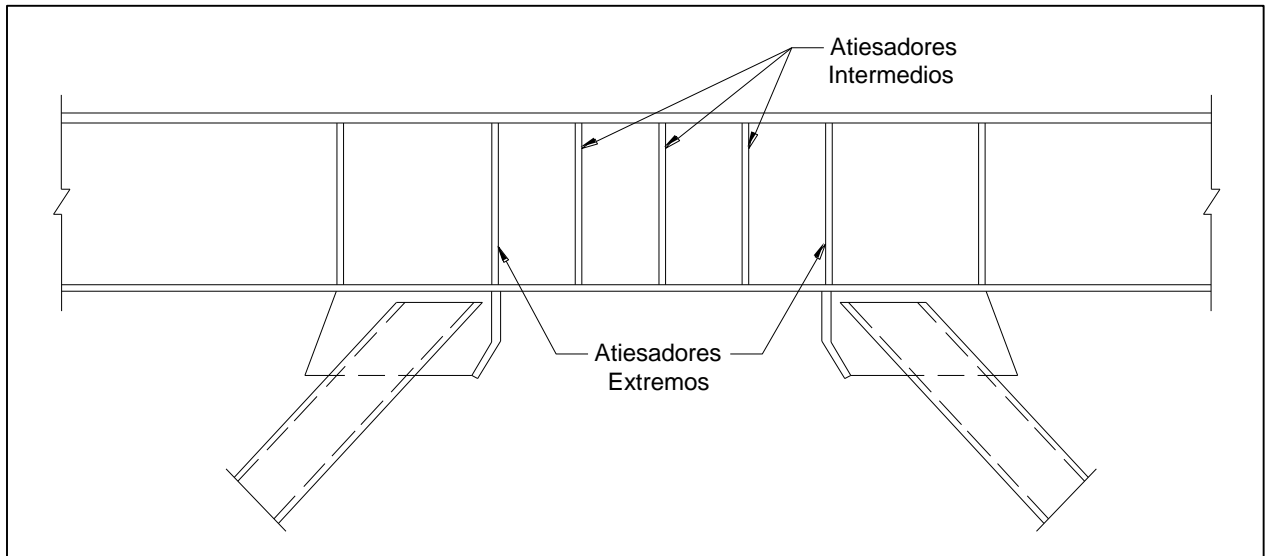
3.3.6 Atiesadores en el Enlace (Link)

En términos generales, los atiesadores sirven para mejorar la estabilidad global del enlace, además sirven para resistir de mejor manera las fuerzas generadas en los puntos donde se conectan las diagonales.

Los atiesadores son necesarios en los elementos enlace debido a que estos sirven para controlar los problemas de pandeo local que pueden presentarse en el enlace, de esta manera también se garantiza que el sistema estructural sea dúctil.

Por este motivo es necesario que los atiesadores sean colocados en los extremos y en la zona intermedia del enlace, como se muestra en la Figura 24, siguiendo con lo determinado en la normativa ANSI/AISC 341-16, en cuanto a su espaciamiento y características específicas.

Figura 24. *Distribución de los atiesadores en el enlace*



Nota: Se muestra el detalle de un enlace (link) con sus respectivos atiesadores.

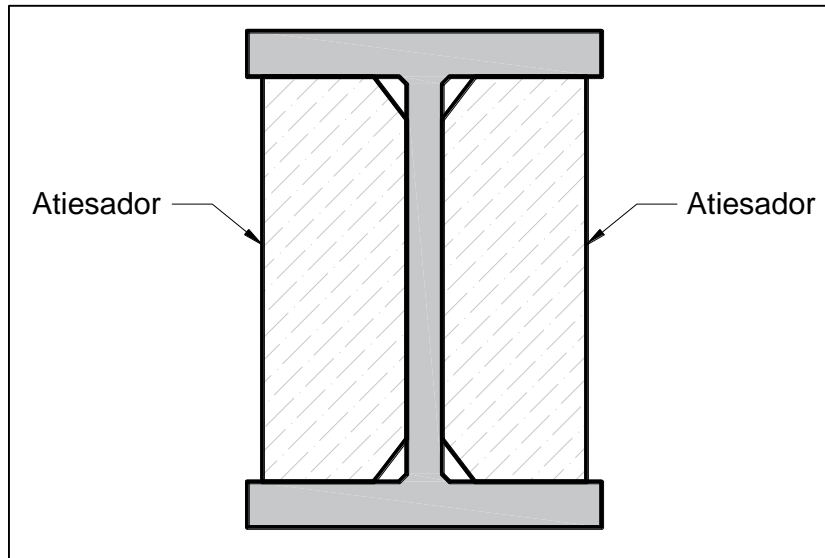
Elaboración Propia, 2021.

3.3.6.1 Atiesadores para Enlaces de Sección Tipo I

3.3.6.1.1 Atiesadores en los Extremos del Enlace

Estos atiesadores deben ser colocados a ambos lados del alma del elemento enlace, en los extremos del mismo, es decir, en los puntos donde se une con las diagonales, y deben cubrir la altura completa del alma del elemento enlace, como se muestra en la Figura 25.

Figura 25. *Enlace de sección tipo I con atiesadores extremos*



Nota: Se muestra un enlace de sección tipo I con sus respectivos atiesadores extremos, a ambos lados del alma del elemento enlace. Elaboración Propia, 2021.

Estos atiesadores deberán tener un ancho combinado mayor o igual a $(b_f - 2t_w)$ y su espesor no será inferior al máximo valor entre: $0.75t_w$ y $10mm$.

Donde:

b_f = Ancho del ala del elemento enlace, [mm].

t_w = Espesor del alma del elemento de enlace, [mm].

3.3.6.1.2 Atiesadores Intermedios del Enlace

Estos atiesadores son colocados en la zona media del enlace y de igual forma deben cubrir la altura total del alma del elemento enlace. El espaciamiento (S) de los atiesadores intermedios dependerá de las siguientes condiciones:

a) Para enlaces con longitud ($e \leq 1.6M_p / V_p$)

- Con ángulos de rotación del enlace de 0.08 rad :

$$S \leq (30t_w - d / 5)$$

- Con ángulos de rotación del enlace de 0.02 rad o menos:

$$S \leq (52t_w - d / 5)$$

- Para ángulos de rotación del enlace entre 0.08 rad y 0.02 rad , se debe utilizar interpolación lineal.

b) Para enlaces con longitud ($2.6M_p / V_p \leq e \leq 5M_p / V_p$), se deben colocar atiesadores intermedios a una distancia de $S = 1.5 b_f$ desde cada extremo del elemento enlace.

c) Para enlaces con longitud ($1.6M_p / V_p < e < 2.6M_p / V_p$), se deben colocar atiesadores intermedios que cumplan con lo establecido anteriormente en los puntos a) y b).

d) Para enlaces con longitud ($e > 5M_p / V_p$), no son requeridos atiesadores intermedios.

Donde:

M_p = Momento flector plástico en el elemento enlace, [N-mm]

V_p = Cortante plástico en el elemento enlace, [N].

S = Espaciamiento entre los atiesadores, [mm].

t_w = Espesor del alma del elemento enlace, [mm].

d = Peralte del elemento enlace, [mm].

Como se mencionó anteriormente, los atiesadores intermedios del enlace deben cubrir la altura total del alma, pero además deben cumplir con algunos requerimientos en cuanto a sus dimensiones, como se muestra a continuación:

a) Para enlaces con peralte ($d < 630mm$)

- Los atiesadores serán colocados en un solo lado del alma del elemento enlace.
- El espesor de los atiesadores no será inferior al máximo valor entre: t_w y $10mm$.
- El ancho de los atiesadores no será inferior a $(b_f / 2) - t_w$.

b) Para enlaces con peralte ($d \geq 630mm$)

- Los atiesadores serán colocados a ambos lados del alma del elemento enlace.
- Las dimensiones de los atiesadores serán iguales a las descritas en los puntos a) y b).

Donde:

d = Peralte del enlace, [mm].

t_w = Espesor del alma del enlace, [mm].

b_f = Ancho de las alas del enlace, [mm].

Los atiesadores serán conectados al elemento enlace mediante soldadura, la misma que se recomienda sea de filete. Es importante especificar la resistencia requerida de la soldadura de filete para cuando el atiesador se conecta al alma y a las alas del elemento enlace:

- a) La resistencia requerida de las soldaduras de filete que conectan al atiesador con el alma del enlace es:

$$F_y A_{st}$$

- b) La resistencia requerida de las soldaduras de filete que conectan al atiesador con las alas del enlace es:

$$\frac{F_y A_{st}}{4}$$

Donde:

F_y = Límite de fluencia del acero del atiesador, se puede ver en la Tabla 1, [MPa].

A_{st} = Sección transversal horizontal del atiesador, [mm^2].

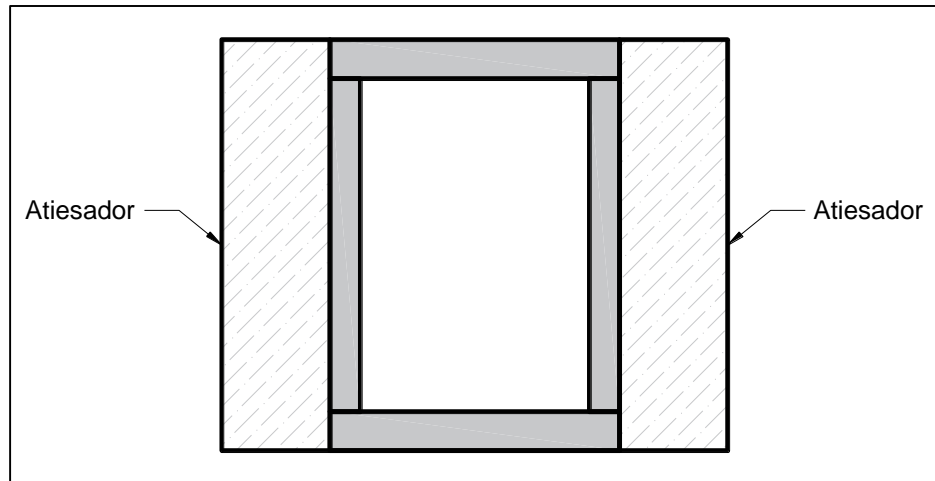
3.3.6.2 Atiesadores para Enlaces de Sección Cajón

3.3.6.2.1 Atiesadores en los Extremos del Enlace

Estos atiesadores deben ser colocados a un lado de cada alma del elemento enlace, en los extremos del mismo, es decir, en los puntos donde se conecta con las diagonales. Estos atiesadores pueden ser soldados al interior o al exterior de las almas del enlace. y deben cubrir todo el peralte

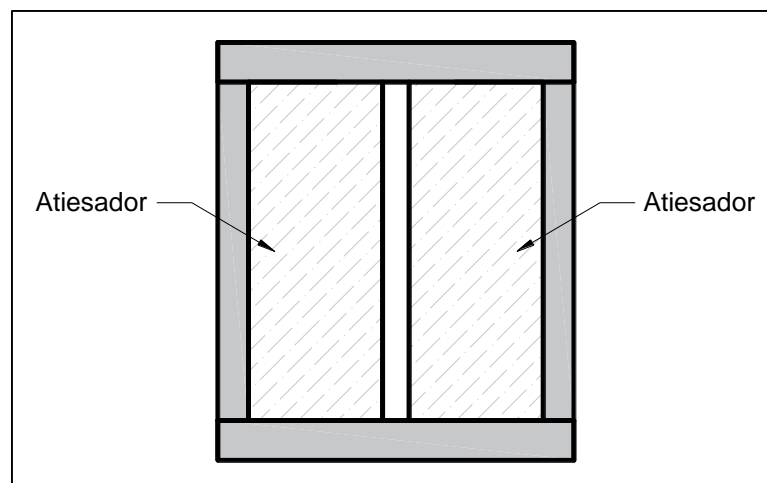
del enlace en caso de estar en las caras externas del alma, o cubrir la altura completa del alma en caso de estar en las caras internas de la misma, como se puede ver en la Figura 26 y 27.

Figura 26. *Enlace de sección cajón con atiesadores en las caras externas de las almas*



Nota: Se muestra un enlace de sección cajón con sus respectivos atiesadores colocados en las caras externas de las almas. Elaboración Propia, 2021.

Figura 27. *Enlace de sección cajón con atiesadores en las caras internas de las almas*



Nota: Se muestra un enlace de sección cajón con sus respectivos atiesadores colocados en las caras internas de las almas. Elaboración Propia, 2021.

Aunque en la norma AISC 341-16 se especifica que los atiesadores pueden ser soldados en el interior de las almas del enlace, es más común que estos sean soldados en las caras exteriores de las almas del elemento enlace. Por este motivo, para atiesadores en los extremos del enlace se especifica lo siguiente:

Cada uno de estos atiesadores tendrá un ancho mayor o igual a $b/2$, y su espesor no será inferior al máximo valor entre $0.75t_w$ o 13 mm ,

Donde:

b = Ancho interior de la sección cajón, [mm].

t_w = Espesor de las almas del elemento de enlace, [mm].

3.3.6.2.2 Atiesadores Intermedios del Enlace

Estos atiesadores son ubicados en la zona media del enlace y de igual forma deben cubrir la altura total del elemento enlace, es decir, el peralte d . Se pueden soldar los atiesadores al interior o al exterior de las almas del elemento enlace. El espaciamiento (S) de los atiesadores intermedios dependerá de las siguientes condiciones:

a) Para enlaces con longitud ($e \leq 1.6M_p / V_p$)

- Con una relación altura-espesor del alma, $\frac{h}{t_w} \geq 0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$:

$$S \leq 20t_w - \frac{(d - 2t_f)}{8}$$

- Con una relación altura-espesor del alma, $\frac{h}{t_w} \leq 0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$: No es requerida la utilización de atiesadores intermedios.

b) Para enlaces con longitud ($e > 1.6M_p / V_p$)

- No es requerida la utilización de atiesadores intermedios.

Donde:

M_p = Momento flector plástico en el elemento enlace, [N-mm]

V_p = Cortante plástico en el elemento enlace, [N].

h = Altura de las almas del elemento enlace, [mm].

t_w = Espesor de las almas del elemento enlace, [mm].

d = Peralte del elemento enlace, [mm].

t_f = Espesor de las alas del elemento enlace, [mm].

S = Espaciamiento entre los atiesadores, [mm].

E = Módulo de elasticidad del acero, el AISC 341-16 define que es 200 000 [MPa].

F_y = Límite de fluencia del acero, se puede ver en la Tabla 1, [MPa].

R_y = Factor de fluencia probable, establecido en la Sección 5.2 de NEC-SE-AC o en la

Tabla A3.1 del AISC 341-16.

De igual manera se recomienda que para conectar los atiesadores al enlace de sección cajón se utilice soldadura de filete. Es importante detallar la resistencia requerida de la soldadura de filete para conectar el atiesador al elemento enlace:

- a) La resistencia requerida de las soldaduras de filete que conectan al atiesador con el alma del elemento enlace es:

$$F_y A_{st}$$

- b) No se necesita soldar los atiesadores a las alas del enlace cuando este es de sección cajón, esto se debe a que mediante experimentación se ha determinado que los atiesadores soldados a las alas del enlace no contribuyen de forma importante para el control del pandeo local, además de que representan una mayor complejidad al momento de construir.

Donde:

F_y = Límite de fluencia del acero del atiesador, se puede ver en la Tabla 1, [MPa].

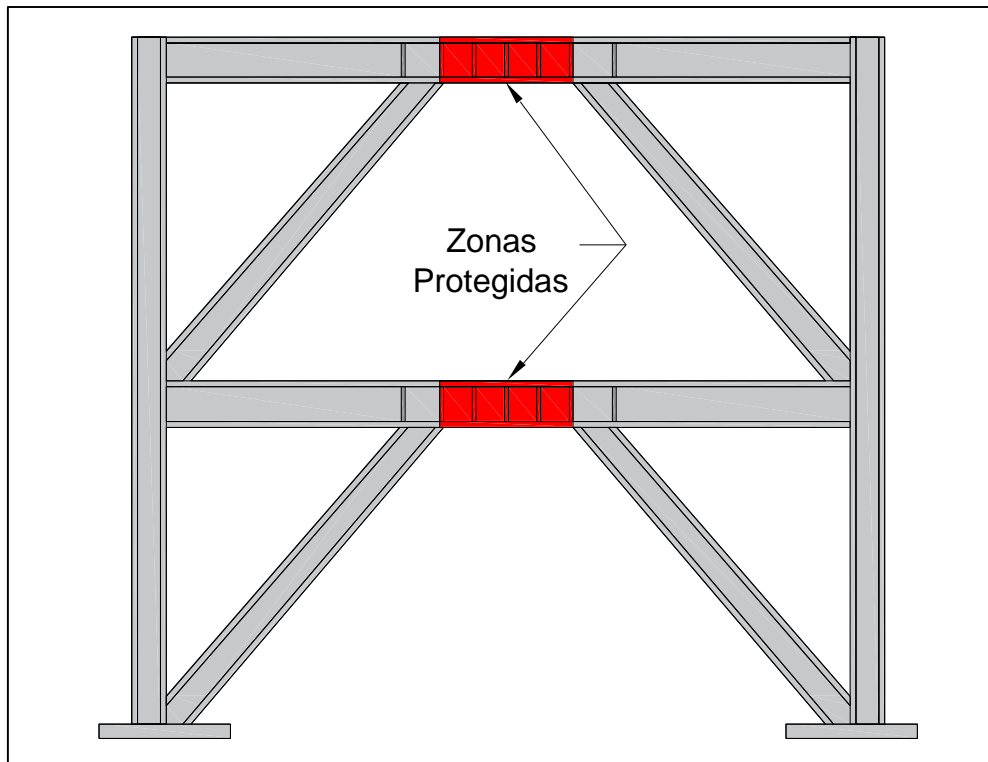
A_{st} = Sección transversal horizontal del atiesador, [mm²].

3.3.7 Zonas Protegidas

La normativa AISC 341-16 especifica que los elementos enlace (link) son zonas protegidas, por lo que en estos no se pueden colocar conectores de corte, ni ningún tipo de accesorio que pueda penetrar las alas del elemento enlace.

De igual forma, en estas zonas protegidas no se permite la existencia de discontinuidades o de algún tipo de conexión, únicamente se permite la soldadura que conecta a los atiesadores intermedios del enlace. En la Figura 28 se pueden observar estas zonas protegidas en un pórtico con diagonales excéntricas.

Figura 28. *Zonas protegidas*



Nota: Se señala en rojo a los elementos enlace que son zonas protegidas en los pórticos con diagonales excéntricas. Elaboración Propia, 2021.

CAPÍTULO IV. MODELADO EN ETABS

4.1 GENERALIDADES Y CONSIDERACIONES

La finalidad del estudio es determinar el comportamiento sísmico del enlace (link), según su longitud, para edificios de acero con diagonales excéntricas, de 20, 25, 30 y 40 pisos, por lo que se realizaron un total de 28 modelos en el programa ETABS 2016; 4 modelos en 3D y 24 modelos en 2D, analizando enlaces de 1.0m, 1.2m, 1.4m, 1.6m, 1.8m y 2.0m.

Para la modelación se consideró que los edificios son residenciales, y que están ubicados en la ciudad de Quito. La altura de entrepiso considerada es de 3.24 metros y consta de 3 vanos en dirección del eje “x”, y de 4 vanos en dirección del eje “y”.

Las diagonales excéntricas se colocaron en los vanos exteriores de los ejes “1” y “5”. En dirección del eje “x”, los vanos exteriores tienen una longitud de 10 metros, mientras que el vano central tiene una longitud de 8 metros. Por otro lado, en dirección del eje “y” los 4 vanos tienen una longitud de 6 metros.

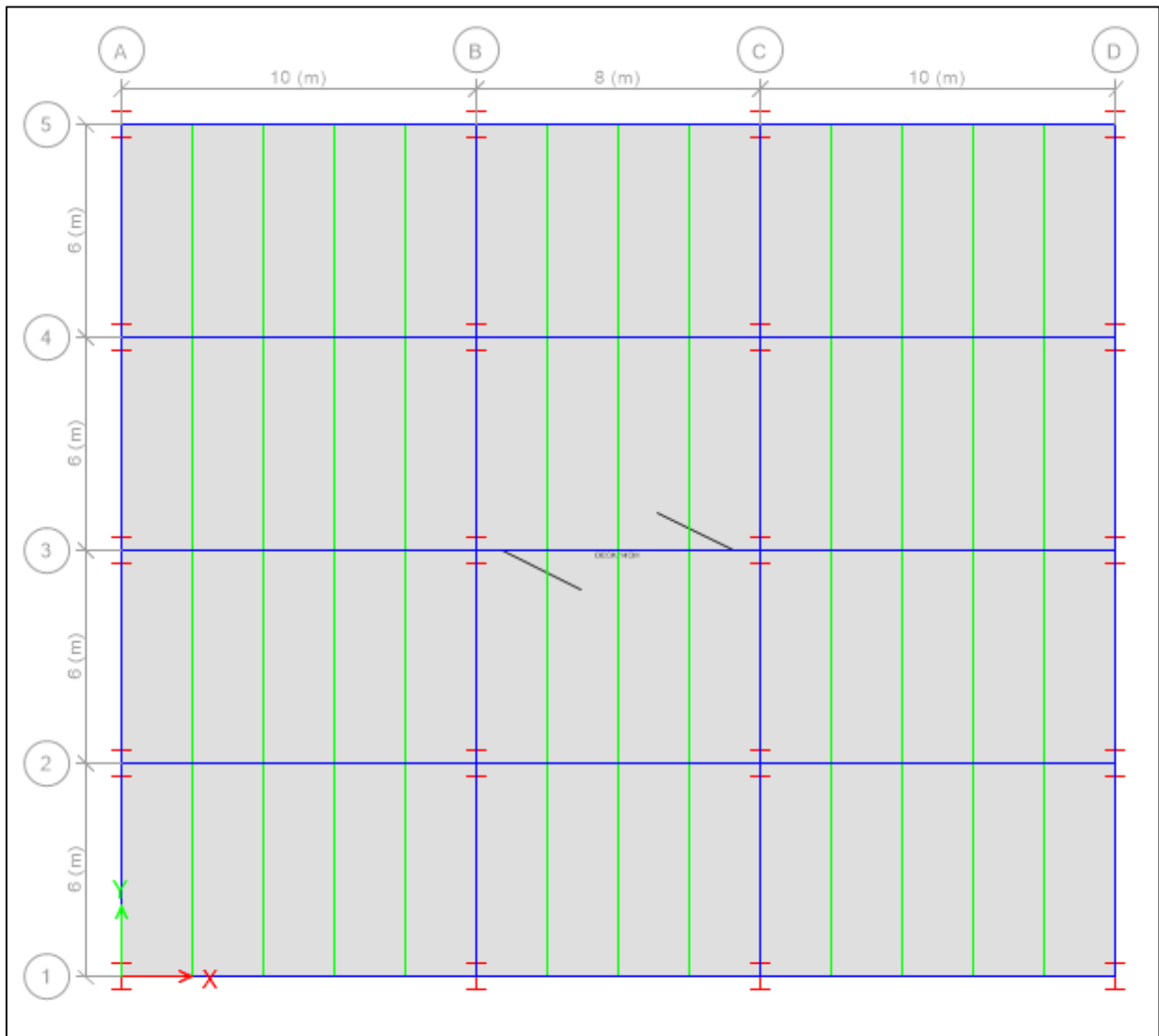
Se utilizó una losa con deck metálico, las vigas principales y secundarias son de sección tipo “I”. Todas las vigas secundarias fueron dispuestas en dirección del eje “y”, teniendo 4 vigas secundarias en los vanos exteriores y 3 en el vano interior.

De igual forma, las columnas son secciones tipo “I”, las mismas que fueron dispuestas de manera que su eje débil coincida con el eje “x”, debido a que en esta dirección la estructura tendrá una rigidez adicional gracias a las diagonales excéntricas.

Todas estas características señaladas pueden ser visualizadas de mejor manera en las configuraciones en planta y elevación de los modelos, las mismas que se muestran a continuación.

4.1.1 Configuración en Planta de los Modelos

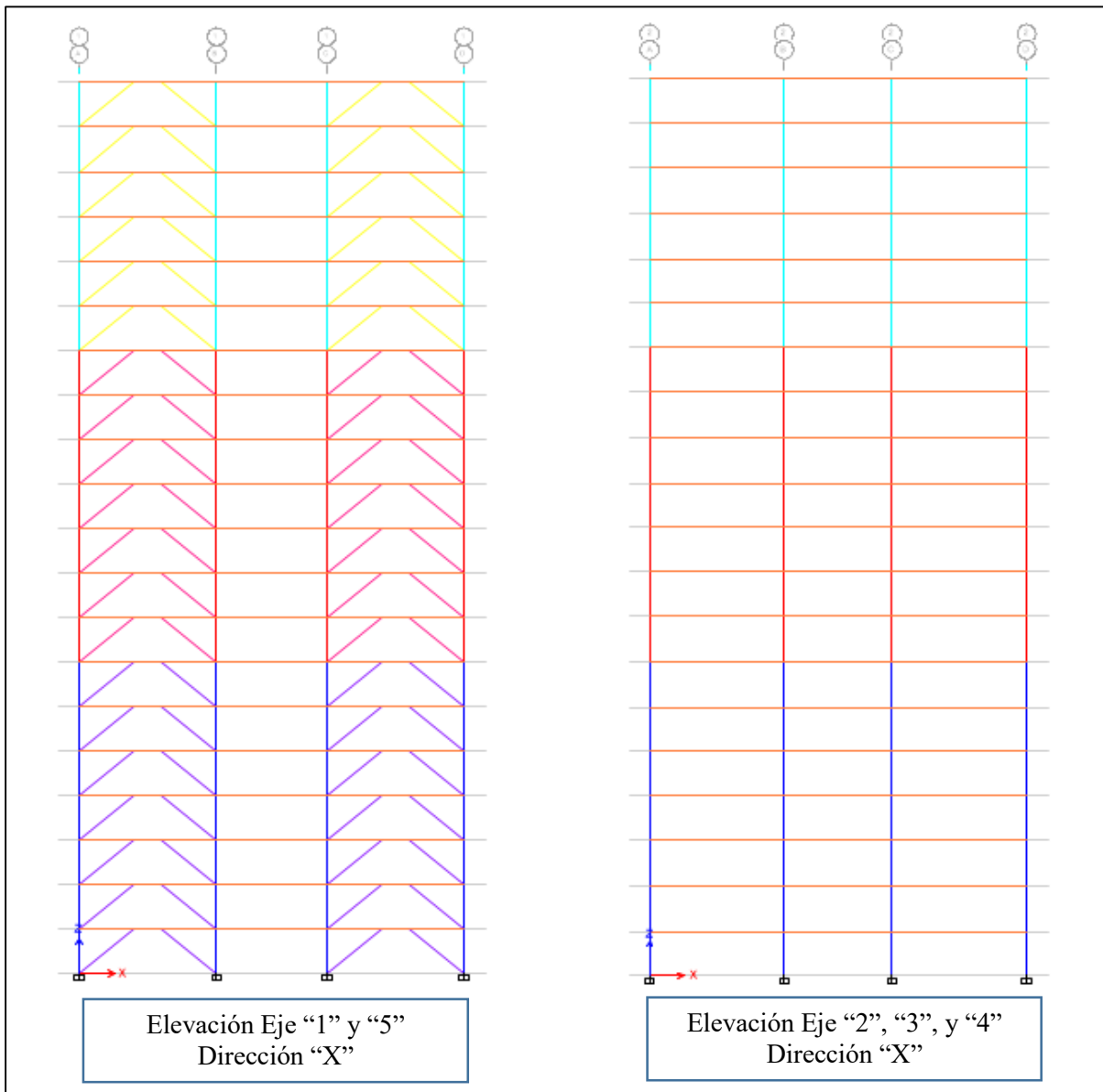
Figura 29. Planta tipo de los edificios modelados



Nota: Se muestra la vista en planta de los edificios modelados, con sus respectivas columnas, vigas principales, vigas secundarias, ejes y dimensiones. Obtenido de ETABS 2016.

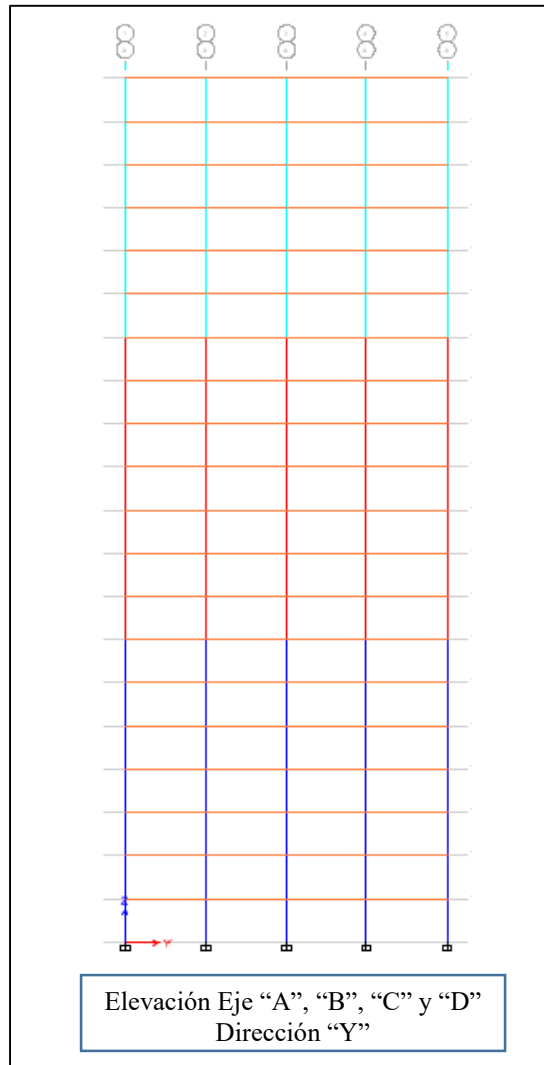
4.1.2 Configuración en Elevación de los Modelos

Figura 30. Elevación en dirección "X"



Nota: Se muestran las vistas en elevación de los edificios modelados, con sus respectivas columnas, vigas y diagonales, para la dirección "X". Obtenido de ETABS 2016.

Figura 31. Elevación en dirección “Y”



Nota: Se muestra la vista en elevación de los edificios modelados, con sus respectivas columnas y vigas, para la dirección “Y”. Obtenido de ETABS 2016.

4.2 CRITERIOS PARA EL MODELADO

Como se ha descrito anteriormente, para modelar los edificios en este trabajo se ha utilizado el software ETABS 2016, el mismo que brinda mayor facilidad al momento de modelar, analizar y diseñar edificios. Para poder realizar los modelos es importante definir algunos criterios como se muestran en los siguientes puntos.

4.2.1 Materiales Empleados

4.2.1.1 Acero

El acero utilizado en los elementos estructurales, tales como: columnas, vigas principales, vigas secundarias y diagonales es el acero A572 Gr.50, el mismo que tiene un esfuerzo de fluencia: $F_y = 3515 \text{ Kg} / \text{cm}^2$, como se ve en la Figura 32. Se utilizó este tipo de acero debido a que posee mejores características mecánicas que el acero A36, y su costo de producción es relativamente similar, además de que este acero es el más utilizado actualmente para la construcción de edificios.

Figura 32. Definición de acero ASTM A572 Gr.50. en ETABS

The image shows two overlapping dialog boxes in the ETABS software interface. The left dialog box is titled 'Material Property Data' and contains the following fields and options:

- General Data:**
 - Material Name: A572Gr50
 - Material Type: Steel
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: (Color selection button)
 - Material Notes: (Modify/Show Notes... button)
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density (selected) / Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 7850 kgf/m³
 - Mass per Unit Volume: 800.477 kgf-s²/m⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 2038901.92 kgf/cm²
 - Poisson's Ratio, U: 0.3
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C
 - Shear Modulus, G: 784193.04 kgf/cm²
- Design Property Data:**
 - (Modify/Show Material Property Design Data... button)
- Advanced Material Property Data:**
 - (Nonlinear Material Data... button)
 - (Material Damping Properties... button)
 - (Time Dependent Properties... button)

The right dialog box is titled 'Material Property Design Data' and contains the following fields:

- Material Name and Type:**
 - Material Name: A572Gr50
 - Material Type: Steel, Isotropic
- Design Properties for Steel Materials:**
 - Minimum Yield Stress, Fy: 3515 kgf/cm²
 - Minimum Tensile Strength, Fu: 4569.95 kgf/cm²
 - Effective Yield Stress, Fye: 3866.88 kgf/cm²
 - Effective Tensile Strength, Fue: 5026.95 kgf/cm²

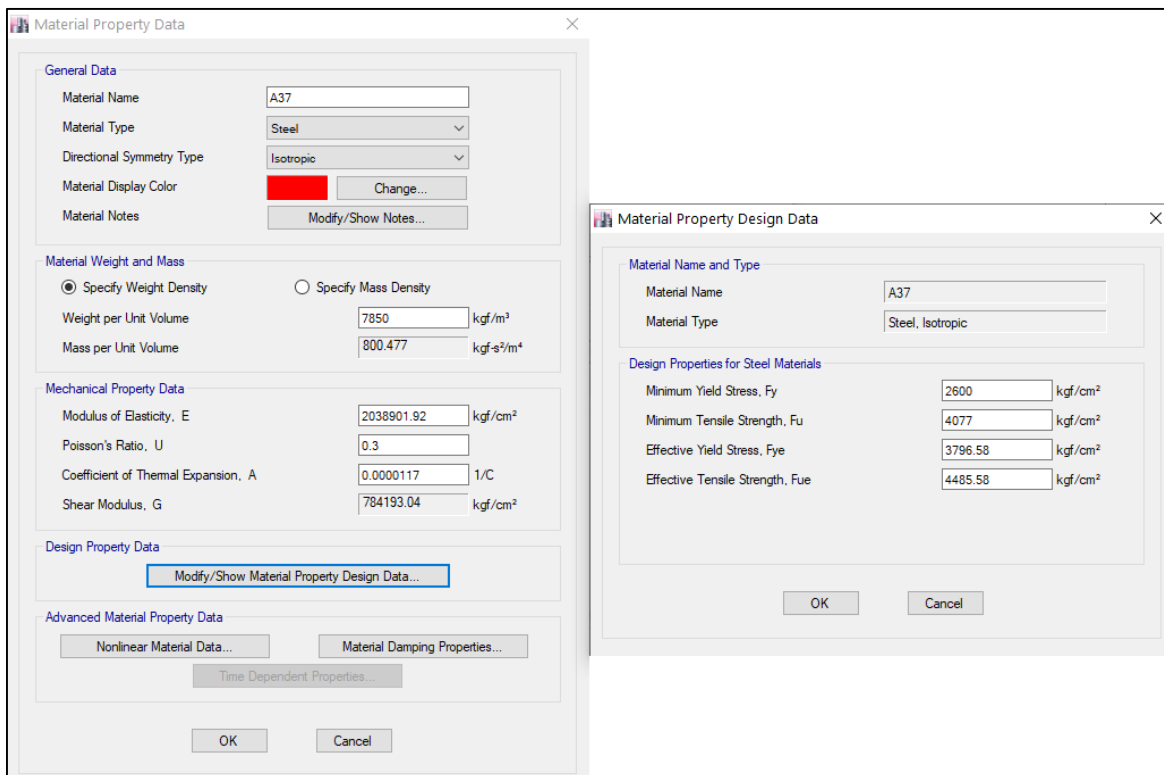
Both dialog boxes have 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Nota: Se muestra la definición del acero ASTM A572 Gr.50 en el programa ETABS.

Obtenido de ETABS 2016.

Por otro lado, para el deck metálico se utilizó un acero estructural con un límite de fluencia de 37 ksi, es decir, $F_y = 2600 \text{ Kg} / \text{cm}^2$. Se seleccionó este tipo de acero, ya que, en el país se fabrican los decks metálicos con aceros que tienen un límite de fluencia mínimo igual al anteriormente mencionado. Esta definición se puede visualizar en la Figura 33.

Figura 33. Definición del acero para deck metálico en ETABS



Nota: Se muestra la definición del acero para el deck metálico en el programa ETABS.

Obtenido de ETABS 2016.

4.2.1.2 Hormigón

Es necesario definir el material hormigón, el mismo que será utilizado en la losa con deck metálico, el hormigón definido para los modelos tiene una resistencia a la compresión $f'c = 280 \text{ Kg} / \text{cm}^2$, por lo que el módulo de elasticidad (E_c) deberá ser calculado de manera que

se adapte mejor al país donde se construirá, es decir Ecuador, por este motivo se ha considerado un valor menor al especificado en el ACI 318-19 en la sección 19.2.2.1.

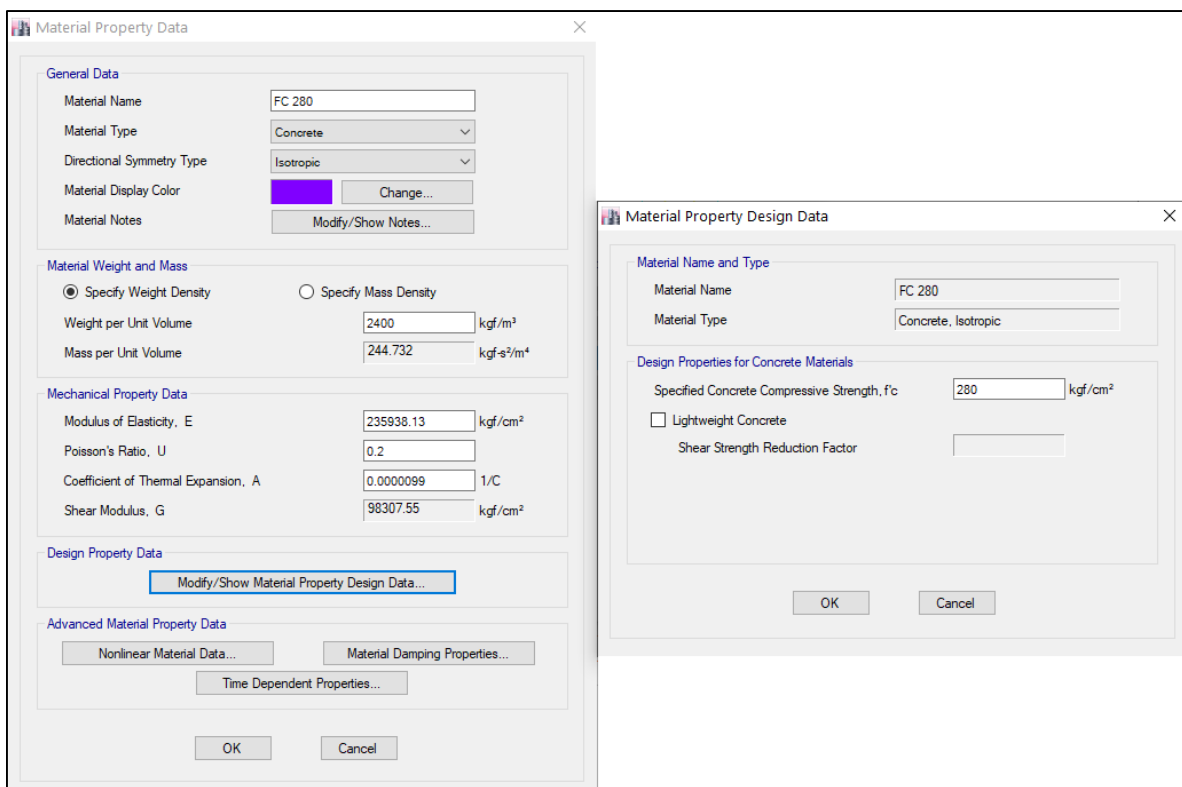
El cálculo del módulo de elasticidad del hormigón a utilizarse se muestra a continuación:

$$E_c = 14100\sqrt{f'c}$$

$$E_c = 14100\sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$E_c = 235\,938.127 \text{ Kg/cm}^2$$

Figura 34. Definición del hormigón para la losa con deck metálico en ETABS



Nota: Se muestra la definición en ETABS del hormigón con $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ para la

losa con deck metálico. Obtenido de ETABS 2016.

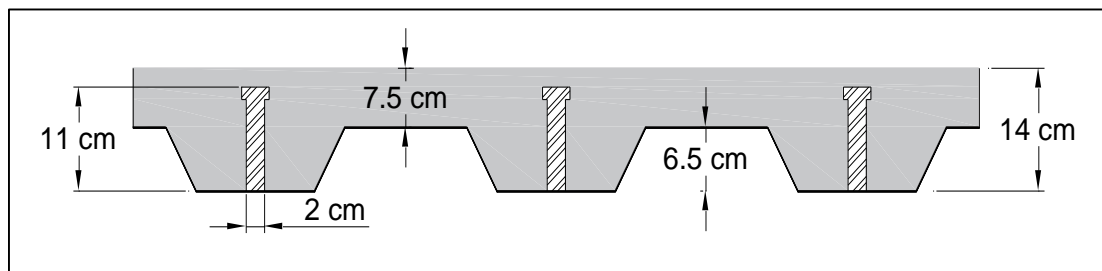
4.2.2 Dimensionamiento de la losa

Es necesario definir las dimensiones de la losa que se va a ocupar, para posteriormente determinar las cargas que se aplicarán al modelo.

Como se ha mencionado anteriormente, la losa estará hecha con deck metálico, el mismo que tendrá un espesor de 0.76 mm y una altura de 6.5 cm , por otro lado, la capa de compresión estará hecha de hormigón con resistencia a la compresión $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, la misma que tendrá una altura de 7.5 cm . Dando como resultado una losa con una altura total de 14 cm , como se puede ver en la Figura 35.

Los conectores de corte son obligatorios en la losa con deck metálico, por lo que, en este caso se han definido conectores de corte con un diámetro de 2 cm y una altura igual a 11 cm .

Figura 35. Dimensiones de la losa con deck metálico



Nota: Se muestran las dimensiones de la losa con deck metálico utilizada en los modelos.

Elaboración Propia, 2021.

Para determinar, tanto, el peso del deck metálico como el peso del hormigón que será fundido sobre este, se utilizó las tablas obtenidas del catálogo del producto Novalosa de la empresa NOVACERO, las mismas que se pueden visualizar en las Tablas 4 y 5

Tabla 4. *Peso del deck metálico según su espesor*

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN SIMPLE					
Espesor (mm)	Peso (kg/m ²)	I+ (cm ⁴ /m)	S+ (cm ³ /m)	S- (cm ³ /m)	As (cm ² /m)
0.65	6.38	31.56	9.66	10.41	8.13
0.76	7.47	39.37	12.43	13.29	9.51
1.00	9.82	55.99	18.43	19.34	12.51

Nota: De esta tabla se obtiene el peso por m² del deck metálico de 0.76 mm de espesor.

Tomado de Catálogo del Producto Novalosa, por NOVACERO.

Tabla 5. *Volumen de hormigón sobre el deck metálico*

CUADRO DE CAPACIDADES DE CARGA NOVALOSA												
Espesor de losa (cm)	Volumen de hormigón (m ³ /m ²)	Espesor Novalosa (mm)	Máxima luz sin apuntalar (m)		Carga total sobrepuesta (kg/m ²)							
			Condición de apoyo		Separación entre apoyos (m)							
			1 vano	2 o más vanos	1.80	2.00	2.20	2.60	2.80	3.20	3.40	3.60
5	0.082	0.76	2.15	2.88	1450	1074	1016	639	508	316	244	—
		1.00	2.77	3.48	2000	1635	1270	777	767	516	422	343
7,5	0.104	0.76	1.95	2.64	1777	1765	1383	865	685	421	323	241
		1.00	2.50	3.19	2000	2000	1554	1277	1042	698	570	462
10	0.127	0.76	1.81	2.45	2000	2000	1766	1097	865	524	397	291
		1.00	2.31	2.97	2000	2000	1769	1635	1332	888	722	583

Nota: De esta tabla se obtiene el volumen de hormigón por m² que contiene el deck metálico en una capa de compresión de 7.5 cm de altura. Tomado de Catálogo del Producto

Novalosa, por NOVACERO.

Con los datos anteriormente obtenidos de las Tablas 4 y 5, se pueden determinar los pesos del deck metálico y del hormigón que será fundido sobre el mismo, estos pesos servirán para determinar el peso propio de la losa, dato necesario para posteriormente determinar la carga muerta que se aplicara en el modelo de ETABS.

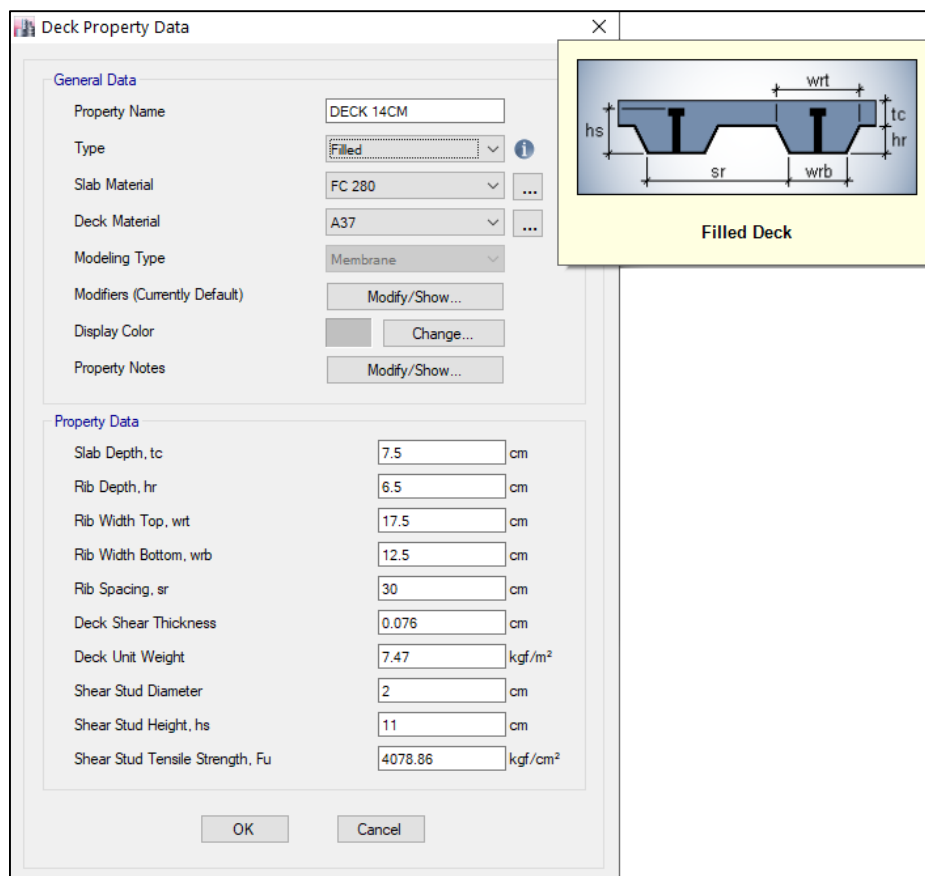
Peso del deck metálico de 0.76 mm de espesor: $7.47 \text{ Kg} / \text{m}^2$

Peso del hormigón en el deck metálico: $0.104 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * 2400 \text{ Kg} / \text{m}^3 = 249 \text{ Kg} / \text{m}^2$

Peso Propio de la Losa = $7.47 \text{ Kg} / \text{m}^2 + 249 \text{ Kg} / \text{m}^2 \approx 256 \text{ Kg} / \text{m}^2$

A continuación, en la Figura 36 se muestra la definición en el programa ETABS de la losa con deck metálico, con sus respectivas dimensiones y parámetros, tanto para el deck, como para los conectores de corte.

Figura 36. Definición de la losa con deck metálico en ETABS



Nota: Se muestra la definición en ETABS de la losa con deck metálico y sus conectores de corte. Obtenido de ETABS 2016.

4.2.3 Cargas Aplicadas en el Modelo

4.2.3.1 Carga Muerta

Peso Propio de la Losa = $256 \text{ Kg} / \text{m}^2$

Peso Paredes = $200 \text{ Kg} / \text{m}^2$

Peso Enlucidos = $36 \text{ Kg} / \text{m}^2$

Peso Recubrimiento de Pisos = $30 \text{ Kg} / \text{m}^2$

Por lo tanto, sumando los pesos anteriormente detallados se puede obtener la carga muerta mínima que se deberá aplicar en el modelo:

$$\text{Carga Muerta: } CM = 522 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

4.2.3.2 Carga Viva

La carga viva se obtuvo de la NEC (Cargas no sísmicas), NEC-SE-CG, en la sección 4.2.1, donde se especifica que para la ocupación o uso residencial se deberá aplicar una sobrecarga viva mínima de:

$$\text{Carga Viva: } CM = 200 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

4.2.4 Secciones Utilizadas

4.2.4.1 Requisitos de Alta Ductilidad

Cuando se diseña un edificio sismo resistente es fundamental cumplir con los requisitos de alta ductilidad para las secciones que trabajan cuando se presenta un sismo, es decir, para las vigas principales, columnas, diagonales y enlaces.

En los modelos realizados, para todos los elementos estructurales mencionados, se utilizan secciones tipo I, los requisitos de miembros de alta ductilidad para estas secciones se especifican en la tabla D1.1 del AISC 341-16, y son los siguientes:

4.2.4.1.1 Columnas y Vigas Principales

a) Para las Alas:

$$\lambda \leq \lambda_{hd}$$

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

b) Para el Alma:

- Para $C_a \leq 0.114$

$$\lambda \leq \lambda_{hd}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a)$$

- Para $C_a > 0.114$

$$\lambda \leq \lambda_{hd}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \left[\text{mayor entre} \left(0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a) \right) \text{ y} \left(1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \right) \right]$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del acero, el AISC 341-16 define que es 200 000 [MPa].

R_y = Factor de fluencia probable, establecido en la Sección 5.2 de NEC-SE-AC o en la

Tabla A3.1 del AISC 341-16.

F_y = Límite de fluencia del acero, se puede ver en la Tabla 1, [MPa].

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$$

P_u = Fuerza axial de diseño usando la combinación de cargas LRFD, [N].

ϕ_c = 0.90, especificado en la sección H1.1 del AISC 360-16.

P_y = Fuerza axial de fluencia = $F_y A_g$, [N]. Donde: A_g = Área bruta de la sección.

4.2.4.1.2 Diagonales

- Para las Alas

$$\lambda \leq \lambda_{hd}$$

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

- Para el Alma

$$\lambda \leq \lambda_{hd}$$

$$\frac{b}{t_f} \leq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del acero, el AISC 341-16 define que es 200 000 [MPa].

R_y = Factor de fluencia probable, establecido en la Sección 5.2 de NEC-SE-AC o en la

Tabla A3.1 del AISC 341-16.

F_y = Límite de fluencia del acero, se puede ver en la Tabla 1, [MPa].

4.2.4.1.3 Enlaces

Los requisitos para miembros de alta ductilidad de enlaces (link), se especificaron anteriormente en la Sección 3.3.3 de este trabajo.

4.2.4.2 Predimensionamiento de Vigas Secundarias

Las vigas secundarias, como su nombre lo indica, no cumplen la misma función que las principales al momento de un evento sísmico, es decir, no trabajan sísmicamente, es por este motivo, que estas vigas no necesitan cumplir con los requisitos de ser miembros de alta ductilidad, descritos en la tabla D1.1 del AISC.

Otra característica importante a destacar de las vigas secundarias es que son elementos simplemente apoyados, por lo que sus apoyos son modelados como articulaciones, debido a que en la práctica se suelda únicamente el alma, pero no las alas de la viga.

Para determinar la sección que se utilizará para las vigas secundarias, es necesario realizar un predimensionamiento, el mismo que deberá efectuarse en base a la carga que soportarán estas vigas, y en base a la longitud y la separación que tendrán las mismas.

Es importante considerar la separación que existirá entre las vigas secundarias, ya que estas son las encargadas de arriostrar y proveer rigidez a las vigas principales. Para los modelos analizados se ha definido una separación de 2 metros, la misma que cumple con lo establecido en el AISC 341-16, en donde se especifica que el máximo espaciamiento de los arriostramientos, es decir de las vigas secundarias, para miembros de alta ductilidad, como son las vigas principales, debe ser:

$$L_b \leq \frac{0.095r_y E}{R_y F_y}$$

Donde:

L_b = Separación máxima entre vigas secundarias.

r_y = Radio de giro alrededor del eje “y”

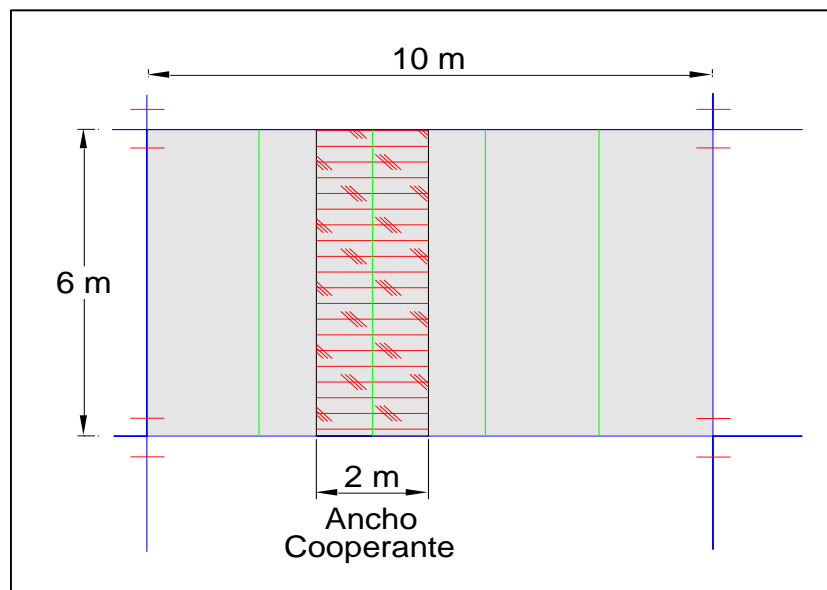
E = Módulo de elasticidad del acero, el AISC 341-16 define que es 200 000 [MPa].

F_y = Límite de fluencia del acero, se puede ver en la Tabla 1, [MPa].

R_y = Factor de fluencia probable, establecido en la Sección 5.2 de NEC-SE-AC o en la Tabla A3.1 del AISC 341-16.

Para determinar la carga distribuida que estará aplicada sobre las vigas secundarias es necesario determinar el ancho cooperante y la longitud de una de las vigas secundarias que se va a analizar, en este caso se ha considerado uno de los vanos externos del edificio, como se muestra en la Figura 37.

Figura 37. Ancho cooperante de viga secundaria



Nota: Se muestra el ancho cooperante de las vigas secundarias en los modelos realizados.

Elaboración Propia, 2021.

Una vez definida la longitud de las vigas secundarias y el ancho cooperante, se puede proceder con el predimensionamiento de las vigas secundarias, para esto, es necesario considerar los siguientes datos:

Longitud de viga secundaria: 6 m

Ancho cooperante: 2 m

Carga Muerta: $D = 522\text{ Kg} / \text{m}^2$

Carga Viva: $L = 200\text{ Kg} / \text{m}^2$

A continuación, es necesario determinar la carga distribuida última por unidad de área, la misma que estará aplicada en las vigas secundarias, para lo que se utilizará la combinación de carga: $U = 1.2D + 1.6L$, como se muestra en los siguientes pasos:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2(522\text{Kg} / \text{m}^2) + 1.6(200\text{Kg} / \text{m}^2)$$

$$U = 946.4\text{ Kg} / \text{m}^2$$

Para determinar la carga uniformemente distribuida por metro que estará aplicada sobre la viga secundaria, se debe multiplicar la carga (U) determinada anteriormente, por el ancho cooperante, como se muestra a continuación:

$$W_u = (946.4\text{ Kg} / \text{m}^2) * (2\text{m})$$

$$W_u = 1892.8\text{ Kg} / \text{m}$$

Conociendo el valor de W_u , se pueden determinar el momento flector positivo último que se producirá en la viga secundaria, esto se lo consigue mediante la siguiente fórmula estática:

$$M_u = \frac{W_u * L^2}{8}$$

$$M_u = \frac{(1892.8 \text{ Kg/m}) * (6 \text{ m})^2}{8}$$

$$M_u = 8517.6 \text{ Kg} - \text{m}$$

Por otro lado, los apoyos de la viga son articulados, por lo tanto, sus reacciones se determinarán como sigue:

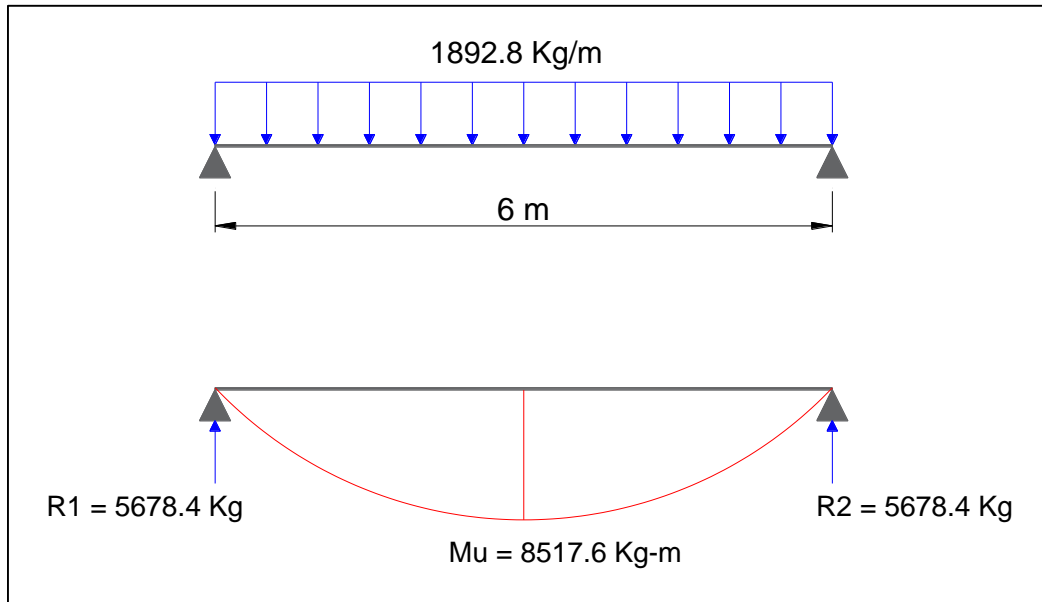
$$R = \frac{W_u * L}{2}$$

$$R = \frac{(1892.8 \text{ Kg/m}) * (6 \text{ m})}{2}$$

$$R = 5678.4 \text{ Kg}$$

Una vez calculadas las reacciones en los apoyos y el momento positivo máximo en la viga secundaria, como se muestra en la Figura 38, se puede determinar el módulo plástico de la sección, el mismo que servirá para seleccionar la sección definitiva para el modelo.

Figura 38. Diagrama de momentos y reacciones en la viga secundaria



Nota: Se muestra el diagrama de momentos con el momento máximo de la viga, además de las reacciones en los apoyos de la misma. Elaboración Propia, 2021.

Conociendo el momento positivo último en la viga, se puede calcular el módulo plástico de la sección, como se muestra a continuación:

$$Z_x = \frac{M_u}{\phi_b * F_y}$$

$$Z_x = \frac{(8517.6 * 10^2) \text{ Kg} - \text{cm}}{0.9 * (3515 \text{ Kg} / \text{cm}^2)}$$

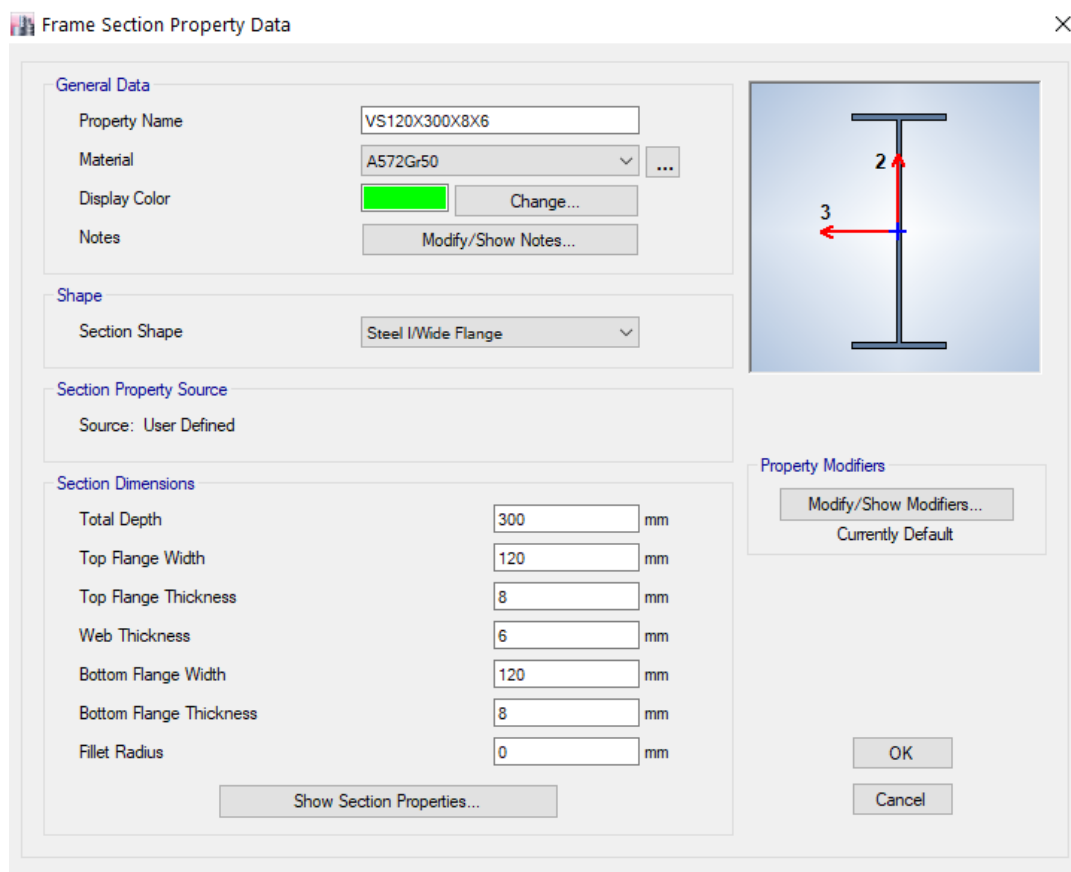
$$Z_x = 269.246 \text{ cm}^3$$

Una vez calculado el módulo plástico de la sección, se busca este valor en la Tabla 1-1 de perfiles de acero, publicada en el Manual de Construcciones de Acero del AISC, donde se puede encontrar una referencia de la sección necesaria, con su respectiva área.

Por lo tanto, para las vigas secundarias se necesita una sección con un área aproximada de 35 cm^2 , por lo que se adopta una sección con 300 mm de altura y 120 mm de ancho del ala; con espesores de 6 mm y 8 mm para el alma y las alas respectivamente.

En la Figura 39 se muestra la definición en ETABS de la sección para las vigas secundarias que se utilizarán en los modelos.

Figura 39. Definición de la sección para las vigas secundarias en ETABS



Nota: Se muestra la definición en ETABS de la sección tipo I para las vigas secundarias de los modelos. Obtenido de ETABS 2016.

4.2.4.3 Predimensionamiento de Vigas Principales

Las vigas principales, en comparación a las secundarias, si trabajan al momento de un evento sísmico, estas vigas reciben las cargas que son transmitidas de las vigas secundarias y a la vez transmiten las cargas hacia las columnas.

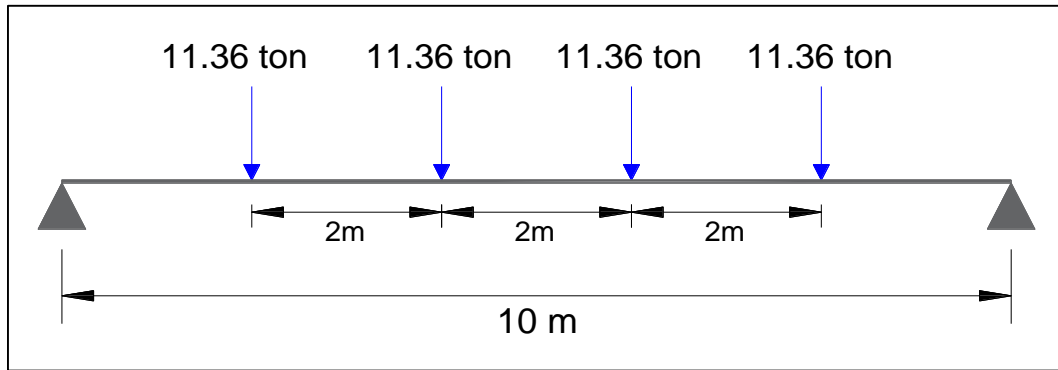
Por este motivo, las vigas principales, aparte de resistir las cargas transmitidas por las vigas secundarias, deberán cumplir con los requisitos para ser miembros de alta ductilidad, los mismos que son descritos en la tabla D1.1 del AISC 341-16, y en la Sección 4.2.4.1.1 de este trabajo; estos requisitos sirven para controlar el pandeo local de las secciones en cuestión.

Para realizar el prediseño de las vigas principales, al igual que para las secundarias, es necesario determinar el momento positivo máximo al que estará sometida la viga. La diferencia radica en que las vigas principales no estarán sometidas a una carga distribuida por unidad de longitud como las secundarias, sino que se aplicarán cargas puntuales, las mismas que son transmitidas por las vigas secundarias.

Las cargas puntuales que serán transmitidas a las vigas principales son las reacciones en los apoyos de las vigas secundarias, las mismas que se determinaron anteriormente, dando como resultado: $R = 5678.4 \text{ Kg}$.

Sin embargo, para el prediseño se considera la viga principal más crítica, por lo que se eligió una con longitud de 10 metros, y que se encuentre en el eje “3”, ya que en esta se apoyará una viga secundaria a cada lado, dando como resultado una carga puntual del doble, es decir, $R = 11356.8 \text{ Kg} = 11.36 \text{ ton}$, cada 2 metros. Como se muestra en la Figura 40.

Figura 40. Cargas aplicadas en la viga principal

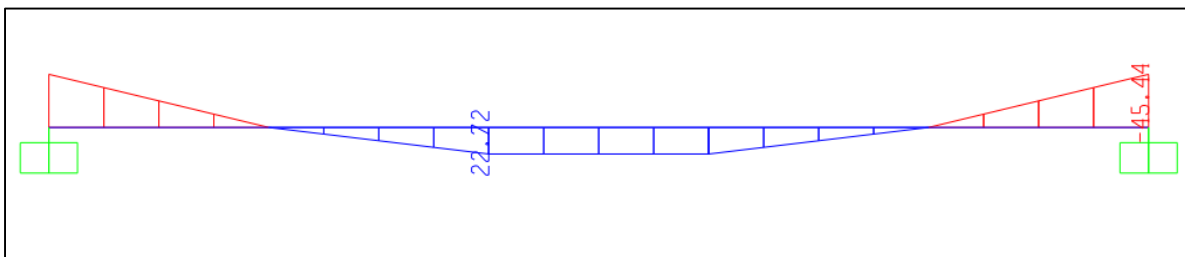


Nota: Se muestran las cargas puntuales aplicadas a las vigas principales de los modelos.

Elaboración Propia, 2021.

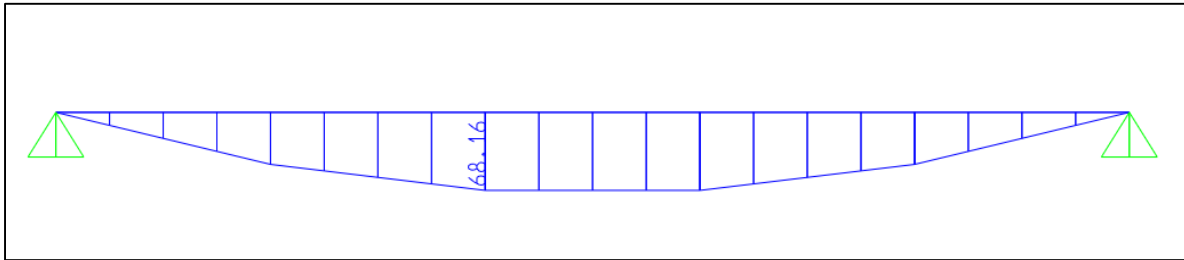
Para determinar el momento máximo al que estará sometida la viga principal, se han realizado dos modelos en el programa SAP2000, el primero con apoyos empotrados, como se muestra en la Figura 41, y el segundo con apoyos simples, como se muestra en la Figura 42.

Figura 41. Diagrama de momentos de viga principal con empotramientos.



Nota: Se muestra el momento máximo positivo en la viga principal con empotramientos, que es igual a 22.72 ton-m. Obtenido de SAP2000 22.

Figura 42. Diagrama de momentos de viga principal con apoyos fijos.



Nota: Se muestra el momento máximo positivo en la viga principal con apoyos simples, que es igual a 68.16 ton-m. Obtenido de SAP2000 22.

Una vez realizados y analizados ambos modelos, se puede determinar el momento crítico en la viga principal, es decir el mayor, que en este caso se presenta con la viga simplemente apoyada, siendo un momento igual a 68.16 ton-m.

Con el momento determinado anteriormente, al igual que con las vigas secundarias, se puede calcular el módulo plástico de la sección, como sigue:

$$Z_x = \frac{M_u}{\phi_b * F_y}$$

$$Z_x = \frac{(68.16 * 10^5) \text{ Kg} - \text{cm}}{0.9 * (3515 \text{ Kg} / \text{cm}^2)}$$

$$Z_x = 2154.58 \text{ cm}^3$$

Una vez determinado el módulo plástico de la sección, se sigue el mismo procedimiento que para las vigas secundarias, es decir, se debe buscar este valor en la Tabla 1-1 de perfiles de acero, publicada en el Manual de Construcciones de Acero del AISC, para así encontrar una referencia de la sección necesaria, con su respectiva área.

Por lo tanto, para las vigas principales se necesita una sección con un área aproximada de 130 cm^2 , por lo que se adoptan dos secciones para vigas principales, una para los modelos de 20 y 25 pisos y otra para los modelos de 30 y 40 pisos, como se muestra en la Tabla 6.

De igual manera, en la Tabla 6 se puede verificar que las secciones seleccionadas para las vigas principales cumplen con los requisitos de ser miembros de alta ductilidad.

Tabla 6. Secciones seleccionadas para vigas principales

VIGAS PRINCIPALES							
# de Pisos	Sección (mm)	Alas			Alma		
		λ	λ_{hd}	Miembro de Alta Ductilidad	λ	λ_{hd}	Miembro de Alta Ductilidad
20	300x500x25x10	6.00	7.35	CUMPLE!	45.00	51.87	CUMPLE!
25	300x500x25x10	6.00	7.35	CUMPLE!	45.00	51.87	CUMPLE!
30	360x600x25x12	7.20	7.35	CUMPLE!	45.83	51.87	CUMPLE!
40	360x600x25x12	7.20	7.35	CUMPLE!	45.83	51.87	CUMPLE!

Nota: Las secciones están expresadas en milímetros y de la siguiente manera:

$(b_f \times d \times t_f \times t_w)$, es decir, ancho de alas, altura de viga, espesor de alas y espesor de alma.

Elaboración Propia, 2021.

4.2.4.4 Predimensionamiento de Columnas

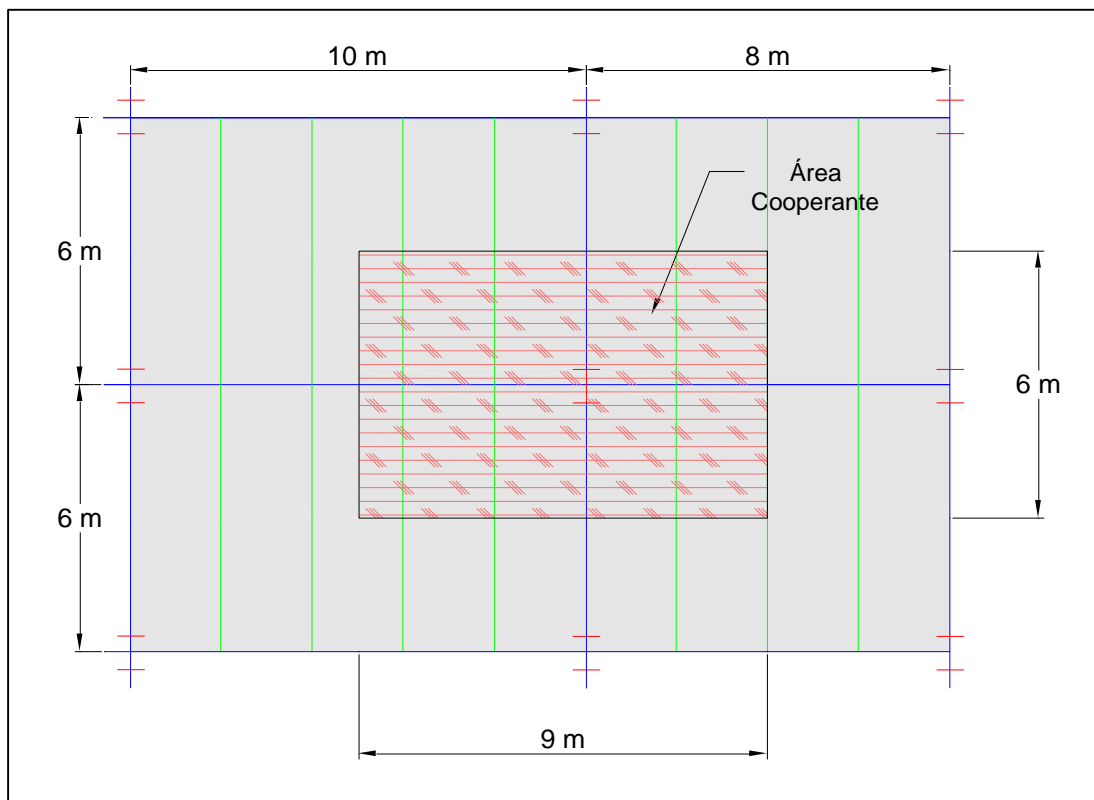
Las columnas son elementos estructurales fundamentales, ya que se encargan de transmitir las cargas a la cimentación del edificio. De igual forma que las vigas principales, las columnas trabajan al momento de producirse un evento sísmico.

Por este motivo, las columnas, aparte de soportar las cargas transmitidas por las vigas principales, deberán cumplir con los requisitos para ser miembros de alta ductilidad, los mismos

que son descritos en la tabla D1.1 del AISC 341-16, y en la Sección 4.2.4.1.1 de este trabajo; estos requisitos sirven para controlar los problemas de pandeo local.

Para realizar el predimensionamiento de las columnas es necesario asumir que las mismas trabajan únicamente a compresión. Para determinar la carga que esta aplicada en la misma se debe definir el área cooperante de la columna, como se muestra en la Figura 43.

Figura 43. Área cooperante de columna



Nota: Se muestra el área cooperante de la columna más crítica que es igual a $54 m^2$.

Elaboración Propia, 2021.

Para continuar con el predimensionamiento de la columna es necesario considerar los siguientes datos:

$$\text{Área cooperante: } 54 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga Muerta: } D = 522 \text{ Kg / m}^2$$

$$\text{Carga Viva: } L = 200 \text{ Kg / m}^2$$

Luego, se debe determinar la carga por metro cuadrado que recibirá el área cooperante de la columna, para lo que se debe utilizar la combinación de carga: $U = 1.2D + 1.6L$, como se muestra a continuación:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2(522 \text{ Kg / m}^2) + 1.6(200 \text{ Kg / m}^2)$$

$$U = 946.4 \text{ Kg / m}^2$$

Finalmente, para calcular la fuerza axial última a la que estará sometida la columna se debe multiplicar la fuerza (U), calculada anteriormente, por el área cooperante como se muestra a continuación:

$$P_u = 946.4 \text{ Kg / m}^2 * 56 \text{ m}^2$$

$$P_u = 52998.4 \text{ Kg / piso}$$

$$P_u = 53 \text{ ton / piso}$$

Para el predimensionamiento se supondrá una relación de esbeltez representativa para alturas de columnas de entre 3 y 4 metros, ya que en el caso de los modelos analizados es de 3.24 metros. Por lo que se ha considerado la siguiente relación de esbeltez:

$$\frac{Kl}{r} = 50$$

Con esta relación de esbeltez se puede determinar el esfuerzo crítico de la columna, en la Tabla 4-22, publicada en el Manual de Construcciones de Acero del AISC, donde se muestran los esfuerzos críticos disponibles para elementos en compresión, según su relación de esbeltez.

Por lo que, para una columna con relación de esbeltez igual a 50 y un límite de fluencia igual a 50 ksi, como es el caso de las columnas a modelar, se tendrá un esfuerzo crítico disponible de 37.5 ksi, es decir, $F_{cr} = 2636.511 \text{ Kg/cm}^2$.

Es necesario determinar la carga que llegará a la columna del piso inferior. Si se considera un edificio de 20 pisos, entonces se deberá multiplicar la carga P_u por 19 pisos; dando como resultado una carga $P = 1006969.6 \text{ Kg}$

Una vez determinada la fuerza axial en la columna del piso inferior (P) y el esfuerzo crítico disponible en la columna (F_{cr}), se puede calcular el área requerida para las columnas, utilizando la ecuación básica de resistencia de materiales, como sigue:

$$A = \frac{P}{\sigma}$$

$$A_{req} = \frac{P}{F_{cr}}$$

$$A_{req} = \frac{1006969.6 \text{ Kg}}{2636.511 \text{ Kg / cm}^2}$$

$$A_{req} = 381.9 \text{ cm}^2$$

Se debe considerar que la columna en realidad estará sometida a flexo compresión, además de que las secciones seleccionadas deben cumplir con los requisitos de ser miembros de alta ductilidad. Por este motivo, para las secciones de las columnas, se han seleccionado las que se muestran en la Tabla 7.

Tabla 7. Secciones seleccionadas para columnas

COLUMNAS								
# de Pisos	Pisos	Sección (mm)	Alas			Alma		
			λ	λ_{hd}	Miembro de Alta Ductilidad	λ	λ_{hd}	Miembro de Alta Ductilidad
20	1 al 7	500x700x45x15	5.56	7.35	CUMPLE!	40.17	51.87	CUMPLE!
	8 al 14	500x700x40x15	6.25		CUMPLE!	41.33		CUMPLE!
	15 al 20	500x700x35x15	7.14		CUMPLE!	42.00		CUMPLE!
25	1 al 9	500x700x45x15	5.56	7.35	CUMPLE!	40.17	51.87	CUMPLE!
	10 al 18	500x700x40x15	6.25		CUMPLE!	41.33		CUMPLE!
	19 al 25	500x700x35x15	7.14		CUMPLE!	42.00		CUMPLE!
30	1 al 10	700x900x60x20	5.83	7.35	CUMPLE!	39.00	51.87	CUMPLE!
	11 al 20	700x900x55x20	6.36		CUMPLE!	39.50		CUMPLE!
	21 al 30	700x900x50x20	7.00		CUMPLE!	40.00		CUMPLE!
40	1 al 14	700x900x60x20	5.83	7.35	CUMPLE!	39.00	51.87	CUMPLE!
	15 al 28	700x900x55x20	6.36		CUMPLE!	39.50		CUMPLE!
	29 al 40	700x900x50x20	7.00		CUMPLE!	40.00		CUMPLE!

Nota: Las secciones están expresadas en milímetros y de la siguiente manera:

$(b_f \times d \times t_f \times t_w)$, es decir, ancho de alas, altura de viga, espesor de alas y espesor de alma.

Elaboración Propia, 2021.

4.2.4.5 Predimensionamiento de Diagonales

En los modelos, para las diagonales, al igual que para las columnas, se han seleccionados 3 diferentes secciones dependiendo de los pisos en las que se ubicarán, debido a que, mientras más alto sea el piso, pueden colocarse secciones más pequeñas.

De igual manera, es importante destacar que en las diagonales también se debe controlar el pandeo local, por lo que deben cumplir con los requisitos para ser miembros de alta ductilidad, los mismos que son descritos en la tabla D1.1 del AISC 341-16, y en la Sección 4.2.4.1.2 de este trabajo. Las secciones elegidas para los modelos y su respectiva verificación de los requisitos de miembros de alta ductilidad, se muestran en la Tabla 8.

Tabla 8. Secciones seleccionadas para diagonales

DIAGONALES								
# de Pisos	Pisos	Sección (mm)	Alas			Alma		
			λ	λ_{hd}	Miembro de Alta Ductilidad	λ	λ_{hd}	Miembro de Alta Ductilidad
20	1 al 7	300x300x35x8	4.29	7.35	CUMPLE!	28.75	36.06	CUMPLE!
	8 al 14	300x300x30x8	5.00		CUMPLE!	30.00		CUMPLE!
	15 al 20	300x300x25x8	6.00		CUMPLE!	31.25		CUMPLE!
25	1 al 9	300x300x35x8	4.29	7.35	CUMPLE!	28.75	36.06	CUMPLE!
	10 al 18	300x300x30x8	5.00		CUMPLE!	30.00		CUMPLE!
	19 al 25	300x300x25x8	6.00		CUMPLE!	31.25		CUMPLE!
30	1 al 10	400x400x40x10	5.00	7.35	CUMPLE!	32.00	36.06	CUMPLE!
	11 al 20	400x400x35x10	5.71		CUMPLE!	33.00		CUMPLE!
	21 al 30	400x400x30x10	6.67		CUMPLE!	34.00		CUMPLE!
40	1 al 14	400x400x40x10	5.00	7.35	CUMPLE!	32.00	36.06	CUMPLE!
	15 al 28	400x400x35x10	5.71		CUMPLE!	33.00		CUMPLE!
	29 al 40	400x400x30x10	6.67		CUMPLE!	34.00		CUMPLE!

Nota: Las secciones están expresadas en milímetros y de la siguiente manera:

$(b_f \times d \times t_f \times t_w)$, es decir, ancho de alas, altura de viga, espesor de alas y espesor de alma.

4.2.4.6 Resumen de Secciones Utilizadas

Las secciones empleadas en los modelos, para columnas, vigas principales, diagonales y vigas secundarias se pueden visualizar en la Tabla 9, además se detalla en que pisos y para qué edificio se utilizó cada una de las secciones.

Tabla 9. *Resumen de secciones utilizadas en los modelos*

# de Pisos	Pisos	Columnas	Vigas Principales	Diagonales	Vigas Secundarias
20	1 al 7	500x700x45x15	300x500x25x10	300x300x35x8	120x300x8x6
	8 al 14	500x700x40x15		300x300x30x8	
	15 al 20	500x700x35x15		300x300x25x8	
25	1 al 9	500x700x45x15	300x500x25x10	300x300x35x8	120x300x8x6
	10 al 18	500x700x40x15		300x300x30x8	
	19 al 25	500x700x35x15		300x300x25x8	
30	1 al 10	700x900x60x20	360x600x25x12	400x400x40x10	120x300x8x6
	11 al 20	700x900x55x20		400x400x35x10	
	21 al 30	700x900x50x20		400x400x30x10	
40	1 al 14	700x900x60x20	360x600x25x12	400x400x40x10	120x300x8x6
	15 al 28	700x900x55x20		400x400x35x10	
	29 al 40	700x900x50x20		400x400x30x10	

Nota: Las secciones están expresadas en milímetros y de la siguiente manera:

$(b_f \times d \times t_f \times t_w)$, es decir, ancho de alas, altura de viga, espesor de alas y espesor de alma.

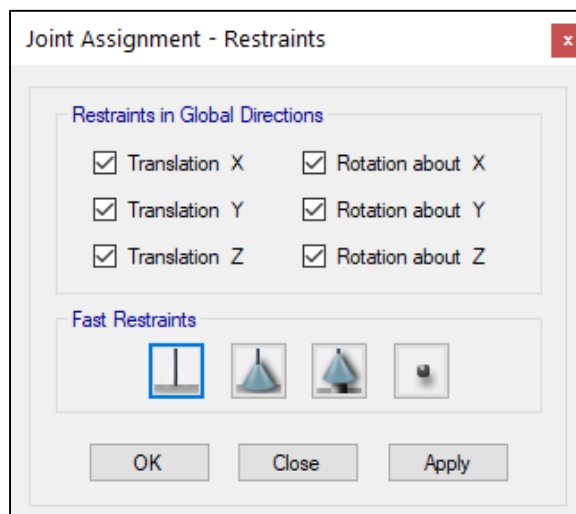
Elaboración Propia, 2021.

4.2.5 Condiciones de Apoyo para los modelos

Para todos los modelos se han considerado empotramientos perfectos, es decir, que no permiten desplazamientos traslacionales ni rotacionales en ninguna dirección.

Esta condición de apoyo se define en ETABS de la siguiente manera, como se muestra en la Figura 44.

Figura 44. *Definición de apoyos empotrados*



Nota: Se muestra la definición de los apoyos para los modelos realizados en ETABS.

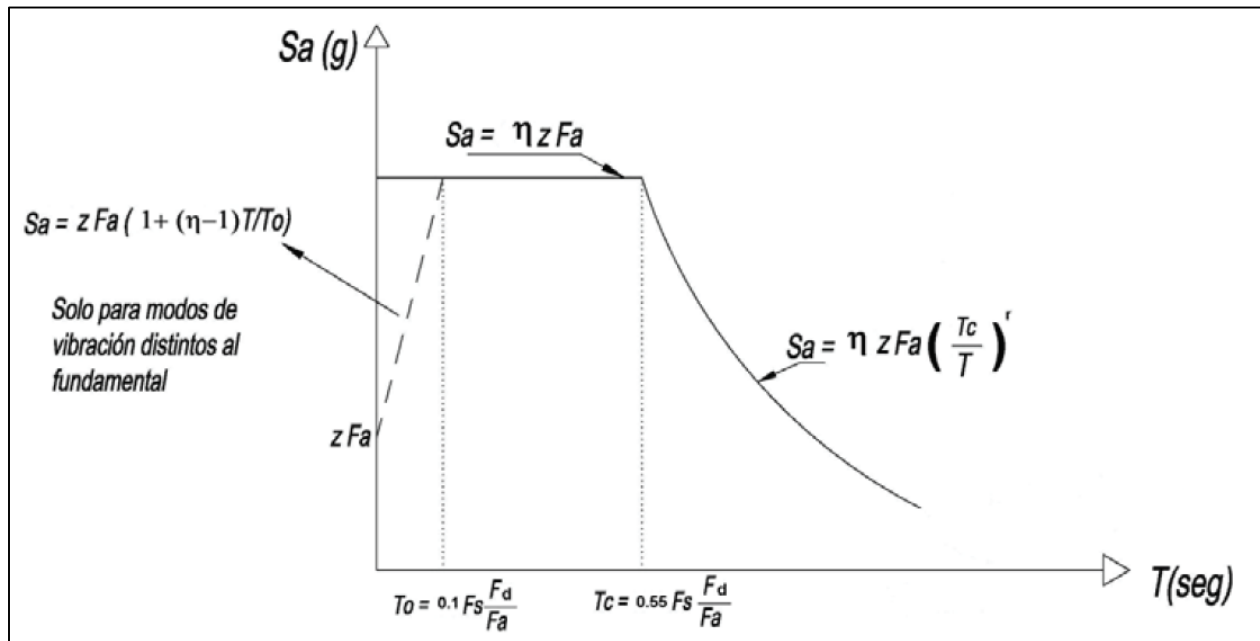
Obtenido de ETABS 2016.

4.2.6 Definición de Parámetros para el Análisis Modal Espectral

4.2.6.1 Espectro Elástico

Para la definición del espectro elástico, es necesario determinar los parámetros para trazar cada uno de los tramos que se muestran en la Figura 45.

Figura 45. Espectro elástico de la NEC 2015



Nota: Se muestran todos los parámetros para definir el espectro elástico de la NEC.

Tomado de Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.33), NEC-SE-DS, 2015.

Para determinar cada uno de los parámetros del espectro elástico se deberá utilizar las tablas y valores que se presentan en la NEC-SE-DS, los mismos que se detallarán a continuación:

El valor (z) es la aceleración máxima esperada en roca, y se la determina fácilmente utilizando la Tabla 19 de la NEC-SE-DS, en la que se especifica el valor de (z) dependiendo de la ciudad en la que se va a construir la estructura. En este trabajo, la ciudad para la que se está analizando es Quito, por lo que ($z = 0.40$), como se muestra en la Tabla 10.

Tabla 10. Valor del factor (z) para Quito

POBLACION	PARROQUIA	CANTON	PROVINCIA	Z
POMASQUI	POMASQUI	QUITO	PICHINCHA	0.40
CALDERON	CALDERON (CARAPUNGO)	QUITO	PICHINCHA	0.40
NAYON	NAYON	QUITO	PICHINCHA	0.40
ZAMBIZA	ZAMBIZA	QUITO	PICHINCHA	0.40
YARUQUI	YARUQUI	QUITO	PICHINCHA	0.40
CHECA	CHECA (CHILPA)	QUITO	PICHINCHA	0.40

Nota: Se muestra el valor de ($z = 0.40$) para la ciudad de Quito. Tomado de Peligro

Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.103), NEC-SE-DS, 2015.

Para determinar los coeficientes de amplificación de suelo (F_a), (F_d) y (F_s), es necesario tener claro el suelo sobre el cual se va a cimentar la estructura, que para este caso se ha considerado un suelo tipo “D”, ya que es un tipo de suelo bastante común en Quito. Con esta información se puede obtener los valores de (F_a), (F_d) y (F_s) en las Tablas 3, 4 y 5 de la NEC-SE-DS, respectivamente. Se obtienen los valores dependiendo del tipo de suelo y el factor (z), como se muestra en las Tablas 11, 12 y 13.

Tabla 11. *Coefficiente de amplificación (F_a)*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Nota: Se muestra el coeficiente ($F_a = 1.2$), para $z = 0.40$ y con un tipo de suelo “D”.

Tomado de Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.31), NEC-SE-DS, 2015.

Tabla 12. *Coefficiente de amplificación (F_d)*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Nota: Se muestra el coeficiente ($F_d = 1.19$), para $z = 0.4$ y con un tipo de suelo “D”.

Tomado de Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.31), NEC-SE-DS, 2015.

Tabla 13. *Coficiente de amplificación (F_s)*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Nota: Se muestra el coeficiente ($F_s = 1.28$), para $z = 0.40$ y con un tipo de suelo “D”.

Tomado de Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.32), NEC-SE-DS, 2015.

En cuanto al exponente (r), para este trabajo se toma un valor de ($r = 1$), ya que en la NEC-SE-DS se especifica que para todos los suelos con excepción del suelo tipo E, el valor de r es igual a 1, como se muestra en la Figura 46.

Figura 46. *Valores para el exponente (r)*

$r = 1$	para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
$r = 1.5$	para tipo de suelo E.

Nota: Se muestra el valor ($r = 1$), para suelo tipo “D”. Tomado de Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.34), NEC-SE-DS, 2015.

Por otro lado, para el factor (η), para este trabajo se toma un valor de ($\eta = 2.48$) ya que en la NEC-SE-DS se especifica que para las provincias de la Sierra, como es el caso de Pichincha, el valor η es igual a 2.48, como se muestra en la Figura 47.

Figura 47. Valores para el factor (η)

$\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
$\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
$\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Nota: Se muestra el valor ($\eta = 2.48$), para la provincia de Pichincha. Tomado de Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.34), NEC-SE-DS, 2015.

Conociendo estos valores se puede calcular la aceleración (S_a) en la cresta del espectro, como se muestra a continuación:

$$S_a = \eta z F_a$$

$$S_a = 2.48 * 0.40 * 1.2$$

$$S_a = 1.1904$$

Finalmente, para calcular los periodos límite de vibración (T_o) y (T_c) se deben aplicar las siguientes ecuaciones:

- Periodo de vibración (T_o):

$$T_o = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.1 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20}$$

$$T_o = 0.126933 \text{ seg}$$

- Periodo de vibración (T_c):

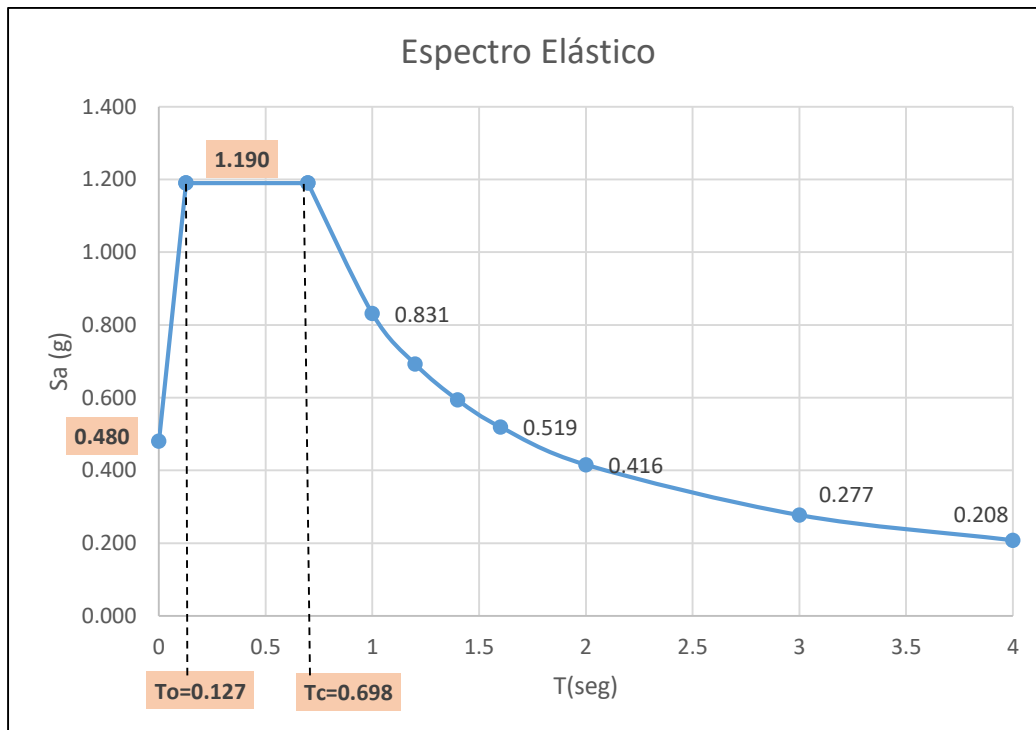
$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20}$$

$$T_c = 0.698133$$

Una vez determinados todos estos parámetros se puede definir el espectro elástico, como se muestra en la Figura 48, este espectro servirá para posteriormente definir el espectro inelástico o de diseño, el mismo que se ingresará en ETABS y que servirá para realizar el análisis modal espectral.

Figura 48. Espectro elástico para el caso a analizar



Nota: Se muestra el espectro elástico con sus valores, para el caso que se va a analizar.

Elaboración Propia, 2021.

4.2.6.2 Espectro de Diseño

Para definir el espectro de diseño de acuerdo a la norma NEC-SE-DS 2015, es necesario reducir los valores obtenidos en el espectro elástico, esto se lo consigue con ayuda del factor de reducción de resistencia sísmica (R), que depende del sistema estructural, y el coeficiente de importancia (I), que depende del uso que se le dará a la estructura.

Los valores obtenidos en el espectro de elástico deben ser multiplicados por el factor (I/R), el mismo que servirá para reducir los valores de las aceleraciones espectrales, y así conseguir el espectro de diseño, ya que, si se diseñara la estructura con el espectro elástico, las secciones necesarias serían demasiado grandes, lo que se traduce en mayores costos.

Para determinar los valores de (R) e (I), se debe utilizar las Tablas 16 y 6 de la NEC-SE-DS, respectivamente; para el caso en cuestión, se obtienen valores de (R = 8) e (I = 1.3), como se evidencia en las Tablas 14 y 15.

Tabla 14. Valores para el factor de reducción (R)

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

Nota: Se muestra el valor ($R = 8$), para el sistema de pórticos de acero con diagonales excéntricas. Tomado de Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.64), NEC-SE-DS, 2015.

Tabla 15. Valores para el coeficiente de importancia (I)

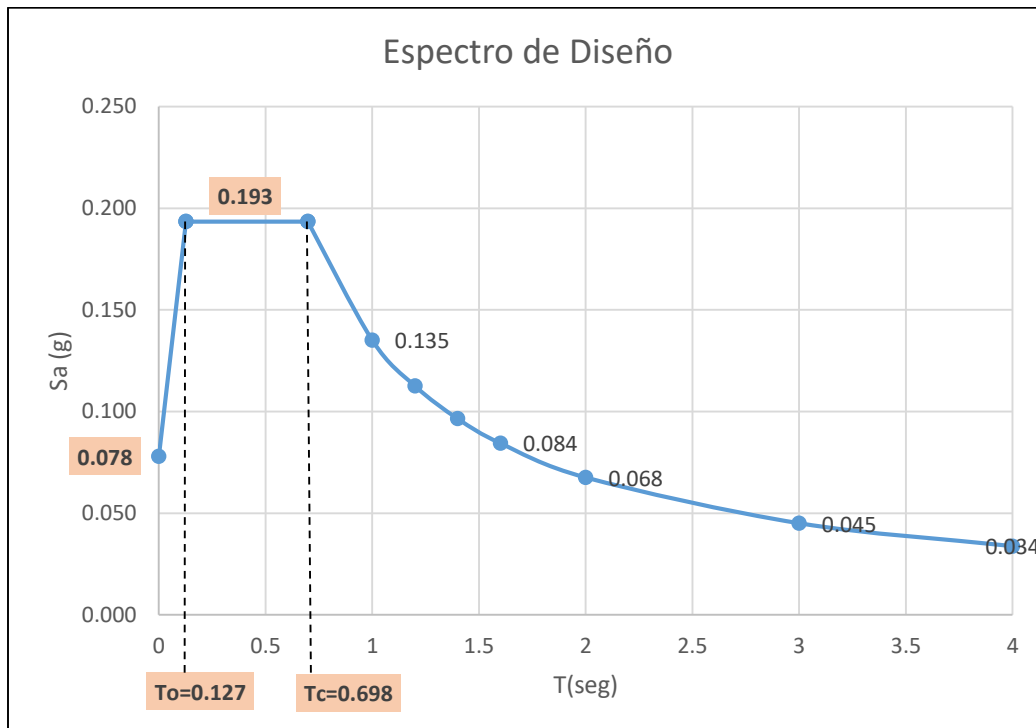
Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de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

Nota: Se muestra el valor ($I = 1.3$), para la categoría de estructuras de ocupación especial, ya que al ser edificios bastante altos se considera que habrá una gran cantidad de personas.

Tomado de Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.39), NEC-SE-DS, 2015.

Como se mencionó anteriormente, multiplicando las ordenadas del espectro elástico por el factor (I/R) , es decir, $(1.3/8)$, se obtiene el espectro reducido o de diseño, como se muestra a continuación en la Figura 49.

Figura 49. Espectro de diseño para el caso a analizar



Nota: Se muestra el espectro de diseño con sus valores, para el caso que se va a analizar.

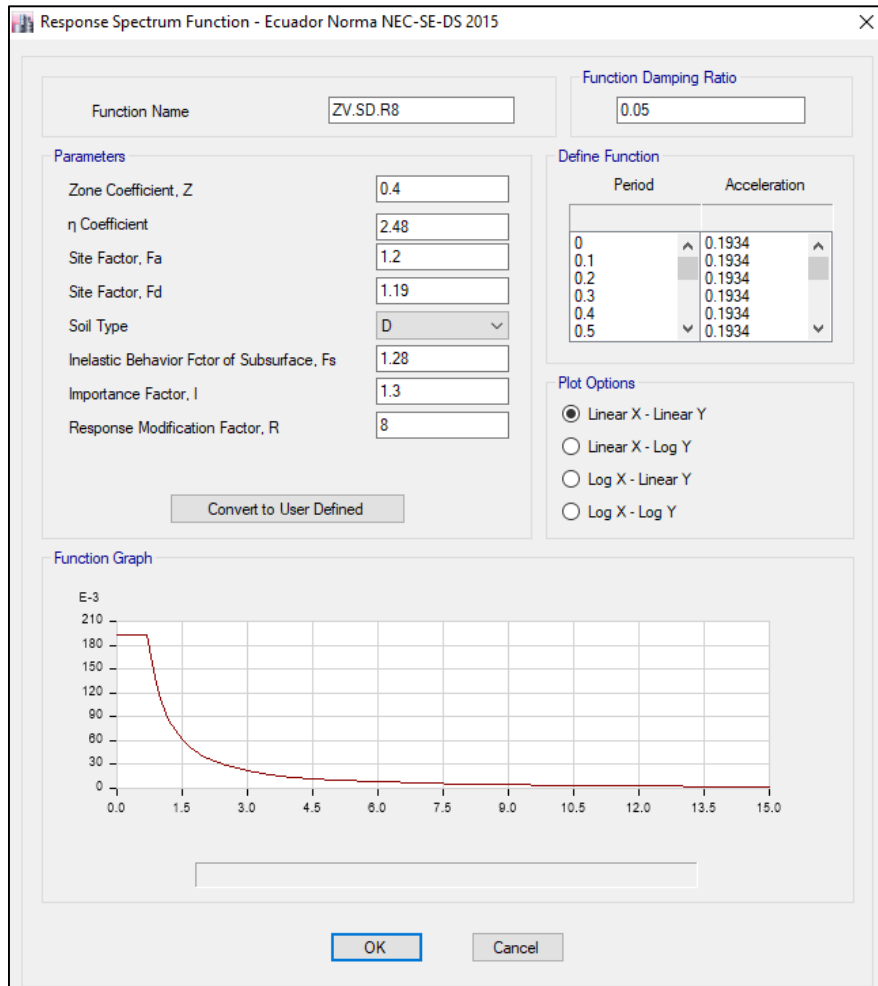
Elaboración Propia, 2021.

4.2.6.3 Definición del Espectro de Diseño en ETABS

Para definir el espectro de diseño en ETABS, primero se debe definir una función de espectro de respuesta, luego se debe seleccionar la normativa de diseño con la que se va a definir el espectro, que en este caso es la NEC-SE-DS 2015.

Posteriormente se debe ingresar los valores de (z) , (η) , (F_a) , (F_d) , (F_s) , (I) y (R) , los mismos que se determinaron anteriormente, de igual manera se debe seleccionar el tipo de suelo, que en este caso es el tipo “D”, como se puede ver en la Figura 50.

Figura 50. Espectro de diseño definido en ETABS



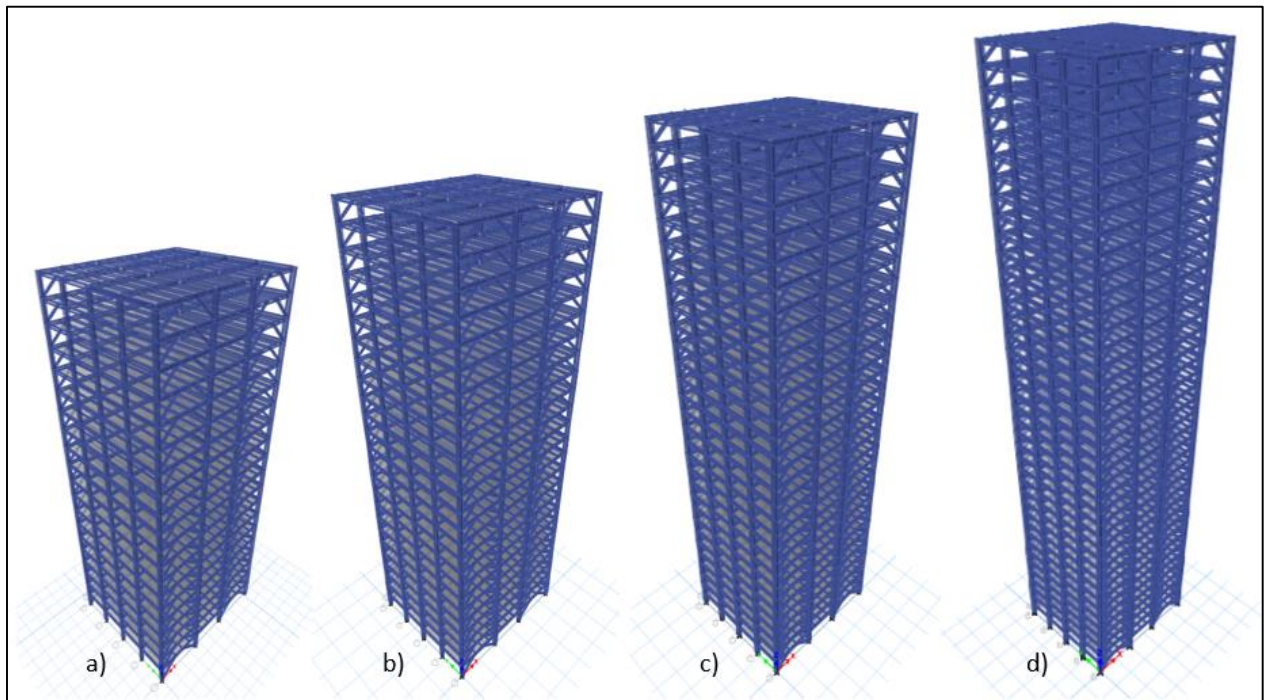
Nota: Se muestra el espectro de diseño definido en ETABS, comprobando que es el mismo que se determinó anteriormente. Obtenido de ETABS 2016.

4.3 RESULTADOS

4.3.1 Validación de los modelos en 2D

Como se mencionó anteriormente, se crearon un total de 28 modelos en el programa ETABS 2016, los 4 primeros se los realizó en 3D, para edificios de 20, 25, 30 y 40 pisos, como se puede ver en la Figura 51, con una longitud de enlace de 2 metros, considerando que esta sería la situación más desfavorable de los casos a analizar.

Figura 51. Modelos realizados en 3D



Nota: Se muestran los edificios con diagonales excéntricas modelados en 3D en ETABS.

a) 20 pisos, b) 25 pisos, c) 30 pisos y d) 40 pisos. Obtenido de ETABS 2016.

Mientras que los 24 modelos restantes se los realizó en 2D, creando 6 modelos para cada uno de los edificios, de 20, 25, 30 y 40 pisos, considerando longitudes de enlace de 1.0m, 1.2m, 1.4m, 1.6m, 1.8m y 2.0m.

Se analizaron modelos en 2D para agilizar el procesamiento de datos debido a la gran cantidad de modelos realizados, pero para esto es fundamental validar los modelos en 2D con los elaborados en 3D.

Para validar los modelos 2D se han considerado las mismas secciones de vigas, columnas y enlaces, además de la misma longitud de enlace que en los modelos 3D, es decir 2 metros, pero se ha variado la masa del edificio, de tal manera que se obtengan periodos de vibración y desplazamientos similares a los obtenidos en los modelos 3D. En la Tabla 16 se puede visualizar la comparación de resultados entre los modelos de 2D y 3D.

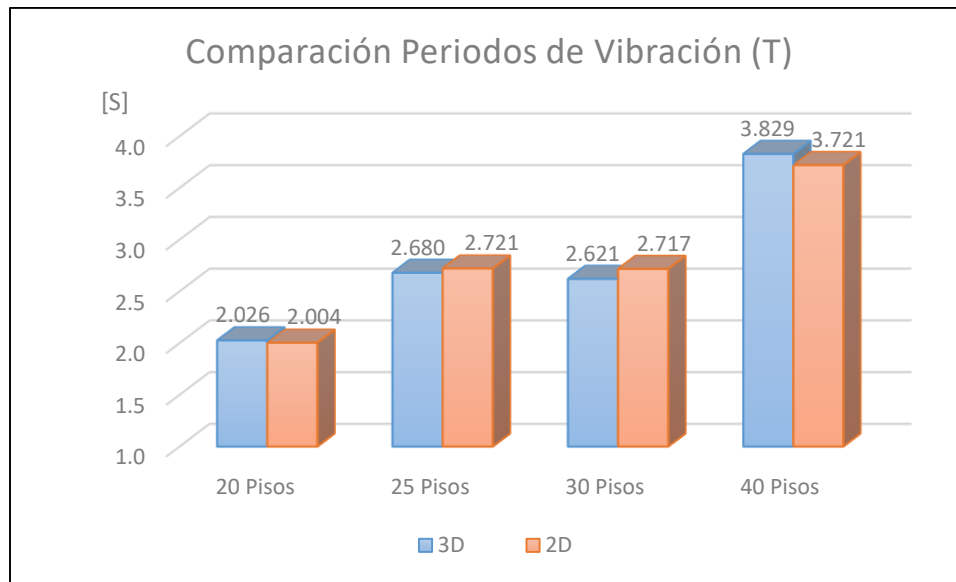
Tabla 16. Validación de resultados para modelos en 2D

# de Pisos	Periodo de Vibración (T) [seg]		Desplazamiento (Ux) [cm]	
	3D	2D	3D	2D
20 Pisos	2.026	2.004	5.700	5.764
25 Pisos	2.680	2.721	6.736	6.975
30 Pisos	2.621	2.717	6.644	6.995
40 Pisos	3.829	3.721	8.129	8.258

Nota: Se muestra la comparación de periodos de vibración y desplazamientos obtenidos en los modelos en 3D y 2D, para un enlace de 2 metros. Elaboración Propia, 2021.

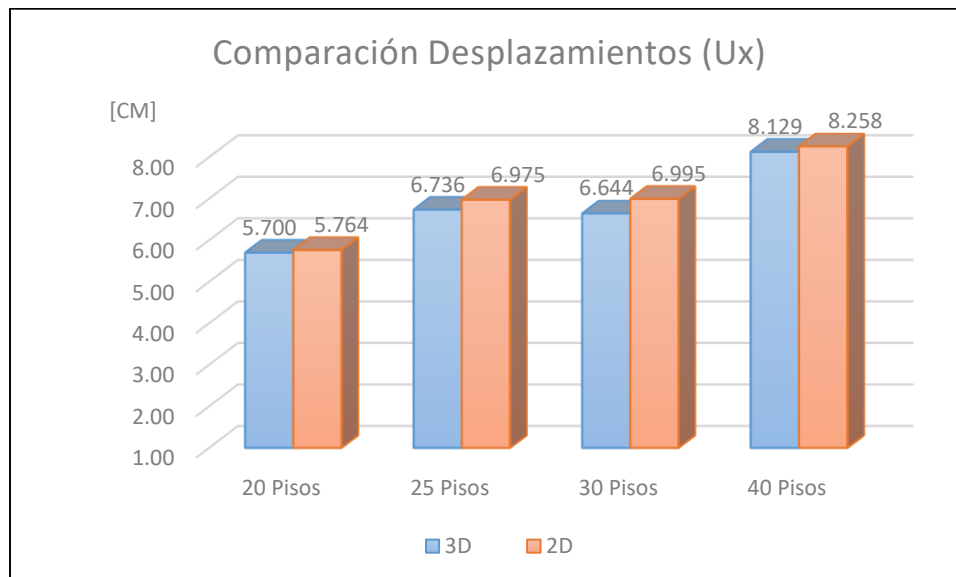
Se puede verificar claramente la validez de los modelos 2D, en los gráficos de barras que se presentan en las Figuras 52 y 53, donde se muestran los valores de periodos de vibración y de desplazamientos, respectivamente, tanto para los modelos 3D como para los modelos 2D, con un enlace de 2 metros, evidenciando que el comportamiento de ambos modelos es prácticamente el mismo, debido a que tienen periodos de vibración y desplazamientos casi iguales.

Figura 52. Comparación de Periodos de Vibración (T)



Nota: Se muestra la comparación de los periodos de vibración para cada uno de los edificios modelados en 3D y 2D, con un enlace de 2 metros. Elaboración Propia, 2021.

Figura 53. Comparación de Desplazamientos (Ux)



Nota: Se muestra la comparación de los desplazamientos (Ux) para cada uno de los edificios modelados en 3D y 2D, con un enlace de 2 metros. Elaboración Propia, 2021.

4.3.2 Control de Derivas de Piso según NEC-SE-DS 2015

La deriva de piso, como se ha mencionado anteriormente, puede ser definida como la división de los desplazamientos relativos de cada piso para la altura de entre piso, y debe ser medida en puntos colineales de pisos consecutivos.

Cabe mencionar que dentro de un diseño sismo resistente es muy importante controlar las derivas de piso, ya que una deriva excesiva puede provocar daños en los elementos estructurales y no estructurales.

Para determinar la deriva inelástica máxima del edificio se debe aplicar la ecuación descrita en la Sección 6.3.9 de la NEC-SE-DS, que se muestra a continuación:

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

Donde:

Δ_M = Deriva inelástica máxima.

R = Factor de reducción de resistencia sísmica, descrito en la Tabla 16 de la NEC-SE-DS.

Δ_E = Deriva elástica máxima.

Para cumplir con lo establecido en la NEC, la deriva inelástica máxima del edificio en cuestión, debe ser menor o igual a la deriva admisible inelástica especificada en la Tabla 7 de la NEC-SE-DS, en la que se detalla un límite para estructuras de hormigón armado, metálicas y de madera; y otro límite para estructuras de mampostería, como se muestra en la Tabla 17.

Tabla 17. Derivas inelásticas máximas según NEC-SE-DS 2015

Estructuras de:	Δ_M máxima [adimensional]
Hormigón armado, Metálicas y Madera	0.02
Mampostería	0.01

Nota: Tomado de Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (p.40), NEC-SE-DS, 2015.

Es importante aclarar que la deriva de piso obtenida en el programa ETABS 2016 es la deriva elástica (Δ_E), por lo que, para comparar con los límites establecidos en la Tabla 7 de la NEC-SE-DS se debe determinar la deriva inelástica (Δ_M), utilizando la fórmula anteriormente detallada.

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

Para los edificios modelados se han determinado sus respectivas derivas máximas elásticas e inelásticas, además de la comparación con el límite máximo de deriva inelástica de 0.02 especificada en la NEC-SE-DS.

Los valores de derivas inelásticas obtenidos para cada uno de los edificios modelados son menores al límite máximo especificado en la NEC-SE-DS, como se muestra en la Tabla 18, verificándose la rigidez que las diagonales proporcionan a la estructura.

Tabla 18. Derivas máximas de los edificios modelados

# de Pisos	Longitud Enlace e (m)	Deriva elástica máxima (ΔE)	Deriva inelástica máxima (ΔM)	$(\Delta M) \leq 0.02$
20	1.0	0.001168	0.00701	CUMPLE!
	1.2	0.001177	0.00706	CUMPLE!
	1.4	0.001188	0.00713	CUMPLE!
	1.6	0.001199	0.00719	CUMPLE!
	1.8	0.001211	0.00727	CUMPLE!
	2.0	0.001225	0.00735	CUMPLE!
25	1.0	0.001306	0.00784	CUMPLE!
	1.2	0.001305	0.00783	CUMPLE!
	1.4	0.001302	0.00781	CUMPLE!
	1.6	0.001298	0.00779	CUMPLE!
	1.8	0.001291	0.00775	CUMPLE!
	2.0	0.001288	0.00773	CUMPLE!
30	1.0	0.001083	0.00650	CUMPLE!
	1.2	0.001083	0.00650	CUMPLE!
	1.4	0.001082	0.00649	CUMPLE!
	1.6	0.001079	0.00647	CUMPLE!
	1.8	0.001074	0.00644	CUMPLE!
	2.0	0.001070	0.00642	CUMPLE!
40	1.0	0.000985	0.00591	CUMPLE!
	1.2	0.000985	0.00591	CUMPLE!
	1.4	0.000983	0.00590	CUMPLE!
	1.6	0.000980	0.00588	CUMPLE!
	1.8	0.000981	0.00589	CUMPLE!
	2.0	0.000981	0.00589	CUMPLE!

Nota: Se muestran las derivas máximas obtenidas para cada uno de los edificios modelados, verificándose que cumplen con lo especificado en la NEC. Elaboración Propia, 2021.

4.3.3 Control de Periodos de Vibración según ASCE 7-16

Controlar los periodos de vibración de los edificios es muy importante para evitar que sean estructuras muy flexibles, ya que a la larga esto podría generar varios problemas para la estructura, además de que podrían generarse derivas de piso muy grandes.

En la norma NEC-SE-DS 2015 se especifica la manera de calcular el periodo de vibración, que es igual al de la norma ASCE 7-16, siendo la única diferencia, pero muy importante, el hecho de que en el ASCE se define un coeficiente (C_u) que se debe multiplicar al periodo de vibración aproximado (T_a) para determinar el máximo periodo de vibración.

En la NEC no existe este coeficiente, lo que es un problema ya que no se proporciona un límite máximo para los periodos de vibración, y esto puede provocar que se diseñen edificios muy flexibles, lo que, a la larga, como se mencionó anteriormente, puede generar problemas estructurales importantes.

La manera de calcular el periodo de vibración aproximado se define en la Sección 6.3.3 de la NEC-SE-DS 2015, y es la siguiente:

$$T_a = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

T_a = Periodo de vibración aproximado para el edificio [seg].

C_t = Coeficiente que depende del tipo de estructura.

h_n = Altura del edificio, medido desde la base [m]

α = Coeficiente que depende del tipo de estructura.

Los valores de (C_t) y (α) se definen de igual manera en la Sección 6.3.3 de la NEC-SE-DS 2015, y se muestran en la Tabla 19.

Tabla 19. Valores para los coeficientes (C_t) y (α)

TIPO DE ESTRUCTURA	C_t	α
Estructuras de Acero		
Sin Arriostramientos	0.072	0.8
Con Arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos Especiales de Hormigón Armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Nota: Se muestran los valores de los coeficientes (C_t) y (α) dependiendo del tipo de estructura, para el caso analizado sería ($C_t = 0.073$) y ($\alpha = 0.75$). Elaboración Propia, 2021.

Para definir el máximo periodo de vibración admisible, se debe cumplir con lo especificado en la Sección 12.8.2 del ASCE 7-16, donde se menciona que el periodo fundamental de vibración del edificio (T) no deberá exceder a la multiplicación del coeficiente (C_u) por el periodo de vibración aproximado (T_a), como se muestra a continuación:

$$T \leq C_u * T_a$$

El coeficiente (C_u), se determina según la Tabla 12.8-1 del ASCE 7-16, donde se especifica el valor de (C_u), dependiendo del valor de la aceleración del espectro elástico (S_a) cuando el periodo ($T = 1 \text{ seg}$). Los valores para el coeficiente (C_u) se muestran en la Tabla 20.

Tabla 20. Valores del coeficiente (C_u)

Aceleración del espectro elástico (S_a), cuando ($T = 1$ seg.), [$S_a(1$ seg)]	Coeficiente (C_u)
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Nota: Se muestran los valores del coeficiente (C_u) según la aceleración del espectro elástico cuando ($T = 1$ seg), para el caso analizado sería ($C_u = 1.4$). Elaboración Propia, 2021.

Para el caso analizado el valor de (C_u) sería igual a 1.4, ya que en el espectro elástico que se mostró en la Figura 48, cuando el periodo (T) es igual a 1 segundo, la aceleración (S_a) es igual a 0.831, por lo tanto, es mayor al valor de 0.4 que se muestra en la tabla anterior.

Una vez que se ha determinado el valor de (C_u), se puede calcular el periodo de vibración aproximado (T_a) para cada uno de los edificios modelados, así como el máximo periodo de vibración (T), para que finalmente se pueda verificar si los periodos de vibración determinados en ETABS cumplen con la limitación especificada en el ASCE 7-16.

Los periodos aproximados y los máximos admisibles para cada uno de los edificios modelados se pueden visualizar en la Tabla 21.

Tabla 21. Valores del coeficiente (C_u)

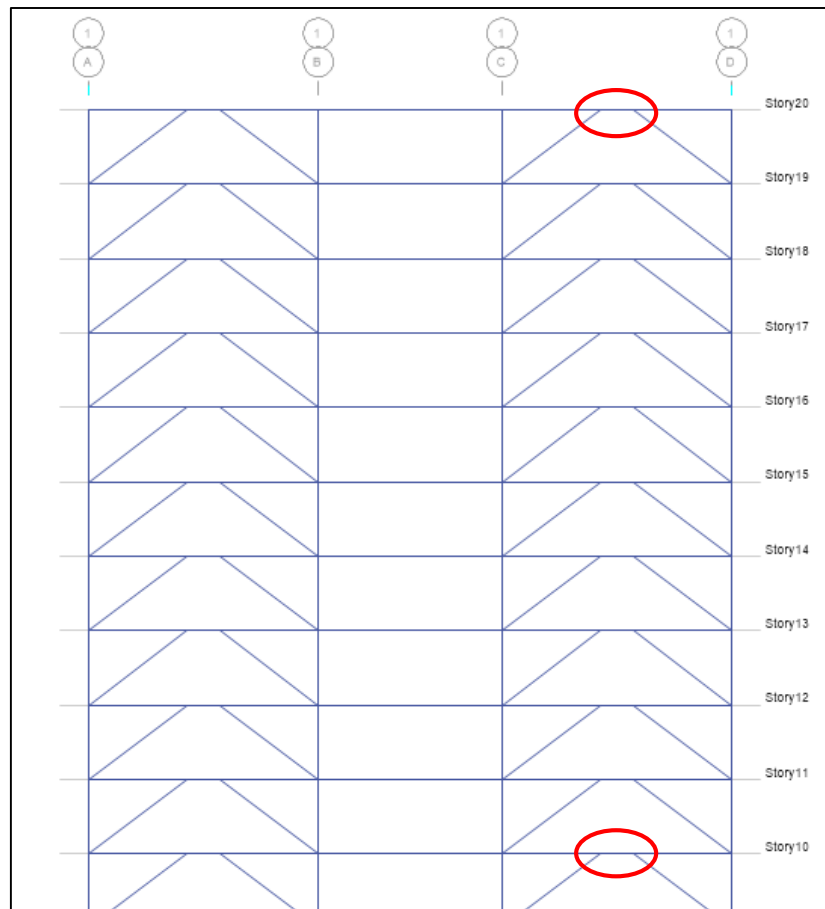
# de Pisos	Longitud Enlace (m)	Periodo obtenido (T_{ETABS})	Periodo aproximado (T_a)	Periodo máximo (T)	$(T_{ETABS}) \leq (T)$
20	1.0	1.813	1.667	2.334	CUMPLE!
	1.2	1.843			CUMPLE!
	1.4	1.877			CUMPLE!
	1.6	1.915			CUMPLE!
	1.8	1.958			CUMPLE!
	2.0	2.004			CUMPLE!
25	1.0	2.521	1.971	2.759	CUMPLE!
	1.2	2.551			CUMPLE!
	1.4	2.587			CUMPLE!
	1.6	2.627			CUMPLE!
	1.8	2.672			CUMPLE!
	2.0	2.721			CUMPLE!
30	1.0	2.551	2.260	3.164	CUMPLE!
	1.2	2.577			CUMPLE!
	1.4	2.606			CUMPLE!
	1.6	2.640			CUMPLE!
	1.8	2.677			CUMPLE!
	2.0	2.717			CUMPLE!
40	1.0	3.556	2.804	3.926	CUMPLE!
	1.2	3.581			CUMPLE!
	1.4	3.610			CUMPLE!
	1.6	3.643			CUMPLE!
	1.8	3.680			CUMPLE!
	2.0	3.721			CUMPLE!

Nota: Se muestran los periodos de vibración obtenidos para cada uno de los edificios modelados, además del periodo máximo admisible, verificándose que cumplen con lo especificado en la ASCE 7-16. Elaboración Propia, 2021.

4.3.4 Resultados del Análisis Estructural

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del análisis estructural de cada uno de los modelos realizados en 2D. Para cada edificio se ha analizado el comportamiento sísmico del enlace (link), dependiendo de su longitud, por lo que se ha determinado: cortantes, momentos flectores y axiales, los mismos que fueron obtenidos de los enlaces ubicados entre los ejes “C” y “D”, como se muestra en la Figura 54. Para todos los edificios se determinó estas acciones en el enlace del último piso y en un enlace de un piso intermedio, como se verá más adelante.

Figura 54. Enlaces analizados en el modelo



Nota: Se muestran en rojo los enlaces de los que se obtuvo los cortantes, momentos y axiales (piso 10 y 20) para el edificio de 20 pisos. Obtenido de ETABS 2016.

De igual forma, para cada modelo se ha determinado: el periodo de vibración, la deriva máxima de piso y el desplazamiento máximo.

Los resultados serán mostrados por edificio, dependiendo del número de pisos, es decir, primero los edificios de 20 pisos, luego los de 25 pisos y así sucesivamente.

En primer lugar, se mostrará una tabla de resumen con todos los resultados obtenidos para cada modelo según la longitud del enlace, es decir, para 1.0m, 1.2m, 1.4m, 1.6m, 1.8m y 2.0m.

Luego se mostrarán gráficas para cada uno de los resultados obtenidos, de tal forma que se puedan visualizar los valores dependiendo de la longitud del enlace, de esta manera se podrá comparar más fácilmente el comportamiento sísmico del edificio y del enlace.

4.3.4.1 Edificios de 20 Pisos

Tabla 22. Resultados para edificios de 20 pisos

20 PISOS									
e (m)	Periodos (s)	Deriva Inelástica	Desplazam. (cm)	Corte (Ton)		Momento (Ton-m)		Axiales (Ton)	
				Piso 20	Piso 10	Piso 20	Piso 10	Piso 20	Piso 10
1.0	1.813	0.00701	5.629	2.8758	12.7684	1.7374	6.5724	2.0513	1.0401
1.2	1.843	0.00706	5.664	2.8342	12.5116	1.9744	7.6828	1.9710	1.0094
1.4	1.877	0.00713	5.697	2.7908	12.2171	2.2075	8.7160	1.8857	0.9763
1.6	1.915	0.00719	5.727	2.7484	11.8879	2.4362	9.6627	1.7964	0.9497
1.8	1.958	0.00727	5.747	2.7053	11.522	2.6576	10.5109	1.7028	0.9130
2.0	2.004	0.00735	5.764	2.6633	11.1368	2.8728	11.2669	1.6083	0.8754

Nota: Elaboración Propia, 2021.

Figura 55. Periodos de vibración para edificios de 20 Pisos

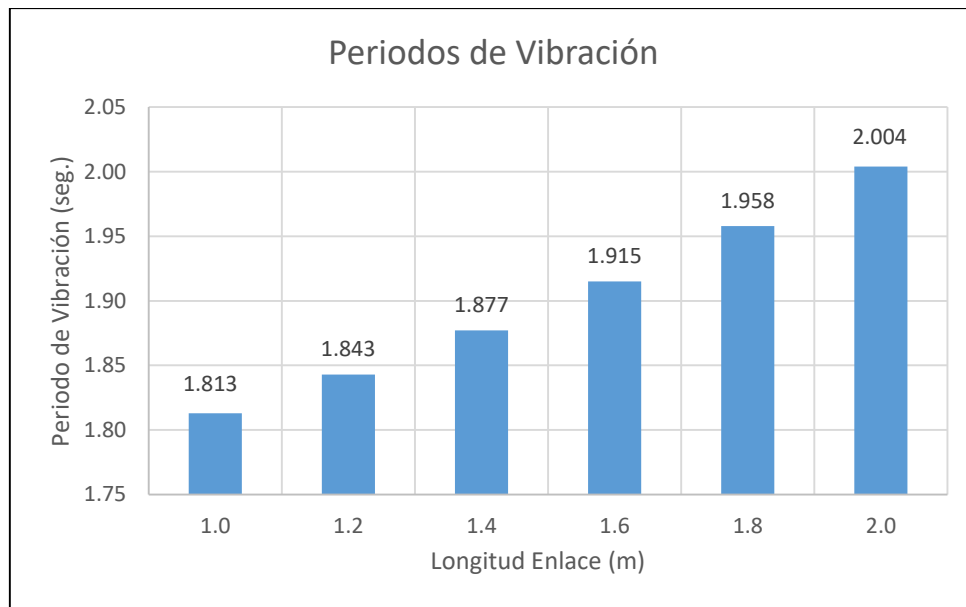


Figura 56. Deriva inelástica para edificios de 20 Pisos

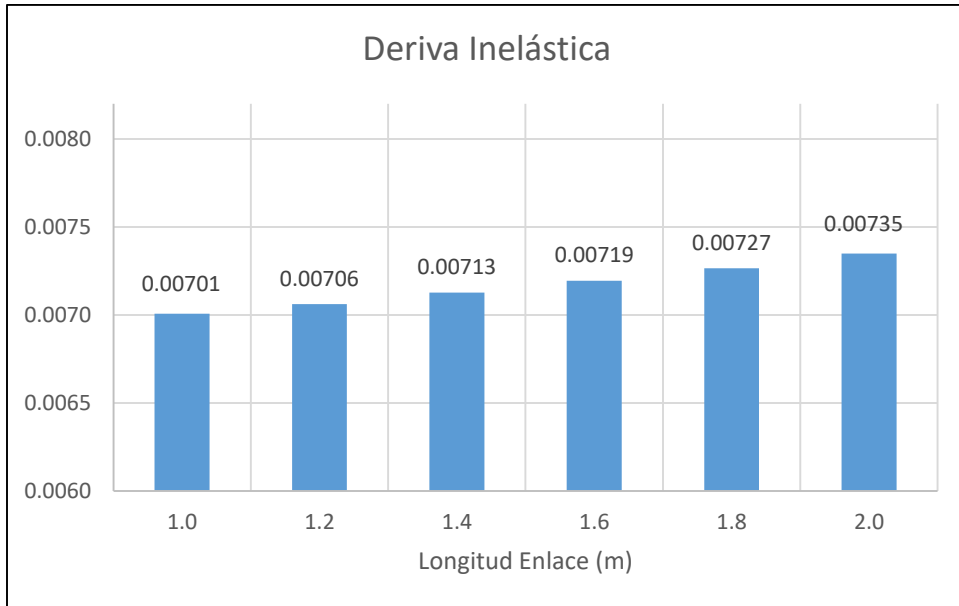


Figura 57. Desplazamientos para edificios de 20 Pisos

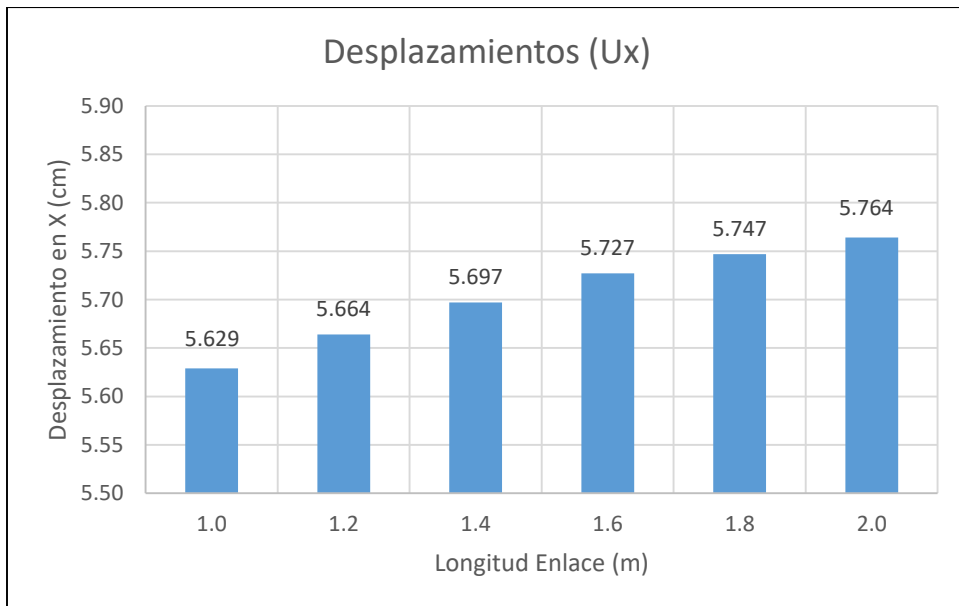


Figura 58. Cortantes en enlaces de edificios de 20 pisos

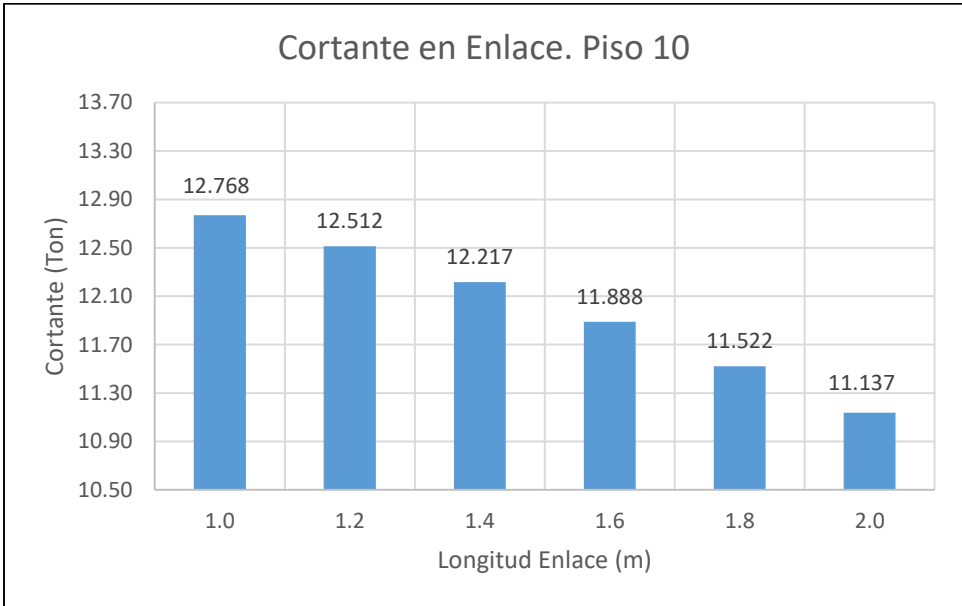
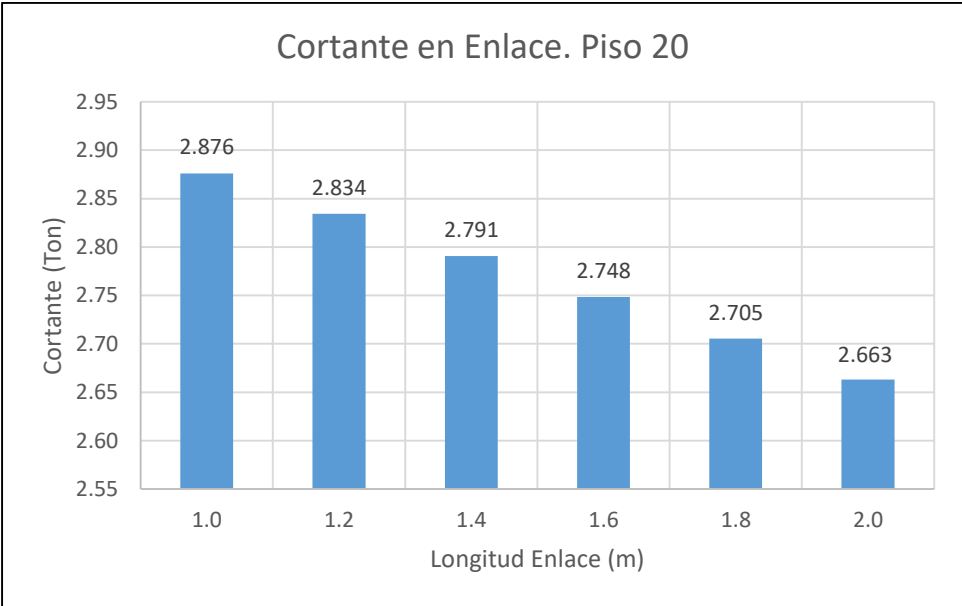


Figura 59. Momentos en enlaces de edificios de 20 pisos

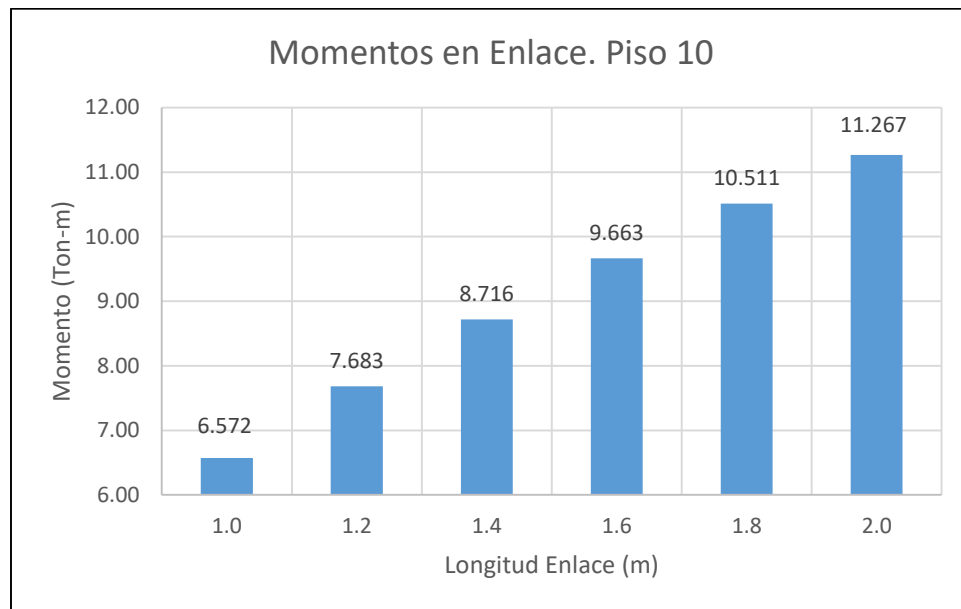
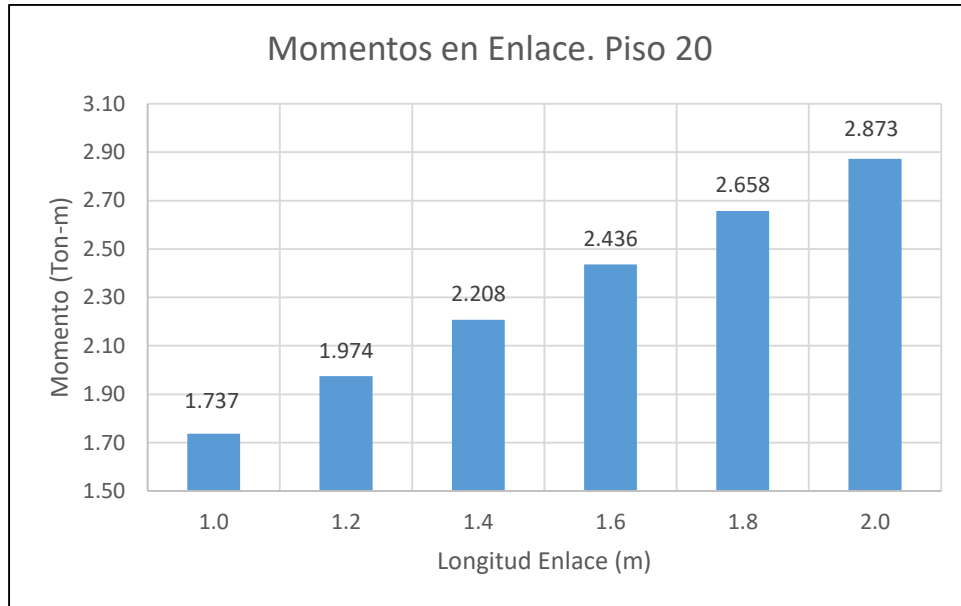
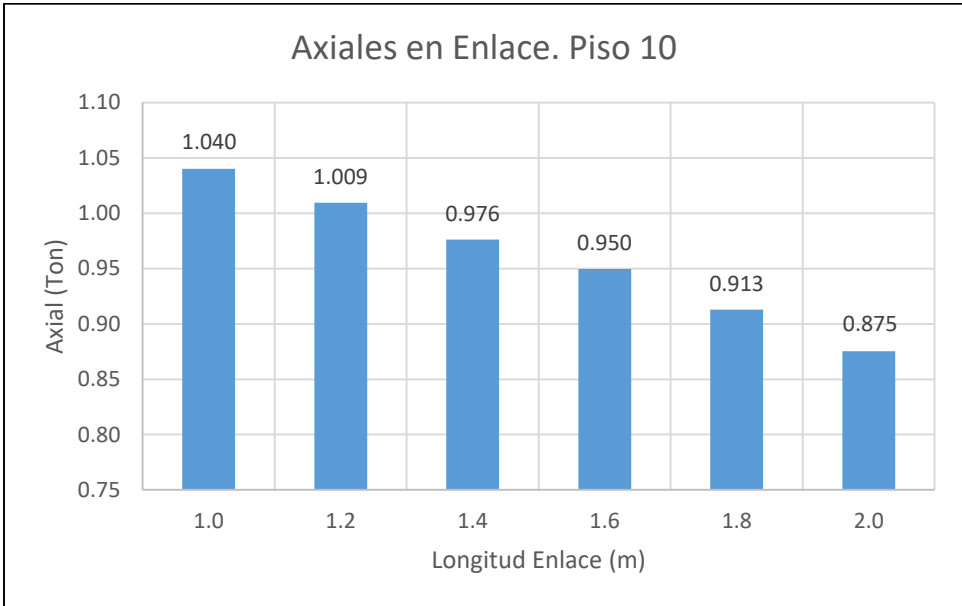
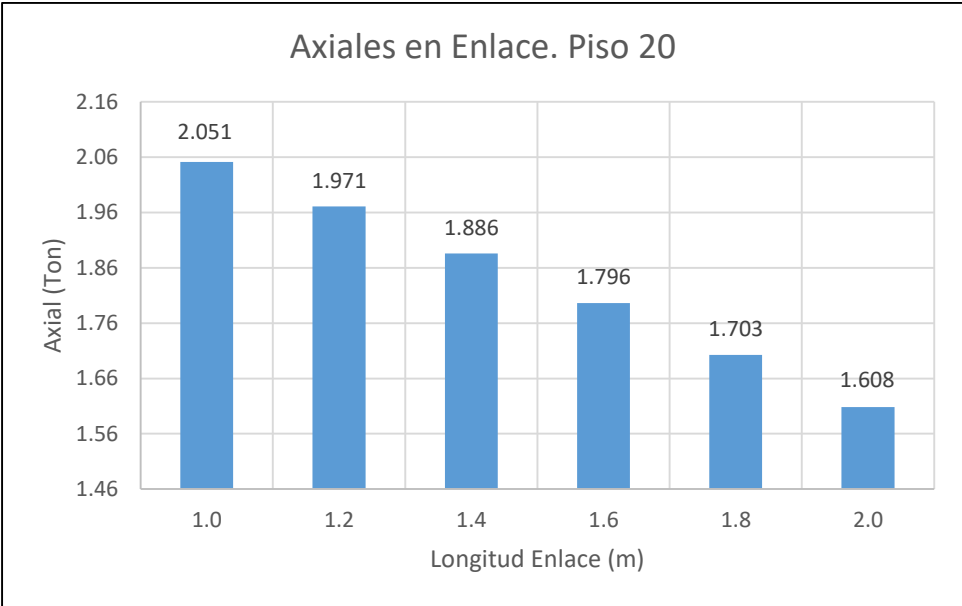


Figura 60. Axiales en enlaces de edificios de 20 pisos



4.3.4.2 Edificios de 25 Pisos

Tabla 23. Resultados para edificios de 25 pisos

25 PISOS									
e (m)	Periodos (s)	Deriva Inelástica	Desplazam. (cm)	Corte (Ton)		Momento (Ton-m)		Axiales (Ton)	
				Piso 25	Piso 12	Piso 25	Piso 12	Piso 25	Piso 12
1.0	2.521	0.00784	6.760	2.752	10.3972	1.6994	5.3453	2.2183	0.9985
1.2	2.551	0.00783	6.803	2.6533	10.2254	1.875	6.2719	2.158	0.9529
1.4	2.587	0.00781	6.848	2.5493	10.0431	2.0333	7.1572	2.0907	0.8980
1.6	2.627	0.00779	6.892	2.4449	9.8517	2.1749	7.9992	2.0165	0.8406
1.8	2.672	0.00775	6.933	2.3422	9.6485	2.3004	8.7925	1.9353	0.7843
2.0	2.721	0.00773	6.975	2.2565	9.4332	2.4287	9.5334	1.852	0.7352

Nota: Elaboración Propia, 2021.

Figura 61. Periodos de vibración para edificios de 25 Pisos

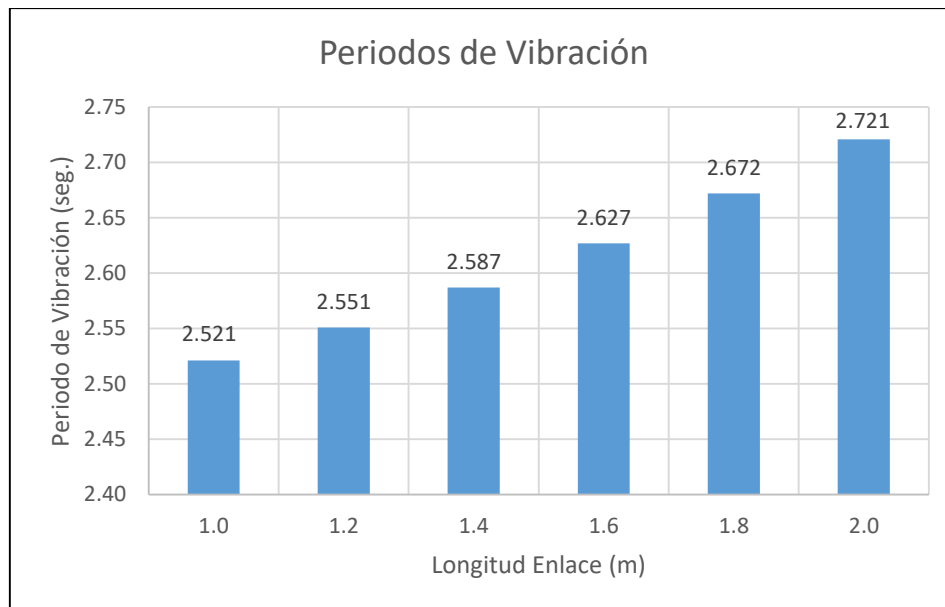


Figura 62. Deriva inelástica para edificios de 25 Pisos

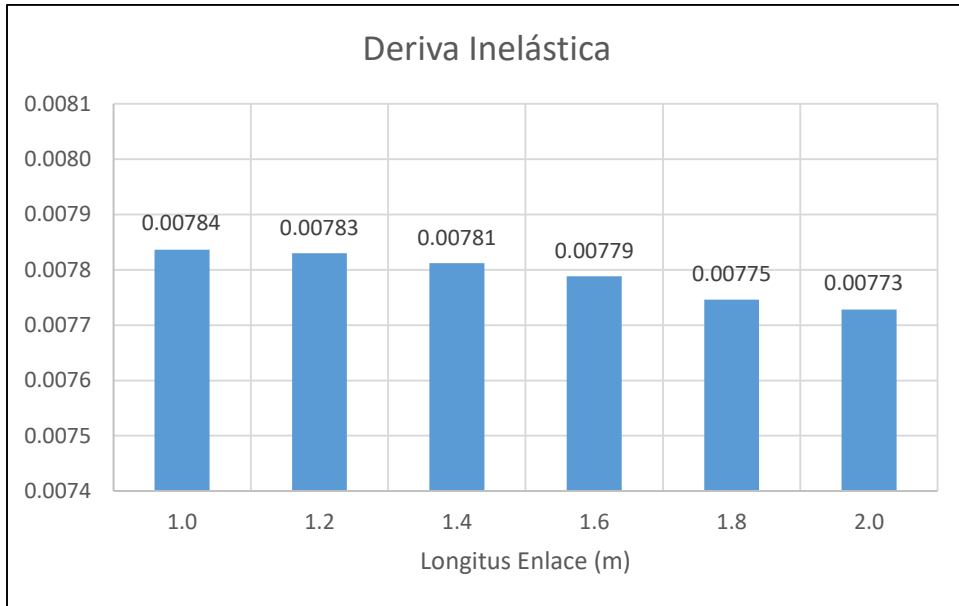


Figura 63. Desplazamientos para edificios de 25 Pisos

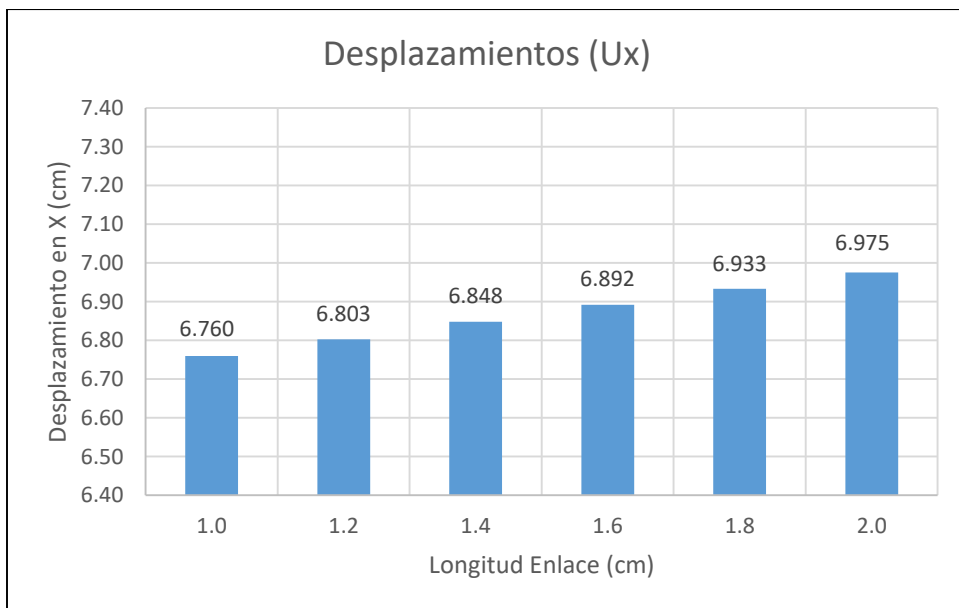


Figura 64. Cortantes en enlaces de edificios de 25 pisos

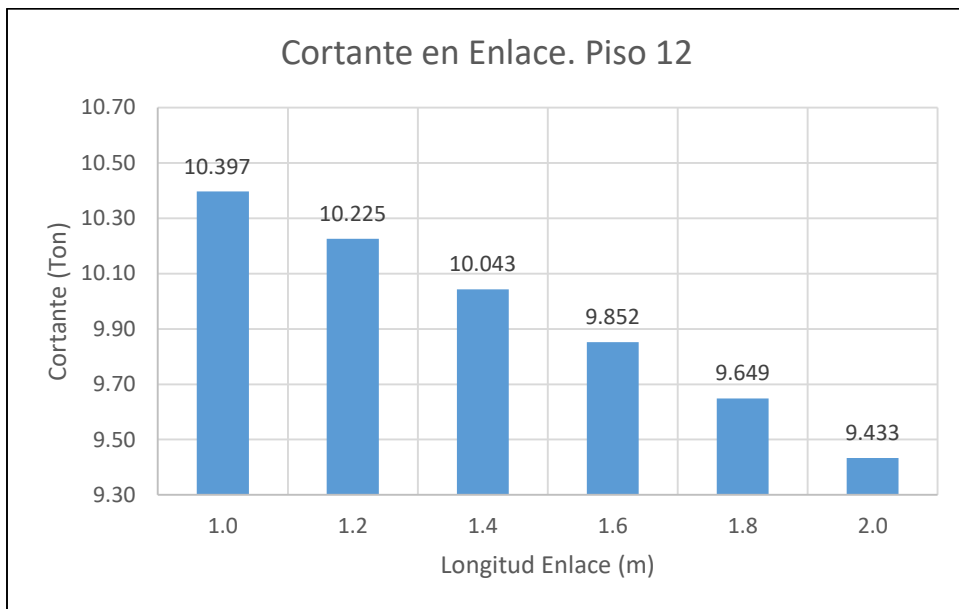
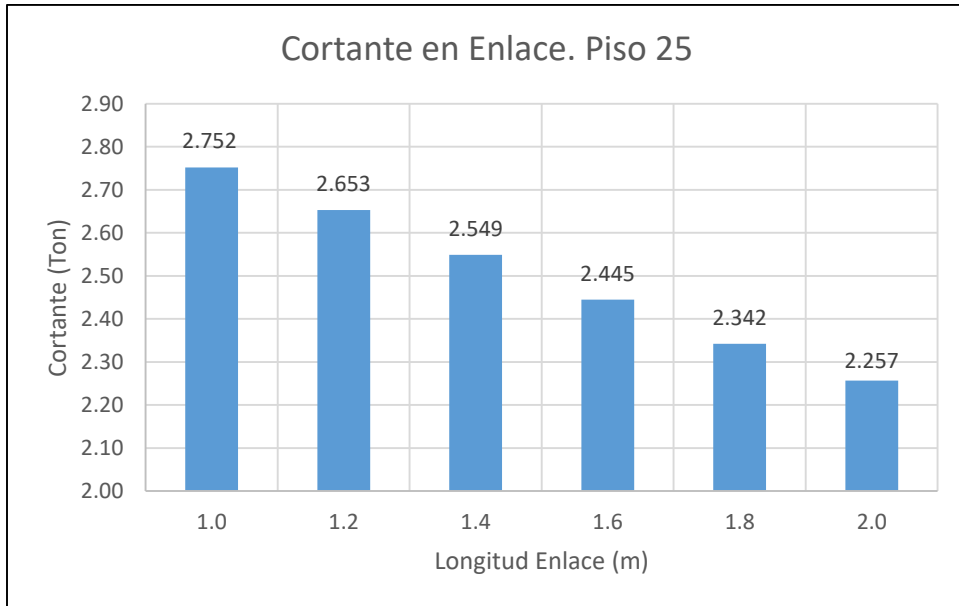


Figura 65. Momentos en enlaces de edificios de 25 pisos

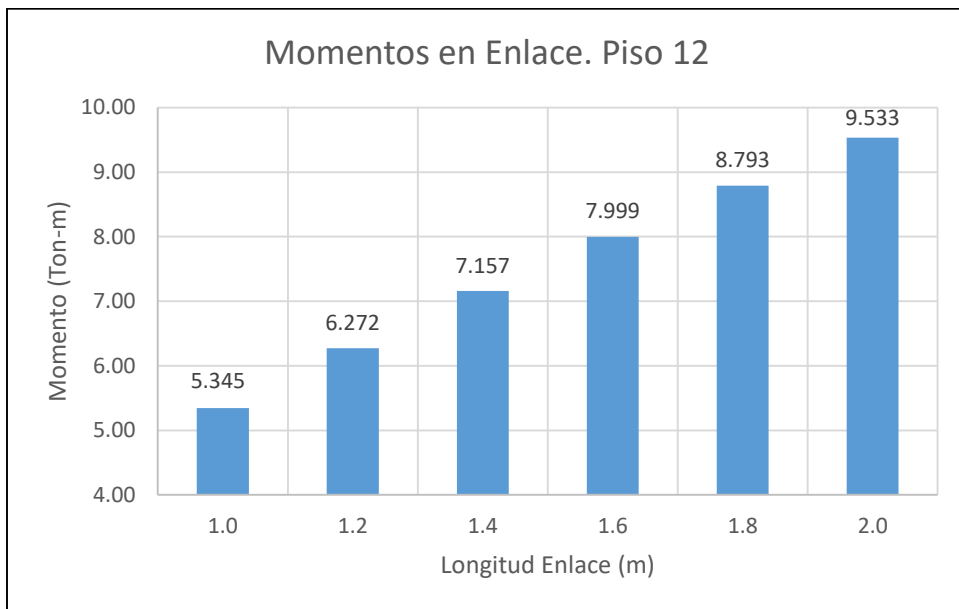
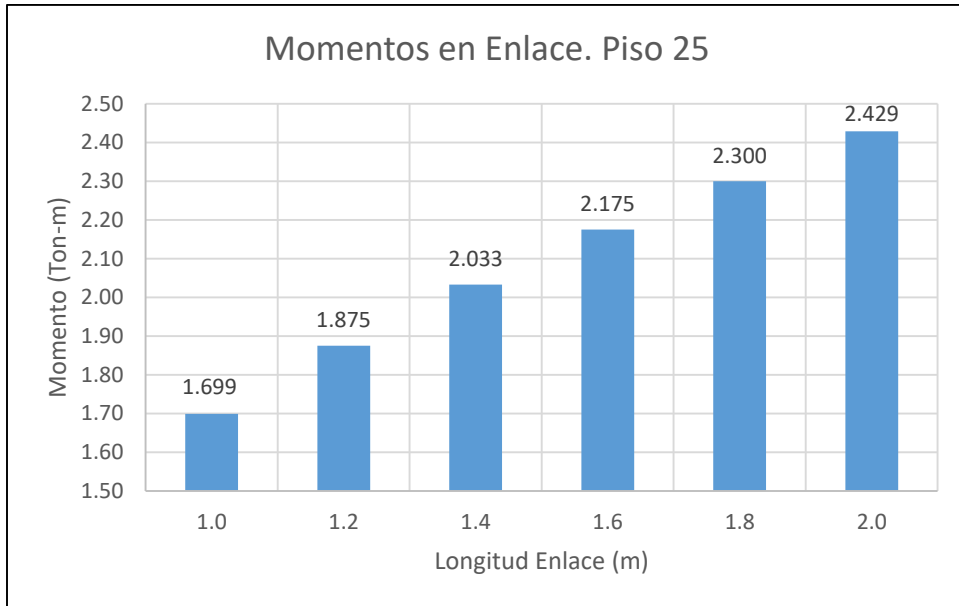
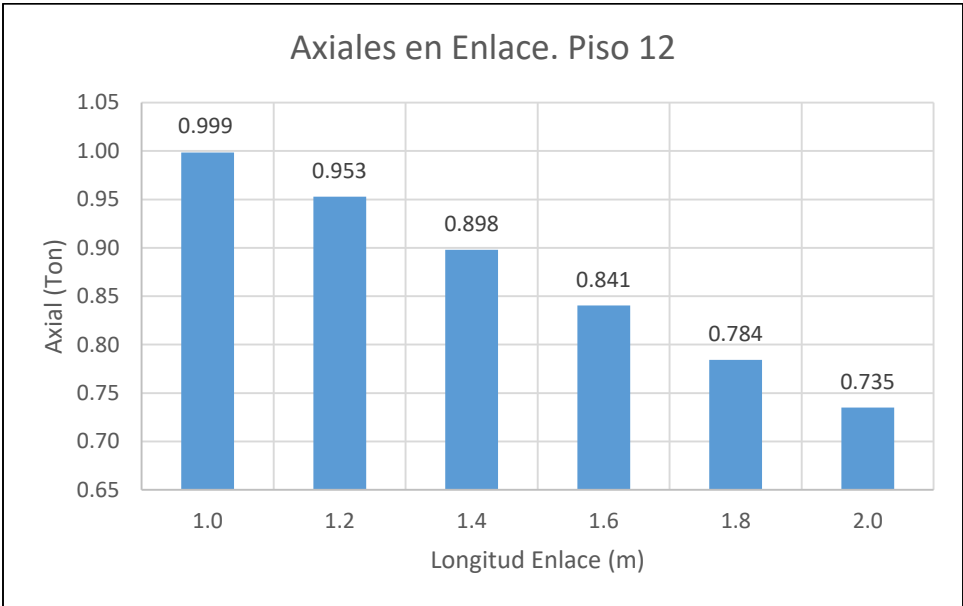
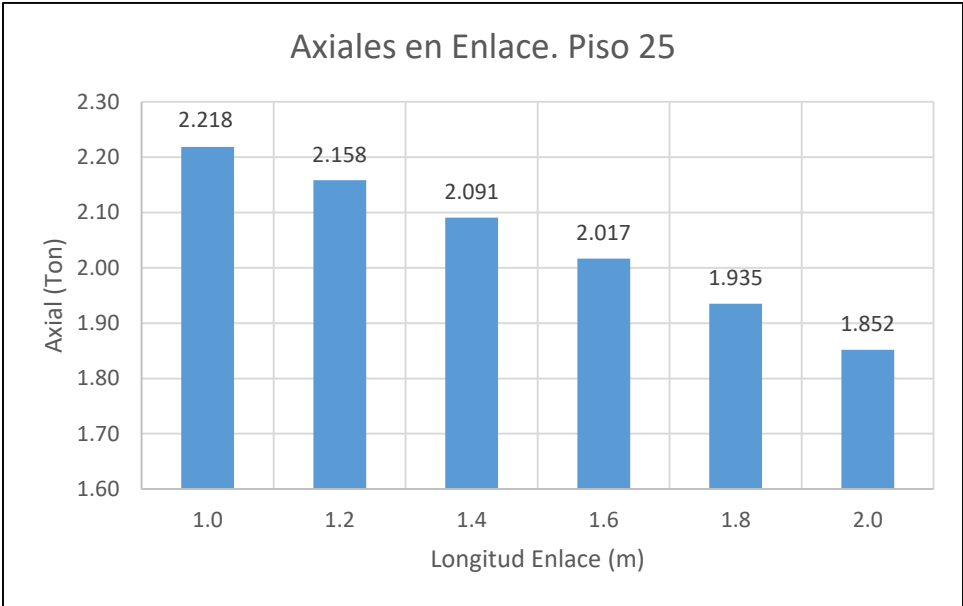


Figura 66. Axiales en enlaces de edificios de 25 pisos



4.3.4.3 Edificios de 30 Pisos

Tabla 24. Resultados para edificios de 30 pisos

30 PISOS									
e (m)	Periodos (s)	Deriva Inelástica	Desplazam. (cm)	Corte (Ton)		Momento (Ton-m)		Axiales (Ton)	
				Piso 30	Piso 15	Piso 30	Piso 15	Piso 30	Piso 15
1.0	2.551	0.00650	6.83	2.6299	12.1105	1.4267	6.0956	3.492	0.8922
1.2	2.577	0.00650	6.863	2.5637	11.9749	1.6277	7.231	3.4033	0.8523
1.4	2.606	0.00649	6.897	2.4951	11.8247	1.8202	8.3286	3.3046	0.8169
1.6	2.64	0.00647	6.931	2.4238	11.6564	2.001	9.3812	3.1951	0.773
1.8	2.677	0.00644	6.964	2.3525	11.4704	2.1703	10.3837	3.0753	0.7285
2.0	2.717	0.00642	6.995	2.286	11.2672	2.3332	11.3312	2.9504	0.6861

Nota: Elaboración Propia, 2021.

Figura 67. Periodos de vibración para edificios de 30 Pisos

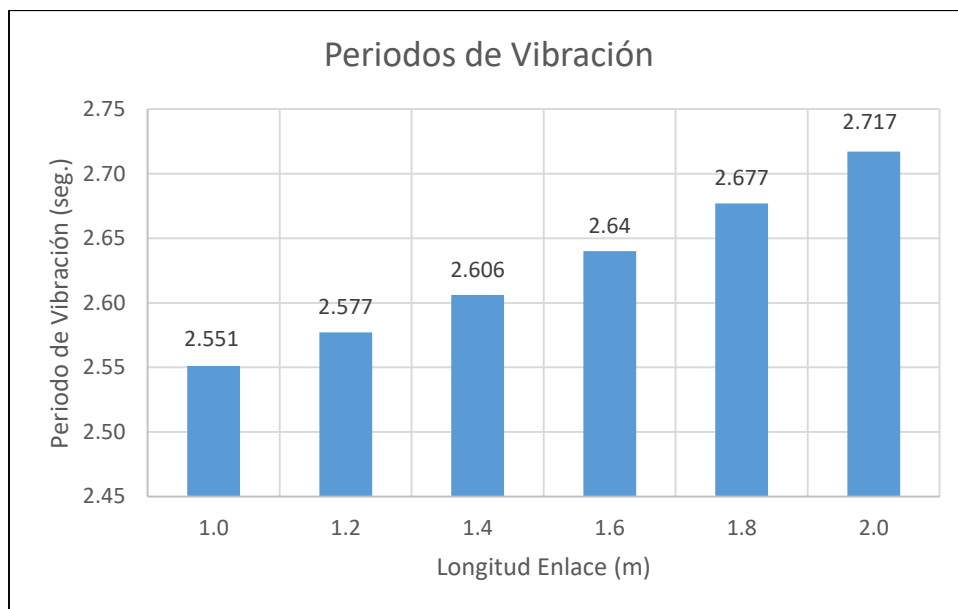


Figura 68. Deriva inelástica para edificios de 30 Pisos

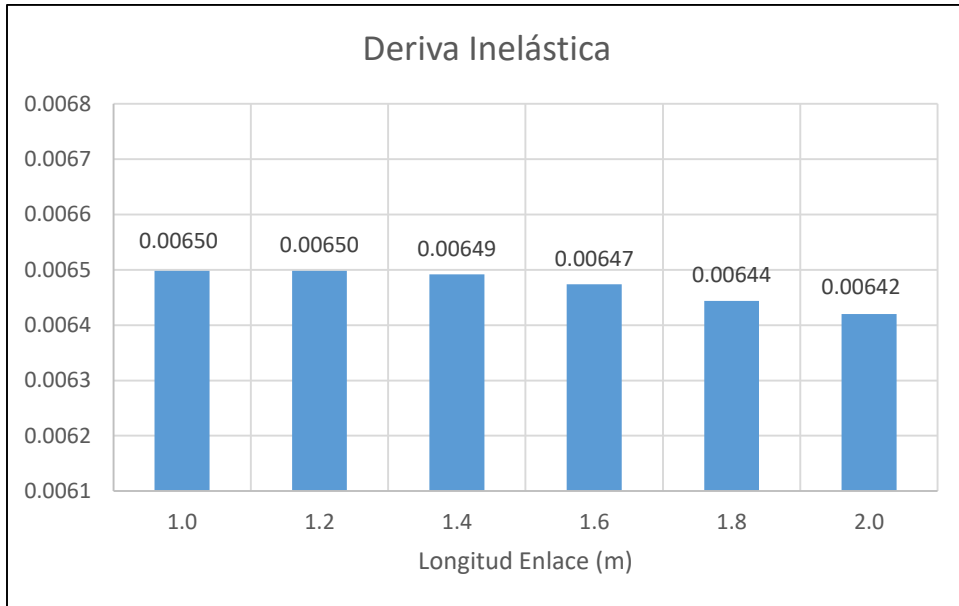


Figura 69. Desplazamientos para edificios de 30 Pisos

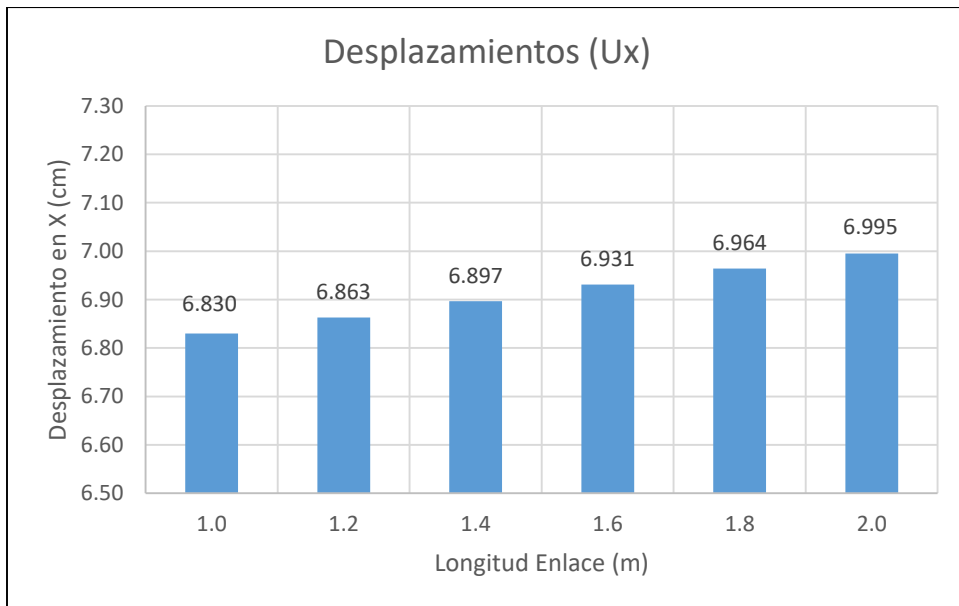


Figura 70. Cortantes en enlaces de edificios de 30 pisos

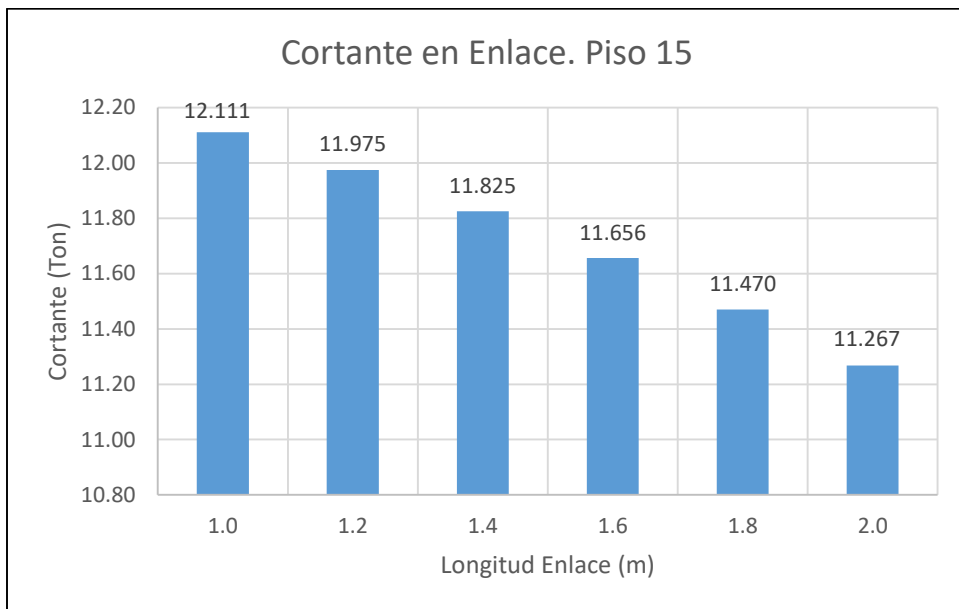
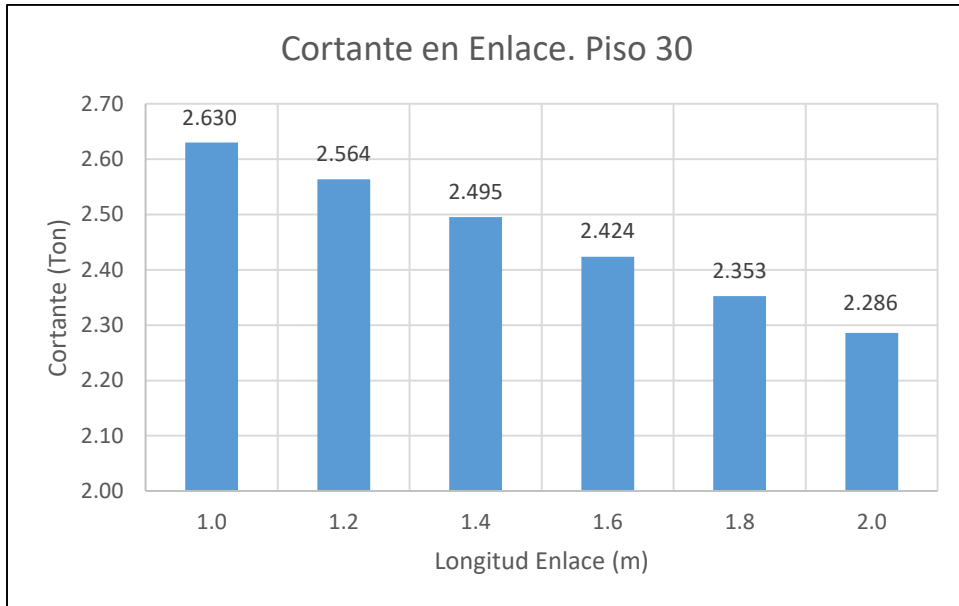


Figura 71. Momentos en enlaces de edificios de 30 pisos

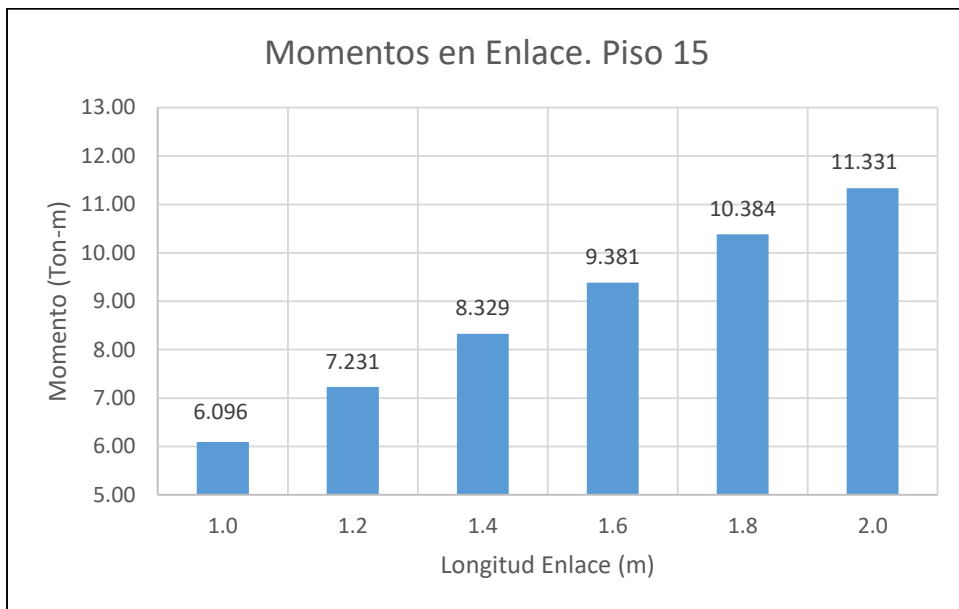
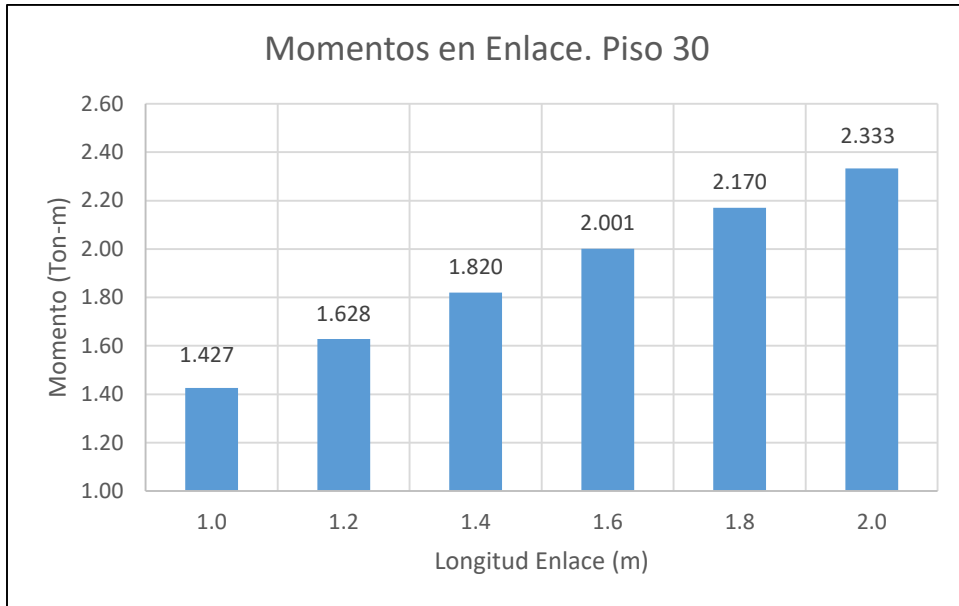
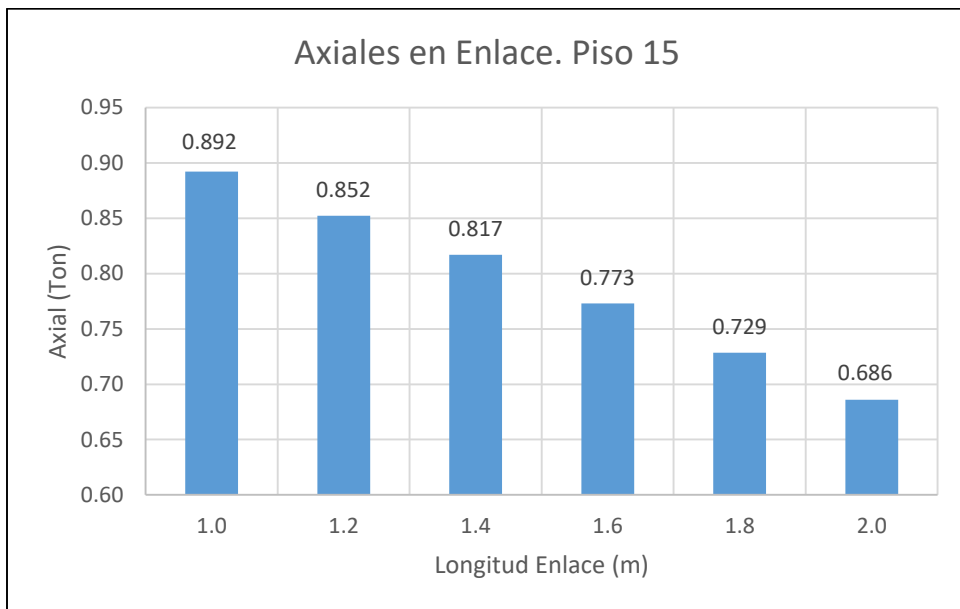
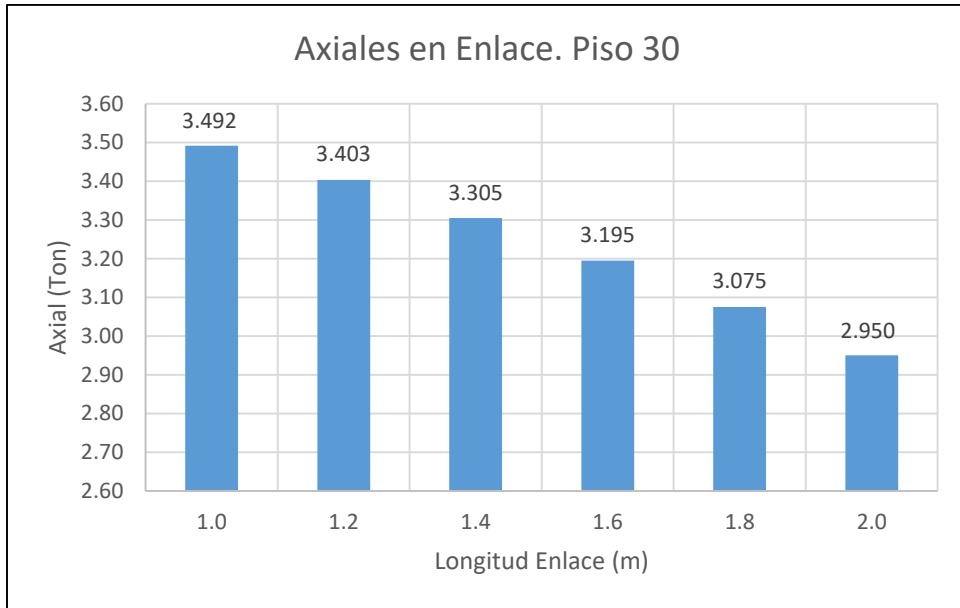


Figura 72. Axiales en enlaces de edificios de 30 pisos



4.3.4.4 Edificios de 40 Pisos

Tabla 25. Resultados para edificios de 40 pisos

40 PISOS									
e (m)	Periodos (s)	Deriva Inelástica	Desplazam. (cm)	Corte (Ton)		Momento (Ton-m)		Axiales (Ton)	
				Piso 40	Piso 20	Piso 40	Piso 20	Piso 40	Piso 20
1.0	3.556	0.00591	8.125	2.2454	11.6375	1.2624	5.8532	3.5909	0.6427
1.2	3.581	0.00591	8.149	2.2053	11.5081	1.4323	6.9444	3.4967	0.6205
1.4	3.61	0.00590	8.174	2.1629	11.3657	1.5993	8.0005	3.393	0.5969
1.6	3.643	0.00588	8.199	2.1194	11.2114	1.7615	9.0185	3.2825	0.5726
1.8	3.68	0.00589	8.229	2.0759	11.0475	1.9181	9.9969	3.1779	0.5499
2.0	3.721	0.00589	8.258	2.033	10.8742	2.0691	10.9327	3.0657	0.5266

Nota: Elaboración Propia, 2021.

Figura 73. Periodos de vibración para edificios de 40 Pisos

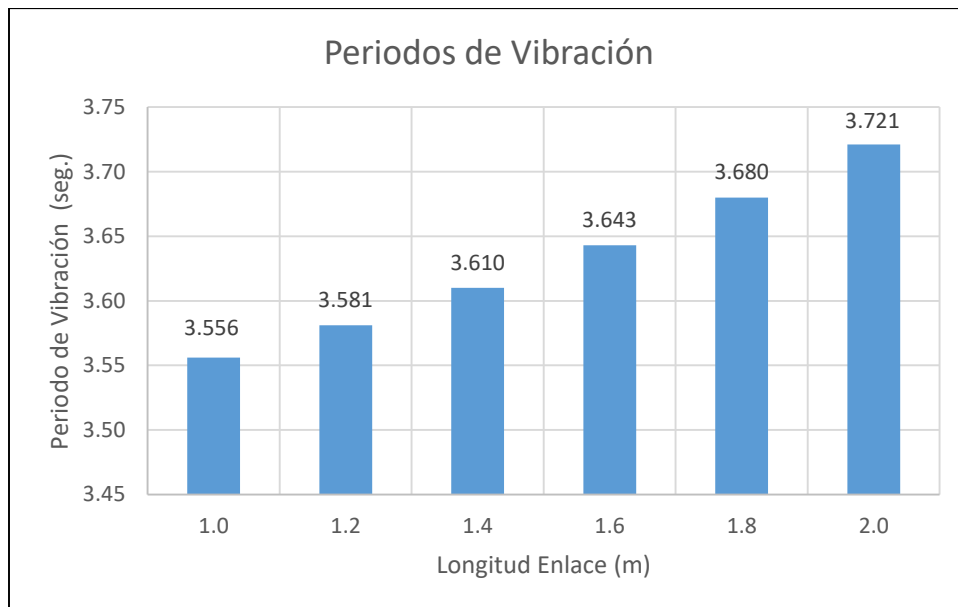


Figura 74. Deriva inelástica para edificios de 40 Pisos

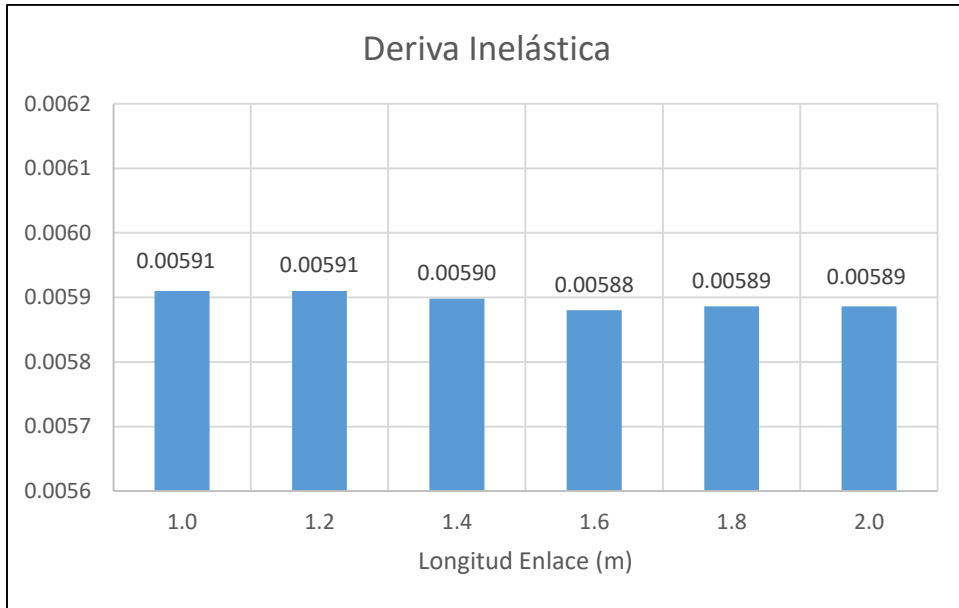


Figura 75. Desplazamientos para edificios de 40 Pisos

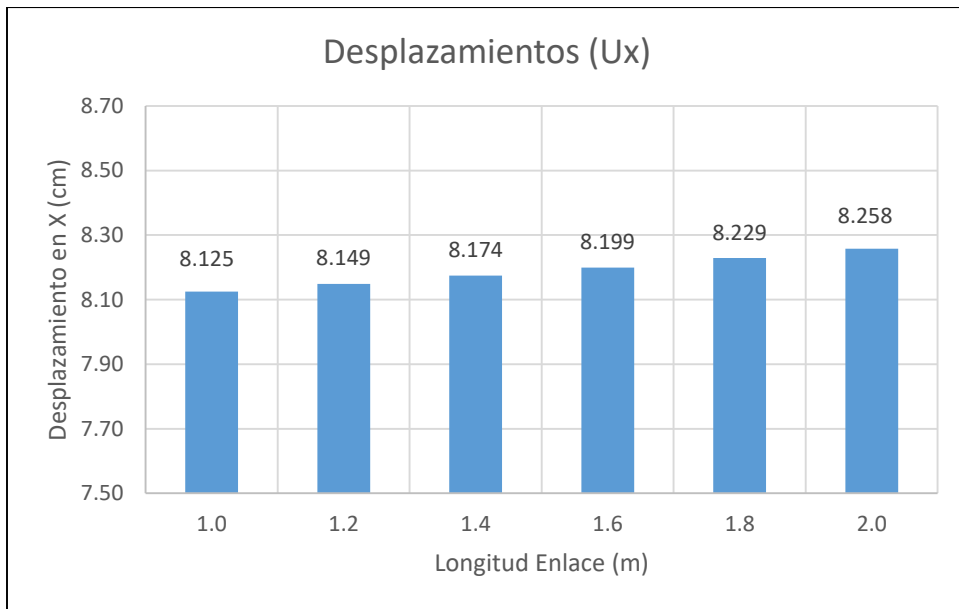


Figura 76. Cortantes en enlaces de edificios de 40 pisos

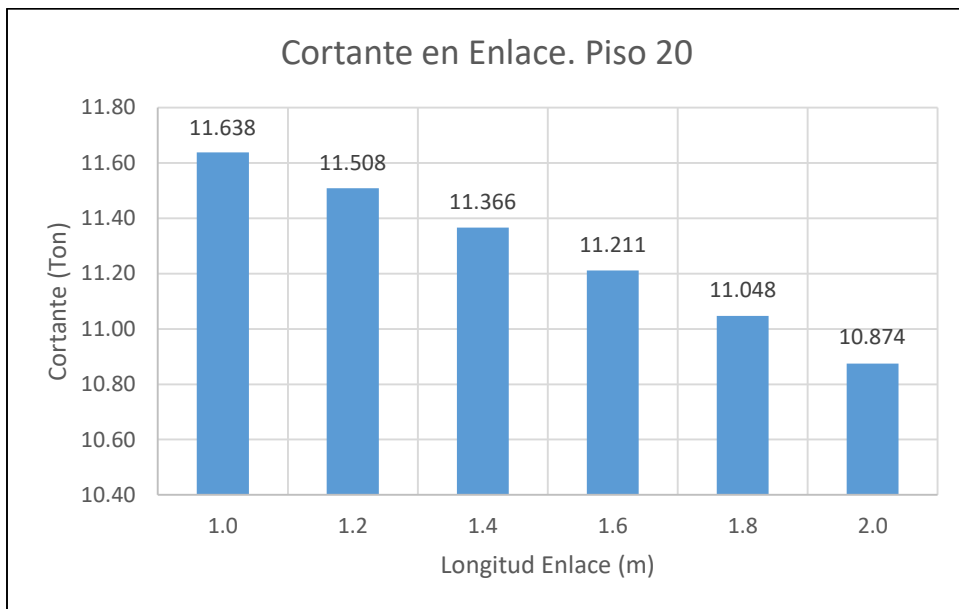
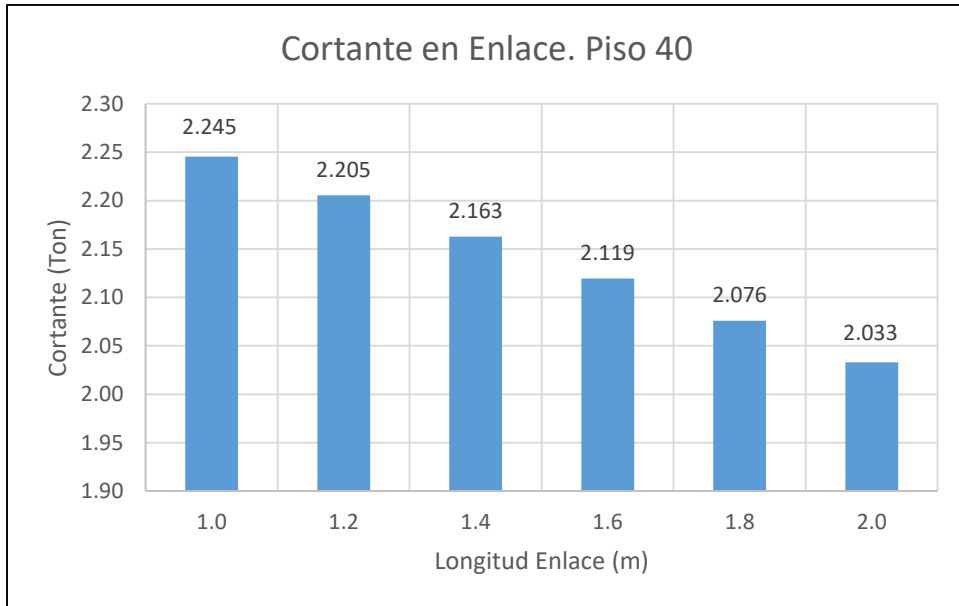


Figura 77. Momentos en enlaces de edificios de 40 pisos

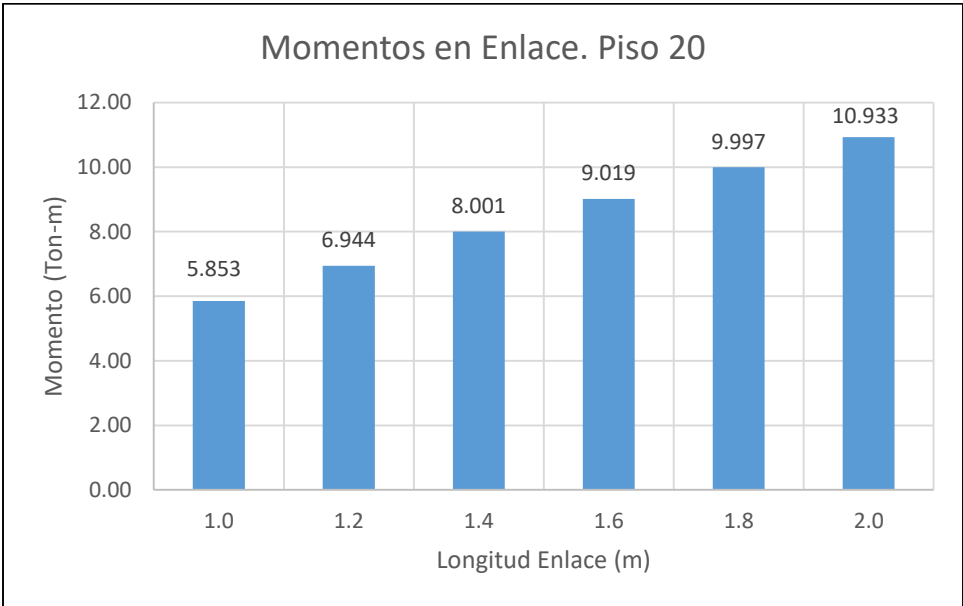
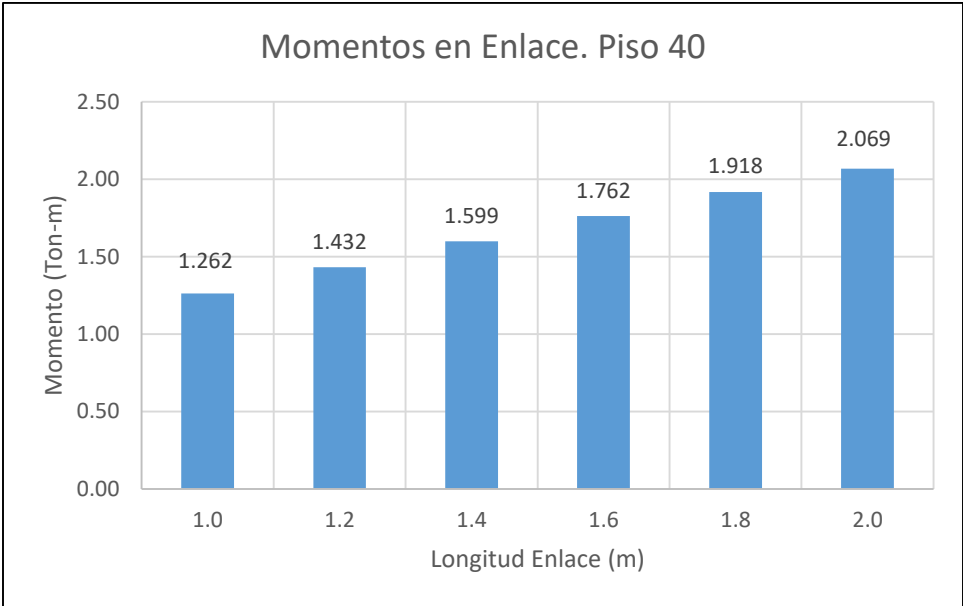
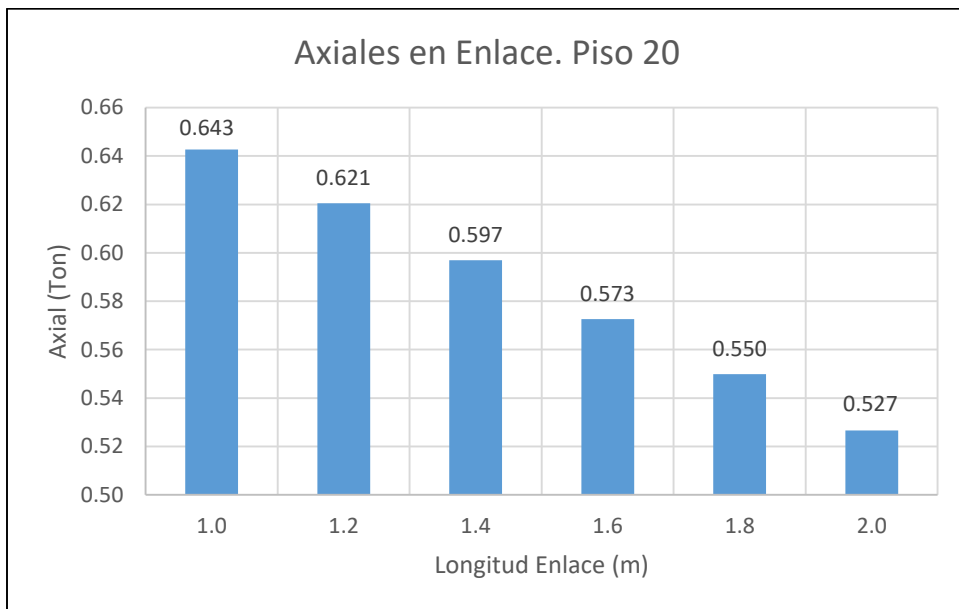
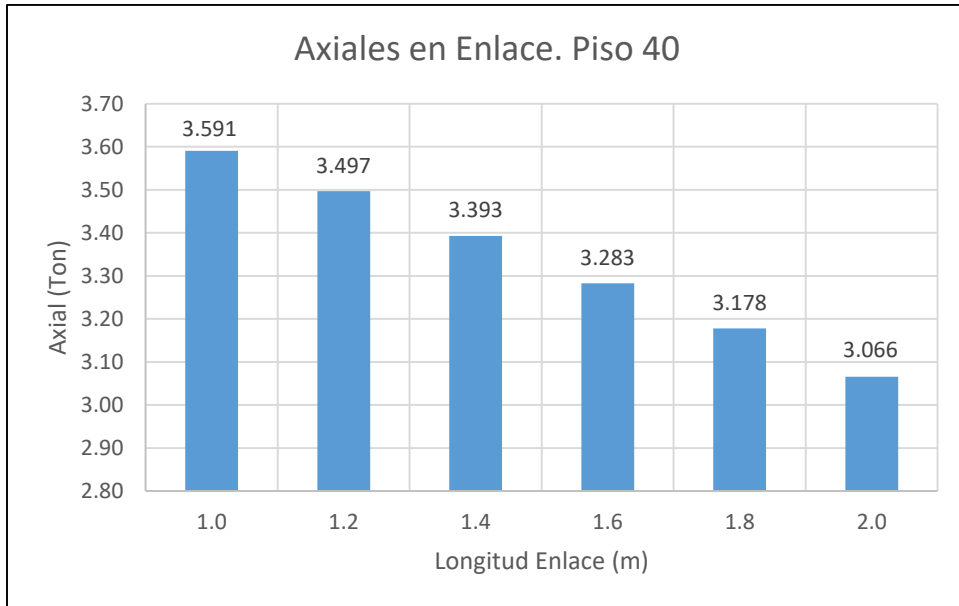


Figura 78. Axiales en enlaces de edificios de 40 pisos



CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Es importante destacar el hecho de que el acero como material estructural es ideal para un diseño sísmico resistente debido a todas sus ventajas y buenas propiedades mecánicas, además de que a la hora de construir se reducen los tiempos de ensamblaje, lo que significa una disminución de costos.
- El sistema de diagonales excéntricas es ideal para estructuras construidas en zonas de alto riesgo sísmico debido a que combina las ventajas de los sistemas de pórticos resistentes a momento, es decir la respuesta dúctil y estable, y las ventajas de los pórticos con diagonales concéntricas, es decir, una gran rigidez lateral.
- A parte de todas las ventajas estructurales que brindan las diagonales excéntricas, otra ventaja importante es que estas se pueden acoplar o adaptar fácilmente a los diseños arquitectónicos modernos.
- Debido a que las diagonales excéntricas aumentan la rigidez lateral de la estructura, las secciones utilizadas para los elementos estructurales, tales como, columnas y vigas principales, pueden ser más pequeñas.

- Sin duda una de las ventajas de utilizar pórticos con diagonales excéntricas es que, en caso de que se haya producido un evento sísmico de gran magnitud, y el enlace haya fluido para disipar energía, este puede ser remplazado fácilmente si se ha conectado mediante pernos a las vigas fuera del enlace.
- Se logró definir la normativa para el análisis y diseño de los elementos enlace (link), describiendo y detallando cada una de las fórmulas especificadas en el código ANSI/AISC 341-16.
- En los modelos realizados se puede evidenciar claramente la rigidez que las diagonales excéntricas proveen a la estructura en dirección al eje “x”, ya que, aunque las columnas se colocaron con su eje fuerte en dirección al eje “y”, la estructura es más rígida en dirección a “x”, por lo que, su primer modo de vibración es en el eje “y”, más no en el “x”.
- El sistema estructural de pórticos con diagonales excéntricas es totalmente aplicable para la ciudad de Quito, debido a que mediante el análisis dinámico modal espectral se ha considerado la zona sísmica de la capital, dando como resultado un adecuado comportamiento sismo resistente de los edificios de 20, 25, 30 y 40 pisos.

- Se ha realizado un control de periodos de vibración para cada uno de los 28 modelos realizados, según lo especificado en la Sección 12.8.2 del código ASCE 7-16. Esta revisión es muy importante para evitar que las estructuras sean demasiado flexibles, debido a que se provocarían derivas de piso muy grandes y por ende daños en los elementos estructurales y no estructurales.
- En los modelos se han utilizado columnas con sección tipo I, ya que, en el Ecuador, para estas secciones se pueden realizar conexiones precalificadas detalladas en el AISC 358-16, mientras que para columnas cajón se necesitan dispositivos especiales de conexión, los mismos que son patentados y bastante difíciles de conseguir en el país, por este motivo en el Ecuador se suelda únicamente la viga sobre la columna, práctica que no es conveniente. Es por esto que, utilizar un sistema de pórticos con diagonales excéntricas permite colocar columnas tipo I sin ningún problema, debido a la rigidez que se puede proveer en el eje débil de las mismas, además de que se puede realizar una conexión precalificada.
- De los resultados obtenidos se puede concluir que cuando mayor es la longitud del enlace, mayor es el periodo fundamental de vibración, por lo tanto, queda claro que, a mayor longitud del enlace, la estructura se vuelve más flexible, por este motivo, cuando la longitud del enlace es muy grande, el pórtico tiende a comportarse como un pórtico resistente a momento.

- De igual manera, al analizar los desplazamientos para cada modelo, se puede ver que aumentan ligeramente mientras más largo es el enlace, esto es evidente debido a que los desplazamientos están relacionados con la flexibilidad del edificio y por ende estarán relacionados con el periodo fundamental de vibración de la estructura.
- Por otro lado, al revisar las derivas de piso, se puede observar que debido a que estas se calculan mediante el diferencial de los desplazamientos dividido para la altura de entrepiso se obtienen valores bastante pequeños, siendo prácticamente iguales, sin importar la longitud de los enlaces analizados, sin embargo, se debe destacar el hecho de que para los edificios más altos se obtiene derivas más bajas, por lo que se puede concluir que las diagonales excéntricas son un sistema totalmente útil para edificios de gran altura.
- En cuanto al cortante en los enlaces, ya sea para el último piso como para un piso intermedio, se puede concluir que aumenta a medida que disminuye la longitud del enlace, esto concuerda con lo especificado en la teoría, ya que cuando el enlace es corto disipa energía mediante la fluencia por cortante, es decir, predomina el cortante para longitudes de enlaces pequeñas.

- Por otro lado, cuando se trata de los momentos flectores en el enlace, se puede concluir que sucede justamente lo contrario que con el cortante, es decir, mientras mayor sea la longitud del enlace, mayor será el momento flector, de igual manera se comprueba lo especificado en la teoría, que cuando los enlaces son largos disipan energía mediante la fluencia por flexión, es decir, predomina el momento para enlaces de longitudes grandes.
- Para la fuerza axial en los enlaces, sucede algo similar que con el cortante, ya que mientras mayor sea la longitud del enlace, menor será la magnitud de la fuerza axial, es importante destacar el hecho de que la fuerza axial en el enlace es relativamente baja, sin embargo, cuando el enlace analizado se encuentra en un piso más alto, mayor es el valor de la fuerza axial en el mismo.
- Con los modelos analizados se puede concluir que, cuando la longitud del enlace es muy larga, la estructura tiende a comportarse como un pórtico resistente a momento, por otro lado, si la longitud del enlace es muy corta, la estructura tiende a comportarse como un pórtico con diagonales concéntricas, es decir, tendrá una rigidez bastante alta, por lo tanto, absorberá mayores aceleraciones. Por este motivo no se debería usar un factor de reducción de respuesta estructural ($R = 8$), como se especifica en la NEC-SE-DS 2015, sino uno menor, como se especifica en la Tabla 12.2-1 del ASCE 7-16 de ($R = 6$).

5.2 RECOMENDACIONES

- Realizar un modelo en 2D es una ventaja siempre y cuando se valide con uno en 3D, ya que, al tener una respuesta estructural similar, se puede analizar de forma más sencilla a la estructura, procesando una mayor cantidad de datos de forma más rápida, sin embargo, no es recomendable que se utilicen estos modelos para el diseño, ya que, en estos no es posible estudiar la compresión biaxial en columnas, por este motivo, para un diseño específico se debe usar un modelo 3D.
- De igual manera, para el diseño definitivo de edificios altos con diagonales excéntricas, se recomienda realizarlo mediante la utilización de un análisis tiempo-historia, el mismo que brindará resultados más reales basados en la zona sísmica en la que se ubicará la estructura.
- Se recomienda que se realicen más edificios de estructura de acero en el país, debido a que es un material totalmente versátil y adecuado para un diseño sismo resistente, siempre y cuando sus conexiones sean adecuadas, es decir, sean precalificadas o tengan una apropiada soldadura de ser el caso, además de cumplir con todas las normativas vigentes.

- Como se ha mencionado anteriormente, el control de los periodos de vibración de la estructura es muy importantes, sin embargo, en la NEC-SE-DS 2015 no se especifica un límite máximo para los mismos, por lo que se recomienda que se añada en la NEC el factor C_u , el mismo que está especificado en la Sección 12.8.2 del ASCE 7-16.
- Otro punto a tomar en cuenta es el límite de derivas de piso especificado en la NEC-SE-DS 2015, debido a que es muy alto para el tipo de construcciones que se realizan en el país, por lo tanto, se recomienda reducirlo al menos a la mitad, es decir, a 0.01, el mismo que evitaría daños en los elementos no estructurales, tales como, mamposterías.
- Se recomienda la realización de otros trabajos de titulación en los que se profundice y ejecute el diseño de edificios con diagonales concéntricas y excéntricas ya que esto ayudaría a seguir aumentando los conocimientos sobre estos sistemas estructurales, específicamente aplicados a nuestro país.
- Sin duda se recomendaría la implementación y utilización del sistema de pórticos con diagonales excéntricas en zonas de alto riesgo sísmico, como es el caso de Quito, debido a que estos disipan energía de forma más estable y tienen mayor ductilidad que pórticos con diagonales concéntricas.

BIBLIOGRAFÍA

Aguilar, K. T. (2015). *Estudio Comparativo de edificios de acero de gran altura con diagonales concéntricas, excéntricas y diagonales con amortiguadores en la ciudad de Quito*. (tesis de pregrado). PUCE, Quito, Ecuador.

American Institute of Steel Construction. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. AISC 341-16. Chicago, USA.

American Institute of Steel Construction. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. AISC 360-16. Chicago, USA.

American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. ASCE 7-16. Reston, Virginia, USA.

Chanchi, J., MacRae, G. A., Chase, J. G., Rodgers, G. W., Clifton, C. G., *Metodología para la cuantificación de la sustentabilidad sísmica de estructuras de marcos de acero*. Manizales, Colombia: ALACERO

Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Mendoza, Argentina: ALACERO.

Floornature, Architecture & Surfaces. (2007). *Torre Swiss Re. Foster and Partners. Londres. 2004. [Fotografía]*. Obtenido de Floornature: <https://www.floornature.es/torre-swiss-re-foster-and-partners-londres-2004-4811/>

Gaceta Oficial CDMX. (2017). *Normas Técnicas Complementarias*. CDMX.

Guerra, M. (2015). *Diseño Sismo Resistente de Edificios de Acero Utilizando ETABS y NEC 2015*. Quito, Ecuador: Grupo Gamaprint.

Hernández, E. (2018). *Evaluación de la Respuesta No Lineal de Pórticos de Acero con Arriostramientos Excéntricos*. Cataluña: COINESED.

Márquez. A., Lobo, W., Vielma, J. C. (2014). *Análisis comparativo de la capacidad de disipación de energía de edificios de acero con diagonales concéntricas y excéntricas*. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 19 (2), 145.

Márquez. A., Lobo, W., Vielma, J. C. (2015). *Comportamiento de edificios de acero con diagonales concéntricas y excéntricas*. Mérida, Venezuela: ULA.

McCormac, J., & Csernak, S. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*. CDMX: Alfaomega Grupo Editor.

Metrópolis. (2018). *Edificios de CDMX a prueba de sismos [Fotografía]*. Obtenido de Metrópoli: <https://lasillarota.com/metropoli/edificios-de-cdmx-a-prueba-de-sismos/179995>

MIDUVI y CAMICON. (2014). *Cargas (No Sísmicas). Código NEC-SE-CG*. Ecuador.

MIDUVI y CAMICON. (2014). *Estructuras de Acero. Código NEC-SE-AC*. Ecuador.

MIDUVI y CAMICON. (2014). *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente. Código NEC-SE-DS*. Ecuador.

MIPSA. (2021). *Información General del Acero*. Obtenido de MIPSA:
<https://www.mipsa.com.mx/sabias-que/informacion-general-del-acero/>

SGR y MIDUVI. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Quito, Ecuador.

Tapia, E. y Tena, A. (2013). *Diseño sísmico de marcos de acero contraventeados. Parte I: recomendaciones de diseño*. CDMX, México: UAM