



Universidad  
Continental

FACULTAD DE INGENIERIA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Análisis y diseño estructural de un edificio  
utilizando normativa peruana, chilena y  
norteamericana**

**Favio André Flores Palomino**

Huancayo, 2018

Para optar el Título Profesional de  
Ingeniero Civil



Repositorio Institucional Continental  
Tesis digital



Obra protegida bajo la licencia de [Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.5/peru/)

## **ASESOR**

Mg. Ing. Civil Natividad Antonieta Sánchez Arévalo

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco de manera muy especial y sincera a mi asesora Natividad Sánchez Arévalo por su compañía, guía, compromiso y ayuda incondicional durante el camino recorrido.

Agradezco con mucha estima, respeto y admiración a mi profesor Miguel Medalla por su predisposición a responder mis dudas de manera clara y precisa durante el desarrollo de este trabajo.

Agradezco de manera conjunta a mis profesores Miguel Medalla y Carlos Peña por haber sido ellos quienes sembraron en mi la pasión por la ingeniería sísmica-estructural. Sus enseñanzas y pasión por la rama sirvieron de inspiración para el presente tema de tesis.

Agradezco a mis padres, Rodolfo Flores y Julia Palomino, y a mis familiares por haberme apoyado y motivado a lo largo del camino.

Agradezco con mucho cariño a cada uno de mis amigos y amigas que me acompañaron de manera incondicional durante esta travesía. Sin ellos, los días y las noches hubieran sido aún más largos.

## **DEDICATORIA**

*A Dios, por rasgar el velo, y a los que me guían  
día a día.*

*A mis padres, Rodolfo Flores y Julia Palomino, y  
a mis hermanos, Daniel, José y Adrian, por creer  
en mí, por motivarme y por darme los pequeños  
empujones desde siempre. Su unidad son mi  
pilar principal.*

*A los que están ahí... Y a los que ya no...*

# ÍNDICE DE CONTENIDOS

<b>ASESOR.....</b>	<b>ii</b>
<b>AGRADECIMIENTOS.....</b>	<b>iii</b>
<b>DEDICATORIA .....</b>	<b>iv</b>
<b>ÍNDICE DE CONTENIDOS .....</b>	<b>v</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>xiii</b>
<b>LISTA DE TABLAS .....</b>	<b>xxii</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>xxxí</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>xxxii</b>
<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>xxxiii</b>
<b>CAPÍTULO I.....</b>	<b>1</b>
<b>PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO.....</b>	<b>1</b>
1.1.    PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA .....	1
1.1.1.    PROBLEMA GENERAL .....	8
1.1.2.    PROBLEMA ESPECÍFICO.....	8
1.2.    OBJETIVOS.....	8
1.2.1.    OBJETIVO GENERAL .....	8
1.2.2.    OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	9
1.3.    JUSTIFICACIÓN Y DELIMITACIÓN DEL TEMA .....	9
<b>CAPÍTULO II.....</b>	<b>10</b>
<b>MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>10</b>
2.1.    ANTECEDENTES .....	10
2.2.    BASES TEÓRICAS.....	12
2.2.1.    NORMATIVAS .....	12
2.2.1.1.    NORMATIVA PERUANA.....	13
2.2.1.2.    NORMATIVA CHILENA .....	13
2.2.1.3.    NORMATIVA NORTEAMERICANA .....	14

2.2.2.	CONCRETO ARMADO .....	15
2.2.3.	ACCIONES SOBRE LAS ESTRUCTURAS.....	16
2.2.3.1.	CARGAS MUERTAS .....	16
2.2.3.2.	CARGAS VIVAS .....	16
2.2.3.3.	CARGAS SÍSMICAS.....	16
2.2.3.4.	OTRAS CARGAS.....	17
2.2.4.	RESPUESTAS DE LAS ESTRUCTURAS .....	18
2.2.4.1.	FUERZAS INTERNAS .....	18
2.2.4.2.	DEFORMACIONES .....	18
2.2.4.3.	AGRIETAMIENTOS.....	19
2.2.4.4.	DAÑO .....	20
2.2.5.	ESTADOS LÍMITES .....	21
2.2.5.1.	ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS .....	22
2.2.5.2.	ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO .....	23
2.2.5.3.	ESTADOS LÍMITES ESPECIALES .....	23
2.2.6.	DISEÑO PARA ESTADOS LÍMITES.....	23
2.2.7.	FILOSOFÍAS DE DISEÑO .....	25
2.2.7.1.	DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES.....	25
2.2.7.2.	DISEÑO POR RESISTENCIA.....	26
<b>CAPÍTULO III.....</b>	<b>29</b>	
<b>ARQUITECTURA Y CONFIGURACIÓN DEL EDIFICIO .....</b>	<b>29</b>	
3.1.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	29
3.2.	CONFIGURACIÓN.....	30
3.2.1.	CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	30
3.2.2.	DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	33
3.2.2.1.	DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.....	33
3.2.2.2.	DIMENSIONAMIENTO DE LOSAS.....	34
3.2.2.3.	DIMENSIONAMIENTO DE ESCALERA.....	39

3.2.2.4.	DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.....	40
<b>CAPÍTULO IV</b>	.....	<b>45</b>
<b>PARÁMETROS PRINCIPALES SEGÚN CADA NORMATIVA</b>	.....	<b>45</b>
4.1.	NORMAS SÍSMICAS .....	45
4.1.1.	NORMA PERUANA .....	45
4.1.1.1.	ZONIFICACIÓN SÍSMICA.....	45
4.1.1.2.	PERFILES Y PARÁMETROS DE SUELO.....	46
4.1.1.3.	CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO... 47	
4.1.1.4.	PESO SÍSMICO.....	48
4.1.1.5.	SISTEMA ESTRUCTURAL .....	48
4.1.1.6.	REGULARIDAD ESTRUCTURAL .....	49
4.1.1.7.	ANÁLISIS ESTÁTICO .....	56
4.1.1.8.	ANÁLISIS DINÁMICO .....	57
4.1.1.9.	DESPLAZAMIENTOS REALES O INELÁSTICOS .....	57
4.1.1.10.	DISTORSIONES DE ENTREPISO.....	58
4.1.2.	NORMA CHILENA .....	59
4.1.2.1.	ZONIFICACIÓN SÍSMICA.....	59
4.1.2.2.	PERFILES Y PARÁMETROS DE SUELO.....	60
4.1.2.3.	CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO... 60	
4.1.2.4.	PESO SÍSMICO.....	61
4.1.2.5.	SISTEMA ESTRUCTURAL .....	62
4.1.2.6.	REGULARIDAD ESTRUCTURAL .....	62
4.1.2.7.	ANÁLISIS ESTÁTICO .....	62
4.1.2.8.	ANÁLISIS DINÁMICO .....	64
4.1.2.9.	DESPLAZAMIENTOS REALES O INELÁSTICOS .....	64
4.1.2.10.	DISTORSIONES DE ENTREPISO.....	64
4.1.3.	NORMA NORTEAMERICANA .....	65
4.1.3.1.	TERREMOTO MÁXIMO CONSIDERADO .....	65

4.1.3.2.	PERIODO DE TRANSICIÓN.....	67
4.1.3.3.	PERFILES Y PARÁMETROS DE SUELO.....	68
4.1.3.4.	ACELERACIONES DE LA RESPUESTA ESPECTRAL Y ACELERACIONES DEL ESPECTRO DE DISEÑO.....	69
4.1.3.5.	CATEGORÍA DE RIESGO DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE IMPORTANCIA SÍSMICA .....	69
4.1.3.6.	PESO SÍSMICO.....	70
4.1.3.7.	CATEGORÍAS DE DISEÑO SÍSMICO .....	70
4.1.3.8.	SISTEMAS ESTRUCTURALES Y COEFICIENTES SÍSMICOS	71
4.1.3.9.	REGULARIDAD ESTRUCTURAL.....	72
4.1.3.10.	ANÁLISIS ESTÁTICO .....	76
4.1.3.11.	ANÁLISIS DINÁMICO .....	78
4.1.3.12.	DESPLAZAMIENTOS REALES O INELÁSTICOS .....	79
4.1.3.13.	DISTORSIONES DE ENTREPISO.....	80
4.2.	NORMAS DE CONCRETO ARMADO EN PERÚ, CHILE Y ESTADOS UNIDOS .....	81
4.2.1.	MÓDULOS DE ELASTICIDAD.....	81
4.2.2.	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGA.....	82
4.2.3.	FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA.....	83
4.2.4.	DETALLES DEL REFUERZO .....	85
4.2.4.1.	DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLADO .....	85
4.2.5.	LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES.....	87
4.2.5.1.	LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TRACCIÓN ( $L_d$ ) 87	
4.2.5.2.	LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN COMPRESIÓN ( $L_{dc}$ ) 89	
4.2.5.3.	DESARROLLO DE GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCIÓN ( $L_{dg}$ ) 90	
4.2.6.	FLEXIÓN .....	91

4.2.6.1.	ACERO MÍNIMO A FLEXIÓN .....	91
4.2.6.2.	ACERO MÁXIMO A FLEXIÓN .....	92
4.2.7.	FUERZA CORTANTE .....	92
4.2.7.1.	RESISTENCIA DEL CONCRETO .....	92
4.2.8.	CONTROL DE DEFLEXIONES.....	92
4.2.8.1.	DEFLEXIONES INSTANTÁNEAS.....	92
4.2.8.2.	DEFLEXIONES DIFERIDAS .....	95
4.2.8.3.	DEFLEXIONES LÍMITES .....	96
<b>CAPÍTULO V .....</b>		<b>97</b>
<b>ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS .....</b>		<b>97</b>
5.1.	NORMAS DE CARGAS .....	97
5.2.	METRADO DE CARGAS .....	99
5.3.	AMPLIFICACIÓN DE CARGAS .....	103
5.4.	LOSAS UNIDIRECCIONALES .....	104
5.4.1.	LOSA INCLINADA DE TECHO .....	105
5.4.1.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	105
5.4.1.2.	DISEÑO ESTRUCTURAL .....	107
5.4.1.3.	ANÁLISIS DE DEFLEXIONES .....	108
5.4.2.	LOSA DE PASADIZO DELANTERO .....	112
5.4.2.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	112
5.4.2.2.	DISEÑO ESTRUCTURAL .....	115
5.5.	LOSAS BIDIRECCIONALES.....	116
5.5.1.	LOSA APOYADA EN TRES LADOS .....	117
5.5.1.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	117
5.5.2.	LOSAS APOYADAS EN CUATRO LADOS.....	119
5.5.2.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	119
5.5.2.2.	DISEÑO ESTRUCTURAL .....	127
5.5.2.3.	ANÁLISIS DE DEFLEXIONES .....	128

5.6. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	134
<b>CAPÍTULO VI .....</b>	<b>136</b>
<b>ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.....</b>	<b>136</b>
6.1. METRADO DE CARGAS .....	136
6.2. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL CON EL MÉTODO DE LOS PÓRTICOS PLANOS. ....	141
6.2.1. COLUMNAS EQUIVALENTES.....	143
6.2.2. CENTRO DE MASAS .....	147
6.2.3. CENTRO DE RIGIDECES .....	148
6.2.4. MODELO ESTRUCTURAL INICIAL.....	149
6.3. ANÁLISIS SÍMICO SEGÚN CADA NORMATIVA.....	151
6.3.1. NORMA PERUANA .....	151
6.3.1.1. IRREGULARIDADES OBJETIVAS .....	151
6.3.1.2. ANÁLISIS ESTÁTICO .....	153
6.3.1.3. DERIVAS .....	154
6.3.1.4. IRREGULARIDADES ANALÍTICAS .....	157
6.3.1.5. ANÁLISIS DINÁMICO .....	161
6.3.1.6. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS CORTANTES .....	163
6.3.2. NORMA CHILENA .....	165
6.3.2.1. ANÁLISIS ESTÁTICO .....	165
6.3.2.2. DERIVAS .....	166
6.3.2.3. ANÁLISIS DINÁMICO .....	170
6.3.3. NORMA NORTEAMERICANA .....	172
6.3.3.1. ANÁLISIS ESTÁTICO .....	173
6.3.3.2. DERIVAS .....	174
6.3.3.3. IRREGULARIDADES OBJETIVAS .....	175
6.3.3.4. IRREGULARIDADES ANALÍTICAS .....	177
6.3.3.5. ANÁLISIS DINÁMICO .....	184

6.3.3.6.	DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS CORTANTES .....	186
6.4.	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	187
<b>CAPÍTULO VII</b>	<b>.....</b>	<b>193</b>
<b>DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES</b>	<b>.....</b>	<b>193</b>
7.1.	DISEÑO DE VIGAS .....	193
7.1.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN .....	193
7.1.1.1.	ANCHO EFECTIVO .....	194
7.1.1.2.	ACERO MÍNIMO .....	195
7.1.1.3.	ACERO MÁXIMO.....	197
7.1.1.4.	ECUACIÓN DE DISEÑO.....	200
7.1.1.5.	REQUISITOS MÍNIMOS DE RESISTENCIA .....	201
7.1.1.6.	DISEÑO POR FLEXIÓN .....	203
7.1.1.7.	CORTE DE ACERO.....	205
7.1.2.	DISEÑO POR CORTE .....	209
7.1.2.1.	DISEÑO POR RESISTENCIA.....	210
7.1.2.2.	METODOLOGÍA DEL DISEÑO POR CAPACIDAD.....	213
7.1.2.3.	REQUISITOS DE CONFINAMIENTO .....	215
7.1.2.4.	DISEÑO POR CAPACIDAD.....	217
7.1.3.	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	220
7.2.	DISEÑO DE COLUMNAS .....	225
7.2.1.	DISEÑO POR FLEJO-COMPRESIÓN.....	226
7.2.2.	DISEÑO POR CORTE .....	232
7.2.3.	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	239
7.3.	DISEÑO DE PLACAS .....	244
7.3.1.	ANCHO EFECTIVO DE ALAS .....	244
7.3.2.	CORTANTE RESISTENTE DEL CONCRETO .....	245
7.3.3.	ACERO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL.....	246
7.3.4.	ACERO DE CABEZALES .....	246

7.3.5.	CONFINAMIENTO EN ELEMENTOS DE BORDE .....	247
7.3.6.	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.....	249
7.3.7.	FUERZA CORTANTE DE DISEÑO.....	250
7.3.8.	ACERO TRANSVERSAL .....	250
7.3.9.	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	254
	<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>262</b>
	<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>273</b>
	<b>ANEXOS.....</b>	<b>277</b>
	ANEXO N° 01 .....	278
	ANEXO N° 02.....	280
	ANEXO N° 03.....	286

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura N° 1</b> – Capas del planeta Tierra.....	1
<b>Figura N° 2</b> – Placas tectónicas.....	3
<b>Figura N° 3</b> – Placas tectónicas y su distribución en la superficie de la tierra. ....	3
<b>Figura N° 4</b> – Placas tectónicas y la interacción entre sus bordes. ....	4
<b>Figura N° 5</b> – Tipos de borde en las principales placas. ....	5
<b>Figura N° 6</b> – Anillo de Fuego o Cinturón Circumpacífico. ....	6
<b>Figura N° 7</b> – Representación de Momentos Flectores, Fuerzas Cortantes y Fuerzas Axiales en el interior de un elemento estructural tipo viga. ....	18
<b>Figura N° 8</b> – Deformaciones angulares y lineales típicas en elemento tipo viga...	19
<b>Figura N° 9</b> – Fisuras estructurales principales.....	19
<b>Figura N° 10</b> – Daño estructural en una losa de piso debido a una falla por fuerza cortante.....	20
<b>Figura N° 11</b> – Daño de una columna durante el terremoto de San Francisco de 1971 (E.E.U.U.).....	20
<b>Figura N° 12</b> – Daño en una viga debido a un mal traslape del acero longitudinal superior.....	21
<b>Figura N° 13</b> – Proceso de Diseño de una estructura.....	24
<b>Figura N° 14</b> – Vista general del proyecto al que corresponde el edificio analizado. ....	29
<b>Figura N° 15</b> – Estructura inicial del proyecto. ....	32
<b>Figura N° 16</b> – Vista en planta de losa bidireccional a Predimensionar. ....	36
<b>Figura N° 17</b> – Esquema de viga y losa a tomar para el cálculo de inercias. ....	36
<b>Figura N° 18</b> – Estructura de la escalera. ....	40
<b>Figura N° 19</b> – Áreas Tributarias de columnas y placas. ....	42
<b>Figura N° 20</b> – Mapa de Zonificación Sísmica del Perú. ....	45
<b>Figura N° 21</b> – Derivas para irregularidad de rigidez – Norma Peruana.....	50
<b>Figura N° 22</b> – Expresiones para Irregularidad de resistencia – Norma Peruana. .	51
<b>Figura N° 23</b> – Expresiones para Irregularidad de masa – Norma Peruana.....	52
<b>Figura N° 24</b> – Expresiones para Irregularidad geométrica vertical – Norma Peruana. ....	52
<b>Figura N° 25</b> – Expresiones para Irregularidad de discontinuidad de los sistemas resistentes – Norma Peruana.....	53
<b>Figura N° 26</b> – Expresiones para Irregularidad torsional – Norma Peruana.....	53

<b>Figura N° 27</b> – Expresiones para Irregularidad por esquina entrante – Norma Peruana. ....	54
<b>Figura N° 28</b> – Expresiones para Irregularidad por discontinuidad de diafragma con espesor de losa constante – Norma Peruana.....	54
<b>Figura N° 29</b> – Irregularidad por sistemas no paralelos – Norma Peruana. ....	54
<b>Figura N° 30</b> – Ilustración de los desplazamientos en una estructura ante cargas laterales. ....	57
<b>Figura N° 31</b> – Ilustración de derivas de entrepiso.....	58
<b>Figura N° 32</b> – Mapa de Zonificación Sísmica del Chile. ....	59
<b>Figura N° 33</b> – Mapa de Riesgo Sísmico para determinar el parámetro $S_s$ (Para estructuras de periodo corto) en Estados Unidos. ....	65
<b>Figura N° 34</b> – Mapa de Riesgo Sísmico para determinar el parámetro $S_1$ (Para estructuras de periodo Largo) en Estados Unidos.....	66
<b>Figura N° 35</b> – Mapa de Zonificación Sísmica Estadounidense de 1997. ....	66
<b>Figura N° 36</b> – Mapa de Periodo de Transición, $T_L$ .....	67
<b>Figura N° 37</b> – Irregularidades Estructurales Verticales.....	74
<b>Figura N° 38</b> – Irregularidades Estructurales Horizontales.....	75
<b>Figura N° 39</b> – Espectro de Respuesta de Diseño.....	78
<b>Figura N° 40</b> – Variación de $\emptyset$ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción. ....	83
<b>Figura N° 41</b> – Ilustración de diámetro de doblado. ....	85
<b>Figura N° 42</b> – Ilustración de dimensiones en estribos. ....	86
<b>Figura N° 43</b> – Gancho estándar. ....	90
<b>Figura N° 44</b> – Luces libres en losa de pasadizo delantero. ....	104
<b>Figura N° 45</b> – Luces libres de losa inclinada de techo.....	104
<b>Figura N° 46</b> – Elevación e idealización de techo inclinado. ....	105
<b>Figura N° 47</b> – Diagramas de fuerza cortante y momento flector con normativa peruana.....	106
<b>Figura N° 48</b> – Diagramas de fuerza cortante y momento flector con normativa chilena y estadounidense.....	106
<b>Figura N° 49</b> – Momentos actuantes de servicio para losa inclinada de techo.....	108
<b>Figura N° 50</b> – Deformada por cargas de servicio para losa inclinada de techo. .	109
<b>Figura N° 51</b> – Acero en losa inclinada de techo $e = 15\text{cm}$ – Perú. ....	111
<b>Figura N° 52</b> – Acero en losa inclinada de techo $e = 15\text{cm}$ – Chile y E.E.U.U. ....	111
<b>Figura N° 53</b> – Modelos de análisis de losa de pasadizo delantero. ....	112

<b>Figura N° 54</b> – Diagrama envolvente de fuerza cortante para la losa del pasadizo – Norma Peruana.....	113
<b>Figura N° 55</b> – Diagrama envolvente de momento flector para la losa del pasadizo – Norma Peruana.....	114
<b>Figura N° 56</b> – Diagrama envolvente de fuerza cortante para la losa del pasadizo – Norma Chilena y Norteamericana. ....	114
<b>Figura N° 57</b> – Diagrama envolvente de momento flector para la losa del pasadizo – Norma Chilena y Norteamericana. ....	114
<b>Figura N° 58</b> – Acero en losa de pasadizo delantero $e = 15\text{cm}$ – Perú.....	116
<b>Figura N° 59</b> – Acero en losa de pasadizo delantero $e = 15\text{cm}$ – Chile y E.E.U.U. ....	116
<b>Figura N° 60</b> – Idealización de losa maciza apoyada en tres lados – 5 <sup>to</sup> Techo...	117
<b>Figura N° 61</b> – Idealización de losa maciza apoyada en tres lados – 5 <sup>to</sup> Techo...	118
<b>Figura N° 62</b> – Idealización de las losas macizas de las habitaciones.....	119
<b>Figura N° 63</b> – Idealización simplificada de losa bidireccional de habitaciones....	128
<b>Figura N° 64</b> – Momentos actuantes de servicio para losa bidireccional de habitaciones.....	129
<b>Figura N° 65</b> – Modelo 3D de losa de habitaciones $e = 17.5\text{cm}$ .....	132
<b>Figura N° 66</b> – Acero en losa de habitaciones $e = 17.5\text{cm}$ – Perú.....	132
<b>Figura N° 67</b> – Acero en losa de habitaciones $e = 17.5\text{cm}$ – Chile y E.E.U.U. ....	133
<b>Figura N° 68</b> – Reforzamiento en losa de habitaciones $e = 17.5\text{cm}$ – Perú. ....	133
<b>Figura N° 69</b> – Reforzamiento en losa de habitaciones $e = 17.5\text{cm}$ – Chile y E.E.U.U. ....	134
<b>Figura N° 70</b> – Distribución de cargas de las losas hacia sus apoyos en 1°, 2° y 3° Techo.....	136
<b>Figura N° 71</b> – Distribución de cargas de las losas hacia sus apoyos en 4° Techo. ....	137
<b>Figura N° 72</b> – Distribución de cargas de las losas hacia sus apoyos en 5° Techo. ....	137
<b>Figura N° 73</b> – Ejemplo de distribución de cargas de losa bidireccional. ....	138
<b>Figura N° 74</b> – Ejemplo de ancho equivalente para metrado de viga B. ....	139
<b>Figura N° 75</b> – Anchos efectivos de ala en placa T.....	142
<b>Figura N° 76</b> – Esquema de elementos estructurales idealizados. ....	142
<b>Figura N° 77</b> – Esquema de elementos estructurales en planta del edificio.....	143
<b>Figura N° 78</b> – Geometría de columna B1, F1, B3 y F3.....	143

<b>Figura N° 79</b> – Propiedades de columna equivalente en X de columna L (0.85x0.85). .....	145
<b>Figura N° 80</b> – Propiedades de columna equivalente en Y de columna L (0.85x0.85). .....	146
<b>Figura N° 81</b> – Ubicación del centro de masas y centro de rigideces del primer entrepiso. ....	149
<b>Figura N° 82</b> – Modelo Estructural del Edificio.....	150
<b>Figura N° 83</b> – Ilustración de irregularidad de Esquina Entrante – Norma Peruana. .....	152
<b>Figura N° 84</b> – Ilustración de irregularidad de Discontinuidad de Diafragma – Norma Peruana. ....	152
<b>Figura N° 85</b> – Plano Modificado en Planta – Norma Peruana. ....	155
<b>Figura N° 86</b> – Placas – Norma Peruana.....	155
<b>Figura N° 87</b> – Columnas – Norma Peruana.....	155
<b>Figura N° 88</b> – Espectro de aceleraciones del edificio – Norma Peruana. ....	161
<b>Figura N° 89</b> – Espectros finales de aceleraciones del edificio– Norma Peruana. ....	162
<b>Figura N° 90</b> – Distribución de Fuerzas Sísmicas en X – Norma Peruana.....	163
<b>Figura N° 91</b> – Distribución de Fuerzas Sísmicas en Y – Norma Peruana.....	163
<b>Figura N° 92</b> – Plano Modificado en Planta – Norma Chilena.....	167
<b>Figura N° 93</b> – Placas – Norma Chilena. ....	168
<b>Figura N° 94</b> – Columnas – Norma Chilena. ....	168
<b>Figura N° 95</b> – Espectros de aceleraciones del edificio – Norma Chilena.....	170
<b>Figura N° 96</b> – Espectros finales de aceleraciones del edificio – Norma Chilena. ....	171
<b>Figura N° 97</b> – Ilustración de irregularidad de Esquina Entrante – Norma Norteamericana.....	175
<b>Figura N° 98</b> – Ilustración de irregularidad de Discontinuidad de Diafragma – Norma Norteamericana.....	176
<b>Figura N° 99</b> – Plano Modificado en Planta – Norma Norteamericana.....	179
<b>Figura N° 100</b> – Placas y columnas – Norma Norteamericana. ....	180
<b>Figura N° 101</b> – Espectro de aceleraciones del edificio – Norma Norteamericana. .....	184
<b>Figura N° 102</b> – Espectros finales de aceleraciones del edificio – Norma Norteamericana.....	185
<b>Figura N° 103</b> – Distribución de Fuerzas Sísmicas en X – Norma Norteamericana. .....	186

<b>Figura N° 104</b> – Distribución de Fuerzas Sísmicas en Dirección Y – Norma Norteamericana.....	186
<b>Figura N° 105</b> – Plano Final en Planta – Norma Peruana.....	188
<b>Figura N° 106</b> – Plano Final en Planta – Norma Chilena. ....	189
<b>Figura N° 107</b> – Plano Final en Planta – Norma Norteamericana. ....	190
<b>Figura N° 108</b> – Diagrama de momento flector de eje F. ....	193
<b>Figura N° 109</b> – Diagrama de momento flector desfavorable de los tres primeros niveles del eje F. ....	194
<b>Figura N° 110</b> – Ancho efectivo en viga con sección L. ....	195
<b>Figura N° 111</b> – Sección L de viga de eje F.....	195
<b>Figura N° 112</b> – Propiedades geométricas de sección L de viga de eje F. ....	196
<b>Figura N° 113</b> – Cálculo de acero balanceado para momento positivo en sección L – Norma Peruana.....	197
<b>Figura N° 114</b> – Cálculo de acero balanceado para momento negativo en sección L – Norma Peruana.....	198
<b>Figura N° 115</b> – Cálculo de acero máximo para momento positivo en sección L – Norma Chilena y Norteamericana. ....	198
<b>Figura N° 116</b> – Cálculo de acero máximo para momento negativo en sección L – Norma Chilena y Norteamericana. ....	199
<b>Figura N° 117</b> – Ilustración de fuerzas internas en viga rectangular típica.....	200
<b>Figura N° 118</b> – Ilustración de zonas comprimidas y traccionadas en viga de sección L.....	201
<b>Figura N° 119</b> – Condiciones mínimas de resistencia en una viga de un sistema estructural de muros de concreto armado – Norma Peruana. ....	202
<b>Figura N° 120</b> – Condiciones mínimas de resistencia en una viga de un sistema estructural de muros de concreto armado – Norma Chilena y Norteamericana. ...	202
<b>Figura N° 121</b> – Ilustración de Momentos Resistentes de viga de pórtico F – Norma Peruana. ....	203
<b>Figura N° 122</b> – Variación de $\emptyset$ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción. ....	204
<b>Figura N° 123</b> – Verificación de $\emptyset$ para momento negativo de viga de sección L de pórtico F – Norma Chilena y Norteamericana.....	205
<b>Figura N° 124</b> – Ilustración de Momentos Resistentes de viga de pórtico F – Norma Chilena y Norteamericana.....	205

<b>Figura N° 125</b> – Momentos Resistentes después de los cortes de acero de viga de pórtico F – Norma Peruana. ....	205
<b>Figura N° 126</b> – Momentos Resistentes después de los cortes de acero de viga de pórtico F – Norma Chilena y Norteamericana.....	206
<b>Figura N° 127</b> – Ubicación de momento resistente después del primer corte de acero de viga de pórtico F – Norma Peruana. ....	206
<b>Figura N° 128</b> – Ubicación de momento resistente después del segundo corte de acero de viga de pórtico F – Norma Peruana. ....	206
<b>Figura N° 129</b> – Ubicación de momento resistente después del primer corte de acero de viga de pórtico F – Norma Chilena y Norteamericana.....	207
<b>Figura N° 130</b> – Ubicación de momento resistente después del segundo corte de acero de viga de pórtico F – Norma Chilena y Norteamericana.....	207
<b>Figura N° 131</b> – Condiciones de longitudes de refuerzos de acero.....	208
<b>Figura N° 132</b> – Detalle de refuerzo longitudinal de viga de pórtico F – Norma Peruana. ....	209
<b>Figura N° 133</b> – Detalle de refuerzo longitudinal de viga de pórtico F – Norma Chilena y Norteamericana.....	209
<b>Figura N° 134</b> – Diagrama de fuerza cortante de pórtico F.....	209
<b>Figura N° 135</b> – Comportamiento de viga ante efectos sísmicos y formación de rótulas plásticas. ....	213
<b>Figura N° 136</b> – Idealización de vigas con rótulas plásticas desarrolladas – Norma Peruana. ....	214
<b>Figura N° 137</b> – Idealización de vigas con rótulas plásticas desarrolladas – Norma Chilena y Norteamericana.....	214
<b>Figura N° 138</b> – Esquema de espaciamiento de estribos para viga sísmica de sistema de muros – Norma Peruana. ....	215
<b>Figura N° 139</b> – Esquema de espaciamiento de estribos para viga sísmica – Norma Chilena.....	216
<b>Figura N° 140</b> – Esquema de espaciamiento de estribos para viga sísmica – Norma Norteamericana.....	216
<b>Figura N° 141</b> – Detalle de acero longitudinal y transversal de viga de pórtico F – Norma Peruana.....	218
<b>Figura N° 142</b> – Detalle de acero longitudinal y transversal de viga de pórtico F – Norma Chilena. ....	219

<b>Figura N° 143</b> – Detalle de acero longitudinal y transversal de viga de pórtico F – Norma Norteamericana. ....	219
<b>Figura N° 144</b> – Variación de $\emptyset$ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción. ....	221
<b>Figura N° 145</b> – Detalle de refuerzo longitudinal de viga de pórtico F – Norma Peruana. ....	221
<b>Figura N° 146</b> – Detalle de refuerzo longitudinal de viga de pórtico F – Norma Chilena y Norteamericana. ....	221
<b>Figura N° 147</b> – Idealización de vigas con rótulas plásticas desarrolladas – Norma Peruana. ....	222
<b>Figura N° 148</b> – Idealización de vigas con rótulas plásticas desarrolladas – Norma Chilena y Norteamericana. ....	222
<b>Figura N° 149</b> – Detalle de acero longitudinal y transversal de viga de pórtico F – Norma Peruana. ....	222
<b>Figura N° 150</b> – Detalle de acero longitudinal y transversal de viga de pórtico F – Norma Chilena. ....	223
<b>Figura N° 151</b> – Detalle de acero longitudinal y transversal de viga de pórtico F – Norma Norteamericana. ....	223
<b>Figura N° 152</b> – Armadura Longitudinal inicial de Columna G3 (0.30 x 0.85). ....	226
<b>Figura N° 153</b> – Deformaciones y fuerzas internas con eje neutro sobre segunda capa de acero de columna G3 (0.30 x 0.85). ....	226
<b>Figura N° 154</b> – Diagrama de Interacción preliminar XX de columna G3 – Norma Peruana. ....	228
<b>Figura N° 155</b> – Diagrama de Interacción preliminar YY de columna G3 – Norma Peruana. ....	229
<b>Figura N° 156</b> – Diagrama de Interacción preliminar XX de columna G3 – Norma Chilena y Norteamericana. ....	229
<b>Figura N° 157</b> – Diagrama de Interacción preliminar YY de columna G3 – Norma Chilena y Norteamericana. ....	229
<b>Figura N° 158</b> – Armadura Longitudinal final de Columna G3 (0.30 x 0.85). ....	230
<b>Figura N° 159</b> – Diagrama de Interacción final XX de columna G3 – Norma Peruana. ....	230
<b>Figura N° 160</b> – Diagrama de Interacción final YY de columna G3 – Norma Peruana. ....	230

<b>Figura N° 161</b> – Diagrama de Interacción final XX de columna G3 – Norma Chilena y Norteamericana.....	231
<b>Figura N° 162</b> – Diagrama de Interacción final YY de columna G3 – Norma Chilena y Norteamericana.....	231
<b>Figura N° 163</b> – Máximo momento nominal de diseño para columna G3 – Norma Peruana. ....	232
<b>Figura N° 164</b> – Máximo momento nominal de diseño para columna G3 – Norma Chilena y Norteamericana.....	234
<b>Figura N° 165</b> – Requisitos de espaciamiento de columna de sistema de muros o dual I – Norma Peruana. ....	236
<b>Figura N° 166</b> – Requisitos de espaciamiento de columna de sistema de muros – Norma Chilena y Norteamericana. ....	236
<b>Figura N° 167</b> – Valores geométricos para el cálculo de estribos de confinamiento – Norma Chilena y Norteamericana. ....	238
<b>Figura N° 168</b> – Armadura Longitudinal final de Columna G3 (0.30 x 0.85).....	239
<b>Figura N° 169</b> – Diagrama de Interacción final XX de columna G3 – Norma Peruana. ....	240
<b>Figura N° 170</b> – Diagrama de Interacción final XX de columna G3 – Norma Chilena y Norteamericana.....	240
<b>Figura N° 171</b> – Requisitos de espaciamiento de columna de sistema de muros o dual I – Norma Peruana. ....	241
<b>Figura N° 172</b> – Requisitos de espaciamiento de columna de sistema de muros – Norma Chilena y Norteamericana. ....	242
<b>Figura N° 173</b> – Geometría de placa de eje 4.....	245
<b>Figura N° 174</b> – Armado preliminar de placa de eje 4.....	247
<b>Figura N° 175</b> – Diagrama de interacción de placa de eje 4 – Norma Peruana. ..	249
<b>Figura N° 176</b> – Diagrama de interacción de placa de eje 4 – Norma Chilena y Norteamericana.....	249
<b>Figura N° 177</b> – Armado final de placa de eje 4 – Norma Peruana.....	251
<b>Figura N° 178</b> – Armado final de placa de eje 4 – Norma Chilena y Norteamericana. ....	251
<b>Figura N° 179</b> – Detalle final de placa de eje 4 – Norma Peruana. ....	252
<b>Figura N° 180</b> – Detalle final de placa de eje 4 – Norma Chilena y Norteamericana. ....	253
<b>Figura N° 181</b> – Armado final de placa de eje 4 – Norma Peruana.....	256

<b>Figura N° 182</b> – Armado final de placa de eje 4 – Norma Chilena y Norteamericana. .....	256
<b>Figura N° 183</b> – Diagrama de interacción de placa de eje 4 – Norma Peruana. ...	257
<b>Figura N° 184</b> – Diagrama de interacción de placa de eje 4 – Norma Chilena y Norteamericana.....	257
<b>Figura N° 185</b> – Detalle final de placa de eje 4 – Norma Peruana. ....	259
<b>Figura N° 186</b> – Detalle final de placa de eje 4 – Norma Chilena y Norteamericana. .....	260

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla N° 1</b> – Terremotos más fuertes del Perú y del mundo. ....	7
<b>Tabla N° 2</b> – Factores de Reducción de Resistencia en Concreto Armado. ....	28
<b>Tabla N° 3</b> – Secciones de Losa y Viga y relación de inercias para losa bidireccional. .....	37
<b>Tabla N° 4</b> – Tabla de columnas y placas del proyecto. ....	41
<b>Tabla N° 5</b> – Cálculo de Área de Columnas y Placas. ....	44
<b>Tabla N° 6</b> – Factor de Zona Z. ....	46
<b>Tabla N° 7</b> – Perfiles del suelo y características - Perú. ....	46
<b>Tabla N° 8</b> – Factor de amplificación de suelo S. ....	47
<b>Tabla N° 9</b> – Periodos de suelo $T_P$ y $T_L$ . ....	47
<b>Tabla N° 10</b> – Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso - Perú. ....	48
<b>Tabla N° 11</b> – Peso Sísmico - Perú. ....	48
<b>Tabla N° 12</b> – Sistemas Estructurales y Coeficientes Básicos de Reducción - Perú. .....	49
<b>Tabla N° 13</b> – Expresiones para irregularidad de rigidez – Norma Peruana. ....	50
<b>Tabla N° 14</b> – Irregularidades Estructurales en Altura. ....	55
<b>Tabla N° 15</b> – Irregularidades Estructurales en Planta. ....	55
<b>Tabla N° 16</b> – Categoría y Regularidad de las Edificaciones. ....	55
<b>Tabla N° 17</b> – Cálculo de Desplazamientos Reales. ....	57
<b>Tabla N° 18</b> – Distorsión límite de entrepiso - Perú. ....	58
<b>Tabla N° 19</b> – Factor de Zona $A_0$ . ....	59
<b>Tabla N° 20</b> – Perfiles del suelo y características - Chile. ....	60
<b>Tabla N° 21</b> – Parámetros que dependen del tipo de suelo. ....	60
<b>Tabla N° 22</b> – Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso - Chile. ....	61
<b>Tabla N° 23</b> – Peso Sísmico - Chile. ....	61
<b>Tabla N° 24</b> – Sistemas estructurales y coeficientes de reducción- Chile. ....	62
<b>Tabla N° 25</b> – Valor máximo del coeficiente sísmico. ....	63
<b>Tabla N° 26</b> – Distorsión límite de entrepiso - Chile. ....	64
<b>Tabla N° 27</b> – Perfiles del suelo y características – E.E.U.U. ....	68
<b>Tabla N° 28</b> – Coeficiente de sitio para periodos cortos, $F_a$ . ....	68
<b>Tabla N° 29</b> – Coeficiente de sitio para periodos largos, $F_v$ . ....	68
<b>Tabla N° 30</b> – Categoría de las Edificaciones y Factor de Importancia – E.E.U.U. ....	69
<b>Tabla N° 31</b> – Categoría de diseño sísmico basada en parámetro de aceleración del espectro de diseño de periodo corto, $S_{DS}$ . ....	71

<b>Tabla N° 32</b> – Categoría de diseño sísmico basada en parámetro de aceleración del espectro de diseño de periodo largo, $S_{D1}$ .	71
<b>Tabla N° 33</b> – Irregularidades Estructurales Verticales.	73
<b>Tabla N° 34</b> – Irregularidades Estructurales Horizontales.	75
<b>Tabla N° 35</b> – Tabla para determinar los coeficientes $C_t$ y $x$ para el análisis estático.	77
<b>Tabla N° 36</b> – Tabla para determinar el coeficiente $C_u$ para el análisis estático.	78
<b>Tabla N° 37</b> – Distorsión límite de entrepiso – E.E.U.U.	80
<b>Tabla N° 38</b> – Expresiones para el cálculo de módulos de elasticidad.	81
<b>Tabla N° 39</b> – Valor de Módulo de Elasticidad del concreto.	82
<b>Tabla N° 40</b> – Combinaciones de Carga.	82
<b>Tabla N° 41</b> – Factores de reducción de resistencia.	83
<b>Tabla N° 42</b> – Cálculo de diámetro mínimo de doblado para barras corrugadas en tracción.	85
<b>Tabla N° 43</b> – Diámetro mínimo de doblado para barras corrugadas en tracción...	85
<b>Tabla N° 44</b> – Cálculo de diámetro mínimo de doblado para estribos y grapas.	86
<b>Tabla N° 45</b> – Diámetro mínimo de doblado para barras corrugadas en tracción...	86
<b>Tabla N° 46</b> – Cálculo de extensión de estribos y ganchos.	86
<b>Tabla N° 47</b> – Extensión de estribos y ganchos.	87
<b>Tabla N° 48</b> – Cálculo de Longitud de desarrollo de barras en tracción.	87
<b>Tabla N° 49</b> – Factores que afectan la longitud de desarrollo de barras en tracción.	88
<b>Tabla N° 50</b> – Longitudes de desarrollo de barras a tracción.	88
<b>Tabla N° 51</b> – Cálculo de Longitud de desarrollo de barras en compresión.	89
<b>Tabla N° 52</b> – Longitudes de desarrollo de barras a compresión.	89
<b>Tabla N° 53</b> – Cálculo de gancho estándar en tracción.	90
<b>Tabla N° 54</b> – Longitudes de desarrollo de barras a compresión.	90
<b>Tabla N° 55</b> – Acero mínimo a flexión en vigas rectangulares y T.	91
<b>Tabla N° 56</b> – Acero mínimo en losas macizas.	91
<b>Tabla N° 57</b> – Acero máximo a flexión en vigas rectangulares y losas.	92
<b>Tabla N° 58</b> – Resistencia nominal al corte, proporcionada por el concreto en vigas.	92
<b>Tabla N° 59</b> – Inercias para el cálculo de deflexiones.	93
<b>Tabla N° 60</b> – Valor de inercia efectiva para el control de deflexiones.	94
<b>Tabla N° 61</b> – Momento crítico de agrietamiento.	94

<b>Tabla N° 62</b> – Inercia efectiva en vigas simples y en voladizo. ....	94
<b>Tabla N° 63</b> – Inercia efectiva en vigas continuas. ....	95
<b>Tabla N° 64</b> – Cálculo de deflexiones diferidas. ....	95
<b>Tabla N° 65</b> - Deflexiones límites. ....	96
<b>Tabla N° 66</b> – Normas de cargas. ....	97
<b>Tabla N° 67</b> – Ejemplo de cargas según las distintas normativas. ....	98
<b>Tabla N° 68</b> – Consideraciones para el metrado de losas y techos. ....	99
<b>Tabla N° 69</b> – Tabla de cargas equivalentes de tabiques móviles. ....	99
<b>Tabla N° 70</b> – Metrado de cargas de losa $e = 17.5$ cm – Habitaciones. ....	100
<b>Tabla N° 71</b> – Metrado de cargas de losa $e = 15$ cm – SSHH y Administración. ...	100
<b>Tabla N° 72</b> – Metrado de cargas de losa $e = 15$ cm - Pasadizos. ....	101
<b>Tabla N° 73</b> – Metrado de cargas de losa $e = 15$ cm – Cuarto de Máquinas. ....	101
<b>Tabla N° 74</b> – Metrado de cargas de losa $e = 15$ cm – Cuarto de Tanques. ....	102
<b>Tabla N° 75</b> – Metrado de cargas de losa $e = 15$ cm – Espacios Libres. ....	102
<b>Tabla N° 76</b> – Metrado de cargas de losa $e = 15$ cm – Cuarto de Tanques. ....	102
<b>Tabla N° 77</b> – Combinaciones de Carga para Análisis de Losa. ....	103
<b>Tabla N° 78</b> – Cargas amplificadas para todas las losas, según las normativas de cada país. ....	103
<b>Tabla N° 79</b> – Cargas amplificadas para losa de techo inclinado, según las normativas de cada país. ....	105
<b>Tabla N° 80</b> – Valor de fuerzas cortantes para techo inclinado según las distintas normas. ....	106
<b>Tabla N° 81</b> – Valor de momentos flectores para techo inclinado según las distintas normas. ....	107
<b>Tabla N° 82</b> – Diseño por Flexión de losa de inclinada de techo $e = 15$ cm - Perú. ....	108
<b>Tabla N° 83</b> – Diseño por Flexión de losa de inclinada de techo $e = 15$ cm – Chile y E.E.U.U. ....	108
<b>Tabla N° 84</b> – Cálculo de Inercias en Voladizo de Techo Inclinado. ....	109
<b>Tabla N° 85</b> – Deflexiones en Voladizo de Techo Inclinado. ....	109
<b>Tabla N° 86</b> – Cálculo de Inercias en Segundo Tramo Central de Techo Inclinado. ....	110
<b>Tabla N° 87</b> – Deflexiones en Segundo Tramo Central de Techo Inclinado. ....	110
<b>Tabla N° 88</b> – Relación de la carga $W$ que se transmite en las direcciones A y B. ....	113

<b>Tabla N° 89</b> – Valor de diseño para losa de pasadizo según las distintas normas. .....	115
<b>Tabla N° 90</b> – Diseño por Flexión de losa de pasadizo delantero e = 15 cm.....	115
<b>Tabla N° 91</b> – Método de análisis de losas macizas bidireccionales según las distintas normas.....	116
<b>Tabla N° 92</b> – Coeficientes para cálculo de Momentos según tablas de Richard Bares – 5 <sup>to</sup> Techo.....	118
<b>Tabla N° 93</b> – Valores de Diseño para losa apoyada en tres lados – 5 <sup>to</sup> Techo. ..	118
<b>Tabla N° 94</b> – Coeficientes para cálculo de Momentos según tablas de Richard Bares – 1 <sup>er</sup> a 4 <sup>to</sup> Techo. ....	119
<b>Tabla N° 95</b> – Valores de Diseño para losa apoyada en tres lados – 1 <sup>er</sup> a 4 <sup>to</sup> Techo. .....	119
<b>Tabla N° 96</b> – Coeficientes para Momentos Negativos. ....	120
<b>Tabla N° 97</b> – Momentos negativos para losa maciza e = 17.5 cm. ....	121
<b>Tabla N° 98</b> – Coeficientes para Momentos Positivos por Carga Muerta. ....	121
<b>Tabla N° 99</b> – Momentos positivos por CM para losa maciza e = 17.5 cm. ....	121
<b>Tabla N° 100</b> – Coeficientes para Momentos Positivos por Carga Viva. ....	122
<b>Tabla N° 101</b> – Momentos positivos por CV para losa maciza e = 17.5 cm.....	122
<b>Tabla N° 102</b> – Momentos positivos Totales para losa maciza e = 17.5 cm. ....	122
<b>Tabla N° 103</b> – Fuerza cortante actuante para losa maciza e = 17.5 cm. ....	123
<b>Tabla N° 104</b> – Valores de Diseño para losa e = 17.5 cm - Habitaciones.....	123
<b>Tabla N° 105</b> – Valores de Diseño para losa e = 15 cm – SSHH y Administración. .....	124
<b>Tabla N° 106</b> – Valores de Diseño para losa e = 15 cm – Cuarto de Máquinas. ..	124
<b>Tabla N° 107</b> – Valores de Diseño para losa e = 15 cm – Cuarto de Tanques.....	125
<b>Tabla N° 108</b> – Valores de Diseño para losa e = 15 cm – Espacios Libres (E-G/5-6). .....	125
<b>Tabla N° 109</b> – Valores de Diseño para losa e = 15 cm – Espacios Libres (B-D/3-5). .....	126
<b>Tabla N° 110</b> – Valores de Diseño para losa e = 15 cm – Espacios Libres (B-D/5-6). .....	126
<b>Tabla N° 111</b> – Diseño por Flexión de losa de habitaciones e = 17.5 cm - Perú. .	127
<b>Tabla N° 112</b> – Diseño por Flexión de losa de habitaciones e = 17.5 cm – Chile y E.E.U.U.....	128

<b>Tabla N° 113</b> – Relación de la carga W que se transmite en las direcciones A y B. .....	129
<b>Tabla N° 114</b> – Cálculo de Inercias en Secciones Críticas de losas de habitaciones. .....	130
<b>Tabla N° 115</b> – Deflexiones de losas de habitaciones.....	130
<b>Tabla N° 116</b> – Segundo Cálculo de Inercias en Secciones Críticas de losas de habitaciones.....	131
<b>Tabla N° 117</b> – Deflexiones de losas de habitaciones con Refuerzo Adicional. ...	131
<b>Tabla N° 118</b> – Deflexiones de losas de habitaciones con Refuerzo Adicional – Elementos Finitos.....	132
<b>Tabla N° 119</b> – Cargas últimas de losas y su variación.....	134
<b>Tabla N° 120</b> – Metrado de acero de losas según las distintas normativas.....	135
<b>Tabla N° 121</b> – Áreas equivalentes en losas macizas.....	138
<b>Tabla N° 122</b> – Metrado de cargas de viga B entre 1 y 3 del 1° al 3° Techo. ....	140
<b>Tabla N° 123</b> – Metrado de vigas en dirección X. ....	140
<b>Tabla N° 124</b> – Metrado de vigas en dirección Y. ....	141
<b>Tabla N° 125</b> – Columnas equivalentes de columna L (0.85x0.85). ....	144
<b>Tabla N° 126</b> – Columnas equivalentes de columna L (0.65x0.50). ....	144
<b>Tabla N° 127</b> – Columnas equivalentes de columna T (1.40x0.85). ....	145
<b>Tabla N° 128</b> – Pesos sísmicos de cada entrepiso. ....	147
<b>Tabla N° 129</b> – Ubicación del centro de masas de cada entrepiso.....	147
<b>Tabla N° 130</b> – Ubicación del centro de rigideces de cada entrepiso.....	148
<b>Tabla N° 131</b> – Periodos de vibración con mayor masa traslacional del modelo del edificio.....	150
<b>Tabla N° 132</b> – Parámetros Sísmicos – Norma Peruana. ....	151
<b>Tabla N° 133</b> – Periodos, factor k y cortante basal estática – Norma Peruana.....	153
<b>Tabla N° 134</b> – Distribución de Fuerza Sísmica en altura – Norma Peruana.....	153
<b>Tabla N° 135</b> – Desplazamientos y derivas en dirección X – Norma Peruana.....	154
<b>Tabla N° 136</b> – Desplazamientos y derivas en dirección Y – Norma Peruana.....	154
<b>Tabla N° 137</b> – Parámetros Sísmicos – Norma Peruana. ....	156
<b>Tabla N° 138</b> – Periodos, factor k y cortante basal estática – Norma Peruana.....	156
<b>Tabla N° 139</b> – Distribución de Fuerza Sísmica en altura – Norma Peruana.....	156
<b>Tabla N° 140</b> – Desplazamientos y derivas finales en dirección X – Norma Peruana. .....	156
<b>Tabla N° 141</b> – Desplazamientos y derivas en dirección Y – Norma Peruana.....	157

<b>Tabla N° 142</b> – Irregularidad Torsional – Sismo en X – Norma Peruana.....	157
<b>Tabla N° 143</b> – Irregularidad Torsional – Sismo en Y – Norma Peruana.....	158
<b>Tabla N° 144</b> – Cálculo de Piso Blando – Sismo en X – Norma Peruana.....	158
<b>Tabla N° 145</b> – Cálculo de Piso Blando – Sismo en Y – Norma Peruana.....	159
<b>Tabla N° 146</b> – Cálculo de Cortante Resistente de columna A1 – Norma Peruana. .....	160
<b>Tabla N° 147</b> – Resistencia ante cargas laterales.....	160
<b>Tabla N° 148</b> – Parámetros Sísmicos finales – Norma Peruana. ....	161
<b>Tabla N° 149</b> – Rango de periodos del espectro de aceleraciones del edificio – Norma Peruana. ....	162
<b>Tabla N° 150</b> – Comparación de Cortantes Estáticas y Dinámicas – Norma Peruana. .....	162
<b>Tabla N° 151</b> – Parámetros Sísmicos – Norma Chilena.....	165
<b>Tabla N° 152</b> – Límites del Coeficiente Sísmico C – Norma Chilena.....	165
<b>Tabla N° 153</b> – Distribución de fuerza sísmica en altura – Norma Chilena.....	166
<b>Tabla N° 154</b> – Desplazamientos y derivas en X – Norma Chilena. ....	166
<b>Tabla N° 155</b> – Desplazamientos y derivas en Y – Norma Chilena. ....	167
<b>Tabla N° 156</b> – Periodos, Coeficientes sísmicos y cortante basal estática – Norma Chilena.....	168
<b>Tabla N° 157</b> – Distribución de Fuerza Sísmica en altura – Norma Chilena.....	169
<b>Tabla N° 158</b> – Desplazamientos y derivas en dirección X – Norma Chilena.....	169
<b>Tabla N° 159</b> – Desplazamientos y derivas en dirección Y – Norma Chilena.....	169
<b>Tabla N° 160</b> – Parámetros Sísmicos Finales – Norma Chilena.....	170
<b>Tabla N° 161</b> – Rango de periodos de espectros de aceleraciones en X e Y – Norma Chilena.....	171
<b>Tabla N° 162</b> – Cortante basal dinámica y sus límites – Norma Chilena. ....	171
<b>Tabla N° 163</b> – Parámetros Sísmicos – Norma Norteamericana.....	172
<b>Tabla N° 164</b> – Periodos, factor k y cortante basal estática – Norma Norteamericana. .....	173
<b>Tabla N° 165</b> – Distribución de Fuerza Sísmica en altura – Norma Norteamericana. .....	173
<b>Tabla N° 166</b> – Desplazamientos y derivas en dirección X – Norma Peruana.....	174
<b>Tabla N° 167</b> – Desplazamientos y derivas en dirección Y – Norma Peruana.....	174
<b>Tabla N° 168</b> – Irregularidad Torsional – Sismo en X – Norma Norteamericana..	177
<b>Tabla N° 169</b> – Irregularidad Torsional – Sismo en Y – Norma Norteamericana..	178

<b>Tabla N° 170</b> – Irregularidad Torsional Final – Sismo en X – Norma Norteamericana.	178
<b>Tabla N° 171</b> – Irregularidad Torsional Final – Sismo en Y – Norma Norteamericana.	179
<b>Tabla N° 172</b> – Cálculo de Piso Blando – Sismo en X – Norma Norteamericana.	181
<b>Tabla N° 173</b> – Cálculo de Piso Blando – Sismo en Y – Norma Norteamericana.	181
<b>Tabla N° 174</b> – Cálculo de Cortante Resistente de columna A1 – Norma Norteamericana.	183
<b>Tabla N° 175</b> – Cortante lateral resistente por piso – Norma Norteamericana.	183
<b>Tabla N° 176</b> – Parámetros Sísmicos finales – Norma Norteamericana.	184
<b>Tabla N° 177</b> – Rango de periodos del espectro de aceleraciones – Norma Norteamericana.	185
<b>Tabla N° 178</b> – Comparación de Cortantes Dinámicas y Límites – Norma Norteamericana.	185
<b>Tabla N° 179</b> – Densidad de Placas según cada normativa.	191
<b>Tabla N° 180</b> – Comparación de derivas según cada normativa.	191
<b>Tabla N° 181</b> – Comparación de cortantes basales según cada normativa.	191
<b>Tabla N° 182</b> – Acero mínimo de viga de eje F.	197
<b>Tabla N° 183</b> – Acero máximo de viga de eje F.	199
<b>Tabla N° 184</b> – Diseño por flexión de viga de pórtico F.	203
<b>Tabla N° 185</b> – Diseño por flexión de viga de pórtico F – Norma Chilena y Norteamericana.	204
<b>Tabla N° 186</b> – Diseño de estribos por resistencia de vigas de pórtico de eje F – Norma Peruana.	211
<b>Tabla N° 187</b> – Diseño de estribos por resistencia de vigas de pórtico de eje F – Norma Chilena y Norteamericana.	212
<b>Tabla N° 188</b> – Diseño de estribos por capacidad de vigas de pórtico de eje F – Norma Peruana.	217
<b>Tabla N° 189</b> – Diseño de estribos por capacidad de vigas de pórtico de eje F – Norma Chilena y Norteamericana.	218
<b>Tabla N° 190</b> – Acero mínimo de viga de eje F.	220
<b>Tabla N° 191</b> – Acero máximo de viga de eje F.	220
<b>Tabla N° 192</b> – Longitudes de desarrollo de barras a tracción.	221
<b>Tabla N° 193</b> – Metrado de acero longitudinal en vigas según cada normativa.	223
<b>Tabla N° 194</b> – Metrado de estribos totales en vigas según cada normativa.	224

<b>Tabla N° 195</b> – Metrado de estribos de confinamiento en vigas según cada normativa. .....	224
<b>Tabla N° 196</b> – Metrado de acero total en vigas según cada normativa.....	224
<b>Tabla N° 197</b> – Estados de Carga de Columna G3 (0.30 x 0.85). ....	225
<b>Tabla N° 198</b> – Combinaciones de Carga de Columna G3 (0.30 x 0.85).....	225
<b>Tabla N° 199</b> – Fuerzas cortantes de columna G3.....	226
<b>Tabla N° 200</b> – Fuerzas cortantes según combinaciones de carga de columna G3 – Norma Peruana.....	233
<b>Tabla N° 201</b> – Fuerzas cortantes según combinaciones de carga de columna G3 – Norma Chilena y Norteamericana. ....	234
<b>Tabla N° 202</b> – Fuerza cortante resistente para columnas sismorresistentes. ....	235
<b>Tabla N° 203</b> – Fuerza cortante resistente de columna G3 – Norma Peruana. ....	235
<b>Tabla N° 204</b> – Diseño de estribos de columna G3.....	237
<b>Tabla N° 205</b> – Modificación de combinaciones de carga para diseño de acero transversal de columnas.....	241
<b>Tabla N° 206</b> – Metrado de acero longitudinal en columnas según cada normativa. .....	242
<b>Tabla N° 207</b> – Metrado de estribos en columnas según cada normativa. ....	243
<b>Tabla N° 208</b> – Metrado de acero total en columnas según cada normativa. ....	243
<b>Tabla N° 209</b> – Estados de Carga de Placa de Eje 4 (2.40 x 0.20). ....	244
<b>Tabla N° 210</b> – Combinaciones de Carga de Placa de Eje 4 (2.40 x 0.20).....	244
<b>Tabla N° 211</b> – Ancho efectivo de alas de placas según cada normativa.....	244
<b>Tabla N° 212</b> – Cortante resistente del concreto en placas según cada normativa. .....	245
<b>Tabla N° 213</b> – Acero mínimo en placas según cada normativa. ....	246
<b>Tabla N° 214</b> – Límite de eje neutro para confinamiento en placas.....	247
<b>Tabla N° 215</b> – Determinación de confinamiento según cada normativa.....	248
<b>Tabla N° 216</b> – Estribaje mínimo en elementos de borde sin confinamiento según cada normativa.....	248
<b>Tabla N° 217</b> – Fuerza cortante de diseño en placas, $V_u$ . ....	250
<b>Tabla N° 218</b> – Cortante resistente del concreto en placas según cada normativa. .....	254
<b>Tabla N° 219</b> – Límite de eje neutro para confinamiento en placas.....	255
<b>Tabla N° 220</b> – Límite de eje neutro para confinamiento de placas.....	255
<b>Tabla N° 221</b> – Fuerza cortante de diseño en placas, $V_u$ . ....	258

<b>Tabla N° 222</b> – Medrado de acero longitudinal en placa según cada normativa. ..	260
<b>Tabla N° 223</b> – Medrado de acero longitudinal en placa según cada normativa. ..	261
<b>Tabla N° 224</b> – Medrado de acero total en placa según cada normativa.....	261

## RESUMEN

El presente tema de tesis busca, como principal objetivo, dar a conocer las principales diferencias entre las normativas vigentes de análisis sísmico y diseño en concreto armado en Perú, Estados Unidos y Chile en la concepción de un edificio real. Para esto, se desarrolló el análisis y diseño estructural de un edificio de 5 niveles de concreto armado que forma parte de un conjunto de edificios destinados al uso de hotel que forman una sola estructura continua de manera conjunta.

En primer lugar, se realizó la estructuración de los elementos estructurales presentes en el edificio siguiendo las reglas y pautas planteadas por diversos autores de libros y tesis de ingeniería estructural de origen peruano.

Una vez que estuvieron definidas de manera básica las dimensiones de los elementos, se realizó el análisis sísmico según las distintas normativas vigentes en los países mencionados, siguiendo procesos distintos para cada caso según lo normado. Inicialmente se planteó un sistema dual de concreto armado en base al predimensionamiento y a la arquitectura brindada. Sin embargo, para poder cumplir las exigencias descritas por cada norma, la estructura original se vio modificada obteniendo que la norma chilena exige una estructura de muros estructurales de gran rigidez, la norma peruana también exige una estructura de muros estructurales, pero de menor rigidez que la norma chilena, y la norma norteamericana exige una estructura dual más flexible que los casos anteriores.

Respecto al diseño en concreto armado, y con el propósito de tener las mismas condiciones iniciales, se realizó el diseño en base a la estructura obtenida después del análisis sísmico con la normativa peruana y con las mismas condiciones iniciales de carga. Después de realizado el diseño según las normativas vigentes en cada país, se descubrió que las normativas tienen diversos niveles de exigencia respecto a las otras en algunos puntos. Por ejemplo, la norma peruana es más exigente con: 1) las columnas con baja carga axial y altos momentos flectores; 2) el acero mínimo negativo de vigas T y 3) el refuerzo horizontal de placas, entre otros. Por otro lado, las normas chilena y norteamericana son más exigentes con las columnas con alta carga axial, con el acero mínimo de vigas rectangulares, con el confinamiento de vigas y columnas, entre otros.

## **ABSTRACT**

This thesis theme seeks, as the main objective, to show the main differences between the current regulation codes of seismic analysis and design in reinforced concrete structures in Perú, Chile and USA when they are applied in a real building conception. For this, the analysis and structural design of a 5-story reinforced concrete building, that is part of a group of building destined to the use of hotel that form a single continuous structure together, was developed.

First of all, the structuring of the structural elements presented in the building was carried out following the rules and guidelines proposed by many different Peruvian authors of structural engineering books and theses.

Once the dimensions of the elements were defined in a basic way, the seismic analysis was carried out according to the different regulations of each country following the different processes for each case as the codes say. Initially, a dual system of reinforced concrete was proposed based on the pre-dimensioning and the architecture. However, in order to comply with the requirements described by each standard, the original structure was modified obtaining that the Chilean code requires a structure of structural walls of great stiffness, the Peruvian code also demands a structure of structural walls with less stiffness than the Chilean one, and the North American code demands a dual system, one more flexible structure than the previous cases.

Regarding the reinforced concrete design, and with the purpose of having the same initial conditions, the design was made based on the structure obtained after the seismic analysis with the Peruvian code and with the same initial load conditions. After carrying out the design according to the code regulations of each country, the result was that the codes have different levels of demand in some cases. For example, the Peruvian code is more demanding with: 1) columns with low axial load and high bending moments; 2) the minimum negative steel reinforcement of T beams and 3) the horizontal reinforcement of concrete walls, and others. On the other hand, the Chilean and North American codes are more demanding with the columns with high axial load, with the minimum steel reinforcement of rectangular beams, with the confinement of beams, columns and walls.

## INTRODUCCIÓN

Como bien es sabido, el Perú está ubicado en una de las zonas de más alta sismicidad en el mundo por lo que todas las estructuras deben cumplir con estándares normativos para poder garantizar su seguridad y su correcto funcionamiento ante cualquier eventualidad sísmica. Debido a esto, este país cuenta con una norma sísmica exigente: La norma E.030 – Diseño Sismorresistente. Sin embargo, Perú no es el único país que debe garantizar seguridad y funcionamiento de las estructuras ante los efectos sísmicos ya que hay países como Estados Unidos, Chile, Japón, entre otros, que también tienen sus propias normas sísmicas que buscan garantizar la seguridad y funcionalidad de las estructuras. Ante esto nace la pregunta sobre cuáles son las principales diferencias entre las normas sísmicas de los diversos países al ser aplicadas en la concepción de un mismo edificio. Como punto central se decidió comparar la normativa peruana con la normativa chilena (la más exigente en Latinoamérica) y con la norteamericana (país líder en investigación y desarrollo), además de las normativas de diseño sismorresistente en concreto armado.

En el capítulo I se presenta el planteamiento del estudio, explicando el por qué estos países son considerados como sísmicos, y las principales razones por las cuales se realizó esta investigación.

En el capítulo II se da a conocer el marco teórico en el cual se presentan los conceptos principales que se deben tener en cuenta para poder realizar y comprender el análisis y diseño estructural.

En el capítulo III se presenta el proyecto analizado, su configuración y la estructuración de sus elementos estructurales.

En el capítulo IV se presenta las principales diferencias entre las normas de concreto armado y diseño sismorresistente de los diversos países, mostrando los parámetros y las distintas metodologías utilizadas en cada una.

En el capítulo V se presenta el análisis y diseño de las losas de techo analizando sus deflexiones, paso muy importante a realizar antes de hacer el análisis de la estructura general.

En el capítulo VI se muestra el análisis estructural con el método de pórticos planos ante cargas de gravedad y sísmicas del proyecto utilizando las distintas normativas sísmicas.

En el capítulo VII presenta el diseño estructural de los elementos de concreto armado utilizando las distintas normativas y teniendo como base la estructura y el modelo obtenidos a partir del análisis sísmico realizado con norma peruana con el fin de tener las mismas condiciones iniciales antes de diseñar.

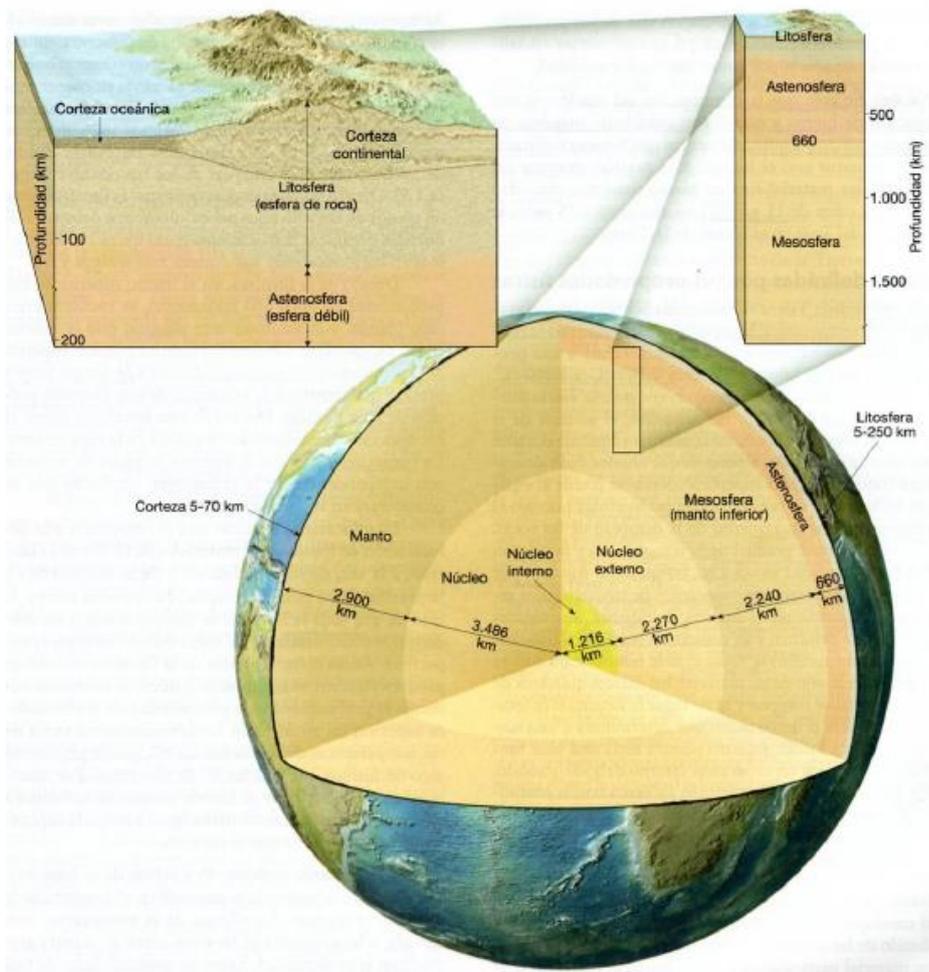
Después de realizado el análisis y diseño según las normativas vigentes en cada país, se descubrió que las normativas tienen diversos niveles de exigencia respecto a las otras en algunos puntos. Por ejemplo, la norma peruana es más exigente con: 1) las columnas con baja carga axial y altos momentos flectores; 2) el acero mínimo negativo de vigas T; y 3) el refuerzo horizontal de placas, entre otros. Por otro lado, las normas chilena y norteamericana son más exigentes con las columnas con alta carga axial, con el acero mínimo de vigas rectangulares, con el confinamiento de vigas y columnas, entre otros.

# CAPÍTULO I

## PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

### 1.1. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

La estructura del planeta Tierra está conformada por capas clasificadas de acuerdo a: 1) su composición química y 2) a sus propiedades físicas, tal como se ve en la figura N° 1.



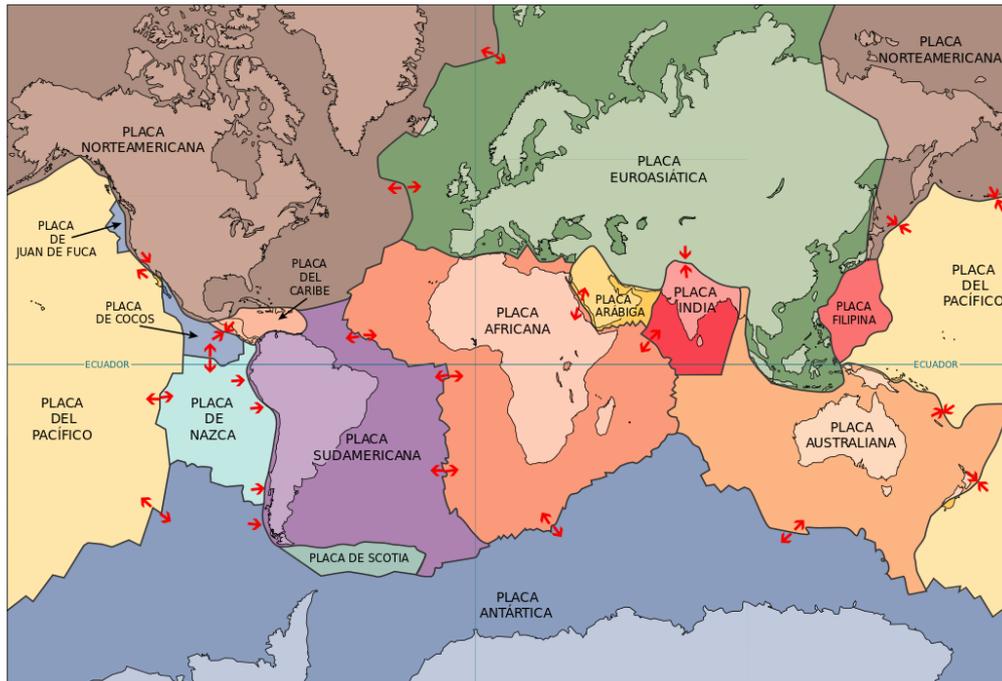
**Figura N° 1 – Capas del planeta Tierra.**

Fuente: Ciencias de La Tierra: una introducción a la geología física (Tarbuck, y otros, 2005)

Las capas clasificadas de acuerdo a su composición química son tres: la corteza terrestre, el manto y el núcleo. La corteza, compuesta principalmente de roca rígida, posee un grosor promedio de 7 km en la zona oceánica y de 35 km en la zona continental. El manto posee un espesor promedio de 2900 km y el núcleo, ubicado al centro de la tierra, está compuesto principalmente por aleaciones entre níquel y hierro con cantidades bajas de oxígeno, silicio y azufre.

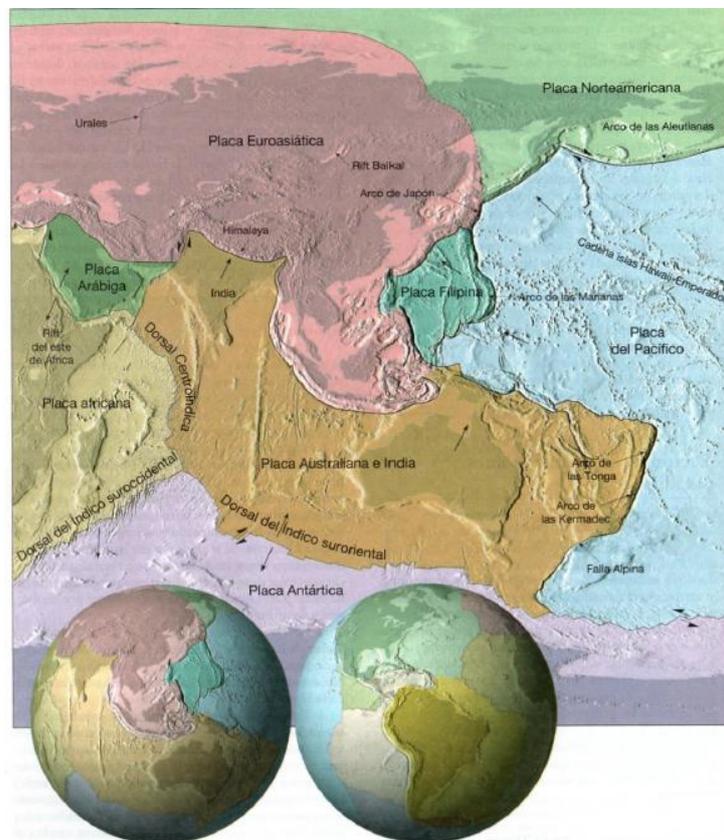
Las capas clasificadas de acuerdo a sus propiedades físicas, son cinco: la litósfera, la astenósfera, la mesósfera, el núcleo externo y el núcleo interno. La litósfera, que posee un grosor desde 5 km hasta 250 km, comprende la totalidad de la corteza y parte del manto y actúa como un sólido rígido. La astenósfera, ubicada debajo de la litósfera y con un espesor de 660 km, es una capa blanda con una mayor temperatura y presión que su predecesora, por lo que presenta pequeñas cantidades de roca fundida en su parte superior que permiten que la litósfera sea capaz de moverse de manera independiente sobre la astenósfera. La mesósfera, conformada por la parte inferior del manto, posee un espesor de 2240 km y está conformada por rocas también muy calientes, pero con mayor resistencia que las de la astenósfera. El núcleo externo e interno están compuestos por una aleación de hierro y níquel, pero debido a la diferencia de presiones, el núcleo externo es una capa líquida mientras que el núcleo interno se comporta como un sólido.

De estas capas, la responsable de la actividad sísmica en el planeta es la litósfera. Esta capa se encuentra dividida en fragmentos rígidos de gran tamaño denominados placas tectónicas. Estas placas son de diversa forma y tamaño, de las cuales las 7 más grandes son reconocidas como placas principales: 1) La Placa Norteamericana; 2) La Placa Sudamericana; 3) La Placa del Pacífico; 4) La Placa Africana; 5) La Placa Euroasiática; 6) La Placa Australiana; y 7) La Placa Antártica. Estas placas, juntas a otras de menor tamaño, se encuentran en un constante movimiento una respecto a la otra, interactuando en sus bordes entre sí, tal y como se puede observar en las figuras N° 2, N° 3 y N° 4.



**Figura N° 2 – Placas tectónicas.**

Fuente: USGS (De USGS - Versión en español Daroca90 - <http://pubs.usgs.gov/publications/text/slabs.html>, CC BY-SA 3.0, <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=31474745>)



**Figura N° 3 – Placas tectónicas y su distribución en la superficie de la tierra.**

Fuente: Ciencias de La Tierra: una introducción a la geología física (Tarbuck, y otros, 2005)



**Figura N° 4** – Placas tectónicas y la interacción entre sus bordes.

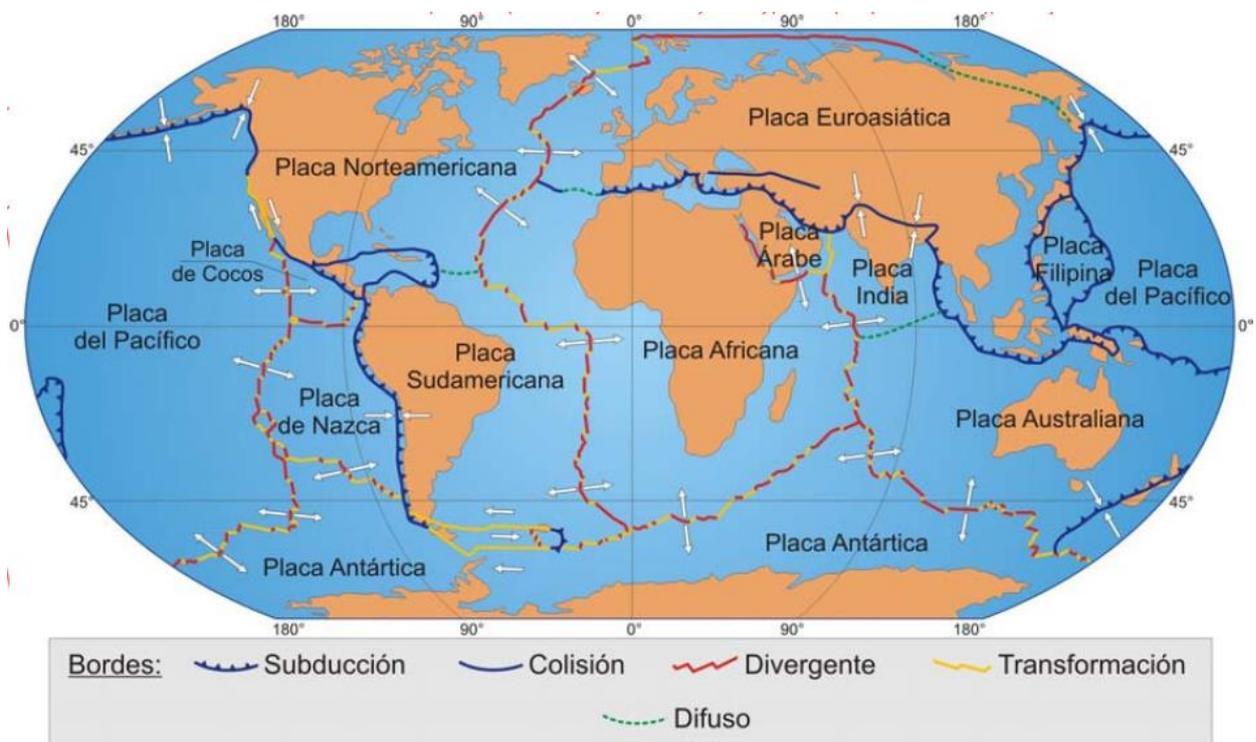
Fuente: Ciencias de La Tierra: una introducción a la geología física (Tarbuck, y otros, 2005)

La forma en la que interactúan las placas en sus bordes permite su clasificación en tres tipos:

- **Bordes divergentes o constructivos:** Son bordes en los cuales las placas tectónicas se separan una de la otra y se caracterizan por formar nuevo suelo oceánico con el material que asciende desde el manto terrestre.

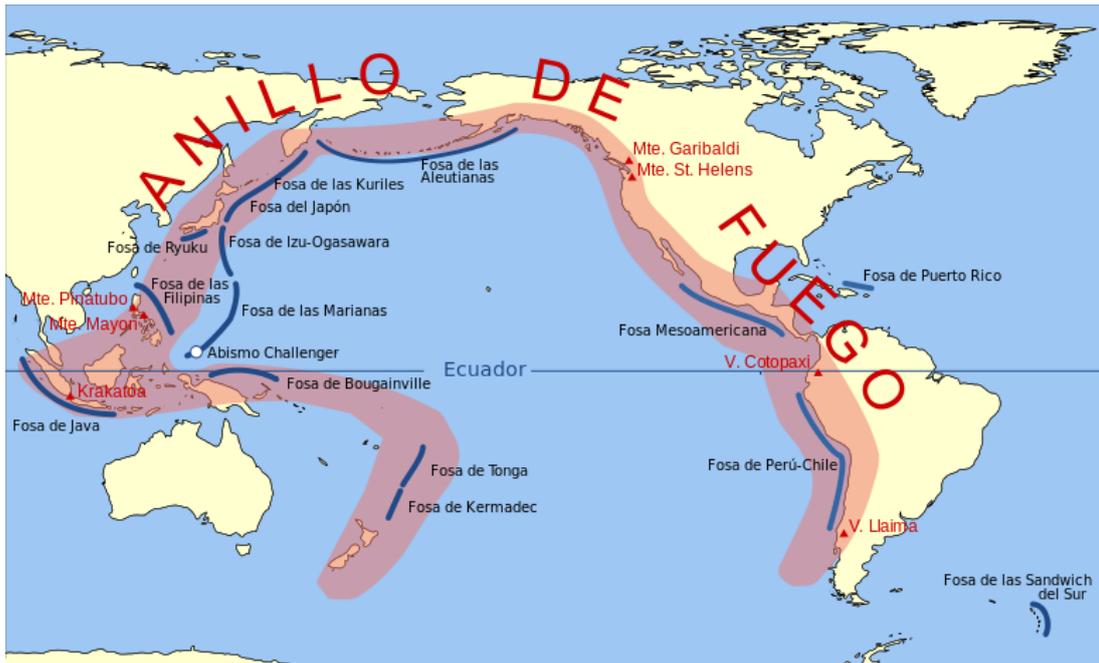
- **Bordes convergentes o destructivos:** Son bordes en los cuales las placas tectónicas chocan directamente. Este tipo de borde se clasifica en dos tipos: borde de subducción y borde de colisión. En el borde de subducción, una de las placas se desliza por debajo de la otra. Este tipo de borde es el presentado en Sudamérica, entre las Placas Sudamericana y de Nazca. El borde de colisión es aquel borde donde las placas colisionan directamente entre sí, comprimiéndose y formando cadenas de montaña.
- **Bordes de falla transformante:** Son bordes en los cuales las placas se mueven de manera paralela un respecto a la otra, como una cizalla.

En la figura N° 5 se pueden observar los tipos de borde en cada una de las principales placas del planeta.



**Figura N° 5** – Tipos de borde en las principales placas.  
Fuente: Ingeniería Sismorresistente (Muñoz Pelaez)

De estos tipos de bordes, los convergentes son los principales causantes de la actividad sísmica del planeta, seguidos en menor medida por los de falla transformante. La zona del mundo donde se concentra la gran mayoría de actividad sísmica es una zona llamada “El Anillo de Fuego o Cinturón Circumpacífico” (ver figura N° 6).



**Figura N° 6 – Anillo de Fuego o Cinturón Circumpacífico.**  
Fuente: Wikipedia (Dominio público sin derechos de autor).

Algunos países pertenecientes a esta zona son Chile, Perú, México, Estados Unidos, Canadá, Japón, Indonesia, entre otros, y es en este anillo de fuego donde ocurren aproximadamente el 90% de los sismos que ocurren en el mundo, incluyendo a los terremotos más fuertes que se han dado en la historia. Los más potentes del último siglo son los siguientes:

- a) **Valdivia, Chile – 22 de mayo de 1960** – Fue el terremoto más potente que se ha registrado en la historia de la humanidad. Presentó una Magnitud de Momento  $M_W = 9.5$  y una intensidad en la Escala Modificada de Mercalli  $M_M = XI$ , dejando aproximadamente 5700 muertos y 2 millones de familias sin techo. Junto a un posterior tsunami y una erupción volcánica, dejó daños por un total de U.S. \$ 500 millones.
- b) **Anchorage, Alaska – 27 de marzo de 1960** – El terremoto más potente sucedido en los Estados Unidos. Tuvo una magnitud  $M_W = 9.2$  y una intensidad  $M_M = XI$ . Junto a un posterior tsunami, dejó 139 muertos y U.S. \$ 311 millones en daños y pérdidas materiales.
- c) **Sumatra, Indonesia – 26 de diciembre de 2004** – El peor evento sísmico sucedido en la historia del Océano Índico. Alcanzó una magnitud  $M_W = 9.3$  y una intensidad  $M_M = IX$ . Junto a un tsunami de 40 metros de altura, dejó casi 16 mil muertos y U.S. \$ 10 mil millones en daños y pérdidas.

d) **Concepción, Chile – 27 de febrero de 2010** – Con una magnitud  $M_W = 8.8$  y una intensidad  $M_M = IX$ , dejó 480 muertos y un aproximado de U.S. \$ 30 mil millones en daños y pérdidas.

En Perú, los terremotos más fuertes ocurridos en su historia son:

e) **Huaráz, Ancash – 31 de mayo de 1970** – Terremoto de magnitud  $M_W = 7.8$  e intensidad  $M_M = IX$ . Ocasionó una avalancha que sepultó las ciudades de Yungay y Ranrahirca. El saldo de víctimas mortales fue aproximadamente de 67 mil, y los daños materiales ascendieron a U.S. \$ 250 millones.

f) **Atico, Arequipa – 23 de junio de 2011** – Con una magnitud  $M_W = 8.4$  y una intensidad  $M_M = VIII$ , dejó 102 muertos y 320 mil damnificados.

g) **Pisco, Ica – 15 de agosto de 2007** – Con una magnitud  $M_W = 7.9$  y una intensidad  $M_M = VIII$ , fue el último terremoto significativo ocurrido en Perú. Dejó 595 muertos y 431 mil damnificados.

**Tabla N° 1** – Terremotos más fuertes del Perú y del mundo.

<b>Evento</b>	<b><math>M_W</math></b>	<b><math>M_M</math></b>
<b>Valdivia – Chile (1960)</b>	9.5	XI
<b>Anchorage – Alaska (1964)</b>	9.2	XI
<b>Sumatra – Indonesia (2004)</b>	9.3	IX
<b>Concepción – Chile (2010)</b>	8.8	IX
<b>Huaráz – Perú (1970)</b>	7.8	IX
<b>Atico – Perú (2001)</b>	8.4	VIII
<b>Pisco – Perú (2007)</b>	7.9	VIII

Se puede apreciar que Perú, a pesar de haber sufrido sismos con una magnitud menor, ha sufrido daños más graves que los sucedidos en otros países que han tenido sismos con magnitudes más severas, en especial el ocurrido en Chile el 2010.

Esta situación tiene su origen principalmente en dos aspectos: La carente formación académica relacionada a la ingeniería sismorresistente en gran parte de los profesionales de ingeniería civil y arquitectura, y la carencia de cultura sísmica en la población del Perú.

En todos los países con actividad sísmica se ve la necesidad de desarrollar normativas de alta calidad y exigencia para el diseño de edificaciones, actualizándolas constantemente conforme van sucediendo nuevos y más potentes terremotos. Sin embargo, existen diversos parámetros a tomar en cuenta en cada una de las normas, siendo en algunos países más conservadores que en otros. A partir de esto es que, en esta tesis, se busca conocer las principales diferencias en el análisis y diseño estructural de un edificio utilizando normativas extranjeras y comparándolos con el realizado con las normativas peruanas, escogiendo como punto de partida dos países ubicados, al igual que Perú, dentro del cinturón Circumpacífico: Estados Unidos y Chile. Se escogió Estados Unidos debido a que es el país líder en investigación y desarrollo. Sus normas son tomadas como base para el desarrollo de las normas de distintos países. Y se escogió Chile debido a que es el país sudamericano que mayor desarrollo sísmico ha alcanzado en las últimas décadas, siendo que ha sufrido sismos con mayor magnitud que los sufridos por Perú, pero con menor impacto social y económico.

Por tanto, esta tesis también busca mostrar al público ingenieril los significados de los principales parámetros de las distintas normativas y su correcta aplicación en una estructura real, incluyendo también a las normativas de diseño en concreto armado

### **1.1.1. PROBLEMA GENERAL**

¿Cuál es la influencia de las normativas peruana, chilena y norteamericana en el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado?

### **1.1.2. PROBLEMA ESPECÍFICO**

- a) ¿Cuál es la influencia de cada norma en la estructura de un edificio de concreto armado después de un análisis sismorresistente?
- b) ¿Cuál es la influencia de cada norma en el diseño en concreto armado de un edificio y sus elementos estructurales?

## **1.2. OBJETIVOS**

### **1.2.1. OBJETIVO GENERAL**

Determinar la influencia de las normativas peruana, chilena y norteamericana en el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado.

### **1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- a) Determinar de qué manera influye cada norma en la estructura de un edificio de concreto armado después de un análisis sismorresistente.
- b) Determinar de qué manera influye cada norma en el diseño final en concreto armado de los elementos estructurales de un edificio.

### **1.3. JUSTIFICACIÓN Y DELIMITACIÓN DEL TEMA**

Actualmente hay muy pocas investigaciones públicas que se dediquen a señalar las principales diferencias entre las distintas normativas extranjeras respecto a las peruanas en el tema de edificaciones. Este tipo de estudios se llevan a cabo de manera privada dentro de las firmas ingenieriles y dentro de los comités que desarrollan las mismas normas.

El fin de esta investigación es encontrar las principales diferencias entre las normativas peruana, chilena y norteamericana en los ámbitos de análisis y diseño sismorresistente en concreto armado, de tal manera que se puedan rescatar criterios y mejoras a tener en cuenta al momento de la aplicación de las normativas peruanas.

También es importante señalar que, como se mencionó previamente, gran parte de la responsabilidad y correcta seguridad sísmica de las estructuras cae sobre los hombros de los profesionales. Por lo tanto, el presente tema de tesis también busca mostrar al público ingenieril los significados de los principales parámetros de las distintas normativas y su correcta aplicación en una estructura real en los ámbitos de análisis y diseño sismorresistente en concreto armado.

Para esto, se realizó especial énfasis en el análisis y diseño de la superestructura de un edificio, dejando momentáneamente de lado la cimentación, pero dejando puertas abiertas a un posterior análisis comparativo entre normativas realizado por futuros tesisistas.

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1. ANTECEDENTES

Este tipo de comparaciones normativas se lleva a cabo más que nada de manera interna dentro de las firmas ingenieriles o en los comités encargados del desarrollo de las normas. Pocos son los trabajos o artículos de investigación dedicados a este tipo de análisis. Sin embargo, el presente tema de tesis tomó como base de inspiración lo siguiente:

- a) **C. Peña, M. Medalla, M. E. Bravo, P. Hidalgo** – Pontificia Universidad Católica de Chile. Desarrollo del artículo de investigación ***“Disposiciones NCh2369 vs ASCE7 – Aplicación a Marcos de Momento”***, presentado en el XI CONGRESO CHILENO DE SISMOLOGÍA E INGENIERÍA SÍSMICA en marzo del 2015. En este artículo se realizó la comparación de las disposiciones de la normativa chilena y la norteamericana en el análisis y diseño sísmico de un pórtico industrial de acero estructural, llegando a la conclusión de que la norma estadounidense busca mayor ductilidad en el diseño, mientras que la norma chilena busca una estructura más rígida, algo que a simple vista se podría traducir en un diseño chileno más apegado al lado de la seguridad, pero que origina mayores aceleraciones de entrepiso, algo que en estructuras industriales representa mayor peligro debido a la naturaleza delicada de los contenidos almacenados. En conclusión, la norma estadounidense brinda mayor seguridad en el caso industrial (Peña, y otros, 2015).
- b) **C. Peña, M. Medalla, M. E. Bravo, P. Hidalgo** – Pontificia Universidad Católica de Chile. Desarrollo del artículo de investigación ***“Disposiciones NCh2369 vs ASCE7 – Aplicación a Marcos Arriostrados”***, presentado en el XI CONGRESO CHILENO DE SISMOLOGÍA E INGENIERÍA SÍSMICA en marzo del 2015. Este artículo también busca encontrar las diferencias entre normativas

en el análisis y diseño de una estructura industrial con arriostre lateral. Al igual que el artículo mencionado anteriormente, se encontró que la normativa estadounidense posee un análisis y un diseño más cercano a buscar la protección limitando las aceleraciones de una estructura industrial (Peña, y otros, 2015).

- c) **Freddy J. Lanza, Scarlet H. Puentes, Fernando Villalobos** – Universidad de Carabobo. Desarrollo del artículo de investigación **“Estudio comparativo de la norma sismorresistente venezolana actual con códigos sísmicos de otros países”**, publicado en diciembre del 2003. Este artículo compara la norma venezolana con las normas chilena, mexicana, estadounidense y japonesa, encontrando que la norma chilena es la más exigente en cuanto al análisis sísmico, ya que pide un análisis dinámico; que las normas chilena y estadounidense buscan aprovechar mejor la ductilidad de las estructuras respecto a las otras normas; y que la norma japonesa busca garantizar un diseño más seguro aumentando notablemente la cortante basal de diseño respecto a las otras normas (Lanza, y otros, 2003).
- d) **José Acero Martínez** – Pontificia Universidad Católica del Perú. Desarrollo de tesis **“Comparación de Normas Sísmicas más utilizadas para puentes continuos en el Perú y sus métodos de análisis”**. En esta tesis de maestría se compararon las normas AASHTO STANDARD, AASHTO LRFD, CALTRANS y la norma sísmica de puentes de Japón. En base a este estudio comparativo, se realizó una propuesta de norma sísmica que toma los puntos fuertes de cada una de las normas estudiadas. Si bien no es una comparación a nivel de edificaciones, si es una base de inspiración para el desarrollo del presente tema de tesis (Acero Martínez, 2004).
- e) **Luis Andrade Insúa** – Pontificia Universidad Católica del Perú. Desarrollo de tesis **“Control de la deriva en las normas de diseño sismorresistente”**. Esta tesis de grado compara el control de derivas planteado en las normas sísmicas de Perú, Chile, Colombia, México, Turquía y Estados Unidos, encontrando que la norma peruana es la más exigente para edificios de periodos cortos, que la colombiana es más exigente para edificios de periodos intermedios, y que la norma chilena es la más exigente para edificios de periodos altos. Siendo la norma norteamericana la menos exigente de todas (Andrade Insúa, 2004).

## **2.2. BASES TEÓRICAS**

El diseño estructural es el proceso mediante el cual el proyectista, o ingeniero estructural, determina las formas, dimensiones y características que ha de tener una estructura con el objetivo de que sea capaz de soportar las solicitaciones a las que será sometida durante su periodo de funcionamiento (Meli, 2007).

Con el fin de poder realizar este proceso, es importante conocer los conceptos fundamentales que dominan el diseño estructural, conceptos tales como las propiedades principales del material del que estará compuesta la estructura (en esta tesis, el concreto armado), el sistema estructural sobre el cual funciona la estructura, las acciones que actúan sobre ella, las respuestas que presenta la estructura ante dichas acciones, tener claro el concepto de estados límites, las filosofías de diseño estructural y las normativas vigentes que dan los parámetros mínimos al momento de diseñar y construir. Es importante mencionar que cada uno de estos conceptos varía según el país para el que se hace el diseño y las normas que lo rigen, sin embargo, la teoría que los domina es una misma.

### **2.2.1. NORMATIVAS**

Las normativas, normas o códigos son documentos que establecen los requisitos mínimos que deben cumplir los diseños y las construcciones para que estén puedan desempeñarse correctamente durante su tiempo de vida. Muchas personas pueden llegar a pensar que las normas limitan y restringen al ingeniero en el desarrollo de los proyectos, poniendo como sustento que en la antigüedad se construyeron grandes estructuras sin necesidad de tener normativas (Las pirámides de Giza, por ejemplo). Sin embargo, obvian el detalle de que el número de fallos estructurales y de muertes de trabajadores fue, probablemente, muy grande y que estos desastres no son mencionados en la historia. La importancia de las normas radica en que no se han elaborado con el propósito de restringir al ingeniero, sino con el de proteger al público y a los trabajadores (McCormac, 2002).

Cada país alrededor del mundo ha desarrollado normativas que rigen el diseño de sus edificaciones. Estas normativas están basadas en sus experiencias propias, adaptándose a sus condiciones locales y a las necesidades de su población. Es por esto que, si bien las normativas son muy similares entre países, tienen diferencias que satisfacen las exigencias individuales de cada país. En este tema de tesis se

realizó el diseño utilizando normativas de 3 países distintos: Perú, Chile y Estados Unidos.

#### **2.2.1.1.       NORMATIVA PERUANA**

Las normas peruanas que se utilizarán en el presente tema de tesis son las siguientes:

- **E.020 – Cargas:** Especifica los pesos específicos de los materiales más comunes utilizados en la construcción, y las sobrecargas en función del uso de las estructuras.
- **E.030 – Diseño Sismorresistente:** Define los parámetros mínimos a tener en cuenta al momento de hacer el análisis sísmico de una edificación.
- **E.060 – Concreto Armado:** Establece los requisitos que se deben cumplir al momento de realizar el diseño de elementos de concreto armado.

#### **2.2.1.2.       NORMATIVA CHILENA**

En Chile, la institución encargada de las normativas es el Instituto Nacional de Normalización (INN). Las normas chilenas que se utilizarán son las siguientes:

- **NCh430 – Hormigón Armado – Requisitos de diseño y cálculo:** Esta norma toma como base la norma ACI 318-08, tomándola fielmente y modificando los puntos que cree convenientes. Fue reemplazada por el D.S. N° 60 – 2011.
- **NCh433 – Diseño Sísmico de Edificios:** Establece los parámetros mínimos a tener en cuenta al momento de hacer el análisis sísmico.
- **NCh1537 – Diseño Estructural – Cargas Permanentes y Cargas de Uso:** Especifica los pesos específicos de diversos materiales, incluyendo los de construcción, y las sobrecargas en función del uso de las estructuras.
- **NCh3171 – Diseño Estructural – Disposiciones generales y Combinaciones de Carga:** Norma que define los tipos de cargas que actúan sobre las estructuras, las combinaciones de carga y los métodos de diseño estructural.

Adicionalmente, después del sismo ocurrido el 27 de febrero del 2010 en Valdivia, se emitieron los siguientes decretos supremos de uso obligatorio al momento de realizar el análisis y diseño de edificaciones:

- **D.S. N° 60 2011:** Decreto supremo que modifica los estándares a tener en cuenta en el diseño y cálculo de hormigón armado según la norma NCh430, reemplazándola. Sigue usando como base la norma ACI 318-08.

- **D.S. N° 61 2011:** Decreto supremo que modifica los estándares a tener en cuenta en el diseño sísmico de edificios según la norma NCh433.

### **2.2.1.3.       NORMATIVA NORTEAMERICANA**

Estados Unidos es el país líder en investigación, por lo que sus normas son usadas como referencia por muchos países. Al ser este un país muy grande, existen diversas entidades que regulan las normas, lanzando **Códigos generales de construcción** y **Códigos de diseño**. Los **Códigos generales de construcción** regulan los requisitos mínimos a tener en cuenta al momento diseñar y construir, y son lanzados por organismos gubernamentales como la American Society of Civil Engineers (ASCE) y la International Code Council (ICC). Los **Códigos de diseño** brindan normas técnicas detalladas que rigen el diseño real de estructuras (Hibbeler, 2012). Algunos organismos que lanzan códigos de diseño son el American Concrete Institute (ACI), American Institute of Steel Construction (AISC), American Forest and Paper Association (AFPA), entre otros.

Es importante indicar que ninguno de los códigos lanzados por las instituciones mencionadas tiene carácter legal a nivel nacional, a menos que formen parte del reglamento de construcción de la localidad o formen parte de un contrato particular (McCormac, 2010). Es decir, cada estado norteamericano decide, en su legislación independiente, qué códigos utilizar.

Las normas norteamericanas más utilizadas en Estados Unidos, que se utilizarán en el desarrollo de la tesis son las siguientes:

- **ACI 318-14 – Building Code Requirements for Structural Concrete:** Desarrollado por el ACI. Regula el análisis y el diseño en elementos de concreto armado.
- **ACI 435R-95 – Control of Deflection in Concrete Structures:** Desarrollado por el ACI. Regula el análisis y control de deflexiones en elementos de concreto armado.
- **ASCE 7-16 – Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures:** Desarrollado por el ASCE. Regula de manera específica y detallada el uso y análisis de las diversas cargas que pueden actuar sobre una estructura (cargas muertas, vivas, de lluvia, nieve, sísmicas, etc).

### **2.2.2. CONCRETO ARMADO**

En este caso, el edificio a analizar está conformado por concreto armado debido a que es una tecnología altamente utilizada en el medio, de fácil producción, adquisición y comprensión en el ámbito de la construcción.

Las principales ventajas del concreto armado son:

- Es de fácil adquisición ya que sus componentes (agua, cemento, agregados) son fáciles de hallar en cualquier locación geográfica.
- No requiere de mucha técnica para su fabricación, más que un adecuado control en dosificaciones (a cargo de ingenieros o maquinas dosificadoras automatizadas). No necesita de mano de obra altamente calificada.
- Debido a su naturaleza inicial fluida, puede acomodarse a cualquier forma estructural con mucha facilidad, adaptándose a los requerimientos arquitectónicos.
- Requiere menos mantenimiento que las estructuras de acero o madera.
- Es un material con alta resistencia al fuego, logrando soportarlo por un periodo de entre 1 a 3 horas sin necesidad de ningún sistema especial de protección (Wight, y otros, 2012), característica que el acero estructural y la madera carecen.

(Ottazi Pasino, 2011)

Aunque como todo material, también presenta desventajas que se deben tener en cuenta, siendo las principales las siguientes:

- El concreto posee una baja resistencia a los esfuerzos de tracción, razón por la cual se hace necesario la incorporación de acero de refuerzo en las zonas más susceptibles a sufrir este tipo de esfuerzos.
- Es inevitable que se presenten fisuras en los elementos de concreto armado, haciendo necesario la incorporación de acero para controlar la fisuración.
- Debido a que inicialmente se encuentra en un estado de fluidez, es necesaria la utilización de encofrados para amoldar el concreto. Esto consume tiempo y mano de obra que se traducen en costo adicional.
- La naturaleza del concreto hace que este desarrolle su resistencia conforme pasa el tiempo, por lo cual es necesario esperar a que el concreto sea lo suficientemente resistente antes del retiro de encofrados y la continuación de la

construcción. Estos tiempos de espera se pueden reducir con la utilización de aditivos especiales, sin embargo, esto también se traduce en un costo adicional.

(Ottazi Pasino, 2011)

### **2.2.3. ACCIONES SOBRE LAS ESTRUCTURAS**

También llamadas sollicitaciones o cargas, son las fuerzas, esfuerzos y deformaciones que debe ser capaz de soportar una estructura durante su periodo de vida. Estas acciones pueden ser causadas por agentes propios de la estructura (como el peso propio) y por agentes externos a ella (como el peso de las personas).

#### **2.2.3.1. CARGAS MUERTAS**

Son todas las cargas inherentes o adheridas a la estructura. Entre ellas se puede encontrar al peso propio de los elementos estructurales; al peso de los acabados arquitectónicos, tales como pisos, enchapados, tarrajeos, etc.; al peso de los aparatos sanitarios. Estas cargas siempre están presentes en la estructura.

Las normas de construcción en cada país brindan al ingeniero estructural las magnitudes de las cargas muertas con las que se deben trabajar, aspecto que se verá con mayor profundidad en el metrado de cargas.

#### **2.2.3.2. CARGAS VIVAS**

Las cargas vivas son cargas que no siempre estarán presentes en la estructura, tales como el peso de las personas que ocupan el edificio, el peso de vehículos o el peso de aparatos o muebles que pueden removerse. Todas las cargas que no son muertas, son consideradas como vivas (McCormac, 2002), cargas tales como las ambientales (lluvia, viento, inundaciones, sismo, nieve, etc). Sin embargo, estas cargas ambientales tienen un tratamiento distinto a las cargas vivas de uso, puesto que su incidencia depende grandemente de la ubicación geográfica y de las condiciones de trabajo de la estructura.

#### **2.2.3.3. CARGAS SÍSMICAS**

En países como Estados Unidos, Chile y Perú, la actividad sísmica es un factor muy importante a tener en cuenta al momento de concebir las estructuras. Los eventos sísmicos producen aceleraciones en el terreno, haciendo que las estructuras reaccionen ante estos movimientos inducidos. Dependiendo del tipo de suelo y del sistema estructural, cada una reacciona de manera diferente ante las demandas sísmicas. Debido a esto, los países con actividad sísmica desarrollan normas

estrictas que regulan el análisis y el diseño de las estructuras ante los efectos sísmicos con el fin de garantizar su correcto funcionamiento.

#### **2.2.3.4. OTRAS CARGAS**

Dependiendo del país, de la ubicación geográfica y de las condiciones de trabajo de la estructura, es importante considerar otras cargas ambientales que tendrán mayor impacto en las estructuras que los sismos:

- **Empujes de Líquidos, Tierra y Materiales a Granel:** Estructuras como piscinas y cisternas (empuje de líquidos y tierra) o silos de almacenamiento (empuje de materiales a granel, como granos vegetales) deben soportar este tipo de cargas.
- **Hundimientos Diferenciales:** Se da cuando la cimentación de una estructura sufre distintos hundimientos en zonas distintas. Estos hundimientos diferenciales producen esfuerzos internos dentro de la estructura, esfuerzos que deben tenerse en cuenta si los hundimientos sobrepasan los establecidos por las normas.
- **Cargas de Nieve, Lluvia, Granizo y Hielo:** En zonas donde la temperatura alcanza niveles muy bajos (como Cerro de Pasco o los nevados de Huaráz), es importante tener el efecto que tendrán estas cargas sobre los techos de las estructuras.
- **Cambios Volumétricos:** Es sabido que todo tipo de material, al haber un aumento o una reducción en la temperatura de su medio ambiente, tiende a aumentar o reducir su volumen. Estos cambios volumétricos producen esfuerzos internos dentro de la estructura que, si son significantes, también deben tenerse en cuenta.
- **Cargas de Viento:** En estructuras bajas de concreto, debido a su gran rigidez y peso, el viento no suele tener mayor efecto. Sin embargo, en estructuras altas y, generalmente, de acero estructural, el viento adquiere importancia debido al poco peso y a la gran flexibilidad de estas estructuras. Al igual que el análisis y diseño ante cargas de sismo, el análisis y diseño ante cargas de viento requiere un análisis y cuidado especial.
- **Acciones durante el Proceso Constructivo:** Es común pensar en analizar y concebir las estructuras para las cargas que tendrá que soportar durante su tiempo de vida (Meli, 2007), sin embargo también es importante considerar las cargas a las que será sujeta la estructura durante el proceso de construcción, mientras esta aún no desarrolla el 100% de su resistencia de diseño (en el caso

de estructuras de concreto armado), ni adquiere la hiperestaticidad de la estructura completa. El tener en cuenta estos factores se ha vuelto importante en los últimos años.

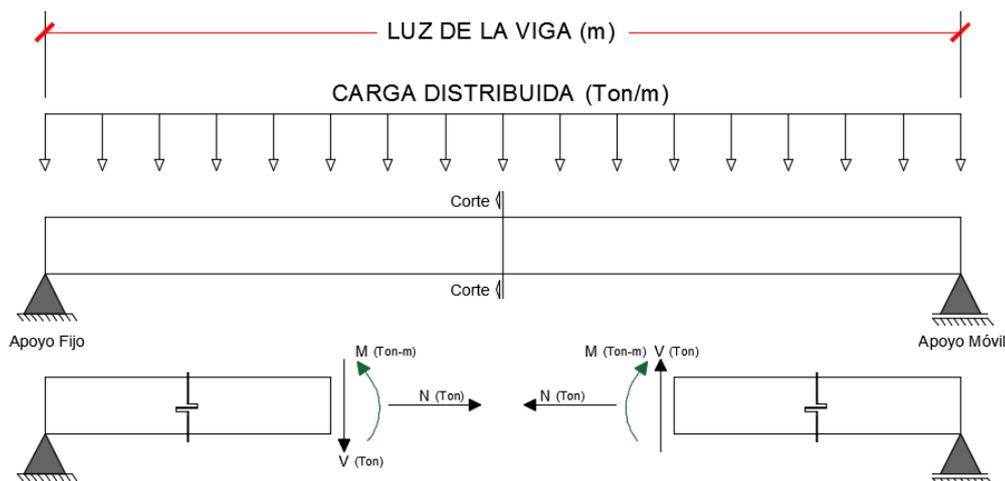
(Meli, 2007)

## 2.2.4. RESPUESTAS DE LAS ESTRUCTURAS

Cuando las acciones mencionadas se presentan sobre una estructura, hacen que esta tenga una respuesta, pudiendo medirse a través de los siguientes parámetros físicos (Meli, 2007):

### 2.2.4.1. FUERZAS INTERNAS

Cuando sobre una estructura actúan fuerzas externas (las cargas), dentro de ella se presentan fuerzas internas que resultan en momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales.



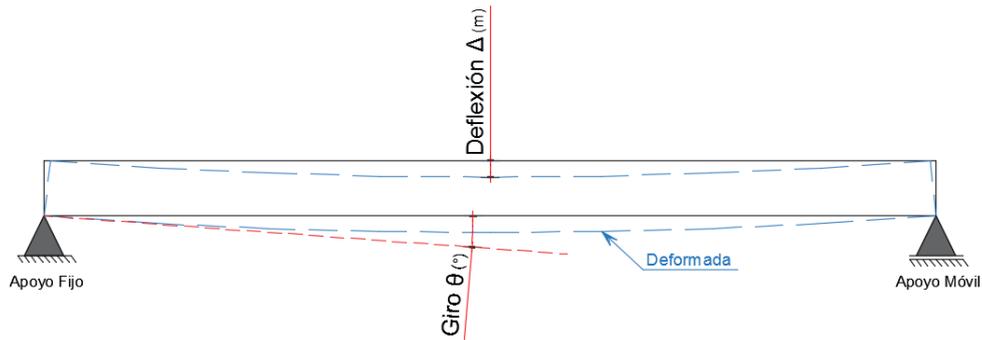
**Figura N° 7** – Representación de Momentos Flectores, Fuerzas Cortantes y Fuerzas Axiales en el interior de un elemento estructural tipo viga.

La función del ingeniero estructural es dotar a las estructuras de suficiente capacidad para que puedan soportar estas reacciones en su interior.

### 2.2.4.2. DEFORMACIONES

Siempre que un elemento estructural es cargado, presenta deformaciones angulares (giros) y deformaciones lineales (desplazamientos o deflexiones).

Las deformaciones angulares son las rotaciones que sufren los elementos estructurales a lo largo de sus ejes, mientras que las deformaciones lineales son los desplazamientos verticales u horizontales. Por ejemplo, para la viga mostrada en la figura anterior, las deformaciones que esta presentaría son las siguientes:

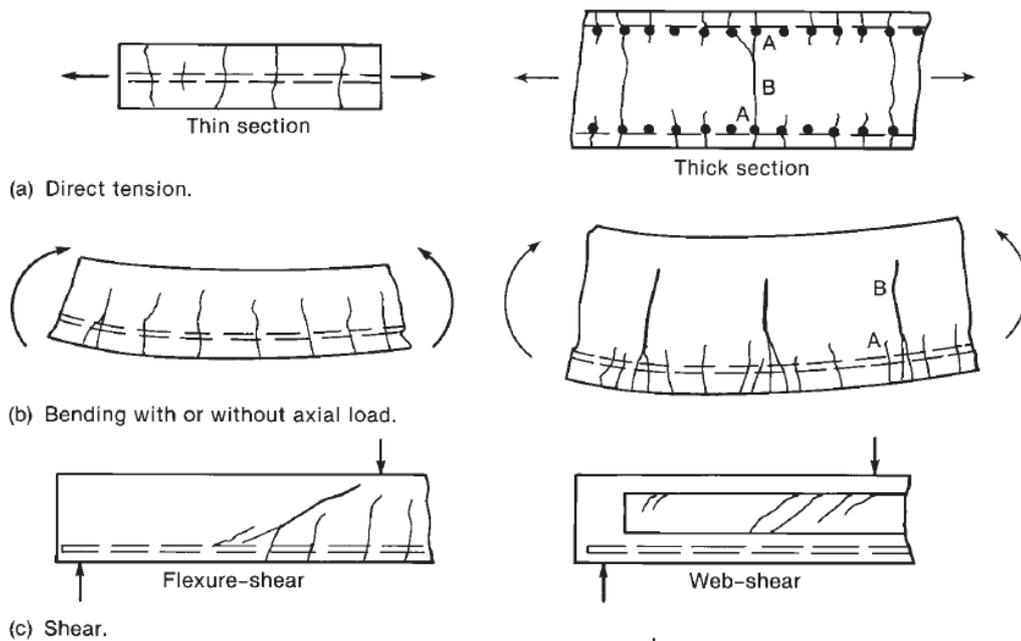


**Figura N° 8** – Deformaciones angulares y lineales típicas en elemento tipo viga.

Es inevitable que en una estructura no se presenten estas deformaciones. Por más pequeñas que sean, siempre están. Es la labor del ingeniero estructural garantizar que estas deformaciones no sean perceptibles a simple vista, que no generen problemas con el funcionamiento de la estructura, y que no afecte a los elementos no estructurales dentro de la estructura (una deflexión excesiva puede ocasionar agrietamientos en tabiques o quiebre de vidrios ubicados sobre una viga).

### 2.2.4.3. AGRIETAMIENTOS

Los esfuerzos internos provocados en el interior de los miembros de las estructuras tienden a formar grietas o fisuras en las zonas más vulnerables. Por ejemplo, la siguiente figura muestra agrietamientos causados por fuerzas axiales de tensión en elementos delgados y gruesos (a), por momentos flectores en una viga (b), y por fuerzas cortantes en una viga (c).



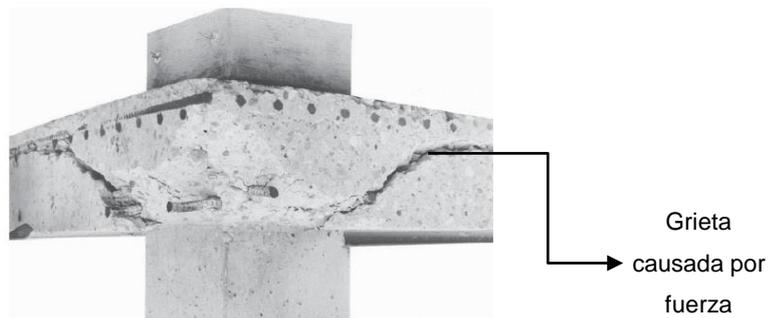
**Figura N° 9** – Fisuras estructurales principales.

Fuente: Reinforced Concrete: Mechanics and Design (*Wight, y otros, 2012*).

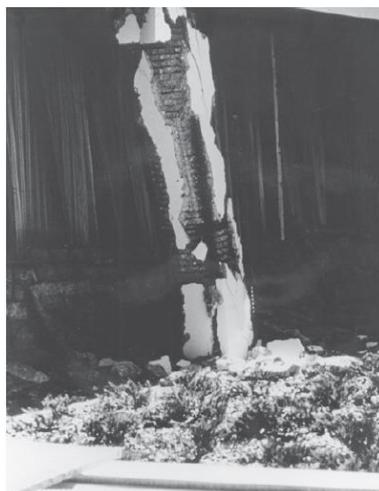
Estas fisuras, en concreto armado, se dan debido a los esfuerzos de tracción ya que el concreto armado tiene poca capacidad de resistir este tipo de esfuerzos. Para evitar y controlar estas fisuras es que se utiliza el refuerzo de acero para que este pueda resistir las tracciones y disminuir lo más posible las deformaciones unitarias en el interior de los elementos. Es inevitable que estas fisuras no se presenten, sin embargo, es función del ingeniero estructural reducirlas al máximo posible o a un máximo permisible.

#### 2.2.4.4. DAÑO

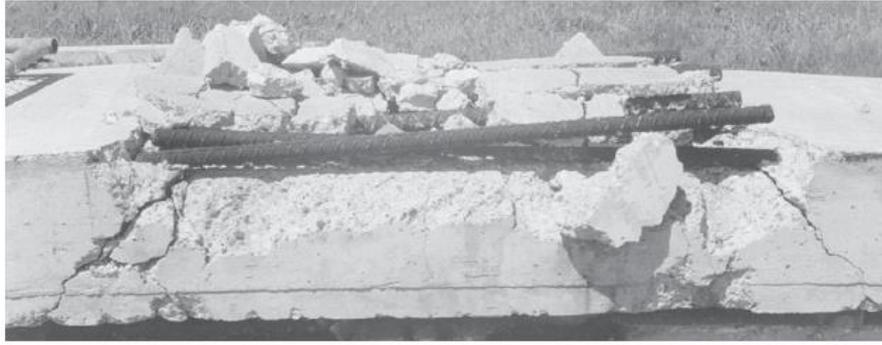
El daño en una estructura se da cuando esta es incapaz de absorber los esfuerzos internos que se le presentan. Es importante mencionar que el daño en una estructura no significa el colapso de la misma, ya que la estructura podría aún mantenerse en pie a pesar de estar dañada. El daño permite avisarle al público que algo anda mal en la estructura por lo que, si fuera necesario, se podría evacuar el edificio antes de que este colapse. En las siguientes figuras se pueden observar ejemplos de elementos estructurales dañados debido a altas sollicitaciones.



**Figura N° 10** – Daño estructural en una losa de piso debido a una falla por fuerza cortante.  
Fuente: Reinforced Concrete: Mechanics and Design (*Wight, y otros, 2012*).



**Figura N° 11** – Daño de una columna durante el terremoto de San Francisco de 1971 (E.E.U.U.).  
Fuente: Reinforced Concrete: Mechanics and Design (*Wight, y otros, 2012*).



**Figura N° 12** – Daño en una viga debido a un mal traslape del acero longitudinal superior.  
Fuente: Reinforced Concrete: Mechanics and Design (*Wight, y otros, 2012*).

El ingeniero estructural debe diseñar las estructuras para evitar que estas se dañen durante su vida útil, y garantizando que el daño durante eventos excepcionales sea controlado para que sea posible la evacuación de las personas si fuese necesario.

### **2.2.5. ESTADOS LÍMITES**

Cuando empezaron a concebirse y diseñarse estructuras de manera formal e ingenieril, surgieron interrogantes como:

- ¿Cuál es la vida útil que debe tener la estructura?
- ¿Cuáles son los valores máximos, mínimos y promedios de las acciones externas que debe soportar la estructura?
- ¿Cuáles son las fuerzas o esfuerzos internos que se generan en la estructura por las acciones externas?
- ¿Cuál debe ser el grado de seguridad razonable del que se debe dotar a la estructura?
- ¿Cuál es el costo económico aceptable?
- ¿La solución propuesta es estéticamente aceptable?

(Ottazi Pasino, 2011)

Para poder establecer un estándar estructural que responda a estas interrogantes, se definió el concepto de **Estado Límite**. Se dice que una estructura alcanza un estado límite cuando ya no es capaz de cumplir alguna de las funciones para las cuales fue concebida. Según James Wight y James MacGregor (Wight, y otros, 2012), los estados límites para estructuras de concreto armado pueden ser divididos en tres grupos básicos: los estados límites últimos, los estados límites de servicio y los estados límites especiales.

### 2.2.5.1. ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS

Son estados en los cuales se tiene el colapso parcial o total de la estructura, pudiendo traducirse en pérdidas económicas y de vidas humanas. Debido a esto, deben tener una probabilidad muy baja de ocurrencia (Wight, y otros, 2012). Los principales estados límites últimos son:

- **Pérdida de Equilibrio:** Se da cuando no pueden desarrollarse las reacciones necesarias para mantener el equilibrio de una estructura. Un ejemplo claro podría darse en el deslizamiento o en el volteo de un muro de contención (Ottazi Pasino, 2011).
- **Rotura:** Se da cuando alguno de los elementos estructurales falla o se rompe, llevando al colapso total o parcial de la estructura. En este estado límite se basa la mayoría del diseño en concreto armado (Wight, y otros, 2012).
- **Colapso Progresivo:** Se da cuando un elemento es cargado con una carga mayor a la que puede soportar, provocando su falla. Al fallar este elemento, la sobrecarga es transmitida a los elementos cercanos, provocando también su falla sucesiva hasta que la estructura total colapse. Este tipo de colapso puede prevenirse o atenuarse mediante detalles adecuados del refuerzo que permitan amarrar a los elementos estructurales entre sí, proveyendo trayectorias alternativas a las sobrecargas en caso de que un elemento falle (Ottazi Pasino, 2011).
- **Formación de un Mecanismo Plástico:** Se da cuando se han formado las suficientes rótulas plásticas para que la estructura pueda transformarse en un mecanismo, convirtiéndola en una estructura inestable (Wight, y otros, 2012).
- **Inestabilidad:** En concreto armado, la inestabilidad está dada por el pandeo de las columnas (Wight, y otros, 2012). En estructuras de acero, también se considera el volcamiento de vigas.
- **Fatiga:** Se presenta cuando hay constantes ciclos de carga y descarga de los elementos estructurales, provocando su repentina falla (Wight, y otros, 2012)

### 2.2.5.2. ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Estos estados límites se dan cuando se interrumpe el funcionamiento normal de las estructuras sin necesidad de llegar al colapso (Wight, y otros, 2012). Los principales estados límites de servicio son:

- **Deflexiones Excesivas:** Durante el periodo normal de funcionamiento de una estructura, las deformaciones excesivas podrían causar el mal funcionamiento de maquinarias, el quiebre de tabiques, de vidrios y ventanas y podrían ser visualmente perceptibles e inaceptables arquitectónicamente (Wight, y otros, 2012).
- **Excesivo Agrietamiento:** El agrietamiento excesivo podría traducirse en corrosión del acero de refuerzo y el posterior deterioro del concreto (Ottazi Pasino, 2011). También un agrietamiento excesivo podría traducirse en filtraciones indeseables en estructuras que almacenen líquidos, tales como reservorios, piscinas o cisternas de agua.
- **Vibraciones Indeseables:** La vibración constante de un piso podría causar miedos e inseguridades en las personas que circulen en él, aunque este no es mayor problema en estructuras de concreto armado (Wight, y otros, 2012).

### 2.2.5.3. ESTADOS LÍMITES ESPECIALES

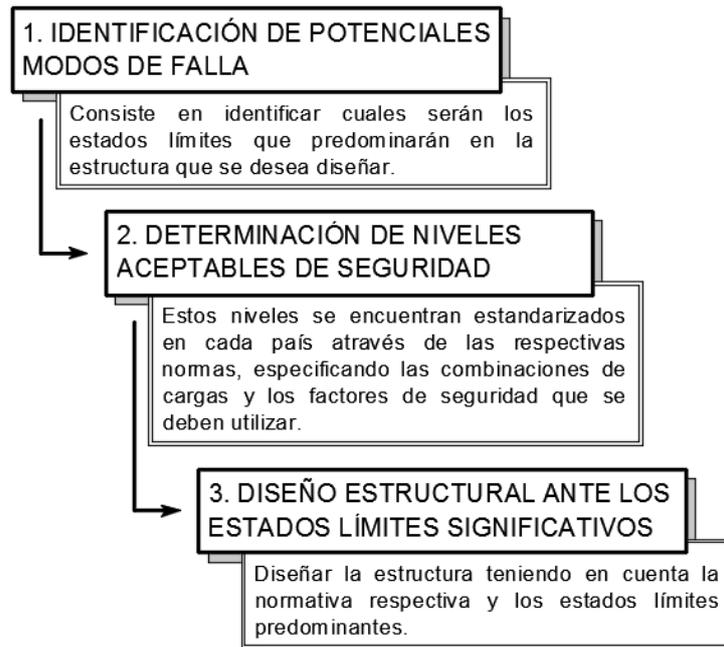
Estos estados límites se dan en condiciones excepcionales, tales como:

- Daño o colapso provocado por un sismo extremo.
- Daño provocado por incendios, explosiones o choques de vehículos contra la estructura.
- Daño provocado por corrosión o deterioro de la estructura, etc.

(Wight, y otros, 2012)

### 2.2.6. DISEÑO PARA ESTADOS LÍMITES

James K. Wight y James G. MacGregor, en su Libro *Reinforced Concrete: Mechanics and Design* (Wight, y otros, 2012), indican el proceso general que se debe seguir al momento de diseñar una estructura, siendo el siguiente:



**Figura N° 13** – Proceso de Diseño de una estructura.

Fuente: Adaptación de Reinforced Concrete: Mechanics and Design (*Wight, y otros, 2012*).

Este es el proceso global que se utilizó al momento de empezar a diseñar las estructuras de manera formal e ingenieril.

## 2.2.7. FILOSOFÍAS DE DISEÑO

Una vez entendidos los conceptos anteriores, el siguiente procedimiento consiste en realizar el diseño estructural. Sin embargo, en la actualidad existen dos filosofías que dominan el diseño de cualquier tipo de estructuras. El ingeniero estructural debe conocer cómo es que funcionan ambas filosofías.

### 2.2.7.1. DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES

En inglés es conocido como **Allowable Strength Design (ASD)**. Es una filosofía determinista (Jiménez Montoya, y otros, 2001) que busca que los efectos causados por las máximas cargas de servicio no sobrepasen un porcentaje del esfuerzo máximo de fluencia de los materiales, usualmente entre el 40% y 50% (Wight, y otros, 2012), buscando así que la estructura trabaje dentro del rango elástico.

La sección 2.4 del ASCE 7-16 brinda las siguientes combinaciones de carga al momento de utilizar esta filosofía de diseño:

- $D$
- $D + L$
- $D + (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- $D + 0.75 L + 0.75 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- $D + (0.60 W)$
- $D + 0.75 L + 0.75 (0.60 W) + 0.75 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- $0.6 D + 0.6 W$
- $D + 0.7 E_v + 0.7 E_h$
- $D + 0.525 E_v + 0.525 E_h + 0.75 L + 0.75 S$

Donde:

- $D$  = Carga Muerta
- $L$  = Carga Viva
- $L_r$  = Carga Viva de Techo
- $S$  = Carga de Nieve
- $R$  = Carga de Lluvia
- $W$  = Carga de Viento
- $E_v$ ;  $E_h$  = Cargas verticales y horizontales de sismo

(American Society of Civil Engineers, 2016)

Como se puede observar, en las combinaciones se utilizan las cargas en su estado de servicio, es decir, sin amplificar. En el caso en el que aplica algunos factores es para realizar una reducción probabilística o porque la carga fue calculada en estado último y requiere ser utilizada en estado de servicio. El único factor de seguridad que se aplica en este método de diseño está en la limitación que se pone al esfuerzo de fluencia, buscando que las combinaciones de carga no sobrepasen el esfuerzo admisible planteado.

Al hacer que las estructuras trabajen en el rango elástico, mientras más grandes sean las cargas de servicio, mayores serán las dimensiones que necesitan los miembros estructurales para no sobrepasar el esfuerzo admisible que debe soportar el material. Con el tiempo, se llegó a ver que este es un diseño antieconómico puesto que no se aprovecha la ductilidad de los materiales estructurales.

Sin embargo, es importante tener en cuenta este tipo de diseño por lo siguiente:

- Algunos proyectistas diseñan estructuras contenedoras de líquido con la filosofía ASD, puesto que mantiene los esfuerzos en un nivel bajo, minimizando las fisuras en la estructura, tema muy importante para evitar la filtración de los líquidos.
- El método ACI para calcular los momentos de inercia usados en el cálculo de las deflexiones, requiere el conocimiento en alguna medida del método de esfuerzos de trabajo.
- El diseño de miembros de concreto pretensado se basa no solo en el método de resistencia, sino también en los cálculos de esfuerzo elástico en las condiciones de carga de servicio.

(McCormac, y otros, 2011)

#### **2.2.7.2. DISEÑO POR RESISTENCIA**

En inglés es conocido como **Load Resistance Factor Design (LRFD)**. Es una filosofía probabilista (Jiménez Montoya, y otros, 2001) ya que, en la realidad, es imposible conocer con total certeza las magnitudes de las cargas que actúan sobre una estructura, ni la completa calidad de los materiales que conforman la estructura. Para compensar ambas incertidumbres, esta filosofía basa su seguridad en dos factores: Factores de Carga y Factores de Resistencia.

- **Factores de Carga:** Debido a que no se conoce con certeza la magnitud de las cargas que actúan sobre una estructura en un determinado momento, se aplican factores de amplificación de cargas que permiten tener una mayor seguridad respecto a estas. A diferencia del método ASD, el método LRFD aplica distintos factores dependiendo de la naturaleza de las cargas. Por ejemplo, como la carga muerta es mucho más precisa de determinar, el factor de amplificación de esta es menor que el utilizado en las cargas vivas, cuya acción y duración es de difícil estimación. La sección 2.3 del ASCE 7-16 brinda las siguientes combinaciones de carga al momento de utilizar el método LRFD:

- $1.4 D$
- $1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- $1.2 D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5 W)$
- $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- $0.9 D + 1.0 W$
- $1.2 D + E_v + E_h + L + 0.2 S$
- $0.9 D - E_v + E_h$

Donde:

- D = Carga Muerta
- L = Carga Viva
- $L_r$  = Carga Viva de Techo
- S = Carga de Nieve
- R = Carga de Lluvia
- W = Carga de Viento
- $E_v$ ;  $E_h$  = Cargas verticales y horizontales de sismo

(American Society of Civil Engineers, 2016)

Como se puede observar, el método LRFD amplifica las cargas según la naturaleza de estas. También se debe mencionar que las distintas combinaciones obedecen a probabilidades de ocurrencia de las cargas. Por ejemplo, la probabilidad de que se presenten cargas de Viento (W) y de Sismo (E) en su máxima capacidad al mismo tiempo es muy remota, por lo que no se considera ninguna combinación donde estas cargas interactúen.

- **Factores de Resistencia:** El otro factor de seguridad que considera el método LRFD es el de los factores de resistencia. Este es un factor que tiene en cuenta

las incertidumbres respecto a la calidad de los materiales (y por ende, su resistencia), las aproximaciones en las ecuaciones de diseño, las aproximaciones del análisis estructural, las posibles variaciones de dimensiones de las secciones de los elementos durante su construcción, entre otros (McCormac, y otros, 2011).

**Tabla N° 2 – Factores de Reducción de Resistencia en Concreto Armado.**

<b>Acción o Elemento Estructural</b>	<b><math>\phi</math></b>
<b>Momento, fuerza axial o ambos combinados</b>	0.65 a 0.90
<b>Cortante</b>	0.75
<b>Torsión</b>	0.75
<b>Aplastamiento</b>	0.65
<b>Zonas de anclaje postensado</b>	0.85
<b>Cartelas y ménsulas</b>	0.75
<b>Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas con el método puntal-tensor</b>	0.75
<b>Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción</b>	0.90
<b>Elementos de Concreto Simple</b>	0.60
<b>Anclaje en elementos de concreto</b>	0.45 a 0.75

*Fuente: Adaptación de Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-14 (American Concrete Institute, 2014).*

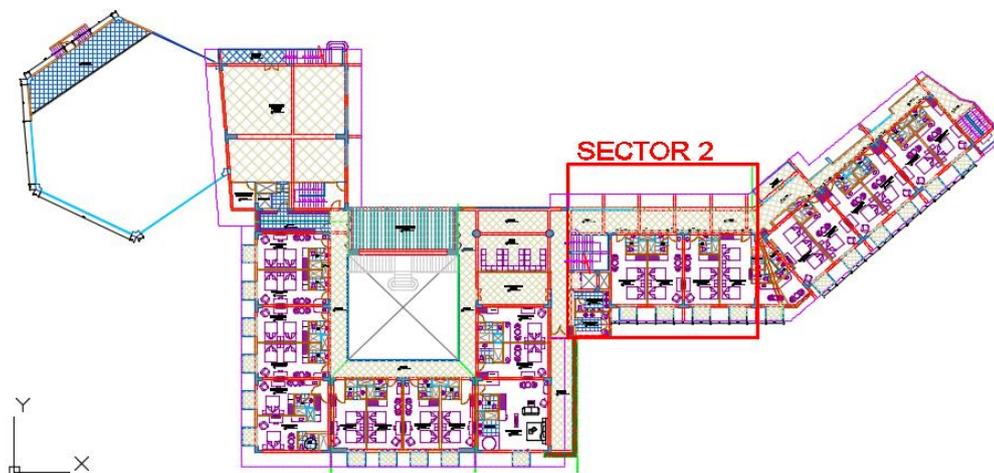
Se hace mención de los valores indicados por las normas **ASCE 7-16** y **ACI 318-14** debido a que son normas estadounidenses en las cuales se basan las normas de muchos países. En el capítulo IV se presentan los distintos valores que cada una de las normativas considera para el análisis y diseño en concreto armado.

## CAPÍTULO III

### ARQUITECTURA Y CONFIGURACIÓN DEL EDIFICIO

#### 3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto brindado por la asesora (Anexo N° 01) para el presente tema de tesis corresponde al módulo del proyecto “*Centro de Esparcimiento Mayor*”, hotel ubicado en el distrito de Chupaca. El hotel consta de 7 módulos o sectores independientes estructuralmente, pero que conforman una sola estructura continua arquitectónicamente. El edificio analizado corresponde al sector 2, tal como indica la siguiente figura:



**Figura N° 14** – Vista general del proyecto al que corresponde el edificio analizado.  
Fuente: Asesora de Tesis.

El edificio consta de 5 niveles, donde los 4 primeros están destinados a un servicio de hospedaje y el 5<sup>to</sup> nivel, que ocupa el sector de la escalera, corresponde a un pasadizo con servicios higiénicos. Sobre el techo del 5<sup>to</sup> nivel se ubica el cuarto de máquinas del ascensor y dos tanques de agua de 2500 Lt cada uno. La profundidad del foso de ascensor es de 1.70 m.

El techo del 4<sup>to</sup> nivel, en la zona de las habitaciones, consta de una losa a dos aguas con un ángulo de inclinación de 15° a cada lado y claraboyas para la ventilación de los ductos.

La altura de piso a piso del 1<sup>er</sup> al 4<sup>to</sup> nivel es de 3.15 m. La altura del último nivel es de 4.15 m. El nivel de la cumbre del techo a dos aguas es de 13.725m

Las características principales del suelo sobre el cual se ubica el edificio son:

- **Tipo de suelo** : GW-GM. Grava bien graduada con limo y arena. Sin presencia de sulfatos, napa freática ni de asentamientos diferenciales.
- **Capacidad portante** : 4 kg/cm<sup>2</sup>
- **Nivel de desplante** : 1.50m
- **Valor de ensayo de penetración estándar** : 45

En base a la arquitectura y datos del estudio de mecánica de suelos brindados por la asesora, se llevó acabo la realización del proyecto.

## 3.2. CONFIGURACIÓN

### 3.2.1. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

Al vivir en un país con actividad sísmica, la configuración que tienen los edificios es de vital importancia para poder predecir su comportamiento ante estos eventos. Blanco Blasco, en su libro *Estructuración y Criterio de Edificios de Concreto Armado* (Blanco Blasco, 2010) plantea los siguientes criterios a tener en cuenta al momento de configurar un edificio:

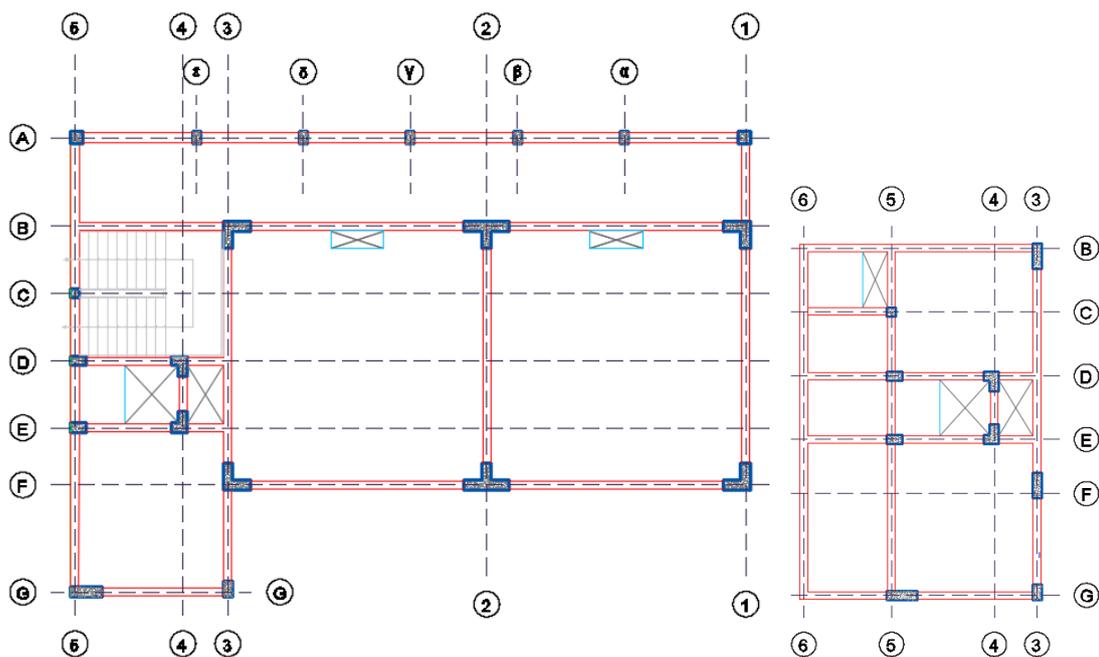
- **Simplicidad y Simetría:** Mientras más simple es una estructura, es mucho más fácil analizarla y predecir su comportamiento ante eventos sísmicos. Por ejemplo, analizar una estructura de forma cuadrada de un solo nivel es mucho más fácil que analizar una de forma heptagonal y de alturas variables. También se debe buscar simetría tanto en la ubicación de los elementos estructurales que resisten las fuerzas laterales (placas y columnas) como de las masas que soportará la estructura, caso contrario se producirán efectos de torsión en planta al momento de la ocurrencia de los eventos sísmicos. Es importante mencionar que el ingeniero estructural no debe limitarse a diseñar estructuras netamente cuadradas y fáciles de analizar. Sino que debe estar en la capacidad de darle solución a cualquier tipo de estructura para que pueda tener un buen comportamiento sismorresistente.

- **Resistencia y Ductilidad:** Se debe dotar a las estructuras de la resistencia necesaria para que sea capaz de soportar todas las cargas que actúan sobre ella y transmitir las hasta la cimentación sin ninguna probabilidad de falla. También se le debe dotar de la ductilidad suficiente para que, durante eventos especiales como los sísmicos, sea capaz de disipar energía mediante la deformación dúctil de sus elementos. Se debe garantizar, en el diseño de cada una de las secciones de concreto armado, que la falla del acero (falla dúctil) suceda antes que la falla del concreto (frágil).
- **Hiperestaticidad y Monolitismo:** Es importante garantizar el monolitismo y darle la suficiente hiperestaticidad para que, en el caso que falle uno de sus miembros, las cargas sean transmitidas a otros miembros para poder evitar el colapso de la estructura.
- **Uniformidad y Continuidad de la Estructura:** Los miembros de las estructuras deben tener continuidad sin cortarse ni tener cambios bruscos de sección entre un paño y otro (en el caso de vigas) o entre un piso y otro (en el caso de columnas y placas). Si es posible, también se debe buscar la uniformidad de los elementos estructurales, por ejemplo, buscar que la mayoría de las vigas o columnas tengan la misma sección para facilitar su construcción.
- **Rigidez Lateral:** La rigidez lateral es la capacidad que tienen las estructuras de resistir cargas laterales, como las sísmicas. Es importante que las estructuras tengan esta capacidad para resistir al menos en dos direcciones ortogonales (usualmente ejes X e Y) para que no sufra deformaciones importantes (las cuales están normadas) ante la ocurrencia de eventos sísmicos.
- **Existencia de Diafragma Rígido:** La existencia de un diafragma rígido en cada nivel de piso garantiza que todos los puntos del piso tengan una única deformación ante la acción de una carga lateral. Predecir el comportamiento de la estructura en general teniendo diafragmas rígidos es mucho más fácil, y garantiza un buen comportamiento de la estructura. Un diafragma rígido se logra haciendo que el piso sea de concreto armado, el cual debe estar caracterizado por los requisitos estipulados en las normas vigentes sismorresistentes.

En base a los criterios mencionados de estructuración, y a la arquitectura brindada por la asesora, se escogió trabajar con un sistema de pórticos y placas de concreto armado. Según la arquitectura, pudieron colocarse sistemas resistentes de albañilería confinada en el eje Y, pero esta posibilidad quedó descartada por el

propietario, para darle versatilidad a la estructura, previendo un posible cambio de uso en el futuro en el que se puedan unir los ambientes de las habitaciones.

Se decidió conservar, inicialmente, la posición de las columnas planteadas por la arquitectura. El sistema estructural resistente principal está ubicado entre los ejes 1 – 3 y B – F consistiendo en placas T y columnas L según la arquitectura. Estas placas y columnas están unidas por vigas que abarcan luces de eje a eje de 8.15m aproximadamente, con luces libres de 6.75m en Y y 6.70m en X.



**Figura N° 15 – Estructura inicial del proyecto.**

Una vez definida la estructura inicial, se decidió trabajar con los siguientes materiales:

- Concreto con resistencia a la compresión de  $210 \text{ kg/cm}^2$ .
- Acero grado 60, con esfuerzo de fluencia igual a  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

### 3.2.2. DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Con el fin de garantizar la funcionalidad de los elementos estructurales, evitando que estos se deflecten excesivamente, existen expresiones de dimensionamiento tanto para vigas como para losas. Las vigas y losas del proyecto se dimensionaron con estas expresiones, aunque de todas formas se realizó el control de deflexiones en las losas en el capítulo V.

#### 3.2.2.1. DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

- Las vigas que forman parte de los sistemas estructurales principales se dimensionaron utilizando las siguientes expresiones:

$$\frac{Ln}{12} < h < \frac{Ln}{10}$$

$$\frac{h}{3.33} < b < \frac{h}{2}$$

Donde:

$Ln$  = Luz libre de la viga

$h$  = peralte de la viga

$b$  = ancho de la viga

(Blanco Blasco, 2010)

Las vigas que unen las placas y columnas principales en todos los niveles, ubicadas entre los ejes 1 – 3 y B – F, tienen una luz libre promedio de 6.75m, por lo que se les asignó una sección de 25cm x 65cm.

A las vigas ubicadas entre los ejes 3 – 5 y B – G se les dio la misma dimensión para lograr la uniformización con las otras vigas y por que también forman parte de pórticos considerables.

- Las vigas en volado del quinto nivel, entre los ejes 5 y 6 no resisten esfuerzos provocados por la acción sísmica lateral por su condición de volado. Solo soportan cargas de gravedad y su dimensionamiento se realizó con las siguientes expresiones:

$$\frac{Ln}{6} < h < \frac{Ln}{4}$$

(Sánchez Arévalo, 2006)

Al ser su luz libre de 2.86m, su dimensión final es de 25cm x 65cm. Mantienen la misma sección de las vigas principales para mantener la continuidad.

- La viga del eje 6, en el quinto nivel, se apoya en las vigas en volado que nacen del eje 5. La mayor luz libre de esta viga es de 4.925m. Ya que no forma parte de los sistemas estructurales resistentes del edificio, solo soportará cargas de gravedad. Por lo tanto, para su dimensionamiento se utilizó la siguiente expresión:

$$\frac{Ln}{16} < h$$

(Sánchez Arévalo, 2006)

Finalmente, a esta viga se le uniformizó con una dimensión de 25cm x 65cm.

### 3.2.2.2. DIMENSIONAMIENTO DE LOSAS

- Se comenzó con el dimensionamiento de las losas ubicadas entre los sistemas estructurales principales, entre los ejes 1 – 3 y B – F. Debido a su naturaleza casi cuadrada, se decidió que sea una losa maciza bidireccional para que pueda transmitir su carga de forma equivalente a sus cuatro bordes. El dimensionado de esta losa se realizó con las siguientes expresiones:

$$\frac{ln}{40} < h$$

$$\frac{2p}{180} < h$$

Donde:

$ln$  = Luz libre más corta

$h$  = espesor de la losa maciza

$2p$  = perímetro de la losa

(Blanco Blasco, 2010)

Los paños tienen un perímetro de 31.49m y una luz corta de 7.85m, por lo que el peralte varía entre 17.45cm y 19.61. Se le asignó un peralte de 17.5cm.

Una manera alternativa de Predimensionar las losas bidireccionales es utilizando las expresiones dadas, de manera global, por las normativas y la teoría de

concreto armado, las cuales dependen de la relación de inercias entre la viga y la losa,  $\alpha_f = I_{viga} / I_{losa}$ .

Si la relación de inercias es menor que 0.20, la losa se predimensiona como si fuera una losa plana sin vigas interiores ya que la rigidez de las estas es prácticamente nula. Este predimensionamiento está dado en las distintas normativas.

Si la relación de inercias está entre 0.20 y 2.00, la losa se predimensiona con la siguiente expresión:

$$h = \frac{l_n(0.80 + f_y/14000)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.20)}; \text{pero no menor que } 12.5 \text{ cm.}$$

Y si la relación de inercias es mayor que 2.00, la losa se predimensiona con la siguiente expresión:

$$h = \frac{l_n(0.80 + f_y/14000)}{36 + 9\beta}; \text{pero no menor que } 9 \text{ cm.}$$

Donde:

$\alpha_f$  = Relación de inercias de la viga y la losa.

$\alpha_{fm}$  = Promedio de relación de inercias de los cuatro lados

$h$  = Peralte de la losa (cm).

$l_n$  = Luz libre mayor (cm).

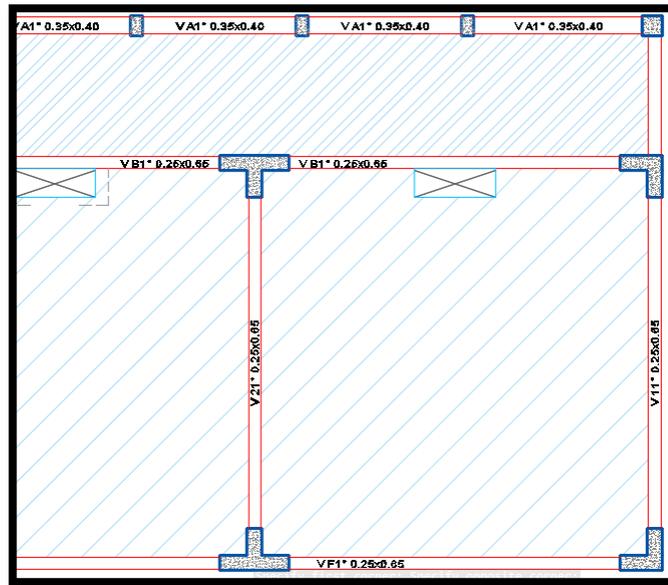
$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero ( $kg/cm^2$ ).

$\beta$  = Relación entre luz libre mayor y luz libre menor.

(Art. 9.6.3.3 – Norma E.060)

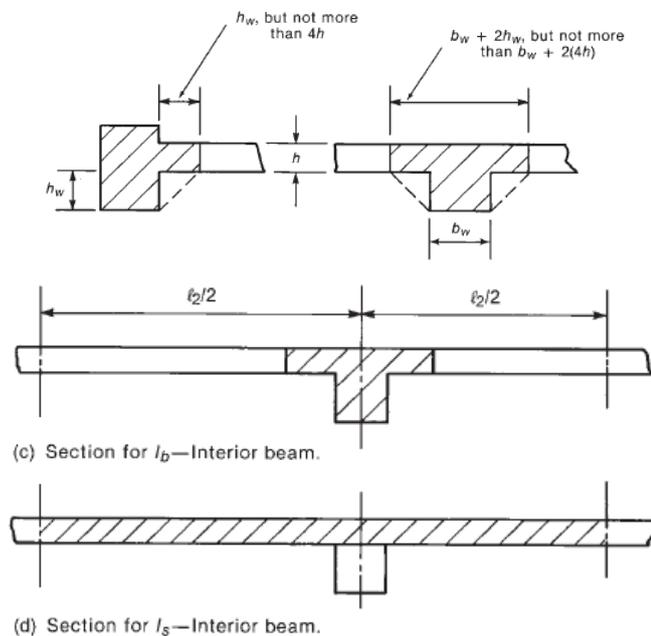
(Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2013)

La luz libre en la dirección Y es de 7.90 m, y en la dirección X es de 7.85 m. La luz libre de la losa delantera es de 2.49 m.



**Figura N° 16** – Vista en planta de losa bidireccional a Predimensionar.

Para calcular las inercias de las vigas, se toma una sección T o L proyectada sobre la losa, pero con un ancho no mayor a 4 espesores de losa a cada lado. Y para calcular las inercias de las losas, se toma la mitad de las luces libres a cada lado, tal y como señalan los siguientes gráficos:



**Figura N° 17** – Esquema de viga y losa a tomar para el cálculo de inercias.  
Fuente: Reinforced Concrete: Mechanics and Design (*Wight, y otros, 2012*).

Para la losa analizada, las secciones, las inercias y las respectivas relaciones son las siguientes:

**Tabla N° 3 – Secciones de Losa y Viga y relación de inercias para losa bidireccional.**

<b>Secciones de Vigas y Losas y relación de inercias para losa bidireccional.</b>	
<b>Eje 1</b>	
	$I_v = 0.009035 \text{ m}^4$ $I_l = 0.001863 \text{ m}^4$  $\alpha_f = 4.849$
<b>Eje 2</b>	
	$I_v = 0.010781 \text{ m}^4$ $I_l = 0.003615 \text{ m}^4$  $\alpha_f = 2.982$
<b>Eje B</b>	
	$I_v = 0.010695 \text{ m}^4$ $I_l = 0.002137 \text{ m}^4$  $\alpha_f = 5.006$
<b>Eje F</b>	
	$I_v = 0.009035 \text{ m}^4$ $I_l = 0.001876 \text{ m}^4$  $\alpha_f = 4.817$

De la tabla anterior, se obtiene que la relación promedio de inercias es igual a  $\alpha_{fm} = 4.414$ , por lo que el predimensionamiento se verifica con la segunda expresión.

$$h = \frac{l_n(0.80 + f_y/14000)}{36 + 9\beta} = \frac{790(0.80 + 4200/14000)}{36 + 9(1.007)} = 19.28 \text{ cm}$$

Estas expresiones se dan con el fin de garantizar que las deflexiones de la losa no sean significativas (Harmsen Gomez de La Torre, 2002). Como se puede observar, el peralte recomendado según estas expresiones más elaboradas es de 19.28 cm, peralte muy similar al propuesto por la expresión recomendada de predimensionamiento ( $L_n/40 = 19.61\text{cm}$ ). Sin embargo, como la primera expresión recomendó un peralte de 17.49cm, se escogió el peralte de 17.5 cm y, para validarlo, se realizó el control de deflexiones en el punto 5.5.2.3. de la presente tesis.

Finalmente, la losa queda con peralte de 17.5 cm.

- La losa ubicada entre los ejes 3 – 5 y F – G tiene unas dimensiones 4.525m x 4.925m, por lo que tendría una relación de luces igual a 1.08 (menor a 2). Se decidió hacerla maciza bidireccional con un peralte igual a 15cm. La losa adyacente, que conforma la recepción del ascensor, fue uniformizada con este mismo peralte.
- La losa frontal, correspondiente al pasadizo ubicado entre los ejes A y B, tiene una relación de luces igual a 8.32 (20.715 / 2.49), teniendo así un comportamiento unidireccional. Para dimensionar esta losa se utilizó la siguiente expresión:

$$\frac{l_n}{30} < h$$

(Sánchez Arévalo, 2006)

Al tener una luz corta de 2.49m, por cálculo resultó un peralte igual a 8.3cm. Sin embargo, se le asignó un espesor de 15cm para uniformizarla con la losa ubicada entre los ejes 4 – 5 y F – G.

- En el último techo, en la zona de la escalera, la losa ubicada entre los ejes 5 y 6, debido a su relación de luces ( $4.925/2.635 = 1.87$ ) tiene un comportamiento bidireccional. Según el cálculo de  $2p/180$ , debería tener un peralte de 8.5cm sim

embargo se le asignó uno igual a 15cm para uniformizar con la losa interna entre los ejes 3 – 5 y F – G. La losa ubicada entre los ejes 3 – 5 y B – C, debido a su forma casi cuadrada ( $4.525/4.00 = 1.13$ ), también tiene un comportamiento bidireccional. También se le asignó un peralte de 15cm. Todas las demás losas de este techo se uniformizaron con este peralte, colocándose también vigas chatas (25cm x 15cm) alrededor del ducto ubicado entre los ejes 5 y 6.

- La losa inclinada del 4<sup>to</sup> techo posee un comportamiento especial. Debido a su cumbre en el nivel superior, ambas losas a cada lado de la cumbre se soportan entre sí. Gracias a este comportamiento, las luces libres en la dirección Y se acortan, haciendo posible armarla para que trabaje en una sola dirección. La luz corta es igual a 3.95m, por lo que, con la expresión de  $L_n/30$ , a la losa se le asignó un peralte igual a 15cm.

### **3.2.2.3. DIMENSIONAMIENTO DE ESCALERA**

Se plantearon vigas en volado que nacen de las columnas para que puedan soportar la losa del descanso armada en la dirección Y. Las vigas en volado tienen una luz de 1.80m, por lo que se les asignó una dimensión de 25cm x 50cm.

La losa maciza del descanso, descansando sobre ambos volados, tiene una luz libre de 4m. Se le asignó un peralte de 20cm.

A las escaleras se les dio pasos de 30cm y 20 contrapasos de 15.75cm para que cumplan lo demandado por el Reglamento Nacional de Edificaciones:

$$60cm < 2CP + P < 64cm$$

Donde:

$CP = \text{Contrapaso}$  y  $P = \text{Paso}$

(Norma A.010 – Art. 29)

(Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2013)

Los tramos de la escalera se apoyan en la viga de piso del eje 5 y en el descanso de la escalera. La luz libre de los tramos es de 2.70m y para su dimensionamiento se utilizaron las siguientes expresiones:

$$\frac{L_n}{25} < t < \frac{L_n}{20}$$

Donde:

$t = \text{Ancho de la gargante del tramo}$

(Morales Morales, 2006)

Por lo cual se le asignó un ancho de garganta igual a 15 cm a ambos tramos. La estructura de la escalera quedó como muestra la siguiente figura:

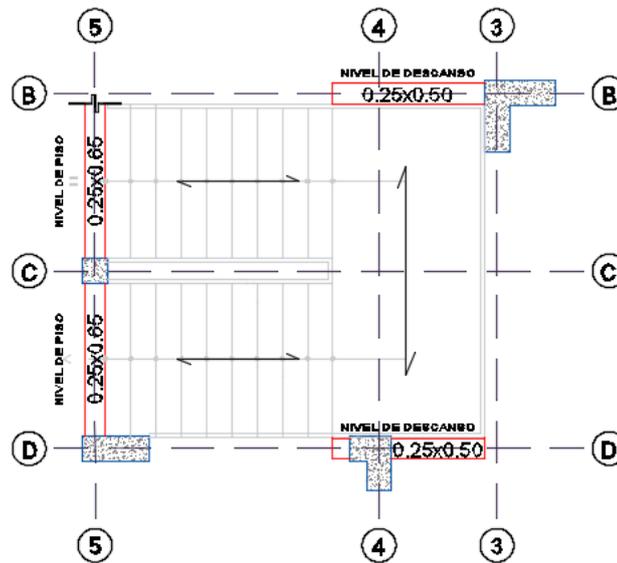
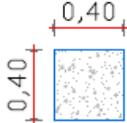
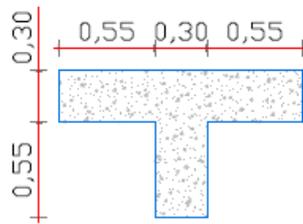
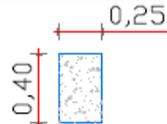
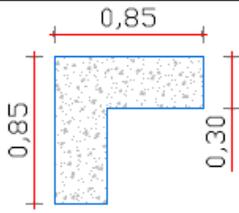
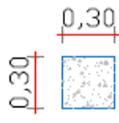
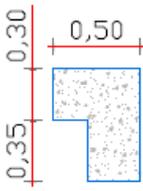
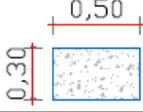
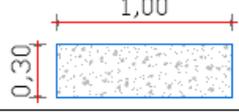


Figura N° 18 – Estructura de la escalera.

### 3.2.2.4. DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Debido a que esta es una fase de predimensionamiento, se le dio el mismo tratamiento a las columnas y a las placas y se decidió conservar las dimensiones propuestas en la arquitectura. Como columnas se consideraron todos los elementos donde la relación entre largo y ancho es menor que 4, y como placas a los demás elementos. De esta manera, las columnas y placas consideradas son las siguientes:

**Tabla N° 4 –** Tabla de columnas y placas del proyecto.

COLUMNAS		PLACAS
	A1, A5	
	Aα, Aβ, Aγ, Aδ, Aε	
	B1, B3, F1, F3	B2, F2
	C5	
	D4, E4	
	D5, E5, G3	
	G5	

Se verificó que los elementos cumplan por lo menos con soportar las cargas de gravedad mediante la siguiente expresión:

$$A \geq \frac{P}{0.45 f'c}$$

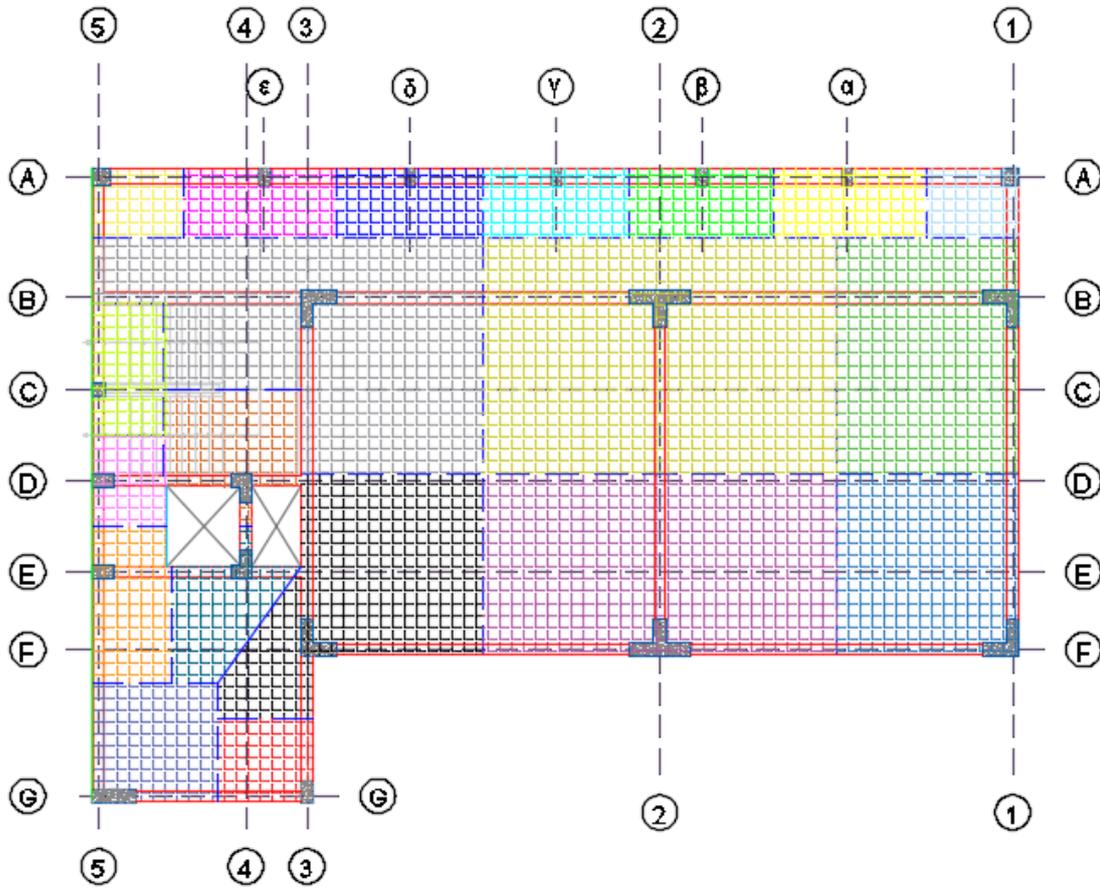
Donde:

$A$  = Área de la columna

$P$  = Peso de cargas de gravedad

$f'c$  = Resistencia a la compresión del concreto

(Sánchez Arévalo, 2006)



**Figura N° 19 – Áreas Tributarias de columnas y placas.**

El peso  $P$  se puede aproximar considerando un peso promedio de  $1 \text{ Ton/m}^2$ . La siguiente tabla muestra el valor de las áreas tributarias, el peso aproximado que soportan los elementos, el área requerida y el área proporcionada.



**Tabla N° 5 – Cálculo de Área de Columnas y Placas.**

<b>Elemento</b>	<b>Área Tributaria (m<sup>2</sup>)</b>	<b>N° Niveles</b>	<b>Peso (Ton)</b>	<b>Área Requerida (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Área Proporcionada (cm<sup>2</sup>)</b>
A - 1	3.326	4	13.30	141	1600
A - α	5.594	4	22.38	237	1000
A - β	5.335	4	21.34	226	1000
A - γ	5.335	4	21.34	226	1000
A - δ	5.335	4	21.34	226	1000
A - ε	5.594	4	22.38	237	1000
A - 5	3.326	4	13.30	141	1600
B - 1	22.720	4	90.88	962	4200
B - 2	44.078	4	176.31	1866	5850
B - 3	36.208	5	181.04	1916	4200
C - 5	4.900	5	24.50	259	900
D - 4	7.400	5	37.00	392	2550
D - 5	3.498	5	17.49	185	1500
E - 4	5.697	5	28.49	301	2550
E - 5	6.487	5	32.44	343	1500
F - 1	17.525	4	70.10	742	4200
F - 2	34.000	4	136.00	1439	5850
F - 3	22.021	5	110.11	1165	4200
G - 4	4.137	5	20.69	219	1500
G - 5	7.768	5	38.84	411	3000

Según la tabla, todas las columnas y placas tienen más que el área requerida. Finalmente, las dimensiones de estos elementos están sujetas al análisis sísmico según cada normativa, pudiendo así disminuir dimensiones si es necesario, o aumentarlas.

## CAPÍTULO IV

### PARÁMETROS PRINCIPALES SEGÚN CADA NORMATIVA

Antes de comenzar con los análisis y diseños estructurales, es importante establecer los principales parámetros establecidos por las normas utilizadas.

#### 4.1. NORMAS SÍSMICAS

##### 4.1.1. NORMA PERUANA

##### 4.1.1.1. ZONIFICACIÓN SÍSMICA

La norma peruana E.030 divide al Perú en 4 zonas sísmicas basándose en el peligro sísmico existente en cada lugar. Para cada una de las zonas sísmicas, la norma establece un parámetro Z, interpretado como la aceleración máxima horizontal en un suelo rígido con la probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años (Norma E.030 – Art. 2.1) (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016).



**Figura N° 20** – Mapa de Zonificación Sísmica del Perú.  
Fuente: Norma E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016).

**Tabla N° 6 – Factor de Zona Z.**

Factor de Zona - Z	
Zona Sísmica	Z
4	0.45 g
3	0.35 g
2	0.25 g
1	0.10 g

Fuente: Adaptación de Norma E.030 (*Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016*).

El edificio está ubicado en el distrito de Chupaca, en Huancayo, por lo cual pertenece a la **Zona Sísmica 3**. El parámetro Z es igual a 0.35g.

#### 4.1.1.2. PERFILES Y PARÁMETROS DE SUELO

La norma peruana E.030 establece 4 perfiles sísmicos para la clasificación de los suelos. De forma resumida, junto a los parámetros que los caracterizan, se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla N° 7 – Perfiles del suelo y características - Perú.**

Perfiles de Suelo y sus características				
Suelo Tipo		$V_s$	$N_{60}$	$S_u$
$S_0$	Roca Dura	> 1500	-	-
$S_1$	Roca o Suelos muy rígidos	1500 - 500	> 50	> 0.100
$S_2$	Suelos Intermedios	500 - 180	50 - 15	0.100 - 0.050
$S_3$	Suelos Blandos	< 180	< 15	0.050 - 0.025
$S_4$	Condiciones Excepcionales	*	*	*

Donde:

$V_s$  = Velocidad promedio de propagación de ondas de corte (m/s).

$N_{60}$  = Promedio ponderado de los valores obtenidos de un ensayo de penetración estándar. Para suelos granulares (golpes/pie).

$S_u$  = Promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada. Para suelos cohesivos (Mpa).

Fuente: Adaptación de Norma E.030 (*Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016*).

Según el perfil de suelo y la zona sísmica, la norma establece los parámetros de sitio  $S$  (Factor de amplificación del suelo),  $T_P$  (Periodo que marca el fin de la plataforma del Espectro de Aceleraciones) y  $T_L$  (Periodo para el cual se considera que las estructuras tienen un desplazamiento constante).

**Tabla N° 8 – Factor de amplificación de suelo S.**

<b>Factor de Amplificación de Suelo - S</b>				
<b>Tipo de Suelo</b>	<b>S<sub>0</sub></b>	<b>S<sub>1</sub></b>	<b>S<sub>2</sub></b>	<b>S<sub>3</sub></b>
<b>Z<sub>4</sub></b>	0.80	1.00	1.05	1.10
<b>Z<sub>3</sub></b>	0.80	1.00	1.15	1.20
<b>Z<sub>2</sub></b>	0.80	1.00	1.20	1.40
<b>Z<sub>1</sub></b>	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Adaptación de Norma E.030 (*Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016*).

**Tabla N° 9 – Periodos de suelo T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub>.**

<b>Periodos de Suelo T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub></b>				
	<b>S<sub>0</sub></b>	<b>S<sub>1</sub></b>	<b>S<sub>2</sub></b>	<b>S<sub>3</sub></b>
<b>T<sub>P</sub></b>	0.30	0.40	0.60	1.00
<b>T<sub>L</sub></b>	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: Adaptación de Norma E.030 (*Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016*).

Según el anexo N° 01, el valor del ensayo de penetración estándar del suelo es de 45, por lo que le corresponde un perfil **S<sub>2</sub>: Suelo Intermedio**. Al tener un suelo S2 en una zona sísmica 3, el Factor de Amplificación S es de 1.15 y los periodos T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub> son de 0.60 seg y 2.00 seg, respectivamente.

En base a estos parámetros, se define un Factor de Amplificación Sísmica (C) que representa el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto a la aceleración del suelo. Este factor depende del periodo de vibración de la estructura (T).

$$\begin{aligned}
 & \text{Si } T < T_P, \text{ entonces } C = 2.5 \\
 & \text{Si } T_P < T < T_L, \text{ entonces } C = 2.5 \left( \frac{T_P}{T} \right) \\
 & \text{Si } T_L < T, \text{ entonces } C = 2.5 \left( \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

#### **4.1.1.3. CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO**

Según su función, las edificaciones se clasifican en cuatro categorías, cada una con un factor de uso (U) que representa la importancia que tiene la edificación ante la sociedad.

**Tabla N° 10 – Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso - Perú.**

<b>Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso - Perú</b>			
<b>Categoría</b>	<b>Descripción</b>	<b>Factor de Uso U</b>	
<b>A</b>	<b>Edificaciones Esenciales</b>	A1: Establecimientos de Salud de segundo y tercer nivel según el Ministerio de Salud	1 (Con Aislación Sísmica)
		A2: Edificios gubernamentales, de servicios públicos y edificios esenciales en caso de catástrofe	1.5
<b>B</b>	<b>Edificaciones Importantes</b>	Bibliotecas, museos y edificios con frecuente aglomeración de personas	1.3
<b>C</b>	<b>Edificaciones Comunes</b>	Edificios comunes como viviendas, oficinas, hoteles y restaurantes.	1
<b>D</b>	<b>Edificaciones Temporales</b>	Construcciones Provisionales para depósitos, casetas y otras similares	A criterio del Projectista

Fuente: Adaptación de Norma E.030 (*Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016*).

El edificio del tema de tesis es parte de un hotel, por lo que pertenece a la **Categoría C – Edificaciones Comunes**. Para esta categoría, le corresponde un factor de uso U igual a 1.

#### **4.1.1.4. PESO SÍSMICO**

Cuando el sismo actúa sobre una estructura, se considera que actúa sobre el total de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva, dependiendo del tipo de edificación.

**Tabla N° 11 – Peso Sísmico - Perú.**

<b>Peso Sísmico - Perú</b>		
<b>Edificación</b>	<b>CM</b>	<b>CV</b>
<b>Categoría A y B</b>	100%	50%
<b>Categoría C</b>	100%	25%
<b>Depósitos</b>	100%	80%
<b>Azoteas y Techos</b>	100%	25%
<b>Tanques y Silos</b>	100%	100%

Fuente: Adaptación de Norma E.030 (*Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016*).

El edificio analizado en esta tesis es de categoría C, de habitación, por lo cual se le consideró un 25% de su carga viva al momento de la ocurrencia del sismo.

#### **4.1.1.5. SISTEMA ESTRUCTURAL**

Para concreto armado, la norma peruana E.030 establece cuatro sistemas estructurales y, para cada uno de ellos, establece un Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas,  $R_0$ .

**Tabla N° 12 – Sistemas Estructurales y Coeficientes Básicos de Reducción - Perú.**

<b>Sistemas Estructurales - Perú</b>		
<b>Sistema Estructural</b>	<b>Descripción</b>	<b>R<sub>0</sub></b>
<b>Pórticos</b>	Sistema donde al menos el 80% de la fuerza cortante basal actúa en las columnas de los pórticos.	8
<b>Dual</b>	Sistema donde entre un 20% y 70% de la fuerza cortante basal actúa en los muros estructurales.	7
<b>Muros Estructurales</b>	Sistema donde al menos el 70% de la fuerza cortante basal actúa en los muros estructurales.	6
<b>Muros de Ductilidad Limitada</b>	Sistema donde se utilizan como principales elementos sismorresistentes muros de espesores reducidos, sin elementos de confinamiento y con acero colocado en una sola capa.	4

Fuente: Adaptación de Norma E.030 (*Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016*).

A primera vista, se puede ver que el edificio está soportado por placas y pórticos de concreto armado, por lo que su sistema resistente es el **Dual**. Para este sistema, el coeficiente básico de reducción R<sub>0</sub> es igual a 7. Sin embargo, este supuesto se verifica posteriormente determinando la cantidad de cortante basal que se lleva cada uno de los elementos.

#### **4.1.1.6. REGULARIDAD ESTRUCTURAL**

La norma peruana E.030 establece criterios de irregularidad que buscan darles una clasificación a las estructuras de acuerdo a su configuración geométrica estructural. La experiencia ingenieril ha demostrado que las estructuras irregulares, pese a tener un buen diseño estructural o haber sido hechas con un muy buen proceso constructivo, tienen un mal desempeño frente a cargas sísmicas en comparación con las estructuras regulares. Si una estructura no presenta irregularidad, su comportamiento estructural ante un evento sísmico será mucho mejor que si la presentara. Las irregularidades pueden ser clasificadas como irregularidades en altura o como irregularidades en planta.

Las irregularidades modifican el coeficiente básico de reducción sísmica, R<sub>0</sub>, multiplicándolo por el coeficiente de irregularidad en altura (I<sub>a</sub>) y por el coeficiente de irregularidad en planta (I<sub>p</sub>).

$$R = I_a \cdot I_p \cdot R_0$$

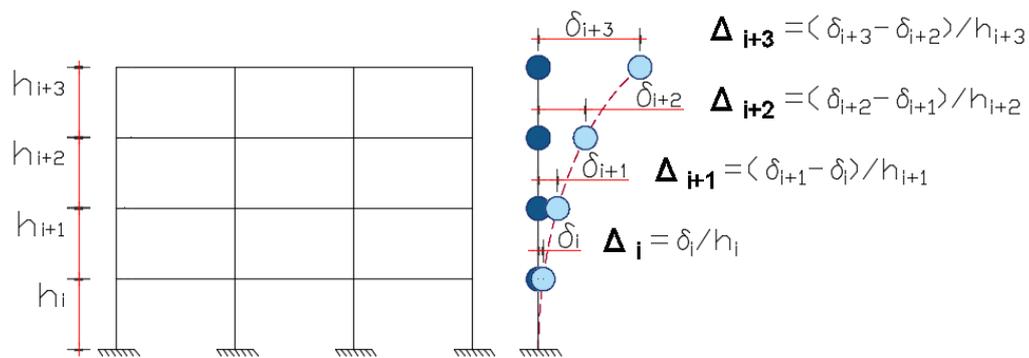
Cada uno de estos coeficientes depende de la irregularidad presente en la estructura.

Las irregularidades en altura son las siguientes:

- **IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ – PISO BLANDO:** Esta irregularidad se puede dividir en dos: irregularidad moderada e irregularidad extrema.

La irregularidad moderada se da cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la deriva de entrepiso es mayor que 1.4 veces la deriva del entrepiso inmediato superior, o mayor que 1.25 veces el promedio de las derivas de los tres niveles superiores adyacentes.

La irregularidad extrema se da cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la deriva de entrepiso es mayor que 1.6 veces la deriva del entrepiso inmediato superior, o mayor que 1.4 veces el promedio de las derivas de los tres niveles superiores adyacentes.



**Figura N° 21 – Derivas para irregularidad de rigidez – Norma Peruana.**

**Tabla N° 13 – Expresiones para irregularidad de rigidez – Norma Peruana.**

EXPRESIONES PARA IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ – PISO BLANDO	
Irregularidad Moderada de Rigidez	Irregularidad Extrema de Rigidez
$Si \begin{cases} \Delta_i > 1.4 \cdot \Delta_{i+1} \\ \text{o} \\ \Delta_i > 1.25 \cdot \frac{(\Delta_{i+1} + \Delta_{i+2} + \Delta_{i+3})}{3} \end{cases}$	$Si \begin{cases} \Delta_i > 1.6 \cdot \Delta_{i+1} \\ \text{o} \\ \Delta_i > 1.4 \cdot \frac{(\Delta_{i+1} + \Delta_{i+2} + \Delta_{i+3})}{3} \end{cases}$
$I_a = 0.75$	$I_a = 0.50$

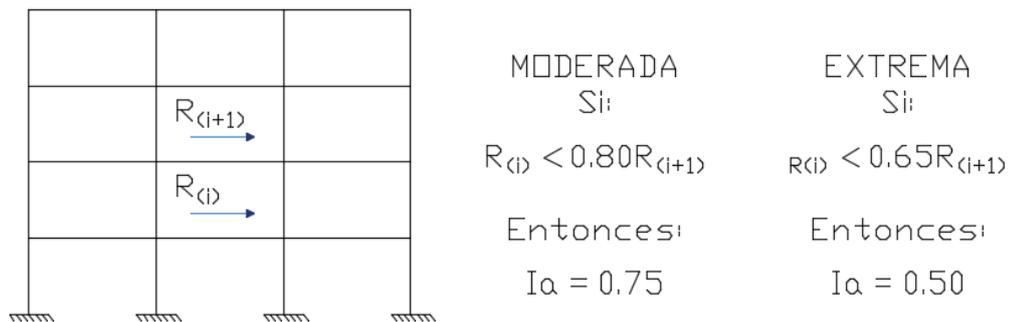
Si las derivas calculadas en el edificio sobrepasan alguno de los límites mencionados por la norma y expuestos en la tabla anterior, entonces la estructura presenta irregularidad de rigidez.

Adicionalmente se menciona que actualmente existe un proyecto de norma E.030 donde se cambia el método de cálculo de esta irregularidad, siendo igual que el presentado por el ASCE en el punto 4.1.3.9.

- **IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA – PISO DÉBIL:** Esta irregularidad se puede dividir en dos: irregularidad moderada e irregularidad extrema.

La irregularidad moderada se da cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia a fuerzas cortantes de un entrepiso es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

La irregularidad extrema se da cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia a fuerzas cortantes de un entrepiso es inferior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.



**Figura N° 22** – Expresiones para Irregularidad de resistencia – Norma Peruana.

La resistencia ante cargas laterales de un entrepiso ( $R_{(i)}$ ) está relacionada de manera directa con la resistencia al corte de los elementos estructurales de ese entrepiso ( $\phi V_{c(i)}$ ), y de manera inversa al grado de esbeltez de estos, fácilmente identificado con la altura ( $h_{(i)}$ ).

$$R_{(i)} = \sum \frac{\phi V_{c(i)}}{h_{(i)}}$$

Una manera de determinar la resistencia de las columnas de cada entrepiso es mediante la expresión dada por la norma peruana:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left( 1 + \frac{P_u}{140 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia

$V_c$  = Fuerza cortante resistente nominal (kg)

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto ( $kg/cm^2$ )

$P_u$  = Carga axial a compresión amplificada (kg)

$A_g$  = Área bruta de la sección ( $cm^2$ )

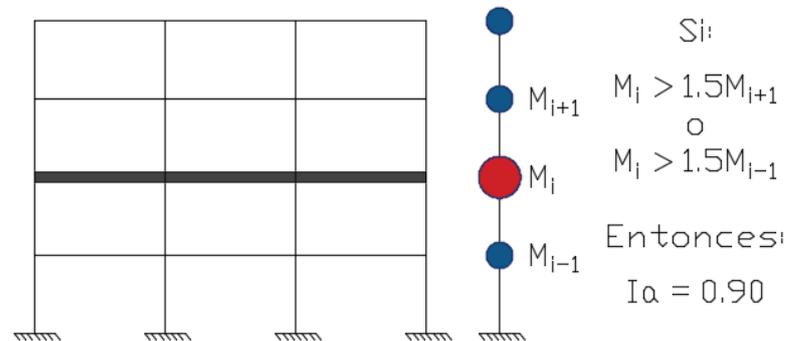
$b_w$  = Ancho del alma (cm)

$d$  = Peralte efectivo (cm)

(Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2013)

Si alguno de los pisos del edificio no cumple con los límites dados, entonces el edificio presenta irregularidad de resistencia.

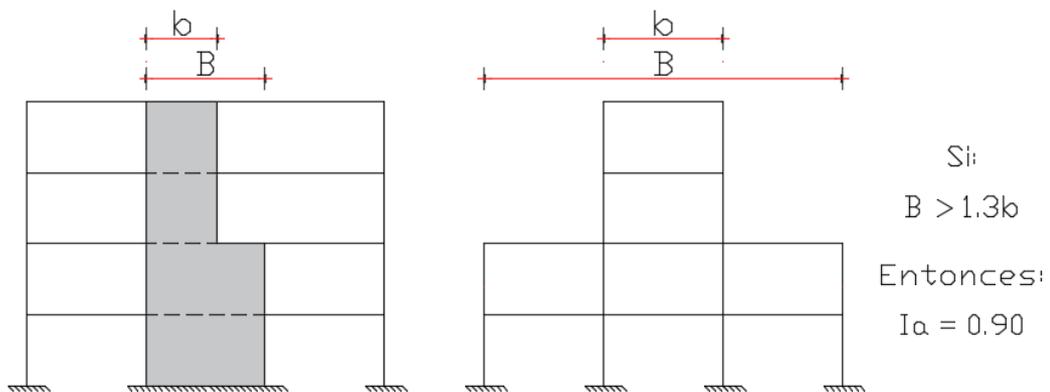
- **IRREGULARIDAD DE MASA O PESO:** Esta irregularidad se da cuando el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este concepto no se aplica en las azoteas ni en los sótanos.



**Figura N° 23** – Expresiones para Irregularidad de masa – Norma Peruana.

Si en alguno de los pisos no se cumplen los límites dados, entonces la edificación presenta irregularidad de masa.

- **IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL:** Esta irregularidad se da cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión de un piso adyacente. Este concepto no se aplica en azoteas o sótanos.

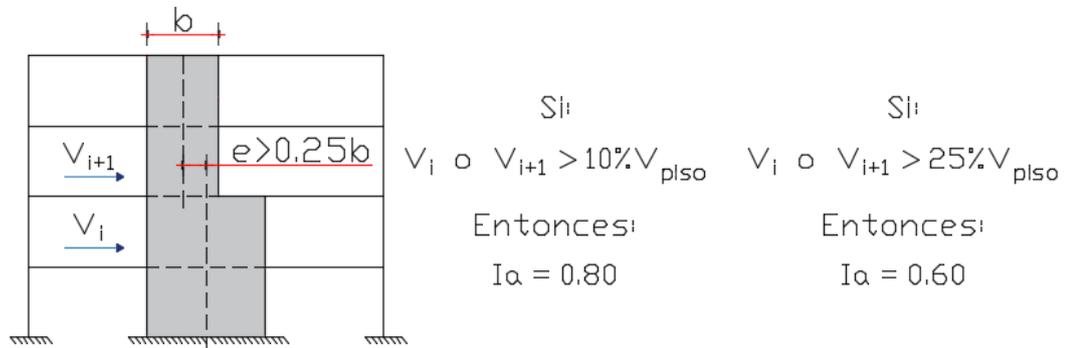


**Figura N° 24** – Expresiones para Irregularidad geométrica vertical – Norma Peruana.

- **DISCONTINUIDAD DE LOS SISTEMAS RESISTENTES:** Esta irregularidad se puede dividir en dos: irregularidad moderada e irregularidad extrema.

La irregularidad moderada se da cuando cualquier elemento que soporte más del 10% de la cortante basal presente desalineamiento vertical tanto por un cambio de orientación como un desplazamiento del eje en una magnitud mayor al 25% de la dimensión del elemento.

La irregularidad extrema se da cuando este desalineamiento se da en un elemento que soporte más del 25% de la cortante basal.



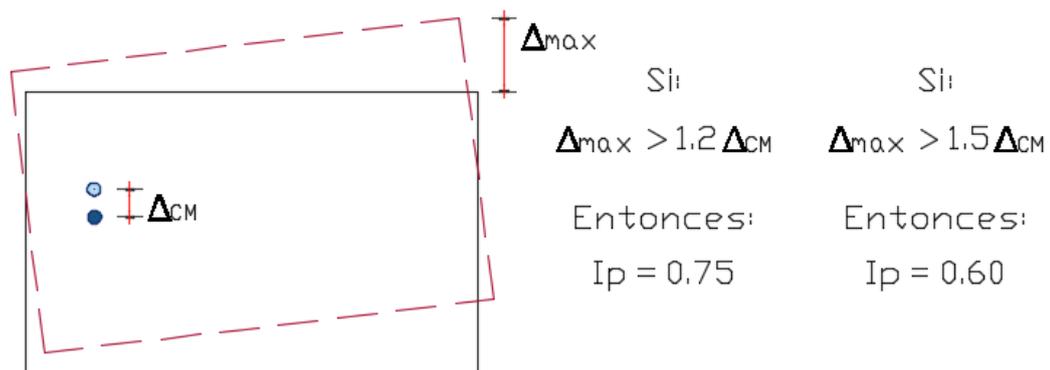
**Figura N° 25** – Expresiones para Irregularidad de discontinuidad de los sistemas resistentes – Norma Peruana.

Las irregularidades en planta son las siguientes:

- **IRREGULARIDAD TORSIONAL:** Esta irregularidad se puede dividir en dos: irregularidad moderada e irregularidad extrema.

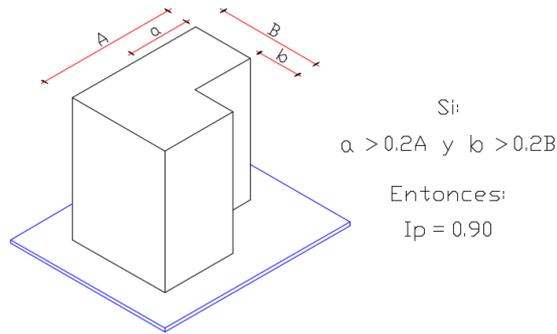
La irregularidad moderada se da cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Se aplica solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento máximo permisible.

La irregularidad extrema se da cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el límite señalado anteriormente es de 1.5.



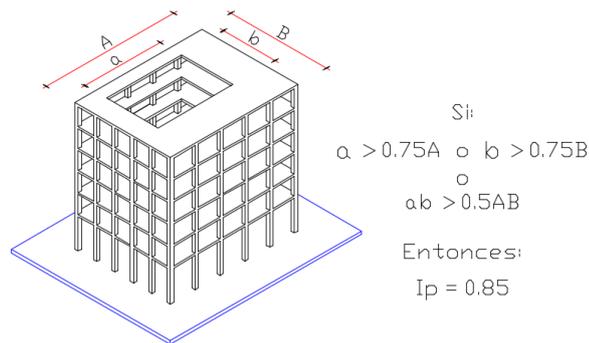
**Figura N° 26** – Expresiones para Irregularidad torsional – Norma Peruana.

- **IRREGULARIDAD POR ESQUINAS ENTRANTES:** Esta irregularidad se da cuando, en ambas direcciones, las esquinas entrantes superan el 20% de la respectiva dimensión en planta.



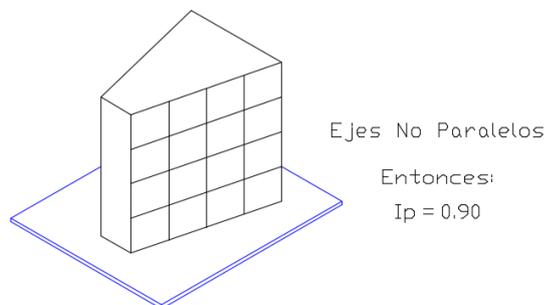
**Figura N° 27** – Expresiones para Irregularidad por esquina entrante – Norma Peruana.

- **IRREGULARIDAD POR DISCONTINUIDAD DE DIAFRAGMA:** Esta irregularidad se da cuando en los diafragmas hay aberturas que ocupan un área mayor al 50% del área total del diafragma, o cuando el área de la sección transversal de la losa que queda es menor al 25% del área de la sección transversal total. Si la losa fuera de espesor constante, esto último se puede verificar si la longitud de estas aberturas sobrepasa del 75% de la longitud total en una sección transversal (Ver Figura N° 22).



**Figura N° 28** – Expresiones para Irregularidad por discontinuidad de diafragma con espesor de losa constante – Norma Peruana.

- **IRREGULARIDAD POR SISTEMAS NO PARALELOS:** Esta irregularidad se da cuando, en cualquiera de las direcciones, los sistemas resistentes a cargas laterales no son paralelos.



**Figura N° 29** – Irregularidad por sistemas no paralelos – Norma Peruana.

De manera resumida y conjunta, todas las irregularidades descritas se agrupan en las siguientes tablas:

**Tabla N° 14 – Irregularidades Estructurales en Altura.**

<b>Irregularidades Estructurales en Altura</b>		
<b>Irregularidad</b>		<b>I<sub>a</sub></b>
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando:	<b>Moderada</b>	0.75
	<b>Extrema</b>	0.50
Irregularidad de Resistencia – Piso Débil:	<b>Moderada</b>	0.75
	<b>Extrema</b>	0.50
Irregularidad de Masa o Peso:		0.90
Irregularidad Geométrica Vertical:		0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes:	<b>Moderada</b>	0.80
	<b>Extrema</b>	0.60

Fuente: Adaptación de Norma E.030 (*Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016*).

**Tabla N° 15 – Irregularidades Estructurales en Planta.**

<b>Irregularidades Estructurales en Planta</b>		
<b>Irregularidad</b>		<b>I<sub>a</sub></b>
Irregularidad Torsional:	<b>Moderada</b>	0.75
	<b>Extrema</b>	0.60
Esquinas Entrantes		0.90
Discontinuidad de Diafragma		0.85
Sistemas no paralelos		0.90

Fuente: Adaptación de Norma E.030 (*Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016*).

De acuerdo a la definición de estas irregularidades, la norma peruana E.030 establece el grado de irregularidad que se puede permitir en las edificaciones según su categoría y la zona sísmica en la cual se ubica.

**Tabla N° 16 – Categoría y Regularidad de las Edificaciones.**

<b>Categoría y Regularidad de las Edificaciones</b>		
<b>Categoría</b>	<b>Zona</b>	<b>Restricciones</b>
<b>A</b>	<b>4, 3 y 2</b>	No se permiten irregularidades
	<b>1</b>	No se permiten irregularidades extremas
<b>B</b>	<b>4, 3 y 2</b>	No se permiten irregularidades extremas
	<b>1</b>	Sin restricciones
<b>C</b>	<b>4 y 3</b>	No se permiten irregularidades extremas
	<b>2</b>	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos y 8 m de altura
	<b>1</b>	Sin restricciones

Fuente: Adaptación de Norma E.030 (*Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016*).

Una vez establecido el grado de irregularidad de una estructura,  $I_a$  e  $I_p$ , se calcula el Coeficiente Real de Reducción de Fuerzas Sísmicas,  $R$ .

$$R = I_a \cdot I_p \cdot R_0$$

El edificio en análisis es de categoría C y se encuentra ubicado en la zona sísmica 3, por lo que se permiten irregularidades a excepción de las extremas. La determinación de estas irregularidades se ve con mayor profundidad en el punto 6.3.1.

#### 4.1.1.7. ANÁLISIS ESTÁTICO

El método de análisis estático es un método aproximado cuyo uso está permitido en los siguientes casos:

- Cualquier estructura ubicada en la zona sísmica 1.
- En otras zonas, estructuras regulares de 30 m de altura como máximo.
- Cualquier estructura regular o irregular de muros portantes de concreto armado o albañilería de 15 m de altura como máximo.

La norma E.030 establece una expresión para el cálculo de la cortante basal ( $V$ ) en función de todos los parámetros sísmicos mencionados previamente.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} P$$

Esta cortante basal se puede distribuir en cada uno de los diafragmas del edificio con las siguientes expresiones:

$$F_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \cdot V \quad \wedge \quad k = \begin{cases} 1.0; & \text{Si } T \leq 0.50 \text{ seg.} \\ 0.75 + 0.5T; & \text{Si } T > 0.50 \text{ seg.} \end{cases}$$

$F_i$  = Fuerza sísmica en el nivel  $i$  (Ton)

$P_i$  = Peso sísmico en el nivel  $i$  (Ton)

$h_i$  = Altura desde el nivel basal hasta el nivel  $i$  (m)

$k$  = Exponente relacionado con el periodo fundamental de la estructura

$V$  = Cortante basal (Ton)

(Norma E.030) (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016)

Debido a que el edificio en análisis está ubicado en la zona sísmica 3, aparentemente es irregular y está soportada por un sistema dual, no puede ser analizada mediante un análisis estático. Sin embargo, se utilizó este método para la determinación de las irregularidades.

#### 4.1.1.8. ANÁLISIS DINÁMICO

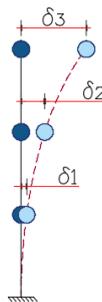
Para el análisis dinámico, la norma establece un espectro de aceleraciones ( $S_a$ ) en función de los parámetros sísmicos mencionados previamente:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R}$$

Utilizando el espectro de aceleraciones, para cada modo de vibración, se calcula la cortante sísmica actuante en el edificio. Al momento de utilizar el método dinámico, la norma peruana E.030 exige una fuerza basal mínima igual al 80% de la calculada por el método estático, para el caso de estructuras regulares, y una fuerza basal mínima igual al 90% de la calculada por el método estático, para el caso de estructuras irregulares.

#### 4.1.1.9. DESPLAZAMIENTOS REALES O INELÁSTICOS

Los desplazamientos reales o inelásticos de una estructura son los desplazamientos que se dan cuando el edificio ha incursionado en el régimen inelástico. Teóricamente, estos desplazamientos deberían calcularse mediante un análisis estructural inelástico, considerando rótulas plásticas y pérdida de rigidez por agrietamiento de vigas y columnas. Sin embargo, las normas establecen su cálculo a partir del análisis estructural elástico realizado, multiplicando los desplazamientos obtenidos del análisis sísmico por un factor de  $0.75R$  para estructuras regulares, y por un factor de  $R$  para estructuras irregulares.



**Figura N° 30** – Ilustración de los desplazamientos en una estructura ante cargas laterales.

**Tabla N° 17** – Cálculo de Desplazamientos Reales.

Cálculo de Desplazamientos		
Desplazamiento del Análisis Estructural	Desplazamiento Inelástico	
	Estructura Regular	Estructura Irregular
$\delta_i$	$\delta_i \cdot R$	$\delta_i \cdot 0.75R$

Fuente: Adaptación de Norma E.030 (*Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016*).

#### 4.1.1.10. DISTORSIONES DE ENTREPISO

La distorsión de entrepiso, deriva de entrepiso o drift, es la relación entre desplazamiento relativo de dos entrepisos y la altura del entrepiso. La norma E.030 limita estas distorsiones dependiendo del material del edificio (concreto, acero, albañilería o madera). Para estructuras de concreto armado, la distorsión está limitada a 0.007.

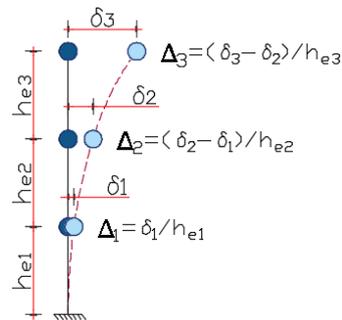


Figura N° 31 – Ilustración de derivas de entrepiso.

Tabla N° 18 – Distorsión límite de entrepiso - Perú.

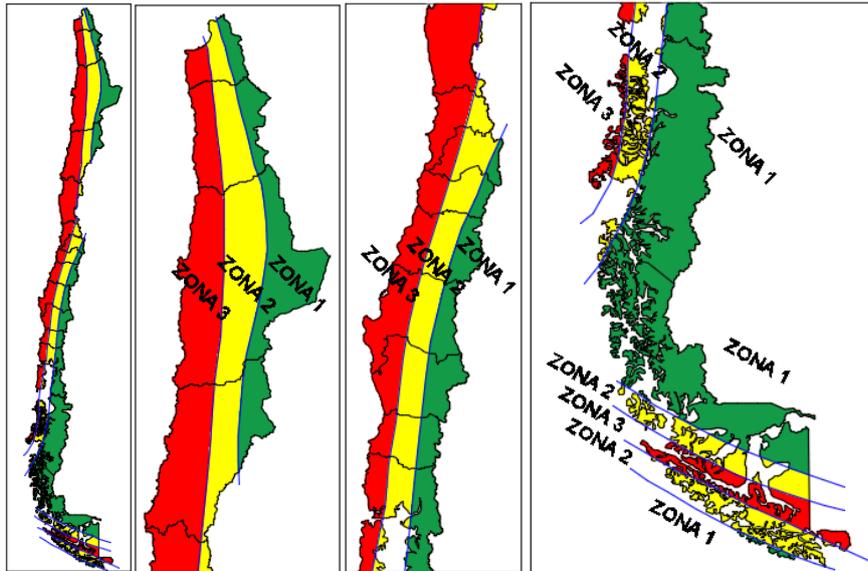
Distorsión límite de entrepiso - Perú	
Material	$(\Delta_i / h_{ei})$
Concreto Armado	0.007
Acero Estructural	0.010
Albañilería	0.050
Madera	0.010

Fuente: Adaptación de Norma E.030 (*Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016*).

## 4.1.2. NORMA CHILENA

### 4.1.2.1. ZONIFICACIÓN SÍSMICA

La norma chilena NCh 433, de forma similar a la norma peruana, divide a Chile en 3 zonas sísmicas. Para cada una de las zonas sísmicas, la norma establece un parámetro  $A_0$ , interpretado como la aceleración efectiva máxima del suelo (Norma NCh 433 – Art. 3.2) (Instituto Nacional de Normalización, 2009).



**Figura N° 32** – Mapa de Zonificación Sísmica del Chile.  
Fuente: Adaptación de Norma NCh433 (Instituto Nacional de Normalización, 2009).

**Tabla N° 19** – Factor de Zona  $A_0$ .

Factor de Zona – $A_0$	
Zona Sísmica	$A_0$
3	0.40 g
2	0.30 g
1	0.20 g

Fuente: Adaptación de Norma NCh433 (Instituto Nacional de Normalización, 2009).

Debido a que el edificio está ubicado en Perú, se hace imposible la utilización del mapa chileno. Para poder escoger un parámetro  $A_0$  de la norma NCh 433, se tuvo en cuenta que el edificio en Perú está ubicado en la zona sísmica 3, de sismicidad media alta, con un parámetro  $Z$  igual a 0.35 g. La zona sísmica chilena de sismicidad similar es la **Zona Sísmica 2**, por lo que el parámetro  $A_0$  es igual a 0.30g.

#### 4.1.2.2. PERFILES Y PARÁMETROS DE SUELO

A raíz del terremoto del 27 de febrero de Chile, el Decreto Supremo N° 61 establece 5 perfiles sísmicos para la clasificación de los suelos. De forma resumida, junto a los parámetros que los caracterizan, se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla N° 20 – Perfiles del suelo y características - Chile.**

Perfiles de Suelo y sus características - Chile					
Suelo Tipo	$V_{s30}$	RQD	$Q_u$	$N_1$	$S_u$
<b>A</b>	<b>Roca, suelo cementado</b>	$\geq 900$	$\geq 50\%$	$\geq 10$	
<b>B</b>	<b>Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme</b>	$\geq 500$		$\geq 0.40$	$\geq 50$
<b>C</b>	<b>Suelo denso o firme</b>	$\geq 350$		$\geq 0.30$	$\geq 40$
<b>D</b>	<b>Suelo medianamente denso o firme</b>	$\geq 180$		$\geq 30$	$\geq 0.05$
<b>E</b>	<b>Suelo de compactidad, o consistencia mediana</b>	$< 180$		$\geq 20$	$< 0.05$

Donde:  
 $V_{s30}$  = Velocidad promedio de propagación de ondas de corte en los 30 metros superiores (m/s)  
 $N_1$  = Índice de penetración estándar.  
RQD = Rock Quality Designation, según ASTM D 6032  
 $Q_u$  = Resistencia a la compresión simple del suelo (Mpa)  
 $S_u$  = Resistencia al corte en condición no drenada del suelo.

Fuente: Adaptación de D.S. N° 61 – 2011 (*Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011*).

Según el perfil de suelo y la zona sísmica, el D.S. N° 61 los siguientes parámetros:

**Tabla N° 21 – Parámetros que dependen del tipo de suelo.**

Parámetros dependientes del suelo					
Tipo de Suelo	S	$T_o$ (seg)	$T'$ (seg)	n	p
<b>A</b>	0.90	0.15	0.20	1.00	2.00
<b>B</b>	1.00	0.30	0.35	1.33	1.50
<b>C</b>	1.05	0.40	0.45	1.40	1.60
<b>D</b>	1.20	0.75	0.85	1.80	1.00
<b>E</b>	1.30	1.20	1.35	1.80	1.00

Fuente: Adaptación de D.S. N° 61 – 2011 (*Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011*).

Según el anexo N° 01, el valor del ensayo de penetración estándar del suelo es de 45, por lo que le corresponde un perfil **C: Suelo Denso o Firme**, con los parámetros correspondientes según la tabla anterior ( $S = 1.05$ ,  $T_o = 0.40$  seg,  $T' = 0.45$  seg,  $n = 1.40$ ,  $p = 1.60$ ).

#### 4.1.2.3. CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO

La norma chilena NCh 433 clasifica las edificaciones en cuatro categorías según su función, teniendo cada una un factor de uso (I) que representa la importancia que tienen ante la sociedad.

**Tabla N° 22 – Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso - Chile.**

<b>Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso - Chile</b>		
<b>Categoría</b>	<b>Descripción</b>	<b>Factor de Uso (I)</b>
<b>I</b>	Instalaciones menores de almacenaje, instalaciones agrícolas y obras provisionales	0.6
<b>II</b>	Edificios habitacionales	1.0
<b>III</b>	Bibliotecas, museos y edificios con frecuente aglomeración de personas	1.2
<b>IV</b>	Edificios gubernamentales, de servicios públicos y edificios esenciales en caso de catástrofe	1.2

Fuente: Adaptación de Norma NCh 433 (*Instituto Nacional de Normalización, 2009*).

El edificio del tema de tesis es parte de un hotel, por lo que pertenece a la **Categoría II**. Para esta categoría, le corresponde un factor de uso I igual a 1.

#### **4.1.2.4. PESO SÍSMICO**

Cuando el sismo actúa sobre una estructura, se considera que actúa sobre el total de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva, dependiendo del tipo de edificación.

**Tabla N° 23 – Peso Sísmico - Chile.**

<b>Peso Sísmico - Chile</b>		
<b>Edificación</b>	<b>CM</b>	<b>CV</b>
<b>I y II</b>	100%	25%
<b>III y IV</b>	100%	50%

Fuente: Adaptación de Norma NCh 433 (*Instituto Nacional de Normalización, 2009*).

Debido a que el edificio pertenece a la Categoría II, de habitación, se consideró el 25% de su carga viva en el análisis sísmico.

#### 4.1.2.5. SISTEMA ESTRUCTURAL

Para concreto armado, la norma chilena NCh433 establece tres sistemas estructurales con sus respectivos factores de modificación de respuesta, R o R<sub>0</sub>, que reflejan la capacidad de absorción y disipación de energía de la estructura. El factor R se utiliza para el análisis estático y el factor R<sub>0</sub> para el análisis dinámico.

Tabla N° 24 – Sistemas estructurales y coeficientes de reducción- Chile.

Sistemas Estructurales - Chile			
Sistema Estructural	Descripción	R	R <sub>0</sub>
Sistemas de Muros y otros sistemas arriostrados	Sistema donde las acciones gravitacionales y sísmicas son resistidas por muros o por pórticos arriostrados.	7	11
Pórticos	Sistema donde las acciones gravitacionales y sísmicas, en ambas direcciones de análisis, son resistidas por pórticos.	7	11
Sistemas Mixtos	Sistema donde las acciones gravitacionales y sísmicas son resistidas por una combinación de los sistemas anteriores.	7	11

Fuente: Adaptación de Norma NCh 433 (Instituto Nacional de Normalización, 2009).

El edificio está soportado por placas y pórticos de concreto armado, por lo que su sistema resistente es **Mixto**. Para este sistema, el factor de modificación de respuesta para un análisis estático, R es igual a 7, y para un análisis dinámico, R<sub>0</sub> es igual a 11.

#### 4.1.2.6. REGULARIDAD ESTRUCTURAL

A diferencia de la norma peruana E.030, la norma chilena NCh 433 no hace mención de la regularidad estructural. El único control que se debe hacer en una estructura es el control de desplazamientos, señalado en el punto 4.1.2.10.

#### 4.1.2.7. ANÁLISIS ESTÁTICO

Para el realizar el análisis estático, la norma NCh 433, junto al D.S. N° 61 y utilizando todos los parámetros mencionados anteriormente, establece un coeficiente sísmico C.

$$C = \frac{2.75 \cdot S \cdot A_0}{g \cdot R} \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n > \frac{A_0 \cdot S}{6g}$$

Donde T\* es el periodo de mayor masa traslacional de la estructura.

Dependiendo del factor de modificación de respuesta, la norma NCh 433 limita el valor máximo que puede tomar el coeficiente sísmico.

**Tabla N° 25 – Valor máximo del coeficiente sísmico.**

Valor Máximo del Coeficiente Sísmico - Chile	
R	C <sub>max</sub>
2	0.90 SA <sub>0</sub> /g
3	0.60 SA <sub>0</sub> /g
4	0.55 SA <sub>0</sub> /g
5.5	0.40 SA <sub>0</sub> /g
6	0.35 SA <sub>0</sub> /g
7	0.35 SA <sub>0</sub> /g

Fuente: Adaptación de Norma NCh433 (*Instituto Nacional de Normalización, 2009*).

Utilizando este coeficiente sísmico, la norma NCh 433 establece la siguiente expresión para el cálculo de la cortante basal, Q.

$$Q = C \cdot I \cdot P$$

Esta cortante basal se puede distribuir en altura mediante las siguientes expresiones:

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_{j=1}^n A_j P_j} \cdot Q \quad A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}}$$

$F_k$  = Fuerza sísmica aplicada en el nivel k (Ton)

$A_k$  = Factor de ponderación para el peso asociado al nivel k

$P_k$  = Peso sísmico asociado al nivel k (Ton)

$Z_k$  = Altura desde el nivel basal hasta el nivel k (m)

$A_k$  = Factor de ponderación para el peso asociado al nivel k

$H$  = Altura total del edificio (m)

$Q$  = Cortante basal (Ton)

(Norma NCh 433) (Instituto Nacional de Normalización, 2009)

Este método de análisis estático es un método aproximado cuyo uso está permitido en los siguientes casos:

- Cualquier estructura de la categoría I y II ubicada en la zona sísmica 1.
- En todas las estructuras de no más de 5 pisos y con un máximo de 20 m de altura.

Tampoco está permitido la utilización de este método para el diseño del edificio, por lo que no se utilizó. Sin embargo, fue utilizado para la determinación de derivas para guardar uniformidad con la normativa peruana.

#### 4.1.2.8. ANÁLISIS DINÁMICO

Para el análisis dinámico, la norma establece un espectro de aceleraciones ( $S_a$ ) en función de los parámetros sísmicos mencionados previamente:

$$S_a = \frac{I \cdot S \cdot A_0 \cdot \alpha}{R^*}$$

El factor de amplificación  $\alpha$  se calcula para cada modo de vibración del edificio ( $T_n$ ). El coeficiente  $\alpha$  y el factor de modificación  $R^*$  se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \wedge R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10 \cdot T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$

#### 4.1.2.9. DESPLAZAMIENTOS REALES O INELÁSTICOS

De manera similar a la norma peruana, los desplazamientos reales o inelásticos del edificio se calculan multiplicando los desplazamientos obtenidos del análisis estructural por el coeficiente de reducción sísmica  $R$ .

#### 4.1.2.10. DISTORSIONES DE ENTREPISO

La norma NCh 433 establece un solo límite para la distorsión del entrepiso independientemente del material de la estructura.

**Tabla N° 26 – Distorsión límite de entrepiso - Chile.**

<b>Distorsión límite de entrepiso - Chile</b>	
<b>Lugar</b>	<b>(<math>\Delta_i/h_{ei}</math>)</b>
<b>Centro de Masas</b>	0.002
<b>Cualquier Punto</b>	0.001 más que en el Centro de Masas

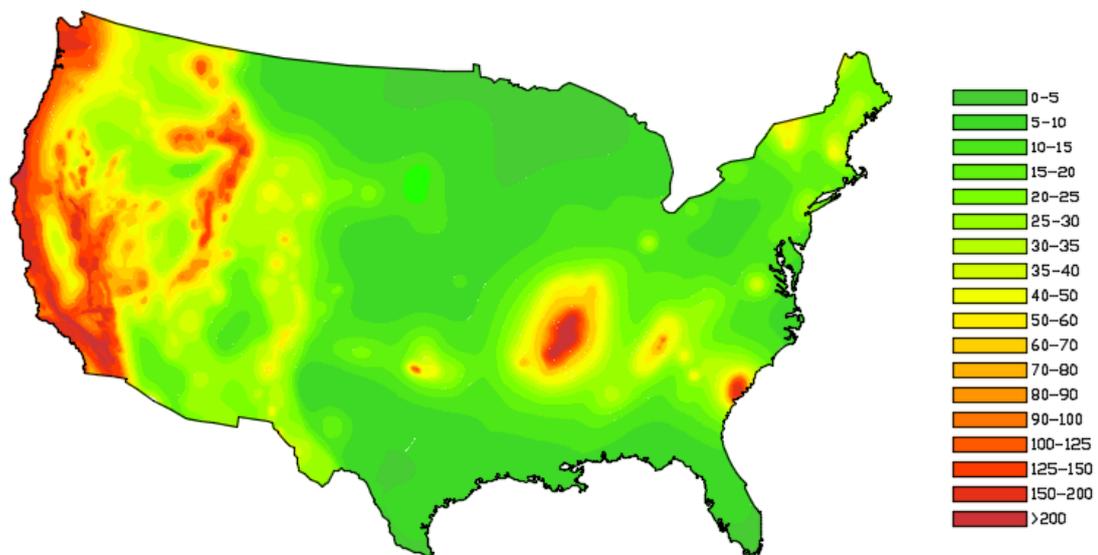
Fuente: Adaptación de Norma NCh 433 (Instituto Nacional de Normalización, 2009).

### 4.1.3. NORMA NORTEAMERICANA

#### 4.1.3.1. TERREMOTO MÁXIMO CONSIDERADO

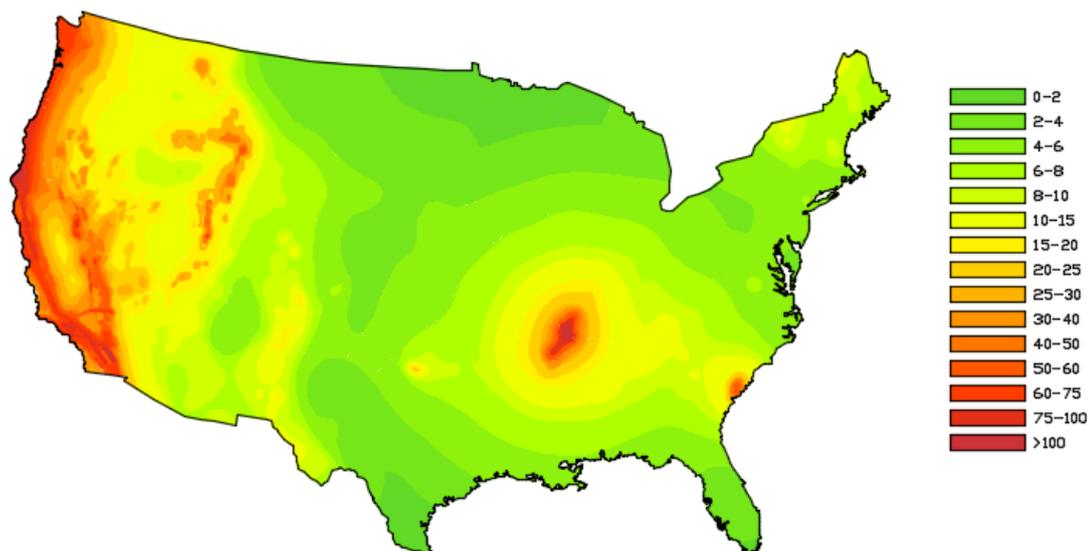
A diferencia de las normas peruana y chilena, la norma norteamericana no divide su mapa territorial en zonas sísmicas, sino que traza sobre él curvas de isovalores que representan aceleraciones en porcentaje de la gravedad, en función del Terremoto Máximo Considerado (Maximum Considered Earthquake – MCE), el cual es el terremoto más desfavorable o extremo que se considera que ocurre una vez cada 2500 años.

El ASCE 7 – 16 establece los parámetros de respuesta espectral,  $S_s$  y  $S_1$ , que representan la aceleración con las que el MCE afecta las estructuras de periodo corto y periodo largo respectivamente (McCormac, y otros, 2011). Los mapas que presenta el ASCE 7-16, de forma adaptada en una escala de colores que muestra la aceleración en porcentaje de la gravedad, son los siguientes:



**Figura N° 33** – Mapa de Riesgo Sísmico para determinar el parámetro  $S_s$  (Para estructuras de periodo corto) en Estados Unidos.

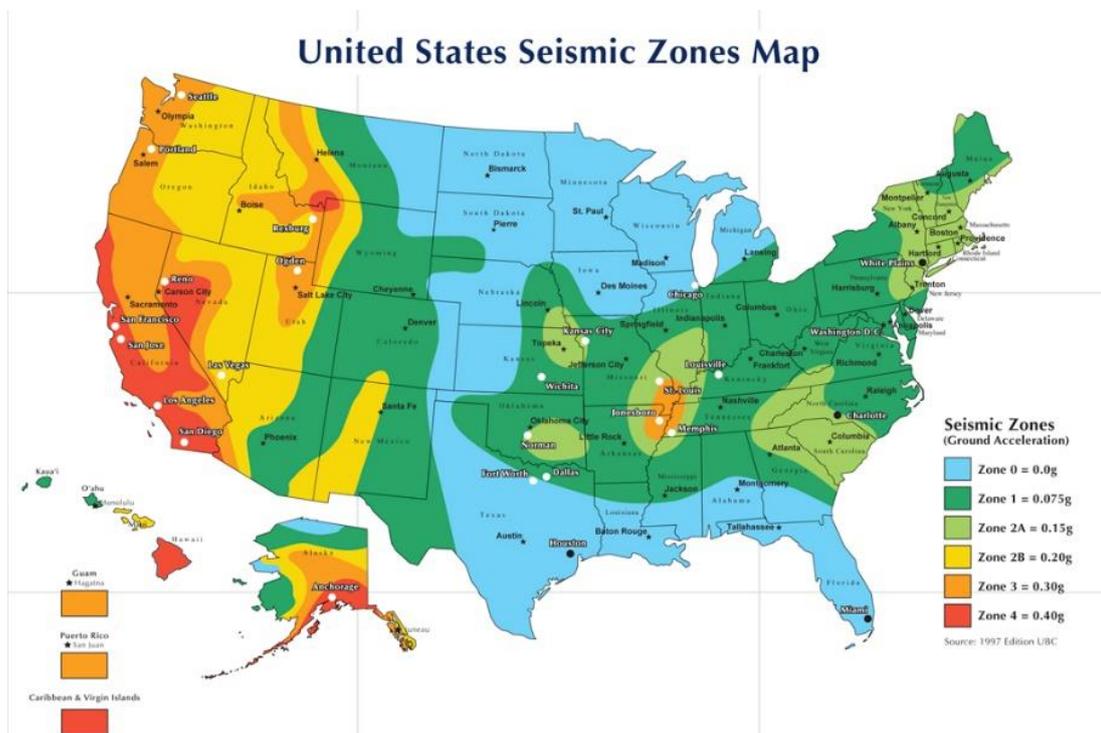
Fuente: Adaptación de Norma ASCE 7-16 (*American Society of Civil Engineers, 2016*).



**Figura N° 34** – Mapa de Riesgo Sísmico para determinar el parámetro  $S_1$  (Para estructuras de periodo Largo) en Estados Unidos.

Fuente: Adaptación de Norma ASCE 7-16 (*American Society of Civil Engineers, 2016*).

Para poder ubicar correctamente el edificio en estudio en la zona estadounidense, se utilizó como referencia el mapa sísmico de la norma UBC – 97, ya que este mapa muestra una zonificación sísmica y aceleraciones similares a las normas de Perú y Chile.



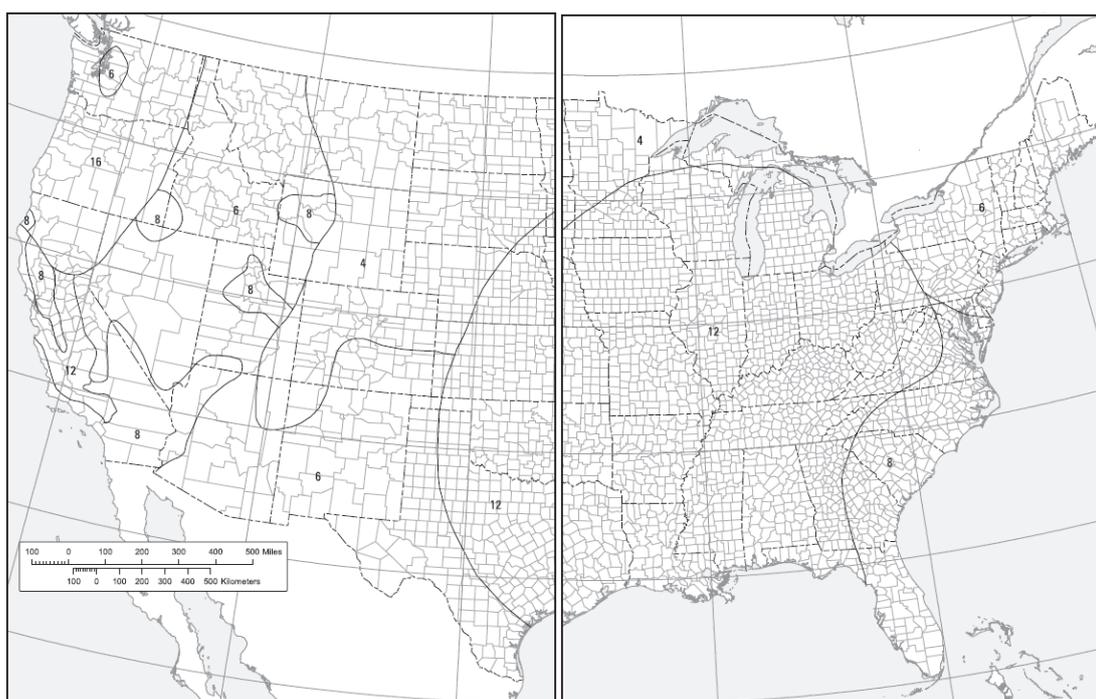
**Figura N° 35** – Mapa de Zonificación Sísmica Estadounidense de 1997.

Fuente: Norma UBC-97.

Teniendo como base que para Perú se obtuvo una aceleración  $Z = 0.35g$  y para Chile  $A_0 = 0.30g$ , se decidió tomar como referencia la zona sísmica estadounidense 3, con aceleración de  $0.30g$ . En base a esta referencia, se colocó la estructura en la esquina superior izquierda de los mapas actuales del ASCE 7-16 (Figuras N° 27 y N° 28), ya que es en esta zona donde se encuentran las aceleraciones más grandes para la antigua zona sísmica 3, obteniendo los parámetros de respuesta espectral  $S_s = 1.50g$  y  $S_1 = 0.60g$ .

#### 4.1.3.2. PERIODO DE TRANSICIÓN

El periodo de transición ( $T_L$ ) al igual que en la norma peruana, es un periodo que demarca el espectro de respuesta, señalando a partir de qué periodo las edificaciones poseen un desplazamiento constante antes cargas sísmicas. Este periodo se determina a partir del siguiente mapa brindado por el ASCE 7-16 y es independiente del perfil de suelo presente:



**Figura N° 36** – Mapa de Periodo de Transición,  $T_L$ .

Fuente: Norma ASCE 7-16 (*American Society of Civil Engineers, 2016*).

Como el edificio está ubicado en la esquina superior izquierda, el parámetro  $T_L$  correspondiente a esa zona tiene un valor aproximado mínimo de **6 segundos**. El valor exacto de este parámetro no tiene mayor influencia en el edificio en estudio ya que el periodo para un edificio de concreto armado de 5 pisos varía entre los 0.4 y 0.6 segundo. Este parámetro influye solamente en edificios de gran altura.

#### 4.1.3.3. PERFILES Y PARÁMETROS DE SUELO

El Capítulo 20 del ASCE 7-16 establece 5 perfiles sísmicos para la clasificación de los suelos. De forma resumida, junto a los parámetros que los caracterizan, se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla N° 27 – Perfiles del suelo y características – E.E.U.U.**

<b>Perfiles de Suelo y sus características – E.E.U.U.</b>				
<b>Suelo Tipo</b>		<b><math>V_s</math></b>	<b><math>N_{60}</math></b>	<b><math>S_u</math></b>
A	<b>Roca Dura</b>	$\geq 1500$	-	-
B	<b>Roca</b>	750 - 1500	-	-
C	<b>Suelos muy densos y roca blanda</b>	360 – 750	$> 50$	$> 0.100$
D	<b>Suelo rígido</b>	180 - 360	15 - 50	0.050 – 0.100
E	<b>Suelo de arcilla blanda</b>	$< 180$	$< 15$	$< 0.05$

Donde:  
 $V_{s30}$  = Velocidad de propagación de ondas de corte en los 30 metros superiores (m/s)  
 $N_{60}$  = Índice de penetración estándar.  
 $S_u$  = Resistencia al corte en condición no drenada del suelo (MPa)

Fuente: Adaptación de Norma ASCE 7-16 (*American Society of Civil Engineers, 2016*).

Según el perfil de suelo y parámetros de respuesta espectral dados por los mapas sísmicos, se determinan los coeficientes de sitio  $F_a$  y  $F_v$  según las siguientes tablas:

**Tabla N° 28 – Coeficiente de sitio para periodos cortos,  $F_a$ .**

<b>Coeficiente de Sitio para periodos cortos, <math>F_a</math></b>						
<b>Tipo de Suelo</b>	<b><math>S_s \leq 0.25</math></b>	<b><math>S_s = 0.50</math></b>	<b><math>S_s = 0.75</math></b>	<b><math>S_s = 1.0</math></b>	<b><math>S_s = 1.25</math></b>	<b><math>S_s \geq 1.50</math></b>
<b>A</b>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
<b>B</b>	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>C</b>	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
<b>D</b>	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
<b>E</b>	2.4	1.7	1.3	Ver 11.4.8 de ASCE 7-16		

Fuente: Adaptación de Norma ASCE 7-16 (*American Society of Civil Engineers, 2016*).

**Tabla N° 29 – Coeficiente de sitio para periodos largos,  $F_v$ .**

<b>Coeficiente de Sitio para periodos largos, <math>F_v</math></b>						
<b>Tipo de Suelo</b>	<b><math>S_1 \leq 0.1</math></b>	<b><math>S_1 = 0.2</math></b>	<b><math>S_1 = 0.3</math></b>	<b><math>S_1 = 0.4</math></b>	<b><math>S_1 = 0.5</math></b>	<b><math>S_1 \geq 0.6</math></b>
<b>A</b>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
<b>B</b>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
<b>C</b>	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
<b>D</b>	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
<b>E</b>	4.2	Ver 11.4.8 de ASCE 7-16				

Fuente: Adaptación de Norma ASCE 7-16 (*American Society of Civil Engineers, 2016*).

Según el Anexo N° 01, el valor del ensayo de penetración estándar del suelo sobre el cual se cimentará el edificio es de 45, por lo que le corresponde un perfil **D: Suelo Rígido**. En función de los parámetros de respuesta espectral y del perfil de suelo, los coeficientes  $F_a$  y  $F_v$  son **1.0** y **1.7**, respectivamente.

#### 4.1.3.4. ACELERACIONES DE LA RESPUESTA ESPECTRAL Y ACELERACIONES DEL ESPECTRO DE DISEÑO

Los parámetros de la respuesta espectral se ven modificados por los coeficientes de sitio, los cuales dependen del tipo de suelo sobre el que se ubica el edificio. Este valor modificado tiene por nombre “Aceleración de la respuesta espectral” ( $S_{MS}$  y  $S_{M1}$ ), y se calculan multiplicando los parámetros de la respuesta espectral por sus respectivos coeficientes de sitio.

$$S_{MS} = S_S \cdot F_a = 1.5 \cdot 1.0 = 1.50 \text{ g}$$

$$S_{M1} = S_1 \cdot F_v = 0.6 \cdot 1.7 = 1.02 \text{ g}$$

La norma ASCE 7-16 realiza los requerimientos de diseño para sismos menos severos que el Terremoto Máximo Considerado (MCE), realizando el diseño para sismos que se consideran que ocurren cada 500 años (McCormac, y otros, 2011). Los parámetros de respuesta de diseño ( $S_{DS}$  y  $S_{D1}$ ) se calculan multiplicando las aceleraciones de la respuesta espectral por un coeficiente de 2/3.

$$S_{DS} = 2/3 \cdot S_{MS} = 2/3 \cdot 1.50 = 1.00 \text{ g}$$

$$S_{D1} = 2/3 \cdot S_{M1} = 2/3 \cdot 1.02 = 0.68 \text{ g}$$

#### 4.1.3.5. CATEGORÍA DE RIESGO DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE IMPORTANCIA SÍSMICA

El ASCE 7-16 clasifica las edificaciones en cuatro categorías de riesgo en función de su uso, teniendo cada una un factor de importancia sísmica ( $I_e$ ) que representa la importancia que tiene la edificación ante la sociedad.

**Tabla N° 30 – Categoría de las Edificaciones y Factor de Importancia – E.E.U.U.**

<b>Categoría de Riesgo de las Edificaciones y Factor de Importancia Sísmica – E.E.U.U.</b>		
<b>Categoría de Riesgo</b>	<b>Descripción</b>	<b>Factor de Importancia Sísmica (<math>I_e</math>)</b>
<b>I</b>	Edificios y otras estructuras cuya falla representan un bajo riesgo a la vida humana (Instalaciones agrícolas, instalaciones temporales e instalaciones pequeñas de almacenaje).	1.00
<b>II</b>	Edificios y otras estructuras no pertenecientes en las categorías I, III y IV.	1.00
<b>III</b>	Edificios y otras estructuras cuya falla puede significar en un riesgo importante a la vida humana (Edificios con gran aglomeración de personas, escuelas, universidades).	1.25
<b>IV</b>	Edificios y otras estructuras diseñadas como esenciales y/o cuya falla representa un gran peligro a la comunidad (Hospitales, Estaciones de bomberos, Refugios, etc).	1.50

Fuente: Adaptación de Norma ASCE 7-16 (*American Society of Civil Engineers, 2016*).

El edificio del tema de tesis es parte de un hotel, por lo que pertenece a la **Categoría II**. Para esta categoría, le corresponde un factor de importancia sísmica  $I_e$  igual a 1.0.

#### **4.1.3.6. PESO SÍSMICO**

El punto 12.7.2. del ASCE 7-16 establece que el peso sísmico de una estructura debe contemplar el total de la carga muerta, y todas las siguientes cargas:

- En ambientes que sirven de almacenamiento, adicionar el 25% de la carga viva, excepto cuando esta adición de carga viva no representa más del 5% del peso sísmico en cada nivel, o en garajes públicos o parkings.
- En edificios donde se han contemplado particiones o separaciones de ambientes, adicionar el peso total de las particiones o un peso mínimo de 50 kg/m<sup>2</sup>.
- Adicionar el peso total de equipamiento permanente.
- Donde la carga de nieve en techos planos excede de 150 kg/m<sup>2</sup>, adicionar el 20% de esta carga.
- Peso de miradores y otros materiales en techos de jardín y ambientes similares.

Por lo tanto, para el peso sísmico del edificio se considera el total de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

#### **4.1.3.7. CATEGORÍAS DE DISEÑO SÍSMICO**

Dependiendo del tipo de suelo, de la categoría de riesgo de la edificación y de la ubicación geográfica, el ASCE 7-16 define las categorías de diseño sísmico A, B, C, D, E y F. Cada una de estas categorías tiene requisitos y límites específicos a tener en cuenta tanto para su concepción, su análisis y su diseño, siendo la categoría A la menos exigente y la categoría F la más exigente.

A las estructuras de categoría I, II y III, localizadas en zonas donde el parámetro  $S_1$  es mayor o igual a 0.75, se les asigna la categoría de diseño sísmico E.

A las estructuras de categoría IV, localizadas en zonas donde el parámetro  $S_1$  es mayor o igual a 0.75, se le asigna la categoría de diseño sísmico F.

Para todas las demás estructuras, la categoría de diseño sísmico se determina según las siguientes tablas:

**Tabla N° 31** – Categoría de diseño sísmico basada en parámetro de aceleración del espectro de diseño de periodo corto,  $S_{DS}$ .

Valor de $S_{DS}$	Categoría de Edificación	
	I, II o III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.330$	B	C
$0.330 \leq S_{DS} < 0.500$	C	D
$0.500 \leq S_{DS}$	D	D

Fuente: Adaptación de Norma ASCE 7-16 (*American Society of Civil Engineers, 2016*).

**Tabla N° 32** – Categoría de diseño sísmico basada en parámetro de aceleración del espectro de diseño de periodo largo,  $S_{D1}$ .

Valor de $S_{D1}$	Categoría de Edificación	
	I, II o III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.200$	C	D
$0.200 \leq S_{D1}$	D	D

Fuente: Adaptación de Norma ASCE 7-16 (*American Society of Civil Engineers, 2016*).

Sabiendo que el edificio pertenece a la categoría II, que el parámetro  $S_1$  es igual a 0.60g y los parámetros  $S_{DS}$  y  $S_{D1}$  son iguales a 1.00g y 0.68 g respectivamente, se le asigna la **Categoría de Diseño Sísmico D**.

#### 4.1.3.8. SISTEMAS ESTRUCTURALES Y COEFICIENTES SÍSMICOS

La norma ASCE 7-16 presenta seis principales sistemas estructurales:

- **SISTEMA DE MUROS DE CARGA: *Bearing Wall Systems***, son sistemas donde tanto las cargas de gravedad como las cargas sísmicas son soportadas por muros estructurales.
- **SISTEMA DE PÓRTICOS DE CONSTRUCCIÓN: *Building Frame Systems***, son sistemas donde las cargas de gravedad son soportadas por pórticos, y las cargas sísmicas son soportadas por riostras o muros estructurales.
- **SISTEMA DE PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO: *Moment-Resisting Frame Systems***, son sistemas donde tanto las cargas de gravedad como las cargas sísmicas son soportadas por pórticos.
- **SISTEMAS DUALES: *Dual Systems***, son sistemas donde tanto las cargas de gravedad como las cargas sísmicas son soportadas por una combinación de muros estructurales y pórticos, donde estos últimos deben soportar al menos el 25% de la carga sísmica.

- **SISTEMAS DE COLUMNAS EN VOLADIZO: *Cantilevered Column Systems***, son sistemas utilizados principalmente en estructuras de un piso o en azoteas. Columnas empotradas en su base son las encargadas de soportar tanto las cargas de gravedad como las cargas sísmicas.
- **SISTEMAS DE ACERO NO ESPECIFICAMENTE DETALLADOS PARA RESISTENCIA SÍSMICA: *Steel Systems Not Specifically Detailed for Seismic Resistance***, son sistemas estructurales de acero que no encajan en las categorías previamente mencionadas. Su uso está permitido solamente en zonas de baja sismicidad sísmica, pudiendo formar parte solo en estructuras pertenecientes a las categorías de diseño sísmico A, B o C.

Cada una de estas categorías contiene subcategorías, dependiendo del material y el sistema específico utilizado y se indica para que categorías de diseño sísmico puede utilizarse. Por ejemplo, dentro de la primera categoría, de muros de carga, se pueden encontrar las subcategorías de muros especiales de corte de concreto armado (utilizable en todas las categorías de diseño sísmico), muros ordinarios de corte de concreto armado (prohibidas en las categorías D, E y F), muros intermedios de corte de albañilería armada (prohibidas en las categorías D, E y F), muros ligeros de madera (utilizables en todas las categorías de diseño sísmico), etc.

Adicionalmente, cada subcategoría presenta tres factores a tener en cuenta en el análisis y diseño sísmico. El coeficiente de modificación de respuesta,  $R$ ; El factor de sobre-resistencia,  $\Omega_0$ ; y el factor de amplificación de las deformaciones,  $C_d$ .

El edificio en estudio está conformado por un **Sistema Dual** de pórticos especiales, cuyo subsistema es de **muros especiales de corte de concreto armado**. Para este sistema, los parámetros son  $R = 7$ ,  $\Omega_0 = 2 \frac{1}{2}$  y  $C_d = 5 \frac{1}{2}$ , según la tabla 12.2-1 del ASCE 7-16, traducida en el Anexo N° 02. De manera similar a la norma peruana, el sistema estructural está sujeto a verificación después del correspondiente análisis sísmico en el punto 6.3.3.

#### **4.1.3.9. REGULARIDAD ESTRUCTURAL**

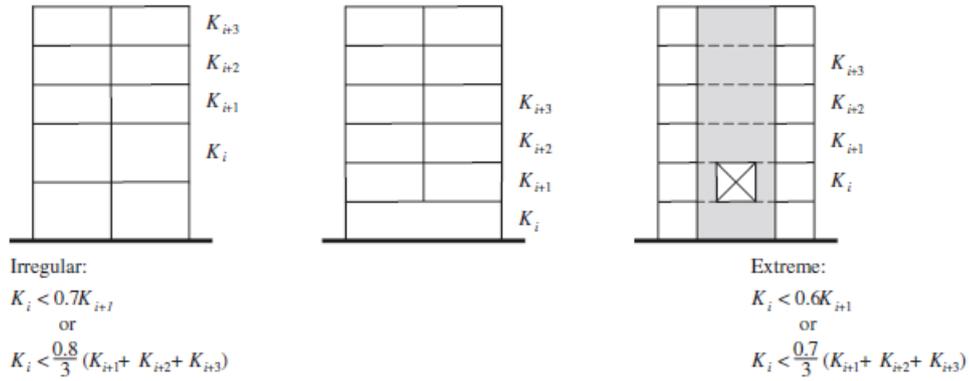
De forma similar a la norma peruana E.030, la norma norteamericana ASCE 7-16 establece criterios de irregularidad en planta (Horizontal) y en altura (Vertical) que se deben tener en cuenta al momento de concebir las estructuras.

Las irregularidades no se verifican en todas las estructuras, sino solo en las indicadas por la misma norma según la categoría de diseño sísmico. Si un edificio tiene dos o más irregularidades presentes, de manera horizontal o vertical por separado, debe ser diseñada como una estructura irregular. Y también, según la categoría de diseño sísmico, hay irregularidades que no están permitidas.

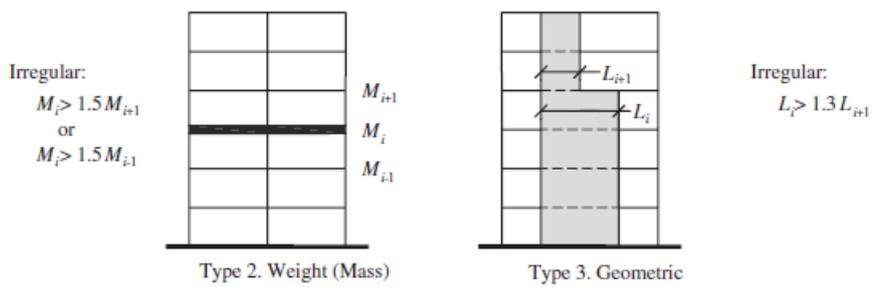
**Tabla N° 33 – Irregularidades Estructurales Verticales.**

<b>Irregularidades Estructurales Verticales</b>			
<b>Tipo</b>	<b>Irregularidad</b>	<b>Verificar en Categoría</b>	<b>Prohibido en Categoría</b>
1a.	<b>Rigidez – Irregularidad de Piso Blando:</b> Esta irregularidad existe cuando hay un piso en el cual la rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez del piso superior o menor que el 80% de la rigidez promedio de los tres pisos superiores.	D, E y F	-
1b.	<b>Rigidez - Irregularidad Extrema de Piso Blando:</b> Esta irregularidad existe cuando hay un piso en el cual la rigidez lateral es menor que el 60% de la rigidez del piso superior o menor que el 70% de la rigidez promedio de los tres pisos superiores.	D, E y F	E y F
2.	<b>Irregularidad de Masa o Peso:</b> Cuando el peso sísmico de un piso es mayor que 1.5 veces el peso sísmico de un piso adyacente. No aplicable en azoteas ni sótanos.	D, E y F	-
3.	<b>Irregularidad Geométrica Vertical:</b> Cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No aplicable en azoteas ni sótanos.	D, E y F	-
4.	<b>Irregularidad de Discontinuidad de Elementos Verticales Resistentes:</b> Esta irregularidad se da cuando hay una discontinuidad de los elementos verticales de los sistemas resistentes.	B, C, D, E y F	-
5a.	<b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes – Irregularidad de Piso Débil:</b> Esta irregularidad existe cuando la resistencia a cargas laterales en un piso es menor que el 80% de la resistencia del piso superior.	D, E y F	E y F
5b.	<b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes – Irregularidad Extrema de Piso Débil:</b> Esta irregularidad existe cuando la resistencia a cargas laterales en un piso es menor que el 65% de la resistencia del piso superior.	B, C, D, E y F	D, E y F

Fuente: Adaptación de Norma ASCE 7-16 (*American Society of Civil Engineers, 2016*).

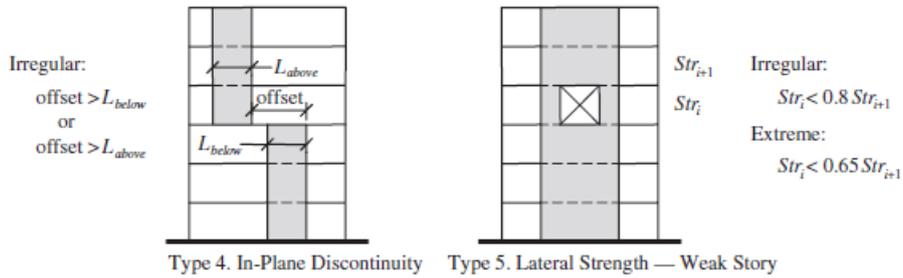


Type 1. Stiffness — Soft Story



Type 2. Weight (Mass)

Type 3. Geometric



Type 4. In-Plane Discontinuity

Type 5. Lateral Strength — Weak Story

**Figura N° 37 – Irregularidades Estructurales Verticales.**  
 Fuente: Norma ASCE 7-16 (American Society of Civil Engineers, 2016).

Tabla N° 34 – Irregularidades Estructurales Horizontales.

Irregularidades Estructurales Horizontales			
Tipo	Irregularidad	Verificar en Categoría	Prohibido en Categoría
1a.	<b>Irregularidad Torsional:</b> Esta irregularidad existe cuando, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo promedio de los dos extremos del edificio.	B, C, D, E y F	-
1b.	<b>Irregularidad Torsional Extrema:</b> Esta irregularidad existe cuando, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.4 veces el desplazamiento relativo promedio de los dos extremos del edificio.	B, C, D, E y F	E y F
2.	<b>Irregularidad por Esquinas Entrantes:</b> Esta irregularidad se da cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 15% de la correspondiente dimensión total en planta.	D, E y F	-
3.	<b>Irregularidad por Discontinuidad del Diafragma:</b> Esta irregularidad se da cuando se presentan aberturas que cubren un área mayor al 50% del área total del diafragma	D, E y F	-
4.	<b>Irregularidad de Desalineamiento Horizontal de Elementos Resistentes:</b> Esta irregularidad se da cuando hay un desalineamiento horizontal en la continuidad de al menos un elemento sismorresistente	B, C, D, E y F	-
5.	<b>Sistemas no Paralelos:</b> Esta irregularidad se da, cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos.	B, C, D, E y F	-

Fuente: Adaptación de Norma ASCE 7-16 (*American Society of Civil Engineers, 2016*).

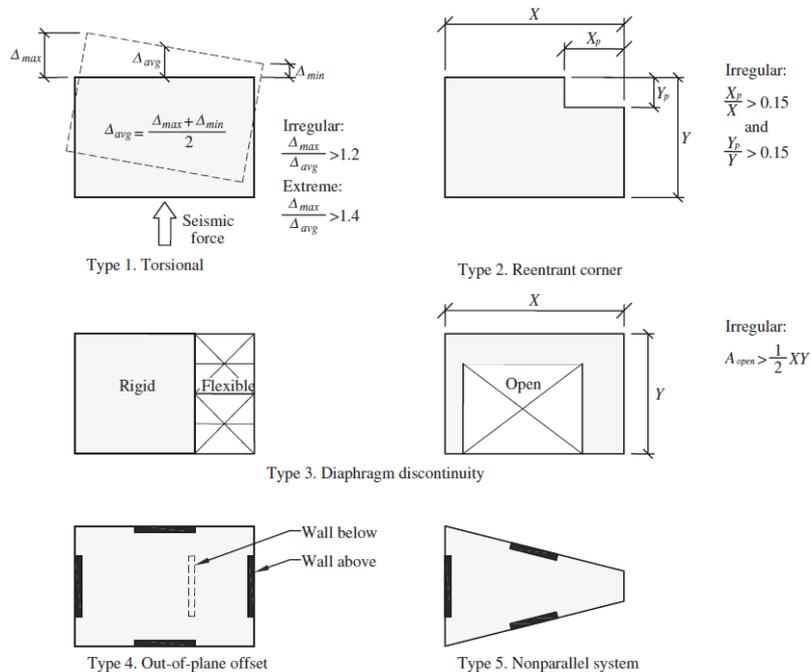


Figura N° 38 – Irregularidades Estructurales Horizontales.

Fuente: Norma ASCE 7-16 (*American Society of Civil Engineers, 2016*).

La única irregularidad prohibida en las estructuras de categoría D es la Irregularidad Extrema de Piso Débil (Irregularidad Horizontal 5b).

#### 4.1.3.10. ANÁLISIS ESTÁTICO

El método de análisis estático es un método aproximado cuyo uso está permitido en los siguientes casos:

- En todas las estructuras pertenecientes a las categorías de diseño sísmico B y C.
- A las estructuras pertenecientes a las categorías de diseño sísmico D, E y F pertenecientes a las categorías de riesgo I y II que no excedan de 2 niveles.
- A las estructuras pertenecientes a las categorías de diseño sísmico D, E y F que estén conformadas por pórticos ligeros.
- A las estructuras pertenecientes a las categorías de diseño sísmico D, E y F que no tengan irregularidades y no excedan los 50 m de altura.
- A las estructuras pertenecientes a las categorías de diseño sísmico D, E y F que excedan los 50 m de altura que no tengan irregularidades y cuyo periodo T sea menor que  $3.5 S_{D1}/S_{DS}$ .
- A las estructuras pertenecientes a las categorías de diseño sísmico D, E y F que no excedan los 50 m de altura y presenten solo las irregularidades horizontales 2, 3, 4 o 5 y solo las irregularidades verticales 4, 5a o 5b.

La cortante basal, V, para este método, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V = C_s \cdot W$$

Donde:

$V =$  Cortante basal (Ton)

$C_s =$  Coeficiente de respuesta sísmica

$W =$  Peso sísmico efectivo (Ton)

(American Society of Civil Engineers, 2016)

Esta fuerza también puede distribuirse en altura mediante las siguientes expresiones:

$$F_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \cdot V \quad \wedge \quad k = \begin{cases} 1.0; & \text{Si } T \leq 0.50 \text{ seg.} \\ 0.75 + 0.5T; & \text{Si } T > 0.50 \text{ seg.} \end{cases}$$

$F_i =$  Fuerza sísmica en el nivel i (Ton)

$P_i$  = Peso sísmico en el nivel  $i$  (Ton)

$h_i$  = Altura desde el nivel basal hasta el nivel  $i$  (m)

$k$  = Exponente relacionado con el periodo fundamental de la estructura

$V$  = Cortante basal (Ton)

(American Society of Civil Engineers, 2016)

El coeficiente de respuesta sísmica se determina mediante la siguiente expresión:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Donde este coeficiente no puede exceder los siguientes valores:

$$\text{Si } T \leq T_L, \text{ entonces } C_s \leq \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$\text{Si } T_L < T, \text{ entonces } C_s \leq \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2 \cdot \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Adicionalmente, en cualquier situación, el coeficiente  $C_s$  no debe ser menor de:

$$C_s = 0.044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \geq 0.01$$

Y si la estructura está ubicada en una zona donde el parámetro  $S_1$  es mayor o igual que 0.60 g, el parámetro  $C_s$  no debe ser menor de:

$$C_s = \frac{0.5 \cdot S_{D1}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

El periodo fundamental de vibración ( $T$ ) puede ser determinado mediante un análisis dinámico, pero no puede exceder de la multiplicación de los coeficientes  $C_u$  y  $T_a$ , los cuales se determinan mediante las siguientes tablas y la siguiente expresión:

**Tabla N° 35** – Tabla para determinar los coeficientes  $C_t$  y  $x$  para el análisis estático.

Sistema Estructural	$C_t$	$x$
Sistemas de Pórticos de Acero Estructural	0.0724	0.80
Sistemas de Pórticos de Concreto Armado	0.0466	0.90
Pórticos de Acero Estructural Arriostrados Excéntricamente	0.0731	0.75
Pórticos con Riostras de Pandeo Restringido	0.0731	0.75
Todas las demás estructuras	0.0488	0.75

Fuente: Adaptación de Norma ASCE 7-16 (American Society of Civil Engineers, 2016).

**Tabla N° 36** – Tabla para determinar el coeficiente  $C_u$  para el análisis estático.

Parámetro de Respuesta de Diseño para periodos largos, $S_{D1}$	$C_u$
$\geq 0.40$	1.4
0.30	1.4
0.20	1.5
0.15	1.6
$\leq 0.10$	1.7

Fuente: Adaptación de Norma ASCE 7-16 (*American Society of Civil Engineers, 2016*).

$$T_a = C_t \cdot h^x$$

Donde:

$T_a$  = Periodo fundamental de vibración aproximado (seg)

$C_t$  y  $x$  = Coeficientes

$h$  = Altura del Edificio (m)

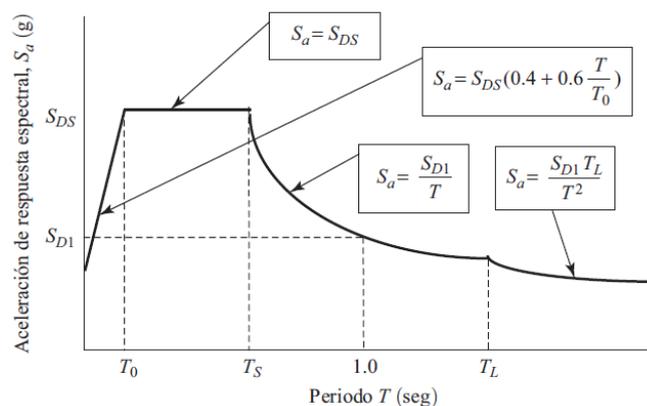
(American Society of Civil Engineers, 2016)

El edificio en estudio es de 17.65 metros de altura, cuyo sistema estructural es de muros de corte con pórticos especiales de concreto armado y posee un parámetro  $S_{D1}$  igual a 0.68 segundos, por lo que los parámetros  $C_t$ ,  $x$ ,  $T_a$  y  $C_u$  son **0.0488**, **0.75**, **0.42** y **1.4** respectivamente. Por lo tanto, el valor máximo que puede tomar el coeficiente T de la edificación es igual a  $C_u \cdot T_a = 1.4 \cdot 0.42 = 0.588$  seg.

Al igual que con la norma peruana, este método se utilizó para la determinación de las irregularidades, mas para el diseño en sí se utilizó el método de análisis dinámico.

#### 4.1.3.11. ANÁLISIS DINÁMICO

Para el análisis dinámico, la norma define directamente el siguiente espectro de respuesta de diseño,  $S_a$ , en función de los parámetros definidos anteriormente:



**Figura N° 39** – Espectro de Respuesta de Diseño.

Fuente: Diseño de Concreto Reforzado (*McCormac, y otros, 2011*).

Las funciones y los rangos que conforman el mencionado espectro de diseño son:

$$\text{Si } T \leq T_0, \text{ entonces } S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

$$\text{Si } T_0 \leq T \leq T_S, \text{ entonces } S_a = S_{DS}$$

$$\text{Si } T_S \leq T \leq T_L, \text{ entonces } S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

$$\text{Si } T_L \leq T, \text{ entonces } S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2}$$

Donde:

$T =$  Periodo fundamental de la estructura (seg)

$$T_0 = 0.2 \left( \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \right) \text{ (seg)}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \text{ (seg)}$$

$T_L =$  Periodo largo de transición (seg)

(American Society of Civil Engineers, 2016)

Para poder realizar el análisis modal espectral, se toma este espectro y es multiplicado por el factor de importancia sísmica,  $I_e$ , y dividido por el coeficiente de modificación de respuesta,  $R$ .

El periodo de vibración puede ser como máximo el valor de  $C_u T_a$ .

Si la cortante dinámica  $V_t$  es menor que la cortante estática  $V$ , las fuerzas de diseño (no el espectro) deben escalarse de tal manera que la cortante dinámica sea igual a la cortante estática.

#### 4.1.3.12. DESPLAZAMIENTOS REALES O INELÁSTICOS

Para determinar los desplazamientos reales, o inelásticos, de la estructura, se toman los desplazamientos obtenidos del análisis estático o dinámico, se multiplican por el factor de amplificación de deflexiones,  $C_d$ , y se dividen por el factor de importancia sísmica,  $I_e$ .

$$\delta = \frac{C_d \cdot \delta_e}{I_e}$$

Donde:

$\delta =$  Desplazamiento Real (m)

$C_d$  = Factor de amplificación de desplazamientos

$\delta_e$  = Desplazamiento obtenido del análisis estructural (m)

$I_e$  = Factor de importancia sísmica

(American Society of Civil Engineers, 2016)

Si la cortante basal dinámica  $V_t$  es menor que  $C_s \cdot W$ , donde  $C_s$  es  $0.5 \cdot S_1 \cdot I_e / R$ , los desplazamientos obtenidos dinámicamente deben ser amplificados por  $C_s \cdot W / V_t$ .

#### 4.1.3.13. DISTORSIONES DE ENTREPISO

Los límites de distorsiones de entrepiso, según la norma ASCE 7-16, son los siguientes:

Tabla N° 37 – Distorsión límite de entrepiso – E.E.U.U.

Estructura	Categoría de Edificación		
	I o II	III	IV
Estructuras distintas de muros de corte de albañilería, de 4 pisos o menos, con muros interiores, separaciones, techos y sistemas de muros exteriores que han sido diseñados para cumplir las derivas.	0.025	0.020	0.015
Estructuras de muros de corte en voladizo de albañilería	0.010	0.010	0.010
Otras estructuras de muros de corte de albañilería	0.007	0.007	0.007
Todas las demás estructuras	0.020	0.015	0.010

Fuente: Adaptación de Norma ASCE 7-16 (American Society of Civil Engineers, 2016).

La estructura en estudio, perteneciente a la categoría de riesgo II, cae dentro de la cuarta categoría **Todas las demás estructuras**, por lo que el límite de distorsiones es de **0.020**.

## 4.2. NORMAS DE CONCRETO ARMADO EN PERÚ, CHILE Y ESTADOS UNIDOS

Las normas de concreto armado utilizadas en el presente tema de tesis fueron:

- **Perú:** E.060 – Concreto Armado (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2013).
- **Estados Unidos:** ACI 318RS-14 – Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (American Concrete Institute, 2014).
- **Chile:** ACI 318RS-08 – Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (American Concrete Institute, 2008).
- **Chile:** D.S. N°60 – 2011 – Aprueba Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga el decreto N°118, de (V. y U.), de 2010 (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011).

En el caso de Chile, el D.S. N°60 – 2011 es un decreto que modifica las disposiciones del ACI 318RS-08 (vigente en Chile y reemplazando la norma NCh 430), adaptándolo a los requerimientos del país.

### 4.2.1. MÓDULOS DE ELASTICIDAD

Según cada normativa, los módulos de elasticidad del concreto y del acero están definido por las siguientes expresiones:

**Tabla N° 38** – Expresiones para el cálculo de módulos de elasticidad.

Cálculo de Módulo de Elasticidad del Concreto y el Acero		
Perú	Chile	E.E.U.U.
E.060	ACI 318RS-08 + D.S. N°60 2011	ACI 318RS-14
Art. 8.5.2	Art. 8.5.1	Art. 19.2.2.1
$E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$	$E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$	
Art. 8.5.6	Art. 8.5.2	Art. 21.2.2.1
$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$		
Donde:		
$E_s = \text{Módulo de elasticidad del acero } (\text{kg/cm}^2)$		
$E_c = \text{Módulo de elasticidad del concreto } (\text{kg/cm}^2)$		
$f'_c = \text{Resistencia a la compresión del concreto } (\text{kg/cm}^2)$		

El proyecto se realizó con un concreto con  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , por lo que los módulos de elasticidad del concreto son los siguientes:

**Tabla N° 39 – Valor de Módulo de Elasticidad del concreto.**

<b>Módulo de Elasticidad del Concreto</b>		
<b>Perú</b>	<b>Chile</b>	<b>E.E.U.U.</b>
<b>E.060</b>	<b>ACI 318RS-08 + D.S. N°60 2011</b>	<b>ACI 318RS-14</b>
<b>Art. 8.5.2</b>	<b>Art. 8.5.1</b>	<b>Art. 19.2.2.1</b>
$E_c = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 218819.79 \text{ kg/cm}^2$	

#### **4.2.2. FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGA**

Cada una de las normas de concreto armado establece los factores con los que se amplifican las cargas, a excepción de la norma chilena. Las ampliaciones de cargas en el territorio chileno están normadas por la norma *NCh 3171 – Diseño Estructural, Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga* (Instituto Nacional de Normalización, 2010). Las combinaciones de carga que se utilizaron en el presente tema de tesis fueron:

**Tabla N° 40 – Combinaciones de Carga.**

<b>COMBINACIONES DE CARGA</b>		
<b>Perú</b>	<b>Chile</b>	<b>E.E.U.U.</b>
<b>E.060</b>	<b>NCh 3171</b>	<b>ACI 318-14</b>
<b>Art. 9.2.</b>	<b>Art. 9.1.1.</b>	<b>Art. 5.3.1.</b>
-	1.4 CM	1.4 CM
1.4 CM + 1.7 CV	1.2 CM + 1.6 CV	1.2 CM + 1.6 CV
1.25 CM + 1.25 CV + CS	1.2 CM + CV + 1.4 CS	1.2 CM + CV + CS
1.25 CM + 1.25 CV - CS	1.2 CM + CV - 1.4 CS	1.2 CM + CV - CS
0.9 CM + CS	0.9 CM + 1.4 CS	0.9 CM + CS
0.9 CM - CS	0.9 CM - 1.4 CS	0.9 CM - CS

Las cargas muertas están representadas por el símbolo CM, las cargas vivas por CV y las cargas sísmicas por CS.

Como se puede observar, la carga sísmica en el caso chileno se amplifica por un coeficiente de 1.4, lo que significa que los valores obtenidos mediante la normativa chilena son valores de servicio, mientras que los obtenidos mediante las otras normativas son valores últimos.

### 4.2.3. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

Los principales factores de reducción de resistencia utilizados en el presente tema de tesis, según cada normativa, son los siguientes:

Tabla N° 41 – Factores de reducción de resistencia.

FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA ( $\phi$ )			
Efecto	Perú	Chile	E.E.U.U.
	E.060	ACI 318-08 + D.S. N°60 2011	ACI 318-14
	Art. 9.3.2.	Art. 9.1.1.	Art. 21.2.1.
Flexión sin carga axial	0.9	0.65 a 0.90	0.65 a 0.90
Carga axial de tracción con o sin flexión	0.9		
Carga axial de compresión con o sin flexión	0.7		
Cortante	0.85	0.75	0.75
Torsión	0.85	0.75	0.75

En el caso de los tres primeros efectos, para las normativas chilena y norteamericana, el factor de reducción de resistencia  $\phi$  varía linealmente según el siguiente gráfico.

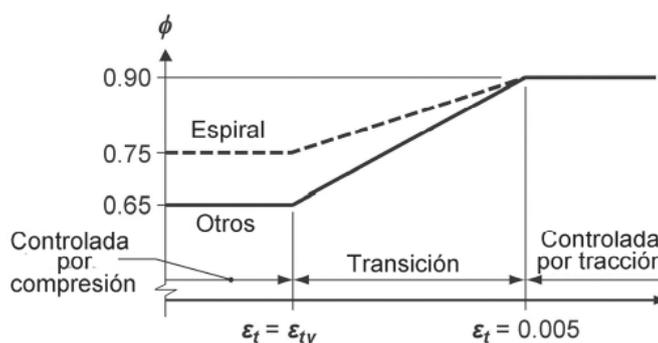


Figura N° 40 – Variación de  $\phi$  con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción.

Fuente: ACI 318RS-14 (American Concrete Institute, 2014).

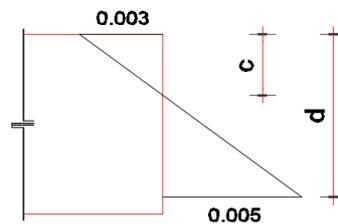
El valor de la deformación unitaria de fluencia del acero,  $\epsilon_{ty}$ , es igual a  $f_y/E$ , donde  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero y  $E$  el módulo de Elasticidad. Para el proyecto se utilizó un acero con:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, la deformación unitaria de fluencia del acero,  $\epsilon_{ty}$ , para el análisis con las distintas normativas, es de 0.0021.

Para que un elemento tenga un  $\emptyset = 0.90$ , la deformación unitaria de tracción en el acero extremo a tracción debe ser mayor o igual que 0.005. Si la deformación unitaria está entre la deformación unitaria de fluencia (0.0021) y el valor de 0.005, el valor de  $\emptyset$  varía linealmente desde 0.65 hasta 0.90 (0.75 hasta 0.90 en el caso de columnas con espirales). En Perú, basta con que la deformación unitaria del acero sea mayor que 0.0021 para que el valor de  $\emptyset$  sea igual a 0.90.

En el caso de las otras normas, para poder garantizar un  $\emptyset$  igual a 0.90, se puede estimar una cuantía máxima que garantice la deformación del acero de la siguiente manera:



$$c = 0.375d$$

$$Cc = 0.85f'_c b(\beta_1 c)$$

$$T = A_s f_y$$

$$A_s = \frac{0.85f'_c b(\beta_1)(0.375d)}{f_y}$$

Para un  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , el valor de  $\beta_1$  es 0.85. Teniendo un  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , para poder garantizar un  $\emptyset$  igual a 0.90, las secciones rectangulares de viga deben tener una cuantía máxima de:

$$\rho = 0.0135$$

En el caso en que la cuantía de acero sobrepasa este valor, la deformación unitaria del acero a tracción es menor a 0.005 por lo que el valor de  $\emptyset$  varía linealmente entre los límites indicados.

## 4.2.4. DETALLES DEL REFUERZO

### 4.2.4.1. DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLADO

Para garantizar un correcto comportamiento de las barras, las normas establecen el diámetro mínimo que se le debe dar al doblado de barras.

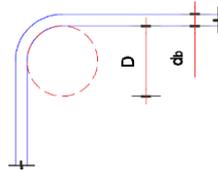


Figura N° 41 – Ilustración de diámetro de doblado.

El diámetro mínimo interno de doblado para barras longitudinales en tracción, para las distintas normativas, está dado por:

Tabla N° 42 – Cálculo de diámetro mínimo de doblado para barras corrugadas en tracción.

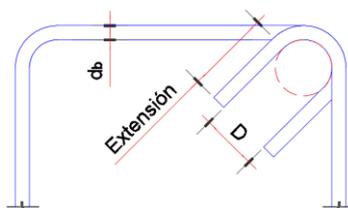
Diámetro mínimo de doblado para barras en tracción				
Diámetro de Barras		1/4" a 1"	1 1/8" a 1 3/8"	1 11/16" a 2 1/4"
Perú	E.060	$6d_b$	$8d_b$	$10d_b$
	Art. 7.2.1			
E.E.U.U.	ACI 318RS-14			
	Art. 25.3.1			
Chile	ACI 318RS-08 + DS N°60 2011			
	Art 7.2.1			

El valor de los diámetros mínimos de doblado, para los aceros utilizados en el proyecto, son:

Tabla N° 43 – Diámetro mínimo de doblado para barras corrugadas en tracción.

Diámetro mínimo de doblado para barras en tracción ( $L_{dc}$ ) (cm)			
$d_b$	Perú	Chile	EEUU
8mm		4.8	
3/8"		5.7	
12mm		7.2	
1/2"		7.6	
5/8"		9.5	
3/4"		11.4	
1"		15.2	

En el caso de estribos y grapas, la geometría es la siguiente:



**Figura N° 42** – Ilustración de dimensiones en estribos.

Los diámetros mínimos de doblado, según las distintas normativas, están dados por:

**Tabla N° 44** – Cálculo de diámetro mínimo de doblado para estribos y grapas.

Diámetro mínimo de doblado para estribos y grapas			
Diámetro de Barras		5/8" y menores	Barras mayores
Perú	E.060	$4d_b$	Según tabla anterior
	Art. 7.2.2		
E.E.U.U.	ACI 318RS-14		
	Art. 25.3.2		
Chile	ACI 318RS-08 + DS N°60 2011		
	Art 7.2.2		

El diámetro interno de doblado de los estribos y grapas utilizados son:

**Tabla N° 45** – Diámetro mínimo de doblado para barras corrugadas en tracción.

Diámetro mínimo de doblado para estribos y grapas ( $L_{dc}$ ) (cm)			
$d_b$	Perú	Chile	EEUU
6mm		2.4	
8mm		3.2	
3/8"		3.8	

También se establece una extensión recta después del doblado según las siguientes expresiones:

**Tabla N° 46** – Cálculo de extensión de estribos y ganchos.

Extensión en estribos y ganchos				
Norma	Sin responsabilidad sísmica		Con responsabilidad sísmica	
	E.060	Art. 7.1.3	6db	Art. 21.1
ACI 318RS-08 + DS N°60 2011	Art 7.1.3	Art 21.5.3		6 db o 7.5 cm
ACI 318RS-14	Art. 25.3.2	6 db o 7.5 cm	Art 25.3.2	

Las medidas de la extensión para los estribos y grapas utilizados, son los siguientes:

**Tabla N° 47 – Extensión de estribos y ganchos.**

Extensión en estribos y ganchos (cm)						
db	Sin responsabilidad sísmica			Con responsabilidad sísmica		
	Perú	Chile	E.E.U.U.	Perú	Chile	E.E.U.U.
6mm	0.036		7.5	7.5		
8mm	0.048					
3/8"	0.057			7.6 ≈ 8	7.5	

#### 4.2.5. LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES

##### 4.2.5.1. LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TRACCIÓN ( $L_d$ )

Las longitudes de desarrollo para barras en tracción, según cada normativa, se calculan con las siguientes expresiones:

**Tabla N° 48 – Cálculo de Longitud de desarrollo de barras en tracción.**

Longitud de desarrollo de barras en tracción ( $L_d$ )			
Diámetro de Barras		Barras de 3/4" y menores	Barras mayores de 3/4"
Perú	E.060	$\max \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{8.2 \sqrt{f'_c}} \right) d_b \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$	$\max \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{6.6 \sqrt{f'_c}} \right) d_b \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$
	Art. 12.2.2		
E.E.U.U.	ACI 318RS-14	$\max \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$	$\max \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e}{5.3 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$
	Art. 25.4.2.2		
Chile	ACI 318RS-08 + DS N°60 2011	$\max \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$	$\max \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e}{5.3 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$
	Art 12.2		
<p>Donde:</p> <p><math>f_y</math> = Esfuerzo de fluencia del acero = 4200 kg/cm<sup>2</sup></p> <p><math>f'_c</math> = Resistencia a la compresión del concreto = 210 kg/cm<sup>2</sup></p> <p><math>\psi_t</math> = Factor de posición de la barra</p> <p><math>\psi_e</math> = Factor por tratamiento superficial de la barra</p> <p><math>\lambda</math> = Factor por peso de concreto</p> <p><math>d_b</math> = Diámetro de la barra</p>			

**Tabla N° 49 – Factores que afectan la longitud de desarrollo de barras en tracción.**

Factores que afectan la longitud de desarrollo de barras en tracción				
Factor	Descripción	Perú	Chile	E.E.U.U.
		E.060	ACI 318RS-08 + DS N°60 2011	ACI 318RS-14
		Art. 12.2.4	Art. 12.2.4	Art. 25.4.2.4
$\psi_t$	Barras superiores, que tienen 300 mm o más de concreto por debajo de ellas	1.3		
	Otras barras	1		
$\psi_e$	Barras con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que 3db o espaciamiento libre menor que 6db	1.5		
	Otras barras o alambres con tratamiento superficial epóxico	1.2		
	Barras sin tratamiento superficial	1		
$\lambda$	Concreto liviano	1.3	0.75	0.75
	Concreto de peso normal	1		

Se utilizaron barras sin tratamiento superficial y concreto de peso normal, por lo que las longitudes de desarrollo para los distintos diámetros de barra utilizados son:

**Tabla N° 50 – Longitudes de desarrollo de barras a tracción.**

Longitud de desarrollo de barras a tracción ( $L_d$ ) (cm)						
$d_b$	Barras Superiores			Otras Barras		
	Perú	E.E.U.U. y Chile	Variación	Perú	E.E.U.U. y Chile	Variación
8mm	36.8 ≈ 40	45.7 ≈ 50	24.24%	30.0 ≈ 30	35.1 ≈ 35	24.24%
3/8"	43.8 ≈ 45	54.4 ≈ 55		33.7 ≈ 35	41.8 ≈ 45	
12mm	55.1 ≈ 55	68.5 ≈ 70		42.4 ≈ 45	52.7 ≈ 55	
1/2"	58.4 ≈ 60	72.5 ≈ 75		44.9 ≈ 45	55.8 ≈ 60	
5/8"	72.9 ≈ 75	90.6 ≈ 95		56.1 ≈ 60	69.7 ≈ 70	
3/4"	87.5 ≈ 90	108.8 ≈ 110	24.53%	67.3 ≈ 70	83.7 ≈ 85	24.53%
1"	145.0 ≈ 145	180.6 ≈ 185		111.5 ≈ 115	138.9 ≈ 140	

Se puede notar que las longitudes según norma chilena y norteamericana son mayores en un 24% aproximadamente que las longitudes según norma peruana.

#### 4.2.5.2. LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN COMPRESIÓN ( $L_{dc}$ )

Las longitudes de desarrollo de barras en compresión se calculan con las siguientes expresiones:

**Tabla N° 51** – Cálculo de Longitud de desarrollo de barras en compresión.

Longitud de desarrollo de barras en compresión ( $L_{dc}$ )		
Perú	Chile	E.E.U.U.
E.060	ACI 318RS-08 + DS N°60 2011	ACI 318RS-14
Art 12.3	Art 12.3	Art 25.4.9
$\max \begin{cases} \frac{0.075f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \\ (0.0044f_y)d_b \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$	$\max \begin{cases} \frac{0.075f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}} d_b \\ (0.0044f_y)d_b \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$	$\max \begin{cases} \frac{0.075f_y\psi_r}{\lambda\sqrt{f'_c}} d_b \\ (0.0044f_y)d_b \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$
<p>Donde:</p> <p><math>f_y</math> = Esfuerzo de fluencia del acero = <math>4200 \text{ kg/cm}^2</math></p> <p><math>f'_c</math> = Resistencia a la compresión del concreto = <math>210 \text{ kg/cm}^2</math></p> <p><math>\psi_r</math> = Factor de refuerzo de confinamiento = 1</p> <p><math>\lambda</math> = Factor por peso de concreto = 1</p> <p><math>d_b</math> = Diámetro de la barra</p>		

En este caso, las longitudes resultaron las mismas según las distintas normas:

**Tabla N° 52** – Longitudes de desarrollo de barras a compresión.

Longitud de desarrollo de barras en compresión ( $L_{dc}$ ) (cm)			
$d_b$	Perú	Chile	EEUU
8mm		20.0 ≈ 20 cm	
3/8"		20.7 ≈ 25 cm	
12mm		26.1 ≈ 30 cm	
1/2"		27.6 ≈ 30 cm	
5/8"		34.5 ≈ 35 cm	
3/4"		41.4 ≈ 45 cm	
1"		55.2 ≈ 60 cm	

### 4.2.5.3. DESARROLLO DE GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCIÓN ( $L_{dg}$ )

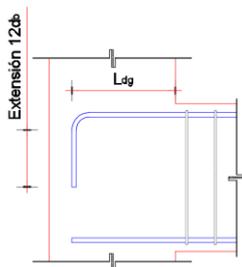


Figura N° 43 – Gancho estándar.

Las longitudes de desarrollo de ganchos estándar se calculan con las siguientes expresiones:

Tabla N° 53 – Cálculo de gancho estándar en tracción.

Desarrollo de ganchos estándar en tracción ( $L_{dg}$ )		
Perú	Chile	E.E.U.U.
E.060	ACI 318RS-08 + DS N°60 2011	ACI 318RS-14
Art 12.5	Art 12.5	Art 25.4.3
$\max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.075 f_y \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} d_b \\ 8d_b \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$	$\max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.075 f_y \psi_e}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \\ 8d_b \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$	$\max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.075 f_y \psi_e \psi_c \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \\ 8d_b \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$
Donde: $f_y =$ Esfuerzo de fluencia del acero = $4200 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c =$ Resistencia a la compresión del concreto = $210 \text{ kg/cm}^2$ $\psi_e =$ Factor por tratamiento superficial de la barra = 1 $\psi_c =$ Factor por recubrimiento = 1 $\psi_r =$ Factor de refuerzo de confinamiento = 1 $\lambda =$ Factor por peso de concreto = 1 $d_b =$ Diámetro de la barra		

Las longitudes de gancho estándar en tracción para los distintos diámetros utilizados son:

Tabla N° 54 – Longitudes de desarrollo de barras a compresión.

Longitud de desarrollo de gancho estándar ( $L_{dg}$ ) (cm)			
$d_b$	Perú	Chile	EEUU
8mm		17.4 ≈ 20 cm	
3/8"		20.7 ≈ 25 cm	
12mm		26.1 ≈ 30 cm	
1/2"		27.6 ≈ 30 cm	
5/8"		34.5 ≈ 35 cm	
3/4"		41.4 ≈ 45 cm	
1"		55.2 ≈ 60 cm	

## 4.2.6. FLEXIÓN

### 4.2.6.1. ACERO MÍNIMO A FLEXIÓN

Para vigas, el acero mínimo a flexión está determinado por las siguientes expresiones:

**Tabla N° 55 – Acero mínimo a flexión en vigas rectangulares y T.**

Acero mínimo a flexión en vigas rectangulares y T			
	Vigas rectangulares y T con ala en compresión	Vigas T con ala en tracción	
<b>PERU</b>	<b>Art. 10.5.2</b>	<b>Art 10.5.1</b>	
<b>E.060</b>	$\frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$	<p>La norma peruana no da una expresión específica para este caso, sin embargo, expresa que el acero mínimo a flexión en cualquier sección debe ser el necesario para soportar por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento <math>\phi M_n \geq 1.5M_{cr}</math>, donde</p> $M_{cr} = \frac{2\sqrt{f'_c} I_g}{Y_t}$ <p>Este momento valor varía según la geometría de la sección, por lo que no se puede poner una expresión general para sección T.</p>	
<b>CHILE Y EEUU</b>	<b>Art 10.5.1 (Chile)</b>	<b>Art 10.5.2 (Chile)</b>	
	<b>Art 9.6.1.2. (EEUU)</b>	<b>Art 9.6.1.2 (EEUU)</b>	
		<b>Viga isostática</b>	<b>Viga hiperestática</b>
<b>ACI 318RS-08 + DS N°60 2011 (Chile)</b>	$\max \begin{cases} \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \\ \frac{14}{f_y} b_w d \end{cases}$	$\min \begin{cases} \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} (2b_w) d \\ \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_e d \end{cases}$	$\max \begin{cases} \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \\ \frac{14}{f_y} b_w d \end{cases}$
<b>ACI 318RS-14 (EEUU)</b>			

Para losas macizas, el acero mínimo a flexión y de control de fisuras está determinado por:

**Tabla N° 56 – Acero mínimo en losas macizas.**

Acero mínimo en losas macizas		
Perú	Chile	E.E.U.U.
E.060	ACI 318RS-08 + DS N°60 2011	ACI 318RS-14
Art 9.7.2	Art 7.12.2.1	Art 7.6.1.1
0.0018bh	0.0018bh	$\max \begin{cases} \frac{0.0018 * 4200 * bh}{f_y} \\ 0.0014bh \end{cases}$

#### 4.2.6.2. ACERO MÁXIMO A FLEXIÓN

Para vigas, el acero máximo a flexión está determinado por las siguientes expresiones:

**Tabla N° 57 – Acero máximo a flexión en vigas rectangulares y losas.**

Acero máximo a flexión en vigas	
<b>PERU</b>	<b>Art. 10.3.4</b>
<b>E.060</b>	En elementos no preesforzados sujetos a flexión ..., el refuerzo de acero en tracción no deberá exceder de $0.75A_{sb}$ , donde $A_{sb}$ es la cantidad de acero en tracción que produce la falla balanceada.
<b>CHILE</b>	<b>Art 10.3.5</b>
<b>ACI 318RS-08 + DS N°60 2011</b>	Para elementos no preesforzados en flexión ..., $\epsilon_t$ en el estado de resistencia nominal no debe ser menor de 0.004.
<b>EEUU</b>	<b>Art 7.3.3.1 – 8.3.3.1 – 9.3.3.1</b>
<b>ACI 318RS-14</b>	Para losas y vigas no preesforzadas, $\epsilon_t$ debe ser al menos 0.004.

#### 4.2.7. FUERZA CORTANTE

##### 4.2.7.1. RESISTENCIA DEL CONCRETO

La magnitud de la fuerza cortante que es capaz de soportar una viga de concreto, según las distintas normativas, está dado por las siguientes expresiones:

**Tabla N° 58 – Resistencia nominal al corte, proporcionada por el concreto en vigas.**

Resistencia nominal al corte, proporcionada por el concreto en vigas ( $V_c$ )		
Perú	Chile	E.E.U.U.
<b>E.060</b>	<b>ACI 318RS-08 + DS N°60 2011</b>	<b>ACI 318RS-14</b>
<b>Art 11.3.1.1</b>	<b>Art 11.2.1.1</b>	<b>Art 22.5.5.1</b>
$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$	$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$	$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$
Donde: $\lambda = \text{Factor por peso de concreto} = 1(\text{concreto de peso normal})$		

#### 4.2.8. CONTROL DE DEFLEXIONES

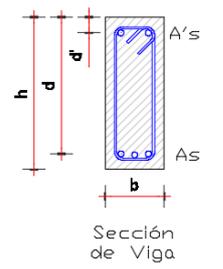
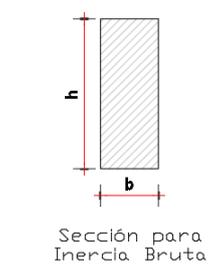
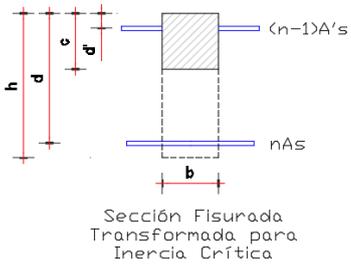
##### 4.2.8.1. DEFLEXIONES INSTANTÁNEAS

Las deflexiones instantáneas o inmediatas (Ottazi Pasino, 2011) son aquellas que se dan por el efecto instantáneo que tienen las cargas sobre los elementos. Su determinación se da directamente del análisis estructural elástico, teniendo en cuenta el agrietamiento de las secciones y el aporte del acero de refuerzo.

Para el cálculo de estas deflexiones, se tienen en cuenta tres tipos de inercias: la inercia bruta, la inercia crítica en estado de agrietamiento y una inercia efectiva.

La inercia bruta es la inercia de la sección de concreto sin considerar el efecto que tienen los refuerzos de acero. La inercia crítica en estado de agrietamiento es la inercia que se da cuando la totalidad del concreto en tracción se ha fisurado, por lo que no aporta al cálculo de la inercia.

**Tabla N° 59 – Inercias para el cálculo de deflexiones.**

<b>Inercias de secciones rectangulares para el cálculo de deflexiones (<math>I_g</math> e <math>I_{cr}</math>)</b>		
 <p style="text-align: center;">Sección de Viga</p>	 <p style="text-align: center;">Sección para Inercia Bruta</p>	 <p style="text-align: center;">Sección Fisurada Transformada para Inercia Crítica</p>
<b>Cálculo de Inercias</b>	$I_g = \frac{bh^3}{12}$	<p>El valor de <math>c</math> se calcula de resolver la ecuación:</p> $\frac{bc^2}{2} + [(n-1)A's + nAs]c - [(n-1)A'sd' + nAsd] = 0$ <p>Una vez obtenido <math>c</math>, la inercia crítica se calcula con:</p> $I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nAs(d-c)^2 + (n-1)A's(c-d')^2$

El valor de  $n$  es la relación entre los módulos de elasticidad del acero y del concreto ( $E_s/E_c$ ), el cual tiene un valor promedio de 9 para las tres normativas con  $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ .

Gianfranco Ottazzi (Ottazi Pasino, 2011) y James K. Wight (Wight, y otros, 2012) mencionan que, para preveer el efecto del flujo plástico o creep en el elemento, se utiliza un factor de  $(2n-1)$  para la transformación de acero en compresión a concreto, en lugar de  $(n-1)$ . Debido a que las diferencias entre utilizar el primer factor frente al segundo son muy pequeñas y brinda resultados más conservadores, se utilizó el primer factor para los respectivos cálculos.

La inercia efectiva es la inercia normada que se utiliza para el cálculo de las deflexiones. Según cada normativa, se calcula de la siguiente manera:

**Tabla N° 60 – Valor de inercia efectiva para el control de deflexiones.**

Valor de Inercia Efectiva ( $I_e$ )			
	Perú	Chile	E.E.U.U.
	E.060	ACI 318RS-08 + DS N°60 2011	ACI 318RS-14
	Art 9.6.2.3	Art 9.5.2.3	Art 24.2.3.5
$M_a < M_{cr}$	$I_e = I_g$		
$M_a > M_{cr}$	$I_e = I_{cr}$	$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$	
Donde: $M_{cr}$ = Momento crítico de agrietamiento $M_a$ = Momento actuante de servicio $I_e$ = Momento de inercia efectiva (considerando el acero) $I_{cr}$ = Momento de inercia de la sección agrietada (considerando el acero) $I_g$ = Momento de Inercia de la sección bruta (sin considerar el acero)			

El momento de agrietamiento está definido por las siguientes expresiones:

**Tabla N° 61 – Momento crítico de agrietamiento.**

Momento Crítico de Agrietamiento ( $M_{cr}$ )		
Perú	Chile	E.E.U.U.
E.060	ACI 318RS-08 + DS N°60 2011	ACI 318RS-14
Art 9.6.2.3	Art 9.5.2.3	Art 24.2.3.5
$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_t} \wedge f_r = 2\sqrt{f'_c}$	$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_t} \wedge f_r = 2\lambda\sqrt{f'_c}$	
Donde: $M_{cr}$ = Momento crítico de agrietamiento $f_r$ = Resistencia del concreto a tracción por flexión (Módulo de Rotura) $Y_t$ = Distancia de eje neutro a fibra más comprimida $\lambda$ = Factor por peso de concreto = 1 (concreto de peso normal)		

El valor de la inercia efectiva varía dependiendo de la naturaleza de la viga.

**Tabla N° 62 – Inercia efectiva en vigas simples y en voladizo.**

Inercia Efectiva en Vigas Simples y en Voladizo		
PERU	CHILE	EEUU
E.060	ACI 318RS-08 + DS N°60 2011	ACI 318RS-14
Art. 9.6.2.4 (c) y (d)	Art. 9.5.2.4	Art. 24.2.3.7
Para elementos simplemente apoyados en ambos extremos, se usará el momento de inercia calculado para la sección central. Para elementos en voladizo, se usará el momento de inercia calculado para la sección en el apoyo del voladizo.		

**Tabla N° 63 – Inercia efectiva en vigas continuas.**

<b>Inercia Efectiva en Vigas Continuas</b>		
PERU	CHILE	EEUU
E.060	ACI 318RS-08 + DS N°60 2011 + ACI 435R-95	ACI 318RS-14 + ACI 435R-95
Art. 9.6.2.4 (a) y (b)	Art. 9.5.2.4 + Art. 2.5.2.2	Art. 24.2.3.6, 24.2.3.7 + Art. 2.5.2.2
<b>Tramo Exterior</b> $I_e = \frac{2I_{e2} + I_{e3}}{3}$ <b>Tramo Interior</b> $I_e = \frac{I_{e1} + 2I_{e2} + I_{e3}}{4}$	<b>Tramo Exterior</b> $I_e = \frac{2.55I_{e2} + 0.45I_{e3}}{3} = 0.85I_{e2} + 0.15I_{e3}$ <b>Tramo Interior</b> $I_e = \frac{0.6I_{e1} + 2.8I_{e2} + 0.6I_{e3}}{4} = 0.70I_{e2} + 0.15(I_{e1} + I_{e3})$	

#### 4.2.8.2. DEFLEXIONES DIFERIDAS

Las deflexiones diferidas (Ottazi Pasino, 2011) son aquellas que se dan por el efecto que tienen las cargas sobre el elemento a lo largo del tiempo. Es decir, dependen del tiempo que la carga actúa sobre el elemento. El cálculo de este tipo de deflexiones, según las normativas, es el siguiente:

**Tabla N° 64 – Cálculo de deflexiones diferidas.**

<b>Cálculo de Deflexiones Diferidas</b>		
Perú	Chile	E.E.U.U.
E.060	ACI 318RS-08 + DS N°60 2011	ACI 318RS-14
Art 9.6.2.5	Art 9.5.2.5	Art 24.2.4.1
$\Delta_d = \lambda_\Delta \Delta_i$ $\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$		
Donde: $\Delta_d$ = Deflexión diferida $\Delta_i$ = Deflexión instantánea $\xi$ = Factor dependiente del tiempo = 2.0 para 5 años o más $\rho'$ = Cuantía del acero en compresión		

### 4.2.8.3. DEFLEXIONES LÍMITES

En base a las deflexiones definidas previamente, las normas de concreto armado limitan el límite máximo que pueden tener las deflexiones en las estructuras para poder garantizar su funcionalidad.

Tabla N° 65 - Deflexiones límites.

<b>Cálculo de Deflexiones Diferidas</b>		
<b>Perú – E.060 – Art 9.6.2.6</b>		
<b>Chile - ACI 318RS-08 + DS N°60 2011 – Art 9.5.3.1</b>		
<b>E.E.U.U. – ACI 318RS-14 - Art 24.2.2</b>		
<b>Tipo de Elemento</b>	<b>Deflexión Considerada</b>	<b>Límite de Deflexión</b>
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva.	L/180
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva.	L/360
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	L/480
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		L/240

## CAPÍTULO V

### ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Realizar el análisis estructural, diseño estructural y el análisis de deflexiones de las losas de manera preliminar permite validar y definir los espesores de las losas y, de esta manera, continuar con el análisis y diseño global de la estructura.

#### 5.1. NORMAS DE CARGAS

Las normas que rigen las cargas muertas y vivas, en los distintos países, son:

Tabla N° 66 – Normas de cargas.

Normas de cargas		
Perú	Chile	E.E.U.U.
		ASCE 7-16
E.020	NCh 1537	<b>Capítulo 3:</b> Cargas Muertas <b>Capítulo 4:</b> Cargas Vivas

Estas normas indican parámetros muy similares, siendo algunos ejemplos los siguientes:

**Tabla N° 67 – Ejemplo de cargas según las distintas normativas.**

<b>CARGAS</b>			
	<b>Perú</b>	<b>Chile</b>	<b>E.E.U.U.</b>
<b>Cargas muertas (kg/m<sup>3</sup>)</b>			
<b>Concreto simple</b>	2300	2400	2300
<b>Concreto armado</b>	2400	2500	2450
<b>Acero de refuerzo</b>	7850	7850	7850
<b>Cargas vivas (kg/m<sup>2</sup>)</b>			
<b>Bibliotecas</b>			
<b>Salas de lectura</b>	300	300	600
<b>Salas de almacenaje</b>	750	500 a más	1500
<b>Pasillos y escaleras</b>	400	400	800
<b>Centros educativos</b>			
<b>Aulas</b>	250	300	400
<b>Pasillos y escaleras</b>	400	400	800
<b>Viviendas</b>			
<b>Habitaciones</b>	200	200	300
<b>Pasillos y escaleras</b>	200	200	400
<b>Hoteles</b>			
<b>Habitaciones</b>	200	200	300
<b>Pasillos y escaleras</b>	400	500	400

Los valores, si bien son similares, presentan variaciones para los mismos materiales o los mismos ambientes según las distintas normativas. Esto se debe a las experiencias y características propias de cada país.

Con el fin de tener las mismas condiciones iniciales de carga al momento de realizar los análisis y diseños con las distintas normativas, se decidió utilizar solamente la norma peruana de cargas.

## 5.2. METRADO DE CARGAS

Las consideraciones iniciales que se tuvieron en cuenta para el metrado de losas y techos son las siguientes:

**Tabla N° 68 – Consideraciones para el metrado de losas y techos.**

<b>Consideraciones para el metrado de losas y techos</b>	
<b>Cargas Muertas</b>	
<b>Peso específico del concreto armado</b>	2400 kg/m <sup>3</sup>
<b>Peso de piso terminado</b>	100 kg/m <sup>2</sup>
<b>Peso de falso cielo raso con placas de fibrocemento 4 mm</b>	10 kg/m <sup>2</sup>
<b>Tabiquería móvil</b>	270 kg/m <sup>2</sup>
<b>Peso de teja andina Eternit</b>	15 kg/m <sup>2</sup>
<b>Casa de máquinas de ascensor</b>	1000 kg/m <sup>2</sup>
<b>Cargas Vivas</b>	
<b>Sobrecarga de habitaciones de hotel</b>	200 kg/m <sup>2</sup>
<b>Sobrecarga de corredores y escaleras</b>	400 kg/m <sup>2</sup>
<b>Sobrecarga de techo con pendiente de 15°</b>	50 kg/m <sup>2</sup>
<b>Sobrecarga de techo plano</b>	100 kg/m <sup>2</sup>

Previendo un posible cambio en la distribución de los tabiques existentes a lo largo del proceso constructivo, se consideró una carga equivalente correspondiente a tabiquería de ladrillo pandereta de 15cm de espesor y altura de 2.90m, teniendo un peso lineal igual a  $1350 \text{ kg/m}^3 \times 0.15\text{m} \times 2.90\text{m} = 587.25 \text{ kg/m}$ . Utilizando la tabla equivalente de tabiquería móvil, se obtuvo un valor distribuido de 270 kg/m<sup>2</sup>.

**Tabla N° 69 – Tabla de cargas equivalentes de tabiques móviles.**

<b>Tabla de cargas equivalentes de tabiques móviles</b>	
<b>Peso del Tabique (kg/m)</b>	<b>Peso Equivalente (kg/m<sup>2</sup>)</b>
<b>74 a menos</b>	30
<b>75 a 149</b>	60
<b>150 a 249</b>	90
<b>250 a 399</b>	150
<b>400 a 549</b>	210
<b>550 a 699</b>	270
<b>700 a 849</b>	330
<b>850 a 1000</b>	390

Fuente: Análisis de Edificios (*San Bartolomé Ramos, 1998*).

El metrado de cargas de las losas de las habitaciones ubicadas entre los ejes 1–3 y B–F se presenta en la siguiente tabla:

**Tabla N° 70 – Metrado de cargas de losa e = 17.5 cm – Habitaciones.**

<b>Losa e = 17.5 cm - Habitaciones 1<sup>er</sup>, 2<sup>do</sup> y 3<sup>er</sup> Techo</b>	
<b>Carga Muerta</b>	
<b>Peso Propio</b>	420 kg/m <sup>2</sup>
<b>Piso terminado</b>	100 kg/m <sup>2</sup>
<b>Falso cielo raso</b>	10 kg/m <sup>2</sup>
<b>Tabiquería móvil</b>	270 kg/m <sup>2</sup>
	800 kg/m <sup>2</sup>
<b>Carga Viva</b>	
<b>Sobrecarga</b>	200 kg/m <sup>2</sup>
	200 kg/m <sup>2</sup>

La losa ubicada entre los ejes 3–5 y E–G soporta servicios higiénicos en los 3 primeros techos y un ambiente administrativo de oficina en el 4<sup>to</sup>. Su metrado está indicado en la siguiente tabla:

**Tabla N° 71 – Metrado de cargas de losa e = 15 cm – SSHH y Administración.**

<b>Losa e = 15 cm - SSHH 1<sup>er</sup>, 2<sup>do</sup> y 3<sup>er</sup> Techo – Administración 4<sup>to</sup> Techo</b>	
<b>Carga Muerta</b>	
<b>Peso Propio</b>	360 kg/m <sup>2</sup>
<b>Piso terminado</b>	100 kg/m <sup>2</sup>
<b>Falso cielo raso</b>	10 kg/m <sup>2</sup>
<b>Tabiquería móvil</b>	270 kg/m <sup>2</sup>
	740 kg/m <sup>2</sup>
<b>Carga Viva</b>	
<b>Sobrecarga</b>	200 kg/m <sup>2</sup>
	200 kg/m <sup>2</sup>

La losa del pasadizo delantero, ubicada entre los ejes A–B se metró según la siguiente tabla:

**Tabla N° 72 – Metrado de cargas de losa e = 15 cm - Pasadizos.**

<b>Losa e = 15 cm - PASADIZO 1<sup>er</sup>, 2<sup>do</sup> y 3<sup>er</sup> Techo</b>	
<b>Carga Muerta</b>	
<b>Peso Propio</b>	360 kg/m <sup>2</sup>
<b>Piso terminado</b>	100 kg/m <sup>2</sup>
<b>Falso cielo raso</b>	10 kg/m <sup>2</sup>
	470 kg/m <sup>2</sup>
<b>Carga Viva</b>	
<b>Sobrecarga</b>	400 kg/m <sup>2</sup>
	400 kg/m <sup>2</sup>

Para el metrado de la losa del 5to techo, ubicado entre los ejes B–F y 3–6 se tuvieron las siguientes consideraciones:

- El cuarto de máquinas, con peso de 1000 kg/m<sup>2</sup>, está sobre la losa ubicada entre los ejes D–E y 4–6.
- Se ubicaron dos tanques de agua de 2500 Lt cada uno sobre la losa ubicada entre los ejes E–G y 3–5. Cada uno de estos tanques posee un diámetro de 1.55m, ocupando un área de 1.88m<sup>2</sup> cada uno y, por lo tanto, transmiten una carga distribuida de 1.33 Ton/m<sup>2</sup> a la losa. Debido a que no se puede predecir con total seguridad la ubicación de los tanques, y para efectos de diseño de la losa, este peso se consideró en toda el área de la losa.
- Todos los demás espacios son espacios libres de tránsito.
- La sobrecarga en todos los espacios es de 100 kg/m<sup>2</sup>.

**Tabla N° 73 – Metrado de cargas de losa e = 15 cm – Cuarto de Máquinas.**

<b>Losa e = 15 cm - CUARTO DE MÁQUINAS 5<sup>to</sup> Techo</b>	
<b>Carga Muerta</b>	
<b>Peso Propio</b>	360 kg/m <sup>2</sup>
<b>Piso terminado</b>	100 kg/m <sup>2</sup>
<b>Falso cielo raso</b>	10 kg/m <sup>2</sup>
<b>Máquinas</b>	1000 kg/m <sup>2</sup>
	1470 kg/m <sup>2</sup>
<b>Carga Viva</b>	
<b>Sobrecarga</b>	100 kg/m <sup>2</sup>
	100 kg/m <sup>2</sup>

**Tabla N° 74 –** Metrado de cargas de losa e = 15 cm – Cuarto de Tanques.

<b>Losa e = 15 cm - CUARTO DE TANQUES 5<sup>to</sup> Techo</b>	
<b>Carga Muerta</b>	
<b>Peso Propio</b>	360 kg/m <sup>2</sup>
<b>Piso terminado</b>	100 kg/m <sup>2</sup>
<b>Falso cielo raso</b>	10 kg/m <sup>2</sup>
<b>Tanques de Agua</b>	1330 kg/m <sup>2</sup>
	1800 kg/m <sup>2</sup>
<b>Carga Viva</b>	
<b>Sobrecarga</b>	100 kg/m <sup>2</sup>
	100 kg/m <sup>2</sup>

**Tabla N° 75 –** Metrado de cargas de losa e = 15 cm – Espacios Libres.

<b>Losa e = 15 cm – ESPACIOS LIBRES 5<sup>to</sup> Techo</b>	
<b>Carga Muerta</b>	
<b>Peso Propio</b>	360 kg/m <sup>2</sup>
<b>Piso terminado</b>	100 kg/m <sup>2</sup>
<b>Falso cielo raso</b>	10 kg/m <sup>2</sup>
	470 kg/m <sup>2</sup>
<b>Carga Viva</b>	
<b>Sobrecarga</b>	100 kg/m <sup>2</sup>
	100 kg/m <sup>2</sup>

El metrado del techo inclinado a dos aguas con pendiente de 15° se realizó según la siguiente tabla:

**Tabla N° 76 –** Metrado de cargas de losa e = 15 cm – Cuarto de Tanques.

<b>Losa e = 15 cm - TECHO INCLINADO A 15° - 4<sup>to</sup> Techo</b>	
<b>Carga Muerta</b>	
<b>Peso Propio</b>	360 kg/m <sup>2</sup>
<b>Piso terminado</b>	100 kg/m <sup>2</sup>
<b>Falso cielo raso</b>	10 kg/m <sup>2</sup>
<b>Teja Andina Eternit</b>	15 kg/m <sup>2</sup>
	485 kg/m <sup>2</sup>
<b>Corrección por 15°</b>	502.11 kg/m <sup>2</sup>
<b>Carga Viva</b>	
<b>Sobrecarga</b>	50 kg/m <sup>2</sup>
	50 kg/m <sup>2</sup>

### 5.3. AMPLIFICACIÓN DE CARGAS

Las combinaciones de carga que se deben usar para el análisis de estas losas, según las normativas peruana, chilena y norteamericana, son:

**Tabla N° 77 – Combinaciones de Carga para Análisis de Losa.**

COMBINACIONES DE CARGA		
Perú	Chile	E.E.U.U.
E.060	NCh 3171	ACI 318RS-14
Art. 9.2.1	Art. 9.1.1	Art. 5.3.1
-	1.4 CM	1.4 CM
1.4 CM + 1.7 CV	1.2 CM + 1.6 CV	1.2 CM + 1.6 CV

Siendo las cargas amplificadas para cada una de las losas del edificio, en kg/m<sup>2</sup>, las siguientes:

**Tabla N° 78 – Cargas amplificadas para todas las losas, según las normativas de cada país.**

Losa e = 17.5 cm - Habitaciones 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>do</sup> y 3 <sup>er</sup> Techo				
Cargas de Servicio	CM	800	CV	200
Cargas Amplificadas	Perú - E.060		Chile - NCh 3171	E.E.U.U. - ACI 318
	-		1120	1120
		1460	1280	1280
Losa e = 15 cm - SSHH 1er, 2do y 3er Techo – Administración 4to Techo				
Cargas de Servicio	CM	740	CV	200
Cargas Amplificadas	Perú - E.060		Chile - NCh 3171	E.E.U.U. - ACI 318
	-		1036	1036
		1376	1208	1208
Losa e = 15 cm - PASADIZO 1er, 2do y 3er Techo				
Cargas de Servicio	CM	470	CV	400
Cargas Amplificadas	Perú - E.060		Chile - NCh 3171	E.E.U.U. - ACI 318
	-		658	658
		1338	1204	1204
Losa e = 15 cm - CUARTO DE MÁQUINAS 5to Techo				
Cargas de Servicio	CM	1740	CV	100
Cargas Amplificadas	Perú - E.060		Chile - NCh 3171	E.E.U.U. - ACI 318
	-		2436	2436
		2606	2248	2248
Losa e = 15 cm - CUARTOS DE TANQUES 5to Techo				
Cargas de Servicio	CM	1800	CV	100
Cargas Amplificadas	Perú - E.060		Chile - NCh 3171	E.E.U.U. - ACI 318
	-		2520	2520
		2690	2320	2320
Losa e = 15 cm - ESPACIOS LIBRES 5to Techo				
Cargas de Servicio	CM	470	CV	100
Cargas Amplificadas	Perú - E.060		Chile - NCh 3171	E.E.U.U. - ACI 318
	-		658	658
		828	724	724
Losa e = 15 cm - TECHO INCLINADO A 15° - 4to Techo				
Cargas de Servicio	CM	502.11	CV	50
Cargas Amplificadas	Perú - E.060		Chile - NCh 3171	E.E.U.U. - ACI 318
	-		702.95	702.95
		787.95	682.53	682.53

De la tabla anterior, se puede observar que, para todas las losas, la combinación de cargas de las normas chilena y norteamericana resultan menores entre un 6.5% y 12.5% frente a la norma peruana.

#### 5.4. LOSAS UNIDIRECCIONALES

Las losas macizas unidireccionales son aquellas que tienen un lado mucho más largo que el otro, por lo que estructuralmente trabajan en la dirección de la menor luz. Para que una losa maciza sea unidireccional, la relación entre su lado largo y su lado corto debe ser mayor o igual que 2. Las losas macizas unidireccionales presentes en el proyecto son la losa inclinada de techo y la losa del pasadizo delantero. En la losa del techo, la cumbre funciona como un apoyo adicional, haciendo que su comportamiento sea unidireccional. Las dimensiones de ambas losas se muestran en las siguientes figuras:

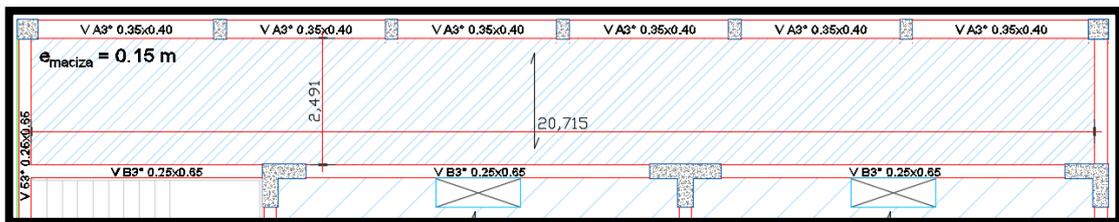


Figura N° 44 – Luces libres en losa de pasadizo delantero.

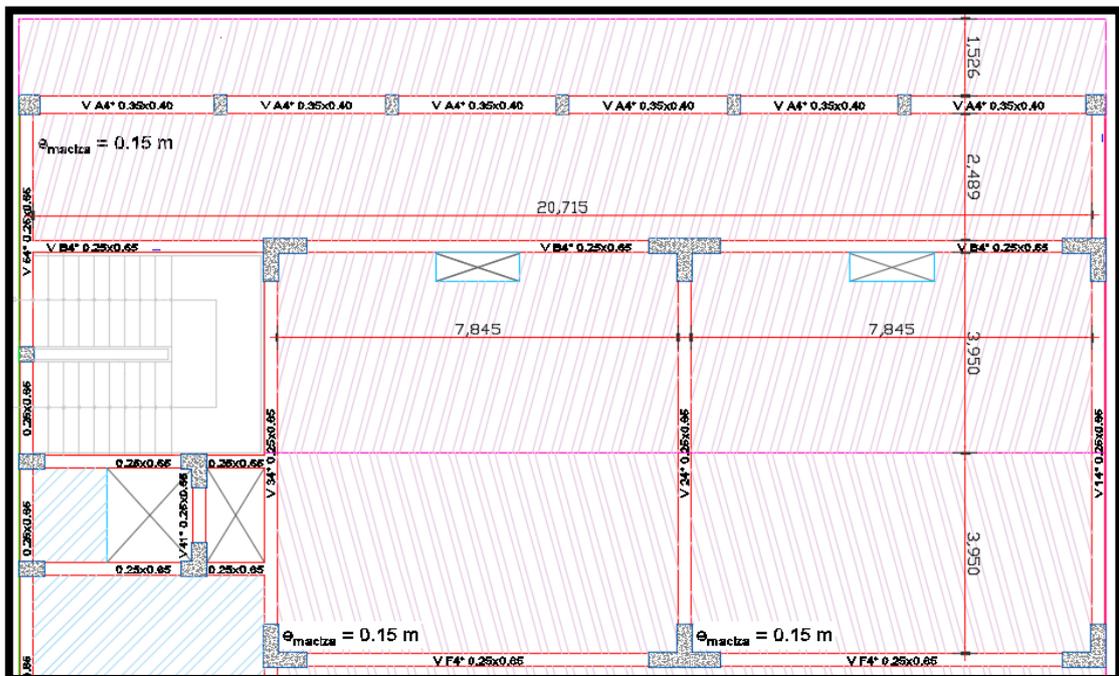


Figura N° 45 – Luces libres de losa inclinada de techo.

## 5.4.1. LOSA INCLINADA DE TECHO

### 5.4.1.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Esta losa tiene una inclinación de  $15^\circ$  hacia ambos lados de la cumbre, siendo su elevación y su idealización las siguientes:

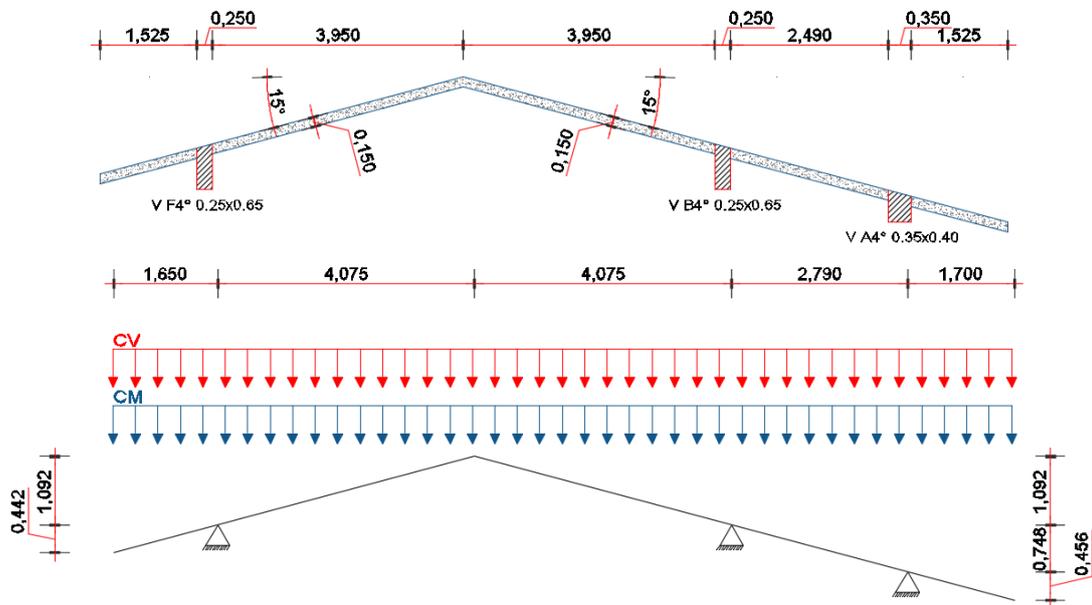


Figura N° 46 – Elevación e idealización de techo inclinado.

Según el metrado de cargas, las cargas de servicio y las cargas amplificadas, en  $\text{kg}/\text{m}^2$ , son las siguientes:

Tabla N° 79 – Cargas amplificadas para losa de techo inclinado, según las normativas de cada país.

Losa e = 15 cm - TECHO INCLINADO A $15^\circ$ - 4to Techo			
Cargas de Servicio	CM	CV	
	502.11	50	
Cargas Amplificadas	Perú - E.060	Chile - NCh 3171	E.E.U.U. - ACI 318
	-	702.95	702.95
	787.95	682.53	682.53

Los diagramas de cortante y momento tanto para el análisis con norma peruana como para el análisis con norma chilena y estadounidense son:

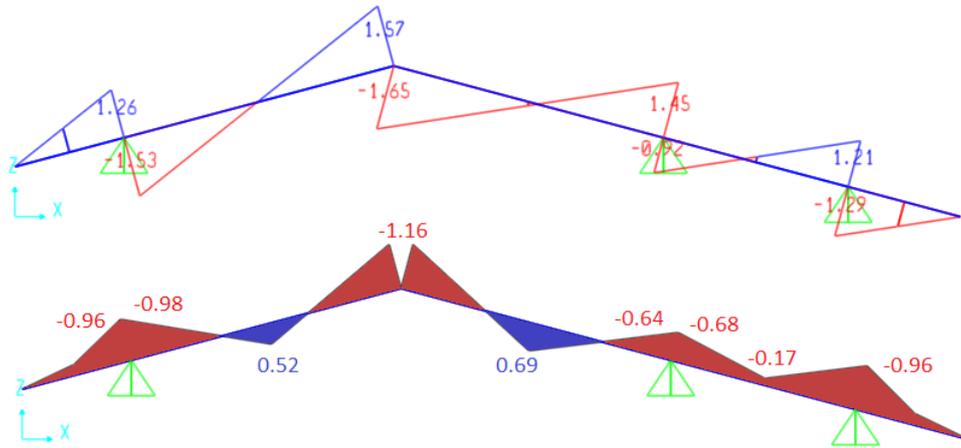


Figura N° 47 – Diagramas de fuerza cortante y momento flector con normativa peruana.

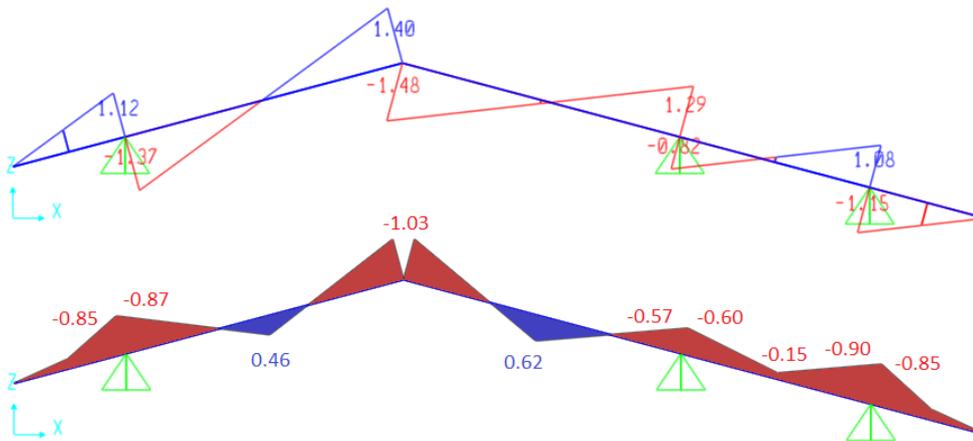


Figura N° 48 – Diagramas de fuerza cortante y momento flector con normativa chilena y estadounidense.

Los valores de las fuerzas cortantes al eje y momentos flectores en las caras de los apoyos, para ambos modelos, se muestran en las siguientes tablas:

Tabla N° 80 – Valor de fuerzas cortantes para techo inclinado según las distintas normas.

Punto	Fuerza Cortante (Ton)					
	Izquierda			Derecha		
	Perú	E.E.U.U. y Chile	Variación	Perú	E.E.U.U. y Chile	Variación
1 <sup>er</sup> Apoyo	1.26	1.12	11.11%	1.53	1.37	10.46%
Cumbre	1.57	1.4	10.83%	1.65	1.48	10.30%
2 <sup>do</sup> Apoyo	1.45	1.29	11.03%	0.92	0.82	10.87%
3 <sup>er</sup> Apoyo	1.21	1.08	10.74%	1.29	1.15	10.85%

**Tabla N° 81** – Valor de momentos flectores para techo inclinado según las distintas normas.

<b>Momento Flector (Ton-m)</b>			
<b>Punto</b>	<b>Perú</b>	<b>E.E.U.U. y Chile</b>	<b>Variación</b>
<b>1<sup>er</sup> Apoyo izquierda</b>	-0.96	-0.85	11.46%
<b>1<sup>er</sup> Apoyo derecha</b>	-0.98	-0.87	11.22%
<b>1<sup>er</sup> Tramo</b>	0.52	0.46	11.54%
<b>Cumbre</b>	-1.16	-1.03	11.21%
<b>2<sup>do</sup> Tramo</b>	0.69	0.62	10.14%
<b>2<sup>do</sup> Apoyo izquierda</b>	-0.64	-0.57	10.94%
<b>2<sup>do</sup> Apoyo derecha</b>	-0.68	-0.6	11.76%
<b>3<sup>er</sup> Tramo</b>	-0.17	-0.15	11.76%
<b>3<sup>er</sup> Apoyo izquierda</b>	-1.02	-0.9	11.76%
<b>3<sup>er</sup> Apoyo derecha</b>	-0.96	-0.85	11.46%

El análisis con norma norteamericana y chilena brinda fuerzas cortantes y momentos flectores, respecto a los valores con norma peruana, menores en un 11%, aproximadamente.

#### **5.4.1.2. DISEÑO ESTRUCTURAL**

La fuerza cortante resistente del concreto según normativa peruana es igual a:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d = (0.85)(0.53)(\sqrt{210})(100 \text{ cm})(12 \text{ cm}) = 7.83 \text{ Ton.}$$

La fuerza cortante resistente del concreto según normativa chilena y norteamericana es igual a:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = (0.75)(0.53)(1.00)(\sqrt{210})(100 \text{ cm})(12 \text{ cm}) = 6.91 \text{ Ton.}$$

La fuerza cortante actuante se debe calcular a una distancia “d” de la cara del apoyo, pero debido a que las fuerzas cortantes máximas en los mismos apoyos (1.65 Ton para el caso peruano y de 1.48 Ton para los casos chileno y norteamericano) son mucho menores que lo que resiste el concreto, no hizo falta calcular la fuerza cortante a una distancia “d” de los apoyos. El concreto en ambos casos es capaz de resistir la fuerza cortante. El diseño por flexión se indica en las siguientes tablas:

**Tabla N° 82 – Diseño por Flexión de losa de inclinada de techo e = 15 cm - Perú.**

<b>Diseño por Flexión de losa inclinada de techo e = 15 cm - Perú</b>						
	$M^-$ Primer Apoyo	$M^+$ Primer Tramo	$M^-$ Cumbre	$M^+$ Segundo Tramo	$M^-$ Segundo Apoyo	$M^-$ Tercer Apoyo
	0.98	0.52	1.16	0.69	0.68	1.02
<b>Cte</b>	0.0360	0.0191	0.0426	0.0254	0.0250	0.0375
<b><math>\omega</math></b>	0.0368	0.0193	0.0438	0.0257	0.0254	0.0383
<b><math>AS_{req}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.21	1.16	2.63	1.54	1.52	2.30
<b><math>\rho_{req}</math></b>	0.0018	0.0010	0.0022	0.0013	0.0013	0.0019
<b><math>AS_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
<b><math>AS_{col}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	Ø 3/8" @ .25m	Ø 3/8" @ .25m	Ø 3/8" @ .25m	Ø 3/8" @ .25m	Ø 3/8" @ .25m	Ø 3/8" @ .25m
	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84
<b><math>\rho_{col}</math></b>	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024

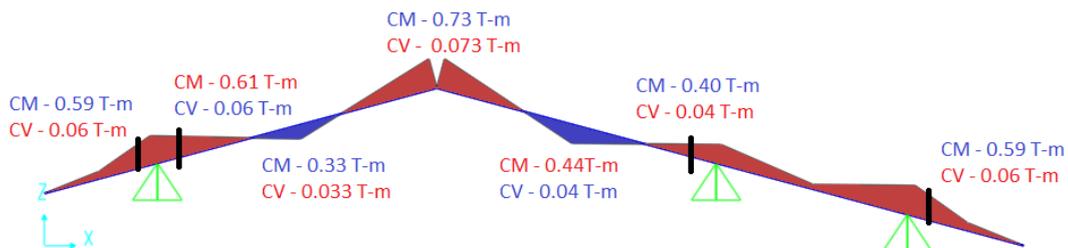
**Tabla N° 83 – Diseño por Flexión de losa de inclinada de techo e = 15 cm – Chile y E.E.U.U.**

<b>Diseño por Flexión de losa inclinada de techo e = 15 cm - Chile y E.E.U.U.</b>						
	$M^-$ Primer Apoyo	$M^+$ Primer Tramo	$M^-$ Cumbre	$M^+$ Segundo Tramo	$M^-$ Segundo Apoyo	$M^-$ Tercer Apoyo
	0.87	0.46	1.03	0.62	0.60	0.90
<b>Cte</b>	0.0320	0.0169	0.0378	0.0228	0.0220	0.0331
<b><math>\omega</math></b>	0.0326	0.0171	0.0387	0.0231	0.0223	0.0337
<b><math>AS_{req}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	1.96	1.02	2.32	1.39	1.34	2.02
<b><math>\rho_{req}</math></b>	0.0016	0.0009	0.0019	0.0012	0.0011	0.0017
<b><math>AS_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
<b><math>AS_{col}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	Ø 3/8" @ .25m	Ø 3/8" @ .25m	Ø 3/8" @ .25m	Ø 3/8" @ .25m	Ø 3/8" @ .25m	Ø 3/8" @ .25m
	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84
<b><math>\rho_{col}</math></b>	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024

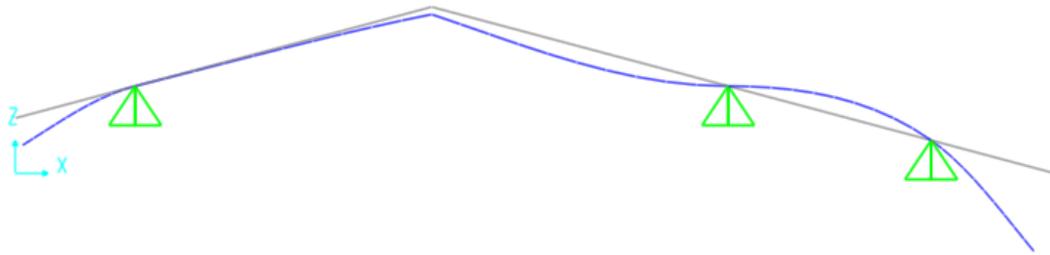
En este caso, el diseño resultó el mismo para los casos peruano, chileno y norteamericano. A este acero principal por flexión se le agregó, de manera perpendicular, acero por temperatura igual al mínimo requerido para losas (0.0018bh).

### 5.4.1.3. ANÁLISIS DE DEFLEXIONES

Esta losa tiene una carga muerta de servicio igual a 502.11 kg/m y una carga viva de servicio igual a 50 kg/m<sup>2</sup>. Estas cargas de servicio generan lo siguiente:



**Figura N° 49 – Momentos actuantes de servicio para losa inclinada de techo.**



**Figura N° 50** – Deformada por cargas de servicio para losa inclinada de techo.

Se puede notar que las mayores deflexiones se dan en los volados y en el segundo tramo central, inmediatamente después de la cumbre. El análisis de deflexiones se realizó en esos puntos, empezando por los volados.

**Tabla N° 84** – Cálculo de Inercias en Voladizo de Techo Inclinado.

Cálculo de Inercia en Voladizo de Techo Inclinado		
	<b>PERÚ</b>	<b>E.E.U.U. y Chile</b>
	<b>Voladizo</b>	<b>Voladizo</b>
<b>Sección</b>		
<b>M<sub>a</sub> (T-m)</b>	0.65	0.65
<b>M<sub>cr</sub> (T-m)</b>	1.09	1.09
<b>I<sub>cr</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	4212.51	4212.51
<b>I<sub>e</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	28125.00	28125.00

**Tabla N° 85** – Deflexiones en Voladizo de Techo Inclinado.

	Deflexiones (m)							
	$\Delta i_{CM}$	$\Delta i_{CV(100\%)}$	$\Delta i_{CV(30\%)}$	$\Delta d_{CM}$	$\Delta d_{CV(100\%)}$	$\Delta d_{CV(30\%)}$	$\Delta_{Lim} (2L/480)$	$\Delta_{Calculo}$
<b>Perú</b>	0.00223	0.00022	0.00007	0.00406	0.00040	0.00012	0.00625	0.00440
<b>E.E.U.U. y Chile</b>	0.00221	0.00022	0.00007	0.00403	0.00040	0.00012	0.00625	0.00437

Debido a que es un elemento en voladizo, la deflexión límite se calculó con el doble de la distancia en volado,  $2L = 3.00$  m (Ottazi Pasino, 2011). Las deflexiones calculadas son menores que la deflexión límite indicada por las normativas, por lo que los voladizos de la losa cumplen con lo requerido por las normativas.

**Tabla N° 86 – Cálculo de Inercias en Segundo Tramo Central de Techo Inclinado.**

Cálculo de Inercia en Segundo Tramo Central						
	PERÚ			E.E.U.U. y Chile		
	1er Apoyo	Tramo Central	2do Apoyo	1er Apoyo	Tramo Central	2do Apoyo
Sección						
M <sub>a</sub> (T-m)	0.803	0.48	0.48	0.803	0.48	0.48
M <sub>cr</sub> (T-m)	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09
I <sub>cr</sub> (cm <sup>4</sup> )	2833.19	2833.19	2833.19	2833.19	2833.19	2833.19
I <sub>en</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>e1</sub> = 28125.00	I <sub>e2</sub> = 28125.00	I <sub>e3</sub> = 28125.00	I <sub>e1</sub> = 28125.00	I <sub>e2</sub> = 28125.00	I <sub>e3</sub> = 28125.00
I <sub>e</sub> (cm <sup>4</sup> )	$I_e = \frac{I_{e1} + 2I_{e2} + I_{e3}}{4}$			$I_e = \frac{0.6I_{e1} + 2.8I_{e2} + 0.6I_{e3}}{4} = 0.7I_{e2} + 0.15(I_{e1} + I_{e3})$		
	I <sub>e</sub> = 28125.00			I <sub>e</sub> = 28125.00		

**Tabla N° 87 – Deflexiones en Segundo Tramo Central de Techo Inclinado.**

	Deflexiones (m)							
	Δi <sub>CM</sub>	Δi <sub>CV(100%)</sub>	Δi <sub>CV(30%)</sub>	Δd <sub>CM</sub>	Δd <sub>CV(100%)</sub>	Δd <sub>CV(30%)</sub>	Δ <sub>Lim (L/480)</sub>	Δ <sub>Calculo</sub>
Perú	0.000459	0.000046	0.000014	0.000821	0.000082	0.000025	0.008229	0.000892
E.E.U.U. y Chile	0.000456	0.000045	0.000014	0.000815	0.000080	0.000024	0.008229	0.000885

Debido a que es un techo inclinado, la cumbre funciona como una especie de apoyo, haciendo que las losas a ambos lados se apoyen entre sí sin necesidad de la existencia de una viga en la cumbre. Debido a esto, la luz de cálculo es la existente entre la cumbre y la viga de apoyo (3.95 m), lo cual incluso denota un menor límite que si se tomara la luz total entre apoyos. Se puede observar que las deflexiones calculadas son menores que las deflexiones límites establecidas por las normativas, por lo que la losa no necesita refuerzos adicionales ni incremento de peralte.

Los ductos se reforzaron colocando aceros que cubren el área del acero eliminado por el ducto ( $2\phi 1/2'' @ 10\text{cm}$  superior e inferior). La diferencia entre los casos peruano, chileno y norteamericano fue la longitud de desarrollo extendida más allá del perímetro del ducto, siendo de 60 cm para el caso peruano y de 75 cm para los otros dos casos. Finalmente, los techos quedaron de la siguiente manera:

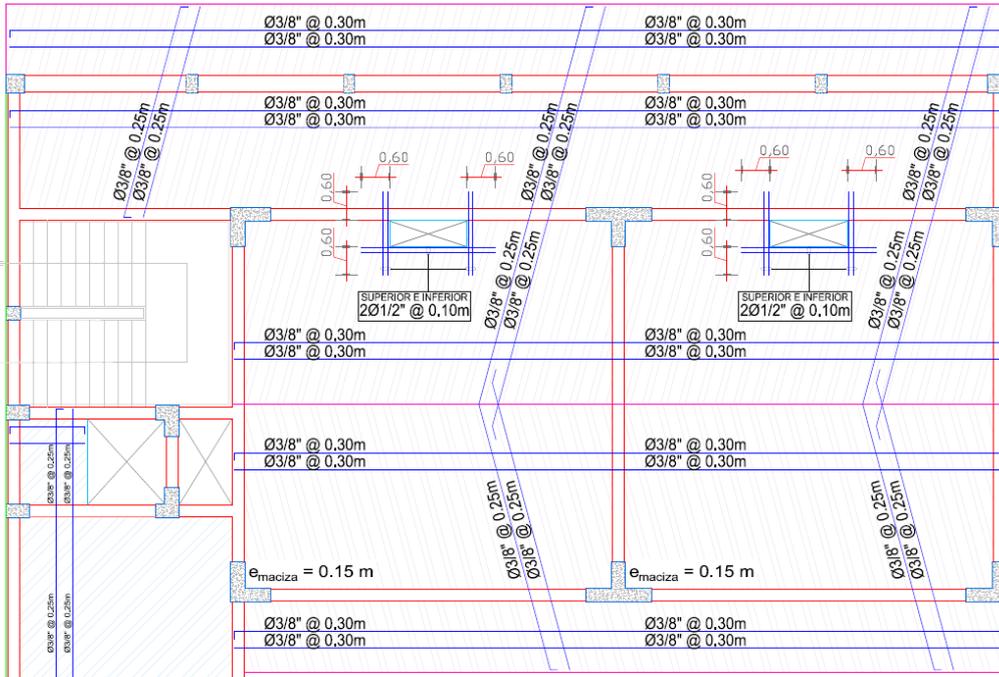


Figura N° 51 – Acero en losa inclinada de techo  $e = 15\text{cm}$  – Perú.

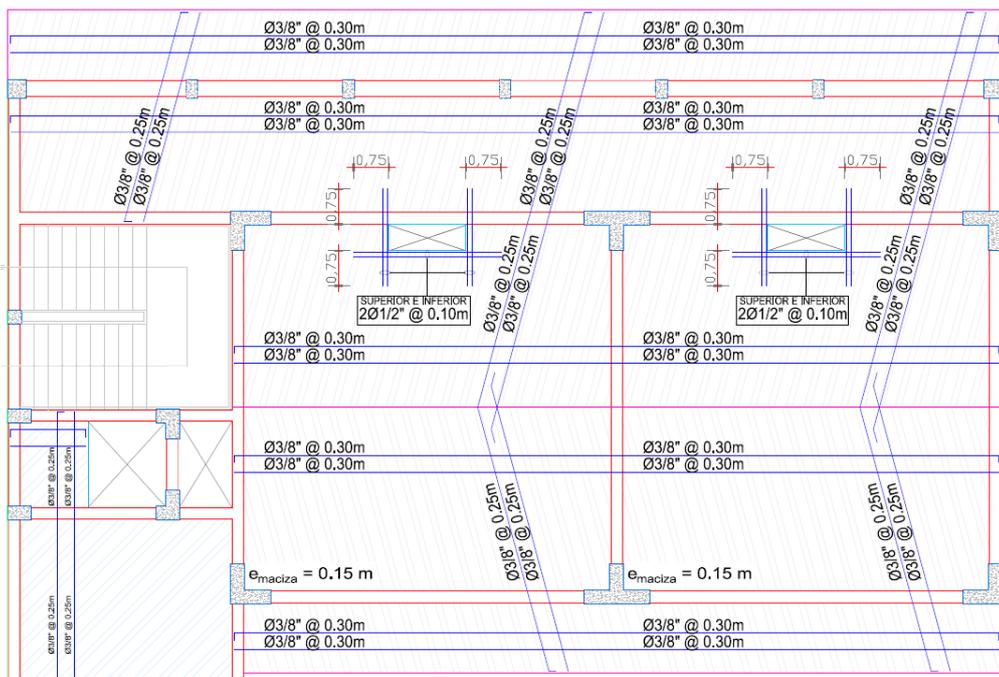
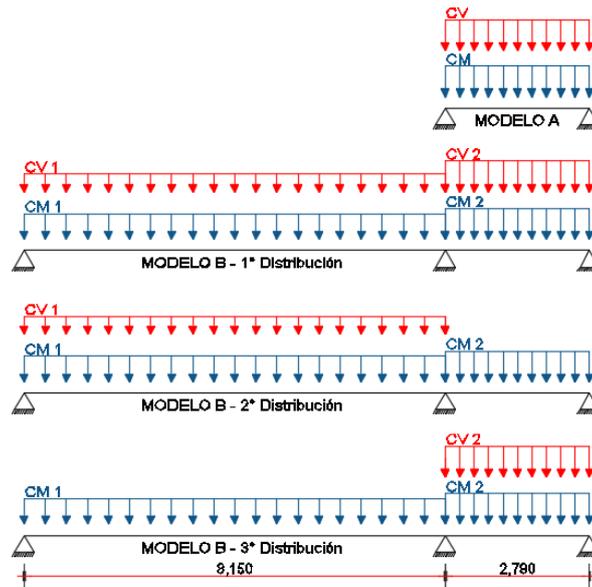


Figura N° 52 – Acero en losa inclinada de techo  $e = 15\text{cm}$  – Chile y E.E.U.U.

## 5.4.2. LOSA DE PASADIZO DELANTERO

### 5.4.2.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La losa delantera del pasadizo se analizó teniendo en cuenta dos modelos: el primero fue considerándola como una losa simplemente apoyada y el segundo fue considerándola como una losa continua conjuntamente con la losa interior de las habitaciones, tal y como muestra la siguiente figura:



**Figura N° 53 – Modelos de análisis de losa de pasadizo delantero.**

En el modelo B se considera la alternancia de cargas vivas, realizando 3 distribuciones para poder obtener los momentos más desfavorables.

Según el metrado de cargas, la losa interior, que es bidireccional, tiene unas cargas de servicio igual a  $CM = 800 \text{ kg/m}^2$  y  $CV = 200 \text{ kg/m}^2$ . Sin embargo, para poder ser analizada de manera unidireccional, las cargas se redistribuyen según la siguiente tabla:

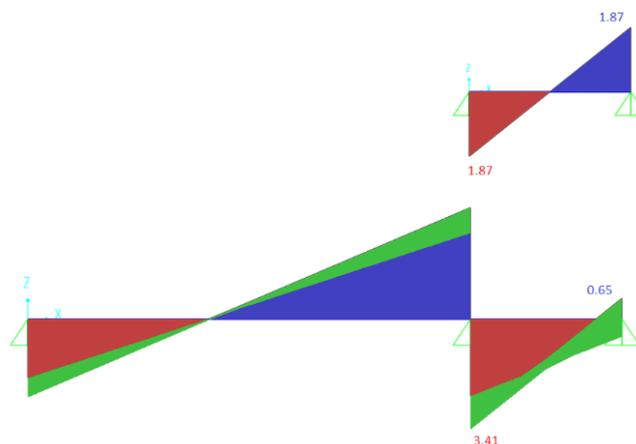
**Tabla N° 88** – Relación de la carga W que se transmite en las direcciones A y B.

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	0.50	0.50	0.17	0.50	0.83	0.71	0.29	0.33	0.67
Wb	0.50	0.50	0.83	0.50	0.17	0.29	0.71	0.67	0.33
0.95	0.55	0.55	0.20	0.55	0.86	0.75	0.33	0.38	0.71
Wb	0.45	0.45	0.80	0.45	0.14	0.25	0.67	0.62	0.29
0.90	0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
Wb	0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.85	0.66	0.66	0.28	0.66	0.90	0.83	0.43	0.49	0.79
Wb	0.34	0.34	0.72	0.34	0.10	0.17	0.57	0.51	0.21
0.80	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
Wb	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
0.75	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
Wb	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.04	0.14
0.70	0.81	0.81	0.45	0.81	0.95	0.91	0.62	0.68	0.89
Wb	0.19	0.19	0.55	0.19	0.05	0.09	0.38	0.32	0.11
0.65	0.85	0.85	0.53	0.85	0.96	0.93	0.69	0.07	0.92
Wb	0.15	0.15	0.47	0.15	0.04	0.07	0.31	0.03	0.08
0.60	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
Wb	0.11	0.11	0.39	0.10	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06
0.55	0.92	0.92	0.69	0.92	0.98	0.96	0.81	0.85	0.95
Wb	0.08	0.08	0.31	0.08	0.02	0.04	0.19	0.15	0.05
0.50	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
Wb	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

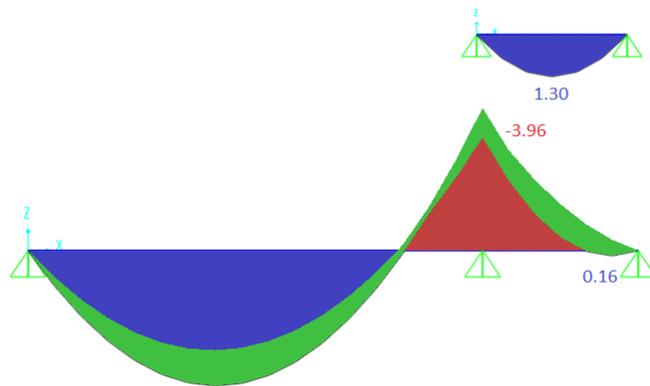
Fuente: Adaptación de Diseño de Estructuras de Concreto (Nilson, 2001).

Siendo una losa del caso 4 y teniendo una luz corta de 7.845m y una larga de 7.900m, la carga que se redistribuye en la dirección de análisis (luz larga) es de  $CM = 392 \text{ kg/m}^2$  y  $CV = 98 \text{ kg/m}^2$ .

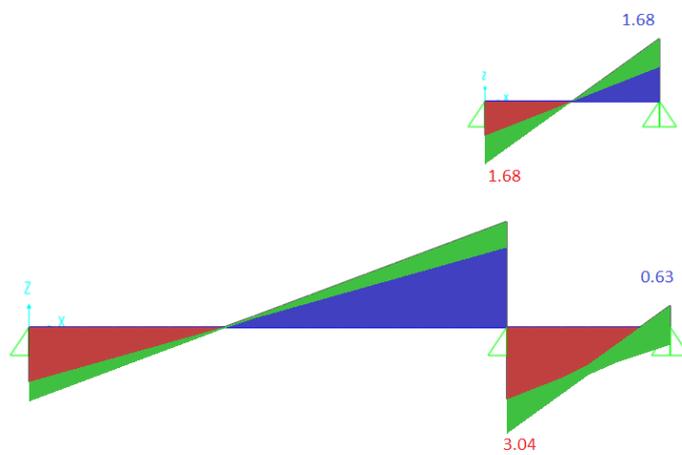
La losa delantera tiene una  $CM = 470 \text{ kg/m}^2$  y una  $CV = 400 \text{ kg/m}^2$ . Luego de realizar el análisis, se obtuvieron los siguientes diagramas:



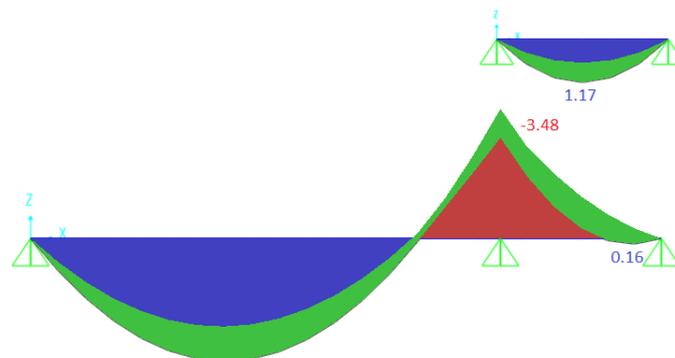
**Figura N° 54** – Diagrama envolvente de fuerza cortante para la losa del pasadizo – Norma Peruana.



**Figura N° 55** – Diagrama envolvente de momento flector para la losa del pasadizo – Norma Peruana.



**Figura N° 56** – Diagrama envolvente de fuerza cortante para la losa del pasadizo – Norma Chilena y Norteamericana.



**Figura N° 57** – Diagrama envolvente de momento flector para la losa del pasadizo – Norma Chilena y Norteamericana.

Los valores de momento flector son en las caras de los apoyos. En el apoyo derecho, ya que es un apoyo simple, se considera un momento de **monolitismo** igual a  $\frac{w_u l^2}{24}$ .

Finalmente, los momentos de diseño son los siguientes:

**Tabla N° 89** – Valor de diseño para losa de pasadizo según las distintas normas.

<b>Losa e = 15cm – Pasadizo Delantero 1<sup>er</sup>, 2<sup>do</sup> y 3<sup>er</sup> Techo</b>			
	<b>Perú</b>	<b>E.E.U.U. y Chile</b>	<b>Variación</b>
<b>W<sub>u</sub> (T/m)</b>	1.338	1.204	10.01%
<b>Momentos Flectores</b>			
<b>M<sup>-</sup> IZQUIERDO (T-m)</b>	-3.960	-3.480	12.12%
<b>M<sup>+</sup> (T-m)</b>	1.300	1.170	10.00%
<b>M<sup>-</sup> DERECHO (T-m)</b>	0.332	0.299	10.01%
<b>Fuerzas Cortantes</b>			
<b>V IZQUIERDO (T)</b>	3.41	3.04	10.85%
<b>V DERECHO (T)</b>	1.87	1.68	10.16%

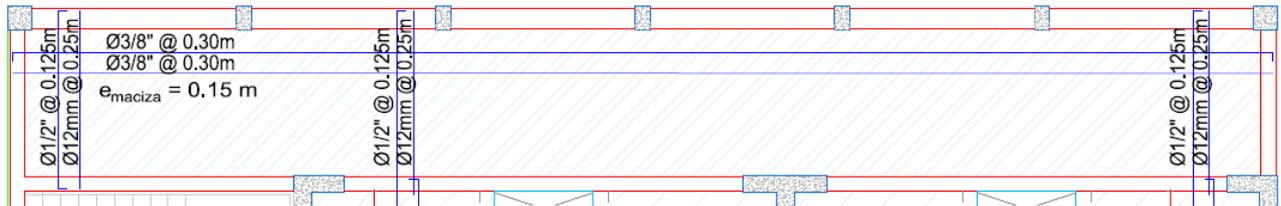
#### 5.4.2.2. DISEÑO ESTRUCTURAL

La fuerza cortante resistente del concreto según normativa peruana es igual a 7.83 Ton y según normativas chilena y norteamericana es igual a 6.91 Ton. La fuerza cortante actuante se debe calcular a una distancia “d” de la cara del apoyo, pero debido a que las fuerzas cortantes máximas en los mismos apoyos (3.41 Ton para el caso peruano y de 3.04 Ton para los casos chileno y norteamericano) son mucho menores que lo que resiste el concreto, no hizo falta calcular la fuerza cortante a una distancia “d” de los apoyos. El concreto en ambos casos es capaz de resistir la fuerza cortante. El diseño por flexión se indica en la siguiente tabla:

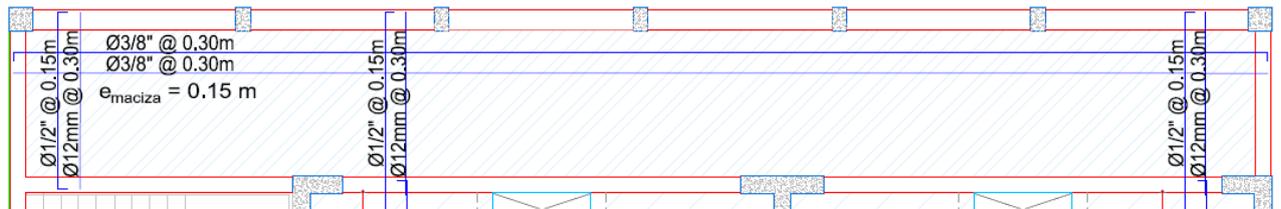
**Tabla N° 90** – Diseño por Flexión de losa de pasadizo delantero e = 15 cm.

	<b>Diseño por Flexión de losa de pasadizo delantero e = 15 cm - Perú</b>					
	<b>Perú</b>			<b>Chile y E.E.U.U.</b>		
	<b>M<sup>-</sup> Izquierdo</b>	<b>M<sup>+</sup></b>	<b>M<sup>-</sup> Derecho</b>	<b>M<sup>-</sup> Izquierdo</b>	<b>M<sup>+</sup></b>	<b>M<sup>-</sup> Derecho</b>
	3.96	1.30	0.33	3.48	1.17	0.30
<b>Cte</b>	0.1455	0.0478	0.0122	0.1279	0.0430	0.0110
<b>ω</b>	0.1607	0.0492	0.0123	0.1393	0.0441	0.0110
<b>AS<sub>req</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	9.64	2.95	0.74	8.36	2.65	0.66
<b>ρ<sub>req</sub></b>	0.0080	0.0025	0.0006	0.0070	0.0022	0.0006
<b>AS<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.7					
<b>AS<sub>col</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	Ø1/2" @.125m	Ø12mm @.25m	Ø1/2" @.125m	Ø1/2" @.15m	Ø12mm @.30m	Ø1/2" @.15m
	10.32	4.52	10.32	8.60	3.77	8.60
<b>ρ<sub>col</sub></b>	0.0086	0.0019	0.0086	0.0072	0.0031	0.0072

El acero de las losas quedó de la siguiente manera:



**Figura N° 58** – Acero en losa de pasadizo delantero e = 15cm – Perú.



**Figura N° 59** – Acero en losa de pasadizo delantero e = 15cm – Chile y E.E.U.U.

Debido a la corta luz de esta losa, no fue necesario realizar el análisis de deflexiones.

## 5.5. LOSAS BIDIRECCIONALES

Al existir diversidad de métodos para el análisis de losas bidireccionales, las distintas normativas de concreto armado permiten utilizar cualquier método según lo indica la siguiente tabla:

**Tabla N° 91** – Método de análisis de losas macizas bidireccionales según las distintas normas.

Método de análisis de losas macizas bidireccionales		
Perú	Chile	E.E.U.U.
E.060	ACI 318RS-08 + DS N°60 2011	ACI 318RS-14
Art. 13.5.1.1	Art. 13.5.1	Art. 8.2.1
Establece que las losas macizas bidireccionales se pueden analizar, además de otros métodos, mediante el método de coeficientes del artículo 13.7 de la misma norma.	Establecen que las losas macizas bidireccionales se pueden analizar mediante cualquier procedimiento que cumpla con los requisitos de resistencia.	

Por lo tanto, para el análisis de todas las losas macizas bidireccionales apoyadas en vigas en sus cuatro bordes se utilizó el método de coeficientes establecido por la norma E.060 – Concreto armado. Para el análisis de la losa ubicada entre los ejes 4–5 y D–E se utilizaron las tablas de Bares porque, a diferencia de las otras losas, uno de sus bordes no se encuentra apoyado sobre ningún elemento estructural.

## 5.5.1. LOSA APOYADA EN TRES LADOS

### 5.5.1.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La única losa apoyada en solo 3 de sus lados es la losa ubicada entre los ejes 4–5 y D–E. Para el análisis de esta losa se utilizaron las tablas propuestas por el Ing. Richard Bares (Bares, 1970). La idealización y la representación de los momentos de esta losa, en el 5<sup>o</sup> techo, son los siguientes:

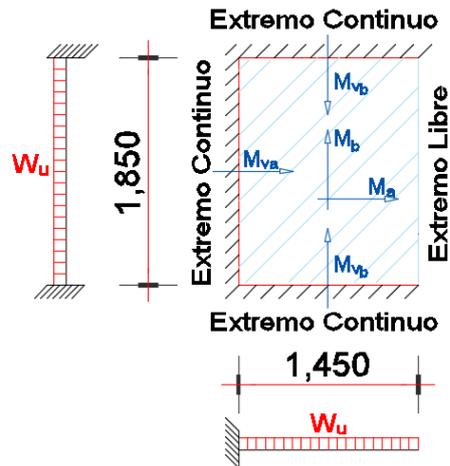


Figura N° 60 – Idealización de losa maciza apoyada en tres lados – 5<sup>o</sup> Techo.

Los momentos flectores se calculan mediante la siguiente ecuación:

$$M_a = C_a w_u A^2 \text{ y } M_b = C_b w_u B^2$$
$$M_{va} = C_{va} w_u A^2 \text{ y } M_{vb} = C_{vb} w_u B^2$$

Donde:

$A$  = Luz libre del tramo en la dirección corta = 1.45m

$B$  = Luz libre del tramo en la dirección larga = 1.85m

$M_a$  = Momento flector positivo en la dirección corta

$M_b$  = Momento flector positivo en la dirección larga

$M_{va}$  = Momento flector negativo en la dirección corta

$M_{vb}$  = Momento flector negativo en la dirección larga

$C_a$  = Coeficiente para momento flector positivo en la dirección corta

$C_b$  = Coeficiente para momento flector positivo en la dirección larga

$C_{va}$  = Coeficiente para momento flector negativo en la dirección corta

$C_{vb}$  = Coeficiente para momento flector negativo en la dirección larga

Los coeficientes, considerando un módulo de Poisson del concreto armado  $\mu = 0.15$ , son los siguientes:

**Tabla N° 92** – Coeficientes para cálculo de Momentos según tablas de Richard Bares – 5<sup>to</sup> Techo.

Coeficientes para cálculo de momentos - Richard Bares				
A/B	C <sub>a</sub>	C <sub>va</sub>	C <sub>b</sub>	C <sub>vb</sub>
0.78	0.0176	-0.0904	0.0242	-0.0550

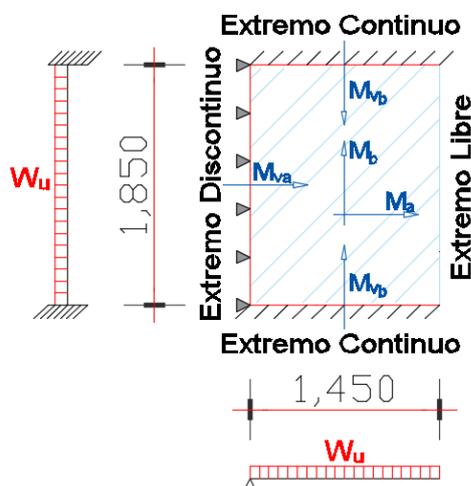
Fuente: Adaptación de Tablas para el Cálculo de placas y vigas pared (Bares, 1970).

Por lo tanto, los momentos flectores de diseño de esta losa, siendo analizada con normativa peruana, chilena y norteamericana, son:

**Tabla N° 93** – Valores de Diseño para losa apoyada en tres lados – 5<sup>to</sup> Techo.

Valores de Diseño para losa apoyada en tres lados – 5 <sup>to</sup> Techo				
	Perú	Chile	E.E.U.U.	Variación
W <sub>u</sub> (Ton/m)	2.606	2.436		6.52%
<b>Momentos en Dirección Corta</b>				
M <sup>-</sup> <sub>a</sub> CONTINUO (T-m)	-0.495	-0.463		6.52%
M <sup>+</sup> <sub>a</sub> (T-m)	0.096	0.090		6.52%
<b>Momentos en Dirección Larga</b>				
M <sup>-</sup> <sub>b</sub> CONTINUO (T-m)	-0.491	-0.459		6.52%
M <sup>+</sup> <sub>b</sub> (T-m)	0.216	0.202		6.52%

La losa ubicada del 1er al 4to techo, entre los mismos ejes, tiene la siguiente idealización y representación de momentos:



**Figura N° 61** – Idealización de losa maciza apoyada en tres lados – 5<sup>to</sup> Techo.

Los coeficientes de Bares y los momentos de diseño son los indicados por las siguientes tablas:

**Tabla N° 94** – Coeficientes para cálculo de Momentos según tablas de Richard Bares – 1<sup>er</sup> a 4<sup>to</sup> Techo.

Coeficientes para cálculo de momentos - Richard Bares				
A/B	C <sub>a</sub>	C <sub>va</sub>	C <sub>b</sub>	C <sub>vb</sub>
0.78	0.0235	-0.0065	0.0316	-0.0700

Fuente: Adaptación de Tablas para el Cálculo de placas y vigas pared (Bares, 1970).

**Tabla N° 95** – Valores de Diseño para losa apoyada en tres lados – 1<sup>er</sup> a 4<sup>to</sup> Techo.

Valores de Diseño para losa apoyada en tres lados – Otros Techos				
	Perú	Chile	E.E.U.U.	Variación
W <sub>u</sub> (Ton/m)	1.338		1.204	10.01%
<b>Momentos en Dirección Corta</b>				
M <sub>a</sub> <sup>-</sup> DISCONTINUO (T-m)	-0.0184		-0.0166	10.01%
M <sub>a</sub> <sup>+</sup> (T-m)	0.0662		0.0595	10.01%
<b>Momentos en Dirección Larga</b>				
M <sub>b</sub> <sup>-</sup> CONTINUO (T-m)	-0.3204		-0.2883	10.01%
M <sub>b</sub> <sup>+</sup> (T-m)	0.1446		0.1301	10.01%

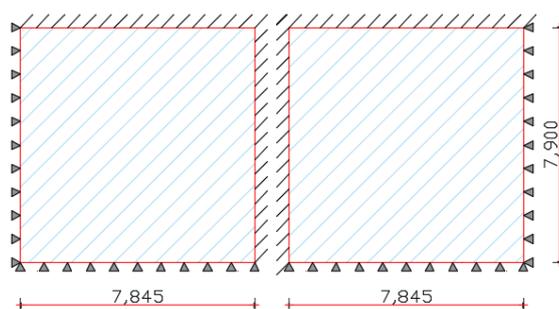
El diseño estructural general de losas se explica en el punto 5.4.2.2. Y debido a sus luces cortas, tampoco fue necesario realizar el análisis de deflexiones de esta losa. El detallado de refuerzo de esta losa se puede apreciar en los planos respectivos.

## 5.5.2. LOSAS APOYADAS EN CUATRO LADOS

Todas las demás losas de la estructura están apoyadas en sus cuatro lados. A modo de ejemplo, se desarrolla el análisis y diseño para la losa de las habitaciones.

### 5.5.2.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Todos los apoyos perimetrales son vigas peraltadas de 25cm x 65cm. Los extremos superiores y el interior presentan continuidad, mientras que los extremos laterales e inferiores presentan discontinuidad. De forma separada y simplificada, ambas losas tendrían las siguientes idealizaciones:



**Figura N° 62** – Idealización de las losas macizas de las habitaciones.

Ambas losas son iguales, por lo que solo fue necesario analizar una de ellas y, por simetría, repetir el acero hacia la otra losa. Durante este proceso, se omitió la abertura del ducto, el cual fue considerado en el momento de la colocación de aceros para su respectivo reforzamiento.

El método de coeficientes establecido por la E.060 calcula los momentos flectores mediante la siguiente expresión:

$$M_a = C_a w_u A^2 \text{ y } M_b = C_b w_u B^2$$

Donde:

$A$  = Luz libre del tramo en la dirección corta

$B$  = Luz libre del tramo en la dirección larga

$M_a$  = Momento de flexión en la dirección corta  $A$

$M_b$  = Momento de flexión en la dirección larga  $B$

$C_a$  = Coeficiente de momentos según las tablas para la dirección corta

$C_b$  = Coeficiente de momentos según las tablas para la dirección larga

$w_u$  = Carga última uniformemente repartida por unidad de área en la losa

Para el cálculo de momentos negativos se utilizó la siguiente tabla:

**Tabla N° 96 – Coeficientes para Momentos Negativos.**

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00 Ca	-	0.045	-	0.05	0.075	0.071	-	0.033	0.061
Cb	-	0.045	0.076	0.05	-	-	0.071	0.061	0.033
0.95 Ca	-	0.05	-	0.055	0.079	0.075	-	0.038	0.065
Cb	-	0.041	0.072	0.045	-	-	0.067	0.056	0.029
0.90 Ca	-	0.055	-	0.06	0.08	0.079	-	0.043	0.068
Cb	-	0.037	0.07	0.04	-	-	0.062	0.052	0.025
0.85 Ca	-	0.06	-	0.066	0.082	0.083	-	0.049	0.072
Cb	-	0.031	0.065	0.034	-	-	0.057	0.046	0.021
0.80 Ca	-	0.065	-	0.071	0.083	0.086	-	0.055	0.075
Cb	-	0.027	0.061	0.029	-	-	0.051	0.041	0.017
0.75 Ca	-	0.069	-	0.076	0.085	0.088	-	0.061	0.078
Cb	-	0.022	0.056	0.024	-	-	0.044	0.036	0.014
0.70 Ca	-	0.074	-	0.081	0.086	0.091	-	0.068	0.081
Cb	-	0.017	0.05	0.019	-	-	0.038	0.029	0.011
0.65 Ca	-	0.077	-	0.085	0.087	0.093	-	0.074	0.083
Cb	-	0.014	0.043	0.015	-	-	0.031	0.024	0.008
0.60 Ca	-	0.081	-	0.089	0.088	0.095	-	0.08	0.085
Cb	-	0.01	0.035	0.011	-	-	0.024	0.018	0.006
0.55 Ca	-	0.084	-	0.092	0.089	0.096	-	0.085	0.086
Cb	-	0.007	0.028	0.008	-	-	0.019	0.014	0.005
0.50 Ca	-	0.086	-	0.094	0.09	0.097	-	0.089	0.088
Cb	-	0.006	0.022	0.006	-	-	0.014	0.1	0.003

Fuente: Adaptación de Tabla 13.1 de E.060.

Siendo los valores para este cálculo, los siguientes:

**Tabla N° 97 – Momentos negativos para losa maciza e = 17.5 cm.**

<b>Momentos Negativos para losa maciza e = 17.5 cm</b>					
A (m)	7.845	A/B	0.99	C <sub>a</sub>	0.051
B (m)	7.900			C <sub>b</sub>	0.049
Perú			Chile y E.E.U.U.		
W <sub>u</sub> (T/m)	1.460	W <sub>u</sub> (T/m)	1.28		
M <sub>a</sub> <sup>-</sup> (T-m)	4.58	M <sub>a</sub> <sup>-</sup> (T-m)	4.02		
M <sub>b</sub> <sup>-</sup> (T-m)	4.46	M <sub>b</sub> <sup>-</sup> (T-m)	3.91		

Estos momentos son en los apoyos continuos. Para los apoyos discontinuos se considera un valor igual a la tercera parte del momento positivo (Art. 13.7.3.5 – E.060)

El cálculo de momentos positivos se realiza de forma separada para carga muerta y carga viva. Para carga muerta, se utiliza la carga muerta amplificada y los coeficientes de la siguiente tabla:

**Tabla N° 98 – Coeficientes para Momentos Positivos por Carga Muerta.**

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00 Ca	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
Cb	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95 Ca	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
Cb	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90 Ca	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
Cb	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85 Ca	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
Cb	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80 Ca	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
Cb	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75 Ca	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
Cb	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70 Ca	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
Cb	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65 Ca	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
Cb	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60 Ca	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
Cb	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55 Ca	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
Cb	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50 Ca	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
Cb	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

Fuente: Adaptación de Tabla 13.2 de E.060.

Siendo los valores para este cálculo, los siguientes:

**Tabla N° 99 – Momentos positivos por CM para losa maciza e = 17.5 cm.**

<b>Momentos Positivos por CM para losa maciza e = 17.5 cm</b>					
A (m)	7.845	A/B	0.99	C <sub>a</sub>	0.0276
B (m)	7.900			C <sub>b</sub>	0.0264
Perú			Chile y E.E.U.U.		
W <sub>u CM</sub> (T/m)	1.120	W <sub>u CM</sub> (T/m)	0.960		
M <sub>a CM</sub> <sup>+</sup> (T-m)	1.90	M <sub>a CM</sub> <sup>+</sup> (T-m)	1.63		
M <sub>b CM</sub> <sup>+</sup> (T-m)	1.85	M <sub>b CM</sub> <sup>+</sup> (T-m)	1.58		

Para el cálculo del momento positivo por carga viva se utiliza la siguiente tabla:

**Tabla N° 100 – Coeficientes para Momentos Positivos por Carga Viva.**

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00 Ca	0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.03
Cb	0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.03	0.028
0.95 Ca	0.04	0.03	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
Cb	0.033	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.90 Ca	0.045	0.034	0.035	0.0039	0.037	0.042	0.04	0.035	0.036
Cb	0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85 Ca	0.05	0.037	0.04	0.043	0.041	0.046	0.045	0.04	0.039
Cb	0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.02
0.80 Ca	0.056	0.041	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
Cb	0.023	0.017	0.02	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.01
0.75 Ca	0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
Cb	0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.02	0.016	0.013
0.70 Ca	0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.06	0.063	0.054	0.05
Cb	0.016	0.012	0.016	0.0014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65 Ca	0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.07	0.059	0.054
Cb	0.013	0.01	0.014	0.011	0.009	0.01	0.014	0.011	0.009
0.60 Ca	0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
Cb	0.01	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55 Ca	0.088	0.062	0.08	0.072	0.063	0.073	0.085	0.07	0.063
Cb	0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.50 Ca	0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067
Cb	0.006	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

Fuente: Adaptación de Tabla 13.3 de E.060

Siendo los valores para este cálculo, los siguientes:

**Tabla N° 101 – Momentos positivos por CV para losa maciza e = 17.5 cm.**

<b>Momentos Positivos por CV para losa maciza e = 17.5 cm</b>					
A (m)	7.845	A/B	0.99	C <sub>a</sub>	0.0326
B (m)	7.900			C <sub>b</sub>	0.0314
<b>Perú</b>			<b>Chile y E.E.U.U.</b>		
<b>W<sub>u CV</sub> (T/m)</b>	0.340	<b>W<sub>u CV</sub> (T/m)</b>		0.320	
<b>M<sup>+</sup><sub>a CV</sub> (T-m)</b>	0.68	<b>M<sup>+</sup><sub>a CV</sub> (T-m)</b>		0.64	
<b>M<sup>+</sup><sub>b CV</sub> (T-m)</b>	0.67	<b>M<sup>+</sup><sub>b CV</sub> (T-m)</b>		0.63	

Para obtener el momento positivo total, se suman los valores anteriores, obteniéndose:

**Tabla N° 102 – Momentos positivos Totales para losa maciza e = 17.5 cm.**

<b>Momentos Positivos Totales para losa maciza e = 17.5 cm</b>			
<b>Perú</b>		<b>Chile y E.E.U.U.</b>	
<b>M<sup>+</sup><sub>a</sub> (T-m)</b>	2.58	<b>M<sup>+</sup><sub>a</sub> (T-m)</b>	2.27
<b>M<sup>+</sup><sub>b</sub> (T-m)</b>	2.52	<b>M<sup>+</sup><sub>b</sub> (T-m)</b>	2.21

La fuerza cortante actuante se define mediante la siguiente expresión:

$$V = w_u \left( \frac{A}{2} - d \right) \left( 1 - 0.5 \frac{A}{B} \right)$$

Donde:

$V$  = Fuerza cortante por ancho unitario

$d$  = peralte efectivo de la losa

Debido a que esta losa tiene bordes continuos opuestos a los discontinuos, se incrementa el valor de la fuerza cortante en un 15% (Art 13.7.3.1 – E.060).

Reemplazando los valores, se obtuvieron los siguientes valores de fuerza cortante actuante:

**Tabla N° 103 – Fuerza cortante actuante para losa maciza e = 17.5 cm.**

<b>Fuerza Cortante Actuante para losa maciza e = 17.5 cm</b>			
A (m)	7.845	A/B	0.99
B (m)	7.900	d (m)	0.145
<b>Perú</b>		<b>Chile y E.E.U.U.</b>	
$W_u$ (T/m)	1.460	$W_u$ (T/m)	1.280
V (T)	3.19	V (T)	2.80

De forma resumida, se obtuvieron los siguientes valores de diseño:

**Tabla N° 104 – Valores de Diseño para losa e = 17.5 cm - Habitaciones.**

<b>Losa e = 17.5 cm – Habitaciones 1<sup>er</sup>, 2<sup>do</sup> y 3<sup>er</sup> Techo</b>				
	Perú	Chile	E.E.U.U.	Variación
$W_u$ (T/m)	1.460	1.280		12.33%
<b>Momentos en Dirección Corta</b>				
$M_a^-$ Continuo (T-m)	4.58	4.02		12.33%
$M_a^-$ Discontinuo (T-m)	0.86	0.76		12.07%
$M_a^+$ (T-m)	2.58	2.27		12.07%
<b>Momentos en Dirección Larga</b>				
$M_b^-$ Continuo (T-m)	4.46	3.91		12.33%
$M_b^-$ Discontinuo (T-m)	0.84	0.74		12.06%
$M_b^+$ (T-m)	2.51	2.21		12.06%
<b>Fuerza Cortante Actuante</b>				
V (T)	3.19	2.80		12.33%

Las demás losas bidireccionales apoyadas en sus cuatro lados se analizaron de la misma manera, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla N° 105 – Valores de Diseño para losa e = 15 cm – SSHH y Administración.

Losa e = 15 cm – SSHH 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>do</sup> y 3 <sup>er</sup> Techo – Administración 4 <sup>to</sup> Techo				
	Perú	Chile	E.E.U.U.	Variación
<b>W<sub>u</sub> (T/m)</b>	1.376		1.208	12.21%
<b>Momentos en Dirección Corta</b>				
<b>M<sub>a</sub><sup>-</sup> Discontinuo (T-m)</b>	0.40		0.35	12.21%
<b>M<sub>a</sub><sup>+</sup> (T-m)</b>	1.21		1.06	12.21%
<b>Momentos en Dirección Larga</b>				
<b>M<sub>b</sub><sup>-</sup> Discontinuo (T-m)</b>	0.34		0.30	12.21%
<b>M<sub>b</sub><sup>+</sup> (T-m)</b>	1.02		0.90	12.21%
<b>Fuerza Cortante Actuante</b>				
<b>V (T)</b>	1.59		1.40	12.21%

Tabla N° 106 – Valores de Diseño para losa e = 15 cm – Cuarto de Máquinas.

Losa e = 15 cm - Cuarto de Máquinas 5 <sup>to</sup> Techo				
	Perú	Chile	E.E.U.U.	Variación
<b>W<sub>u</sub> (T/m)</b>	2.578		2.408	6.59%
<b>Momentos en Dirección Corta</b>				
<b>M<sub>a</sub><sup>-</sup> Continuo (T-m)</b>	0.69		0.64	6.59%
<b>M<sub>a</sub><sup>+</sup> (T-m)</b>	0.30		0.27	9.66%
<b>Momentos en Dirección Larga</b>				
<b>M<sub>b</sub><sup>-</sup> Continuo (T-m)</b>	0.25		0.23	6.59%
<b>M<sub>b</sub><sup>-</sup> Discontinuo (T-m)</b>	0.04		0.03	11.46%
<b>M<sub>b</sub><sup>+</sup> (T-m)</b>	0.11		0.10	11.46%
<b>Fuerza Cortante Actuante</b>				
<b>V (T)</b>	1.55		1.45	6.59%

Tabla N° 107 – Valores de Diseño para losa e = 15 cm – Cuarto de Tanques.

<b>Losa e = 15 cm – Cuarto de Tanques 5<sup>to</sup> Techo</b>				
	<b>Perú</b>	<b>Chile</b>	<b>E.E.U.U.</b>	<b>Variación</b>
<b><math>W_u</math> (T/m)</b>	2.690	2.520		6.32%
<b>Momentos en Dirección Corta</b>				
<b><math>M_a^-</math> Continuo (T-m)</b>	3.95	3.70		6.32%
<b><math>M_a^-</math> Discontinuo (T-m)</b>	0.62	0.58		6.67%
<b><math>M_a^+</math> (T-m)</b>	1.86	1.73		6.67%
<b>Momentos en Dirección Larga</b>				
<b><math>M_b^-</math> Discontinuo (T-m)</b>	0.58	0.54		7.43%
<b><math>M_b^+</math> (T-m)</b>	1.74	1.61		7.43%
<b>Fuerza Cortante Actante</b>				
<b>V (T)</b>	3.54	3.32		6.32%

Tabla N° 108 – Valores de Diseño para losa e = 15 cm – Espacios Libres (E-G/5-6).

<b>Losa e = 15 cm – Espacios Libres 5<sup>to</sup> Techo (E-G/5-6)</b>				
	<b>Perú</b>	<b>Chile</b>	<b>E.E.U.U.</b>	<b>Variación</b>
<b><math>W_u</math> (T/m)</b>	0.828	0.724		12.56%
<b>Momentos en Dirección Corta</b>				
<b><math>M_a^-</math> Continuo (T-m)</b>	0.53	0.46		12.56%
<b><math>M_a^-</math> Discontinuo (T-m)</b>	0.11	0.10		12.17%
<b><math>M_a^+</math> (T-m)</b>	0.34	0.30		12.17%
<b>Momentos en Dirección Larga</b>				
<b><math>M_b^-</math> Continuo (T-m)</b>	0.16	0.14		12.56%
<b><math>M_b^-</math> Discontinuo (T-m)</b>	0.04	0.03		12.05%
<b><math>M_b^+</math> (T-m)</b>	0.11	0.10		12.05%
<b>Fuerza Cortante Actante</b>				
<b>V (T)</b>	0.84	0.73		12.56%

Tabla N° 109 – Valores de Diseño para losa e = 15 cm – Espacios Libres (B-D/3-5).

Losa e = 15 cm – Espacios Libres 5to Techo (B-D/3-5)				
	Perú	Chile	E.E.U.U.	Variación
<b>W<sub>u</sub> (T/m)</b>	0.828		0.724	12.56%
<b>Momentos en Dirección Corta</b>				
<b>M<sub>a</sub><sup>-</sup> Discontinuo (T-m)</b>	0.17		0.15	12.38%
<b>M<sub>a</sub><sup>+</sup> (T-m)</b>	0.50		0.44	12.38%
<b>Momentos en Dirección Larga</b>				
<b>M<sub>b</sub><sup>-</sup> Continuo (T-m)</b>	1.02		0.89	12.56%
<b>M<sub>b</sub><sup>-</sup> Discontinuo (T-m)</b>	0.15		0.13	12.51%
<b>M<sub>b</sub><sup>+</sup> (T-m)</b>	0.46		0.40	12.51%
<b>Fuerza Cortante Actuante</b>				
<b>V (T)</b>	1.00		0.87	12.56%

Tabla N° 110 – Valores de Diseño para losa e = 15 cm – Espacios Libres (B-D/5-6).

Losa e = 15 cm – Espacios Libres 5to Techo (B-D/5-6)				
	Perú	Chile	E.E.U.U.	Variación
<b>W<sub>u</sub> (T/m)</b>	0.828		0.724	12.56%
<b>Momentos en Dirección Corta</b>				
<b>M<sub>a</sub> Continuo (T-m)</b>	0.48		0.42	12.56%
<b>M<sub>a</sub> Discont. (T-m)</b>	0.10		0.09	12.25%
<b>M<sub>a</sub><sup>+</sup> (T-m)</b>	0.30		0.26	12.25%
<b>Momentos en Dirección Larga</b>				
<b>M<sub>b</sub> Continuo (T-m)</b>	0.21		0.18	12.56%
<b>M<sub>b</sub> Discont. (T-m)</b>	0.04		0.04	12.25%
<b>M<sub>b</sub><sup>+</sup> (T-m)</b>	0.13		0.11	12.25%
<b>Fuerza Cortante Actuante</b>				
<b>V (T)</b>	0.76		0.67	12.56%

### 5.5.2.2. DISEÑO ESTRUCTURAL

A modo de ejemplo, se muestra el diseño de la losa de las habitaciones.

En primer lugar, se realizó la verificación por fuerza cortante. En el caso peruano, la fuerza cortante actuante en la losa es igual a 3.19 Ton. En el caso chileno y norteamericano, es igual a 2.80 Ton. La fuerza cortante resistente del concreto según normativa peruana es:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d = (0.85)(0.53)(\sqrt{210})(100 \text{ cm})(14.5 \text{ cm}) = 9.47 \text{ Ton.}$$

La fuerza cortante resistente del concreto según normativa chilena y norteamericana es:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = (0.75)(0.53)(1.00)(\sqrt{210})(100 \text{ cm})(14.5 \text{ cm}) = 8.35 \text{ Ton.}$$

En ambos casos, el concreto es capaz de resistir la fuerza cortante actuante. El diseño por flexión se indica en las siguientes tablas:

**Tabla N° 111 – Diseño por Flexión de losa de habitaciones e = 17.5 cm - Perú.**

<b>Diseño por Flexión de losa de habitaciones e = 17.5 cm - Perú</b>						
	<b>M<sub>a</sub> Continuo</b>	<b>M<sub>a</sub> Discontinuo</b>	<b>M<sub>a</sub><sup>+</sup></b>	<b>M<sub>b</sub> Continuo</b>	<b>M<sub>b</sub> Discontinuo</b>	<b>M<sub>b</sub><sup>+</sup></b>
	4.58	0.86	2.58	4.46	0.84	2.51
<b>Cte</b>	0.1153	0.0217	0.0650	0.1124	0.0211	0.0632
	0.1245	0.0220	0.0678	0.1210	0.0213	0.0658
<b>AS<sub>req</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	9.02	1.59	4.91	8.77	1.55	4.77
<b>ρ<sub>req</sub></b>	0.0062	0.0011	0.0034	0.0060	0.0011	0.0033
<b>AS<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	3.15					
<b>AS<sub>col</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	Ø12mm@.125m	Ø12mm@.25m	Ø1/2"@.25m	Ø12mm@.125m	Ø12mm@.25m	Ø1/2"@.25m
	9.04	4.52	5.16	9.04	4.52	5.16
<b>ρ<sub>col</sub></b>	0.0062	0.0031	0.0036	0.0062	0.0031	0.0036

**Tabla N° 112 – Diseño por Flexión de losa de habitaciones e = 17.5 cm – Chile y E.E.U.U.**

<b>Diseño por Flexión de losa de habitaciones e = 17.5 cm - Chile y E.E.U.U.</b>						
	$M_a^-$ Continuo	$M_a^-$ Discontinuo	$M_a^+$	$M_b^-$ Continuo	$M_b^-$ Discontinuo	$M_b^+$
	4.02	0.76	2.27	3.91	0.74	2.21
<b>Cte</b>	0.1011	0.0191	0.0572	0.0985	0.0185	0.0556
<b><math>\omega</math></b>	0.1080	0.0193	0.0593	0.1050	0.0187	0.0575
<b><math>A_{s_{req}}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	7.83	1.40	4.30	7.61	1.36	4.17
<b><math>\rho_{req}</math></b>	0.0054	0.0010	0.0030	0.0053	0.0009	0.0029
<b><math>A_{s_{min}}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	3.15					
<b><math>A_{s_{col}}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	Ø 1/2" @ .15m	Ø 1/2" @ .30m	Ø 1/2" @ .30m	Ø 1/2" @ .15m	Ø 1/2" @ .30m	Ø 1/2" @ .30m
	8.6	4.30	4.30	8.60	4.30	4.30
<b><math>\rho_{col}</math></b>	0.0059	0.0030	0.0030	0.0059	0.0030	0.0030
<b><math>\rho_{max}</math> tracción</b>	0.0135					

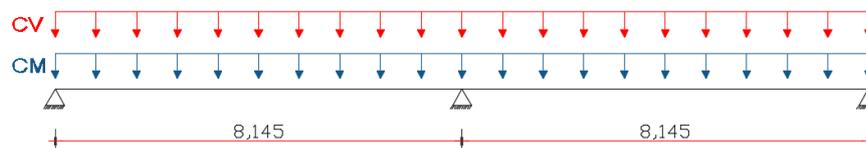
En el caso para Chile y E.E.U.U., el coeficiente de reducción de resistencia para flexión varía de 0.65 a 0.90. Para esta losa, toma un valor de 0.90 ya que las cuantías proporcionadas ( $\rho_{col}$ ) son menores al límite de 0.0135, según el punto 4.2.3 del capítulo IV, gracias a lo cual se garantiza una falla controlada por la fluencia del acero.

Para el corte de acero negativo se dejan, de manera conservadora, bastones de longitud igual a  $L_n/4$ . Al tener luces promedio de 8 m, los bastones se dejaron con 2m de longitud.

Las demás losas se diseñaron de manera similar.

### 5.5.2.3. ANÁLISIS DE DEFLEXIONES

Tal y como se hizo en el punto 5.3.2, la losa bidireccional se simplifica como una losa unidireccional para facilitar su análisis.



**Figura N° 63 – Idealización simplificada de losa bidireccional de habitaciones.**

Según el metrado de cargas, la losa bidireccional tiene una carga muerta de servicio igual a 800 kg/m<sup>2</sup> y una carga viva de servicio igual a 200 kg/m<sup>2</sup>. Sin embargo, para poder ser analizada de manera unidireccional, las cargas se redistribuyen según la siguiente tabla:

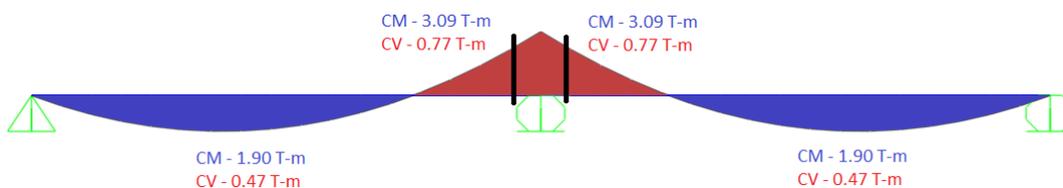
**Tabla N° 113 – Relación de la carga W que se transmite en las direcciones A y B.**

Relación	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	0.50	0.50	0.17	0.50	0.83	0.71	0.29	0.33	0.67
W <sub>a</sub>	0.50	0.50	0.83	0.50	0.17	0.29	0.71	0.67	0.33
W <sub>b</sub>	0.55	0.55	0.20	0.55	0.86	0.75	0.33	0.38	0.71
0.95	0.45	0.45	0.80	0.45	0.14	0.25	0.67	0.62	0.29
W <sub>a</sub>	0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
W <sub>b</sub>	0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.85	0.66	0.66	0.28	0.66	0.90	0.83	0.43	0.49	0.79
W <sub>a</sub>	0.34	0.34	0.72	0.34	0.10	0.17	0.57	0.51	0.21
W <sub>b</sub>	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
0.80	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
W <sub>a</sub>	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
W <sub>b</sub>	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.04	0.14
0.75	0.81	0.81	0.45	0.81	0.95	0.91	0.62	0.68	0.89
W <sub>a</sub>	0.19	0.19	0.55	0.19	0.05	0.09	0.38	0.32	0.11
W <sub>b</sub>	0.85	0.85	0.53	0.85	0.96	0.93	0.69	0.07	0.92
0.65	0.15	0.15	0.47	0.15	0.04	0.07	0.31	0.03	0.08
W <sub>a</sub>	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
W <sub>b</sub>	0.11	0.11	0.39	0.10	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06
0.60	0.92	0.92	0.69	0.92	0.98	0.96	0.81	0.85	0.95
W <sub>a</sub>	0.08	0.08	0.31	0.08	0.02	0.04	0.19	0.15	0.05
W <sub>b</sub>	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
0.50	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03
W <sub>a</sub>									
W <sub>b</sub>									

Fuente: Adaptación de Diseño de Estructuras de Concreto (Nilson, 2001).

Siendo una losa del caso 4 y teniendo una luz corta de 7.845m y una larga de 7.900m, la carga que se redistribuye en la dirección de análisis (luz corta) es de  $CM = 408 \text{ kg/m}^2$  y  $CV = 102 \text{ kg/m}^2$ .

Los momentos actuantes y las inercias calculadas en los puntos críticos son los siguientes:



**Figura N° 64 – Momentos actuantes de servicio para losa bidireccional de habitaciones.**

Con estos momentos de servicio, se calcularon las inercias para las secciones críticas:

Tabla N° 114 – Cálculo de Inercias en Secciones Críticas de losas de habitaciones.

Cálculo de Inercias en Secciones Críticas de losas de habitaciones				
PERÚ		E.E.U.U. y Chile		
Tramo Central		Tramo de Apoyo	Tramo Central	
Tramo de Apoyo		Tramo Central	Tramo de Apoyo	
<b>Sección</b>				
<b>Ma (T-m)</b>	2.37	3.86	2.37	3.86
<b>Mcr (T-m)</b>	1.48	1.48	1.48	1.48
<b>Ig (cm<sup>4</sup>)</b>	44661.46	44661.46	44661.46	44661.46
<b>Icr (cm<sup>4</sup>)</b>	7025.25	11189.02	7025.65	11178.99
<b>Ien (cm<sup>4</sup>)</b>	I <sub>e2</sub> = 44661.46	I <sub>e3</sub> = 44661.46	I <sub>e2</sub> = 44661.46	I <sub>e3</sub> = 44661.46
<b>Ie (cm<sup>4</sup>)</b>	$I_e = \frac{2I_{e2} + I_{e3}}{3}$		$I_e = \frac{2.55I_{e2} + 0.45I_{e3}}{3} = 0.85I_{e2} + 0.15I_{e3}$	
	I <sub>e</sub> = 44661.46		I <sub>e</sub> = 44661.46	

Se puede observar que los momentos actuantes son mucho mayores que los momentos críticos, por lo que aparentemente se debería utilizar o la inercia crítica o la fórmula para utilizar la inercia efectiva, según cada normativa. Sin embargo, esta idealización de viga continua no representa fielmente el comportamiento real de las losas bidireccionales. Arthur H. Nilson (Nilson, 2001) menciona que, en la realidad, la fisuración en losas bidireccionales apoyadas en sus bordes no es significativa, por lo que trabajar con la inercia bruta no representa mayor diferencia en el cálculo de deflexiones. Con esta base, se decidió trabajar con una inercia efectiva igual a la inercia bruta para todos los modelos.

Tabla N° 115 – Deflexiones de losas de habitaciones.

	Deflexiones (m)							
	$\Delta i_{CM}$	$\Delta i_{CV(100\%)}$	$\Delta i_{CV(30\%)}$	$\Delta d_{CM}$	$\Delta d_{CV(100\%)}$	$\Delta d_{CV(30\%)}$	$\Delta_{Lim} (L/480)$	$\Delta_{Cálculo}$
<b>Perú</b>	0.0100	0.0025	0.0007	0.0172	0.0043	0.0013	0.0163	0.0210
<b>E.E.U.U. y Chile</b>	0.0099	0.0025	0.0007	0.0168	0.0042	0.0013	0.0163	0.0205

Se puede observar que la deflexión calculada es mayor a la deflexión límite establecida por cada normativa. Para poder cumplir con los límites, se reforzó la losa colocando aceros de 5/8" superiores e inferiores en los tramos centrales de la losa.

**Tabla N° 116 – Segundo Cálculo de Inercias en Secciones Críticas de losas de habitaciones.**

Segundo Cálculo de Inercias en Secciones Críticas de losas de habitaciones				
PERÚ		E.E.U.U. y Chile		
	Tramo Central	Tramo de Apoyo	Tramo Central	Tramo de Apoyo
Sección				
$M_a$ (T-m)	2.37	3.86	2.37	3.86
$M_{cr}$ (T-m)	1.48	1.48	1.48	1.48
$I_g$ (cm <sup>4</sup> )	44661.46	44661.46	44661.46	44661.46
$I_{cr}$ (cm <sup>4</sup> )	19902.12	19902.12	16158.19	16158.19
$I_{en}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{e2} = 44661.46$	$I_{e3} = 44661.46$	$I_{e2} = 44661.46$	$I_{e3} = 44661.46$
$I_e$ (cm <sup>4</sup> )	$I_e = \frac{2I_{e2} + I_{e3}}{3}$		$I_e = \frac{2.55I_{e2} + 0.45I_{e3}}{3} = 0.85I_{e2} + 0.15I_{e3}$	
	$I_e = 44661.46$		$I_e = 44661.46$	

**Tabla N° 117 – Deflexiones de losas de habitaciones con Refuerzo Adicional.**

	Deflexiones (m)							
	$\Delta i_{CM}$	$\Delta i_{CV(100\%)}$	$\Delta i_{CV(30\%)}$	$\Delta d_{CM}$	$\Delta d_{CV(100\%)}$	$\Delta d_{CV(30\%)}$	$\Delta Lim (L/480)$	$\Delta Cálculo$
Perú	0.0100	0.0025	0.0007	0.0123	0.0031	0.0009	0.0163	0.0157
E.E.U.U. y Chile	0.0099	0.0025	0.0007	0.0133	0.0033	0.0010	0.0163	0.0168

Con el reforzamiento añadido, la deflexión para la norma peruana es menor que el límite establecido por la norma (0.0157 m contra 0.0163 m). En el caso para E.E.U.U. y Chile, la deflexión calculada es mayor que la deflexión límite solo por medio milímetro, con lo cual puede considerarse que son iguales.

De manera adicional, y a modo de comprobación, también se modeló la losa de manera tridimensional utilizando elementos finitos en el sap2000.

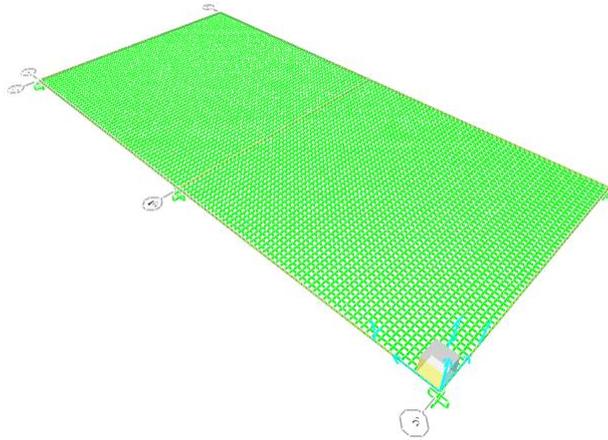


Figura N° 65 – Modelo 3D de losa de habitaciones e = 17.5cm.

Siendo las deflexiones, considerando el reforzamiento, las siguientes:

Tabla N° 118 – Deflexiones de losas de habitaciones con Refuerzo Adicional – Elementos Finitos.

	Deflexiones (m)							$\Delta$ Cálculo
	$\Delta_i$ CM	$\Delta_i$ CV(100%)	$\Delta_i$ CV(30%)	$\Delta_d$ CM	$\Delta_d$ CV(100%)	$\Delta_d$ CV(30%)	$\Delta_{Lim}$ (L/480)	
Perú	0.0092	0.0023	0.0007	0.0113	0.0028	0.0008	0.0163	0.0145
E.E.U.U. y Chile	0.0092	0.0023	0.0007	0.0124	0.0031	0.0009	0.0163	0.0156

El análisis mediante elementos finitos brinda resultados incluso aún más conservadores, validando así tanto el reforzamiento como el espesor brindado.

Ambas losas, con espesor de 17.5 cm, cumplen con las deflexiones normadas, quedando el detallado de acero como sigue:

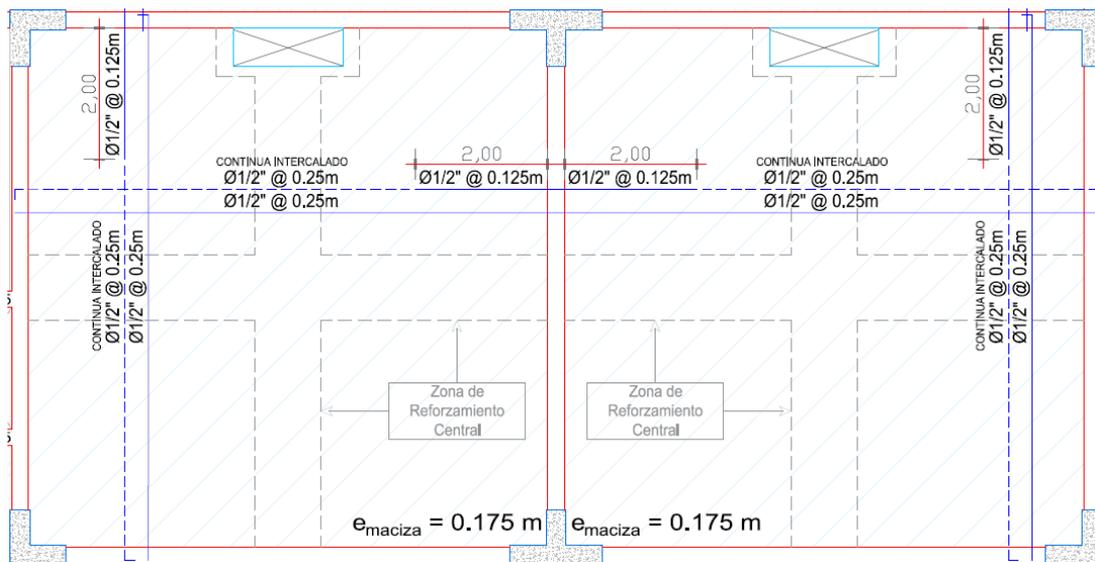


Figura N° 66 – Acero en losa de habitaciones e = 17.5cm – Perú.

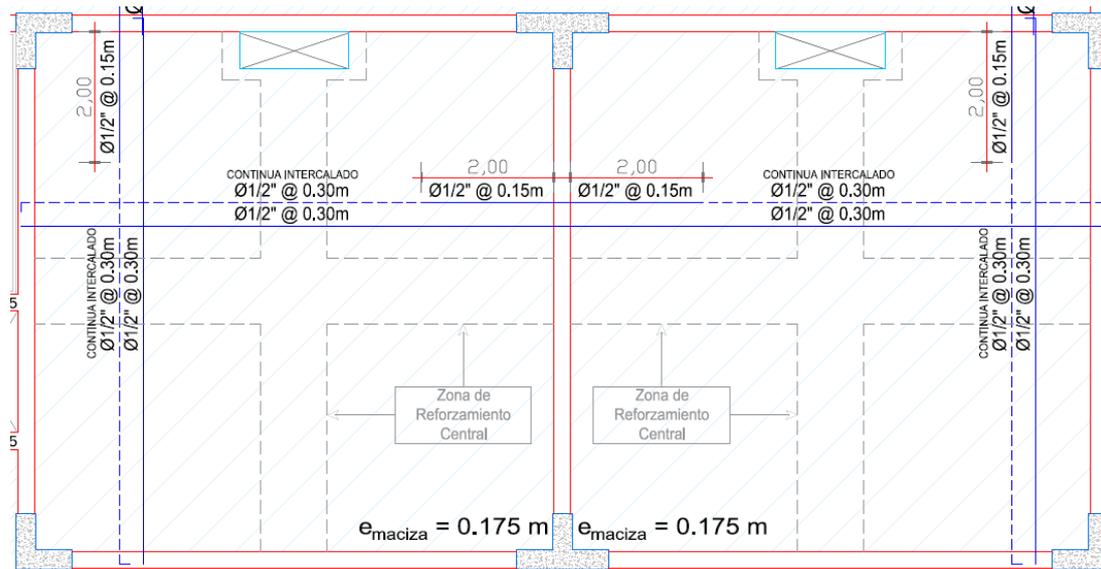


Figura N° 67 – Acero en losa de habitaciones  $e = 17.5\text{cm}$  – Chile y E.E.U.U.

Con el fin de evitar la presencia de distintos diámetros de acero en una misma losa, las varillas de 12mm del modelo peruano fueron uniformizadas a varillas de  $1/2"$ .

El reforzamiento en el perímetro de los ductos se realizó colocando un área de acero que cubre el área suprimida por el ducto. El reforzamiento se extendió una distancia  $L_d$  más allá del extremo del ducto, según cada normativa.

Los reforzamientos colocados para controlar las deflexiones en las losas, junto con los reforzamientos alrededor de los ductos se colocaron en detalles separados.

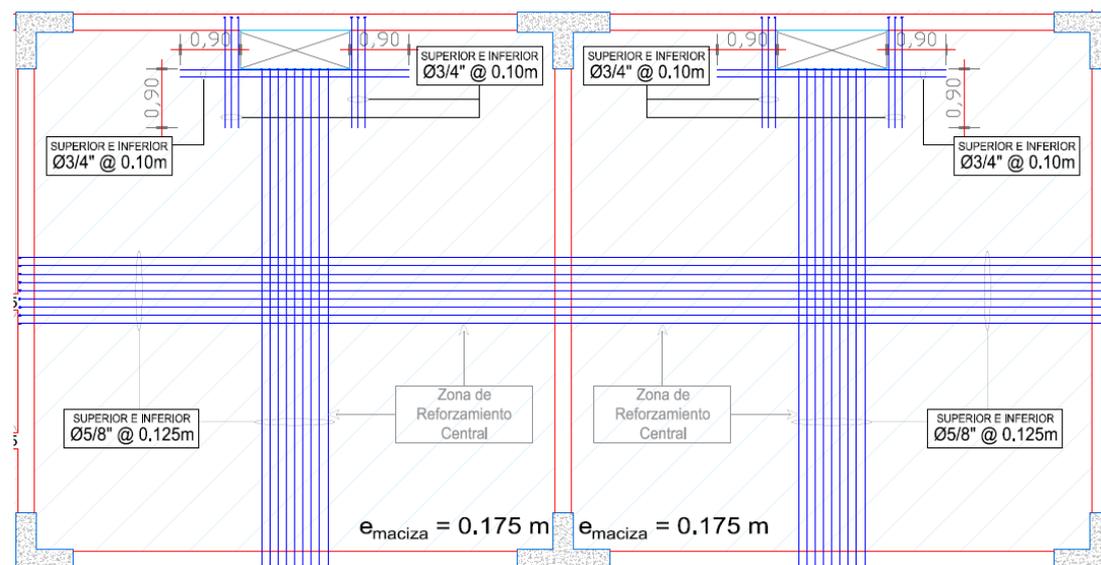


Figura N° 68 – Reforzamiento en losa de habitaciones  $e = 17.5\text{cm}$  – Perú.

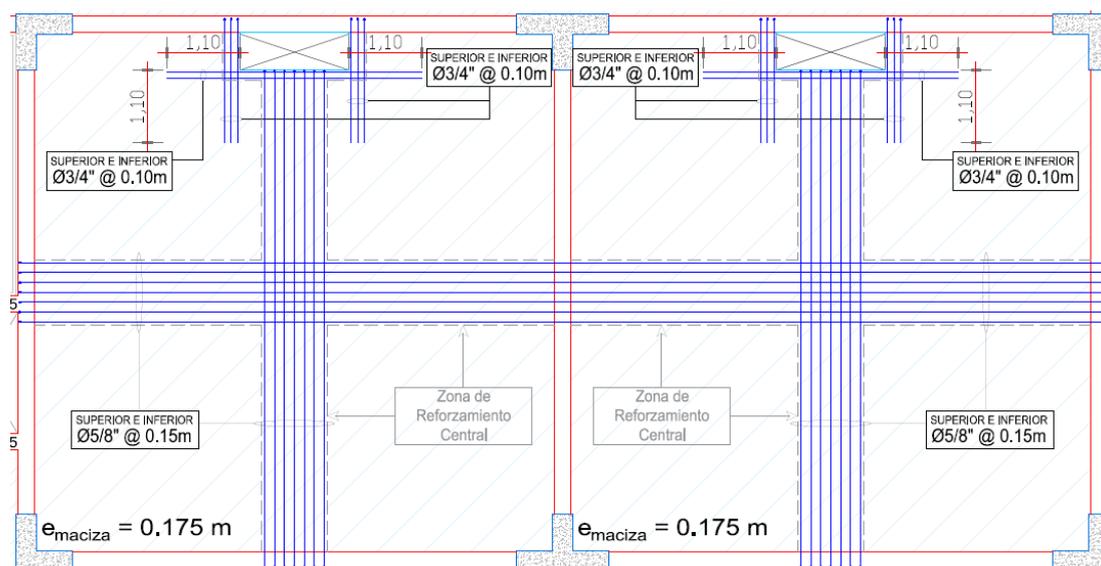


Figura N° 69 – Reforzamiento en losa de habitaciones e = 17.5cm – Chile y E.E.U.U.

## 5.6. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

El análisis y diseño de losas se realizó utilizando las respectivas combinaciones de carga indicadas en cada normativa. La norma peruana indica el uso de la combinación (1.4 CM + 1.7 CV) y las otras normas indican el uso del mayor valor entre las combinaciones (1.4 CM) y (1.2 CM + 1.6 CV). Utilizando las mismas cargas iniciales de servicio, las cargas últimas por cada losa son las siguientes:

Tabla N° 119 – Cargas últimas de losas y su variación.

	Carga Última (Kg/m <sup>2</sup> )		
	Perú	E.E.U.U. y Chile	Variación
<b>Losa e = 17.5 cm - Habitaciones 1er, 2do y 3er Techo</b>	1460	1280	12.33%
<b>Losa e = 15 cm - SSHH 1er, 2do y 3er Techo – Administración 4to Techo</b>	1376	1208	12.21%
<b>Losa e = 15 cm - PASADIZO 1er, 2do y 3er Techo</b>	1338	1204	10.01%
<b>Losa e = 15 cm - CUARTO DE MÁQUINAS 5to Techo</b>	2606	2436	6.52%
<b>Losa e = 15 cm - CUARTOS DE TANQUES 5to Techo</b>	2690	2520	6.32%
<b>Losa e = 15 cm - ESPACIOS LIBRES 5to Techo</b>	828	724	12.56%
<b>Losa e = 15 cm - TECHO INCLINADO A 15° - 4to Techo</b>	787.95	702.95	10.79%

Las normas chilena y norteamericana de concreto armado dan cargas últimas menores que la norma peruana en hasta un 12.5%. Esta variación en carga última

arroja momentos flectores de diseño menores en la misma proporción. Esto indica que la norma peruana se va del lado de la seguridad al tener mayores factores de amplificación de cargas.

Respecto al cálculo de deflexiones, no hay mayor diferencia entre las normativas obteniéndose valores casi iguales, específicamente para este caso debido a que el momento actuante es menor que el momento crítico por lo que se trabajó únicamente con la inercia de la sección bruta. De esta manera solo hubo variación en la cantidad de acero colocado. Si se hubiera hecho el cálculo de deflexiones con el mismo acero colocado, los resultados hubieran sido idénticos para las distintas normativas.

La mayor diferencia en losas se encuentra en el acero colocado en las losas bidireccionales, teniendo para la norma peruana espaciamientos de 12.5 cm y para las otras normas espaciamientos de 15 cm. Si el diseño se hubiera hecho con la misma carga última, se hubieran obtenido aceros colocados idénticos.

El metrado resumen de aceros para cada normativa es el siguiente:

**Tabla N° 120 – Metrado de acero de losas según las distintas normativas.**

<b>Metrado de Acero de losas (kg)</b>			
<b>Normativa</b>	<b>Peruana</b>	<b>Chilena y Norteamericana</b>	<b>Variación</b>
<b>1er Techo</b>	4151.37	3542.77	14.66%
<b>2do Techo</b>	4151.37	3542.77	14.66%
<b>3er Techo</b>	4151.37	3542.77	14.66%
<b>4to Techo</b>	2593.99	2601.15	-0.28%
<b>5to Techo</b>	1223.50	1223.50	0.00%
<b>TOTAL</b>	<b>16271.61</b>	<b>14452.98</b>	<b>11.18%</b>

De forma global, el diseño utilizando las combinaciones de carga peruanas arroja un 11.18% más de acero respecto a las otras normas. Este aumento está controlado por el diseño de las losas bidireccionales interiores. De forma específica, las losas bidireccionales interiores diseñadas con las combinaciones de norma peruana arrojan aproximadamente un 14% más de acero respecto a las otras normas.

Si se hubiera diseñado utilizando la misma combinación de cargas para las tres normativas, se hubieran obtenido los mismos resultados de acero.

Sin embargo, es importante recordar que el diseño se realizó utilizando la normativa de cargas peruana. Si se hubiera diseñado utilizando las normativas de cargas de cada país, el resultado hubiera sido distinto debido a la variación de los valores de cargas muertas y vivas.

## CAPÍTULO VI

### ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

#### 6.1. METRADO DE CARGAS

Al estar trabajando con losas macizas, las cargas sobre ellas se distribuyen a sus apoyos según su naturaleza unidireccional o bidireccional, según como indican las siguientes figuras.

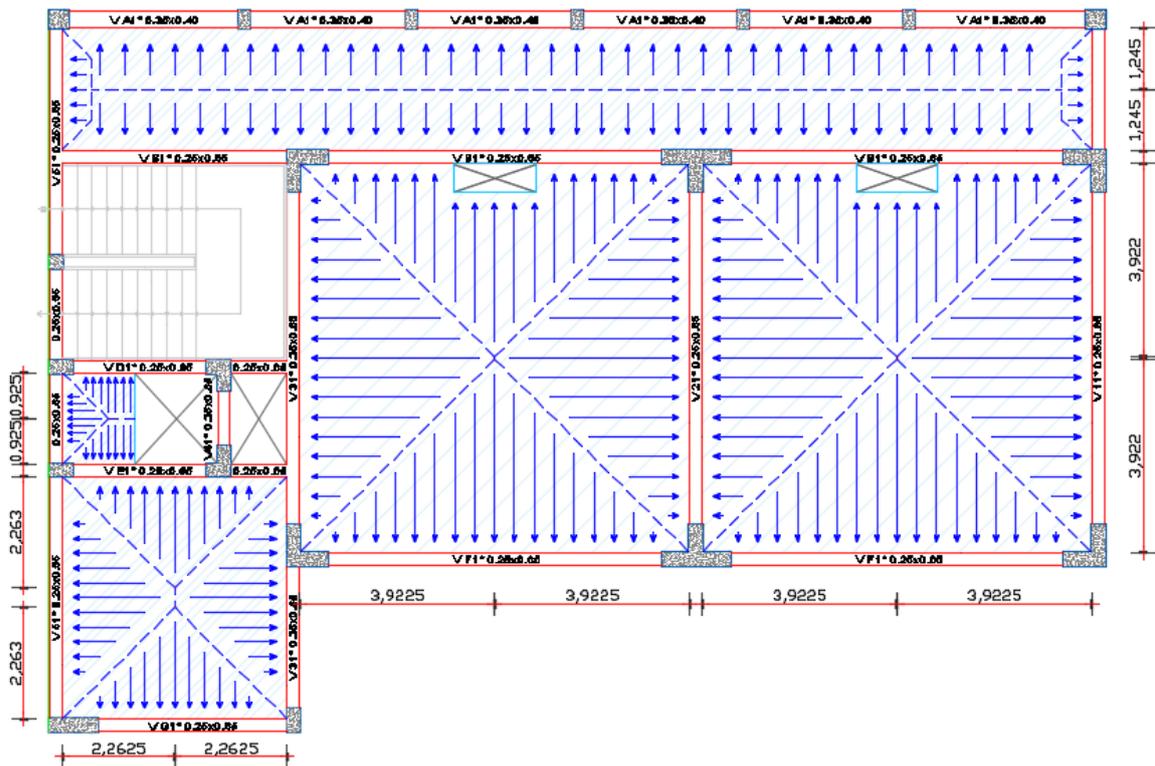


Figura N° 70 – Distribución de cargas de las losas hacia sus apoyos en 1°, 2° y 3° Techo.

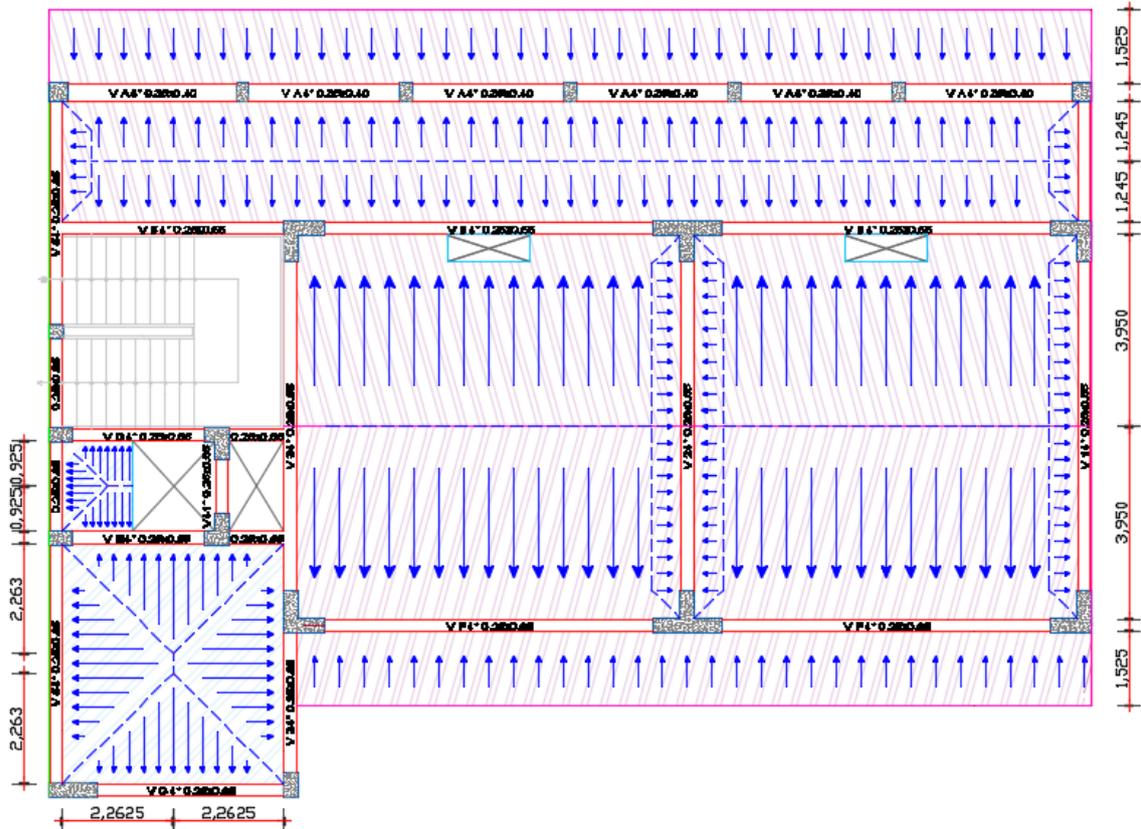


Figura N° 71 – Distribución de cargas de las losas hacia sus apoyos en 4° Techo.

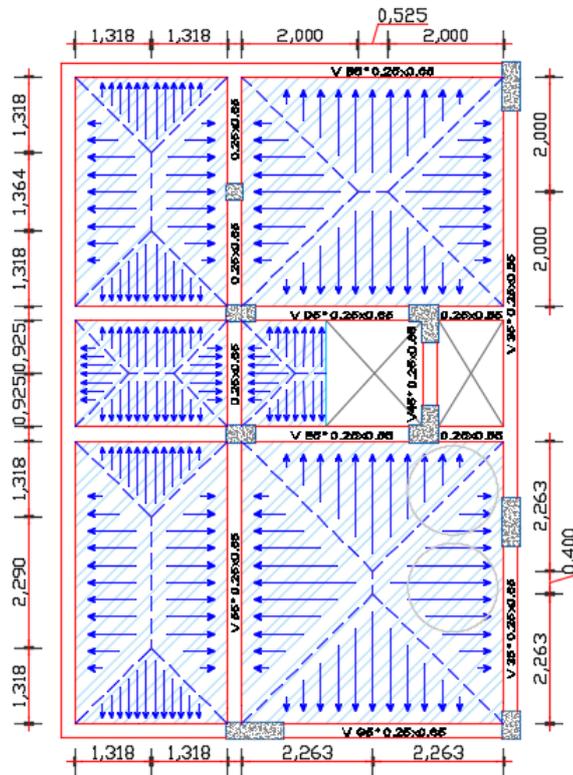
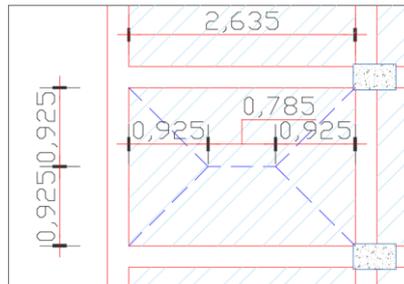


Figura N° 72 – Distribución de cargas de las losas hacia sus apoyos en 5° Techo.

Las losas unidireccionales (las losas entre el eje A y B en el 1°, 2°, 3° y 4° techo; la losa entre los ejes B y D en el 4° techo; y los voladizos del 4° \*-techo) distribuyen sus cargas hacia las vigas según el ancho tributario a cada lado de los apoyos, tal y como muestran las figuras anteriores. Los apoyos de estas losas, paralelos a la dirección del armado, teóricamente no reciben carga alguna debido a la dirección del armado, sin embargo, debido a que son elementos monolíticos de concreto armado junto con la losa, reciben carga en un ancho tributario aproximado igual a cuatro veces el espesor de la losa (60 cm).

Las losas bidireccionales distribuyen su carga hacia los apoyos en sus cuatro bordes (o tres bordes, en el caso de la losa entre los ejes D – E y 4 – 5) formando 45° en la intersección entre los apoyos. Dependiendo del largo y ancho de la losa, esta puede formar cargas distribuidas triangulares o trapezoidales sobre sus apoyos.



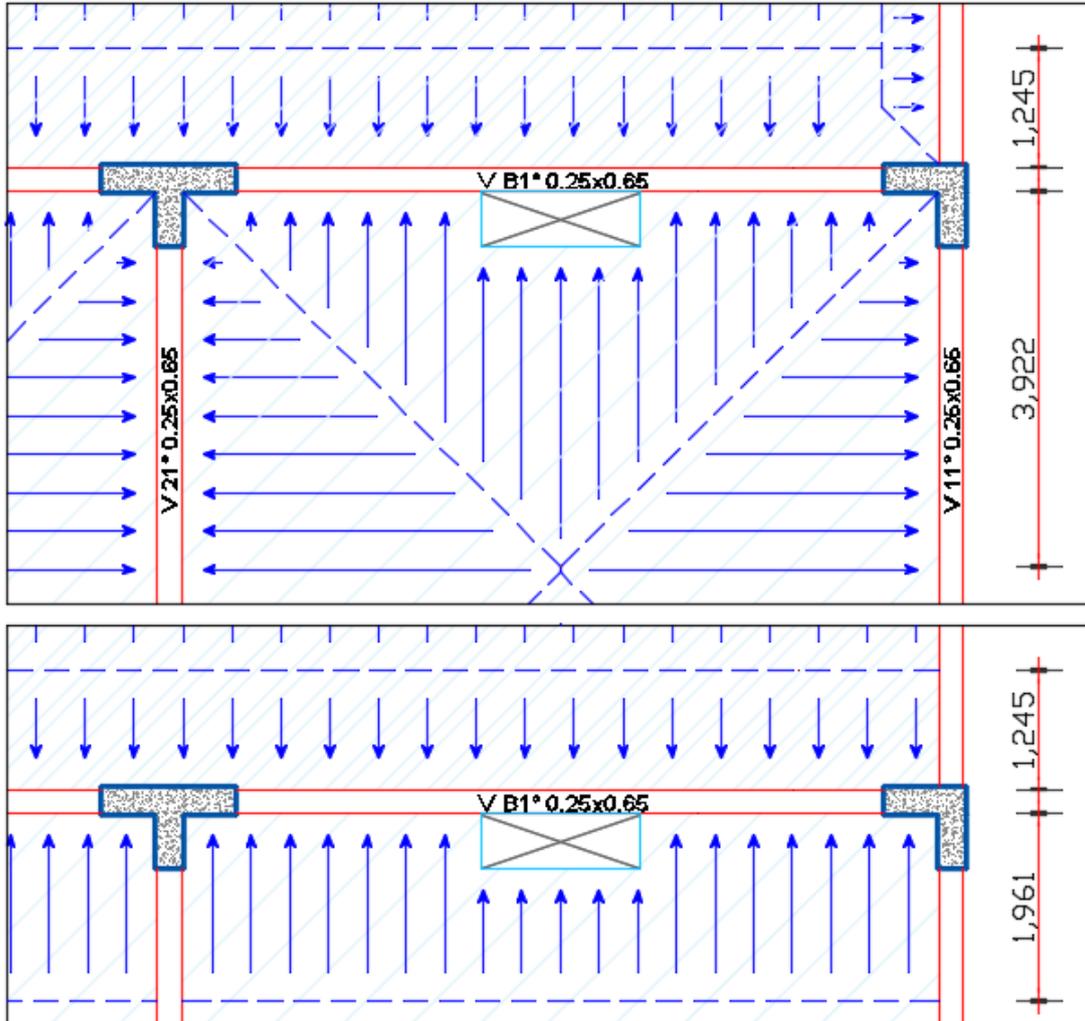
**Figura N° 73** – Ejemplo de distribución de cargas de losa bidireccional.

En la figura anterior se muestra como la losa distribuye una carga distribuida triangular hacia sus apoyos izquierdo y derecho, y una carga distribuida trapezoidal hacia sus apoyos superior e inferior. Una manera de facilitar el metrado es transformando el área tributaria triangular o trapezoidal a un área tributaria rectangular, con un ancho tributario uniforme mediante las siguientes expresiones:

**Tabla N° 121** – Áreas equivalentes en losas macizas.

Áreas Equivalentes			
Área Triangular		Área Trapezoidal	
Original	Equivalente	Original	Equivalente
<b>Ancho Equivalente</b>	$h = \frac{H}{2}$	<b>Ancho Equivalente</b>	$h = \left(\frac{b + B}{B}\right) \frac{H}{2}$

A modo de ejemplo, se muestra el metrado de la viga del eje B entre los ejes 1 y 3 en los tres primeros pisos. Esta viga soporta una losa bidireccional de 17.5 cm de espesor, por un lado, y una losa unidireccional de 15 cm, por el otro.



**Figura N° 74 – Ejemplo de ancho equivalente para metrado de viga B.**

La losa bidireccional de 17.5 cm le transmite una carga triangular con un ancho tributario máximo de 3.922 m, lo que se puede reemplazar por un ancho tributario equivalente igual a  $3.922/2 = 1.961$  m. La losa unidireccional de 15cm le transmite una carga uniforme con un ancho igual a 1.245 m. A continuación se muestra el metrado de esta viga y el resumen de los metrados de todas las demás vigas:

**Tabla N° 122 – Medrado de cargas de viga B entre 1 y 3 del 1° al 3° Techo.**

<b>VB - 0.25 x 0.65 entre 1 y 3 – 1° a 3° Techo</b>					
<b>ITEM</b>	<b>Peso Específico (kg/m³) / Peso por área (kg/m²)</b>	<b>b (m)</b>	<b>h (m)</b>	<b>Ancho Tributario (m)</b>	<b>Peso (Kg/m)</b>
<b>CARGA MUERTA</b>					
Peso Propio	2400	0.25	0.65	-	390
Peso de Losa 15 cm	360	-	-	1.245	448.2
Peso de Losa 17.5 cm	420	-	-	1.961	823.62
Piso Terminado	100	-	-	3.456	345.6
Falso Cielo Raso	10	-	-	3.456	34.56
Tabiquería Móvil	270	-	-	2.211	596.97
				CM =	2638.95
<b>CARGA VIVA</b>					
S/C Pasillo	400	-	-	1.245	498
S/C Habitación	200	-	-	2.211	442.2
				CV =	940.2

**Tabla N° 123 – Medrado de vigas en dirección X.**

<b>METRADO DE VIGAS EN DIRECCIÓN X</b>							
<b>VIGA</b>	<b>NIVEL</b>				<b>EJES</b>	<b>CM (Ton/m)</b>	<b>CV (Ton/m)</b>
<b>A</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>		1 - 5	1.118	0.638
				<b>4</b>	1 - 5	1.770	0.156
<b>B</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>		1 - 3	2.639	0.940
				<b>4</b>	3 - 5	1.003	0.598
				<b>4</b>	1 - 3	3.030	0.272
				<b>4</b>	3 - 5	1.756	0.075
				<b>5</b>	3 - 5	0.944	0.137
			<b>5</b>	5 - 6	0.728	0.091	
<b>D</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	Escalera	1.950	1.145
	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	3 - 4.5	0.390	0.000
				<b>5</b>	4.5 - 5	0.714	0.352
				<b>5</b>	3 - 4.5	0.944	0.137
				<b>5</b>	4.5 - 5	1.870	0.200
			<b>5</b>	5 - 6	1.610	0.151	
<b>E</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	Escalera	1.950	1.145
	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	3 - 4.5	0.949	0.276
				<b>5</b>	4.5 - 5	1.245	0.528
				<b>5</b>	3 - 4.5	0.949	0.138
				<b>5</b>	4.5 - 5	1.875	0.201
			<b>5</b>	5 - 6	1.61	0.151	
<b>F</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>		1 - 3	2.054	0.442
				<b>4</b>	1 - 3	3.171	0.286
<b>G</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	3 - 5	1.322	0.276
				<b>5</b>	3 - 5	0.949	0.138
			<b>5</b>	5 - 6	0.728	0.091	

Tabla N° 124 – Metrado de vigas en dirección Y.

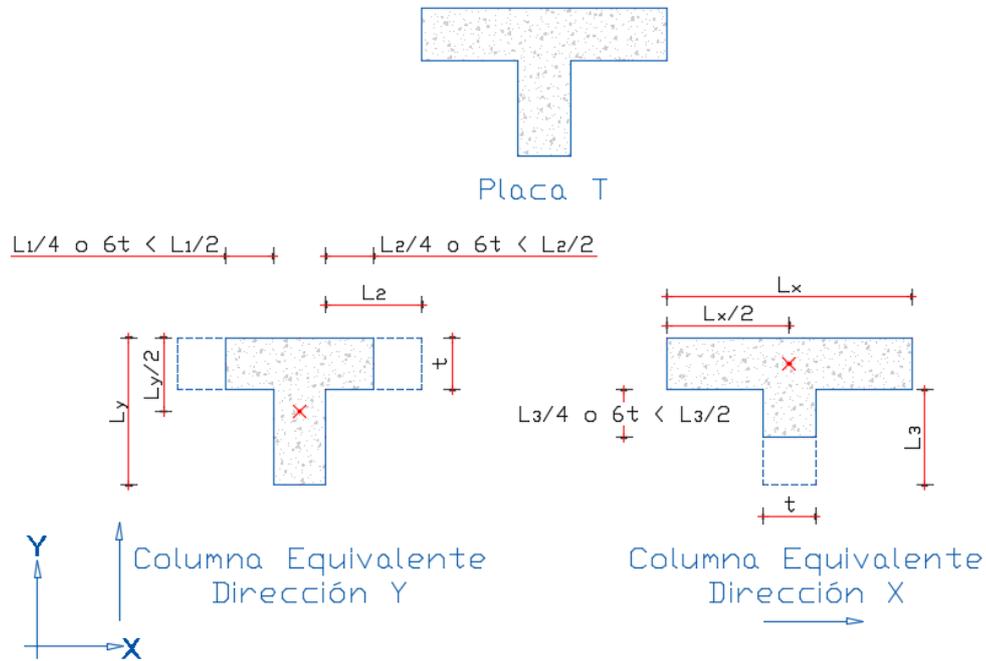
METRADO DE VIGAS EN DIRECCIÓN Y							
VIGA	NIVEL			EJES	CM (Ton/m)	CV (Ton/m)	
1	1	2	3	A - B	0.700	0.340	
				B - F	2.054	0.442	
				4	A - F	0.737	0.043
2	1	2	3	A - F	3.623	0.835	
							4
3	1	2	3	B - E	2.054	0.442	
				E - F	2.959	0.687	
				F - G	1.390	0.295	
				4	B - E	1.004	0.000
					E - G	1.390	0.295
				5	B - D	0.888	0.125
			D - E		0.415	0.000	
			E - G		0.992	0.147	
4	1	2	3	4	D - E	0.390	0.000
5	1	2	3	A - B	0.7	0.34	
				B - D	1.391	0.54	
				D - E	0.635	0.285	
				E - G	1.39	0.295	
				4	A - B	0.737	0.043
					B - D	1.391	0.54
					D - E	0.635	0.285
					E - G	1.39	0.295
				5	B - D	1.301	0.213
					D - E	2.026	0.117
					E - G	1.447	0.244
6				5	B - D	0.831	0.113
					D - E	1.347	0.071
					E - G	0.872	0.122

## 6.2. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL CON EL MÉTODO DE LOS PÓRTICOS PLANOS.

Para poder analizar de forma real estructuras con placas y columnas L y T, un método muy conocido es el método de pórtico planos (San Bartolomé Ramos, 1994), caracterizado por cuatro razones principales:

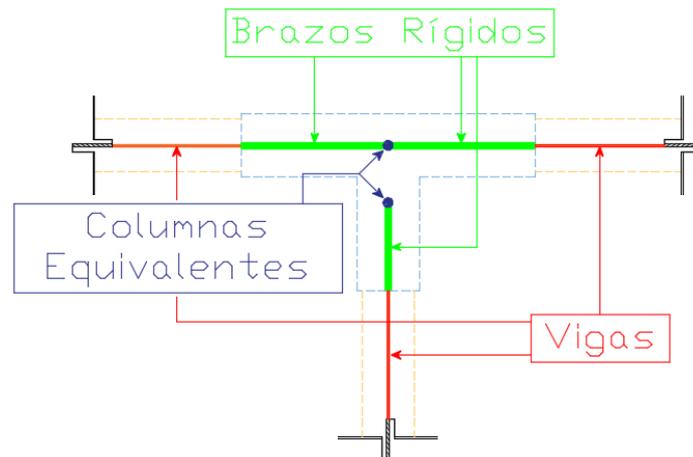
- Subdivide el edificio tridimensional en una serie de pórticos planos bidimensionales que trabajan solo en el plano en el cual están direccionados.
- Al momento de dividir pórticos concurrentes que comparten una columna L o T, considera que el ala aporta a la rigidez del elemento en la dirección de análisis mediante un ancho efectivo, formando así dos columnas equivalentes distintas,

una para cada dirección de análisis. Al momento de colocar las nuevas columnas en el modelo, se ubican a la mitad de la dimensión en la dirección de análisis, sin considerar el ala.



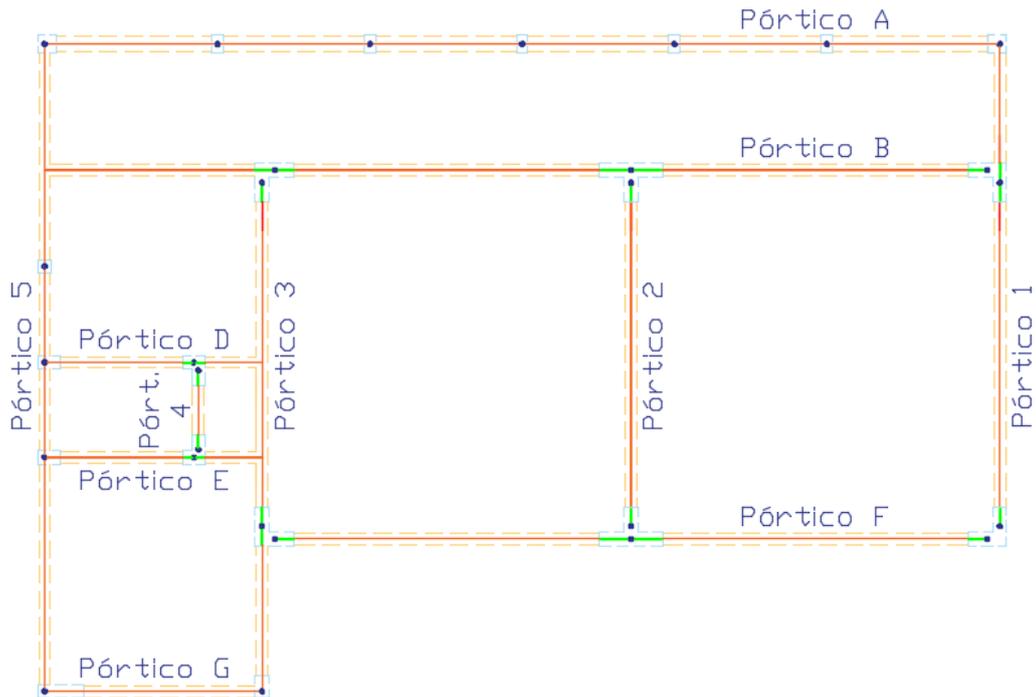
**Figura N° 75** – Anchos efectivos de ala en placa T.

- En los pórticos, considera un brazo rígido existente entre el punto donde se coloca la columna equivalente y el extremo de la columna, donde empieza la viga real. El módulo de elasticidad de estos brazos rígidos se considera 100 veces mayor al módulo de los demás elementos (San Bartolomé Ramos, 1994).



**Figura N° 76** – Esquema de elementos estructurales idealizados.

- Para lograr que los pórticos trabajen conjuntamente, se unifican mediante la asignación de diafragma rígido a todos los puntos pertenecientes a cada nivel.

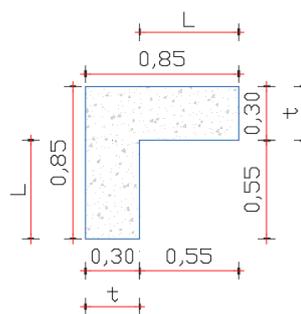


**Figura N° 77** – Esquema de elementos estructurales en planta del edificio.

En el caso de la estructura analizada, se puede observar que, por ejemplo, los pórticos 1 y 2 no tienen conexión directa con los pórticos B y F. La conexión se realizó mediante la asignación del diafragma rígido a todos los puntos de cada nivel mediante el programa de análisis estructural.

### 6.2.1. COLUMNAS EQUIVALENTES

A modo de ejemplo, se menciona el proceso de cálculo de las columnas equivalentes de las columnas tipo L ubicadas en B1, F1, B3 y F3.

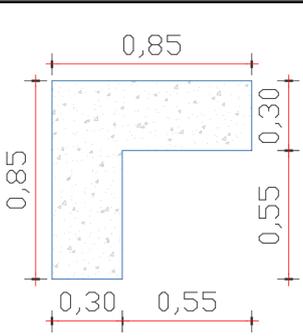
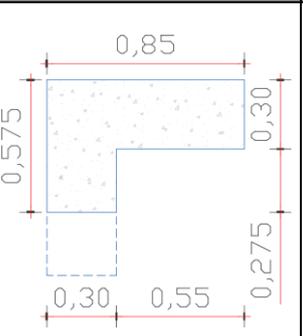
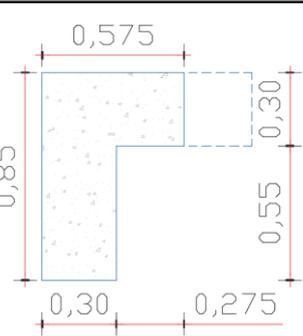


**Figura N° 78** – Geometría de columna B1, F1, B3 y F3.

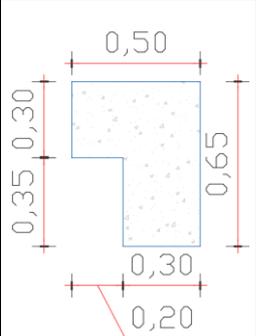
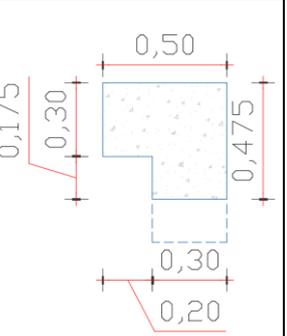
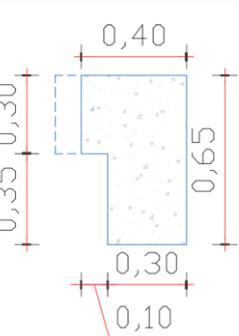
La columna original es una columna L de 0.85 x 0.85 x 0.30 x 0.30. La luz libre,  $L$ , de las alas es de 0.55 m, por lo que el ancho efectivo de las alas es el máximo entre  $6t$  ( $6 \times 0.30 = 1.80$  m) y  $L/4$  ( $0.55 / 4 = 0.1375$  m) pero no mayor que  $L/2$  ( $0.55 / 2 = 0.275$  m). De esta manera, el ancho efectivo de las alas es igual a 27.5 cm en ambos sentidos. Una vez obtenidas las columnas equivalentes, se realiza el cálculo de sus

centroides, inercias ( $I_{xx}$  o  $I_{yy}$ ), áreas totales ( $A_{xy}$ ) y áreas de corte ( $A_x$  o  $A_y$ ) en el sentido de análisis, mientras que en el sentido ortogonal se le asignan valores nulos. Los siguientes cuadros muestran las columnas equivalentes de los elementos tipo T y L de la estructura, y sus propiedades.

**Tabla N° 125 – Columnas equivalentes de columna L (0.85x0.85).**

Columna L 0.85 x 0.85 x 0.30 x 0.30				
Columna Original	Columnas Equivalentes			
	Dirección X		Dirección Y	
				
<b>B1, B3, F1, F3</b>	$I_{yy} (cm^4)$	2068583	$I_{xx} (cm^4)$	2068583
	$A_{xy} (cm^2)$	3375	$A_{xy} (cm^2)$	3375
	$A_x (cm^2)$	2550	$A_y (cm^2)$	2550

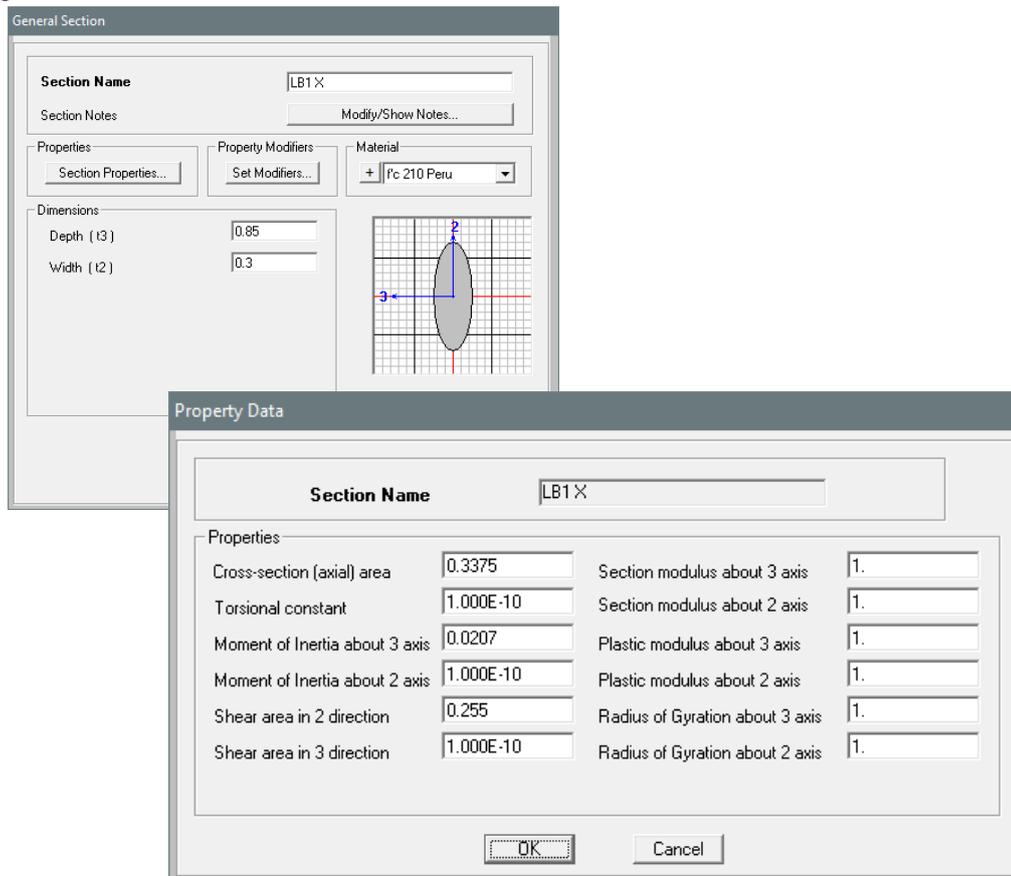
**Tabla N° 126 – Columnas equivalentes de columna L (0.65x0.50).**

Columna L 0.65 x 0.50 x 0.30 x 0.30				
Columna Original	Columnas Equivalentes			
	Dirección X		Dirección Y	
				
<b>D4, E4</b>	$I_{yy} (cm^4)$	390764	$I_{xx} (cm^4)$	788688
	$A_{xy} (cm^2)$	2025	$A_{xy} (cm^2)$	2250
	$A_x (cm^2)$	1500	$A_y (cm^2)$	1950

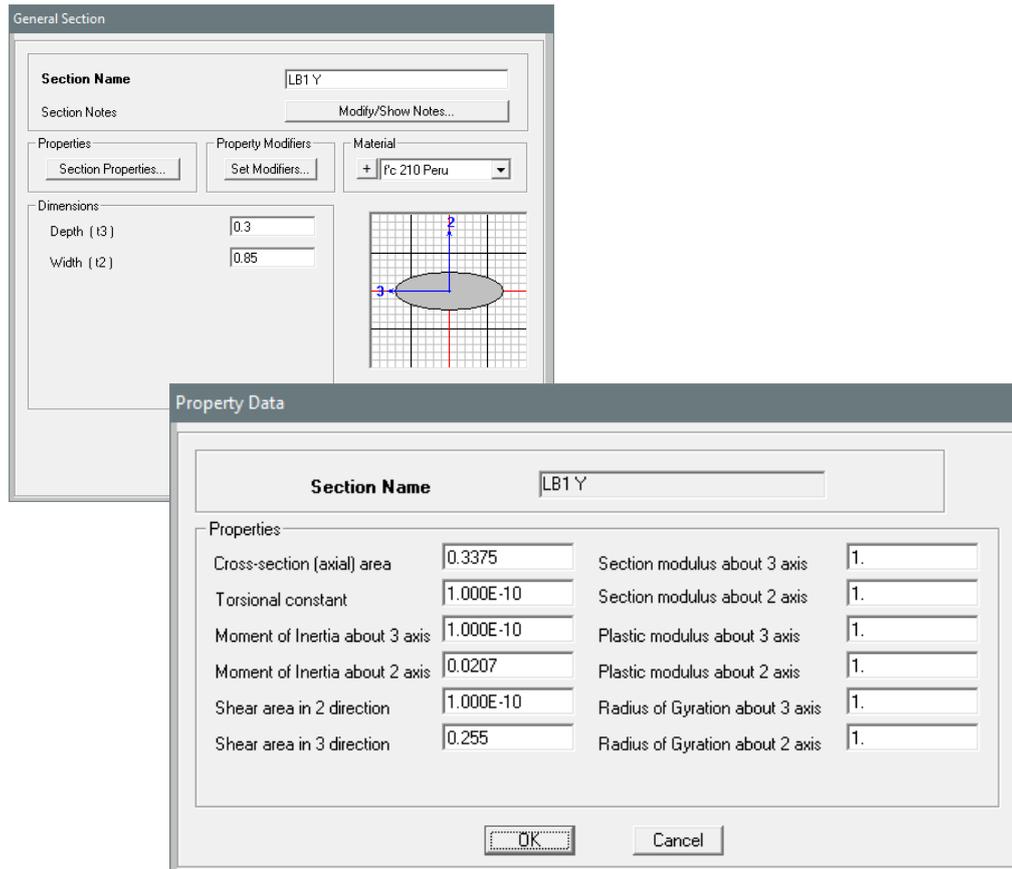
**Tabla N° 127 – Columnas equivalentes de columna T (1.40x0.85).**

Columna T 1.40 x 0.85 x 0.30 x 0.30				
Columna Original	Columnas Equivalentes			
	Dirección X		Dirección Y	
B2, F2	$I_{YY}$ (cm <sup>4</sup> )	6921875	$I_{XX}$ (cm <sup>4</sup> )	2416663
	$A_{XY}$ (cm <sup>2</sup> )	5025	$A_{XY}$ (cm <sup>2</sup> )	4200
	$A_X$ (cm <sup>2</sup> )	4200	$A_Y$ (cm <sup>2</sup> )	2550

Al momento de ingresar las columnas equivalentes en el programa de análisis estructural, se ingresaron como secciones generales con las propiedades asignadas según el cálculo.



**Figura N° 79 – Propiedades de columna equivalente en X de columna L (0.85x0.85).**



**Figura N° 80** – Propiedades de columna equivalente en Y de columna L (0.85x0.85).

Según los cálculos, se colocaron las propiedades mostradas y calculadas previamente en la dirección de trabajo de la columna. En el sentido ortogonal, a fin de evitar errores de cálculo en el programa, no se colocaron valores nulos, sino valores muy cercanos al cero. Las otras propiedades (Módulo elástico de sección, Módulo plástico de sección y Radio de giro) son propiedades utilizadas en el diseño computacional. Puesto que se utilizó el programa solo para el análisis estructural, el valor de estas propiedades no tiene incidencia en el modelo por lo que se les asignó un valor de 1, aunque pudo ser cualquier otro valor.

### 6.2.2. CENTRO DE MASAS

El centro de masas, en un entrepiso, es el punto sobre el cual se concentran las masas de todos los elementos de ese entrepiso. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$X_{CM} = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \wedge Y_{CM} = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Donde:

$X_{CM}$  = Ordenada X del Centro de Masas del Entrepiso.

$Y_{CM}$  = Ordenada Y del Centro de Masas del Entrepiso.

$M_i$  = Masa del elemento  $i$  – ésimo perteneciente al entrepiso.

$X_i$  = Ordenada X del centro de gravedad del elemento  $i$  – ésimo.

$Y_i$  = Ordenada Y del centro de gravedad del elemento  $i$  – ésimo.

Es sobre este punto sobre el cual es aplicada la fuerza sísmica. Al hablar de efectos sísmicos, este punto es calculado considerando las masas sísmicas mencionadas según cada normativa. En las siguientes tablas se muestran los pesos sísmicos por niveles, el peso sísmico total del edificio y los centros de masas. Se tomó como punto de referencia la esquina inferior izquierda de la columna G5.

**Tabla N° 128 – Pesos sísmicos de cada entrepiso.**

Peso Sísmico	
Entrepiso	Peso (Ton)
1° Entrepiso	287.16
2° Entrepiso	261.72
3° Entrepiso	261.72
4° Entrepiso	241.32
5° Entrepiso	83.86
<b>TOTAL</b>	<b>1135.78</b>

**Tabla N° 129 – Ubicación del centro de masas de cada entrepiso.**

Centro de Masas		
Entrepiso	$X_{CM}$ (m)	$Y_{CM}$ (m)
1° Entrepiso	10.30	8.20
2° Entrepiso	10.34	8.23
3° Entrepiso	10.34	8.23
4° Entrepiso	9.84	8.33
5° Entrepiso	1.19	5.83

### 6.2.3. CENTRO DE RIGIDECES

El centro de rigideces es el punto donde se concentra la rigidez promedio de los elementos resistentes a cargas laterales en cada entrepiso. La fuerza sísmica actúa en el centro de masas, provocando que la planta general gira respecto al centro de rigideces, el cual actúa como punto permanente de giro. Su cálculo está dado por la siguiente expresión:

$$X_{CK} = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i} \wedge Y_{CK} = \frac{\sum K_i Y_i}{\sum K_i}$$

Donde:

$X_{CK}$  = Ordenada X del Centro de Rigideces del Entrepiso.

$Y_{CK}$  = Ordenada Y del Centro de Rigideces del Entrepiso.

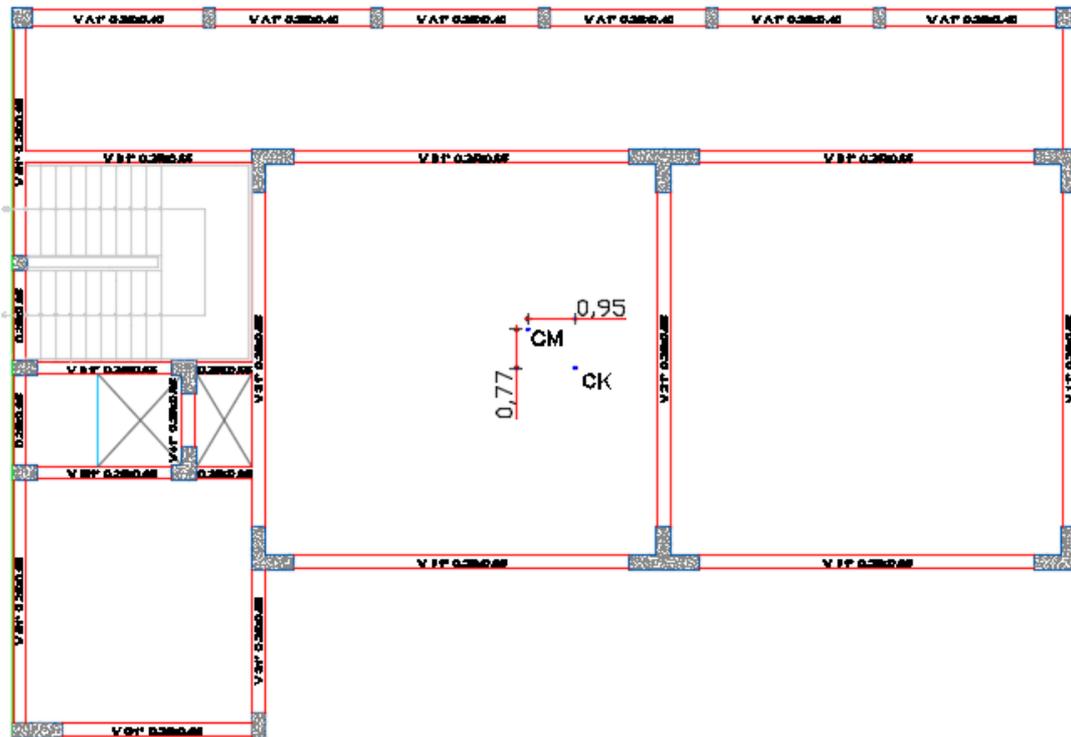
$K_i$  = Rigidez del elemento  $i$  – ésimo perteneciente al entrepiso.

$X_i$  = Ordenada X del centro de gravedad del elemento  $i$  – ésimo.

$Y_i$  = Ordenada Y del centro de gravedad del elemento  $i$  – ésimo.

**Tabla N° 130** – Ubicación del centro de rigideces de cada entrepiso.

Centro de Rigideces		
Entrepiso	$X_{CK}$ (m)	$Y_{CK}$ (m)
1° Entrepiso	11.25	7.43
2° Entrepiso	11.25	7.43
3° Entrepiso	11.25	7.43
4° Entrepiso	11.35	7.68
5° Entrepiso	1.28	6.47



**Figura N° 81** – Ubicación del centro de masas y centro de rigideces del primer entrepiso.

Se tomó como punto de referencia el mismo punto tomado para el cálculo del centro de masas.

Con la estructuración original, se puede observar que existe una excentricidad natural de 95 cm en X y 77 cm en Y entre el centro de rigidez y el centro de masas en el primer entrepiso. Este valor se ajusta automáticamente conforme se cumplen los requerimientos exigidos por cada normativa.

#### 6.2.4. MODELO ESTRUCTURAL INICIAL

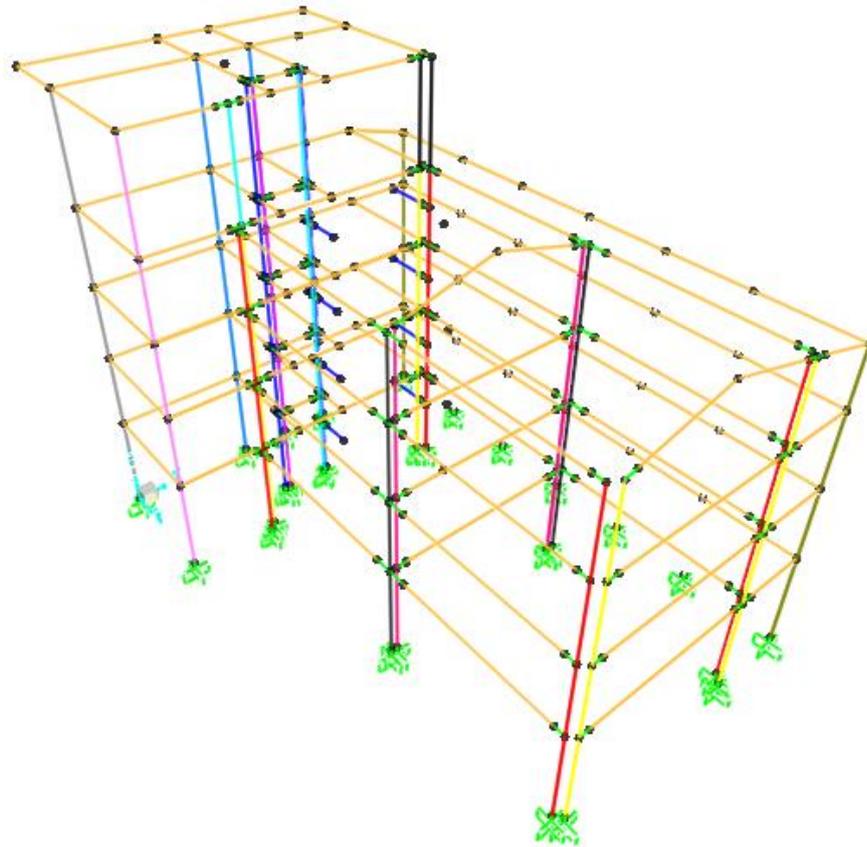
Con los datos anteriores, se procedió a modelar el edificio con el programa Sap2000, cumpliendo con lo siguiente:

- Para el concreto, se utilizó el módulo de elasticidad establecido en cada normativa según el punto 4.2.1.:

$$(15000\sqrt{f'_c} \text{ para Perú y } 15100\sqrt{f'_c} \text{ para Chile y Estados Unidos})$$

- Para los brazos rígidos según los pórticos planos, se utilizó un módulo de elasticidad 100 veces mayor al utilizado para el concreto.
- Para los brazos rígidos asignados mediante el mismo software, se consideró la rigidización de la intersección total entre vigas y columnas

- Se colocaron los puntos de Centro de Masas y Centro de Rigideces en cada entrepiso. En el 4° techo, estos puntos se colocaron a la mitad de la altura entre la cumbre y las vigas de los ejes B y F.
- Se asignó diafragma rígido en todos los entrepisos.
- Se consideró un peso sísmico igual al 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva, tal y como indica cada normativa



**Figura N° 82 – Modelo Estructural del Edificio.**

**Tabla N° 131 – Periodos de vibración con mayor masa traslacional del modelo del edificio.**

Periodos del Edificio		
Dirección	T (seg)	Porcentaje de Masa Traslacional
X	0.615	81%
Y	0.671	64%

El cambio del módulo de elasticidad, según cada normativa, no tuvo incidencia en los periodos de la estructura, siendo el mismo periodo para los tres modelos.

## 6.3. ANÁLISIS SÍMICO SEGÚN CADA NORMATIVA

### 6.3.1. NORMA PERUANA

Del punto 4.1.1., se obtuvieron los siguientes parámetros sísmicos:

Tabla N° 132 – Parámetros Sísmicos – Norma Peruana.

Parámetros Sísmicos		
Z	<i>Factor de zona</i>	0.35 g
U	<i>Factor de uso</i>	1
C	<i>Factor de amplificación sísmica</i>	2.44 en X (Para análisis estático) 2.23 en Y (Para análisis estático)
S	<i>Factor de suelo</i>	1.15
T <sub>P</sub>	<i>Periodo límite de la plataforma del espectro de aceleraciones.</i>	0.6 seg
T <sub>L</sub>	<i>Periodo inicial de desplazamiento constante.</i>	2.0 seg
R <sub>0</sub>	<i>Coefficiente básico de reducción</i>	7
I <sub>a</sub>	<i>Coefficiente de irregularidad en altura</i>	¿?
I <sub>p</sub>	<i>Coefficiente de irregularidad en planta</i>	¿?
R	<i>Coefficiente de reducción sísmica</i>	¿?

Debido a que el periodo fundamental en ambas direcciones (0.615seg en X y 0.671seg en Y) es mayor al parámetro T<sub>P</sub> (0.6 seg), el coeficiente sísmico se calculó con las expresiones del punto N° 4.1.1.2. ( $C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T}\right)$ ) para el caso de la fuerza cortante estática.

Los parámetros I<sub>a</sub>, I<sub>p</sub> y R dependen de la irregularidad presente en el edificio.

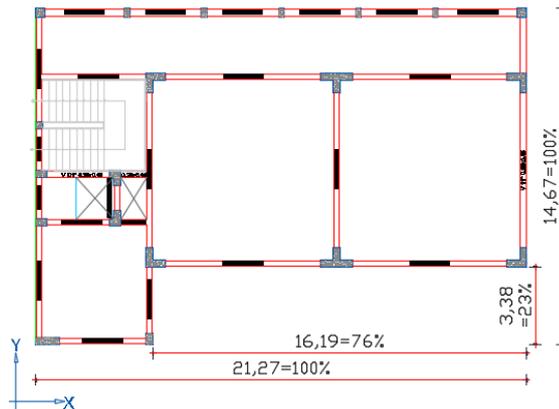
Las irregularidades se dividieron en dos tipos: Irregularidades objetivas e Irregularidades analíticas. Las irregularidades objetivas son las que se pueden determinar por simple inspección del plano del proyecto, y las analíticas son las que se determinan a partir de un análisis estructural preliminar.

#### 6.3.1.1. IRREGULARIDADES OBJETIVAS

Las irregularidades objetivas son las que pueden determinarse por simple inspección de las masas y dimensiones del edificio.

- **IRREGULARIDADES EN PLANTA**

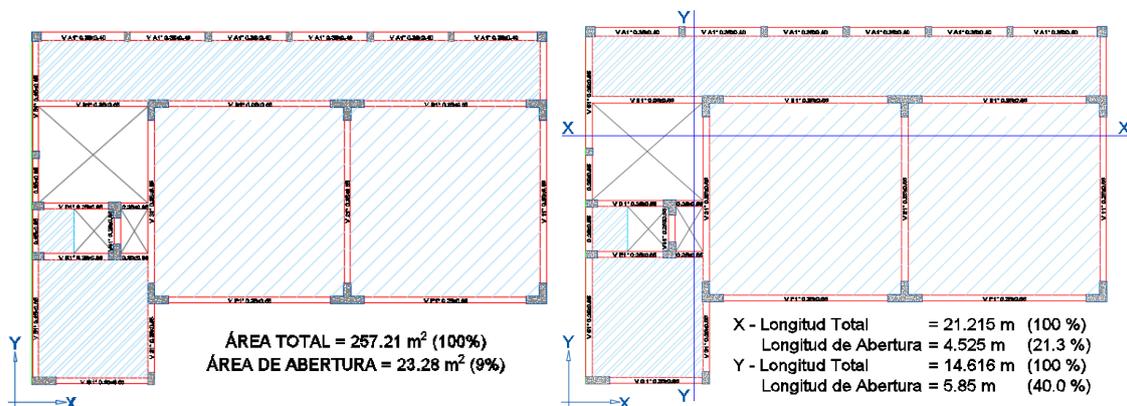
- **ESQUINAS ENTRANTES:** Esta irregularidad se da cuando la dimensión de la esquina entrante, en cada dirección, sobrepasa el 20% de la dimensión total correspondiente.



**Figura N° 83** – Ilustración de irregularidad de Esquina Entrante – Norma Peruana.

Se puede observar que, en ambas direcciones, la dimensión de la esquina entrante es mayor que el 20% de la respectiva dimensión total, por lo que presenta irregularidad en ambas direcciones. Para este tipo de irregularidad, el factor  $I_p$  es igual a 0.90.

- **DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA:** Esta irregularidad se da cuando el área de las aberturas en el diafragma sobrepasa del 50% del área total o, cuando en cualquiera de las direcciones, la longitud de la abertura sobrepasa al 75% de la longitud total.



**Figura N° 84** – Ilustración de irregularidad de Discontinuidad de Diafragma – Norma Peruana.

La estructura no presenta este tipo de irregularidad.

- **IRREGULARIDADES EN ALTURA**

- **IRREGULARIDAD DE MASA:** Se da cuando el peso de un piso es mayor que el 150% del peso de un piso adyacente. No aplicable para azoteas. Del punto N° 6.2.2., se puede observar que los pesos sísmicos del edificio son aproximadamente iguales en las 4 primeras plantas (287.16 Ton, 261.72 Ton, 261.72 Ton y 241.32 Ton – sin contar la azotea), por lo que el edificio no presenta este tipo de irregularidad.

- **IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL:** Se da cuando la dimensión de un piso horizontal de un piso es mayor que el 130% de la dimensión de un piso adyacente. No aplicable en Azoteas. En el edificio no se encuentra este tipo de irregularidad.

En resumen, la única irregularidad objetiva presente en la estructura es la de esquina entrante, por lo que el edificio tendría unos parámetros  $I_p$  e  $I_a$  iniciales de 0.9 y 1.0 respectivamente.

### 6.3.1.2. ANÁLISIS ESTÁTICO

Si bien el análisis estático no está permitido para el diseño de estructuras irregulares, puede ser utilizado para la determinación de las irregularidades. Al tener establecidos los factores iniciales de irregularidad  $I_p$  e  $I_a$ , se obtiene el coeficiente de reducción sísmica  $R$ , igual a  $I_a \cdot I_p \cdot R_0 = R$  ( $1.0 \cdot 0.9 \cdot 7 = 6.3$ ). Con este valor, y los valores mencionados previamente, se obtuvieron las siguientes cortantes basales estáticas:

$$V_x = \frac{Z \cdot U \cdot C_x \cdot S}{R} \cdot P = \frac{0.35 \cdot 1 \cdot 2.44 \cdot 1.15}{6.3} \cdot 1135.78 = 177.05 \text{ Ton}$$

$$V_y = \frac{Z \cdot U \cdot C_y \cdot S}{R} \cdot P = \frac{0.35 \cdot 1 \cdot 2.23 \cdot 1.15}{6.3} \cdot 1135.78 = 161.82 \text{ Ton}$$

Estos valores se distribuyen en altura según el punto N° 4.1.1.7. y son aplicados en el centro de masas de cada piso.

$$F_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \cdot V \quad \wedge \quad k = \begin{cases} 1.0; & \text{Si } T \leq 0.50 \text{ seg.} \\ 0.75 + 0.5T; & \text{Si } T > 0.50 \text{ seg.} \end{cases}$$

**Tabla N° 133 – Periodos, factor k y cortante basal estática – Norma Peruana.**

Dirección	T (seg)	k	V (Ton)
X	0.62	1.06	177.05
Y	0.67	1.085	161.82

**Tabla N° 134 – Distribución de Fuerza Sísmica en altura – Norma Peruana.**

Entrepiso	Peso $P_i$ (Ton)	Altura $h_i$ (m)	Dirección X			Dirección Y		
			$P_i(h_i)^k$	$\alpha$	$F_i$ (Ton)	$P_i(h_i)^k$	$\alpha$	$F_i$ (Ton)
1°	287.16	4.05	1264.81	10%	18.55	1309.82	10%	16.56
2°	261.72	7.20	2121.34	18%	31.12	2228.65	17%	28.18
3°	261.72	10.35	3116.55	26%	45.72	3304.05	26%	41.78
4°	241.32	13.50	3808.44	32%	55.87	4064.48	32%	51.40
5°	83.86	17.65	1758.35	15%	25.79	1889.18	15%	23.89
<b>TOTAL</b>	1135.78		12069.48	100%	177.05	12796.19	100%	161.82

### 6.3.1.3. DERIVAS

Antes de calcular las irregularidades analíticas, se debe verificar que las derivas del edificio cumplan con el límite establecido por la norma. Para edificios de concreto armado, la deriva máxima es de 0.007. Los desplazamientos y las derivas encontradas en el edificio son los siguientes:

**Tabla N° 135 – Desplazamientos y derivas en dirección X – Norma Peruana.**

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS – SISMO EN X								
Entrepiso	Altura (m)	Centro de Masas			Punto más Crítico			Límite
		$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>
1°	4.05	0.0309	0.0309	0.0076	0.03402	0.0340	0.0084	0.0070
2°	3.15	0.0630	0.0321	0.0102	0.06804	0.0340	0.0108	0.0070
3°	3.15	0.0914	0.0284	0.0090	0.09639	0.0284	0.0090	0.0070
4°	3.15	0.1121	0.0208	0.0066	0.11655	0.0202	0.0064	0.0070
Entrepiso	Altura (m)	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>
4°	-	0.1109	-		0.11466	-		-
5°	4.15	0.1443	0.0334	0.0080	0.15813	0.0435	0.0105	0.0070

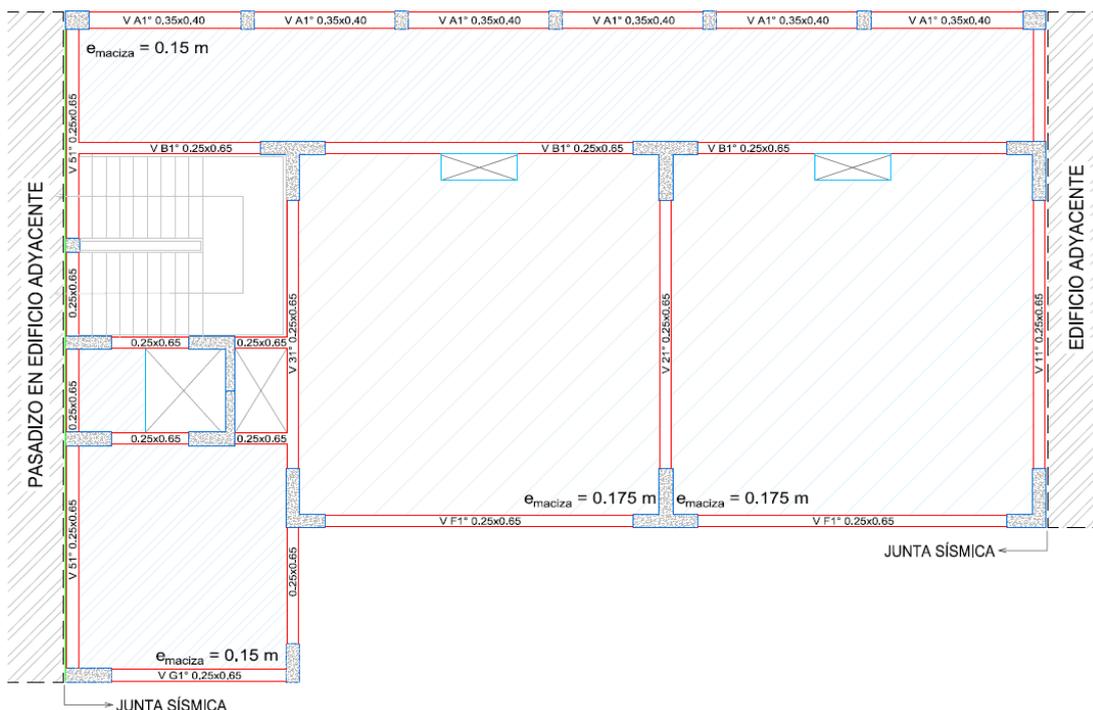
**Tabla N° 136 – Desplazamientos y derivas en dirección Y – Norma Peruana.**

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS – SISMO EN Y								
Entrepiso	Altura (m)	Centro de Masas			Punto más Crítico			Límite
		$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub> (m)
1°	4.05	0.0340	0.0340	0.0084	0.03402	0.0340	0.0084	0.0070
2°	3.15	0.0662	0.0321	0.0102	0.06804	0.0340	0.0108	0.0070
3°	3.15	0.0939	0.0277	0.0088	0.09639	0.0284	0.0090	0.0070
4°	3.15	0.1115	0.0176	0.0056	0.11655	0.0202	0.0064	0.0070
Entrepiso	Altura (m)	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub> (m)
4°	-	0.1159	-		0.11655	-		-
5°	4.15	0.1468	0.0309	0.0074	0.15057	0.0340	0.0082	0.0070

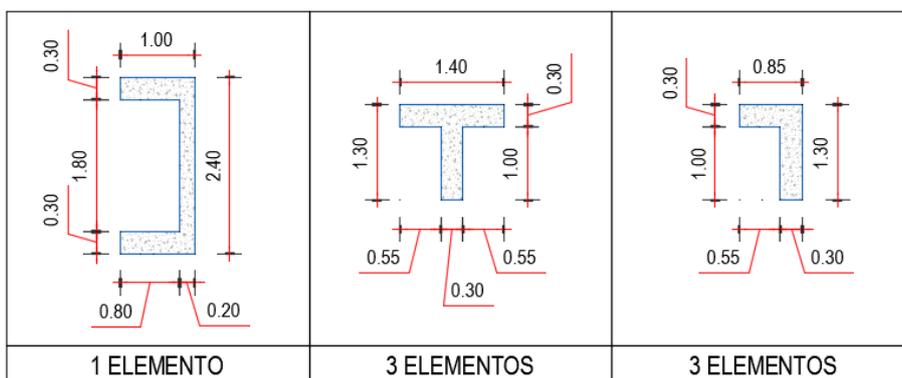
En primer lugar, se menciona que los desplazamientos se calcularon multiplicando los obtenidos del análisis estructural por el coeficiente de reducción  $R = 6.3$ .

Se puede observar que, tanto en dirección X como Y, las derivas sobrepasan el límite máximo establecido por la norma, por lo que fue necesario aumentar la rigidez de los elementos en ambos sentidos.

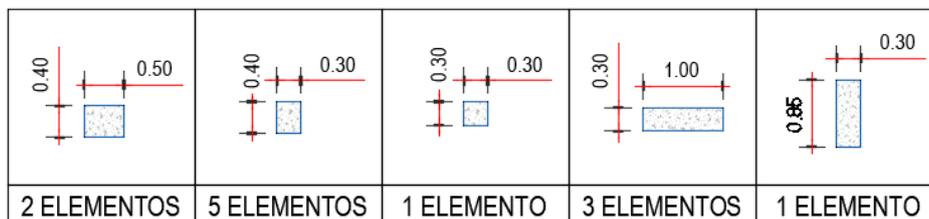
Conforme se fue aumentando la rigidez de los distintos elementos estructurales, se dio la necesidad de considerar elementos tipo placa según el siguiente plano:



**Figura N° 85 – Plano Modificado en Planta – Norma Peruana.**



**Figura N° 86 – Placas – Norma Peruana.**



**Figura N° 87 – Columnas – Norma Peruana.**

Al haber aumentado los peraltes y obtener elementos tipo placa, variaron el peso sísmico por cada nivel, los periodos fundamentales del edificio, el coeficiente sísmico C, el coeficiente de reducción sísmica R, la cortante basal y la distribución de fuerzas en altura:

Tabla N° 137 – Parámetros Sísmicos – Norma Peruana.

Parámetros Sísmicos		
Z	Factor de zona	0.35 g
U	Factor de uso	1
C	Factor de amplificación sísmica	2.50 en X 2.50 en Y
S	Factor de suelo	1.15
T <sub>P</sub>	Periodo límite de la plataforma del espectro de aceleraciones.	0.6 seg
T <sub>L</sub>	Periodo inicial de desplazamiento constante.	2.0 seg
R <sub>0</sub>	Coficiente básico de reducción	6
I <sub>a</sub>	Coficiente de irregularidad en altura	1.0
I <sub>p</sub>	Coficiente de irregularidad en planta	0.9
R	Coficiente de reducción sísmica	5.4

Tabla N° 138 – Periodos, factor k y cortante basal estática – Norma Peruana.

Dirección	T (seg)	k	V (Ton)
X	0.524	1.012	225.582
Y	0.464	1.000	225.582

Tabla N° 139 – Distribución de Fuerza Sísmica en altura – Norma Peruana.

Entrepiso	Peso P <sub>i</sub> (Ton)	Altura h <sub>i</sub> (m)	Dirección X			Dirección Y		
			P <sub>i</sub> (h <sub>i</sub> ) <sup>k</sup>	α	F <sub>i</sub> (Ton)	P <sub>i</sub> (h <sub>i</sub> ) <sup>k</sup>	α	F <sub>i</sub> (Ton)
1°	309.87	4.05	1276.23	11%	25.18	1254.99	11%	25.46
2°	273.60	7.2	2017.13	18%	39.79	1969.91	18%	39.96
3°	273.60	10.35	2912.28	26%	57.45	2831.75	26%	57.44
4°	250.74	13.5	3492.31	31%	68.90	3384.93	31%	68.67
5°	86.80	17.65	1585.79	14%	31.28	1532.09	14%	31.08
<b>TOTAL</b>	1194.61		11283.75	100%	222.61	10973.66	100%	222.61

Con el posterior re-análisis, se obtuvieron los siguientes desplazamientos:

Tabla N° 140 – Desplazamientos y derivas finales en dirección X – Norma Peruana.

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS - SISMO EN X								
Entrepiso	Altura (m)	Centro de Masas			Punto más Crítico			Límite
		Δ <sub>absoluto</sub> (m)	Δ <sub>relativo</sub> (m)	Deriva	Δ <sub>absoluto</sub> (m)	Δ <sub>relativo</sub> (m)	Deriva (m)	Deriva <sub>max</sub>
1°	4.05	0.0184	0.0184	0.0045	0.01998	0.0200	0.0049	0.0070
2°	3.15	0.0389	0.0205	0.0065	0.04212	0.0221	0.0070	0.0070
3°	3.15	0.0578	0.0189	0.0060	0.0621	0.0200	0.0063	0.0070
4°	3.15	0.0724	0.0146	0.0046	0.07776	0.0157	0.0050	0.0070
Entrepiso	Altura (m)	Δ <sub>absoluto</sub> (m)	Δ <sub>relativo</sub> (m)	Deriva	Δ <sub>absoluto</sub> (m)	Δ <sub>relativo</sub> (m)	Deriva (m)	Deriva <sub>max</sub>
4°	-	0.0713	-		0.0756	-		-
5°	4.15	0.0886	0.0173	0.0042	0.09504	0.0194	0.0047	0.0070

**Tabla N° 141 – Desplazamientos y derivas en dirección Y – Norma Peruana.**

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS - SISMO EN Y								
Entrepiso	Altura (m)	Centro de Masas			Punto más Crítico			Límite
		$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva (m)	$\text{Deriva}_{\text{max}}$
1°	4.05	0.0151	0.0151	0.0037	0.01674	0.0167	0.0041	0.0070
2°	3.15	0.0335	0.0184	0.0058	0.03726	0.0205	0.0065	0.0070
3°	3.15	0.0518	0.0184	0.0058	0.05616	0.0189	0.0060	0.0070
4°	3.15	0.0664	0.0146	0.0046	0.07074	0.0146	0.0046	0.0070
Entrepiso	Altura (m)	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva (m)	$\text{Deriva}_{\text{max}}$
4°	-	0.0648	-		0.06534	-		-
5°	4.15	0.0853	0.0205	0.0049	0.08586	0.0205	0.0049	0.0070

Se puede apreciar que todas las derivas están por debajo del límite establecido por la norma.

#### 6.3.1.4. IRREGULARIDADES ANALÍTICAS

Las irregularidades analíticas son las que deben determinarse a partir de un análisis sísmico preliminar. Se analizan teniendo en cuenta que para una edificación tipo C en zona sísmica 3 no se permiten irregularidades extremas.

- IRREGULARIDADES EN PLANTA**

- IRREGULARIDAD TORSIONAL:** Se da cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas en el mismo entrepiso. Se debe verificar solo cuando los desplazamientos relativos son mayores de  $0.0035 h_i$  en cada entrepiso.

**Tabla N° 142 – Irregularidad Torsional – Sismo en X – Norma Peruana.**

IRREGULARIDAD TORSIONAL - SISMO EN X						
Entrepiso	Centro de Masas		Punto más Crítico		Relación	50% $\Delta_{\text{relativo max}}$
	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	$\frac{\Delta_{\text{relativo crítico}}}{\Delta_{\text{relativo C.M.}}}$	
1°	0.0184	0.0184	0.0200	0.0200	1.088	0.0142
2°	0.0389	0.0205	0.0421	0.0221	1.079	0.0110
3°	0.0578	0.0189	0.0621	0.0200	1.057	0.0110
4°	0.0724	0.0146	0.0778	0.0157	1.074	0.0110
Entrepiso	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	$\frac{\Delta_{\text{relativo crítico}}}{\Delta_{\text{relativo C.M.}}}$	50% $\Delta_{\text{relativo max}}$
4°	0.0713	-	0.0756	-	-	-
5°	0.0886	0.0173	0.0950	0.0194	1.125	0.0145

Tabla N° 143 – Irregularidad Torsional – Sismo en Y – Norma Peruana.

IRREGULARIDAD TORSIONAL - SISMO EN Y						
Entrepiso	Centro de Masas		Punto más Crítico		Relación	50% $\Delta_{\text{relativo max}}$
	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo crítico}} / \Delta_{\text{relativo C.M.}}$	
1°	0.0151	0.0151	0.0167	0.0167	1.107	0.0142
2°	0.0335	0.0184	0.0373	0.0205	1.118	0.0110
3°	0.0518	0.0184	0.0562	0.0189	1.029	0.0110
4°	0.0664	0.0146	0.0707	0.0146	1.000	0.0110
Entrepiso	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo crítico}} / \Delta_{\text{relativo C.M.}}$	50% $\Delta_{\text{relativo max}}$
4°	0.0648	-	0.0653	-	-	-
5°	0.0853	0.0205	0.0859	0.0205	1.000	0.0145

Ninguna de las relaciones entre desplazamientos es mayor que 1.2, por lo que no se presenta este tipo de irregularidad. Por lo tanto, sigue manteniéndose el coeficiente  $I_p = 0.9$  por el efecto de esquina entrante.

- **IRREGULARIDADES EN ALTURA**

- **IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ – PISO BLANDO:** Se da cuando la deriva de un entrepiso es mayor que 1.4 veces la deriva del piso inmediato superior, o 1.25 veces el promedio de las derivas de los 3 pisos superiores. En cada entrepiso, la distorsión se calcula como el promedio en los extremos del entrepiso.

Tabla N° 144 – Cálculo de Piso Blando – Sismo en X – Norma Peruana.

CÁLCULO DE PISO BLANDO - SISMO EN X									
Entrepiso	Izquierda			Derecha			Promedio	Límites	
	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$Deriva_{\text{prom}}$	Límite 1	Límite 2
1°	0.0194	0.0194	0.0048	0.01782	0.0178	0.0044	0.0046	0.0094	0.0073
2°	0.0416	0.0221	0.0070	0.0378	0.0200	0.0063	0.0067	0.0085	0.0063
3°	0.0610	0.0194	0.0062	0.0567	0.0189	0.0060	0.0061	0.0066	-
4°	0.0756	0.0146	0.0046	0.07182	0.0151	0.0048	0.0047	0.0059	-
5°	0.0940	0.0184	0.0044	0.08856	0.0167	0.0040	0.0042	-	-

Tabla N° 145 – Cálculo de Piso Blando – Sismo en Y – Norma Peruana.

CÁLCULO DE PISO BLANDO - SISMO EN Y									
Entrepiso	Izquierda			Derecha			Promedio	Límites	
	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\text{Deriva}_{\text{prom}}$	Límite 1	Límite 2
1°	0.0157	0.0157	<b>0.0039</b>	0.01728	0.0173	<b>0.0043</b>	<b>0.0041</b>	<b>0.0088</b>	<b>0.0065</b>
2°	0.0346	0.0189	<b>0.0060</b>	0.0378	0.0205	<b>0.0065</b>	<b>0.0063</b>	<b>0.0077</b>	<b>0.0062</b>
3°	0.0524	0.0178	<b>0.0057</b>	0.05454	0.0167	<b>0.0053</b>	<b>0.0055</b>	<b>0.0055</b>	-
4°	0.0648	0.0124	<b>0.0039</b>	0.06696	0.0124	<b>0.0039</b>	<b>0.0039</b>	<b>0.0075</b>	-
5°	0.0869	0.0221	<b>0.0053</b>	0.0891	0.0221	<b>0.0053</b>	<b>0.0053</b>	-	-

Se presenta irregularidad moderada de Piso Blando.  $I_a$  toma un valor de 0.75.

Adicionalmente se menciona que si se calculara esta irregularidad utilizando las expresiones del proyecto de norma E.030, no se hubiera presentado irregularidad, obteniéndose aproximadamente los valores mostrados en el punto 6.3.3.4. evaluado con la norma ASCE, norma en la que rige la expresión planteada por la propuesta de norma peruana.

○ **IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA – PISO DEBIL:** Se da cuando, en cualquiera de las direcciones, la resistencia de un entrepiso a fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del piso inmediato superior.

La resistencia ante cargas laterales ( $R_{(i)}$ ) de un entrepiso está relacionada directamente con la resistencia al corte de los elementos estructurales de ese entrepiso ( $\phi V_{c(i)}$ ), e inversamente al grado de esbeltez de estos, fácilmente identificado con la altura ( $h_{(i)}$ ).

$$R_{(i)} = \sum \frac{\phi V_{c(i)}}{h_{(i)}}$$

Una manera de determinar la resistencia de las columnas de cada entrepiso es mediante la expresión dada por la norma peruana:

$$\phi V_c = \phi \left[ 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left( 1 + \frac{P_u}{140 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d \right]$$

A modo de ejemplo, se muestran los valores de cálculo correspondientes a la columna A1 para el sismo en X.

Tabla N° 146 – Cálculo de Cortante Resistente de columna A1 – Norma Peruana.

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
A1 (0.40x0.50)		A1 (0.40x0.50)	
b (cm)	40	b (cm)	50
h (cm)	50	h (cm)	40
d (cm)	44	d (cm)	34
h <sub>i</sub> (cm)	405	h <sub>i</sub> (cm)	405
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210

	P (Ton)		P (Ton)
CM	20.06	CM	20.06
CV	5.36	CV	5.36
CS - X	4.26	CS - Y	51.53

	P <sub>u</sub> (Ton)	R <sub>i</sub> (kg/cm)		P <sub>u</sub> (Ton)	R <sub>i</sub> (kg/cm)	
1.4CM + 1.7CV	37.196	32.139		1.4CM + 1.7CV	37.196	31.043
1.25(CM+CV) + CS	36.035	32.021		1.25(CM+CV) + CS	83.305	35.556
1.25(CM+CV) - CS	27.515	31.158		1.25(CM+CV) - CS	-19.755	25.470
0.9CM + CS	22.314	30.631		0.9CM + CS	69.584	34.213
0.9CM - CS	13.794	29.768		0.9CM - CS	-33.476	24.127
	R <sub>imax</sub> (kg/cm)	32.139		R <sub>imax</sub> (kg/cm)	35.556	

Después de analizar las resistencias para cada una de las columnas y placas, se obtuvieron los siguientes valores resistentes por piso y los respectivos límites del 80% del valor resistente del piso superior.

Tabla N° 147 – Resistencia ante cargas laterales.

Resistencia ante cargas laterales						
Piso	Dirección X			Dirección Y		
	R <sub>i</sub> - X (kg/cm)	>	Límite (kg/cm)	R <sub>i</sub> - Y (kg/cm)	>	Límite (kg/cm)
Primer Piso	981.572	>	938.262	957.227	>	926.553
Segundo Piso	1172.828	>	870.227	1158.191	>	871.304
Tercer Piso	1087.784	>	807.904	1089.130	>	818.453
Cuarto Piso	1009.881	>	296.816	1023.066	>	290.450
Quinto Piso	371.020	-	-	363.062	-	-

Como los valores resistentes de cada piso son mayores que el límite establecido por la norma, entonces la estructura no presenta irregularidad por piso débil.

Finalmente, se obtiene  $I_a = 0.75$  e  $I_p = 0.90$ , por lo que el coeficiente de reducción final es de  $6 \cdot 0.75 \cdot 0.90 = 4.05$ . Esto no afecta las verificaciones anteriores, puesto

que estas se realizan anulando el coeficiente R al momento de hallar los desplazamientos, por lo que saldrían exactamente los mismos desplazamientos si se realizara un re-cálculo.

### 6.3.1.5. ANÁLISIS DINÁMICO

Después de haber analizado las derivas de entrepiso y las irregularidades presentes, se obtuvieron los siguientes parámetros sísmicos y el siguiente espectro:

Tabla N° 148 – Parámetros Sísmicos finales – Norma Peruana.

Parámetros Sísmicos		
Z	Factor de zona	0.35 g
U	Factor de uso	1
S	Factor de suelo	1.15
T <sub>P</sub>	Periodo límite de la plataforma del espectro de aceleraciones.	0.6 seg
T <sub>L</sub>	Periodo inicial de desplazamiento constante.	2.0 seg
R <sub>0</sub>	Coeficiente básico de reducción	6
I <sub>a</sub>	Coeficiente de irregularidad en altura	0.75
I <sub>p</sub>	Coeficiente de irregularidad en planta	0.9
R	Coeficiente de reducción sísmica	4.05

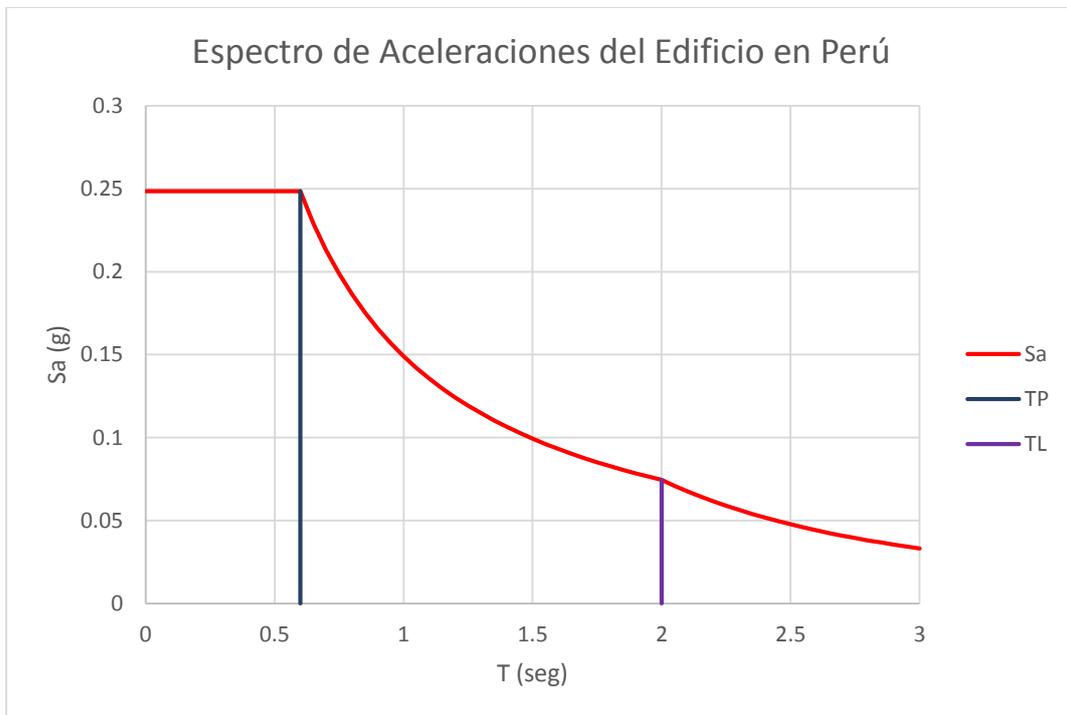


Figura N° 88 – Espectro de aceleraciones del edificio – Norma Peruana.

**Tabla N° 149** – Rango de periodos del espectro de aceleraciones del edificio – Norma Peruana.

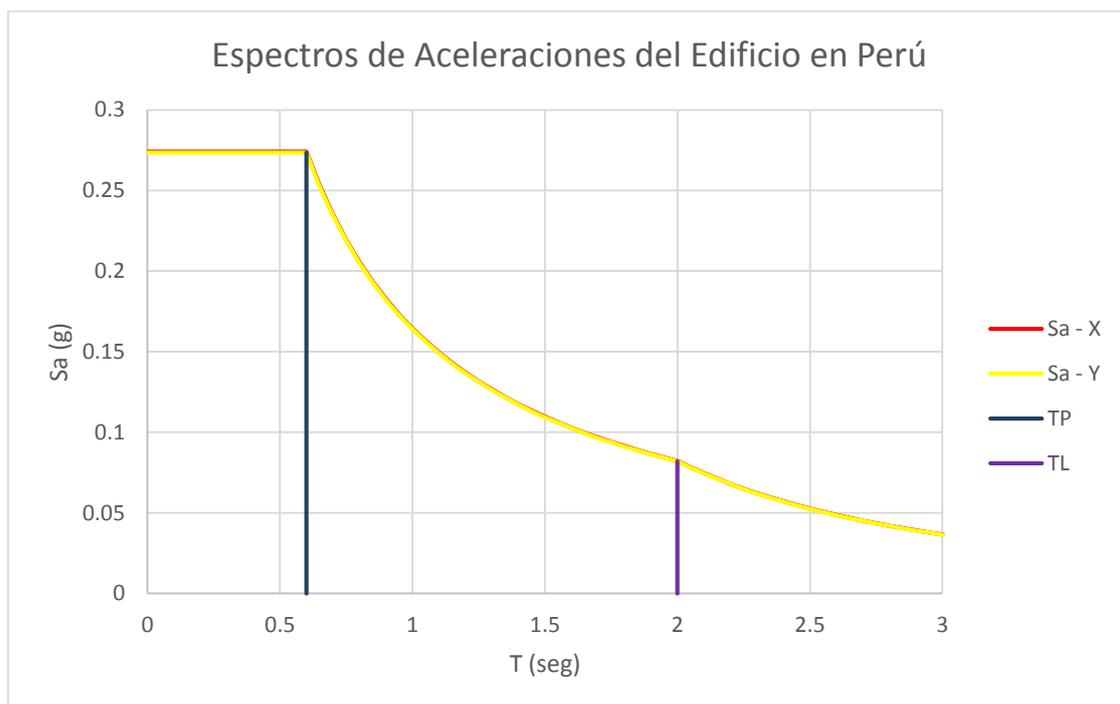
T (seg)	C	Sa (g)	T (seg)	C	Sa (g)	T (seg)	C	Sa (g)
0	2.50	0.2485	1	1.50	0.1491	2	0.75	0.0745
0.1	2.50	0.2485	1.1	1.36	0.1355	2.1	0.68	0.0676
0.2	2.50	0.2485	1.2	1.25	0.1242	2.2	0.62	0.0616
0.3	2.50	0.2485	1.3	1.15	0.1147	2.3	0.57	0.0564
0.4	2.50	0.2485	1.4	1.07	0.1065	2.4	0.52	0.0518
0.5	2.50	0.2485	1.5	1.00	0.0994	2.5	0.48	0.0477
0.6	2.50	0.2485	1.6	0.94	0.0932	2.6	0.44	0.0441
0.7	2.14	0.2130	1.7	0.88	0.0877	2.7	0.41	0.0409
0.8	1.88	0.1863	1.8	0.83	0.0828	2.8	0.38	0.0380
0.9	1.67	0.1656	1.9	0.79	0.0785	2.9	0.36	0.0355

Con el espectro definido, se calculó la cortante sísmica en la base en cada dirección mediante la utilización del software de cálculo:

**Tabla N° 150** – Comparación de Cortantes Estáticas y Dinámicas – Norma Peruana.

Cortante Basal			
Dirección	Estática (Ton)	Dinámica (Ton)	90% Estático (Ton)
X	300.78	245.44	270.7
Y	300.78	245.75	270.7

Al ser una estructura irregular, las cortantes dinámicas deben ser por lo menos el 90% de la cortante estática. Para poder escalar los valores, los espectros se escalaron por factores de 1.103 en la dirección X y 1.100 en la dirección Y.



**Figura N° 89** – Espectros finales de aceleraciones del edificio– Norma Peruana.

### 6.3.1.6. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS CORTANTES

La fuerza cortante basal ocasionada por el efecto sísmico es distribuida a cada uno de los elementos estructurales resistentes (columnas y placas). Esta distribución se ilustra en las siguientes imágenes en cada dirección de análisis.

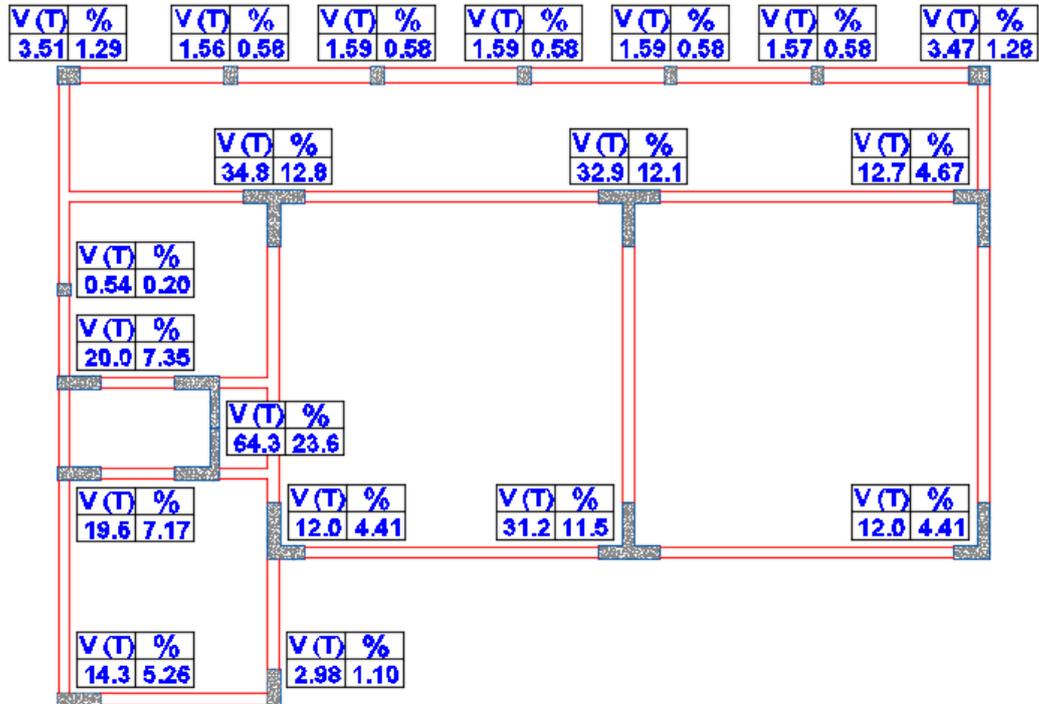


Figura N° 90 – Distribución de Fuerzas Sísmicas en X – Norma Peruana.

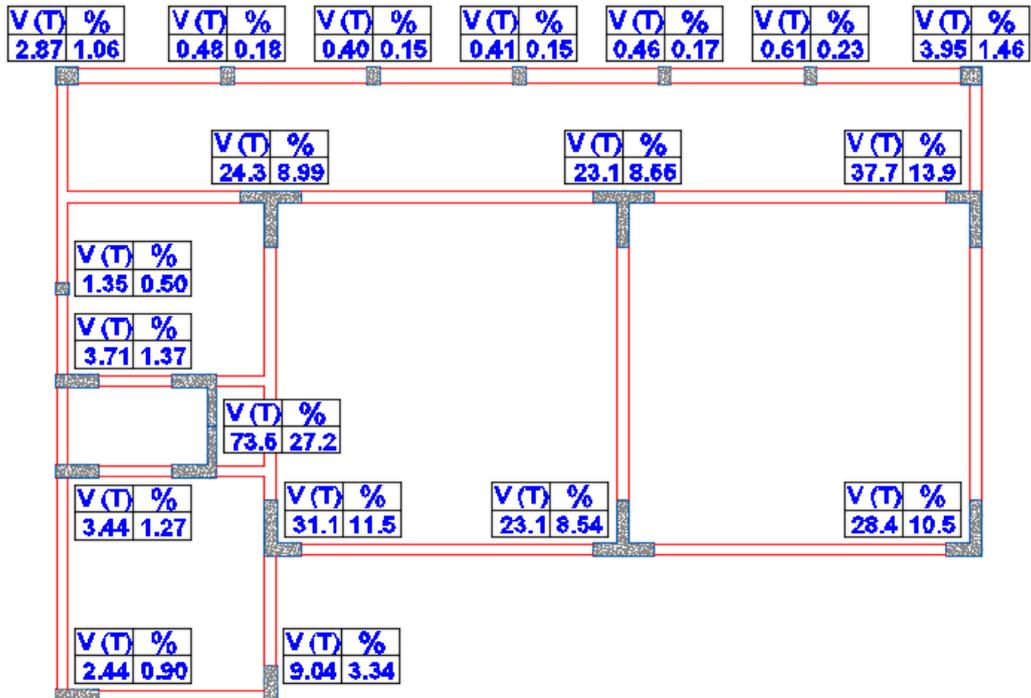


Figura N° 91 – Distribución de Fuerzas Sísmicas en Y – Norma Peruana.

En la dirección X, las columnas resisten el 20.25% de la fuerza cortante mientras que las placas, el 79.75%.

En la dirección Y, las columnas resisten el 10.78% de la fuerza cortante mientras que las placas, el 89.22%.

De esta manera queda determinada la conformidad del factor de reducción sísmica R tomado (6) correspondiente a un sistema de placas de concreto armado.

### 6.3.2. NORMA CHILENA

Del punto N° 4.1.2., se obtuvieron los siguientes parámetros sísmicos:

**Tabla N° 151 – Parámetros Sísmicos – Norma Chilena.**

Parámetros Sísmicos		
$A_0$	<i>Factor de zona</i>	0.30 g
$I$	<i>Factor de importancia</i>	1
$S$	<i>Factor de suelo</i>	1.05
$T_0$	<i>Parámetro dependiente del suelo</i>	0.40 seg
$T'$	<i>Parámetro dependiente del suelo</i>	0.45 seg
$n$	<i>Parámetro dependiente del suelo</i>	1.40
$p$	<i>Parámetro dependiente del suelo</i>	1.60
$R$	<i>Factor de modificación de respuesta (estático)</i>	7
$R_0$	<i>Factor de modificación de respuesta (dinámico)</i>	11

#### 6.3.2.1. ANÁLISIS ESTÁTICO

Los periodos fundamentales de la estructura inicial son  $T_x = 0.615$  s y  $T_y = 0.671$  s, por lo cual el coeficiente sísmico estático para cada dirección es igual a:

$$C_x = \frac{2.75 \cdot S \cdot A_0}{R} \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n = \frac{2.75 \cdot 1.05 \cdot 0.3}{7} \left(\frac{0.45}{0.615}\right)^{1.40} = 0.0799$$

$$C_y = \frac{2.75 \cdot S \cdot A_0}{R} \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n = \frac{2.75 \cdot 1.05 \cdot 0.3}{7} \left(\frac{0.45}{0.671}\right)^{1.40} = 0.0707$$

Estos coeficientes están dentro de los límites establecidos por la norma chilena:

**Tabla N° 152 – Límites del Coeficiente Sísmico C – Norma Chilena.**

Límites del Coeficiente Sísmico C	
Mínimo	Máximo
$A_0 \cdot S/6g = 0.525$	$0.35 \cdot A_0 \cdot S/g = 0.11025$

Con el coeficiente sísmico establecido, la cortante basal en cada dirección es:

$$Q_x = C_x \cdot I \cdot P = 0.0799 \cdot 1 \cdot 1135.78 = 90.7488 \text{ Ton}$$

$$Q_y = C_y \cdot I \cdot P = 0.0707 \cdot 1 \cdot 1135.78 = 80.2996 \text{ Ton}$$

Estos valores se distribuyen en altura y son aplicados en el centro de masas de cada piso.

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_{j=1}^n A_j P_j} \cdot Q \quad A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}}$$

**Tabla N° 153 – Distribución de fuerza sísmica en altura – Norma Chilena.**

Entrepiso	Peso P <sub>k</sub> (Ton)	Altura Z <sub>k</sub> (m)	A <sub>k</sub>	A <sub>k</sub> P <sub>k</sub>	%	Dirección X	Dirección Y
						F <sub>k</sub> (Ton)	F <sub>k</sub> (Ton)
1°	287.16	4.05	0.12	35.09	20.01%	18.16	16.07
2°	261.72	7.2	0.11	28.36	16.17%	14.67	12.98
3°	261.72	10.35	0.13	33.07	18.86%	17.11	15.14
4°	241.32	13.5	0.16	38.18	21.77%	19.76	17.48
5°	83.86	17.65	0.48	40.66	23.19%	21.04	18.62
<b>TOTAL</b>	<b>1135.78</b>			<b>175.36</b>	<b>100%</b>	<b>90.75</b>	<b>80.30</b>

### 6.3.2.2. DERIVAS

A diferencia de la norma peruana, la norma chilena no hace menciones de irregularidad alguna en las edificaciones. Sin embargo, exige un control de derivas limitado al .002 en el centro de masas y de .001 más en cualquier otro punto.

**Tabla N° 154 – Desplazamientos y derivas en X – Norma Chilena.**

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS - SISMO EN X								
Entrepiso	Centro de Masas				Punto más Crítico			
	Δ <sub>absoluto</sub> (m)	Δ <sub>relativo</sub> (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>	Δ <sub>absoluto</sub> (m)	Δ <sub>relativo</sub> (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>
1°	0.0168	0.0168	<b>0.0041</b>	<b>0.0020</b>	0.0182	0.0182	<b>0.0045</b>	<b>0.0051</b>
2°	0.0343	0.0175	<b>0.0056</b>	<b>0.0020</b>	0.0357	0.0175	<b>0.0056</b>	<b>0.0066</b>
3°	0.0490	0.0147	<b>0.0047</b>	<b>0.0020</b>	0.0504	0.0147	<b>0.0047</b>	<b>0.0057</b>
4°	0.0602	0.0112	<b>0.0036</b>	<b>0.0020</b>	0.0609	0.0105	<b>0.0033</b>	<b>0.0046</b>
<b>Entrepiso</b>	<b>Δ<sub>absoluto</sub> (m)</b>	<b>Δ<sub>relativo</sub> (m)</b>	<b>Deriva</b>	<b>Deriva<sub>max</sub></b>	<b>Δ<sub>absoluto</sub> (m)</b>	<b>Δ<sub>relativo</sub> (m)</b>	<b>Deriva</b>	<b>Deriva<sub>max</sub></b>
4°	0.0602	-		-	0.0602	-		-
5°	0.0854	0.0252	<b>0.0061</b>	<b>0.0020</b>	0.0945	0.0343	<b>0.0083</b>	<b>0.0071</b>

Tabla N° 155 – Desplazamientos y derivas en Y – Norma Chilena.

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS - SISMO EN Y								
Entrepiso	Centro de Masas				Punto más Crítico			
	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>
1°	0.0182	0.0182	0.0045	0.0020	0.0203	0.0203	0.0050	0.0055
2°	0.0343	0.0161	0.0051	0.0020	0.0378	0.0175	0.0056	0.0061
3°	0.0483	0.0140	0.0044	0.0020	0.0539	0.0161	0.0051	0.0054
4°	0.0609	0.0126	0.0040	0.0020	0.0686	0.0147	0.0047	0.0050
Entrepiso	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>
4°	0.0672	-	-	-	0.0686	-	-	-
5°	0.0896	0.0224	0.0054	0.0020	0.0924	0.0238	0.0057	0.0064

Los desplazamientos se calcularon multiplicando los obtenidos del análisis estructural por el factor de modificación estático  $R = 7$ , y se puede observar que, en ambas direcciones, las derivas calculadas en el centro de masas sobrepasan el límite establecido por la norma, por lo que es necesario aumentar la rigidez de los elementos en ambos sentidos.

Conforme se fue aumentando la rigidez de los distintos elementos estructurales, se dio la necesidad de considerar elementos tipo placa según el siguiente plano:

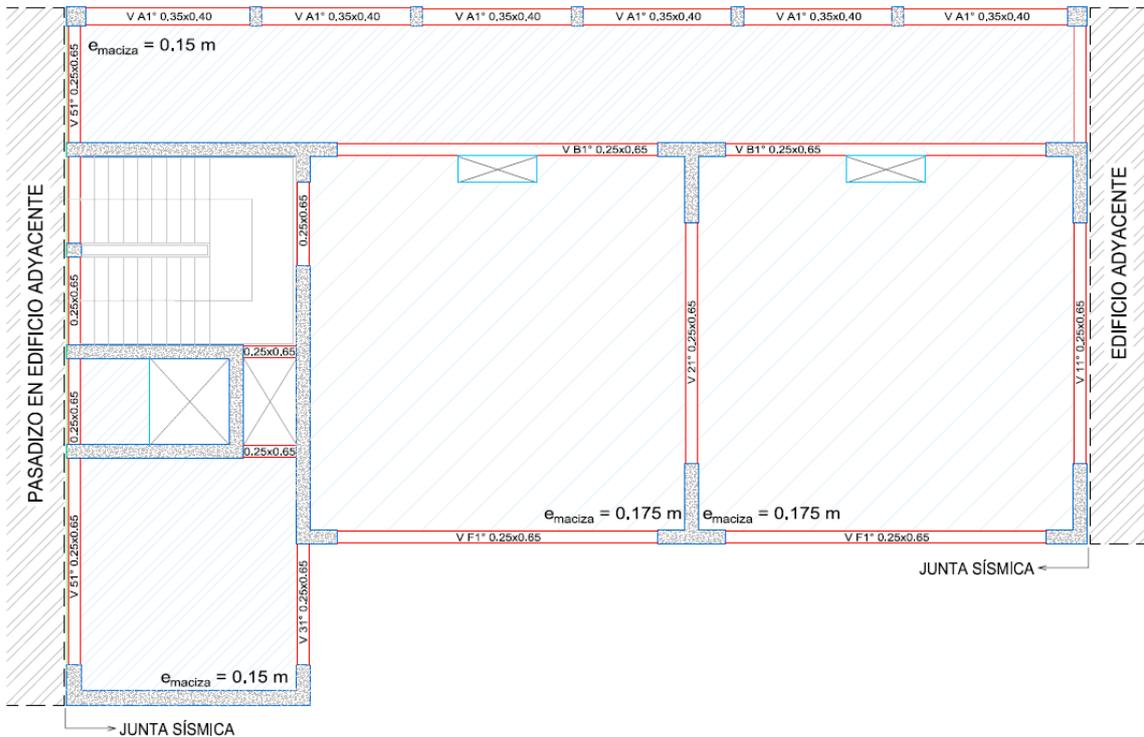


Figura N° 92 – Plano Modificado en Planta – Norma Chilena.

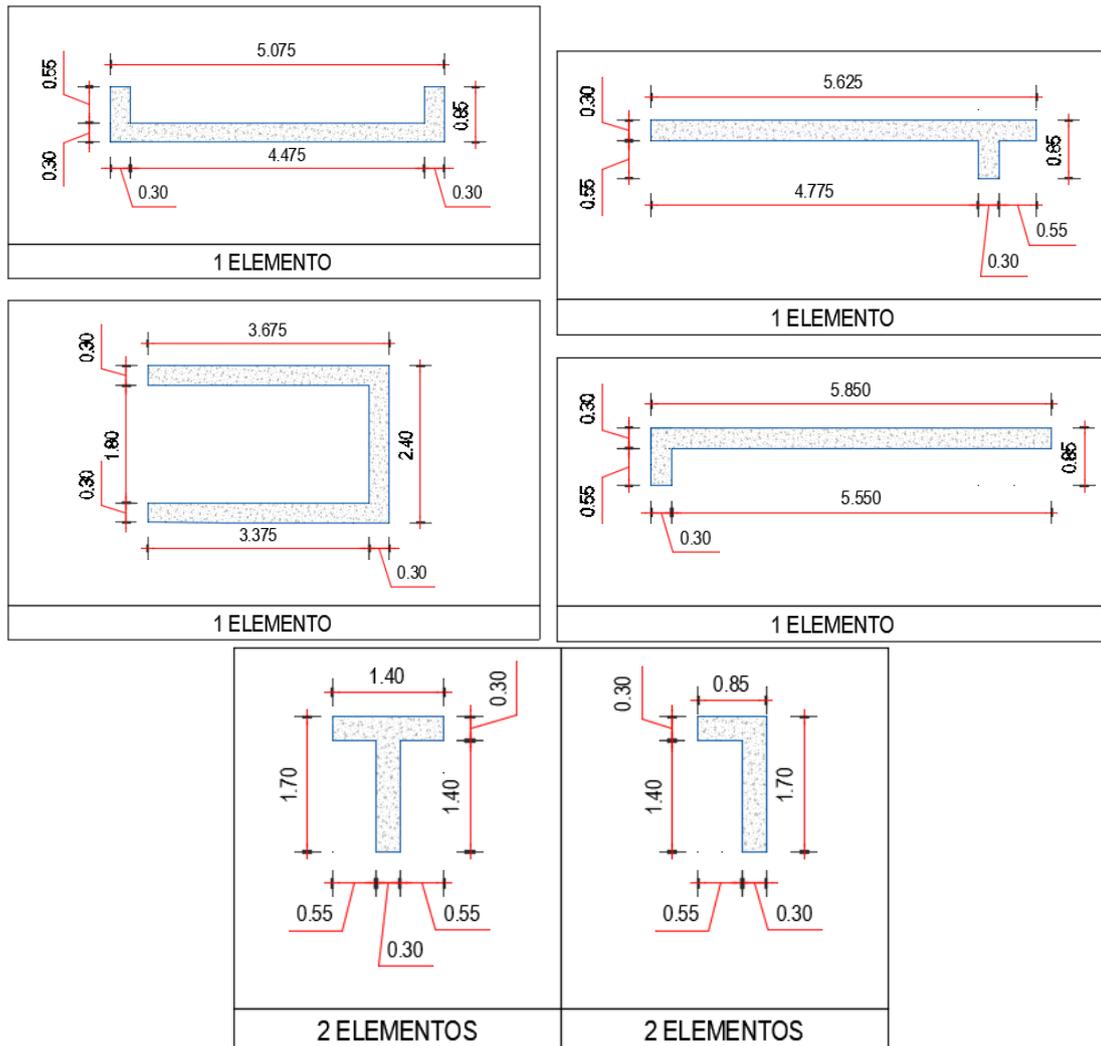


Figura N° 93 – Placas – Norma Chilena.

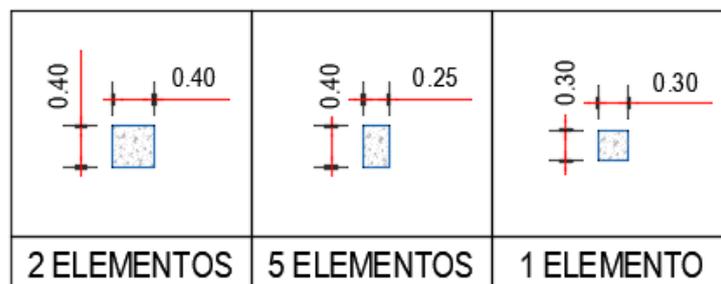


Figura N° 94 – Columnas – Norma Chilena.

Se puede observar que, respecto al modelo peruano, el edificio resultó con mayor presencia de placas, haciéndolo más rígido ante los efectos sísmicos. De esta nueva configuración, se obtuvieron los siguientes parámetros:

Tabla N° 156 – Periodos, Coeficientes sísmicos y cortante basal estática – Norma Chilena.

Dirección	T (seg)	C	C <sub>max</sub>	Q (Ton)
X	0.302	0.21629	0.11025	150.25
Y	0.333	0.18863	0.11025	150.25

Tabla N° 157 – Distribución de Fuerza Sísmica en altura – Norma Chilena.

Entrepiso	Peso P <sub>k</sub> (Ton)	Altura Z <sub>k</sub> (m)	A <sub>k</sub>	A <sub>k</sub> P <sub>k</sub>	%	Dirección X	Dirección Y
						F <sub>k</sub> (Ton)	F <sub>k</sub> (Ton)
1°	368.78	4.05	0.12	45.06	21.40%	32.15	32.15
2°	305.27	7.2	0.11	33.07	15.70%	23.59	23.59
3°	305.27	10.35	0.13	38.57	18.31%	27.51	27.51
4°	281.70	13.5	0.16	44.57	21.16%	31.79	31.79
5°	101.76	17.65	0.48	49.34	23.43%	35.20	35.20
<b>TOTAL</b>	<b>1362.78</b>			<b>210.62</b>	<b>100%</b>	<b>150.25</b>	<b>150.25</b>

Con el posterior re-análisis, se obtuvieron los siguientes desplazamientos:

Tabla N° 158 – Desplazamientos y derivas en dirección X – Norma Chilena.

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS - SISMO EN X								
Entrepiso	Centro de Masas				Punto más Crítico			
	Δ <sub>absoluto</sub> (m)	Δ <sub>relativo</sub> (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>	Δ <sub>absoluto</sub> (m)	Δ <sub>relativo</sub> (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>
1°	0.0028	0.0028	0.0007	0.0020	0.0035	0.0035	0.0009	0.0017
2°	0.0063	0.0035	0.0011	0.0020	0.0077	0.0042	0.0013	0.0021
3°	0.0105	0.0042	0.0013	0.0020	0.0119	0.0042	0.0013	0.0023
4°	0.0154	0.0049	0.0016	0.0020	0.0175	0.0056	0.0018	0.0026
Entrepiso	Δ <sub>absoluto</sub> (m)	Δ <sub>relativo</sub> (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>	Δ <sub>absoluto</sub> (m)	Δ <sub>relativo</sub> (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>
4°	0.0147	-		-	0.0161	-		-
5°	0.0210	0.0063	0.0015	0.0020	0.0231	0.0070	0.0017	0.0025

Tabla N° 159 – Desplazamientos y derivas en dirección Y – Norma Chilena.

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS - SISMO EN Y								
Entrepiso	Centro de Masas				Punto más Crítico			
	Δ <sub>absoluto</sub> (m)	Δ <sub>relativo</sub> (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>	Δ <sub>absoluto</sub> (m)	Δ <sub>relativo</sub> (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>
1°	0.0035	0.0035	0.0009	0.0020	0.0042	0.0042	0.0010	0.0019
2°	0.0084	0.0049	0.0016	0.0020	0.0091	0.0049	0.0016	0.0026
3°	0.0133	0.0049	0.0016	0.0020	0.0133	0.0042	0.0013	0.0026
4°	0.0189	0.0056	0.0018	0.0020	0.0189	0.0056	0.0018	0.0028
Entrepiso	Δ <sub>absoluto</sub> (m)	Δ <sub>relativo</sub> (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>	Δ <sub>absoluto</sub> (m)	Δ <sub>relativo</sub> (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>
4°	0.0189	-		-	0.0189	-		-
5°	0.0266	0.0077	0.0019	0.0020	0.0266	0.0077	0.0019	0.0029

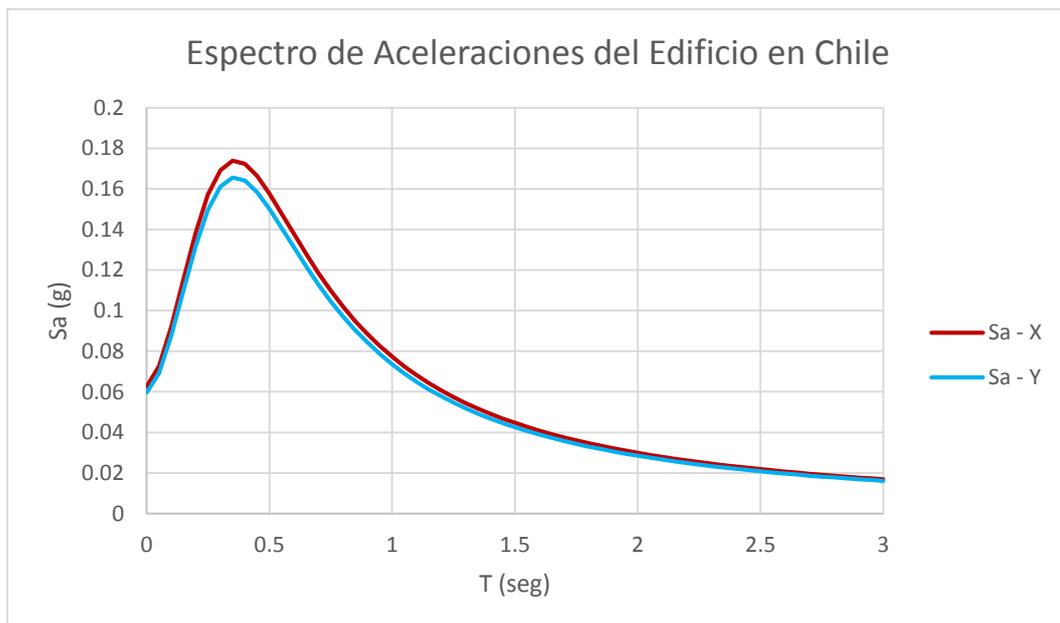
En ambas direcciones, las derivas en el centro de masas están por debajo del límite de 0.002, y las derivas en los puntos más alejados están por debajo de 0.001 más respecto a la calculada en el centro de masas.

### 6.3.2.3. ANÁLISIS DINÁMICO

Después de haber determinado satisfactoriamente la configuración del edificio, los parámetros fundamentales que intervienen para el análisis dinámico son los periodos de mayor masa traslacional en cada dirección ( $T^*_x$  y  $T^*_y$ ) Los parámetros sísmicos finales y los espectros de diseño son los siguientes:

**Tabla N° 160** – Parámetros Sísmicos Finales – Norma Chilena.

<b>Parámetros Sísmicos</b>		
<b>A<sub>o</sub></b>	<b>Factor de zona</b>	0.30 g
<b>S</b>	<b>Factor de suelo</b>	1.05
<b>T<sub>o</sub></b>	<b>Parámetro dependiente del suelo</b>	0.40
<b>n</b>	<b>Parámetro dependiente del suelo</b>	1.40
<b>p</b>	<b>Parámetro dependiente del suelo</b>	1.60
<b>I</b>	<b>Factor de Importancia</b>	1
<b>R<sub>0</sub></b>	<b>Factor de modificación de respuesta (dinámico)</b>	11
<b>T<sup>*</sup><sub>x</sub></b>	<b>Periodo fundamental de vibración en X</b>	0.254
<b>T<sup>*</sup><sub>y</sub></b>	<b>Periodo fundamental de vibración en Y</b>	0.280
<b>R<sup>*</sup><sub>x</sub></b>	<b>Factor de reducción de la aceleración en X</b>	5.03
<b>R<sup>*</sup><sub>y</sub></b>	<b>Factor de reducción de la aceleración en Y</b>	5.28



**Figura N° 95** – Espectros de aceleraciones del edificio – Norma Chilena.

**Tabla N° 161** – Rango de periodos de espectros de aceleraciones en X e Y – Norma Chilena.

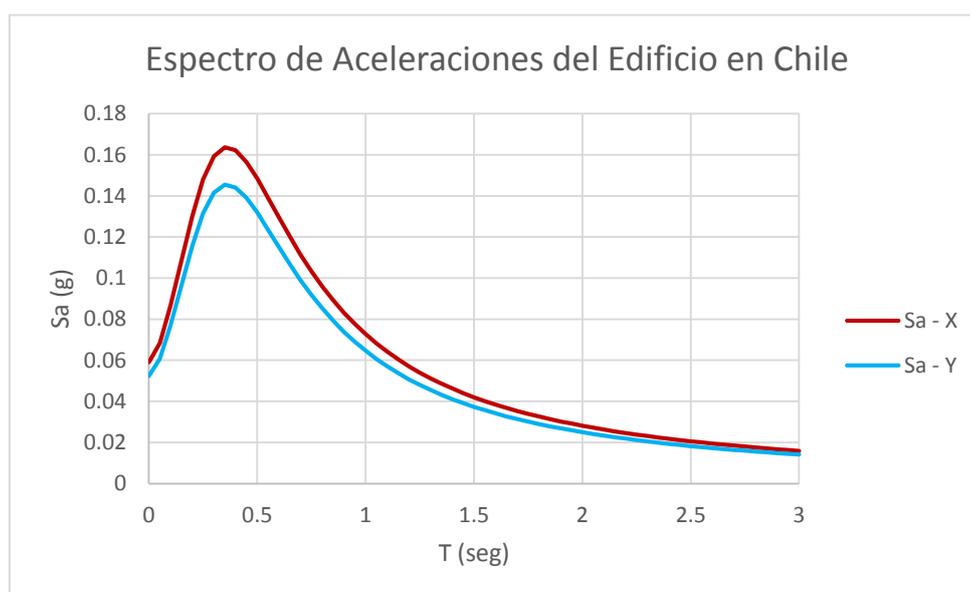
T (seg)	$\alpha$	Sa - X (g)	Sa - Y (g)	T (seg)	$\alpha$	Sa - X (g)	Sa - Y (g)	T (seg)	$\alpha$	Sa - X (g)	Sa - Y (g)
0	1.00	0.0627	0.0597	1	1.23	0.0773	0.0736	2	0.48	0.0299	0.0285
0.1	1.47	0.0919	0.0875	1.1	1.09	0.0682	0.0649	2.1	0.45	0.0279	0.0266
0.2	2.21	0.1384	0.1318	1.2	0.97	0.0607	0.0578	2.2	0.42	0.0261	0.0249
0.3	2.70	0.1693	0.1612	1.3	0.87	0.0544	0.0518	2.3	0.39	0.0246	0.0234
0.4	2.75	0.1724	0.1641	1.4	0.78	0.0491	0.0468	2.4	0.37	0.0231	0.0220
0.5	2.52	0.1577	0.1502	1.5	0.71	0.0447	0.0425	2.5	0.35	0.0218	0.0208
0.6	2.20	0.1377	0.1311	1.6	0.65	0.0408	0.0389	2.6	0.33	0.0207	0.0197
0.7	1.89	0.1184	0.1128	1.7	0.60	0.0375	0.0357	2.7	0.31	0.0196	0.0187
0.8	1.63	0.1020	0.0971	1.8	0.55	0.0346	0.0330	2.8	0.30	0.0186	0.0177
0.9	1.41	0.0884	0.0842	1.9	0.51	0.0321	0.0306	2.9	0.28	0.0177	0.0169

Con el espectro definido, se calculó la cortante sísmica en la base en cada dirección mediante la utilización del software de cálculo:

**Tabla N° 162** – Cortante basal dinámica y sus límites – Norma Chilena.

Cortante Basal			
Dirección	Dinámica (Ton)	Valor Mínimo (Ton)	Valor Máximo (Ton)
X	159.65	71.55	150.25
Y	171.10	71.55	150.25

Como la cortante basal dinámica en ambas direcciones es mayor que el máximo permitido por la norma, los espectros se escalan por factores de 0.941 en la dirección X y 0.878 en la dirección Y.



**Figura N° 96** – Espectros finales de aceleraciones del edificio – Norma Chilena.

### 6.3.3. NORMA NORTEAMERICANA

Del punto N° 4.1.3., se obtuvieron los siguientes parámetros sísmicos:

**Tabla N° 163 – Parámetros Sísmicos – Norma Norteamericana.**

<b>Parámetros Sísmicos</b>		
<b>S<sub>s</sub></b>	<b>Parámetro de respuesta espectral para estructuras de periodo corto</b>	1.50 g
<b>S<sub>1</sub></b>	<b>Parámetro de respuesta espectral para estructuras de periodo largo</b>	0.60 g
<b>SUELO</b>	<b>Tipo de suelo – Suelo rígido</b>	<b>D</b>
<b>F<sub>a</sub></b>	<b>Coefficiente de sitio para periodos cortos</b>	1.0
<b>F<sub>v</sub></b>	<b>Coefficiente de sitio para periodos largos</b>	1.7
<b>S<sub>MS</sub></b>	<b>Aceleración de la respuesta espectral para periodos cortos</b>	1.50 g
<b>S<sub>M1</sub></b>	<b>Aceleración de la respuesta espectral para periodos largos</b>	1.02 g
<b>S<sub>DS</sub></b>	<b>Parámetro de respuesta de diseño para periodos cortos</b>	1.00 g
<b>S<sub>D1</sub></b>	<b>Parámetro de respuesta de diseño para periodos largos</b>	0.68 g
<b>T<sub>L</sub></b>	<b>Periodo de transición</b>	6.00 seg
<b>Categoría de Riesgo</b>	<b>Categoría de riesgo de la edificación</b>	<b>II</b>
<b>I<sub>e</sub></b>	<b>Factor de importancia sísmica</b>	1.0
<b>Categoría de Diseño Sísmico</b>	<b>Categoría de diseño sísmico de la edificación</b>	<b>D</b>
<b>R</b>	<b>Coefficiente de modificación de respuesta</b>	7
<b>C<sub>d</sub></b>	<b>Factor de amplificación de las deformaciones</b>	5 ½

En el punto 4.1.3.10. se mencionó que el periodo fundamental de la estructura no debe ser mayor de la multiplicación de los coeficientes  $C_u$  y  $T_a$ , dependientes del sistema estructural y la altura del edificio.  $C_u T_a = 1.4 \cdot 0.42 = 0.588 \text{ seg}$ . Como el periodo en cada dirección de la estructura sobrepasa este valor, se debe regularizar mediante la rigidización de la estructura, lo cual se logrará mediante el control de las regularidades y distorsiones, tal como se vio al utilizar las normas peruana y chilena. De manera conservadora, se realizó el cálculo estático utilizando los periodos obtenidos del análisis estructural inicial ya que con estos se obtienen límites más desfavorables para el coeficiente sísmico  $C_s$ .

Debido a que el periodo fundamental en ambas direcciones ( $T_x = 0.615 \text{ seg}$  y  $T_y = 0.671 \text{ seg}$ ) es menor al parámetro  $T_L$  (6 seg), el coeficiente sísmico estático ( $C_s$ ) se calculó con las siguientes expresiones, mencionadas en el punto N° 4.1.3.10.:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \leq \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_{s-x} = \frac{1.00}{\left(\frac{7}{1.00}\right)} \leq \frac{0.68}{0.615 \cdot \left(\frac{7}{1.00}\right)} \rightarrow C_{s-x} = \mathbf{0.14286} \leq \mathbf{0.15796}$$

$$C_{s-y} = \frac{1.00}{\left(\frac{7}{1.00}\right)} \leq \frac{0.68}{0.671 \cdot \left(\frac{7}{1.00}\right)} \rightarrow C_{s-y} = \mathbf{0.14286} \leq \mathbf{0.21290}$$

Y este valor de Cs no debe ser menor de:

$$C_s \geq 0.044 \cdot S_{DS} \cdot I_e = 0.044 \cdot 1.00 \cdot 1.00 = 0.044$$

$$C_s \geq 0.5 \cdot \frac{S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = 0.5 \cdot \frac{0.60}{\left(\frac{7}{1.00}\right)} = 0.0429$$

Por lo tanto, los coeficientes sísmicos  $C_s$  son 0.14286 tanto en la dirección X como en la dirección Y.

### 6.3.3.1. ANÁLISIS ESTÁTICO

Si bien el análisis estático no está permitido para el diseño de este tipo de estructuras, puede ser utilizado para la determinación de las irregularidades. La cortante basal estática en ambas direcciones es:

$$V = C_s \cdot W = 0.14286 \cdot 1135.78 = 162.26 \text{ Ton}$$

Estos valores se distribuyen en altura según el punto N° 4.1.3.10. y son aplicados en el centro de masas de cada piso.

$$F_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \cdot V \quad k = \begin{cases} 1.0; & \text{Si } T \leq 0.50 \text{ seg.} \\ 0.75 + 0.5T; & \text{Si } T > 0.50 \text{ seg.} \end{cases}$$

**Tabla N° 164** – Periodos, factor k y cortante basal estática – Norma Norteamericana.

Dirección	T (seg)	k	V (Ton)
X	0.62	1.06	162.26
Y	0.67	1.085	162.26

**Tabla N° 165** – Distribución de Fuerza Sísmica en altura – Norma Norteamericana.

Entrepiso	Peso $P_i$ (Ton)	Altura $h_i$ (m)	Dirección X			Dirección Y		
			$P_i(h_i)^k$	$\alpha$	$F_i$ (Ton)	$P_i(h_i)^k$	$\alpha$	$F_i$ (Ton)
1°	287.16	4.05	1264.81	10%	17.00	1309.82	10%	16.61
2°	261.72	7.20	2121.34	18%	28.52	2228.65	17%	28.26
3°	261.72	10.35	3116.55	26%	41.90	3304.05	26%	41.90
4°	241.32	13.50	3808.44	32%	51.20	4064.48	32%	51.54
5°	83.86	17.65	1758.35	15%	23.64	1889.18	15%	23.96
<b>TOTAL</b>	1135.78		12069.48	100%	162.26	12796.19	100%	162.26

### 6.3.3.2. DERIVAS

De forma similar al análisis con normativa peruana, antes de calcular las irregularidades, se debe verificar que las derivas del edificio cumplan con el límite establecido por la norma. El límite de distorsión marcado por la norma ASCE 7-16, para este caso, es de 0.020. Los desplazamientos y las derivas encontradas en el edificio son los siguientes:

**Tabla N° 166 – Desplazamientos y derivas en dirección X – Norma Peruana.**

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS - SISMO EN X								
Entrepiso	Altura (m)	Centro de Masas			Punto más Crítico		Variación	Límite
		$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>
1°	4.05	0.0220	0.0220	0.0054	0.0242	0.0242	0.0060	0.0200
2°	3.15	0.0457	0.0237	0.0075	0.04895	0.0248	0.0079	0.0200
3°	3.15	0.0666	0.0209	0.0066	0.06985	0.0209	0.0066	0.0200
4°	3.15	0.0814	0.0149	0.0047	0.08415	0.0143	0.0045	0.0200
Entrepiso	Altura (m)	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>
4°	-	0.0809	-		0.08305	-		-
5°	4.15	0.1045	0.0237	0.0057	0.11385	0.0308	0.0074	0.0200

**Tabla N° 167 – Desplazamientos y derivas en dirección Y – Norma Peruana.**

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS - SISMO EN Y								
Entrepiso	Altura (m)	Centro de Masas			Punto más Crítico		Variación	Límite
		$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>
1°	4.05	0.0264	0.0264	0.0065	0.0264	0.0264	0.0065	0.0200
2°	3.15	0.0523	0.0259	0.0082	0.05445	0.0281	0.0089	0.0200
3°	3.15	0.0754	0.0231	0.0073	0.0781	0.0237	0.0075	0.0200
4°	3.15	0.0924	0.0171	0.0054	0.09405	0.0160	0.0051	0.0200
Entrepiso	Altura (m)	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>max</sub>
4°	-	0.0913	-		0.09185	-		-
5°	4.15	0.1155	0.0242	0.0058	0.11715	0.0253	0.0061	0.0200

Se recuerda que estos desplazamientos se obtuvieron multiplicando los obtenidos del análisis estructural por el coeficiente de amplificación de desplazamientos,  $C_d = 5 \frac{1}{2}$ .

Se puede observar que, tanto en dirección X como Y, todos los desplazamientos cumplen sobradamente con la deriva limitada por la norma. Por lo tanto, se procede a calcular las irregularidades presentes en la edificación. Sin embargo, no se debe

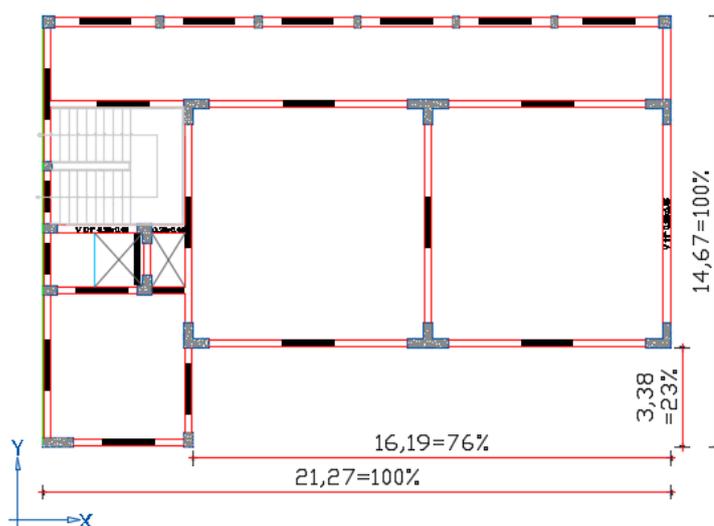
olvidar que el periodo de la estructura debe cumplir con un periodo máximo igual a 0.588 segundos según el punto N° 6.3.3. El que el edificio cumpla con este periodo se obtendrá con las rigidizaciones que se den para evitar las irregularidades. En el caso de que con la estructuración actual se cumplan con todas las irregularidades, se rigidizaría el edificio con el único fin de cumplir con el periodo límite señalado por la norma norteamericana.

### 6.3.3.3. IRREGULARIDADES OBJETIVAS

Las irregularidades objetivas son las que pueden determinarse por simple inspección de las masas y dimensiones del edificio

- **IRREGULARIDADES HORIZONTALES**

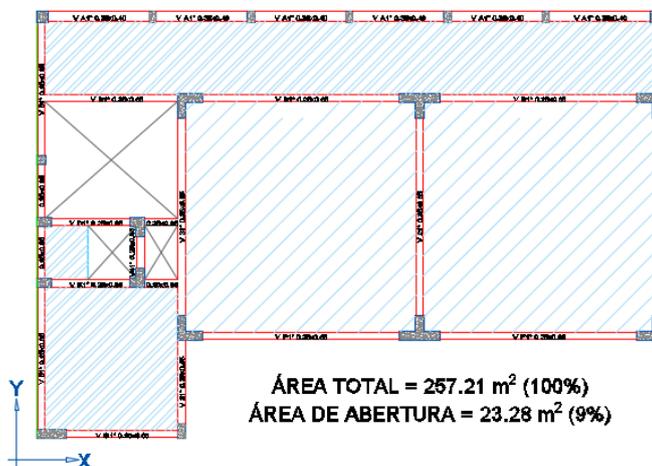
- **ESQUINAS ENTRANTES (Horizontal 2):** Esta irregularidad se da cuando la dimensión de la esquina entrante, en cada dirección, sobrepasa el 15% de la dimensión total correspondiente.



**Figura N° 97** – Ilustración de irregularidad de Esquina Entrante – Norma Norteamericana.

Se puede observar que, en ambas direcciones, la dimensión de la esquina entrante es mayor que el 15% de la respectiva dimensión total, por lo que presenta irregularidad en ambas direcciones. Según la tabla normativa, está irregularidad está permitida en las estructuras de categoría D.

- **DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA (Horizontal 3):** Esta irregularidad se da cuando el área de las aberturas en el diafragma sobrepasa del 50% del área total.



**Figura N° 98** – Ilustración de irregularidad de Discontinuidad de Diafragma – Norma Norteamericana.

La estructura no presenta este tipo de irregularidad.

- **IRREGULARIDAD DE DESALINEAMIENTO HORIZONTAL DE ELEMENTOS RESISTENTES (Horizontal 4):** Esta irregularidad existe cuando hay un desalineamiento horizontal en al menos uno de los elementos sismorresistentes. Debido a que todos los elementos de la estructura van de manera continua desde la base hasta el nivel superior, no existe esta irregularidad.
- **IRREGULARIDAD DE SISTEMAS NO PARALELOS (Horizontal 5):** Esta irregularidad se da cuando los sistemas resistentes no son ortogonales entre sí. En la edificación de análisis, no existe esta irregularidad.
- **IRREGULARIDADES VERTICALES**
  - **IRREGULARIDAD DE MASA (Vertical 2):** Se da cuando el peso de un piso es mayor que el 150% del peso de un piso adyacente. No aplicable para azoteas. Del punto N° 6.2.2., se puede observar que los pesos sísmicos del edificio son aproximadamente iguales en las 4 primeras plantas (sin contar la azotea), por lo que el edificio no presenta este tipo de irregularidad.
  - **IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL (Vertical 3):** Se da cuando la dimensión de un piso horizontal de un piso es mayor que el 130% de la dimensión de un piso adyacente. No aplicable en Azoteas. En el edificio no se encuentra este tipo de irregularidad.

- **IRREGULARIDAD DE DISCONTINUIDAD DE ELEMENTOS VERTICALES RESISTENTES (Vertical 4):** Se da cuando existe una discontinuidad vertical en los elementos resistentes. Debido a que todos los elementos de la estructura van de manera continua desde la base hasta el nivel superior, no existe esta irregularidad.

En resumen, la única irregularidad objetiva presente en la estructura es la irregularidad horizontal de esquina entrante. Para que la estructura califique como irregular, debe tener al menos dos irregularidades. Por lo pronto, la estructura es regular.

#### 6.3.3.4. IRREGULARIDADES ANALÍTICAS

Las irregularidades analíticas son las que deben determinarse a partir de un análisis sísmico preliminar.

- **IRREGULARIDADES HORIZONTALES**
  - **IRREGULARIDAD TORSIONAL (Horizontal 1a):** Se da cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo promedio de los dos extremos del edificio en el mismo entrepiso.

*Tabla N° 168 – Irregularidad Torsional – Sismo en X – Norma Norteamericana.*

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS PARA TORSIÓN - SISMO EN X									
Entrepiso	Extremo 1			Extremo 2			Promedio	Relación	Límite
	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>prom</sub>	$D_{\text{MAX}}/D_{\text{PROM}}$	$D_{\text{MAX}}/D_{\text{PROM}}$
1°	0.0242	0.0242	<b>0.0060</b>	0.0198	0.0198	<b>0.0049</b>	<b>0.0054</b>	<b>1.1000</b>	<b>1.2000</b>
2°	0.0490	0.0248	<b>0.0079</b>	0.0418	0.0220	<b>0.0070</b>	<b>0.0074</b>	<b>1.0588</b>	<b>1.2000</b>
3°	0.0699	0.0209	<b>0.0066</b>	0.06215	0.0204	<b>0.0065</b>	<b>0.0065</b>	<b>1.0133</b>	<b>1.2000</b>
4°	0.0842	0.0143	<b>0.0045</b>	0.0781	0.0160	<b>0.0051</b>	<b>0.0048</b>	<b>1.0545</b>	<b>1.2000</b>
Entrepiso	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>prom</sub>	$D_{\text{MAX}}/D_{\text{PROM}}$	$D_{\text{MAX}}/D_{\text{PROM}}$
4°	0.0831	-		0.0781	-		-	-	-
5°	0.1139	0.0308	<b>0.0074</b>	0.0957	0.0176	<b>0.0042</b>	<b>0.0058</b>	<b>1.2727</b>	<b>1.2000</b>

Tabla N° 169 – Irregularidad Torsional – Sismo en Y – Norma Norteamericana.

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS PARA TORSIÓN - SISMO EN Y									
Entrepiso	Extremo 1			Extremo 2			Promedio	Relación	Límite
	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>prom</sub>	$D_{\text{MAX}}/D_{\text{PROM}}$	$D_{\text{MAX}}/D_{\text{PROM}}$
1°	0.0264	0.0264	<b>0.0065</b>	0.0264	0.0264	<b>0.0065</b>	<b>0.0065</b>	<b>1.0000</b>	<b>1.2000</b>
2°	0.0501	0.0237	<b>0.0075</b>	0.05445	0.0281	<b>0.0089</b>	<b>0.0082</b>	<b>1.0851</b>	<b>1.2000</b>
3°	0.0726	0.0226	<b>0.0072</b>	0.0781	0.0237	<b>0.0075</b>	<b>0.0073</b>	<b>1.0238</b>	<b>1.2000</b>
4°	0.0908	0.0182	<b>0.0058</b>	0.09405	0.0160	<b>0.0051</b>	<b>0.0054</b>	<b>1.0645</b>	<b>1.2000</b>
Entrepiso	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>prom</sub>	$D_{\text{MAX}}/D_{\text{PROM}}$	$D_{\text{MAX}}/D_{\text{PROM}}$
4°	0.0908	-		0.09185	-		-	-	-
5°	0.1172	0.0264	<b>0.0064</b>	0.1111	0.0193	<b>0.0046</b>	<b>0.0055</b>	<b>1.1566</b>	<b>1.2000</b>

Inicialmente, la estructura presenta irregularidad torsional. Sin embargo, se modificó la estructura para que pueda cumplir con el periodo límite establecido por la norma.

Tras la modificación, las derivas, las relaciones entre éstas, y la estructura en sí quedan de la siguiente manera:

Tabla N° 170 – Irregularidad Torsional Final – Sismo en X – Norma Norteamericana.

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS PARA TORSIÓN FINAL - SISMO EN X									
Entrepiso	Extremo 1			Extremo 2			Promedio	Relación	Límite
	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>prom</sub>	$D_{\text{MAX}}/D_{\text{PROM}}$	$D_{\text{MAX}}/D_{\text{PROM}}$
1°	0.0215	0.0215	<b>0.0053</b>	0.0187	0.0187	<b>0.0046</b>	<b>0.0050</b>	<b>1.0685</b>	<b>1.2000</b>
2°	0.0446	0.0231	<b>0.0073</b>	0.0396	0.0209	<b>0.0066</b>	<b>0.0070</b>	<b>1.0500</b>	<b>1.2000</b>
3°	0.0644	0.0198	<b>0.0063</b>	0.0589	0.0193	<b>0.0061</b>	<b>0.0062</b>	<b>1.0141</b>	<b>1.2000</b>
4°	0.0787	0.0143	<b>0.0045</b>	0.0748	0.0160	<b>0.0051</b>	<b>0.0048</b>	<b>1.0545</b>	<b>1.2000</b>
Entrepiso	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>prom</sub>	$D_{\text{MAX}}/D_{\text{PROM}}$	$D_{\text{MAX}}/D_{\text{PROM}}$
4°	0.0781	-		0.0748	-		-	-	-
5°	0.1001	0.0220	<b>0.0053</b>	0.0924	0.0176	<b>0.0042</b>	<b>0.0048</b>	<b>1.1111</b>	<b>1.2000</b>

Tabla N° 171 – Irregularidad Torsional Final – Sismo en Y – Norma Norteamericana.

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS PARA TORSIÓN FINAL - SISMO EN Y									
Entrepiso	Extremo 1			Extremo 2			Promedio	Relación	Límite
	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>prom</sub>	$D_{\text{MAX}}/D_{\text{PROM}}$	$D_{\text{MAX}}/D_{\text{PROM}}$
1°	0.0198	0.0198	<b>0.0049</b>	0.0248	0.0248	<b>0.0061</b>	<b>0.0055</b>	<b>1.1111</b>	<b>1.2000</b>
2°	0.0391	0.0193	<b>0.0061</b>	0.0512	0.0264	<b>0.0084</b>	<b>0.0072</b>	<b>1.1566</b>	<b>1.2000</b>
3°	0.0578	0.0187	<b>0.0059</b>	0.0732	0.0220	<b>0.0070</b>	<b>0.0065</b>	<b>1.0811</b>	<b>1.2000</b>
4°	0.0737	0.0160	<b>0.0051</b>	0.0875	0.0143	<b>0.0045</b>	<b>0.0048</b>	<b>1.0545</b>	<b>1.2000</b>
Entrepiso	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	$\Delta_{\text{absoluto}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo}}$ (m)	Deriva	Deriva <sub>prom</sub>	$D_{\text{MAX}}/D_{\text{PROM}}$	$D_{\text{MAX}}/D_{\text{PROM}}$
4°	0.0737	-		0.0770	-		-	-	-
5°	0.0957	0.0220	<b>0.0053</b>	0.0941	0.0171	<b>0.0041</b>	<b>0.0047</b>	<b>1.1268</b>	<b>1.2000</b>

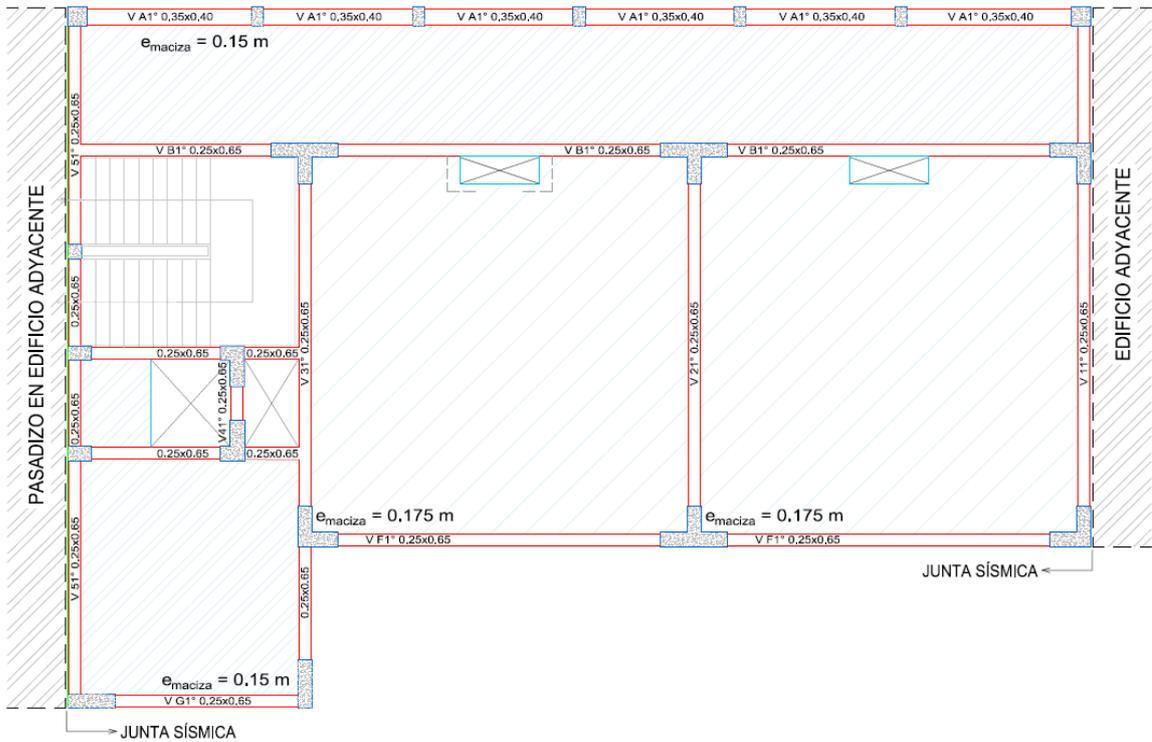
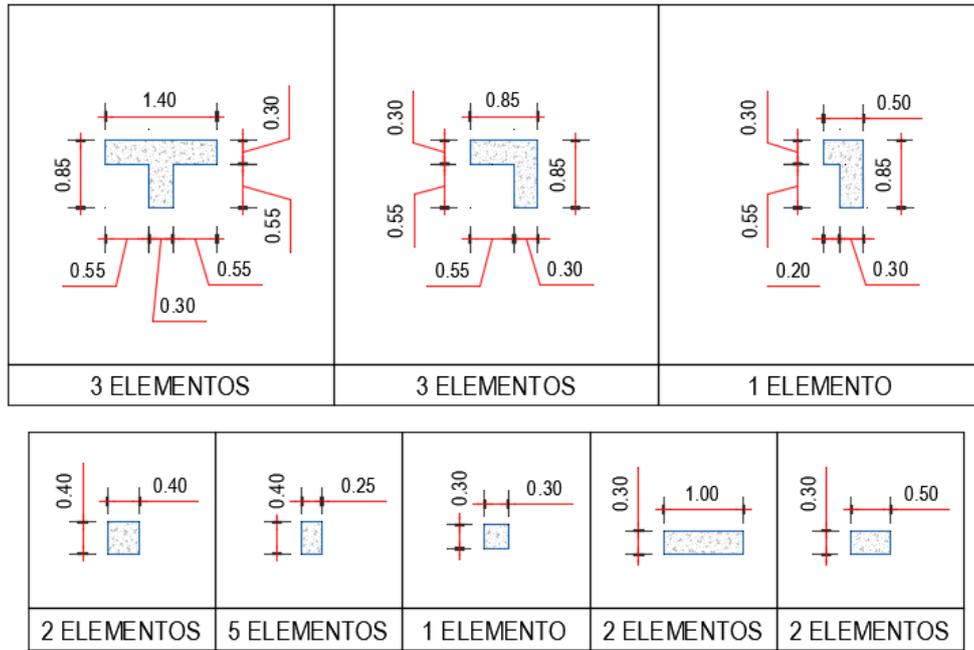


Figura N° 99 – Plano Modificado en Planta – Norma Norteamericana.



**Figura N° 100** – Placas y columnas – Norma Norteamericana.

Con esta nueva estructuración, los periodos son de 0.577 segundos en X y 0.59 segundos en Y, siendo el primero menor al límite establecido y el segundo igual al límite establecido de  $C_u T_a = 0.59 \text{ seg}$  en el punto N° 6.3.3. También se puede observar que ninguna de las relaciones entre desplazamientos es mayor que 1.2, por lo que no se presenta este tipo de irregularidad en la edificación.

- **IRREGULARIDADES VERTICALES**

- **IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ – PISO BLANDO (Vertical 1a):** Esta irregularidad se da cuando la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior, o menor que el 80% de la rigidez promedio de los tres pisos superiores. Una manera aproximada de calcular la rigidez lateral de un entrepiso es dividiendo la fuerza cortante del entrepiso entre el desplazamiento relativo promedio de este.

**Tabla N° 172 – Cálculo de Piso Blando – Sismo en X – Norma Norteamericana.**

<b>CÁLCULO DE PISO BLANDO - SISMO EN X</b>						
Entrepiso	$\Delta_{\text{relativo Prom}} \text{ (m)}$	Fuerza Actuante (Ton)	Fuerza Cortante (Ton)	Rigidez Lateral - K (Ton/m)	Límites	
					70% $K_{\text{sup}}$	80% $K_{\text{prom}}$
1°	0.0201	17.00	162.26	8082.69	4621.9091	4674.6207
2°	0.0220	28.52	145.26	6602.73	4185.3009	3232.2773
3°	0.0195	41.90	116.74	5979.00	3463.6694	-
4°	0.0151	51.20	74.84	4948.10	835.7576	-
Entrepiso	$\Delta_{\text{relativo Prom}} \text{ (m)}$	Fuerza Actuante (Ton)	Fuerza Cortante (Ton)	Rigidez Lateral - K (Ton/m)	Límites	
					70% $K_{\text{sup}}$	80% $K_{\text{prom}}$
4°	-	-	-	-	-	-
5°	0.0198	23.64	23.64	1193.94	-	-

**Tabla N° 173 – Cálculo de Piso Blando – Sismo en Y – Norma Norteamericana.**

<b>VERIFICACIÓN DE PISO BLANDO - SISMO EN Y</b>						
Entrepiso	$\Delta_{\text{relativo Prom}} \text{ (m)}$	Fuerza Actuante (Ton)	Fuerza Cortante (Ton)	Rigidez Lateral - K (Ton/m)	Límites	
					70% $K_{\text{sup}}$	80% $K_{\text{prom}}$
1°	0.0223	16.61	162.27	7284.85	4467.1194	4571.3004
2°	0.0228	28.26	145.66	6381.60	4038.3292	3196.7792
3°	0.0204	41.90	117.40	5769.04	3494.2149	-
4°	0.0151	51.54	75.50	4991.74	859.0013	-
Entrepiso	$\Delta_{\text{relativo Prom}} \text{ (m)}$	Fuerza Actuante (Ton)	Fuerza Cortante (Ton)	Rigidez Lateral - K (Ton/m)	Límites	
					70% $K_{\text{sup}}$	80% $K_{\text{prom}}$
4°	-	-	-	-	-	-
5°	0.0195	23.96	23.96	1227.14	-	-

Se puede apreciar que la rigidez lateral de cada entrepiso es mayor que los límites establecidos. Por lo tanto, no se presenta irregularidad de Piso Blando.

- **DISCONTINUIDAD DE LOS SISTEMAS RESISTENTES – IRREGULARIDAD DE PISO DEBIL (Vertical 5a):** Se da cuando, en cualquiera de las direcciones, la resistencia de un entrepiso a fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del piso inmediato superior.

La resistencia lateral se calcula de forma similar a la calculada en el punto N° 6.3.4.1., para norma peruana, pero utilizando el punto 22.5.6.1 de la norma de diseño en concreto armado ACI 318-14.

$$\phi V_c = \phi \left[ 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left( 1 + \frac{P_u}{140 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d \right]$$

$\phi V_c$  = Fuerza cortante resistente (kg)

$\lambda$  = Factor de Peso = 1 para concreto de peso normal

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto ( $kg/cm^2$ )

$P_u$  = Carga axial amplificada (kg)

$A_g$  = Área bruta de la sección ( $cm^2$ )

$b_w$  = Ancho del alma (cm)

$d$  = Peralte efectivo (cm)

(American Concrete Institute, 2014)

La resistencia de un entrepiso se calcula aproximadamente como

$$R_{(i)} = \frac{\phi V_{c(i)}}{h_{(i)}}$$

También se utilizan las combinaciones de carga impuestas tanto por el ASCE 7-16 como por el ACI 318-14, mencionadas en el punto N° 4.2.2. A modo de ejemplo, se muestran los valores de cálculo correspondientes a la columna A1.

**Tabla N° 174 – Cálculo de Cortante Resistente de columna A1 – Norma Norteamericana.**

<b>DIRECCIÓN X</b>		<b>DIRECCIÓN Y</b>	
<b>A1 (0.40x0.40)</b>		<b>A1 (0.40x0.40)</b>	
<b>b (cm)</b>	40	<b>b (cm)</b>	40
<b>h (cm)</b>	40	<b>h (cm)</b>	40
<b>d (cm)</b>	34	<b>d (cm)</b>	34
<b>h<sub>i</sub> (cm)</b>	405	<b>h<sub>i</sub> (cm)</b>	405
<b>f'c (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	210	<b>f'c (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	210

	<b>P (Ton)</b>		<b>P (Ton)</b>
<b>CM</b>	17.56	<b>CM</b>	17.56
<b>CV</b>	5.25	<b>CV</b>	5.25
<b>CS - X</b>	10.46	<b>CS - Y</b>	46.76

	<b>P<sub>u</sub> (Ton)</b>	<b>R<sub>i</sub> (kg/cm)</b>		<b>P<sub>u</sub> (Ton)</b>	<b>R<sub>i</sub> (kg/cm)</b>
<b>1.4CM</b>	24.58	11.59		24.58	11.59
<b>1.2CM + 1.6 CV</b>	29.47	11.82		29.47	11.82
<b>1.2 CM + CV</b>	26.32	11.67		26.32	11.67
<b>1.2CM + CV + CS</b>	36.78	12.16		73.08	13.85
<b>1.2CM + CV – CS</b>	15.86	11.19		-20.44	9.49
<b>0.9CM + CS</b>	26.26	11.67		62.56	13.36
<b>0.9CM - CS</b>	5.34	10.70		-30.96	9.00
	<b>R<sub>imax</sub> (kg/cm)</b>	12.16		<b>R<sub>imax</sub> (kg/cm)</b>	13.85

Después de analizar las resistencias para cada una de las columnas y placas, se obtuvieron los siguientes valores resistentes por piso y los respectivos límites (80% de la resistencia del piso superior).

**Tabla N° 175 – Cortante lateral resistente por piso – Norma Norteamericana.**

<b>Resistencia a Cortante</b>						
<b>Piso</b>	<b>Dirección X</b>			<b>Dirección Y</b>		
	<b>R<sub>i</sub> - X (kg/cm)</b>		<b>Límite (kg/cm)</b>	<b>R<sub>i</sub> - Y (kg/cm)</b>		<b>Límite (kg/cm)</b>
<b>Primer Piso</b>	711.226	>	684.208	685.395	>	647.332
<b>Segundo Piso</b>	855.260	>	635.886	809.165	>	595.153
<b>Tercer Piso</b>	794.858	>	591.756	743.942	>	550.316
<b>Cuarto Piso</b>	739.695	>	184.646	687.895	>	208.419
<b>Quinto Piso</b>	230.807	-	-	260.524	-	-

Como los valores resistentes de cada piso son mayores que el límite establecido por la norma, entonces la estructura no presenta irregularidad por piso débil.

Finalmente, la única irregularidad presente en la estructura es la correspondiente a las esquinas entrantes. Para que una estructura califique como irregular, necesita tener al menos dos irregularidades. Por lo tanto, la estructura es regular.

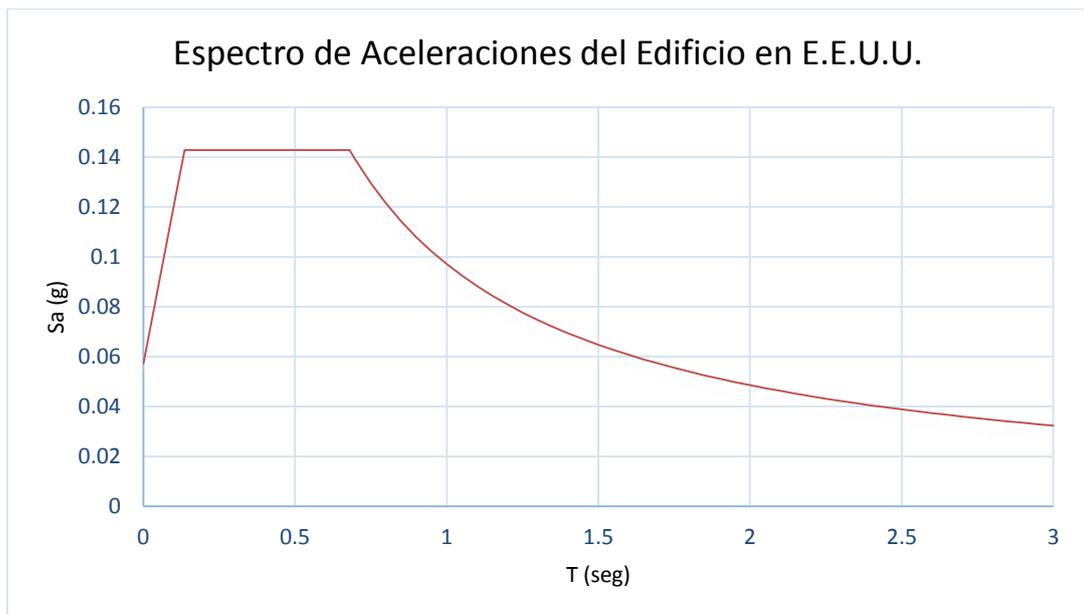
### 6.3.3.5. ANÁLISIS DINÁMICO

Después de definidas las derivas y las irregularidades, no se presentan cambios en los parámetros generales del edificio, siendo los siguientes:

**Tabla N° 176 – Parámetros Sísmicos finales – Norma Norteamericana.**

<b>Parámetros Sísmicos</b>		
<b>S<sub>s</sub></b>	<b>Parámetro de respuesta espectral para estructuras de periodo corto</b>	1.50 g
<b>S<sub>1</sub></b>	<b>Parámetro de respuesta espectral para estructuras de periodo largo</b>	0.60 g
<b>SUELO</b>	<b>Tipo de suelo – Suelo rígido</b>	<b>D</b>
<b>F<sub>a</sub></b>	<b>Coefficiente de sitio para periodos cortos</b>	1.0
<b>F<sub>v</sub></b>	<b>Coefficiente de sitio para periodos largos</b>	1.7
<b>S<sub>MS</sub></b>	<b>Aceleración de la respuesta espectral para periodos cortos</b>	1.50 g
<b>S<sub>M1</sub></b>	<b>Aceleración de la respuesta espectral para periodos largos</b>	1.02 g
<b>S<sub>DS</sub></b>	<b>Parámetro de respuesta de diseño para periodos cortos</b>	1.00 g
<b>S<sub>D1</sub></b>	<b>Parámetro de respuesta de diseño para periodos largos</b>	0.68 g
<b>T<sub>L</sub></b>	<b>Periodo de transición</b>	6.00 seg
<b>I<sub>e</sub></b>	<b>Factor de importancia sísmica</b>	1.0
<b>R</b>	<b>Coefficiente de modificación de respuesta</b>	7
<b>C<sub>d</sub></b>	<b>Factor de amplificación de las deformaciones</b>	5 ½

Con estos parámetros, el espectro es el siguiente:



**Figura N° 101 – Espectro de aceleraciones del edificio – Norma Norteamericana.**

**Tabla N° 177** – Rango de periodos del espectro de aceleraciones – Norma Norteamericana.

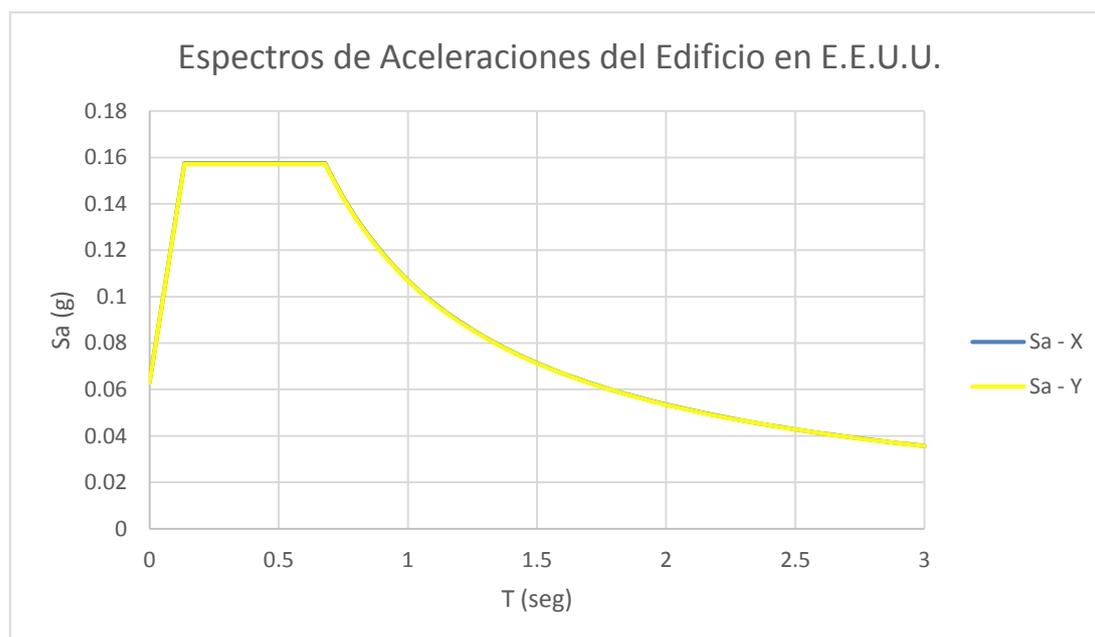
T (seg)	Sa (g)	Sa·I/R (g)	T (seg)	Sa (g)	Sa·I/R (g)	T (seg)	Sa (g)	Sa·I/R (g)
0	0.4000	0.0571	1	0.6800	0.0971	2	0.3400	.0486
0.1	0.8412	0.1202	1.1	0.6182	0.0883	2.1	0.3238	.0463
0.2	1.0000	0.1429	1.2	0.5667	0.0810	2.2	0.3091	.0442
0.3	1.0000	0.1429	1.3	0.5231	0.0747	2.3	0.2957	.0422
0.4	1.0000	0.1429	1.4	0.4857	0.0694	2.4	0.2833	.0405
0.5	1.0000	0.1429	1.5	0.4533	0.0648	2.5	0.2720	.0389
0.6	1.0000	0.1429	1.6	0.4250	0.0607	2.6	0.2615	.0374
0.7	0.9714	0.1388	1.7	0.4000	0.0571	2.7	0.2519	.0360
0.8	0.8500	0.1214	1.8	0.3778	0.0540	2.8	0.2429	.0347
0.9	0.7556	0.1079	1.9	0.3579	0.0511	2.9	0.2345	0.0335

Con el espectro definido, se calculó la cortante sísmica en la base en cada dirección mediante la utilización del software de cálculo:

**Tabla N° 178** – Comparación de Cortantes Dinámicas y Límites – Norma Norteamericana.

Cortante Basal		
Dirección	Dinámica (Ton)	100% Estático (Ton)
X	147.18	162.26
Y	147.44	162.26

La norma ASCE 7-16 exige que la cortante dinámica sea por lo menos igual a la cortante calculada por el método estático, por lo que, para poder cumplir con esto, los espectros se escalaron por factores de 1.1025 en la dirección X y 1.1005 en la dirección Y.



**Figura N° 102** – Espectros finales de aceleraciones del edificio – Norma Norteamericana.

### 6.3.3.6. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS CORTANTES

En este caso, las fuerzas sísmicas en cada dirección se distribuyen a los elementos resistentes de la siguiente manera:

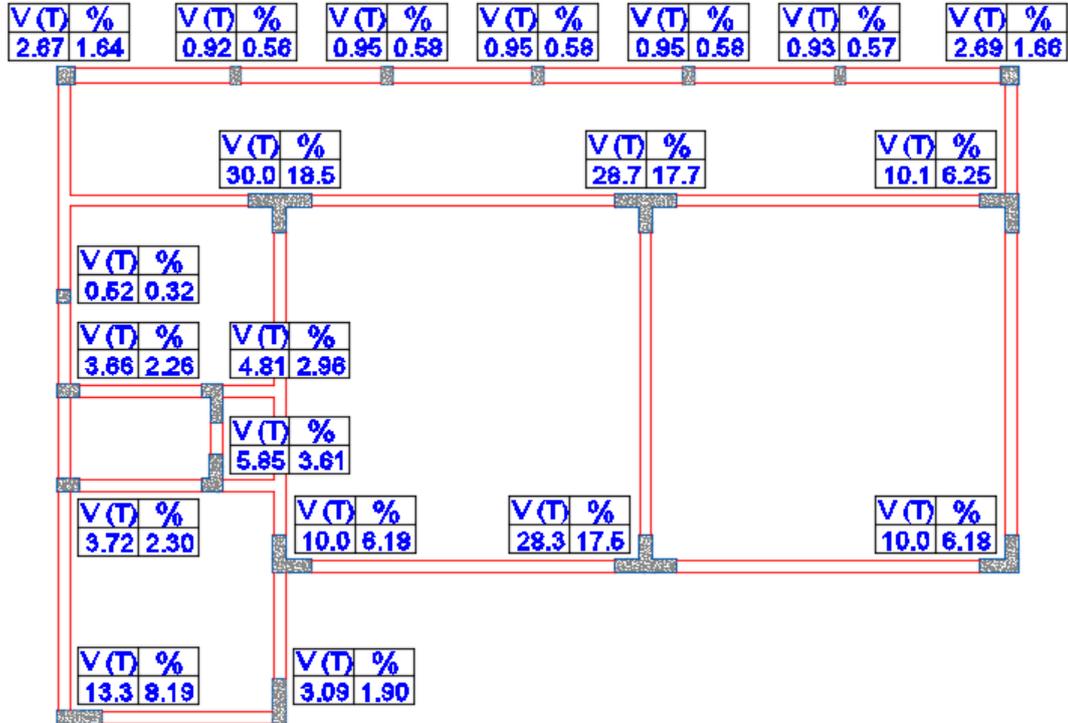


Figura N° 103 – Distribución de Fuerzas Sísmicas en X – Norma Norteamericana.

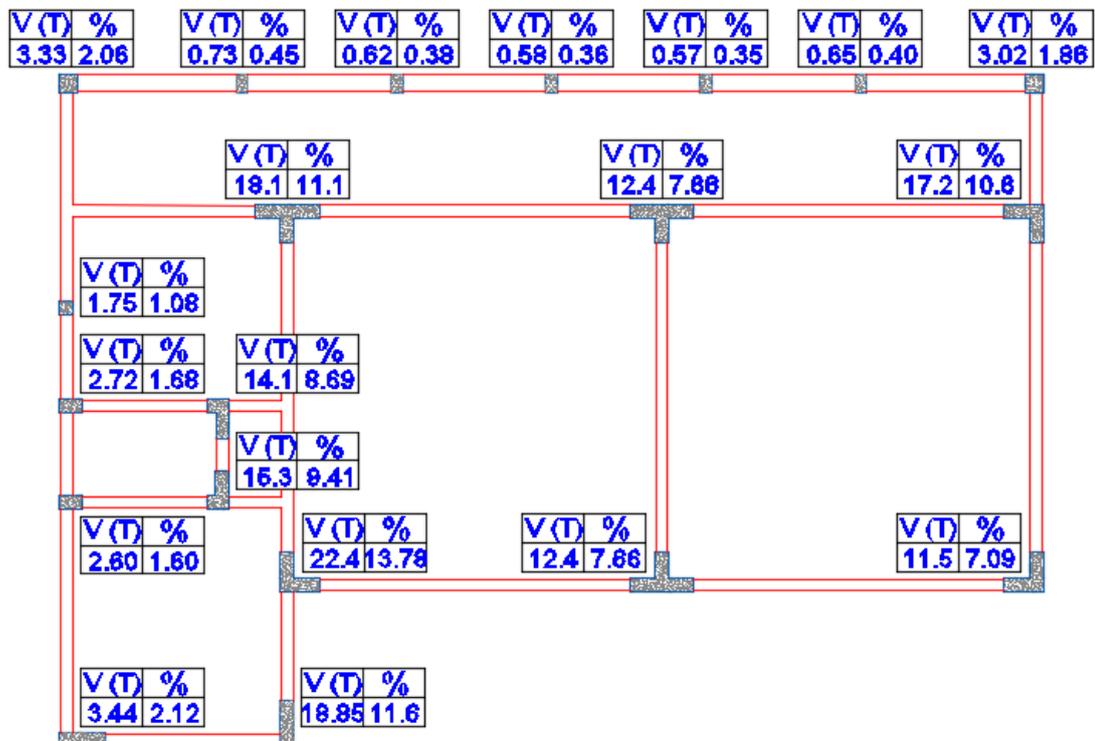


Figura N° 104 – Distribución de Fuerzas Sísmicas en Dirección Y – Norma Norteamericana.

En la dirección X, las columnas resisten el 38.14% de la fuerza cortante mientras que las placas, el 61.86%.

En la dirección Y, las columnas resisten el 37.25% de la fuerza cortante mientras que las placas, el 62.75%.

De esta manera queda determinada la conformidad del sistema estructura tipo Dual.

#### **6.4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

Antes de realizar el respectivo análisis, es importante recordar que las normas sísmicas peruana (E.030) y norteamericana (ASCE 7-16) son normas que incluyen un factor de amplificación interno de (1.25 para el caso peruano y 1.40 para el norteamericano), mientras que la norma sísmica chilena (Nch 433) es una norma que no incluye ningún factor de amplificación interno. Por lo tanto, la mejor manera de poder comparar las normas, en este caso, es trabajándolas todas sin ningún factor interno. Para esto, se deben multiplicar los valores de la norma peruana por un factor de 0.8 (inversa de 1.25) y los valores de la norma norteamericana por un factor de 0.7 (inversa de 1.40).

Es importante recordar que se ha considerado la misma configuración estructural inicial antes de hacer el análisis para cada normativa sísmica, según se muestra en el Capítulo III.

Esta configuración inicial se vio modificada posteriormente a cada análisis realizado para cada una de las normas, con el fin que puedan cumplir con los requisitos especificado para la configuración que exige cada una de las normas. Las configuraciones finales obtenidas después de la utilización de cada normativa sísmica, y las respectivas densidades de placas ( $m/m^2$ ), son las siguientes:

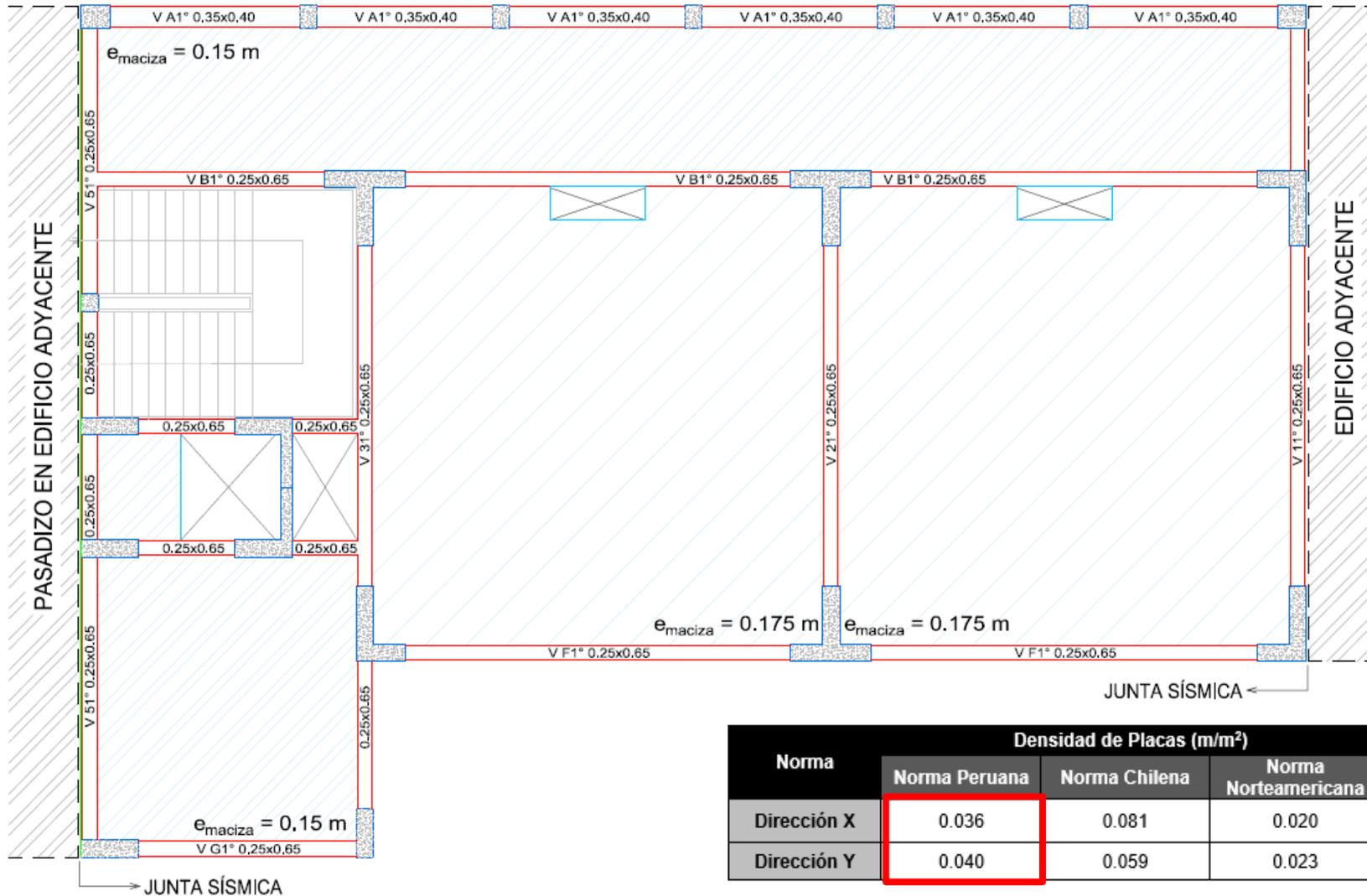


Figura N° 105 – Plano Final en Planta – Norma Peruana.

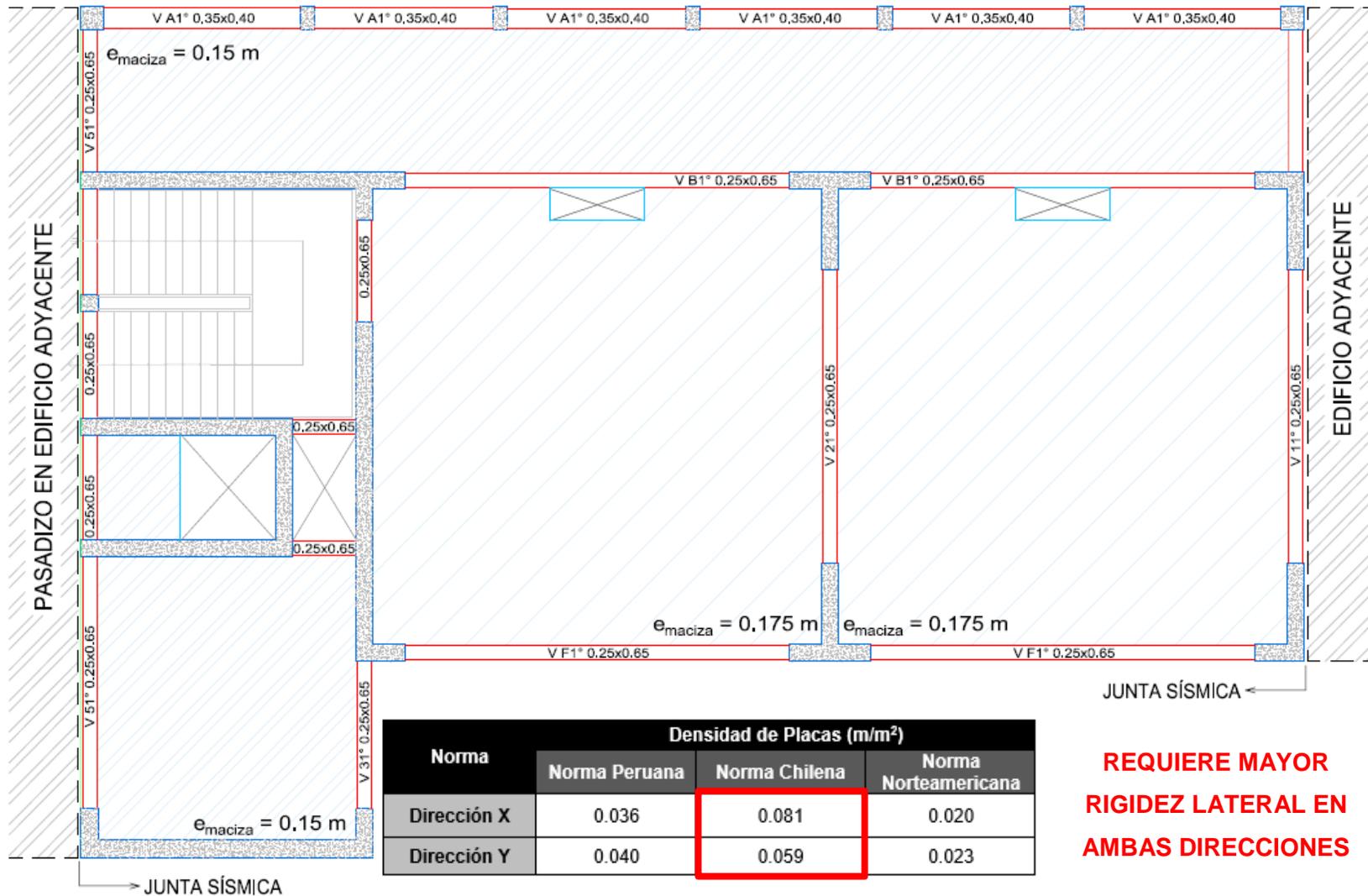


Figura N° 106 – Plano Final en Planta – Norma Chilena.

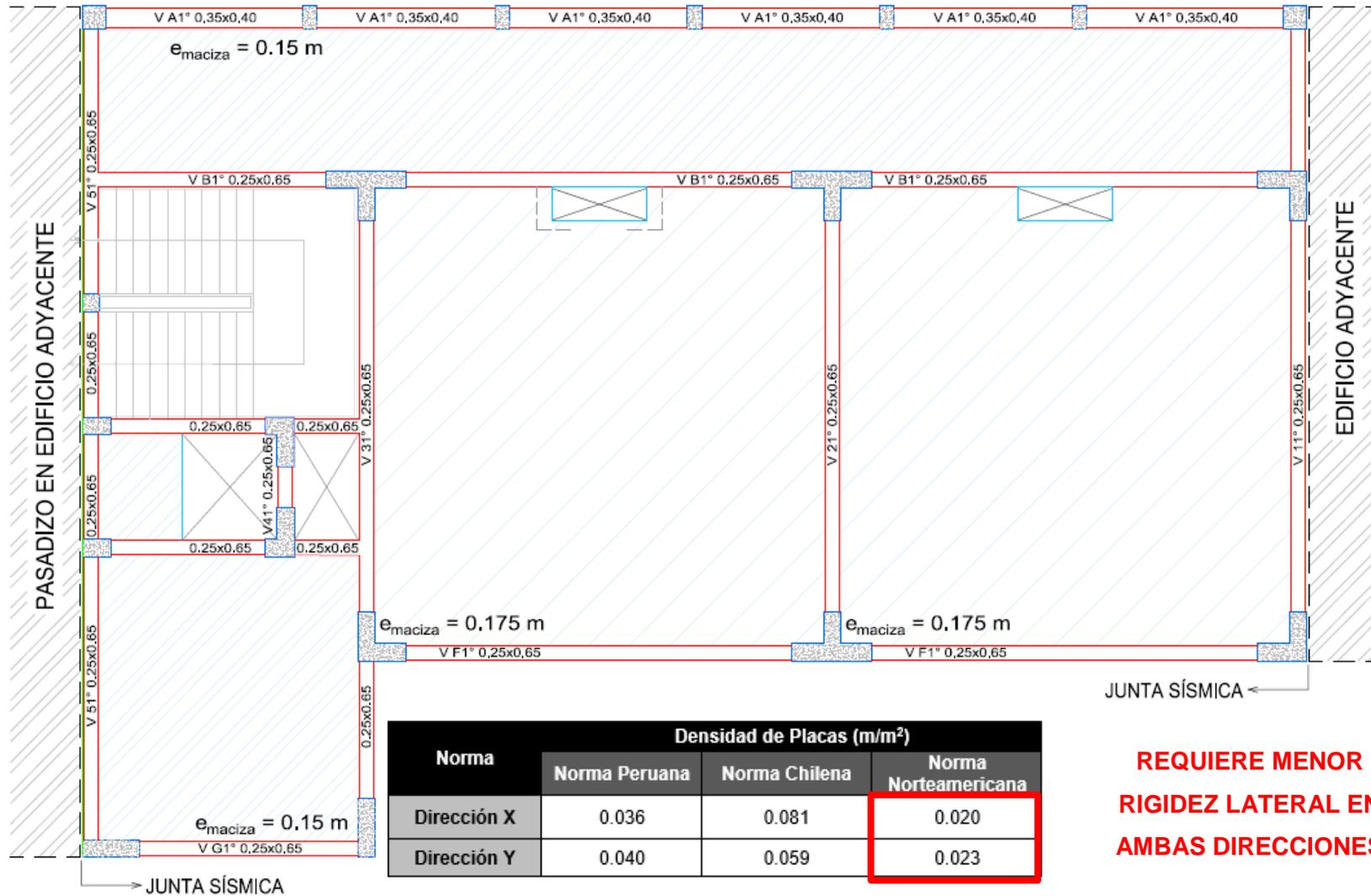


Figura N° 107 – Plano Final en Planta – Norma Norteamericana.

**Tabla N° 179 – Densidad de Placas según cada normativa.**

Norma	Densidad de Placas (m/m <sup>2</sup> )		
	Norma Peruana	Norma Chilena	Norma Norteamericana
Dirección X	0.036	0.081	0.020
Dirección Y	0.040	0.059	0.023

Se puede observar que la norma chilena exige una estructura mucho más rígida por la presencia de placas de grandes dimensiones teniendo una densidad de placas de 0.081 en X y 0.059 en Y, seguida por la norma peruana (0.036 en X y 0.040 en Y) y finalmente por la norma norteamericana (0.020 en X y 0.023 en Y). Esto se debe en gran medida a las fuerzas cortantes y derivas de entrepiso exigidas por las normas:

**Tabla N° 180 – Comparación de derivas según cada normativa.**

Norma	Deriva Máxima Normativa		Deriva Máxima Presentada	
	Con factor de amplificación interna	Sin factor de amplificación interna	Con factor de amplificación interna	Sin factor de amplificación interna
Peruana	0.007	0.0056	0.0065	0.0052
Chilena	-	0.0020	-	0.0019
Norteamericana	0.020	0.0140	0.0089	0.0062

**Tabla N° 181 – Comparación de cortantes basales según cada normativa.**

Norma	Cortante Basal (Ton)		
	Con factor de amplificación interna	Sin factor de amplificación interna	Variación
Peruana	270.70	216.56	0.00%
Chilena	-	150.25	-30.62%
Norteamericana	162.26	113.58	-47.55%

En primer lugar, se puede observar que la norma norteamericana es más flexible en cuanto a derivas de entrepiso, teniendo un límite “de servicio” igual a 0.014 (0.020 en estado “último”). La norma peruana tiene un límite “de servicio” igual a 0.056 (0.007 en estado “último”) y la norma chilena es la más exigente teniendo un límite “de servicio” de 0.002, un límite 2.8 veces más exigente que el límite peruano y 10 veces más exigente el límite norteamericano.

Respecto a las cortantes basales, la más exigente es la norma peruana con una cortante en estado “de servicio” igual a 216.56 Ton (270.70 Ton en estado “último”). La norma chilena lanza una cortante 30.62% menor con un valor de 150.25 Ton en estado de servicio. Finalmente, la norma norteamericana es la menos exigente lanzando una cortante 47.55% menor con un valor de 113.58 Ton en estado “de servicio” (162.26 Ton en estado “último”)

Después de observados los resultados, se llega a las siguientes conclusiones:

- La normativa sísmica chilena (Nch 433) posee un enfoque orientado principalmente a la mayor rigidización estructural mediante un control estricto de los desplazamientos laterales (deriva máxima de 0.002).
- La normativa sísmica norteamericana (ASCE 7-16) posee un enfoque orientado a aprovechar la ductilidad de la estructura, obteniendo una estructura mucho más flexible mediante el alto límite en el control de derivas (0.020) y las bajas fuerzas sísmicas obtenidas.
- La norma peruana es una norma cuyos resultados se encuentran entre los brindados por las normas chilena y norteamericana, obteniendo una estructura ni muy rígida ni muy flexible debido al límite intermedio de derivas (0.007), pero cuyo diseño se torna más conservador debido a las altas fuerzas sísmicas obtenidas, más que nada controladas por los castigos derivados de las irregularidades presentes.

## CAPÍTULO VII

### DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se realizó el diseño estructural en concreto armado utilizando las distintas normativas vigentes de concreto armado en Perú, Chile y Estados Unidos, tomando como base el modelo analizado con la normativa sismorresistente peruana.

#### 7.1. DISEÑO DE VIGAS

Debido a que todas las vigas están conectadas a losas macizas bidireccionales, todas fueron diseñadas como vigas de sección T o L. A modo de ejemplo, se muestra el proceso de diseño de la viga del eje F.

##### 7.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

El diagrama envolvente de momento flector del pórtico mencionado, con los momentos dados a la cara del apoyo, es el siguiente:

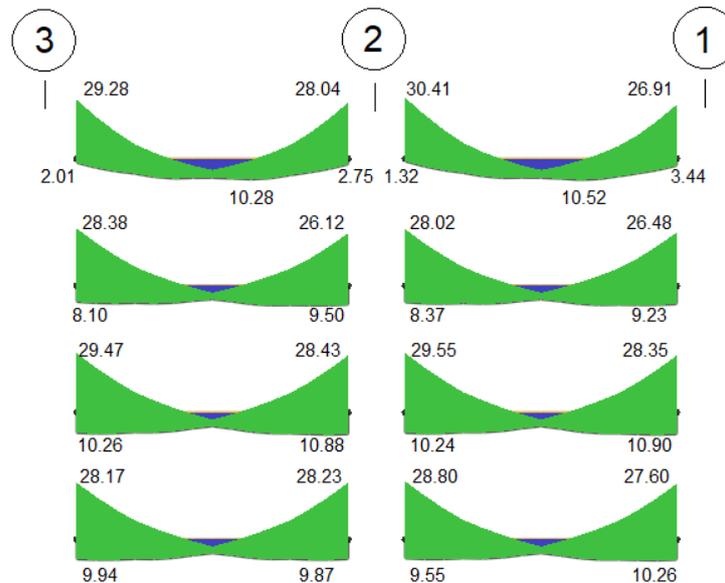


Figura N° 108 – Diagrama de momento flector de eje F.

Debido a la similitud de momentos, se realizó un diseño uniforme para los tres primeros niveles y otro diseño para el último nivel. A continuación, se muestra el

proceso de diseño del diseño uniforme de los tres primeros niveles según cada normativa para el siguiente diagrama envolvente que combina los valores más desfavorables de los tres primeros niveles para poder obtener un diseño seguro y uniforme:



**Figura N° 109** – Diagrama de momento flector desfavorable de los tres primeros niveles del eje F.

### 7.1.1.1. ANCHO EFECTIVO

Las vigas del pórtico F son vigas que cargan losa maciza hacia un lado, por lo que debe ser diseñada como una viga con un ancho adicional aportado por la losa maciza. Las normas peruana, chilena y norteamericana regulan este ancho adicional mediante las siguientes expresiones:

$$b_e \leq \begin{cases} b_w + \frac{L_n}{12} \\ b_w + 6e \\ b_w + \frac{S}{2} \end{cases}$$

Donde:

$b_e$  = Ancho Efectivo.

$b_w$  = Ancho del alma de la viga.

$L_n$  = Luz libre de la viga.

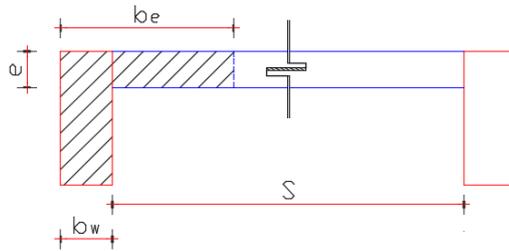
$e$  = Espesor de la losa.

$S$  = Espaciamiento hacia la siguiente viga.

(Art 8.10.3. – E.060) (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2013)

(Art 8.12.3. – ACI 318-08) (American Concrete Institute, 2008)

(Art 6.3.2.1. – ACI 318-14) (American Concrete Institute, 2014)

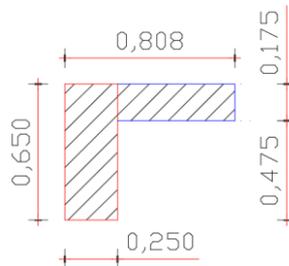


**Figura N° 110 – Ancho efectivo en viga con sección L.**

La luz libre de la viga del pórtico F,  $L_n$ , es de 6.695 m, el espacio a la siguiente viga es de 7.90 m, y el espesor de la losa maciza es de 17.5 cm. Reemplazando estos valores en las expresiones anteriores, se obtiene lo siguiente:

$$b_e \leq \begin{cases} b_w + \frac{L_n}{12} = 0.25 + \frac{6.695}{12} = 0.808 \text{ m} \\ b_w + 6e = 0.25 + 6 \cdot 0.175 = 1.30 \text{ m} \\ b_w + \frac{S}{2} = 0.25 + \frac{7.90}{2} = 4.20 \text{ m} \end{cases}$$

Por lo que se obtiene una sección L con un ancho efectivo igual a 0.808 m.



**Figura N° 111 – Sección L de viga de eje F.**

### 7.1.1.2. ACERO MÍNIMO

Antes de diseñar, se procede a la determinación del acero mínimo. Tal y como se mencionó en el punto N° 4.2.6.1, para secciones L y T, la norma peruana indica que el acero mínimo positivo se puede determinar por la expresión  $\frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ , mientras que no menciona nada para el acero mínimo negativo. Para poder determinarlo, se tiene en cuenta la condición de que, en cualquier sección, el acero mínimo debe ser tal que pueda resistir 1.5 veces el momento de agrietamiento, mencionado en el artículo 10.5.1. de la norma peruana E.060.

$$\phi M_n = 1.5 \cdot M_{cr} = 1.5 \cdot \left( \frac{2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I_g}{Y_t} \right)$$

Donde:

$\phi M_n$  = Momento mínimo que debe soportar la viga.

$M_{cr}$  = Momento crítico de agrietamiento.

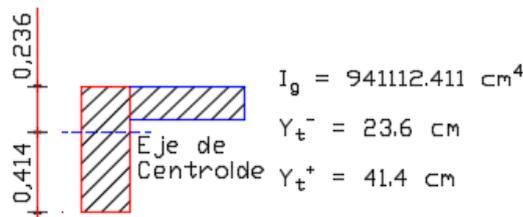
$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto.

$I_g$  = Inercia de la sección bruta.

$Y_t$  = Distancia del centroide a la fibra más traccionada.

Como la sección es asimétrica, la distancia del centroide hacia la fibra superior e inferior es distinta, por lo que el acero mínimo varía para cada caso.

Las propiedades de la sección analizada son las indicadas en el siguiente gráfico:



**Figura N° 112** – Propiedades geométricas de sección L de viga de eje F.

Reemplazando estas propiedades en la expresión anterior, se obtienen los siguientes momentos mínimos que debe soportar la sección:

$$\phi M_n^+ = 9.88 T - m$$

$$\phi M_n^- = 17.35 T - m$$

La fórmula general que relaciona los momentos resistentes con el acero de refuerzo es:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left( d - \frac{A_s f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

Despejando el valor del Acero para los momentos mínimos que debe soportar la sección, se obtuvieron los siguientes valores:

$$A_{s-min}^+ = 4.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-min}^- = 8.33 \text{ cm}^2$$

Utilizando la fórmula general para el acero mínimo positivo, la cantidad es de 3.54 cm<sup>2</sup>, la cual es menor a la determinada considerando la sección L. Sin embargo, ya que la norma lo permite, se considera esta cantidad de 3.54 cm<sup>2</sup> como el acero mínimo positivo. Para el caso del acero mínimo negativo, la cantidad es de 8.33 cm<sup>2</sup>.

En el caso chileno y norteamericano, tal como se mencionó en el punto N° 4.2.6.1., para vigas L que forman parte de un sistema hiperestático, el acero mínimo debe cumplir con el máximo valor entre  $\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$  y  $\frac{14}{f_y} b_w d$ . Reemplazando los valores para ambas expresiones, se obtiene el siguiente acero mínimo:

$$A_{s-min}^+ = A_{s-min}^- = \max(4.07 \text{ cm}^2; 4.92 \text{ cm}^2) = 4.92 \text{ cm}^2$$

Siendo los aceros mínimos, según cada normativa, los siguientes:

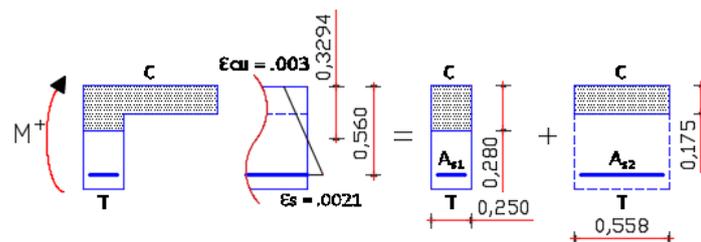
**Tabla N° 182 – Acero mínimo de viga de eje F.**

Acero Mínimo de viga de eje F		
	Perú	Chile y E.E.U.U.
$A_{s-min}^+$	3.54 cm <sup>2</sup>	4.92 cm <sup>2</sup>
$A_{s-min}^-$	8.33 cm <sup>2</sup>	4.92 cm <sup>2</sup>

### 7.1.1.3. ACERO MÁXIMO

El acero máximo, indicado en el punto N° 4.2.6.2., para el caso peruano, es el 75% del necesitado para que se dé una falla balanceada. Para secciones T o L. Al igual que para el acero mínimo, esta cantidad depende directamente de la geometría de la sección.

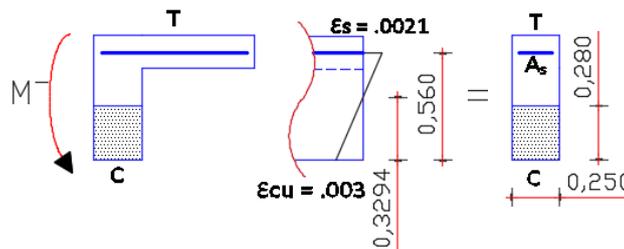
Para el caso de momento positivo, el acero máximo se determina calculando el acero que se equilibra con la zona a compresión dada en condiciones balanceadas, tal y como ilustra la siguiente figura:



**Figura N° 113 – Cálculo de acero balanceado para momento positivo en sección L – Norma Peruana.**

El acero se determina mediante la ecuación  $0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = A_s \cdot f_y$ . Despejándola, se obtuvo  $A_{s1} = 29.75 \text{ cm}^2$  y  $A_{s2} = 41.50 \text{ cm}^2$ , haciendo así un área total de acero para condiciones balanceadas igual a  $71.25 \text{ cm}^2$ . Como el acero máximo permitido por la norma es el 75% del acero para condiciones balanceadas, el acero máximo para momento positivo es igual a  $53.43 \text{ cm}^2$ .

Para el caso de momento negativo, el procedimiento es el mismo solo que de manera inversa en la sección.

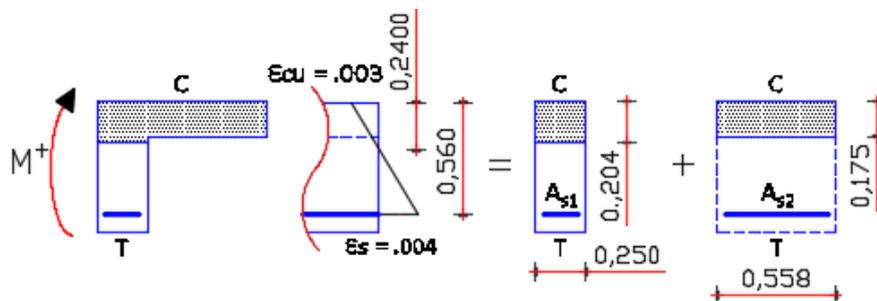


**Figura N° 114** – Cálculo de acero balanceado para momento negativo en sección L – Norma Peruana.

Despejando el área de acero, se obtiene una cantidad de  $29.75 \text{ cm}^2$  para la condición balanceada. Por lo tanto, el área máxima permitida para el momento negativo es de  $22.31 \text{ cm}^2$ .

Para el caso chileno y norteamericano, el acero máximo es el que se da cuando la deformación unitaria del acero a tracción alcanza el valor de 0.004. Para vigas rectangulares, esto se traduce en una cuantía máxima de  $0.0154 \cdot b \cdot d$ , pero para la sección tipo L hay que determinarlo manualmente tanto para acero positivo como negativo.

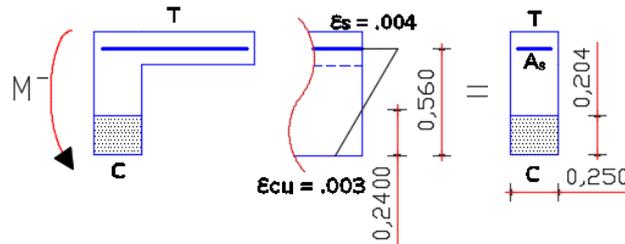
Para el caso de momento positivo, el acero máximo se obtiene de la siguiente distribución de deformaciones:



**Figura N° 115** – Cálculo de acero máximo para momento positivo en sección L – Norma Chilena y Norteamericana.

El acero se determina mediante la ecuación  $0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = A_s \cdot f_y$ . Despejándola, se obtuvo  $A_{s1} = 21.68 \text{ cm}^2$  y  $A_{s2} = 41.50 \text{ cm}^2$ , haciendo así un área total de acero máximo positivo igual a  $63.17 \text{ cm}^2$ .

Para el caso de momento negativo, el procedimiento es el mismo solo que de manera inversa en la sección.



**Figura N° 116** – Cálculo de acero máximo para momento negativo en sección L – Norma Chilena y Norteamericana.

Despejando, se obtiene una cantidad de acero máximo negativo de  $21.68 \text{ cm}^2$ .

Sin embargo, es importante señalar que, para el caso chileno y norteamericano, este acero calculado con la deformación de 0.004 conlleva a un recálculo del factor de reducción de resistencia por interpolación entre 0.90 y 0.65. Una práctica común es calcular el acero máximo garantizando que la deformación del acero a tracción cumpla con el valor de 0.005.

Finalmente, de manera fiel a lo que indican las normas, los aceros máximos son los siguientes:

**Tabla N° 183** – Acero máximo de viga de eje F.

Acero Máximo de viga de eje F		
	Perú	Chile y E.E.U.U.
$A_{s-max}^+$	$53.43 \text{ cm}^2$	$63.17 \text{ cm}^2$
$A_{s-max}^-$	$22.31 \text{ cm}^2$	$21.68 \text{ cm}^2$

#### 7.1.1.4. ECUACIÓN DE DISEÑO

La determinación del área del acero de refuerzo parte del equilibrio interno de las fuerzas presentes en una sección de viga rectangular típica:

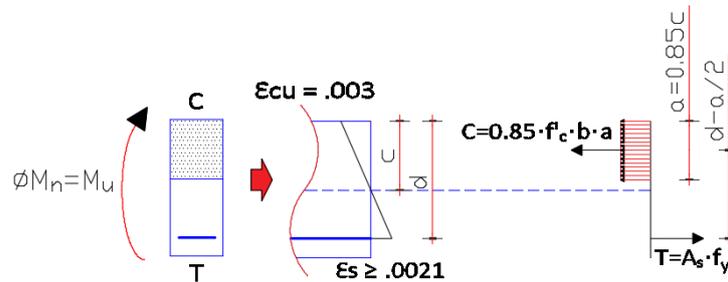


Figura N° 117 – Ilustración de fuerzas internas en viga rectangular típica.

A partir de este equilibrio de fuerzas se puede determinar el área del acero de refuerzo mediante la resolución de las siguientes expresiones:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}; \quad \omega = \frac{A_s f_y}{f'_c b d}$$

$$\phi M_n = M_u = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = M_u = \phi A_s f_y \left( d - \frac{A_s f_y}{2 \cdot 0.85 f'_c b} \right)$$

$$\phi M_n = M_u = \phi A_s f_y d - \frac{\phi A_s f_y A_s f_y}{1.7 f'_c b}$$

$$\phi M_n = M_u = \phi \frac{A_s f_y d (f'_c b d)}{(f'_c b d)} - \frac{\phi A_s f_y A_s f_y}{1.7 f'_c b} \cdot \frac{(d f'_c b d)}{(d f'_c b d)}$$

$$\phi M_n = M_u = \phi \frac{A_s f_y}{f'_c b d} (f'_c b d^2) - \frac{\phi f'_c b d^2}{1.7} \cdot \frac{A_s f_y}{f'_c b d} \cdot \frac{A_s f_y}{f'_c b d}$$

$$\phi M_n = M_u = \phi \cdot \omega \cdot (f'_c b d^2) - \frac{\phi f'_c b d^2}{1.7} \cdot \omega^2$$

$$0 = -0.59 \omega^2 + \omega - \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2} = -0.59 \omega^2 + \omega - cte$$

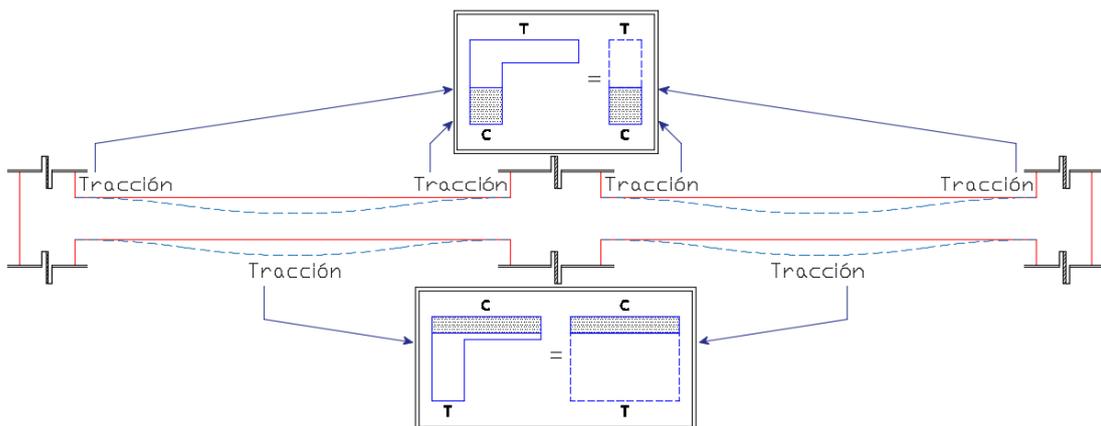
Donde:

$\phi M_n = M_u =$  Momento último que debe soportar la viga.

$\omega = \text{Índice de Refuerzo}$

Al resolver la ecuación cuadrática para el valor del índice de refuerzo a través de la determinación del valor de la constante  $\frac{M_u}{\phi f' c b d^2}$ , se puede determinar el valor del área de acero despejándolo del índice de refuerzo.

Pero antes de diseñar, se debe recordar que, al ser una viga de sección L, el tipo de diseño depende de la zona comprimida de la viga. En el caso del momento negativo, la zona comprimida se encuentra en la parte inferior, por lo que el diseño se realiza con el ancho  $b_w$  del alma. En el caso del momento positivo, la zona comprimida se encuentra en la parte superior y su profundidad podría superar el ancho del ala. En el caso en el que no supera el ancho del ala, el diseño se realiza con el ancho efectivo  $b_e$  de la viga. En el caso en el que supera el ancho del ala, se realiza el diseño como una viga compuesta.



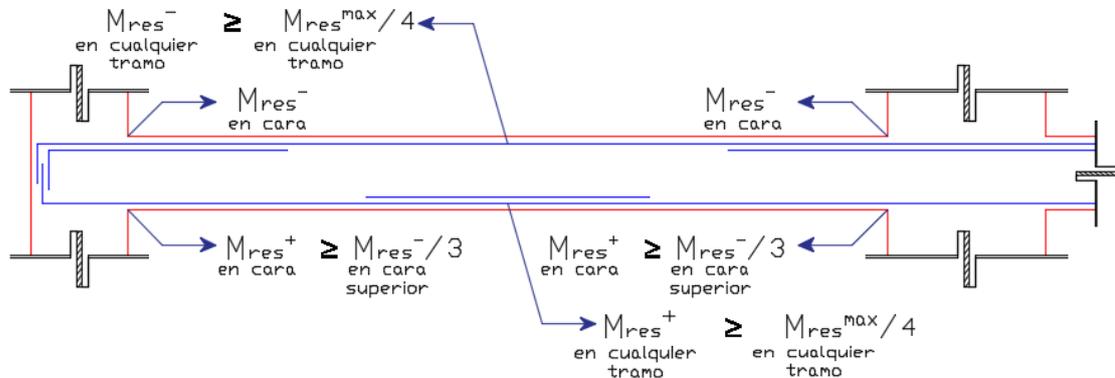
**Figura N° 118** – Ilustración de zonas comprimidas y traccionadas en viga de sección L.

#### 7.1.1.5. REQUISITOS MÍNIMOS DE RESISTENCIA

El último punto a tener en cuenta antes de proceder con el diseño es cumplir con los requisitos mínimos de resistencia a lo largo de la viga

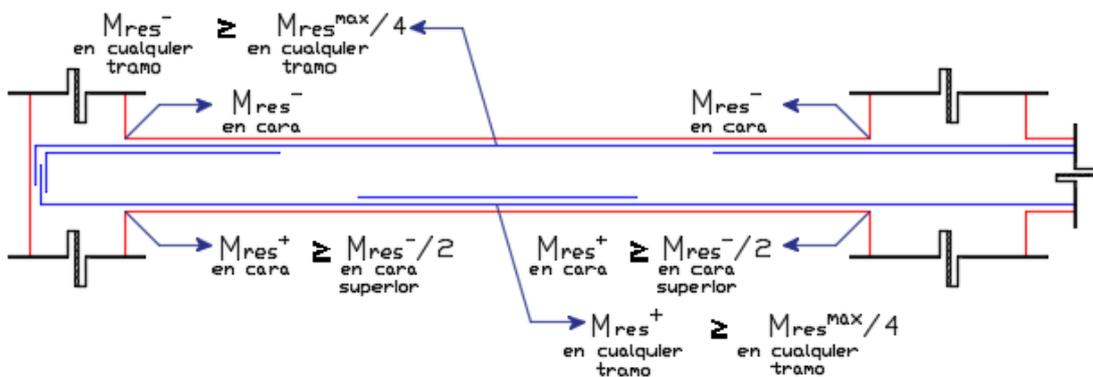
Para el caso peruano, el artículo 21.4.4.3 de la norma E.060, que indica que, para vigas de sistemas estructurales de muros, la resistencia a momento positivo en la cara de los nudos no debe ser menor que la tercera parte de la resistencia a momento negativo en la cara respectiva y que la resistencia a momento negativo o positivo en cualquier sección a lo largo de la viga debe ser mayor que la cuarta parte de la resistencia en cualquier sección del elemento (Art. 21.4.4.3 – Norma E.060)

(Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2013). De forma gráfica, la representación es la siguiente:



**Figura N° 119** – Condiciones mínimas de resistencia en una viga de un sistema estructural de muros de concreto armado – Norma Peruana.

Los artículos 21.5.2.2. del ACI 318-08 (caso Chileno) y 18.6.3.2. del ACI 318-14 (caso Norteamericano) indican las mismas restricciones respecto a las resistencias mínimas que se deben cumplir a lo largo de la viga, excepto en la cara inferior de los nudos, donde el momento resistente debe ser al menos la mitad del correspondiente al acero de la parte superior del mismo nudo (American Concrete Institute, 2008):



**Figura N° 120** – Condiciones mínimas de resistencia en una viga de un sistema estructural de muros de concreto armado – Norma Chilena y Norteamericana.

### 7.1.1.6. DISEÑO POR FLEXIÓN

Teniendo todos estos puntos en cuenta, se pudo realizar el diseño a flexión de la viga, primero para el caso peruano:

Tabla N° 184 – Diseño por flexión de viga de pórtico F.

Diseño por Flexión de Momentos Negativos				Diseño por Flexión de Momentos Positivos			
	Apoyo 3	Apoyo 2	Apoyo 1	Apoyo 3	Apoyo 2	Apoyo 1	
<b>b (cm)</b>	25	25	25	80.8	80.8	80.8	
<b>h (cm)</b>	65	65	65	65	65	65	
<b>d (cm)</b>	56	56	56	59	59	59	
<b>M<sub>u</sub><sup>-</sup> (T-m)</b>	29.47	29.55	29.47	10.90	10.88	10.90	
<b>cte</b>	0.1989	0.1994	0.1989	0.0205	0.0205	0.0205	
<b>ω</b>	0.2301	0.2309	0.2301	0.0208	0.0207	0.0208	
<b>A<sub>s-req</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	16.11	16.16	16.11	4.95	4.94	4.95	
<b>A<sub>s-min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	8.14 (3Ø3/4" = 8.52 cm <sup>2</sup> )			3.54 (2Ø3/4" + 1Ø5/8" = 7.68 cm <sup>2</sup> )			
<b>A<sub>s-max</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	22.31			53.44			
<b>A<sub>s-col</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	6Ø3/4" = 17.04 cm <sup>2</sup>			2Ø3/4" + 1Ø5/8" = 7.68 cm <sup>2</sup>			
<b>a (cm)</b>	16.04			2.24			
<b>M<sub>res</sub> (T-m)</b>	30.91			16.80			

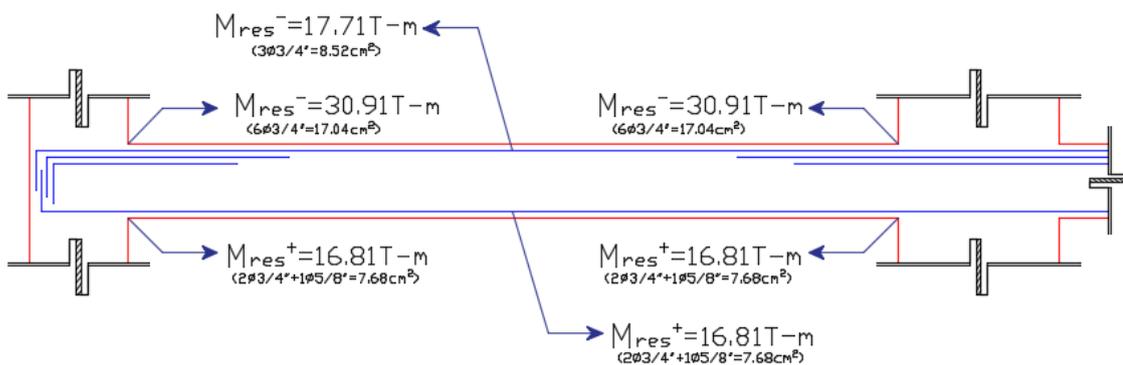


Figura N° 121 – Ilustración de Momentos Resistentes de viga de pórtico F – Norma Peruana.

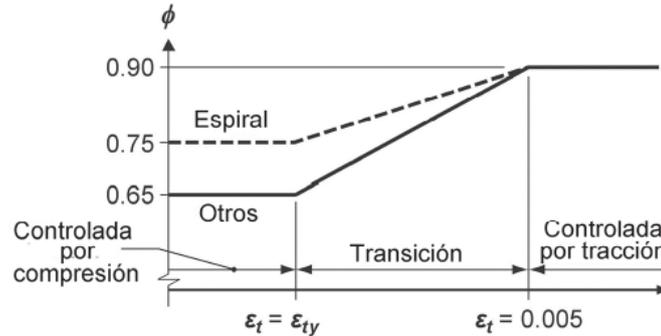
Como en la parte superior van como mínimo 3 aceros continuos, en la parte inferior también se colocaron 3 aceros continuos para guardar la uniformidad y evitar posibles malinterpretaciones en el momento de la construcción.

Para el caso chileno y norteamericano, el diseño por flexión es el siguiente:

**Tabla N° 185 – Diseño por flexión de viga de pórtico F – Norma Chilena y Norteamericana.**

Diseño por Flexión de Momentos Negativos				Diseño por Flexión de Momentos Positivos			
	Apoyo 3	Apoyo 2	Apoyo 1	Apoyo 3	Apoyo 2	Apoyo 1	Apoyo 1
<b>b (cm)</b>	25	25	25	80.8	80.8	80.8	80.8
<b>h (cm)</b>	65	65	65	65	65	65	65
<b>d (cm)</b>	56	56	56	59	59	59	59
<b>M<sub>u</sub><sup>-</sup> (T-m)</b>	29.47	29.55	29.47	10.90	10.88	10.90	10.90
<b>cte</b>	0.1989	0.1994	0.1989	0.0205	0.0205	0.0205	0.0205
<b>ω</b>	0.2301	0.2309	0.2301	0.0208	0.0207	0.0208	0.0208
<b>A<sub>s-req</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	16.11	16.16	16.11	4.95	4.94	4.95	4.95
<b>A<sub>s-min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	4.92 (2Ø3/4" = 5.68 cm <sup>2</sup> )			4.92 (2Ø3/4" + 1Ø5/8") = 5.68 cm <sup>2</sup> )			
<b>A<sub>s-max</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	21.68			63.17			
<b>A<sub>s-col</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	6Ø3/4" = 17.04 cm <sup>2</sup>			2Ø3/4" + 1Ø5/8" = 7.68 cm <sup>2</sup>			
<b>a (cm)</b>	16.04			2.24			
<b>M<sub>res</sub> (T-m)</b>	30.91			16.80			

Este diseño se realizó con el factor de reducción de resistencia  $\phi=0.90$ , para elementos en flexión, tal como se mencionó en el punto N° 4.2.3., las normas vigentes en Chile y Estados Unidos establecen que este factor de reducción depende de la deformación unitaria del acero extremo a tracción, tal como se muestra en la siguiente gráfica:



**Figura N° 122 – Variación de  $\phi$  con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción.**

Fuente: ACI 318-08 (*American Concrete Institute, 2008*).

Por lo tanto, se procede a verificar la deformación del acero obtenido del diseño para poder validar el factor de reducción utilizado.

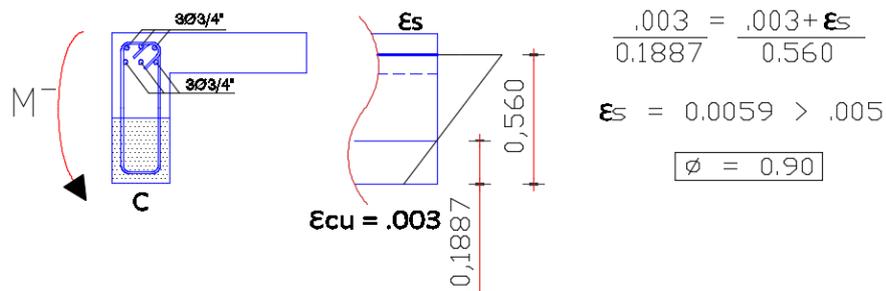


Figura N° 123 – Verificación de  $\phi$  para momento negativo de viga de sección L de pórtico F – Norma Chilena y Norteamericana.

La profundidad del eje neutro se calculó con la expresión  $c = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w}$ , quedando de esta manera validado el uso del factor de 0.90 como factor de reducción de resistencia.

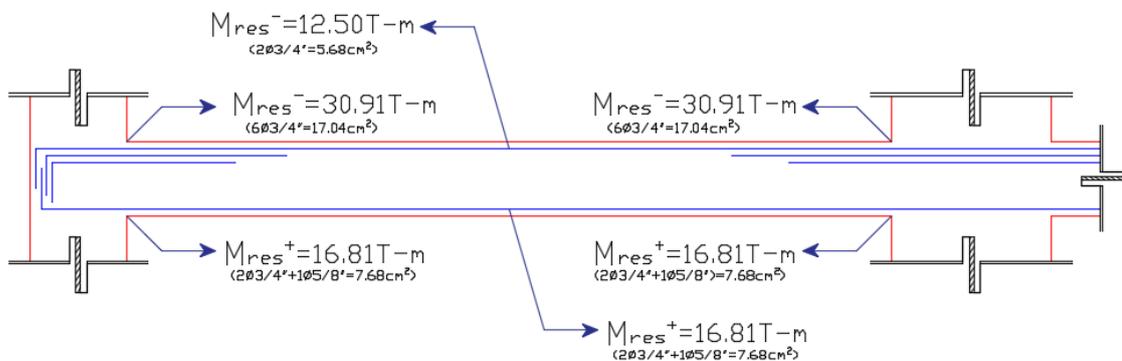


Figura N° 124 – Ilustración de Momentos Resistentes de viga de pórtico F – Norma Chilena y Norteamericana.

### 7.1.1.7. CORTE DE ACERO

El siguiente paso en el diseño fue realizar el corte de acero. Para esto, se tuvieron en cuenta los momentos resistentes de las distintas secciones antes y después del corte para poder ser ubicados en el diagrama envolvente del software.

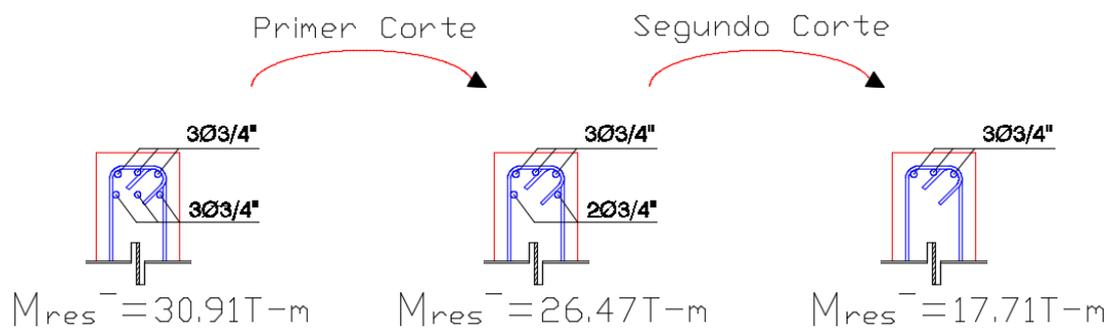
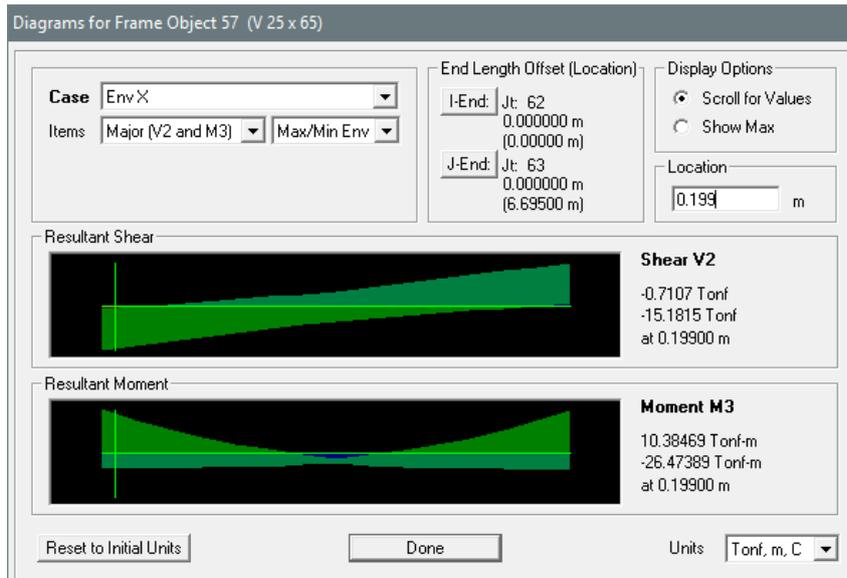
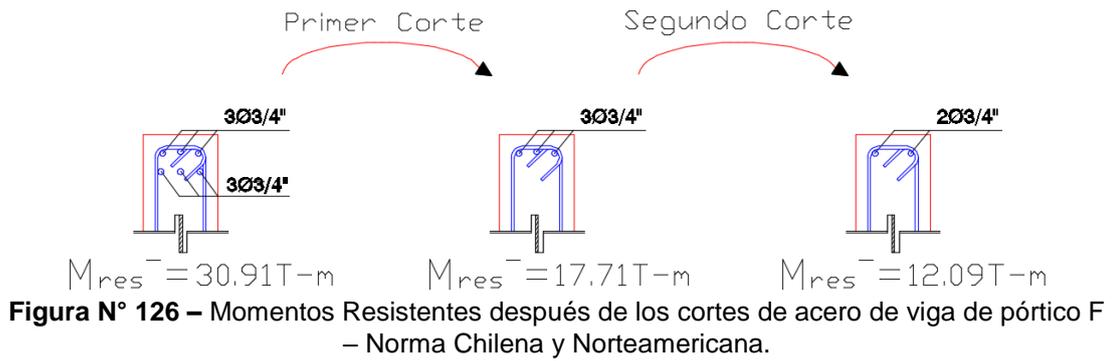
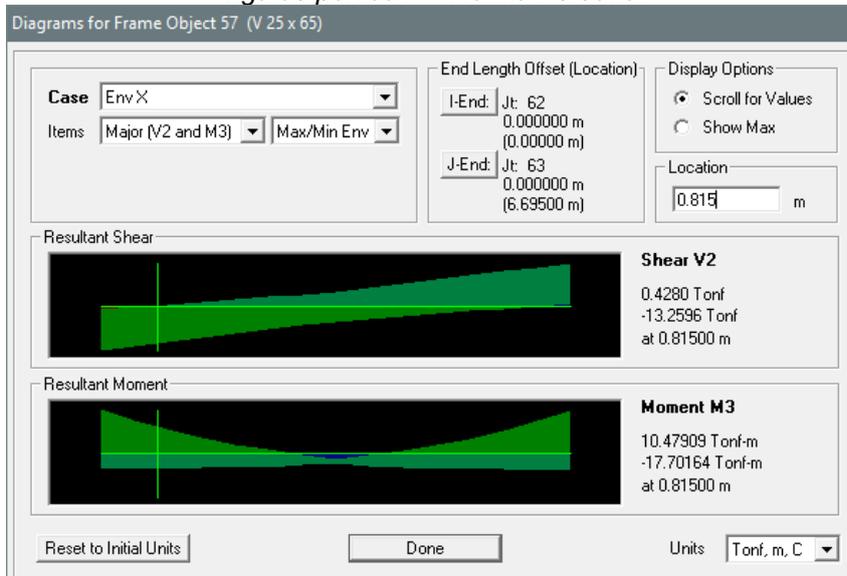


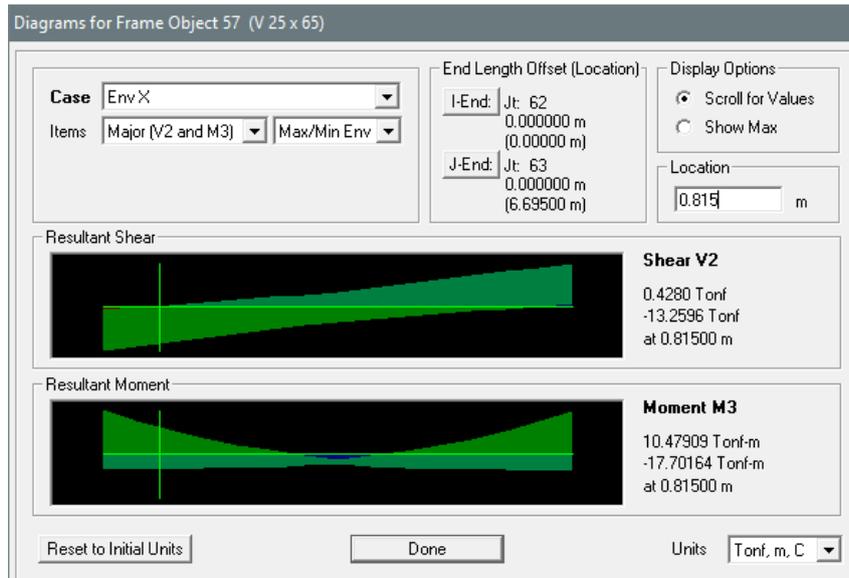
Figura N° 125 – Momentos Resistentes después de los cortes de acero de viga de pórtico F – Norma Peruana.



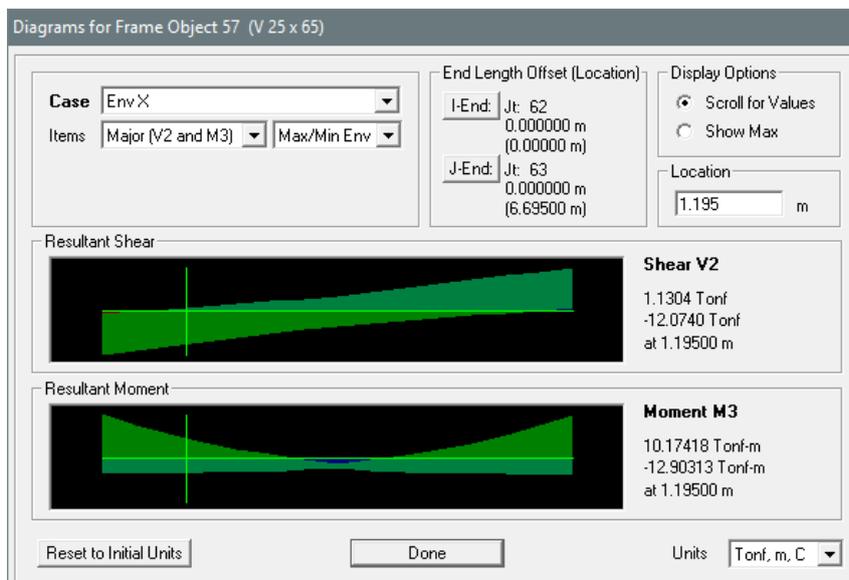
**Figura N° 127 – Ubicación de momento resistente después del primer corte de acero de viga de pórtico F – Norma Peruana.**



**Figura N° 128 – Ubicación de momento resistente después del segundo corte de acero de viga de pórtico F – Norma Peruana.**

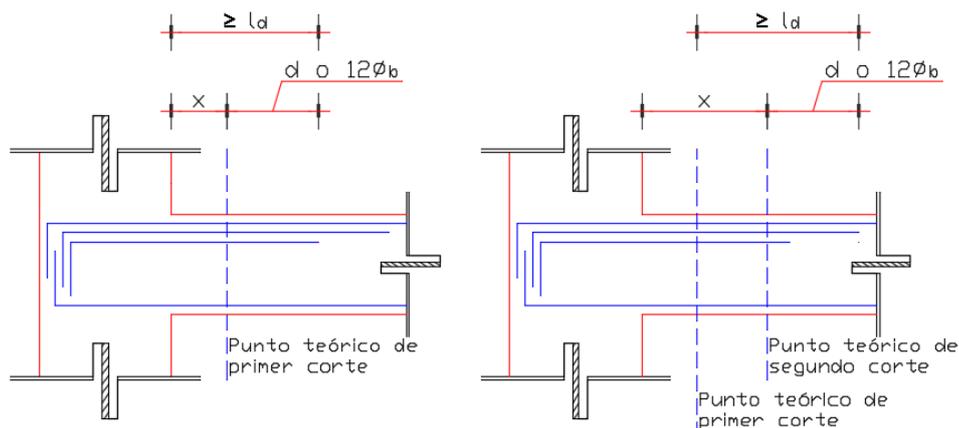


**Figura N° 129** – Ubicación de momento resistente después del primer corte de acero de viga de pórtico F – Norma Chilena y Norteamericana.



**Figura N° 130** – Ubicación de momento resistente después del segundo corte de acero de viga de pórtico F – Norma Chilena y Norteamericana.

Teniendo las distancias teóricas de corte, las longitudes se calculan de acuerdo a los artículos 12.10.3 y 12.10.4 de la norma E.060, los artículos 12.10.3 y 12.10.4 de la norma ACI 318-08 y los artículos 9.7.3.3 y 9.7.3.4 de la norma ACI 318-14 cuyo contenido se resume en el siguiente gráfico:



**Figura N° 131 – Condiciones de longitudes de refuerzos de acero.**

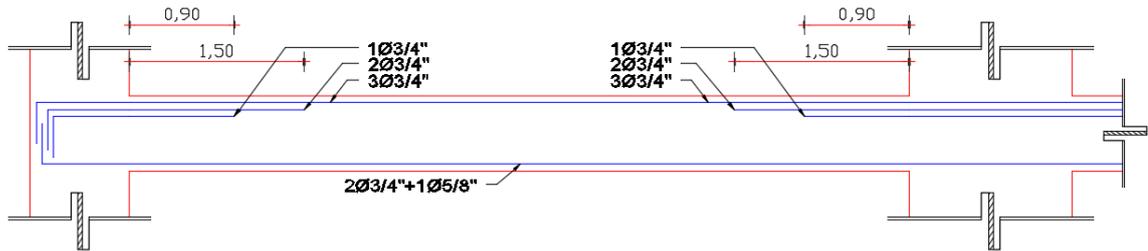
Para el caso peruano, para el primer corte, el punto teórico es de 0.199 m en el apoyo 1 y de 0.205 m en el apoyo 2, al cual se le agrega el valor del peralte efectivo “ $d$ ” (59 cm), alcanzando una longitud de 0.789 m en el apoyo 1 y 0.795 m en el apoyo 2. Como estas longitudes son menores que la longitud de desarrollo  $L_d$ , se le asigna esta longitud  $L_d$  de 90 cm para barras de 3/4".

Para el segundo corte, el punto teórico de corte es de 0.815 m en el apoyo 1 y de 0.82 m en el apoyo 2. Con la distancia “ $d$ ” de 59 cm agregada, los refuerzos alcanzan longitudes de 1.405 m y 1.41 m respectivamente. Como desde el punto teórico de corte anterior hay una distancia mayor a  $L_d$ , la longitud de este refuerzo cumple con lo establecido por la normativa. De manera conservadora, la distancia se aumenta a 1.50 m para guardar un diseño ordenado.

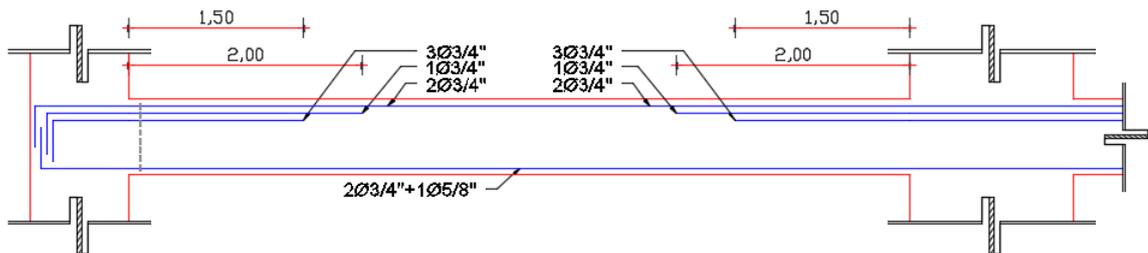
Para los casos chileno y norteamericano, para el primer corte, el punto teórico es de 0.815 m en el apoyo 1 y de 0.820 m en el apoyo 2, al cual se le agrega el valor del peralte efectivo  $d$  (59 cm), alcanzando una longitud de 1.405 m en el apoyo 1 y 1.410 m en el apoyo 2. Estas longitudes cumplen con lo requerido porque son mayores que la longitud de desarrollo  $L_d$ , de 1.10m para aceros de 3/4" según las normas chilena y norteamericana de concreto armado. De manera conservadora, las distancias se aumentan a 1.50 m para guardar un diseño ordenado.

Para el segundo corte, el punto teórico de corte es de 1.195 m en el apoyo 1 y de 1.200 m en el apoyo 2. Con la distancia “ $d$ ” de 59 cm agregada, los refuerzos alcanzan longitudes de 1.785 m y 1.790 m respectivamente. Como desde el punto teórico de corte anterior no hay una distancia mayor a  $L_d$ , la longitud requerida debería ser como mínimo de 1.92 m, por lo que se aumenta, de manera conservadora, hasta los 2 m de longitud.

Finalmente, el acero longitudinal de la viga queda de la siguiente manera:



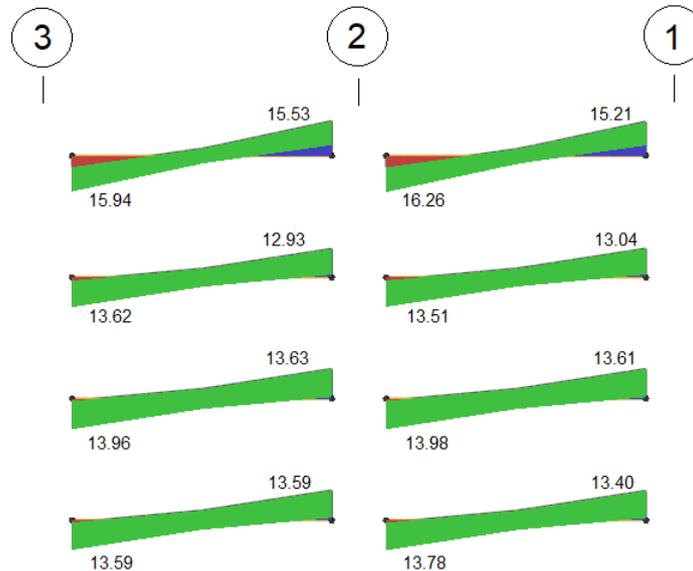
**Figura N° 132** – Detalle de refuerzo longitudinal de viga de pórtico F – Norma Peruana.



**Figura N° 133** – Detalle de refuerzo longitudinal de viga de pórtico F – Norma Chilena y Norteamericana.

### 7.1.2. DISEÑO POR CORTE

El diagrama envolvente de fuerza cortante del pórtico mencionado, con los valores dados a una distancia “d” de la cara del apoyo, es el siguiente:



**Figura N° 134** – Diagrama de fuerza cortante de pórtico F.

Estos valores se tomaron a una distancia “d” de la cara del apoyo ya que las fuerzas sobre la viga inducen compresión sobre las columnas y placas que sirven de apoyo y porque no existe ninguna carga concentrada dentro de esta distancia “d”.

Las vigas que forman parte de los principales sistemas resistentes se diseñan por el método de capacidad, sin embargo, también deben ser diseñadas y verificadas por el método de la resistencia, para que pueda ser capaz de soportar las solicitaciones en condiciones últimas no sísmicas.

De manera similar a la tomada en el diseño por flexión, se tomó como diagrama desfavorable el correspondiente a la viga del cuarto techo.

### 7.1.2.1. DISEÑO POR RESISTENCIA

En primer lugar, se realiza el diseño por resistencia teniendo en cuenta los valores dados por el diagrama de fuerza cortante.

El diseño por resistencia para fuerza cortante se basa en buscar que la cortante resistente del concreto ( $\phi V_c$ ), definida en el punto 4.2.7.1., sea mayor que la fuerza cortante última presente en la viga ( $V_u$ ).

$$\phi V_c \geq V_u$$

En el caso en el que no se cumple esta condición, se busca aumentar la resistencia incorporando acero en forma de estribos ( $V_s$ ).

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

Siendo conocidos el valor de la resistencia del concreto [ $V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$  (para Peru) y  $V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$  (para Chile y Estados Unidos)] y el valor de la cortante última obtenida del diagrama de momento, se puede despejar el valor de la cortante que necesitan resistir los estribos:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Donde:

$V_s$  = Fuerza cortante soportada por los estribos (kg).

$A_v$  = Área de acero de los estribos ( $cm^2$ ),

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero ( $kg/cm^2$ ).

$d$  = Peralte efectivo de la viga (cm).

$s$  = Espaciamiento entre estribos.

Las normas E.060 (Art. 11.5.7.9), ACI 318-08 (Art. 11.4.7.9), y ACI 318-14 (Art. 22.5.1.2) limitan el valor de  $V_s$  a un máximo  $V_{s-max} = 2.1\sqrt{f'_c}b_wd$ . Si el valor de  $V_s$  sobrepasa este valor máximo, deben aumentarse las secciones de la viga o la resistencia del concreto.

Adicionalmente, las mismas normas (E.060 – Art. 11.5.5.1 y 11.5.5.3 / ACI 318-08 – Art. 11.4.5.1 y 11.4.5.3 / ACI 318-14 – Art. 10.7.6.5.2) establecen un límite intermedio  $V_{s-lim} = 1.1\sqrt{f'_c}b_wd$ . Si el valor de  $V_s$  es mayor o menor que este límite, las normas establecen un espaciamiento máximo de estribos:

$$PERÚ: Si V_s > V_{s-lim} \rightarrow s_{max} = 300 \text{ mm o } \frac{d}{4}; Si V_s < V_{s-lim} \rightarrow s_{max} = 600 \text{ mm o } \frac{d}{2}$$

$$CHILE Y EEUU: Si V_s > V_{s-lim} \rightarrow s_{max} = \frac{d}{4}; Si V_s < V_{s-lim} \rightarrow s_{max} = \frac{d}{2}$$

Teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente, se procede con el diseño por resistencia de los estribos para los valores de la viga del cuarto techo del eje F.

**Tabla N° 186** – Diseño de estribos por resistencia de vigas de pórtico de eje F – Norma Peruana.

<b>Diseño por Fuerza Cortante</b>			
	<b>Apoyo 3</b>	<b>Apoyo 2</b>	<b>Apoyo 1</b>
<b>b (cm)</b>	25	25	25
<b>h (cm)</b>	65	65	65
<b>d (cm)</b>	59	59	59
<b>V<sub>u</sub> (T)</b>	15.94	16.26	15.94
<b>∅</b>	0.85	0.85	0.85
<b>∅V<sub>c</sub> (T)</b>	9.63	9.63	9.63
<b>V<sub>u</sub>&gt;∅V<sub>c</sub></b>	Sí, diseñar	Sí, diseñar	Sí, diseñar
<b>V<sub>s</sub> (T)</b>	<b>7.42</b>	<b>7.80</b>	<b>7.42</b>
<b>V<sub>s-max</sub> (T)</b>	44.89	44.89	44.89
<b>V<sub>s-max</sub>&gt;V<sub>s</sub></b>	Sí, Ok	Sí, Ok	Sí, Ok
<b>V<sub>s-lim</sub> (T)</b>	23.51	23.51	23.51
<b>V<sub>s-lim</sub>&gt;V<sub>s</sub></b>	Sí	Sí	Sí
<b>Espaciamiento Máximo (cm)</b>	<b>d/2 = 29.50</b>	<b>d/2 = 29.50</b>	<b>d/2 = 29.50</b>
	<b>600 mm</b>	<b>600 mm</b>	<b>600 mm</b>
<b>Diámetro Estribo</b>	∅ 3/8"	∅ 3/8"	∅ 3/8"
<b>Espaciamiento de Diseño S (cm)</b>	47.40	45.11	47.40

**Tabla N° 187 – Diseño de estribos por resistencia de vigas de pórtico de eje F – Norma Chilena y Norteamericana.**

<b>Diseño por Fuerza Cortante</b>			
	<b>Apoyo 3</b>	<b>Apoyo 2</b>	<b>Apoyo 1</b>
<b>b (cm)</b>	25	25	25
<b>h (cm)</b>	65	65	65
<b>d (cm)</b>	59	59	59
<b><math>V_u</math> (T)</b>	15.94	16.26	15.94
<b><math>\phi</math></b>	0.75	0.75	0.75
<b><math>\phi V_c</math> (T)</b>	8.50	8.50	8.50
<b><math>V_u &gt; \phi V_c</math></b>	Sí, diseñar	Sí, diseñar	Sí, diseñar
<b><math>V_s</math> (T)</b>	<b>9.92</b>	<b>10.35</b>	<b>9.92</b>
<b><math>V_{s-max}</math> (T)</b>	44.89	44.89	44.89
<b><math>V_{s-max} &gt; V_s</math></b>	Sí, Ok	Sí, Ok	Sí, Ok
<b><math>V_{s-lim}</math> (T)</b>	23.51	23.51	23.51
<b><math>V_{s-lim} &gt; V_s</math></b>	Sí	Sí	Sí
<b>Espaciamiento Máximo (cm)</b>	<b>d/2 = 29.50</b>	<b>d/2 = 29.50</b>	<b>d/2 = 29.50</b>
<b>Diámetro Estribo</b>	$\phi$ 3/8"	$\phi$ 3/8"	$\phi$ 3/8"
<b>Espaciamiento de Diseño S (cm)</b>	35.45	33.99	35.45

Se puede observar que, al diseñar por resistencia, el espaciamiento requerido (45 cm y 34 cm) es mayor que el máximo requerido de 29.50 cm.

### 7.1.2.2. METODOLOGÍA DEL DISEÑO POR CAPACIDAD

Al ser esta una viga sísmica, se debe tener en cuenta la fuerza cortante ocasionada en el peor de los casos, al formarse rótulas plásticas en los extremos de la viga.

Como el efecto del sismo se da en ambos sentidos, se tienen en cuenta las rótulas plásticas que se forman en cada sentido, como se muestra en la siguiente imagen:

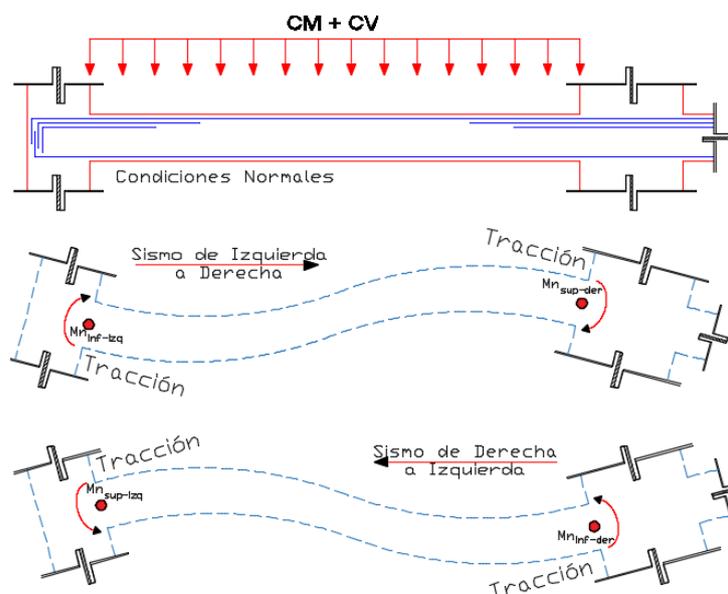
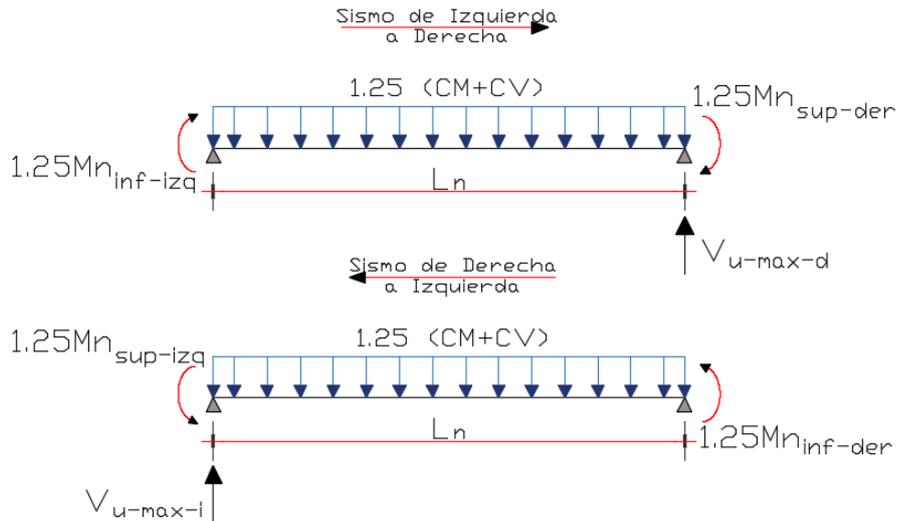


Figura N° 135 – Comportamiento de viga ante efectos sísmicos y formación de rótulas plásticas.

Como este es un análisis desfavorable, se trabaja considerando los momentos máximos nominales que son capaces de desarrollar los refuerzos longitudinales en cada apoyo dependiendo de la dirección del sismo.

La norma peruana E.060, en el artículo 21.3.3, considera que la resistencia real a fluencia del acero es igual a 1.25 veces el valor normal, por lo que los momentos nominales obtenidos se amplifican por el factor de 1.25. El artículo 21.4.3. de la misma norma también indica que las cargas de gravedad, para este análisis, deben amplificarse por un valor de 1.25. Idealizando las vigas en cada dirección de trabajo del sismo, y calculando las fuerzas máximas cortantes, quedan de la siguiente manera:



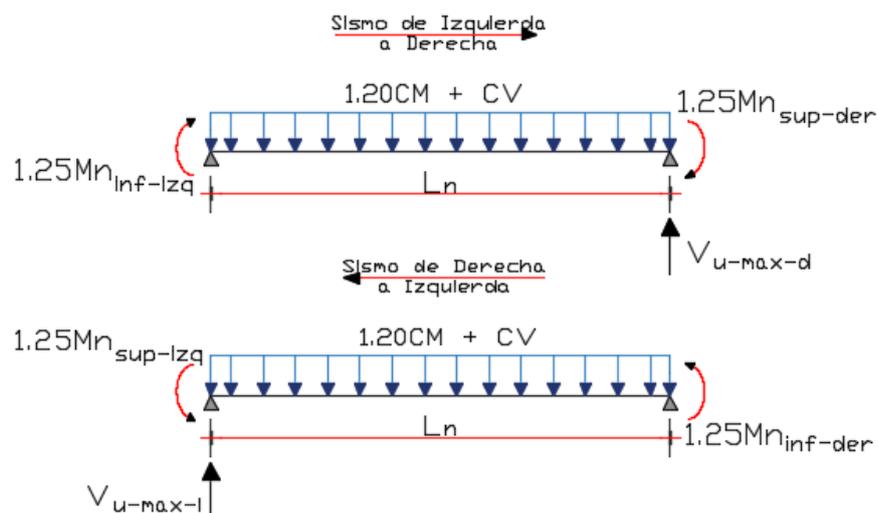
**Figura N° 136** – Idealización de vigas con rótulas plásticas desarrolladas – Norma Peruana.

$$PERÚ: V_{u-max-d} = \frac{1.25(CM + CV)L_n}{2} + \frac{1.25(Mn_{inf-izq} + Mn_{sup-der})}{L_n}$$

$$PERÚ: V_{u-max-i} = \frac{1.25(CM + CV)L_n}{2} + \frac{1.25(Mn_{sup-izq} + Mn_{inf-der})}{L_n}$$

La norma vigente en Chile, ACI 318-08 en el artículo 21.5.4.1, indica que la fluencia real del acero también es igual a 1.25 veces el valor normal y que se debe trabajar con cargas de servicio amplificadas por un factor de 1.20 para carga muerta y de 1.00 para carga viva.

Para Estados Unidos, el artículo 18.6.5. de la norma ACI 318-14 exactamente lo mismo que la norma vigente en Chile.



**Figura N° 137** – Idealización de vigas con rótulas plásticas desarrolladas – Norma Chilena y Norteamericana.

$$\text{CHILE Y EEUU: } V_{u-max-d} = \frac{(1.20CM + CV)L_n}{2} + \frac{1.25(Mn_{inf-izq} + Mn_{sup-der})}{L_n}$$

$$\text{CHILE Y EEUU: } V_{u-max-i} = \frac{(1.20CM + CV)L_n}{2} + \frac{1.25(Mn_{sup-izq} + Mn_{inf-der})}{L_n}$$

Una vez obtenidos los cortantes máximos por el método de la capacidad, se procede al diseño utilizando el mismo procedimiento que en el diseño por resistencia.

### 7.1.2.3. REQUISITOS DE CONFINAMIENTO

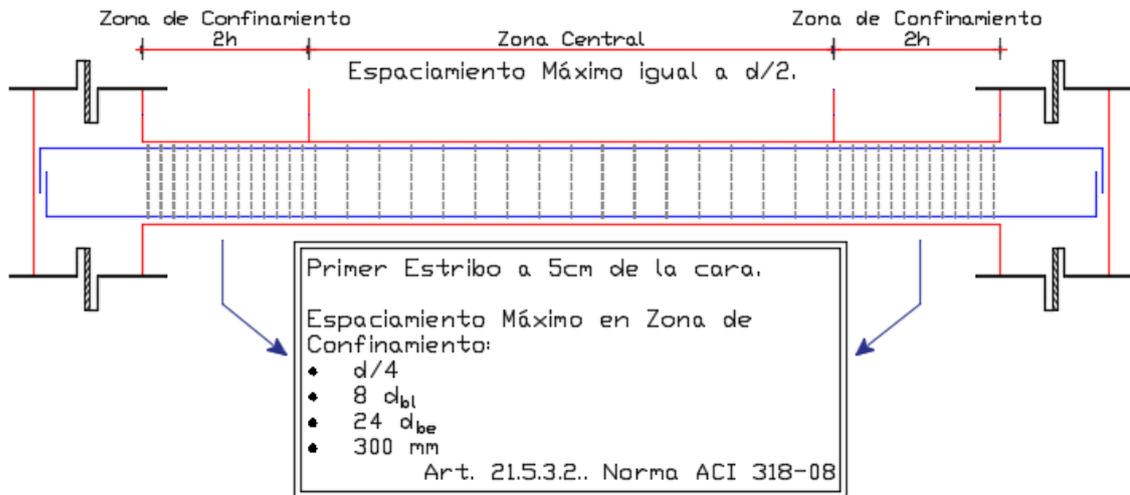
La norma peruana E.060, en los artículos 21.4.4.4 y 21.4.4.5 establece parámetros especiales de espaciamiento de los estribos para vigas sísmicas pertenecientes a un sistema de muros estructurales.



**Figura N° 138** – Esquema de espaciamiento de estribos para viga sísmica de sistema de muros – Norma Peruana.

Fuente: Adaptación de Norma E.060 (*Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2013*).

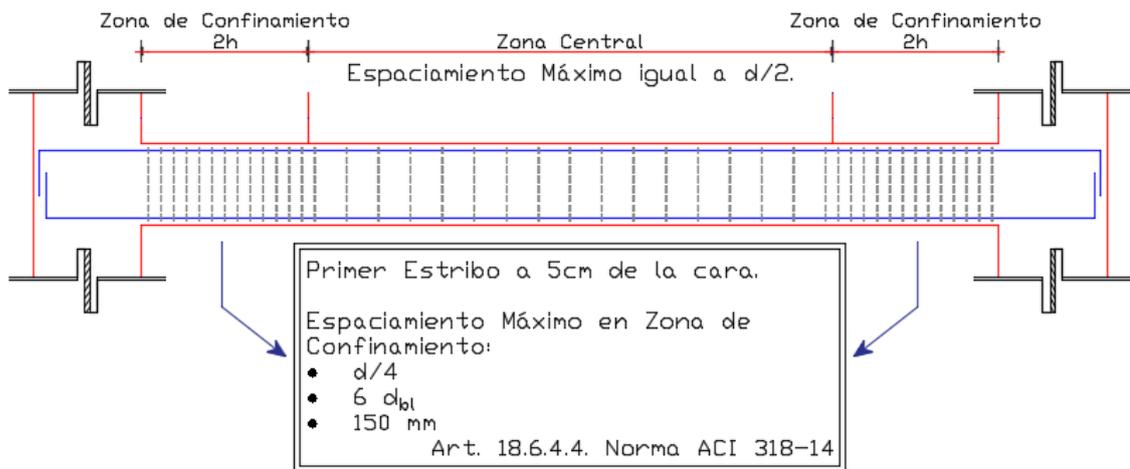
La norma vigente en Chile, ACI 318-08, en el artículo 21.5.3.2 establece también parámetros de estribaje para las vigas sísmicas.



**Figura N° 139** – Esquema de espaciado de estribos para viga sismica – Norma Chilena.

Fuente: Adaptación de Norma ACI 318-08 (*American Concrete Institute, 2008*).

La norma norteamericana, ACI 318-14, en el artículo 18.6.4.4 establece también parámetros de estribaje para las vigas sísmicas.



**Figura N° 140** – Esquema de espaciado de estribos para viga sismica – Norma Norteamericana.

Fuente: Adaptación de Norma ACI 318-14 (*American Concrete Institute, 2014*).

#### 7.1.2.4. DISEÑO POR CAPACIDAD

Con todas las condiciones establecidas, se procede al diseño de los estribos por el método de la capacidad (diseño sísmico):

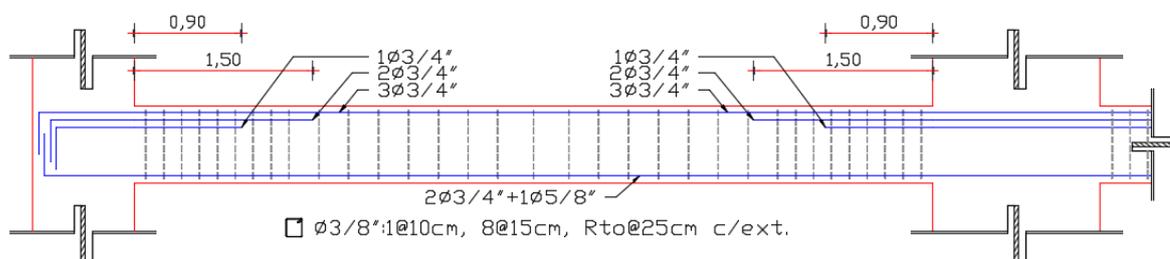
**Tabla N° 188** – Diseño de estribos por capacidad de vigas de pórtico de eje F – Norma Peruana.

<b>Diseño por Capacidad</b>		
<b>SISMO</b>	<b>I → D</b>	<b>D → I</b>
<b>b (cm)</b>	25	25
<b>h (cm)</b>	65	65
<b>d (cm)</b>	59	59
<b>M<sub>n<sub>izq</sub></sub> (T-m)</b>	18.68	34.34
<b>M<sub>n<sub>der</sub></sub> (T-m)</b>	34.34	18.68
<b>CM (T/m)</b>	3.171	3.171
<b>CV (T/m)</b>	0.442	0.442
<b>Ln (m)</b>	6.695	6.695
<b>V<sub>u</sub> (T)</b>	<b>25.02</b>	<b>25.02</b>
<b>∅</b>	0.85	0.85
<b>∅V<sub>c</sub> (T)</b>	9.63	9.63
<b>V<sub>u</sub>&gt;∅V<sub>c</sub></b>	Sí, diseñar	Sí, diseñar
<b>V<sub>s</sub> (T)</b>	<b>18.10</b>	<b>18.10</b>
<b>V<sub>s-max</sub> (T)</b>	44.89	44.89
<b>V<sub>s-max</sub>&gt;V<sub>s</sub></b>	Sí, Ok	Sí, Ok
<b>V<sub>s-lim</sub> (T)</b>	23.51	23.51
<b>V<sub>s-lim</sub>&gt;V<sub>s</sub></b>	Sí	Sí
<b>Espaciamiento Máximo (cm)</b>	<b>d/2 = 29.50</b>	<b>d/2 = 29.50</b>
	<b>600 mm</b>	<b>600 mm</b>
<b>Diámetro Estribo</b>	<b>∅ 3/8"</b>	<b>∅ 3/8"</b>
<b>Espaciamiento de Diseño S (cm)</b>	19.44	19.44

**Tabla N° 189 – Diseño de estribos por capacidad de vigas de pórtico de eje F – Norma Chilena y Norteamericana.**

<b>Diseño por Capacidad</b>		
<b>SISMO</b>	<b>I → D</b>	<b>D → I</b>
b (cm)	25	25
h (cm)	65	65
d (cm)	59	59
Mn <sub>izq</sub> (T-m)	18.68	34.34
Mn <sub>der</sub> (T-m)	34.34	18.68
CM (T/m)	3.171	3.171
CV (T/m)	0.442	0.442
Ln (m)	6.695	6.695
V <sub>u</sub> (T)	<b>24.12</b>	<b>24.12</b>
∅	0.75	0.75
∅V <sub>c</sub> (T)	8.50	8.50
V <sub>u</sub> >∅V <sub>c</sub>	Sí, diseñar	Sí, diseñar
V <sub>s</sub> (T)	<b>20.83</b>	<b>20.83</b>
V <sub>s-max</sub> (T)	44.89	44.89
V <sub>s-max</sub> >V <sub>s</sub>	Sí, Ok	Sí, Ok
V <sub>s-lim</sub> (T)	23.51	23.51
V <sub>s-lim</sub> >V <sub>s</sub>	Sí	Sí
<b>Espaciamiento Máximo (cm)</b>	<b>d/2 = 29.50</b>	<b>d/2 = 29.50</b>
<b>Diámetro Estribo</b>	<b>∅ 3/8"</b>	<b>∅ 3/8"</b>
<b>Espaciamiento de Diseño S (cm)</b>	16.90	16.90

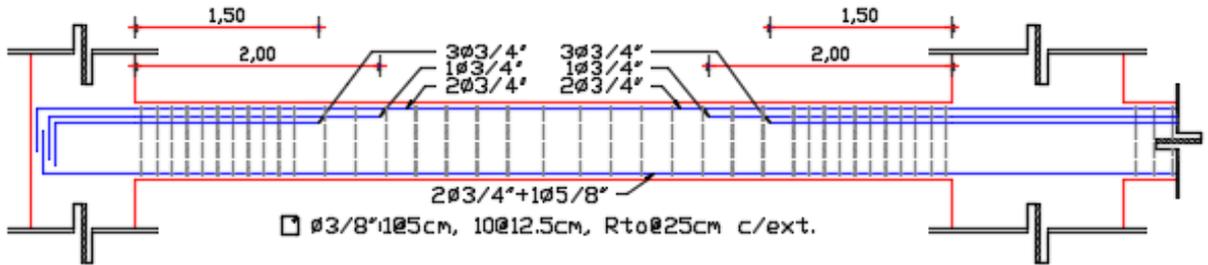
Para el caso Peruano, el espaciamiento requerido por el método de resistencia es de 45.11 cm y el requerido por el método de capacidad es de 19.44. Los espaciamientos mínimos exigidos por la norma E.060, es la zona de confinamiento, son de 15cm, 15.875cm, 22.86cm y 30cm, por lo que el detallado final de estribos de la viga queda de la siguiente manera:



**Figura N° 141 – Detalle de acero longitudinal y transversal de viga de pórtico F – Norma Peruana.**

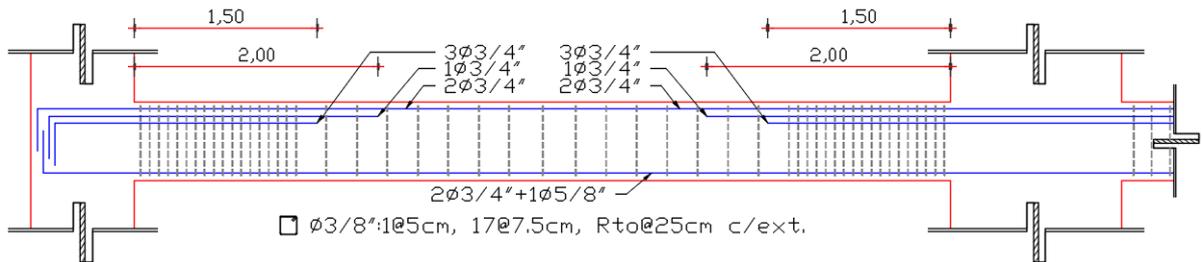
Para el caso chileno, el espaciamiento requerido por el método de resistencia es de 34.00 cm y el requerido por el método de capacidad es de 16.90 cm. Los

espaciamientos mínimos exigidos por la norma ACI 318-08, es la zona de confinamiento, son de 14.75cm, 15.24cm, 22.86cm y 30cm, por lo que el detallado final de estribos de la viga queda de la siguiente manera:



**Figura N° 142** – Detalle de acero longitudinal y transversal de viga de pórtico F – Norma Chilena.

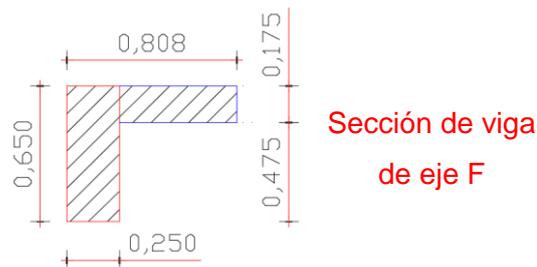
Para el caso norteamericano, el espaciamiento requerido por el método de resistencia es de 34.00 cm y el requerido por el método de capacidad es de 16.90 cm. Los espaciamientos mínimos exigidos por la norma ACI 318-08, es la zona de confinamiento, son de 14.75cm, 9.525cm y 15cm, por lo que el detallado final de estribos de la viga queda de la siguiente manera:



**Figura N° 143** – Detalle de acero longitudinal y transversal de viga de pórtico F – Norma Norteamericana.

### 7.1.3. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

La primera diferencia que se puede observar es la cantidad de acero mínimo para vigas T o L exigida por cada una de las normas. La norma peruana exige una cantidad relacionada al momento crítico de agrietamiento de la sección, mientras que las normas chilena y norteamericana exigen el mismo acero exigido para vigas rectangulares. Para el caso del ejemplo realizado, utilizando la viga del pórtico F, las cantidades fueron las siguientes:



**Tabla N° 190 – Acero mínimo de viga de eje F.**

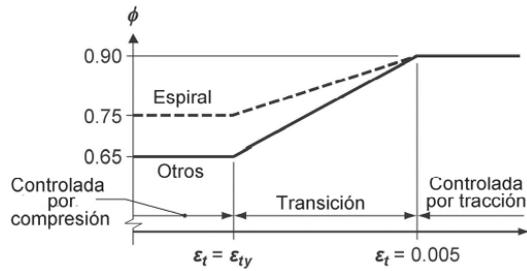
Acero Mínimo de viga de eje F		
	Perú	Chile y E.E.U.U.
$A_{s-min}^+$	3.54 cm <sup>2</sup>	4.92 cm <sup>2</sup>
$A_{s-min}^-$	8.33 cm <sup>2</sup>	4.92 cm <sup>2</sup>

Una diferencia similar se puede observar en las cantidades máximas de acero, siendo las siguientes:

**Tabla N° 191 – Acero máximo de viga de eje F.**

Acero Máximo de viga de eje F		
	Perú	Chile y E.E.U.U.
$A_{s-max}^+$	53.43 cm <sup>2</sup>	63.17 cm <sup>2</sup>
$A_{s-max}^-$	22.31 cm <sup>2</sup>	21.68 cm <sup>2</sup>

La diferencia de los aceros máximos se da principalmente por el tipo de diseño adoptado por las normativas. La norma peruana utiliza el diseño convencional, donde el factor de reducción  $\phi$  es constante e igual a 0.90 para el diseño por flexión, y el acero máximo es igual al 75% del acero en condiciones balanceadas. La norma chilena y norteamericana, en cambio, utilizan el diseño unificado donde el factor de reducción  $\phi$  varía desde 0.65 hasta 0.90, dependiendo de la deformación unitaria del acero traccionado más alejado (desde 0.0021 hasta 0.0050), y el acero máximo por flexión es el acero necesario para garantizar una deformación mínima de 0.0040.



**Figura N° 144** – Variación de  $\phi$  con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción.

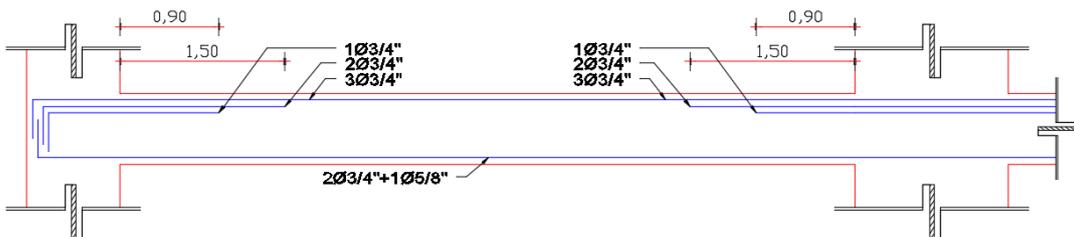
Fuente: ACI 318-08 (*American Concrete Institute, 2008*).

Otra diferencia notoria es la longitud de los cortes del acero de refuerzo. La metodología de cálculo es la misma, pero la principal diferencia se debe a las longitudes de desarrollo de las barras de acero.

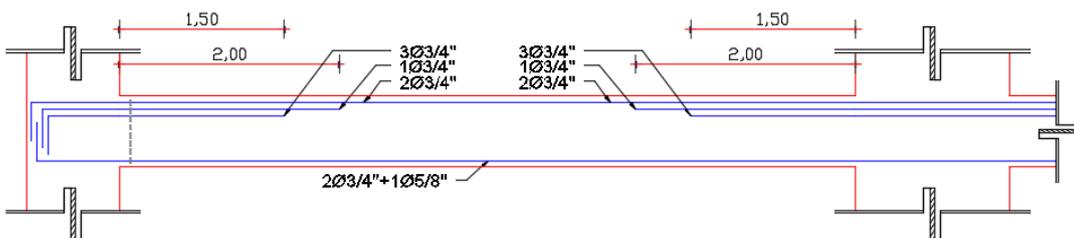
**Tabla N° 192** – Longitudes de desarrollo de barras a tracción.

Longitud de desarrollo de barras a tracción ( $L_d$ ) (cm)						
$d_b$	Barras Superiores			Otras Barras		
	Perú	E.E.U.U. y Chile	Variación	Perú	E.E.U.U. y Chile	Variación
8mm	36.8 ≈ 40	45.7 ≈ 50	24.24%	30.0 ≈ 30	35.1 ≈ 35	24.24%
3/8"	43.8 ≈ 45	54.4 ≈ 55		33.7 ≈ 35	41.8 ≈ 45	
12mm	55.1 ≈ 55	68.5 ≈ 70		42.4 ≈ 45	52.7 ≈ 55	
1/2"	58.4 ≈ 60	72.5 ≈ 75		44.9 ≈ 45	55.8 ≈ 60	
5/8"	72.9 ≈ 75	90.6 ≈ 95		56.1 ≈ 60	69.7 ≈ 70	
3/4"	87.5 ≈ 90	108.8 ≈ 110		67.3 ≈ 70	83.7 ≈ 85	
1"	145.0 ≈ 145	180.6 ≈ 185	24.53%	111.5 ≈ 115	138.9 ≈ 140	24.53%

En las siguientes figuras se puede observar la diferencia en los aceros longitudinales y las longitudes de corte:

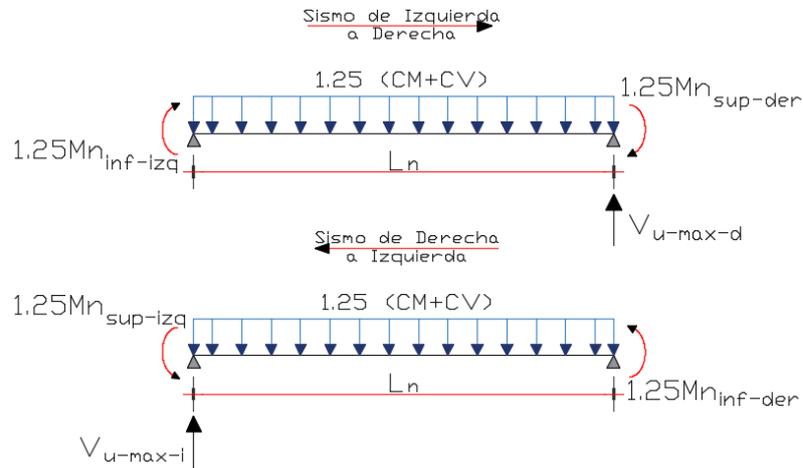


**Figura N° 145** – Detalle de refuerzo longitudinal de viga de pórtico F – Norma Peruana.

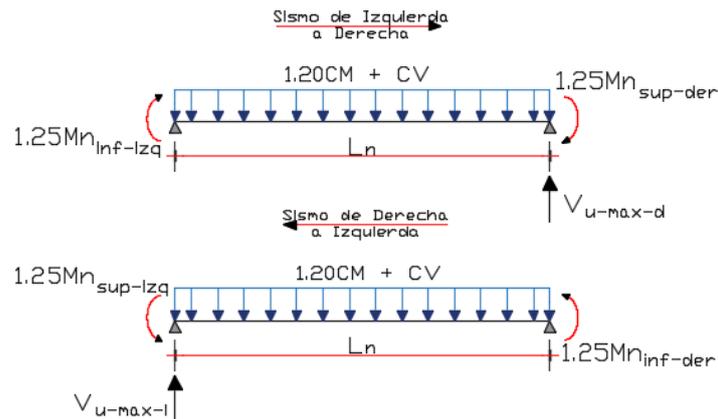


**Figura N° 146** – Detalle de refuerzo longitudinal de viga de pórtico F – Norma Chilena y Norteamericana.

En cuanto al diseño del acero transversal, no hay mayor diferencia ni en metodología ni en resultados respecto al diseño por resistencia. Mas una diferencia notoria puede observarse en el diseño por capacidad. La norma peruana exige una mayor carga de cálculo frente a las otras normas ( $1.25CM + 1.25CV$  vs.  $1.20CM + CV$ ).

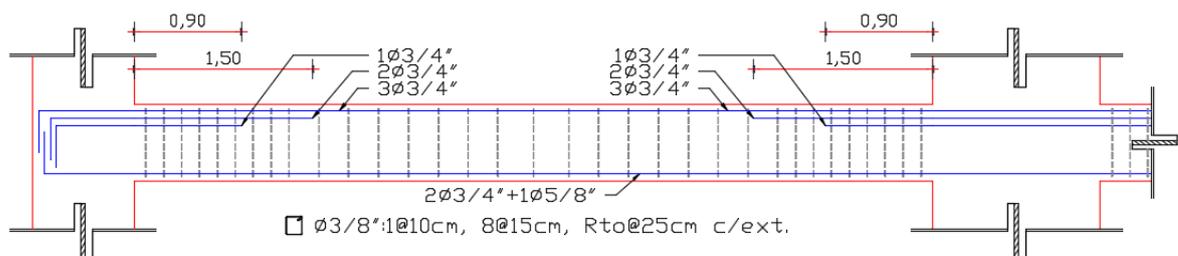


**Figura N° 147** – Idealización de vigas con rótulas plásticas desarrolladas – Norma Peruana.

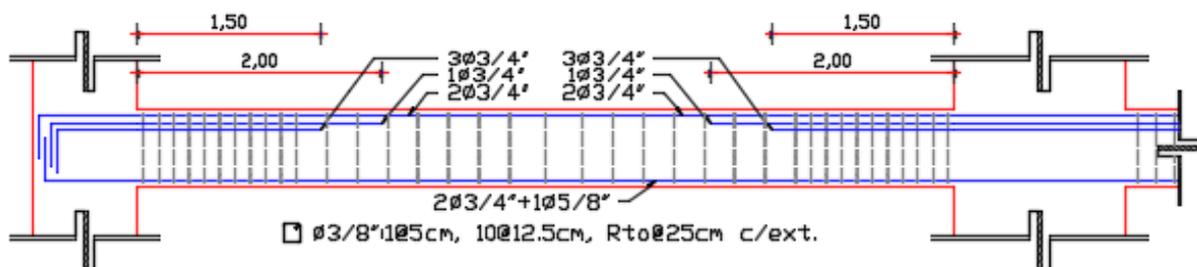


**Figura N° 148** – Idealización de vigas con rótulas plásticas desarrolladas – Norma Chilena y Norteamericana.

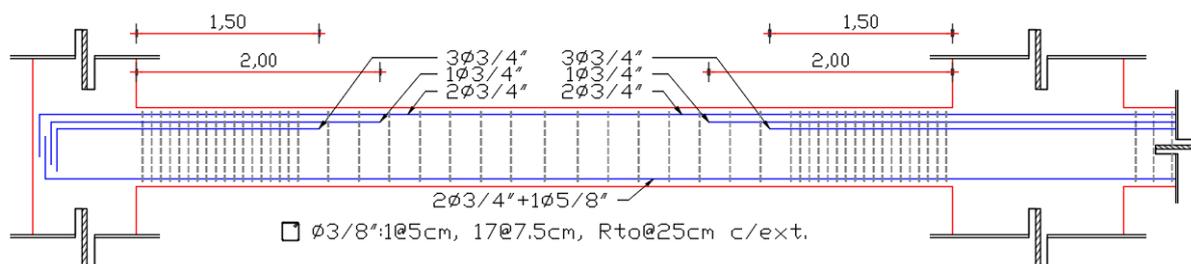
Finalmente, el diseño por capacidad arrojó resultados numéricos similares. Sin embargo, las normativas presentan distintos requisitos de espaciamientos mínimos que controlan el espaciamiento de diseño:



**Figura N° 149** – Detalle de acero longitudinal y transversal de viga de pórtico F – Norma Peruana.



**Figura N° 150** – Detalle de acero longitudinal y transversal de viga de pórtico F – Norma Chilena.



**Figura N° 151** – Detalle de acero longitudinal y transversal de viga de pórtico F – Norma Norteamericana.

Después de realizado el diseño, la cantidad de acero longitudinal requerido por cada normativa, para todo el edificio, es la indicada por la siguiente tabla:

**Tabla N° 193** – Metrado de acero longitudinal en vigas según cada normativa.

Metrado de Acero Longitudinal en Vigas (kg)				
	Perú	Chile	E.E.U.U.	Variación (%)
<b>Techo 1</b>	2,170.72	2,166.55	2,166.55	-0.19%
<b>Techo 2</b>	2,170.72	2,166.55	2,166.55	-0.19%
<b>Techo 3</b>	1,980.03	1,982.50	1,982.50	0.13%
<b>Techo 4</b>	1,750.34	1,695.96	1,695.96	-3.11%
<b>Techo 5</b>	802.40	796.37	796.37	-0.75%
<b>TOTAL</b>	8,874.21	8,807.93	8,807.93	-0.75%

El hecho de que la norma peruana exija una mayor cantidad de acero mínimo longitudinal se compensa con el hecho de que las otras normas exijan una mayor longitud de desarrollo en los cortes de acero, haciendo que las cantidades totales de acero sean muy similares

La cantidad de acero transversal requerido por las distintas normas, para todo el edificio, está indicado en la siguiente tabla:

**Tabla N° 194 – Metrado de estribos totales en vigas según cada normativa.**

<b>Metrado de estribos totales en Vigas (kg)</b>						
	<b>Perú</b>	<b>%</b>	<b>Chile</b>	<b>%</b>	<b>E.E.U.U.</b>	<b>%</b>
<b>Techo 1</b>	530.07	100.00%	591.64	111.62%	743.67	140.30%
<b>Techo 2</b>	530.07	100.00%	591.64	111.62%	743.67	140.30%
<b>Techo 3</b>	530.07	100.00%	591.64	111.62%	743.67	140.30%
<b>Techo 4</b>	489.65	100.00%	537.76	109.82%	714.80	145.98%
<b>Techo 5</b>	284.80	100.00%	303.08	106.42%	373.32	131.08%
<b>TOTAL</b>	2,364.65	100.00%	2,615.78	110.62%	3,319.12	140.36%

De manera global, la norma norteamericana exige 40% más estribaje que la norma peruana, y la norma chilena exige un 10 % más. La principal diferencia se encuentra en la zona de confinamiento. La cantidad de acero de confinamiento obtenido según las distintas normativas es el siguiente:

**Tabla N° 195 – Metrado de estribos de confinamiento en vigas según cada normativa.**

<b>Metrado de Estribos de Confinamiento en Vigas (kg)</b>						
	<b>Perú</b>	<b>%</b>	<b>Chile</b>	<b>%</b>	<b>E.E.U.U.</b>	<b>%</b>
<b>Techo 1</b>	305.01	100.00%	366.59	120.19%	518.61	170.03%
<b>Techo 2</b>	305.01	100.00%	366.59	120.19%	518.61	170.03%
<b>Techo 3</b>	305.01	100.00%	366.59	120.19%	518.61	170.03%
<b>Techo 4</b>	261.71	100.00%	309.82	118.38%	486.86	186.03%
<b>Techo 5</b>	124.12	100.00%	142.40	114.73%	212.64	171.32%
<b>TOTAL</b>	1,300.85	100.00%	1,551.98	119.30%	2,255.32	173.37%

La norma norteamericana exige 73% más acero de confinamiento que la norma peruana mientras que la norma chilena exige 20% más acero. Fuera de las zonas de confinamiento, los aceros exigidos son exactamente los mismos para las tres normativas.

Considerando tanto el acero longitudinal como el transversal, las cantidades de acero son las siguientes:

**Tabla N° 196 – Metrado de acero total en vigas según cada normativa.**

<b>Metrado de Acero total en Vigas (kg)</b>						
	<b>Perú</b>	<b>%</b>	<b>Chile</b>	<b>%</b>	<b>E.E.U.U.</b>	<b>%</b>
<b>Techo 1</b>	2,700.79	100.00%	2,758.19	102.13%	2,910.21	107.75%
<b>Techo 2</b>	2,700.79	100.00%	2,758.19	102.13%	2,910.21	107.75%
<b>Techo 3</b>	2,510.09	100.00%	2,574.15	102.55%	2,726.17	108.61%
<b>Techo 4</b>	2,240.00	100.00%	2,233.72	99.72%	2,410.76	107.62%
<b>Techo 5</b>	1,087.20	100.00%	1,099.45	101.13%	1,169.69	107.59%
<b>TOTAL</b>	11,238.86	100.00%	11,423.71	101.64%	12,127.05	107.90%

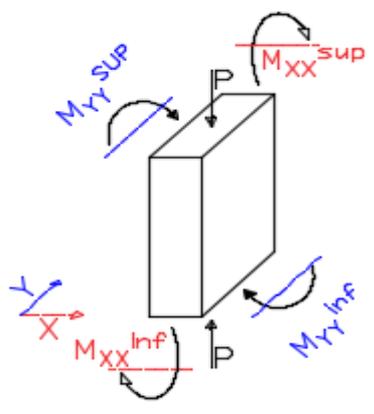
La norma norteamericana exige 7.90% más acero que la norma peruana, y la norma chilena exige 1.64% más.

## 7.2. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son uno de los elementos más importantes de la estructura ya que son estas, junto a las placas, las encargadas de soportar el peso del edificio y transmitirlo al terreno mediante la cimentación.

A modo de ejemplo, se muestra el proceso de diseño de la columna G3 (0.30 x 0.85), cuyos estados de carga son los siguientes:

**Tabla N° 197** – Estados de Carga de Columna G3 (0.30 x 0.85).



ESTADOS DE CARGA				
ANÁLISIS XX		CM	CV	CS
P (Ton)		33.92	4.44	83.54
$M_{XX}^{sup}$ (T-m)		1.01	0.06	23.22
$M_{XX}^{inf}$ (T-m)		-0.45	-0.07	-23.36
ANÁLISIS YY		CM	CV	CS
P (Ton)		33.92	4.44	58.14
$M_{YY}^{sup}$ (T-m)		-0.97	-0.17	-10.91
$M_{YY}^{inf}$ (T-m)		0.55	0.11	7.78

Como se realizó el diseño estructural para el análisis dado por la normativa peruana, los estados de carga se amplificaron usando las combinaciones peruanas:

**Tabla N° 198** – Combinaciones de Carga de Columna G3 (0.30 x 0.85).

COMBINACIONES	ANÁLISIS XX			
	PARTE SUPERIOR		PARTE INFERIOR	
	Pu (Ton)	Mu (Ton)	Pu (Ton)	Mu (Ton)
1.4 CM + 1.7 CV	55.04	1.52	55.04	-0.75
1.25 (CM+CV) + CS	131.49	24.56	131.49	-24.01
1.25 (CM+CV) - CS	-35.59	-21.88	-35.59	22.71
0.9 CM + CS	114.07	24.13	114.07	-23.77
0.9 CM - CS	-53.01	-22.31	-53.01	22.96

COMBINACIONES	ANÁLISIS YY			
	PARTE SUPERIOR		PARTE INFERIOR	
	Pu (Ton)	Mu (Ton)	Pu (Ton)	Mu (Ton)
1.4 CM + 1.7 CV	55.04	-1.65	55.04	0.96
1.25 (CM+CV) + CS	106.09	-12.34	106.09	8.61
1.25 (CM+CV) - CS	-10.19	9.49	-10.19	-6.96
0.9 CM + CS	88.67	-11.78	88.67	8.28
0.9 CM - CS	-27.61	10.04	-27.61	-7.29

Los estados de carga de fuerza cortante de esta columna, en la dirección fuerte, son:

Tabla N° 199 – Fuerzas cortantes de columna G3.

ESTADOS DE CARGA DE FUERZA CORTANTE	
ESTADO	V (Ton)
CM	0.35
CV	0.05
CS	-13.48

### 7.2.1. DISEÑO POR FLEJO-COMPRESIÓN

En primer lugar, se determina el área de acero mínimo que debe tener la columna en función de cada normativa, el cual equivale a una cuantía de 1% según los artículos 21.4.5.1. de la norma peruana E.060, 21.6.3.1. de la norma vigente en Chile ACI 318-08 y 18.7.4.1. de la norma norteamericana ACI 318-14. Teniendo en cuenta esta cuantía, el armado preliminar de acero para la columna es el siguiente:

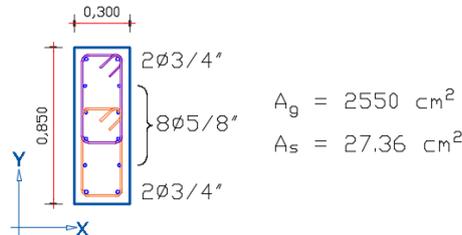


Figura N° 152 – Armadura Longitudinal inicial de Columna G3 (0.30 x 0.85).

El diseño por flexo-compresión se realiza determinando el diagrama de interacción de la columna y verificando que todas las combinaciones posibles de Momento y Fuerza Axial, en base a los estados de carga, se ubiquen dentro del diagrama. Este diagrama se determina calculando la resistencia a flexión y compresión de la sección variando la ubicación del eje neutro a lo largo del peralte de la columna. A modo de ejemplo, se determina la resistencia de la columna cuando el eje neutro se encuentra pasando por la segunda capa de acero:

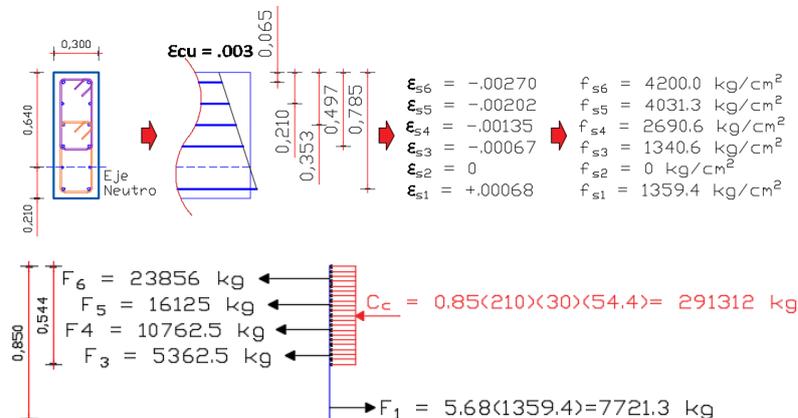


Figura N° 153 – Deformaciones y fuerzas internas con eje neutro sobre segunda capa de acero de columna G3 (0.30 x 0.85).

Realizando sumatoria de fuerzas y sumatoria de momentos respecto al centro plástico de la sección (que, para este caso, coincide con el centroide de la columna por la simetría de la sección), se obtienen la fuerza axial y el momento flector nominales que soporta la sección para la ubicación determinada del eje neutro.

$$\text{Fuerza Axial Nominal} = P_n = 339696.7 \text{ kg} = 339.7 \text{ Ton}$$

$$\text{Momento Flector Nominal} = M_n = 5979422.1 \text{ kg} - \text{cm} = 59.79 \text{ Ton} - \text{m}$$

Estos son los valores nominales o ideales de fuerza axial y momento flector que es capaz de soportar la columna cuando su eje neutro pasa por la segunda capa de acero. Sin embargo, el diseño se trabaja con valores últimos, los cuales resultan de factorizar los valores nominales por el factor de reducción de resistencia  $\phi$ .

La normativa peruana, en el artículo 9.3.2. de la norma E.060, establece el factor de reducción de resistencia de la siguiente manera:

$$\phi = 0.90; \text{ Si: } P_n < 0$$

$$\phi = 0.90 - 0.20 \cdot \frac{P_n}{P_{\text{TRANSICIÓN}}}; \text{ Si: } 0 < P_n < P_{\text{TRANSICIÓN}}$$

$$\phi = 0.70; \text{ Si: } P_{\text{TRANSICIÓN}} < P_n$$

Donde:

$$P_n = \text{Fuerza Axial Nominal (Ton)}$$

$$P_{\text{TRANSICIÓN}} = \text{Fuerza Axial de Transición (Ton)} = \frac{0.10}{\phi} \cdot A_g \cdot f'_c$$

El valor de la fuerza axial de transición,  $P_{\text{TRANSICIÓN}}$ , es de 76.50 Ton. Como la fuerza axial nominal calculada (339.7 Ton), en el ejemplo anterior, es mayor que 76.50 Ton, el factor de reducción de resistencia es  $\phi = 0.70$ .

La normativa chilena, en el artículo 9.3.2. de la norma ACI 318-08, y la normativa norteamericana ACI 318-14 en su artículo 21.2.2., establecen el factor de reducción de resistencia de la siguiente manera:

$$\phi = 0.90; \text{ Si: } 0.005 < \varepsilon_t$$

$$\phi = 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_y)}{(0.005 - \varepsilon_y)}; \text{ Si: } (\varepsilon_y = 0.0021) < \varepsilon_t < 0.005$$

$$\phi = 0.65; \text{ Si: } \varepsilon_t < (\varepsilon_y = 0.0021)$$

Donde:

$\varepsilon_t =$  Deformación Unitaria de capa más extrema a tracción.

Del ejemplo preliminar, para el cálculo según norma chilena y norteamericana, la deformación unitaria en la fibra más extrema a tracción es de 0.00068, mucho menor que el valor límite de 0.0021. Por lo tanto, el factor de reducción de resistencia es  $\phi = 0.65$ .

Multiplicando los valores nominales por los factores de reducción, se obtienen los siguientes valores últimos.

$$P_{u-Perú} = 237.79 \text{ Ton}$$

$$M_{u-Perú} = 41.85 \text{ Ton} - m$$

$$P_{u-Chile y EEUU} = 220.81 \text{ Ton}$$

$$M_{u-Chile y EEUU} = 38.86 \text{ Ton} - m$$

Siguiendo el mismo proceso de cálculo para las distintas variaciones del eje neutro, se obtienen los siguientes diagramas de interacción:

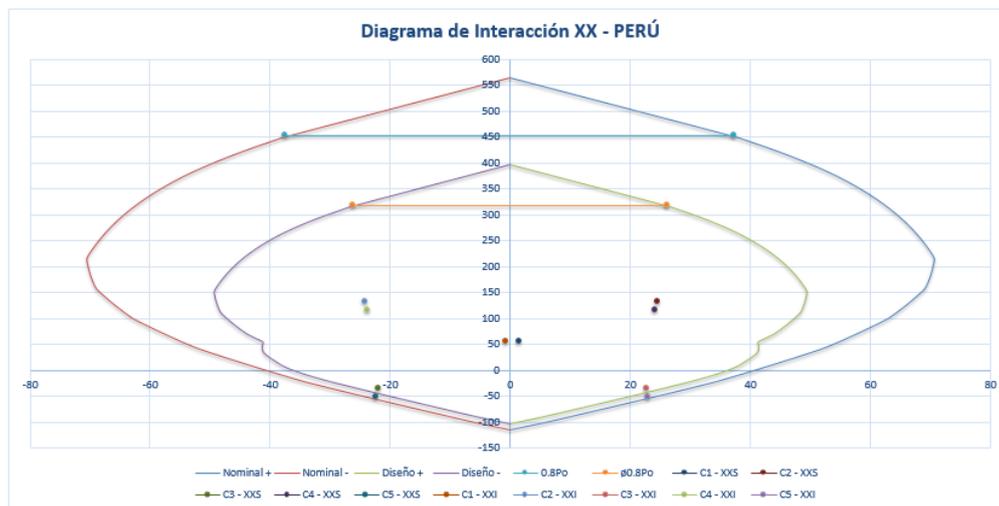


Figura N° 154 – Diagrama de Interacción preliminar XX de columna G3 – Norma Peruana.

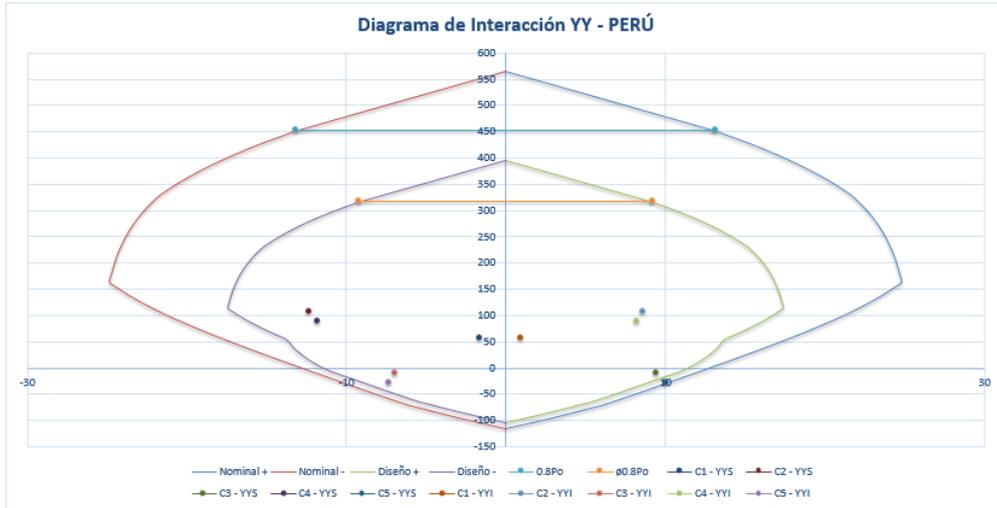


Figura N° 155 – Diagrama de Interacción preliminar YY de columna G3 – Norma Peruana.

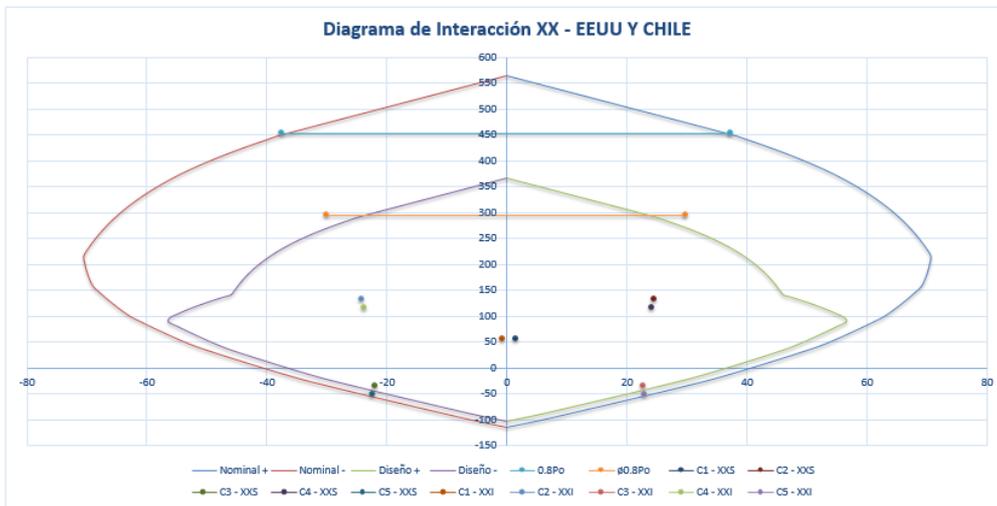


Figura N° 156 – Diagrama de Interacción preliminar XX de columna G3 – Norma Chilena y Norteamericana.

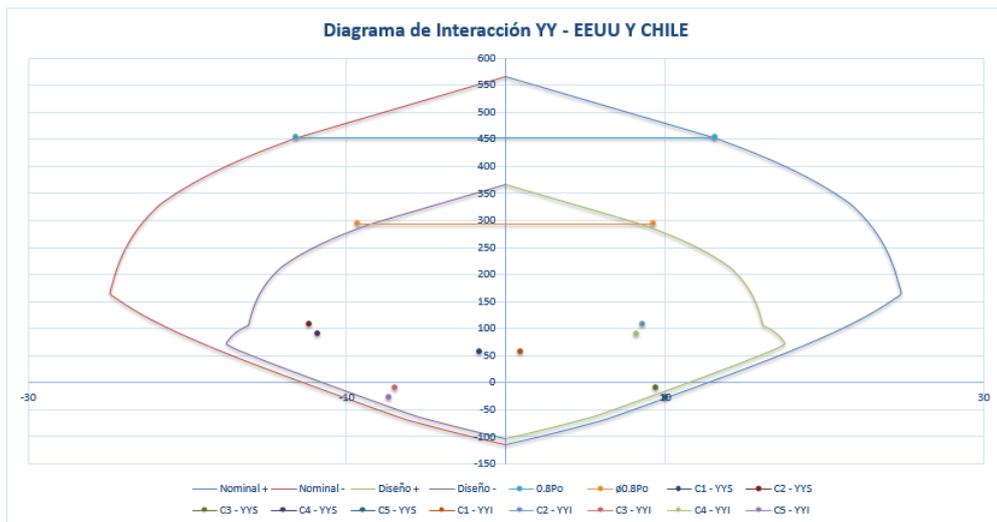
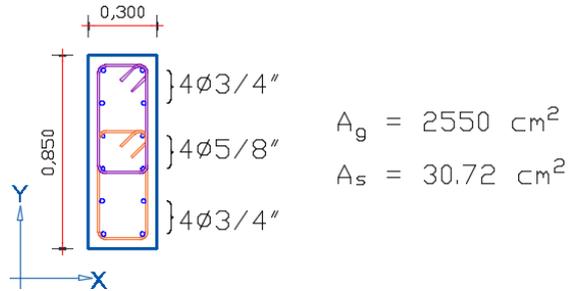


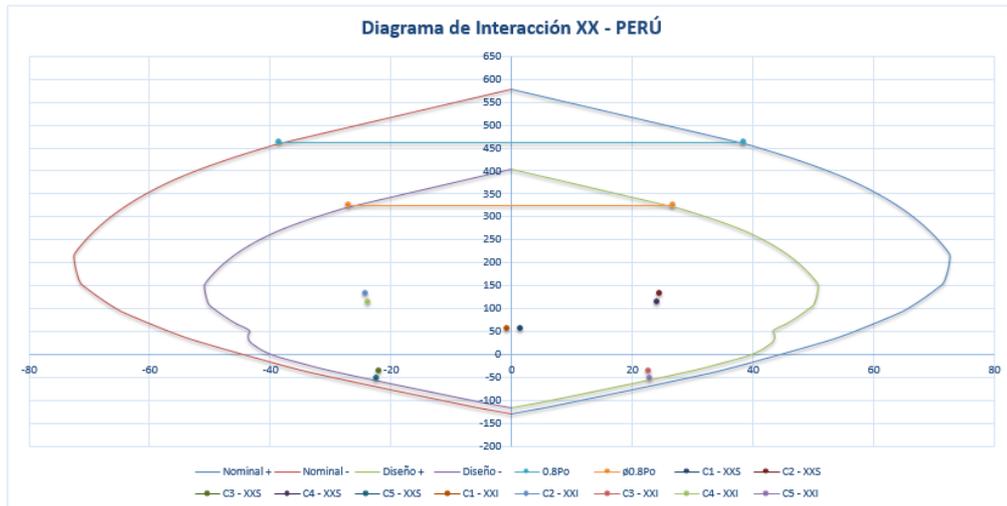
Figura N° 157 – Diagrama de Interacción preliminar YY de columna G3 – Norma Chilena y Norteamericana.

Para que la columna sea capaz de soportar las distintas combinaciones de carga, cada uno de los puntos debe caer dentro del diagrama interno (diagrama último). Como se puede observar, algunos puntos caen fuera del diagrama último, por lo que fue necesario aumentar la cuantía de los aceros, de la siguiente manera:

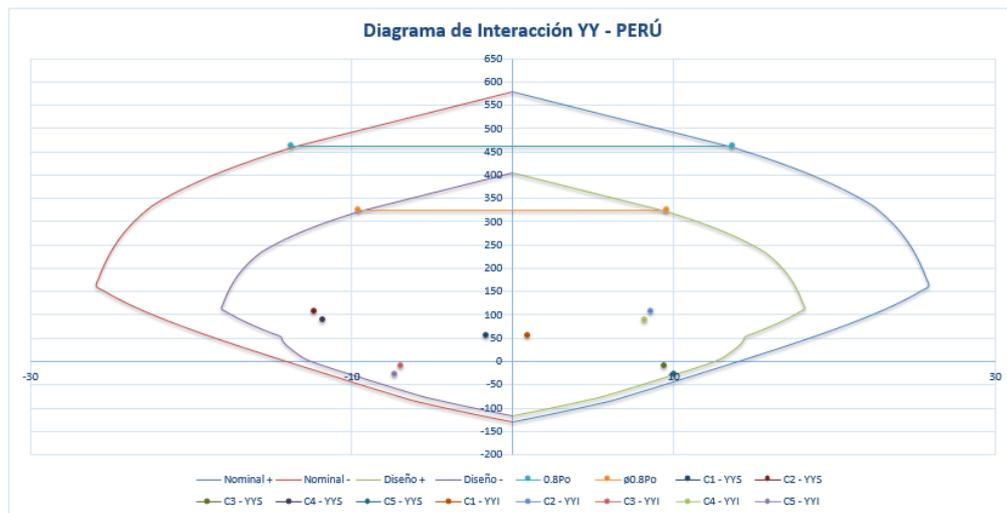


**Figura N° 158** – Armadura Longitudinal final de Columna G3 (0.30 x 0.85).

Para esta nueva armadura, los diagramas de interacción son los siguientes:



**Figura N° 159** – Diagrama de Interacción final XX de columna G3 – Norma Peruana.



**Figura N° 160** – Diagrama de Interacción final YY de columna G3 – Norma Peruana.

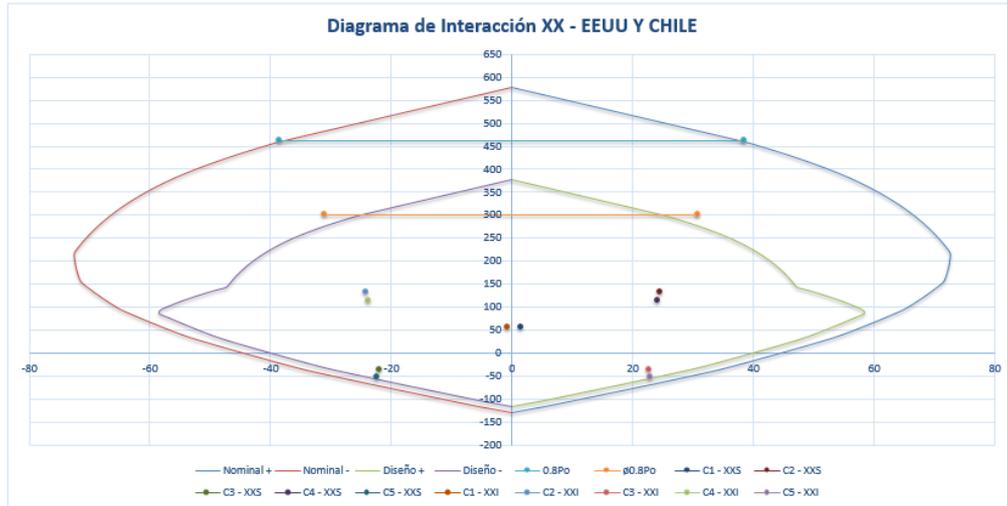


Figura N° 161 – Diagrama de Interacción final XX de columna G3 – Norma Chilena y Norteamericana.

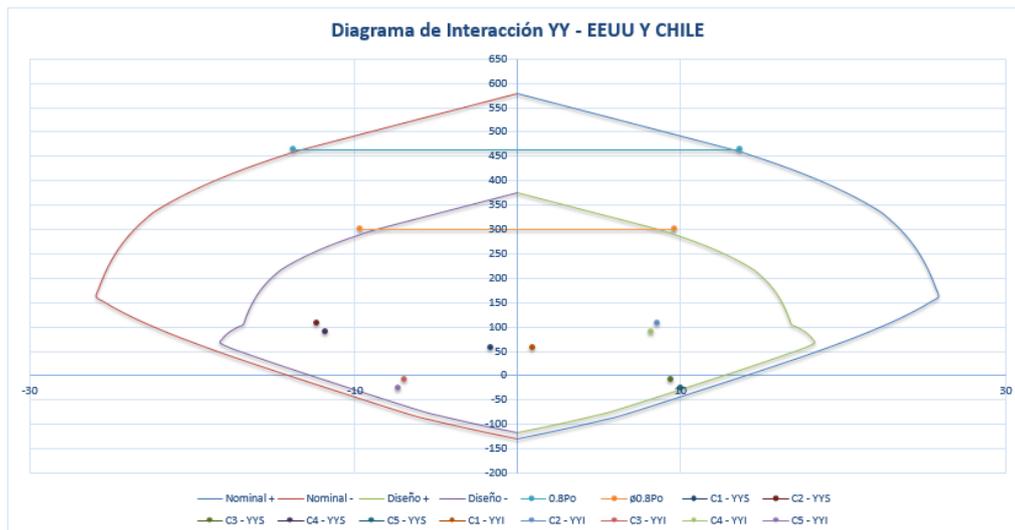


Figura N° 162 – Diagrama de Interacción final YY de columna G3 – Norma Chilena y Norteamericana.

Con la nueva armadura longitudinal, todos los puntos caen dentro del diagrama de interacción, por lo cual la armadura planteada es correcta.

## 7.2.2. DISEÑO POR CORTE

Con la armadura longitudinal planteada, el siguiente paso fue la determinación de estribos mediante el diseño ante fuerzas cortantes, el cual es distinto según cada normativa.

Para Perú, el artículo 21.4.3. de la norma peruana E.060 establece que la fuerza cortante de diseño, para columnas que forman parte de un sistema de muros, debe tomarse como el menor valor entre:

- El cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales asociados a la fuerza axial  $P_u$  que dé como resultado el mayor momento nominal.
- El cortante obtenido de las combinaciones de carga de diseño con los valores sísmicos amplificados por un factor de 2.5.

(Norma E.060) (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2013)

El primer valor se determina utilizando el diagrama de interacción obtenido previamente, localizando el mayor Momento Nominal correspondiente a las distintas cargas axiales últimas,  $P_u$ .

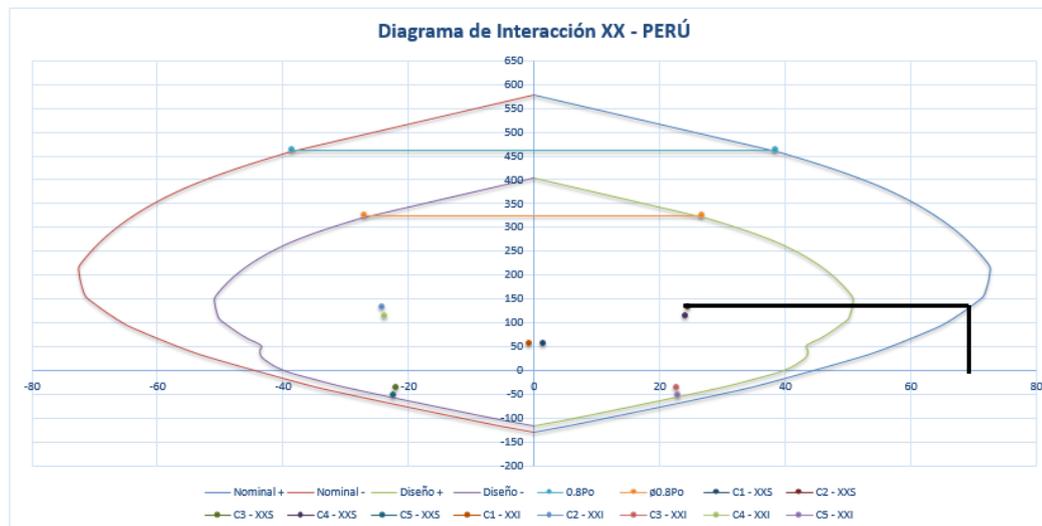


Figura N° 163 – Máximo momento nominal de diseño para columna G3 – Norma Peruana.

El máximo momento nominal obtenido es de 70 Ton-m. En base a este momento nominal se puede calcular la fuerza cortante actuante, mediante la expresión  $(2 \cdot M_n) / L_n = (2 \cdot 70) / 3.40 = 41.18$  Ton.

El segundo valor de la fuerza cortante se determina a partir de los estados y las combinaciones de carga, considerando un factor de amplificación de 2.5 para la carga sísmica:

**Tabla N° 200** – Fuerzas cortantes según combinaciones de carga de columna G3 – Norma Peruana.

<b>FUERZAS CORTANTES SEGÚN COMBINACIONES DE CARGA (Ton)</b>	
<b>COMBINACIONES</b>	<b>PERÚ</b>
1.4 CM + 1.7 CV	0.575
1.25 (CM+CV) + [2.5] CS	34.200
1.25 (CM+CV) - [2.5] CS	-33.200
0.9 CM + [2.5] CS	34.015
0.9 CM - [2.5] CS	-33.385

Por lo tanto, la fuerza cortante actuante es el menor valor obtenido entre 41.18 Ton y 34.200 Ton.

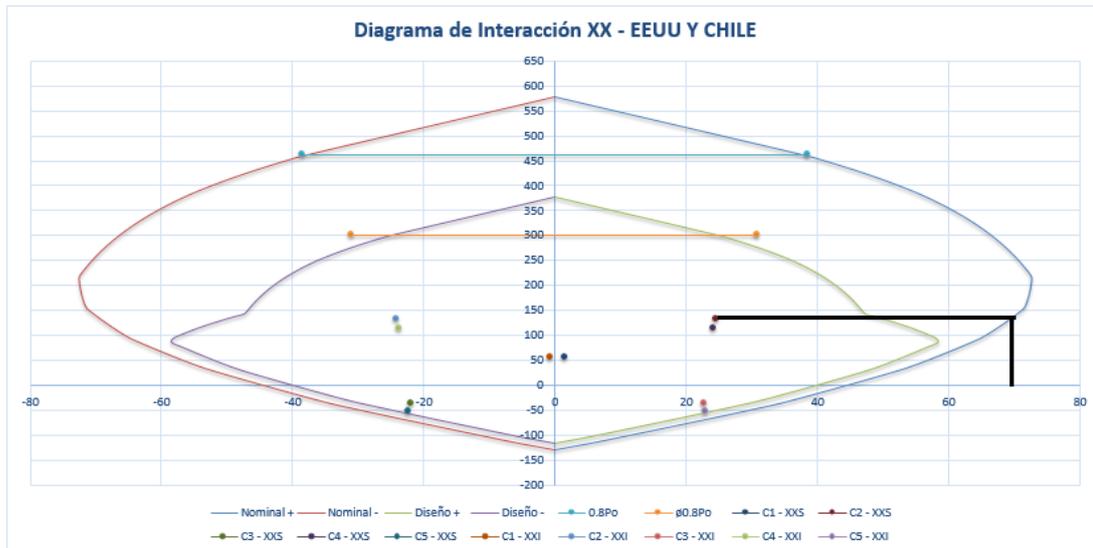
Para Chile y Estados Unidos, el artículo 21.6.5. de la norma ACI 318-08, y para E.E.U.U., el artículo 17.7.6.1.1. de la norma ACI 318-14, establecen que la fuerza cortante de diseño,  $V_e$ , debe tomarse como el mayor valor entre:

- El cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales asociados a la fuerza axial  $P_u$  que dé como resultado el mayor momento nominal, utilizando una resistencia del acero de refuerzo igual a  $1.25 f_y$ .
- El cortante obtenido de las combinaciones de carga de diseño.

(Norma ACI 318-08) (American Concrete Institute, 2008)

(Norma ACI 318-14) (American Concrete Institute, 2014)

El primer valor se determina utilizando el diagrama de interacción obtenido previamente, localizando el mayor Momento Nominal correspondiente a las distintas cargas axiales últimas,  $P_u$ .



**Figura N° 164** – Máximo momento nominal de diseño para columna G3 – Norma Chilena y Norteamericana.

El máximo momento nominal obtenido es de 70 Ton-m. El momento a considerar es el momento probable, considerando el 25% de sobrerresistencia del acero, es decir,  $M_{pr} = 1.25M_n = 1.25 \cdot 70 = 87.5$  Ton-m. En base a este momento probable se puede calcular la fuerza cortante actuante, mediante la expresión  $(2 \cdot M_{pr})/L_n = (2 \cdot 87.5)/3.40 = 51.47$  Ton.

El segundo valor de la fuerza cortante se determina a partir de los estados y las combinaciones de carga:

**Tabla N° 201** – Fuerzas cortantes según combinaciones de carga de columna G3 – Norma Chilena y Norteamericana.

FUERZAS CORTANTES SEGÚN COMBINACIONES DE CARGA (Ton)	
COMBINACIONES	CHILE Y E.E.U.U.
1.4 CM + 1.7 CV	0.575
1.25 (CM+CV) + CS	13.98
1.25 (CM+CV) - CS	-12.98
0.9 CM + CS	13.795
0.9 CM - CS	-13.165

Por lo tanto, la fuerza cortante actuante es el mayor valor obtenido entre 51.47 Ton y 13.98 Ton.

La fuerza cortante resistente del concreto, para columnas, está dada por las siguientes expresiones:

**Tabla N° 202** – Fuerza cortante resistente para columnas sismorresistentes.

<b>Fuerza cortante resistente de Columnas</b>		
<b>PERÚ</b> - <b>E.060</b> Art. 11.3.1.2 Art. 11.3.2.3	Columnas a Compresión	Columnas a Tracción
	$\phi V_c = \phi \left[ 0.53 \sqrt{f'_c} \left( 1 + \frac{P_u}{140 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d \right]$	$\phi V_c = \phi \left[ 0.53 \sqrt{f'_c} \left( 1 - \frac{P_u}{35 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d \right]$
<b>CHILE</b> - <b>ACI 318-08</b> Art. 11.2.1.2 Art 11.2.2.3	$\phi V_c = \phi \left[ 0.53 \sqrt{f'_c} \left( 1 + \frac{P_u}{140 \cdot A_g} \right) \cdot \lambda \cdot b_w \cdot d \right]$	$\phi V_c = \phi \left[ 0.53 \sqrt{f'_c} \left( 1 - \frac{P_u}{35 \cdot A_g} \right) \cdot \lambda \cdot b_w \cdot d \right]$
<b>E.E.U.U.</b> - <b>ACI 318-14</b> Art. 22.5.6.1. Art 22.5.7.1		

El factor de reducción de resistencia,  $\phi$ , tiene un valor de 0.85 para Perú y de 0.75 para Chile y Estados Unidos.

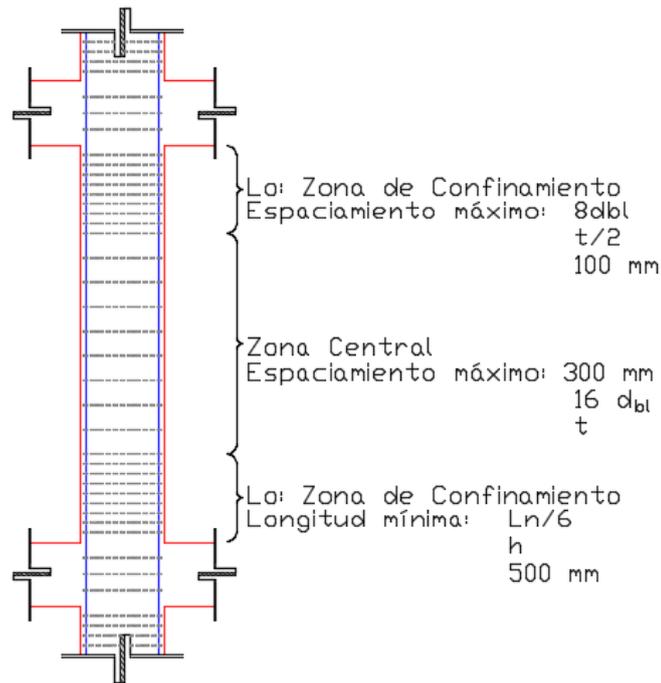
Como la fuerza cortante resistente depende directamente de la carga axial, se calculó el valor para cada una de las combinaciones de carga.

**Tabla N° 203** – Fuerza cortante resistente de columna G3 – Norma Peruana.

<b>COMBINACIONES</b>	<b>P<sub>u</sub> (Ton)</b>	<b>Fuerza Cortante Resistente - <math>\phi V_c</math> (Ton)</b>	
		<b>PERÚ</b>	<b>CHILE Y E.E.U.U.</b>
<b>1.4 CM + 1.7 CV</b>	55.04	17.86	15.76
<b>1.25 (CM+CV) + CS</b>	131.49	21.17	18.68
<b>1.25 (CM+CV) - CS</b>	-35.59	9.30	8.21
<b>0.9 CM + CS</b>	114.07	20.42	18.01
<b>0.9 CM - CS</b>	-53.01	6.28	5.54

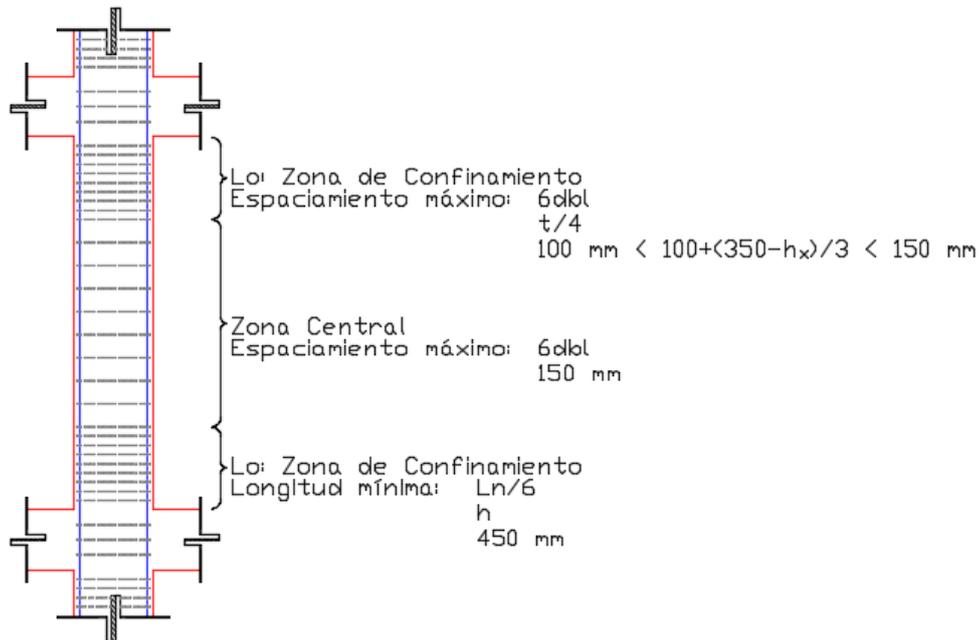
De manera conservadora se utilizó el menor  $\phi V_c$ , 6.28 Ton para Perú y 5.54 Ton para Chile y Estados Unidos.

El diseño de estribos se realiza de la misma manera que para vigas, con la única diferencia de espaciamientos. Los requisitos de espaciamiento para las distintas normativas, tanto en la zona de confinamiento como en la zona central, son los siguientes:



**Figura N° 165** – Requisitos de espaciamento de columna de sistema de muros o dual I – Norma Peruana.

Fuente: Adaptación de Art. 21.4.5 de Norma E.060 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2013)



**Figura N° 166** – Requisitos de espaciamento de columna de sistema de muros – Norma Chilena y Norteamericana.

Fuente: Adaptación de Art. 21.6.4 de Norma ACI 318-08 y Art. 18.7.5 de Norma ACI 318-14 (American Concrete Institute, 2008) (American Concrete Institute, 2014).

Teniendo el valor de la cortante resistente de la columna ( $\phi V_c$ ), y la cortante actuante ( $V_u = 34.015 \text{ Ton}$  y  $V_e = 51.47 \text{ Ton}$ ) se procede con el diseño.

Tabla N° 204 – Diseño de estribos de columna G3.

Diseño de Estribos Columna G3		
SISMO	Norma Peruana	Norma Chilena y Norteamericana
<b>b (cm)</b>	30	30
<b>h (cm)</b>	85	85
<b>d (cm)</b>	79	79
<b>V<sub>u</sub> (T)</b>	<b>34.20</b>	<b>51.47</b>
<b>∅</b>	0.85	0.75
<b>∅V<sub>c</sub> (T)</b>	6.28	5.54
<b>V<sub>u</sub>&gt;∅V<sub>c</sub></b>	Sí, diseñar	Sí, diseñar
<b>V<sub>s</sub> (T)</b>	<b>32.84</b>	<b>61.24</b>
<b>V<sub>s-max</sub> (T)</b>	72.12	72.12
<b>V<sub>s-max</sub>&gt;V<sub>s</sub></b>	Sí, Ok	Sí, Ok
<b>Espaciamiento Máximo en zona de confinamiento (cm)</b>	<b>8 d<sub>bl</sub></b>	<b>6 d<sub>bl</sub></b>
	12.70	9.53
	<b>t/2</b>	<b>b/4</b>
	15.00	7.50
	<b>100 mm</b>	<b>S<sub>o</sub></b>
	10.00	12.03
<b>Diámetro Estribo</b>	∅ 3/8"	∅ 3/8"
<b>Espaciamiento de Diseño S (cm)</b>	14.35	7.69

Según norma peruana, para soportar la fuerza cortante, la columna necesita un espaciamiento de 14 cm, siendo el espaciamiento de confinamiento el que domina por lo que el estribaje final sería el siguiente:

*PERÚ: Estribos ∅3/8": 1@5cm; 10@10cm; Rto@20cm en Cada Extremo.*

Las normas chilena y norteamericana, en sus artículos 21.6.4.4. y 18.7.5.4. del ACI 318-08 y ACI 318-14 respectivamente, exigen un espaciamiento mínimo en la zona de confinamiento para poder garantizar que la columna no pierda capacidad resistente al momento del descascaramiento del recubrimiento exterior:

$$s = \frac{A_{sh} \cdot f_y}{0.3 \cdot b_c \cdot f'_c \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]} \wedge s = \frac{A_{sh} \cdot f_y}{0.09 \cdot b_c \cdot f'_c}$$

Donde:

$s$  = Espaciamiento del estribo de confinamiento (cm).

$A_{sh}$  = Área del estribo (cm<sup>2</sup>).

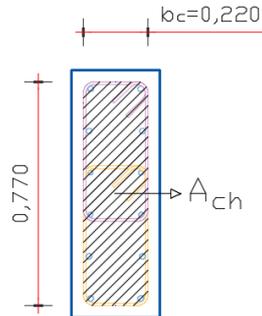
$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm<sup>2</sup>).

$b_c$  = Dimensión del núcleo confinado de concreto (cm).

$A_g$  = Área bruta de la columna (cm<sup>2</sup>).

$A_{ch}$  = Área confinada de la columna (cm<sup>2</sup>).

El valor  $b_c$  se mide desde los extremos de las ramas del estribo y el área  $A_{ch}$  se calcula de la misma manera.



**Figura N° 167** – Valores geométricos para el cálculo de estribos de confinamiento – Norma Chilena y Norteamericana.

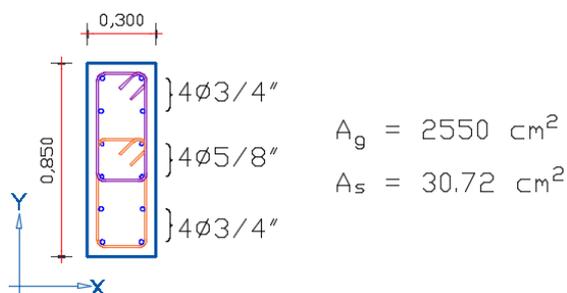
$$s = \frac{1.42 \cdot 4200}{0.3 \cdot 22 \cdot 210 \left[ \left( \frac{30 \cdot 85}{22 \cdot 77} \right) - 1 \right]} = 8.52 \text{ cm} \wedge s = \frac{1.42 \cdot 4200}{0.09 \cdot 22 \cdot 210} = 14.34 \text{ cm}$$

Como estos espaciamientos son mayores que el calculado por fuerza cortante y que los límites de espaciamiento, no tienen mayor incidencia. Finalmente, el detallado de estribos de la columna sería:

*CHILE Y E.E.U.U.: Estribos  $\varnothing 3/8"$ : 1@5cm; Rto@7.5cm en cada extremo.*

### 7.2.3. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Respecto al acero mínimo y máximo permitido en columnas, las tres normativas manejan los mismos límites de cuantías de 1% y 6%. En el ejemplo desarrollado, la columna G3, la distribución de acero es la siguiente:



**Figura N° 168** – Armadura Longitudinal final de Columna G3 (0.30 x 0.85).

La primera diferencia se encuentra en el tipo de diseño. La norma peruana también utiliza un diseño convencional, donde el factor de reducción  $\phi$  varía entre 0.90 y 0.70 dependiendo de la carga axial presente y una carga límite de transición, según las siguientes ecuaciones:

$$\phi = 0.90; \text{ Si: } P_n < 0$$

$$\phi = 0.90 - 0.20 \cdot \frac{P_n}{P_{TRANSICIÓN}}; \text{ Si: } 0 < P_n < P_{TRANSICIÓN}$$

$$\phi = 0.70; \text{ Si: } P_{TRANSICIÓN} < P_n$$

Donde:

$P_n = \text{Fuerza Axial Nominal (Ton)}$

$P_{TRANSICIÓN} = \text{Fuerza Axial de Transición (Ton)} = \frac{0.10}{\phi} \cdot A_g \cdot f'_c$

Por otro lado, las normativas chilena y norteamericana utilizan el mismo diseño unificado señalado para flexión de vigas, donde el factor de seguridad varía según las siguientes expresiones:

$$\phi = 0.90; \text{ Si: } 0.005 < \varepsilon_t$$

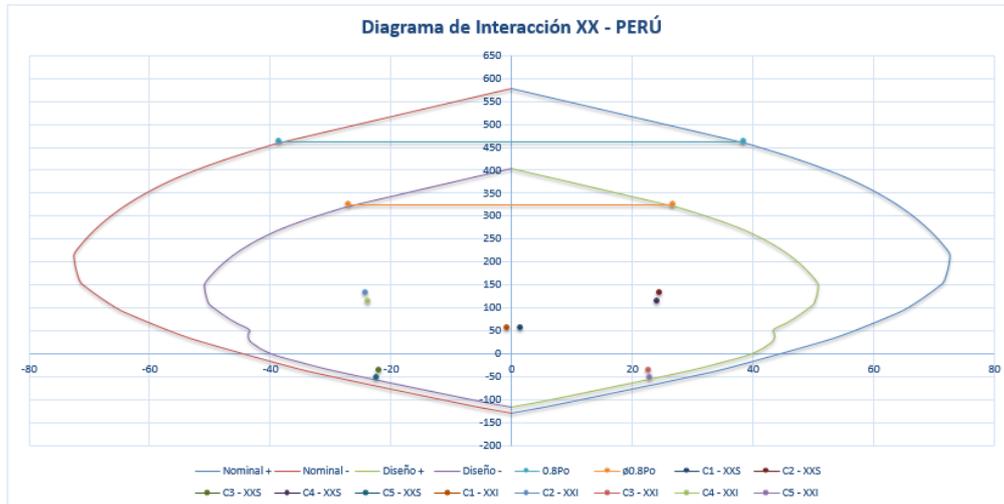
$$\phi = 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_y)}{(0.005 - \varepsilon_y)}; \text{ Si: } (\varepsilon_y = 0.0021) < \varepsilon_t < 0.005$$

$$\phi = 0.65; \text{ Si: } \varepsilon_t < (\varepsilon_y = 0.0021)$$

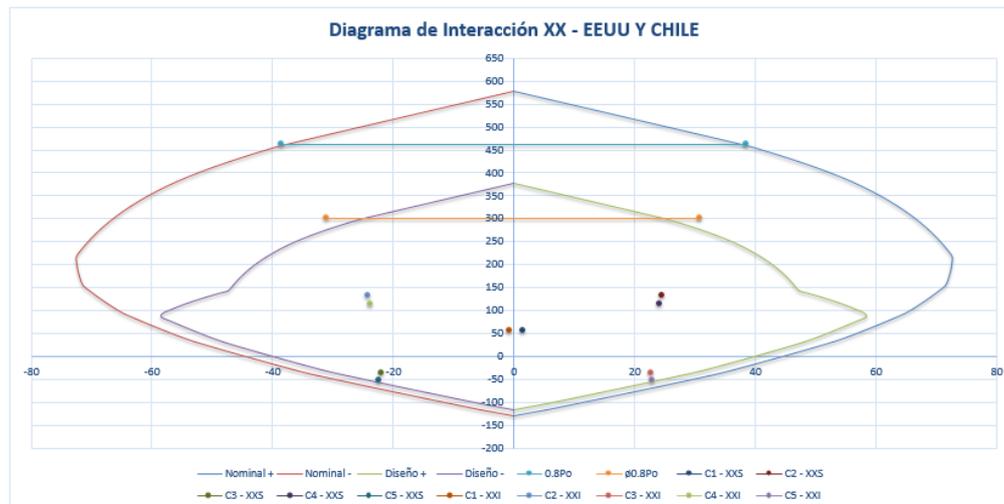
Donde:

$\varepsilon_t =$  Deformación Unitaria de capa más extrema a tracción.

Estas diferencias se ven reflejadas principalmente en la forma del diagrama de interacción, tal como se ve en los diagramas obtenidos del ejemplo realizado:



**Figura N° 169** – Diagrama de Interacción final XX de columna G3 – Norma Peruana.



**Figura N° 170** – Diagrama de Interacción final XX de columna G3 – Norma Chilena y Norteamericana.

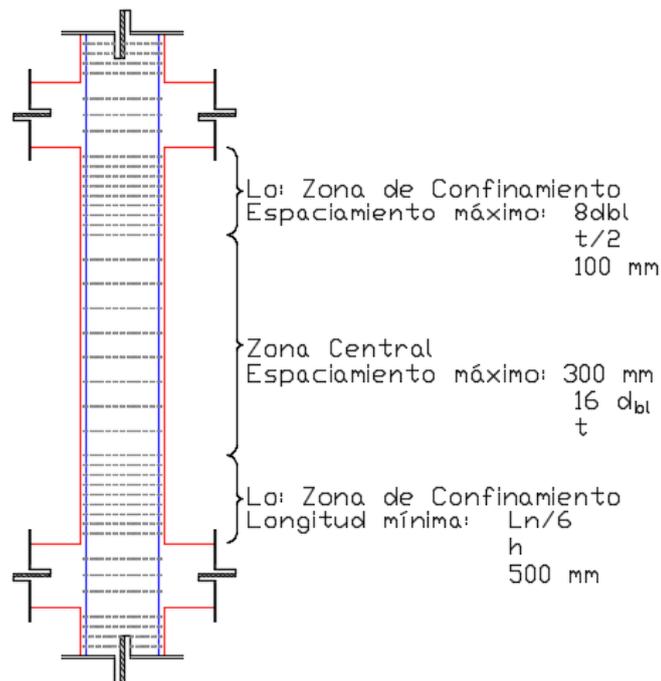
Se puede observar que, con la metodología del diseño unificado, las normas chilena y norteamericana buscan aprovechar la capacidad de deformación del acero a tracción al tener una mayor área de diagrama en las zonas con baja carga axial y alto momento flector, caso en el cual la norma peruana es más conservadora. También se puede notar que las normas chilena y norteamericana exigen una mayor seguridad respecto a las cargas axiales frente a la exigida por la norma peruana, al tener un factor de reducción  $\phi$  de 0.65 frente a 0.70.

Respecto al diseño del acero transversal, la norma peruana es más conservadora al considerar una amplificación de la carga sísmica igual a 2.5 en las combinaciones de carga, mientras que las normas chilena y norteamericana no utilizan amplificación alguna, y también un mayor factor de reducción (0.85 frente a 0.75).

**Tabla N° 205** – Modificación de combinaciones de carga para diseño de acero transversal de columnas.

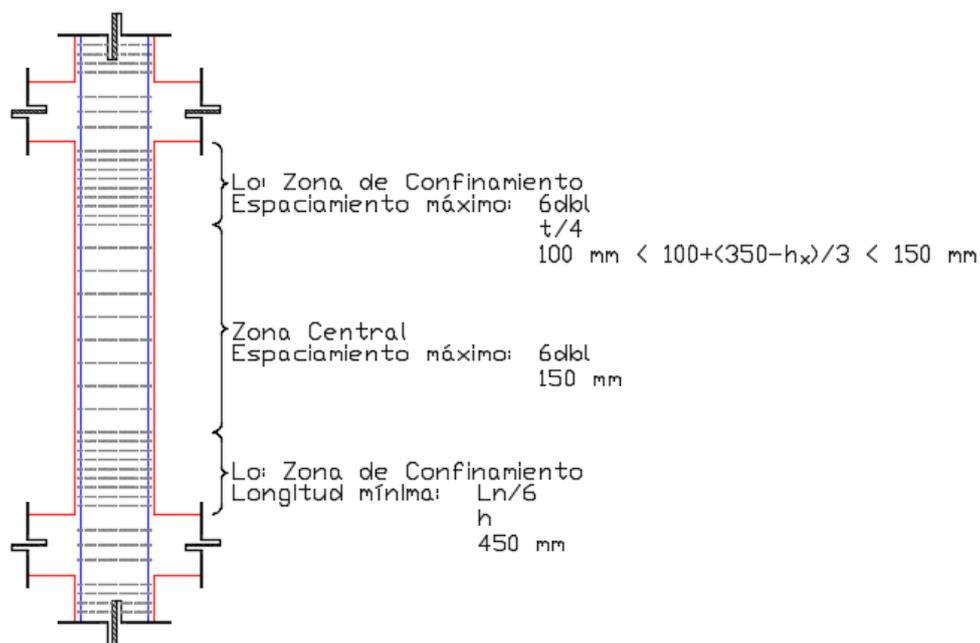
MODIFICACIÓN DE COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO DE ACERO TRANSVERSAL DE COLUMNAS	
PERÚ	CHILE Y E.E.U.U.
1.4 CM + 1.7 CV	1.4 CM + 1.7 CV
1.25 (CM+CV) + [2.5] CS	1.25 (CM+CV) + CS
1.25 (CM+CV) - [2.5] CS	1.25 (CM+CV) - CS
0.9 CM + [2.5] CS	0.9 CM + CS
0.9 CM - [2.5] CS	0.9 CM - CS

Aunque finalmente, el diseño termina siendo controlado por los espaciamientos mínimos requeridos por las normativas.



**Figura N° 171** – Requisitos de espaciamiento de columna de sistema de muros o dual I – Norma Peruana.

Fuente: Adaptación de Art. 21.4.5 de Norma E.060 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2013)



**Figura N° 172** – Requisitos de espaciamiento de columna de sistema de muros – Norma Chilena y Norteamericana.

Fuente: Adaptación de Art. 21.6.4 de Norma ACI 318-08 y Art. 18.7.5 de Norma ACI 318-14 (*American Concrete Institute, 2008*) (*American Concrete Institute, 2014*).

El espaciamiento final, de la columna del ejemplo, es el siguiente:

*PERÚ:* Estribos  $\emptyset 3/8"$ : 1@5cm; 10@10cm; Rto@20cm en Cada Extremo.

*CHILE Y E.E.U.U.:* Estribos  $\emptyset 3/8"$ : 1@5cm; Rto@7.5cm en cada extremo.

Después de realizado el diseño, la cantidad de acero longitudinal requerido por cada normativa, para todas las columnas del edificio, es la indicada por la siguiente tabla:

**Tabla N° 206** – Metrado de acero longitudinal en columnas según cada normativa.

Metrado de Acero Longitudinal en Columnas (kg)				
	Perú	Chile	E.E.U.U.	Variación (%)
<b>Columna C1</b>	921.70	1,124.81	1,124.81	+22.04%
<b>Columna C2</b>	1,741.84	1,741.84	1,741.84	0.00%
<b>Columna C3</b>	470.46	470.46	470.46	0.00%
<b>Columna C4</b>	449.70	449.70	449.70	0.00%
<b>Columna PL2</b>	2,571.71	2,571.71	2,571.71	0.00%
<b>Columna PL3</b>	2,780.64	2,566.75	2,566.75	-7.69%
<b>Columna PL4</b>	2,884.59	2,832.22	2,832.22	-1.82%
<b>TOTAL</b>	11,820.65	11,757.49	11,757.49	-0.53%

Dependiendo específicamente de los estados de carga, las normas son más estrictas en uno u otro caso. Por ejemplo, para la columna C1, las normas chilena y norteamericana exigen mayor cantidad de acero debido al menor factor de seguridad

exigido ante cargas de compresión (0.65 frente al 0.70 exigido por Perú). En el caso de las columnas PL3 y PL4, las normas chilena y norteamericana requieren menor cantidad de acero debido a que aprovechan mejor la ductilidad del acero haciendo que el diagrama de interacción sea más grande en la zona de bajas cargas axiales y altos momentos flectores. De manera específica para el proyecto, la norma peruana exige ligeramente más acero que las otras normas.

Respecto al acero transversal, la cantidad de estribaje total es la siguiente:

**Tabla N° 207 – Metrado de estribos en columnas según cada normativa.**

<b>Metrado de estribos en columnas (kg)</b>				
	<b>Perú</b>	<b>Chile</b>	<b>E.E.U.U.</b>	<b>Variación (%)</b>
<b>Zona de Confinamiento</b>	5,352.31	7,387.91	7,387.91	+38.03%
<b>Zona Central</b>	393.33	1,104.01	1,104.01	+180.68%
<b>TOTAL</b>	5,745.63	8,491.92	8,491.92	+47.80%

Se puede observar que la norma chilena y norteamericana son más exigentes en el estribaje tanto dentro como fuera de la zona de confinamiento.

Considerando tanto el acero longitudinal como el transversal, las cantidades de acero son las siguientes:

**Tabla N° 208 – Metrado de acero total en columnas según cada normativa.**

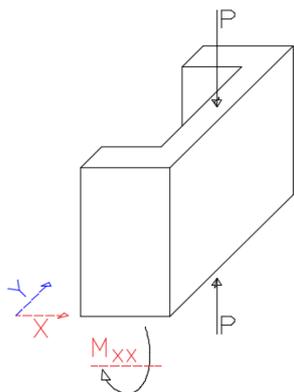
<b>Metrado de Acero total en Columnas (kg)</b>						
	<b>Perú</b>	<b>%</b>	<b>Chile</b>	<b>%</b>	<b>E.E.U.U.</b>	<b>%</b>
<b>Acero Longitudinal</b>	11,820.65	100.00%	11,757.49	99.47%	11,757.49	99.47%
<b>Estribos</b>	5,745.63	100.00%	8,491.92	147.80%	8,491.92	147.80%
<b>TOTAL</b>	17,566.28	100.00%	20,249.41	115.27%	20,249.41	115.27%

Las normas chilena y norteamericana exigen 15.27% más acero en columnas que la norma peruana.

### 7.3. DISEÑO DE PLACAS

Las placas de concreto armado son elementos cuya función principal es la de soportar las cargas laterales inducidas por el movimiento sísmico en la estructura. En el caso en estudio, a modo de ejemplo, se realiza el diseño de la placa del ascensor, correspondiente al eje 4.

**Tabla N° 209** – Estados de Carga de Placa de Eje 4 (2.40 x 0.20).



ESTADOS DE CARGA			
ANÁLISIS XX	CM	CV	CS
P (Ton)	124.24	17.70	62.81
V <sub>y</sub> (T)	0.24	0.12	73.51
M <sub>xx</sub> (T-m)	4.03	0.87	444.37

**Tabla N° 210** – Combinaciones de Carga de Placa de Eje 4 (2.40 x 0.20).

COMBINACIONES DE CARGA			
COMBINACIONES	Pu (Ton)	Mu (Ton-M)	Vu (Ton)
1.4 CM + 1.7 CV	204.03	7.12	0.54
1.25 (CM+CV) + CS	<b>240.24</b>	<b>450.50</b>	<b>73.96</b>
1.25 (CM+CV) - CS	114.62	-438.25	-73.06
0.9 CM + CS	174.63	448.00	73.73
0.9 CM - CS	49.01	-440.74	-73.30

#### 7.3.1. ANCHO EFECTIVO DE ALAS

Como esta placa tiene alas en sus extremos, cada una de las normas establece el ancho efectivo que deben tener estas.

**Tabla N° 211** – Ancho efectivo de alas de placas según cada normativa.

Ancho efectivo de alas de placas		
<b>PERÚ</b> <b>E.060 – Art. 21.9.6.3</b>	El menor valor entre:	
	10% de la Altura del Muro	Mitad de la distancia al siguiente alma
<b>CHILE</b> <b>ACI 318-08</b> <b>D.S. N° 60-2011 – Art. 21.9.5.2</b>	El menor valor entre:	
	25% de la Altura del Muro	Mitad de la distancia al siguiente alma
<b>EEUU</b> <b>ACI 318-14 – Art. 18.10.5.2</b>	El menor valor entre:	
	25% de la Altura del Muro	Mitad de la distancia al siguiente alma

Como el muro no está conectado a otro para tomar en cuenta el segundo criterio, solo se utiliza el primero, obteniendo, para una altura total de 17.65 m, 1.765 m para el caso peruano y 4.4125 m para los otros casos. Como el ancho de las alas es solamente de 0.80 m, medidos desde la cara del alma, se considera toda esta cantidad, por lo que el muro tendrá la siguiente geometría al momento de su análisis.

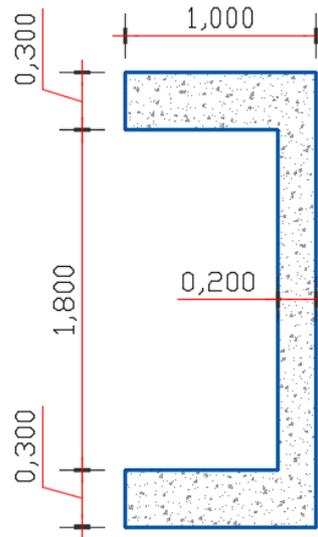


Figura N° 173 – Geometría de placa de eje 4.

### 7.3.2. CORTANTE RESISTENTE DEL CONCRETO

La cortante resistente del concreto ( $V_c$ ) se calcula de la siguiente manera:

Tabla N° 212 – Cortante resistente del concreto en placas según cada normativa.

Cortante resistente del concreto en placas - $V_c$		
	Si $h_m/l_m \leq 1.5$	Si $h_m/l_m > 2.0$
<b>PERÚ</b> E.060 – Art. 11.10.5	$0.80\sqrt{f'_c} \cdot t \cdot l_m$	$0.53\sqrt{f'_c} \cdot t \cdot l_m$
<b>CHILE</b> ACI 318-08 D.S. N° 60-2011 – Art. 11.9.5	$0.53\lambda\sqrt{f'_c} \cdot t \cdot (0.8l_m)$	
<b>EEUU</b> ACI 318-14 – Art. 11.5.4.5		
Donde: t = espesor del muro (cm) $l_m$ = longitud del muro (cm) $h_m$ = altura total del muro (cm)		

La altura total del muro ( $h_m$ ) es de 17.65 m y su longitud ( $l_m$ ) es de 2.40 m. Por lo tanto, las cortantes resistentes del muro para cada caso son:

$$PERÚ - V_c = 36.87 \text{ Ton} - \emptyset V_c = 31.34 \text{ Ton}$$

$$CHILE Y E.E.U.U. - V_c = 29.49 \text{ Ton} - \phi V_c = 22.12 \text{ Ton}$$

### 7.3.3. ACERO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL

El acero mínimo longitudinal y transversal del muro debe ser:

Tabla N° 213 – Acero mínimo en placas según cada normativa.

Acero mínimo en placas			
	Si $V_u \leq 0.5V_c$	Si $V_u > 0.5V_c$	Espaciamiento máximo
<b>PERÚ</b> E.060 – Art. 11.10.7 y 11.10.10	$\rho_{vertical} \geq .0015$ $\rho_{horizontal} \geq .0020$	$\rho_{vertical} \geq .0025$ $\rho_{horizontal} \geq .0025$	3t o 40cm
<b>CHILE</b> ACI 318-08 D.S. N° 60-2011 – Art. 11.9.8 y 11.9.9	Si $V_u \leq 0.5\phi V_c$	Si $V_u > 0.5\phi V_c$	Espaciamiento máximo
<b>EEUU</b> ACI 318-14 – Art. 11.6.1 y 11.6.2	$\rho_{vertical} \geq .0015$ $\rho_{horizontal} \geq .0025$	$\rho_{vertical} \geq .0025$ $\rho_{horizontal} \geq .0025$	$l_m/5$ (horizontal), $l_m/3$ (vertical), 3t o 45cm

Como la cortante  $V_u = 73.96 \text{ Ton}$  es mayor que los límites establecidos en las tres normativas, la cuantía mínima horizontal y vertical por metro de longitud es de .0025.

$$A_{s_{\min - vertical}} = A_{s_{\min - horizontal}} = 0.0025 \cdot 20 \cdot 100 = 5 \text{ cm}^2$$

Para esta cantidad de acero, corresponde una distribución de  $\phi 3/8'' @ 25 \text{ cm}$  en cada cara.

### 7.3.4. ACERO DE CABEZALES

Una manera rápida y aproximada de estimar el acero en los cabezales del muro es mediante la siguiente expresión:

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot d}$$

Donde:

$A_s =$  Acero en el cabezal

$M_u =$  Momento flector último

$f_y =$  Esfuerzo de fluencia del acero

$d =$  Peralte efectivo de la placa =  $0.8 \cdot l_m$

Siendo el momento último igual a  $450.50 \text{ Ton-m}$ , acero requerido en cada uno de los cabezales es:

$$A_s = \frac{450.50 \cdot 10^5}{0.90 \cdot 4200 \cdot (0.8 \cdot 240)} = 62.07 \text{ cm}^2$$

Se colocan 12Ø1" + 2Ø3/4" (66.88 cm<sup>2</sup>) en las alas extremas, quedando el armado preliminar de la siguiente manera:

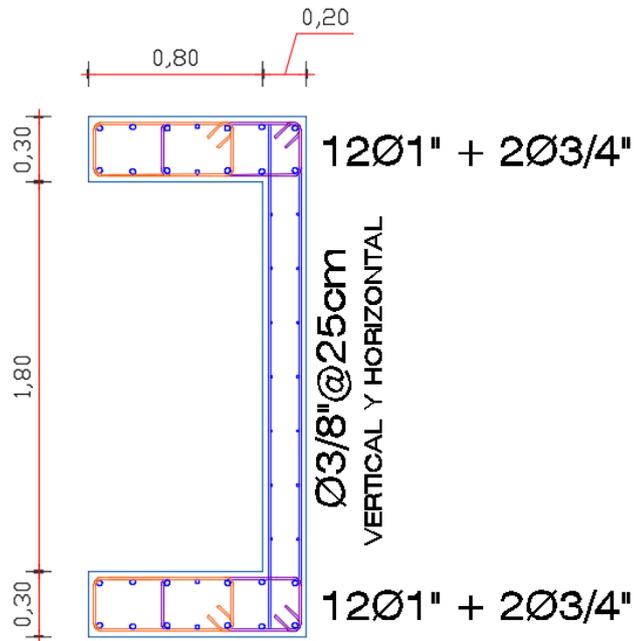


Figura N° 174 – Armado preliminar de placa de eje 4.

### 7.3.5. CONFINAMIENTO EN ELEMENTOS DE BORDE

Los elementos de borde, o cabezales, deben confinarse cuando la profundidad del eje neutro para la máxima carga axial última (c para P<sub>u-max</sub>) excede los siguientes valores:

Tabla N° 214 – Límite de eje neutro para confinamiento en placas.

Límite de eje neutro para confinamiento en placas	
PERÚ E.060 – Art. 21.9.7.4	$c \geq \frac{l_m}{600 \left( \frac{\delta_u}{h_m} \right)}; \delta_u/h_m \geq 0.005$
CHILE ACI 318-08 D.S. N° 60-2011 – Art. 21.9.6.2	$c \geq \frac{l_m}{600 \left( \frac{\delta_u}{h_m} \right)}; \delta_u/h_m$ sin límite inferior.
EEUU ACI 318-14 – Art. 18.10.6.2	$c \geq \frac{l_m}{600 \left( 1.5 \cdot \frac{\delta_u}{h_m} \right)}; \delta_u/h_m \geq 0.005$
Donde: $\delta_u$ = desplazamiento lateral inelástico en el punto más alto del muro (cm) $l_m$ = longitud del muro (cm) $h_m$ = altura total del muro (cm)	

El valor del desplazamiento lateral en el nivel más alto,  $\delta_u$ , es de 7.45 cm. Reemplazando los distintos valores en las expresiones anteriores, se tienen los siguientes resultados:

**Tabla N° 215** – Determinación de confinamiento según cada normativa.

<b>Determinación de confinamiento</b>			
	<b>PERÚ</b>	<b>CHILE</b>	<b>E.E.U.U.</b>
<b>c límite</b>	80.00 cm	94.77 cm	53.33 cm
<b>c para <math>P_{u-max}</math></b>	31.62 cm	28.03 cm	28.03 cm
<b>Observación</b>	No necesita confinamiento	No necesita confinamiento	No necesita confinamiento

Siendo el  $P_{u-max}$  igual a 240.24 Ton, la profundidad del eje neutro para este estado es de 31.62 cm para la norma peruana ( $\phi = 0.7 - P_n = 343.20 > P_{TRANSICIÓN} = 288T$ ) y de 28.03 para las otras normas ( $\phi = 0.9 - \epsilon_t = 0.0024 > \epsilon_t = 0.0021$ ). Al ser este valor menor que el límite establecido, la placa no necesita confinamiento en sus elementos de borde para ninguna de las normativas. Sin embargo, las normas exigen un estribaje mínimo cuando los elementos de borde no necesitan confinamiento:

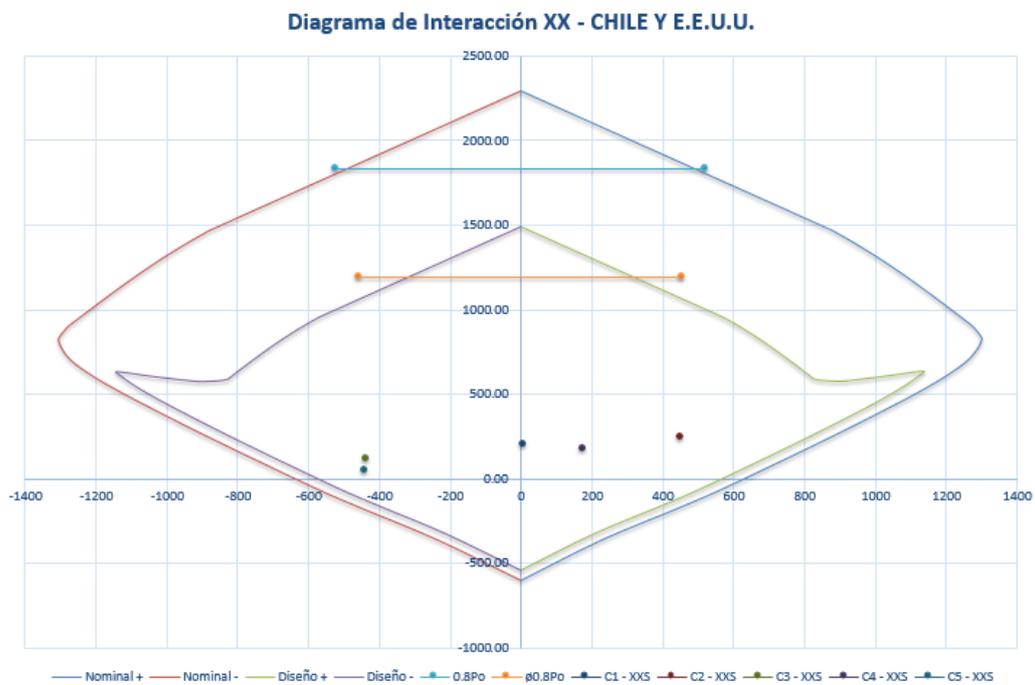
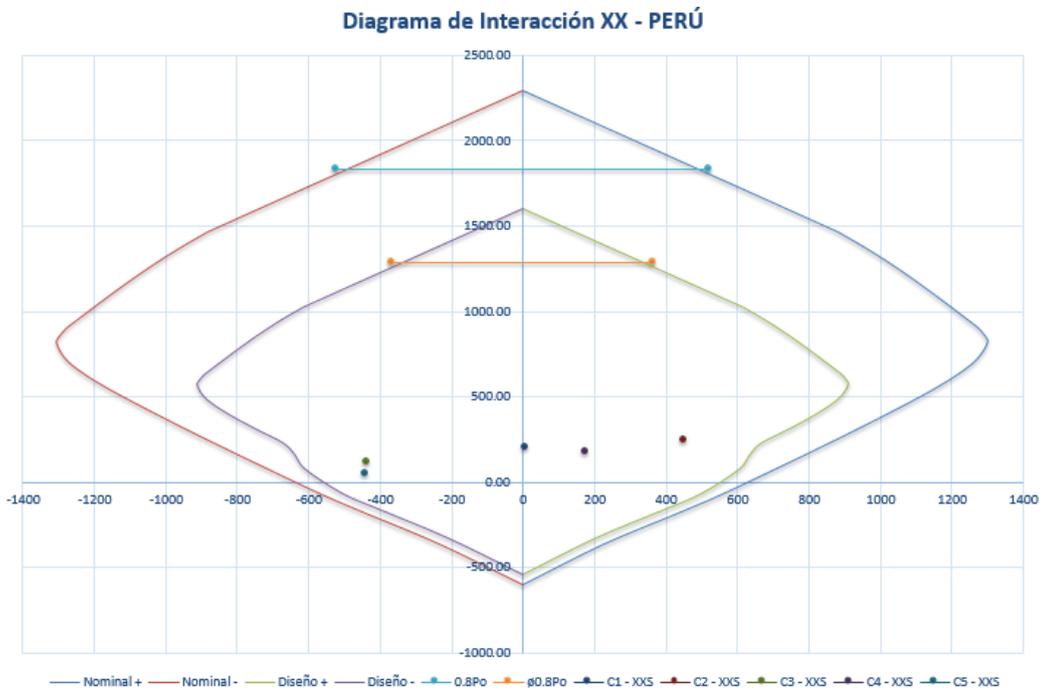
**Tabla N° 216** – Estribaje mínimo en elementos de borde sin confinamiento según cada normativa.

<b>Estribaje mínimo en elementos de borde sin confinamiento</b>		
<b>PERÚ</b> E.060 – Art. 21.9.7.7	$\min \begin{cases} 16 \text{ dbl} \\ 48 \frac{\text{dbe}}{t} \\ 25 \text{ cm} \end{cases}$ en toda la altura	$\phi 3/8''$ : 1@.05; 6@.15; Rto@.25
<b>CHILE</b> ACI 318-08 D.S. N° 60-2011 – Art. 21.9.6.5	$\min \begin{cases} 6 \text{ dbl} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$ en toda la altura	$\phi 3/8''$ : 1@.05; Rto@.10
<b>EEUU</b> ACI 318-14 – Art. 18.10.6.5	$\min \begin{cases} 6 \text{ dbl} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$ en altura $l_m$ o $M_u/4V_u$ y $\min \begin{cases} 8 \text{ dbl} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$ en altura restante	$\phi 3/8''$ : 1@.05; 25@.10; Rto@.15

Finalmente se coloca el estribaje menor entre este, y el calculado para las alas (que trabajan como columnas) en dirección X.

### 7.3.6. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

La armadura longitudinal de la placa queda como se indicó previamente. Los diagramas de interacción se calculan de la misma manera presentada para columnas:



Todos los estados de carga caen dentro de los diagramas de interacción.

### 7.3.7. FUERZA CORTANTE DE DISEÑO

Las distintas normativas definen la fuerza cortante de diseño de la siguiente manera:

**Tabla N° 217** – Fuerza cortante de diseño en placas,  $V_u$ .

Fuerza cortante de diseño en placas		
<b>PERÚ</b> E.060 – Art. 21.9.5.3.	$V_u \geq V_{ua} \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right); \frac{M_n}{M_{ua}} \leq R$	$V_u = 73.96 \left( \frac{930}{450.50} \right) = 152.68T$
<b>CHILE</b> ACI 318-08 D.S. N° 60-2011 – Art. 21.9.3	El obtenido de las combinaciones de carga.	$V_u = 73.96 T$
<b>EEUU</b> ACI 318-14 – Art. 18.10.6.2	El obtenido de las combinaciones de carga.	$V_u = 73.96 T$
Donde: $V_u$ = Fuerza cortante de diseño (Ton) $V_{ua}$ = Fuerza cortante obtenida de las combinaciones de carga (Ton) $M_{ua}$ = Momento flector obtenido de las combinaciones de carga (Ton-m) $M_n$ = Momento nominal asociado a la carga $P_u$ (Ton-m).		

### 7.3.8. ACERO TRANSVERSAL

Teniendo las fuerzas cortantes de diseño y las fuerzas cortantes resistentes (31.34T según normativa peruana y 22.12T según las otras normativas), se puede determinar el refuerzo por cortante siguiente la misma metodología presentada para el diseño de vigas y columnas:

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s)$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

$$V_{s-PERÚ} = 142.75 \text{ Ton}$$

$$V_{s-CHILE Y EEUU} = 69.12 \text{ Ton}$$

$$S_{PERÚ} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2.58 \cdot 4200 \cdot 225}{142750} = 17.08 \text{ cm} = \emptyset 1/2" @ 15 \text{ cm}$$

$$S_{CHILE Y EEUU} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot 225}{69120} = 19.41 \text{ cm} = \emptyset 3/8" @ 15 \text{ cm}$$

La norma peruana E.060, en su artículo 21.9.5.3. limita este desplazamiento a una altura desde la base del muro igual al mayor valor entre la longitud del muro ( $l_m$ ),

$M_u/4V_u$  o los dos primeros pisos. Estos valores son 240 cm, 153 cm y 720 cm. Las otras normas no indican nada parecido. Finalmente, para el caso peruano, se coloca este espaciamiento en los primeros 720 cm de altura ( $\phi 1/2''@15cm$ ) y el espaciamiento mínimo en la altura restante ( $\phi 3/8''@25cm$ ). Para el caso chileno y norteamericano, se coloca el espaciamiento calculado en toda la altura ( $\phi 3/8''@15cm$ )

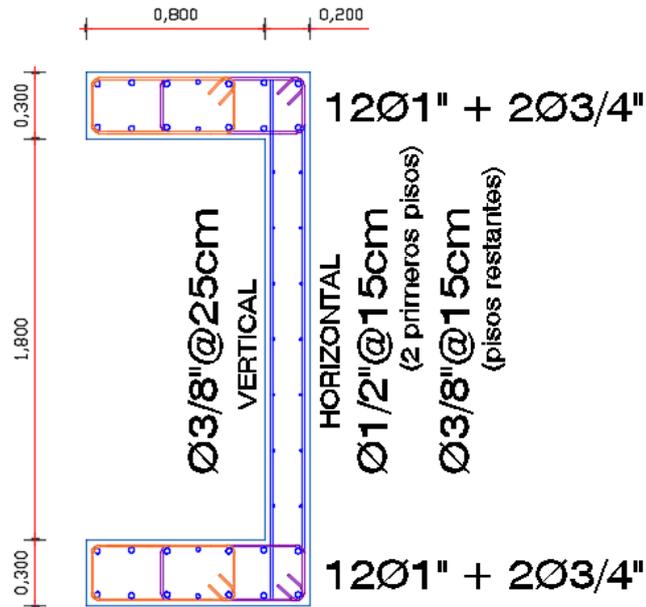


Figura N° 177 – Armado final de placa de eje 4 – Norma Peruana.

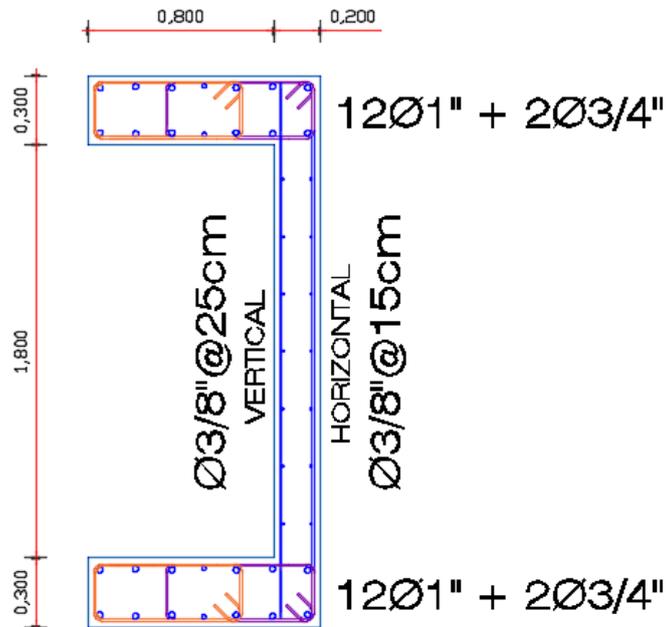


Figura N° 178 – Armado final de placa de eje 4 – Norma Chilena y Norteamericana.

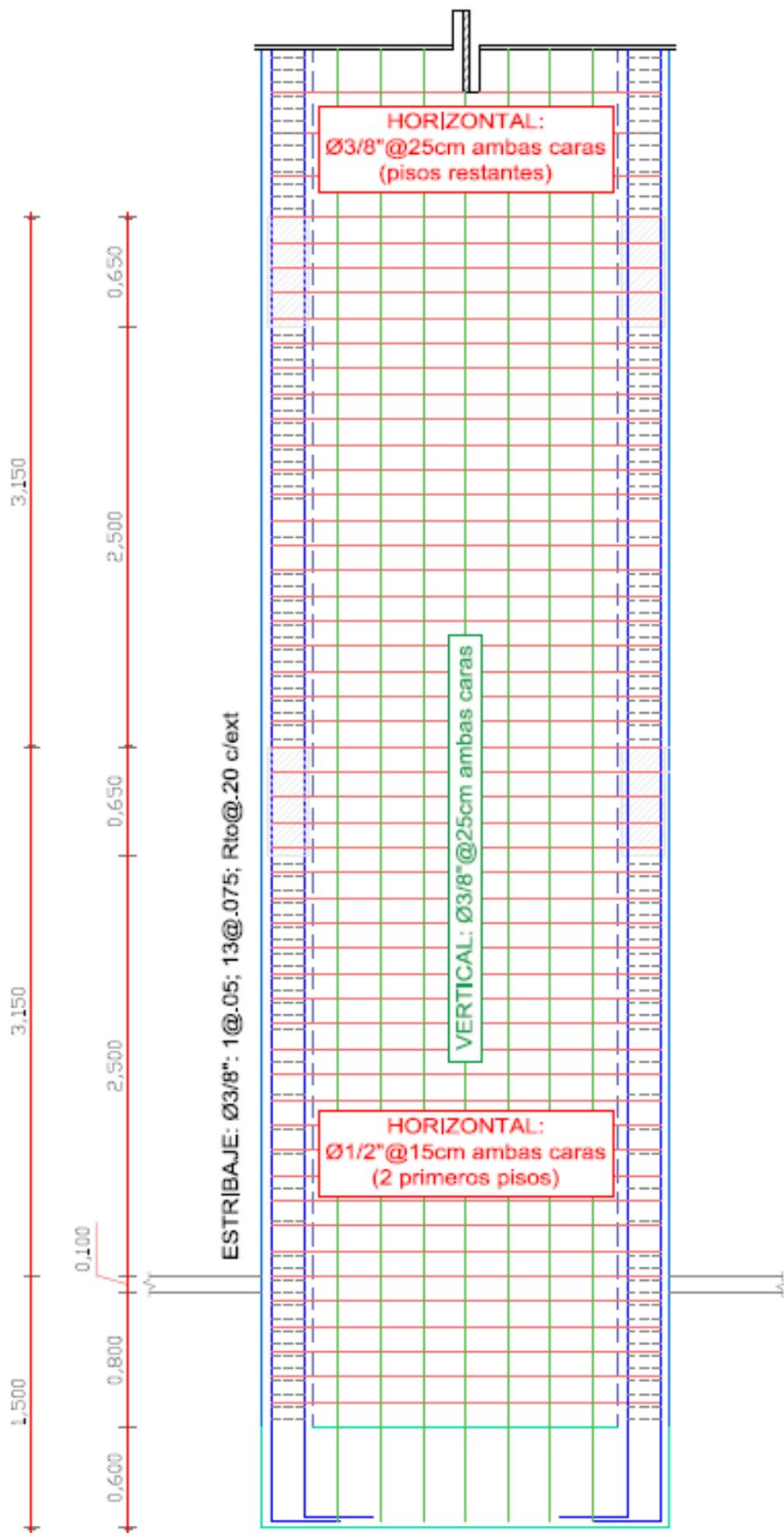


Figura N° 179 – Detalle final de placa de eje 4 – Norma Peruana.

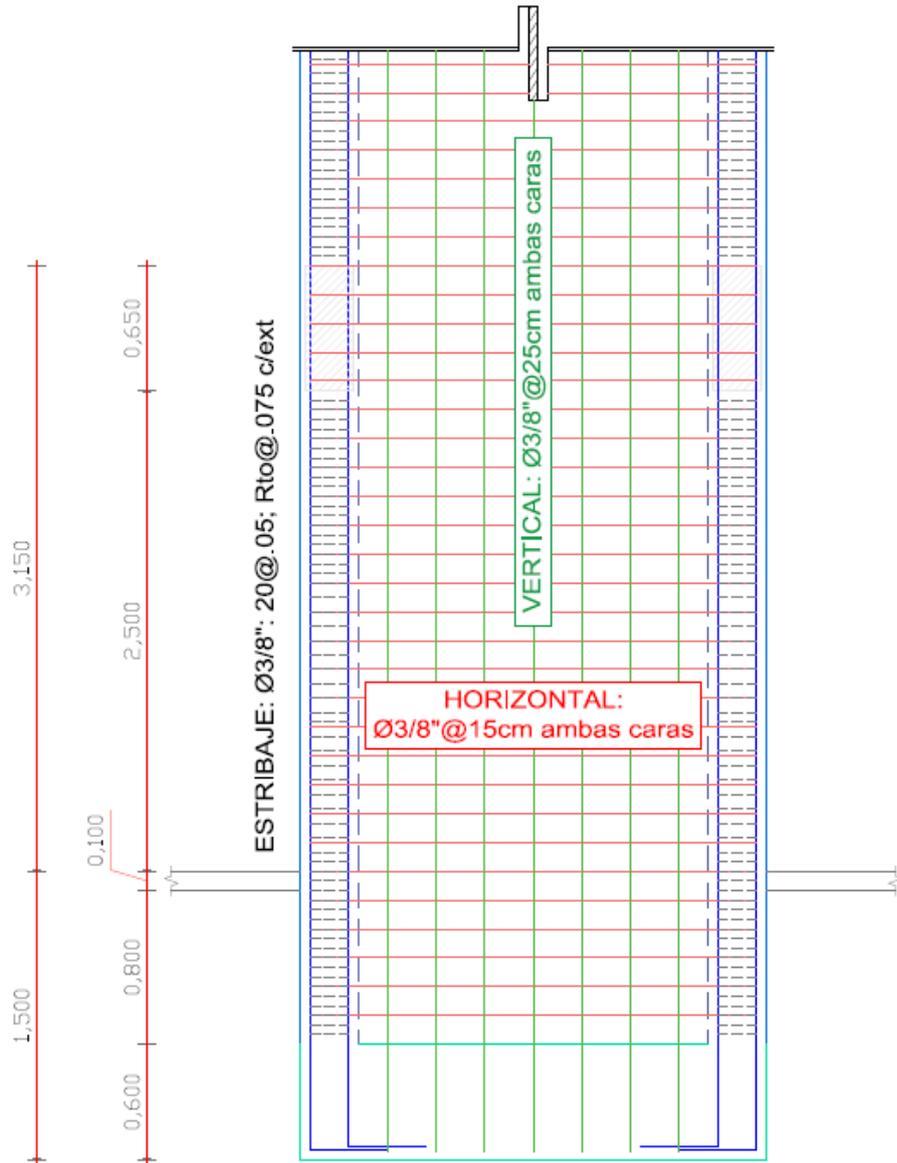


Figura N° 180 – Detalle final de placa de eje 4 – Norma Chilena y Norteamericana.

### 7.3.9. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Una de las diferencias más significativas es el ancho efectivo que deben tener las alas de una placa. La norma peruana exige un ancho igual al 10% de la altura mientras que la chilena y norteamericana exigen un ancho igual al 25% de la altura. Para otros edificios, esta diferencia pudo haber sido significativa. Sin embargo, para el caso analizado, estas exigencias no tienen mayor relevancia.

Otra diferencia notable es que la norma peruana tiene mayores valores para la fuerza cortante resistente de las placas, siendo esta dependiente de la relación entre altura y longitud del muro, y considerando toda la longitud del muro como efectiva. Por otro lado, las normas chilena y norteamericana no consideran la relación altura-longitud, y utiliza solo el 80% de la longitud del muro como efectiva.

**Tabla N° 218** – Cortante resistente del concreto en placas según cada normativa.

<b>Cortante resistente del concreto en placas - <math>V_c</math></b>		
<b>PERÚ</b> <b>E.060 – Art. 11.10.5</b>	Si $h_m/l_m \leq 1.5$	Si $h_m/l_m > 2.0$
	$0.80\sqrt{f'_c} \cdot t \cdot l_m$	$0.53\sqrt{f'_c} \cdot t \cdot l_m$
<b>CHILE</b> <b>ACI 318-08</b> <b>D.S. N° 60-2011 – Art. 11.9.5</b>	$0.53\lambda\sqrt{f'_c} \cdot t \cdot (0.8l_m)$	
<b>EEUU</b> <b>ACI 318-14 – Art. 11.5.4.5</b>		
Donde: t = espesor del muro (cm) $l_m$ = longitud del muro (cm) $h_m$ = altura total del muro (cm)		

$$PERÚ - V_c = 36.87 \text{ Ton} - \phi V_c = 31.34 \text{ Ton}$$

$$CHILE Y E.E.U.U. - V_c = 29.49 \text{ Ton} - \phi V_c = 22.12 \text{ Ton}$$

Otra diferencia importante se encuentra en los límites del eje neutro para el confinamiento de las placas:

**Tabla N° 219** – Límite de eje neutro para confinamiento en placas.

<b>Límite de eje neutro para confinamiento en placas</b>	
<b>PERÚ</b> E.060 – Art. 21.9.7.4	$c \geq \frac{l_m}{600 \left( \frac{\delta_u}{h_m} \right)}; \delta_u/h_m \geq 0.005$
<b>CHILE</b> ACI 318-08 D.S. N° 60-2011 – Art. 21.9.6.2	$c \geq \frac{l_m}{600 \left( \frac{\delta_u}{h_m} \right)}; \delta_u/h_m$ sin límite inferior.
<b>EEUU</b> ACI 318-14 – Art. 18.10.6.2	$c \geq \frac{l_m}{600 \left( 1.5 \cdot \frac{\delta_u}{h_m} \right)}; \delta_u/h_m \geq 0.005$
Donde: $\delta_u$ = desplazamiento lateral inelástico en el punto más alto del muro (cm) $l_m$ = longitud del muro (cm) $h_m$ = altura total del muro (cm)	

**Tabla N° 220** – Límite de eje neutro para confinamiento de placas.

<b>Límite de eje neutro para confinamiento de placas</b>			
	<b>PERÚ</b>	<b>CHILE</b>	<b>E.E.U.U.</b>
<b>c límite</b>	80.00 cm	94.77 cm	53.33 cm
<b>Variación</b>	100.00%	118.46%	66.66%

Siendo, para el caso analizado, la normativa chilena un 18% más permisible y la normativa norteamericana un 34% más exigente.

Respecto al diseño por flexo-compresión, las diferencias son las mismas que las mencionadas para las columnas, donde las normativas chilena y norteamericana buscan aprovechar la ductilidad del acero a tracción.

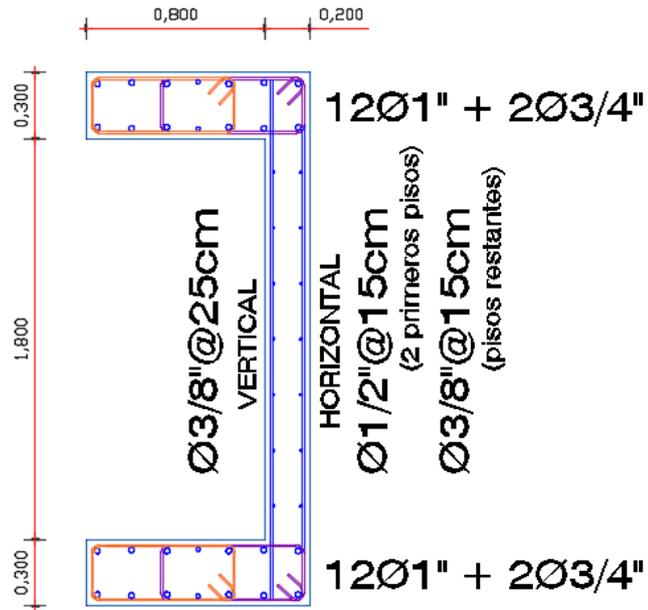


Figura N° 181 – Armado final de placa de eje 4 – Norma Peruana.

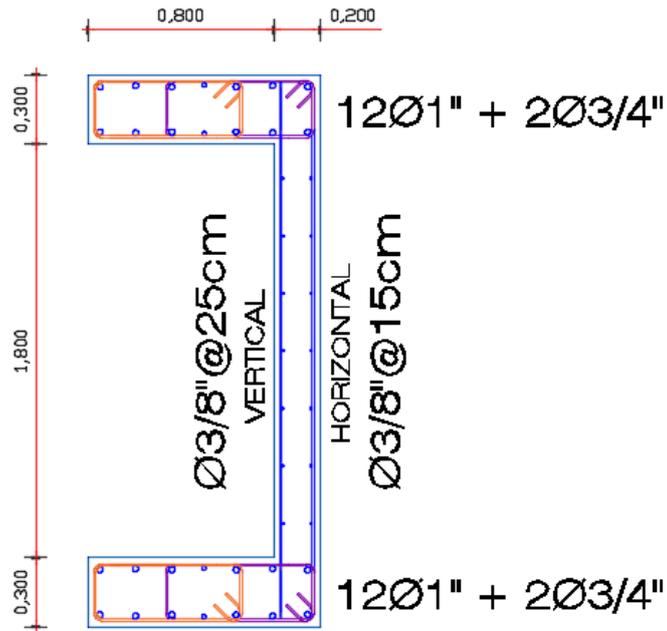
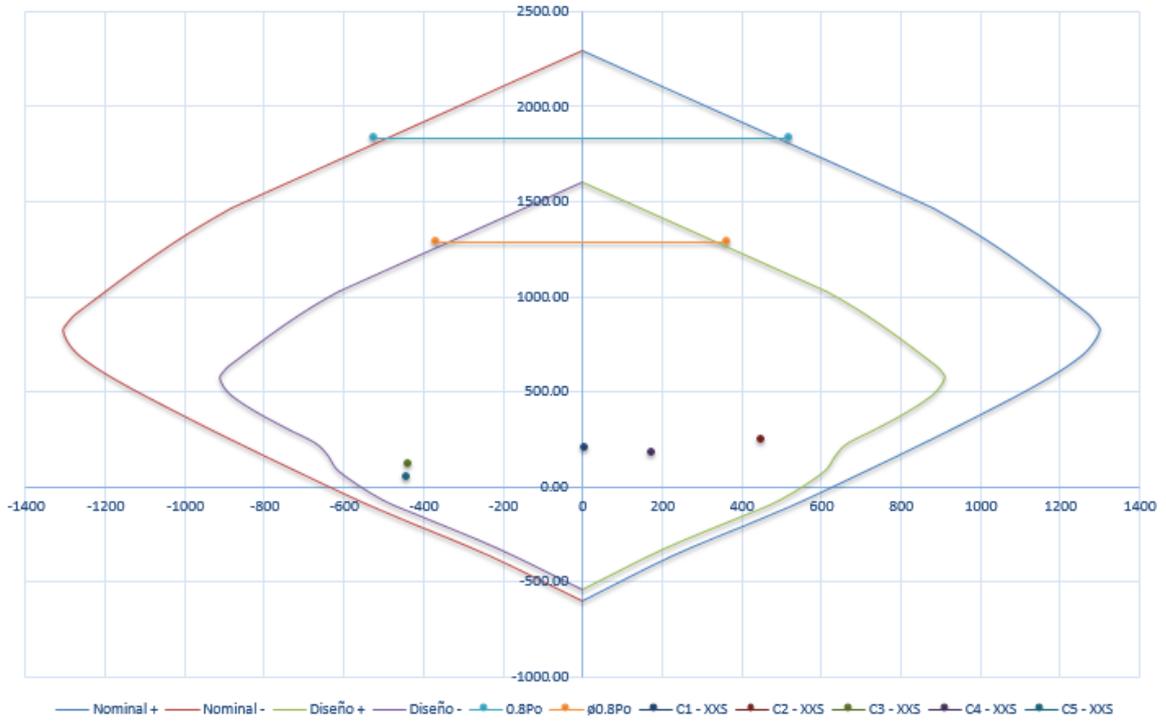


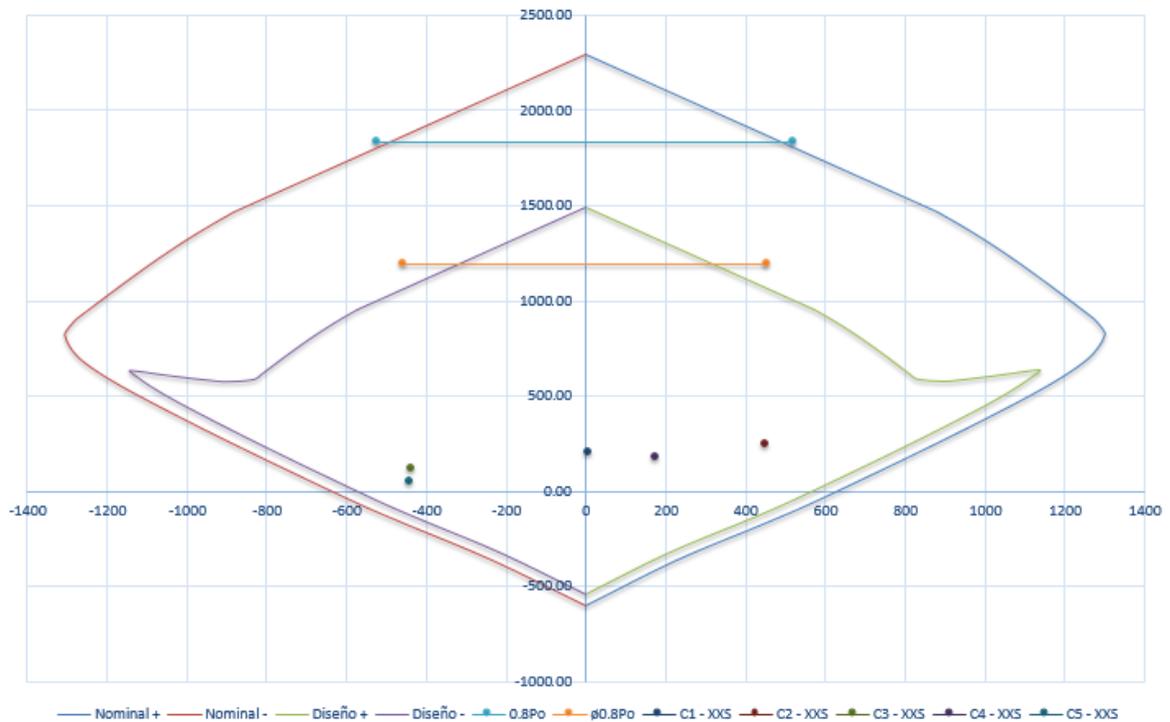
Figura N° 182 – Armado final de placa de eje 4 – Norma Chilena y Norteamericana.

**Diagrama de Interacción XX - PERÚ**



**Figura N° 183 – Diagrama de interacción de placa de eje 4 – Norma Peruana.**

**Diagrama de Interacción XX - CHILE Y E.E.U.U.**



**Figura N° 184 – Diagrama de interacción de placa de eje 4 – Norma Chilena y Norteamericana.**

Otra diferencia notable es la fuerza cortante requerida para el diseño del acero transversal. La norma peruana exige una fuerza relacionada a la capacidad instalada

a flexión en la placa, mientras que las normas chilena y norteamericana realizan el diseño con la fuerza obtenida de las combinaciones de carga. Para el caso analizado, esto se traduce en que la norma peruana exige casi el doble de fuerza que las normas chilena y norteamericana.

**Tabla N° 221 – Fuerza cortante de diseño en placas,  $V_u$ .**

<b>Fuerza cortante de diseño en placas</b>		
<b>PERÚ</b> <b>E.060 – Art. 21.9.5.3.</b>	$V_u \geq V_{ua} \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right); \frac{M_n}{M_{ua}} \leq R$	$V_u = 73.96 \left( \frac{930}{450.50} \right) = 152.68T$
<b>CHILE</b> <b>ACI 318-08</b> <b>D.S. N° 60-2011 – Art. 21.9.3</b>	El obtenido de las combinaciones de carga.	$V_u = 73.96 T$
<b>EEUU</b> <b>ACI 318-14 – Art. 18.10.6.2</b>	El obtenido de las combinaciones de carga.	$V_u = 73.96 T$
Donde: $V_u$ = Fuerza cortante de diseño (Ton) $V_{ua}$ = Fuerza cortante obtenida de las combinaciones de carga (Ton) $M_{ua}$ = Momento flector obtenido de las combinaciones de carga (Ton-m) $M_n$ = Momento nominal asociado a la carga $P_u$ (Ton-m).		

Y, después del diseño por fuerza cortante y los requisitos de espaciamiento, la norma peruana exige mayor acero transversal, como se muestra en los siguientes gráficos:

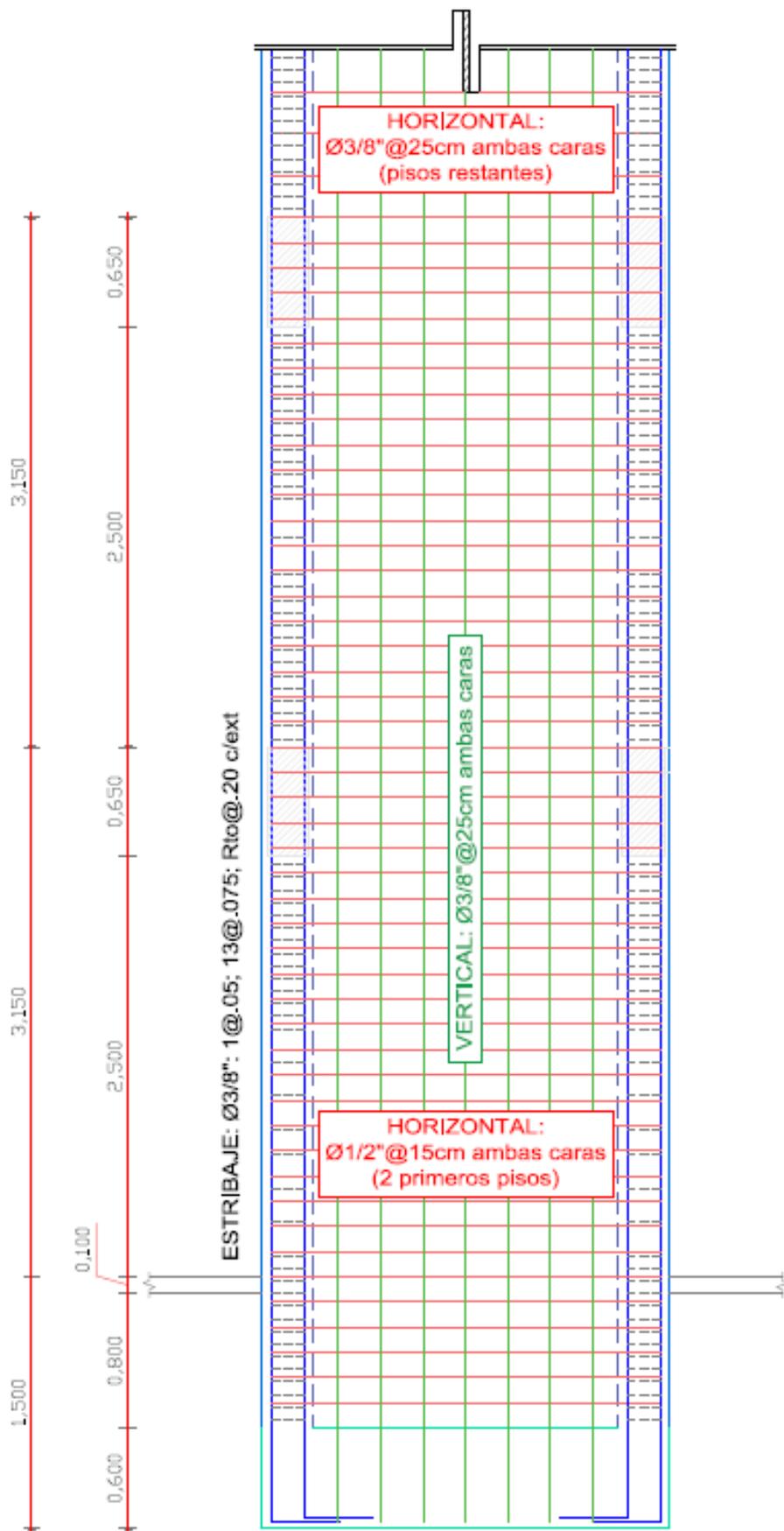
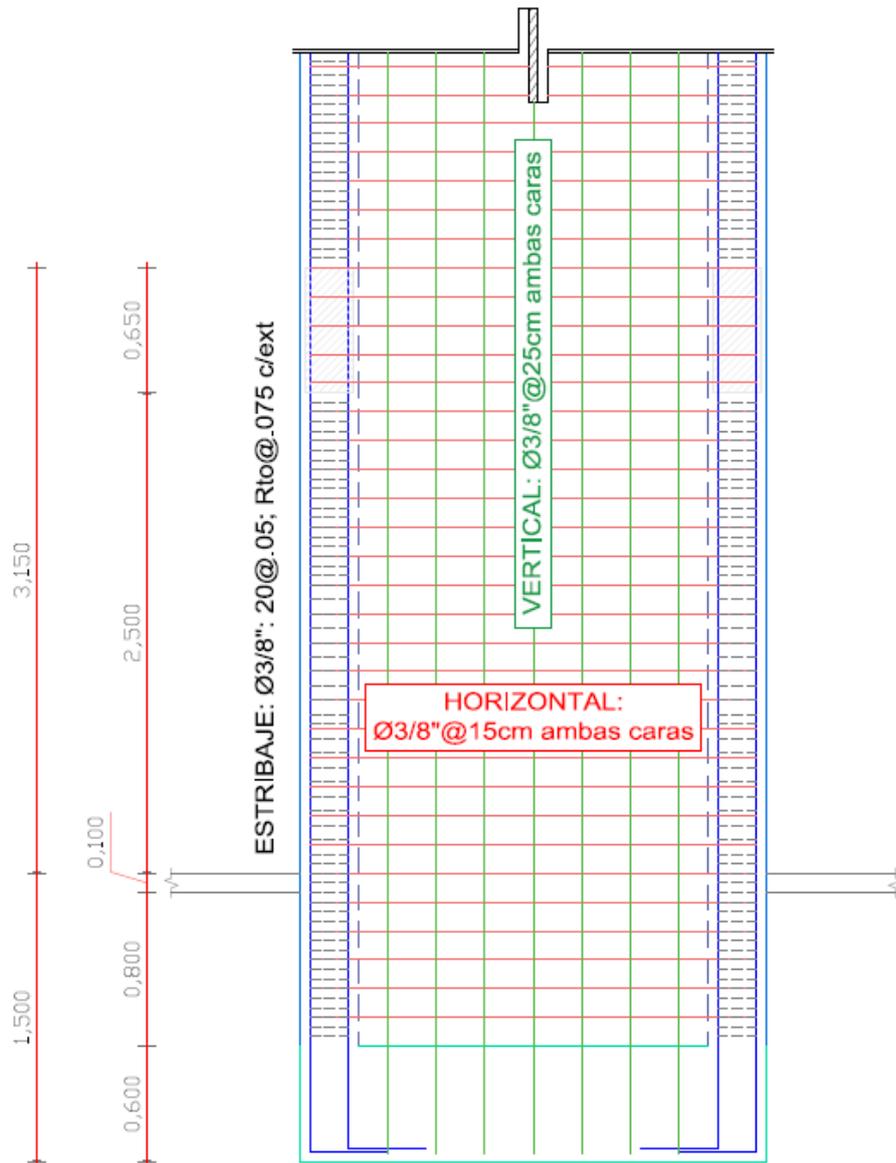


Figura N° 185 – Detalle final de placa de eje 4 – Norma Peruana.



**Figura N° 186** – Detalle final de placa de eje 4 – Norma Chilena y Norteamericana.

Siendo finalmente, la cantidad de acero requerido para todas las placas del edificio los siguientes:

**Tabla N° 222** – Metrado de acero longitudinal en placa según cada normativa.

Metrado de Acero Longitudinal en Placas (kg)				
	Perú	Chile	E.E.U.U.	Variación (%)
<b>Placa PL1</b>	2129.28	2129.28	2129.28	0.00%

**Tabla N° 223 –** Metrado de acero longitudinal en placa según cada normativa.

<b>Metrado de Acero Transversal en Placas (kg)</b>				
	<b>Perú</b>	<b>Chile</b>	<b>E.E.U.U.</b>	<b>Variación (%)</b>
<b>Elementos de Borde</b>	5013.81	8195.65	8195.65	+63.46%
<b>Zona de Confinamiento</b>	4499.57	6427.96	6427.96	+42.86%
<b>Zona Central</b>	514.24	1767.69	1767.69	+243.75%
<b>Malla Horizontal</b>	336.51	158.42	158.42	-52.92%
<b>TOTAL</b>	5,350.33	8,354.08	8,354.08	+56.14%

Se puede observar que las normas chilena y norteamericana son más exigentes en el estribaje de los elementos de confinamiento exigiendo 63.46% más acero que la norma peruana. Por otro lado, la norma peruana es más exigente en el enmallado horizontal, exigiendo aproximadamente el doble de acero exigido por las otras normas. Esto es debido a que la norma peruana exige un enmallado mínimo en los dos primeros pisos, cosa que las otras normas no.

De manera general, las normas chilena y norteamericana exigen 56.14% más acero transversal que la norma peruana.

Considerando tanto el acero longitudinal como el transversal, las cantidades de acero son las siguientes:

**Tabla N° 224 –** Metrado de acero total en placa según cada normativa.

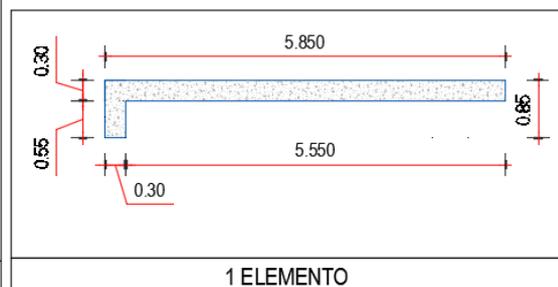
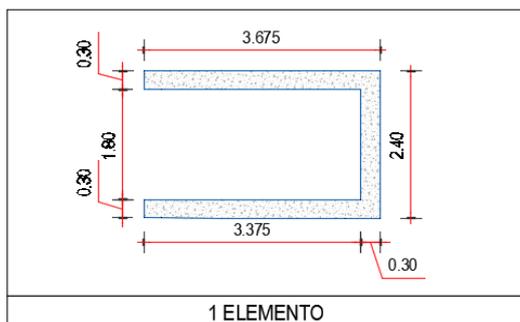
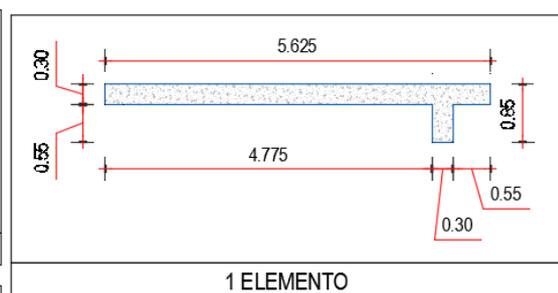
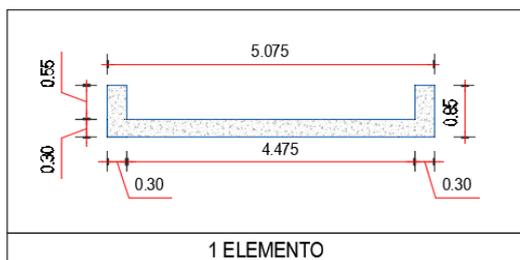
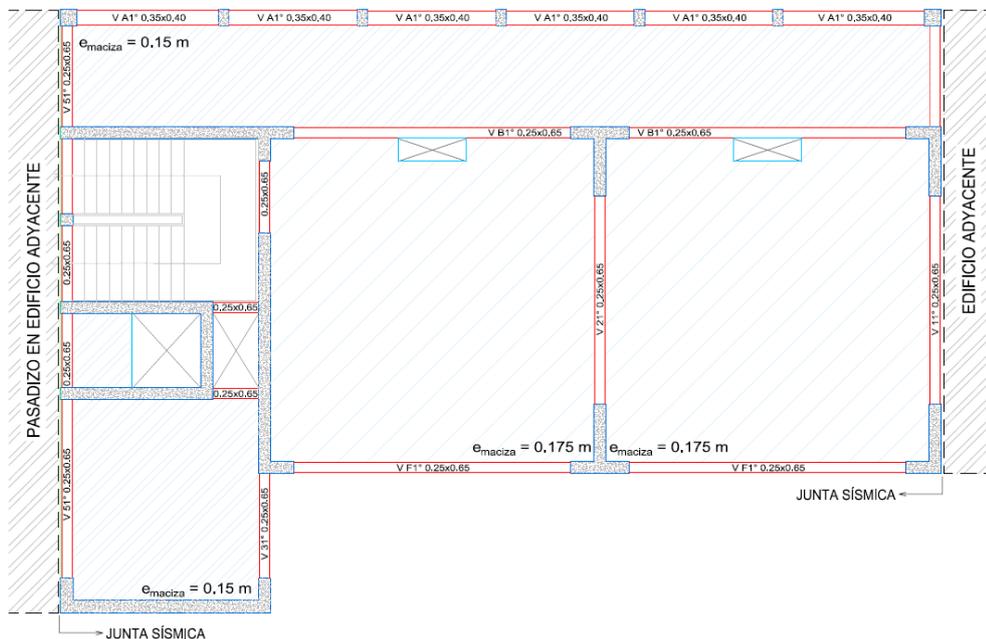
<b>Metrado de Acero Total en Placa (kg)</b>						
	<b>Perú</b>	<b>%</b>	<b>Chile</b>	<b>%</b>	<b>E.E.U.U.</b>	<b>%</b>
<b>Acero Longitudinal</b>	2,129.28	100.00%	2,129.28	100.00%	2,129.28	100.00%
<b>Acero Transversal</b>	5,350.33	100.00%	8,354.08	156.14%	8,354.08	156.14%
<b>TOTAL</b>	7,479.61	100.00%	10,483.36	140.16%	10,483.36	140.16%

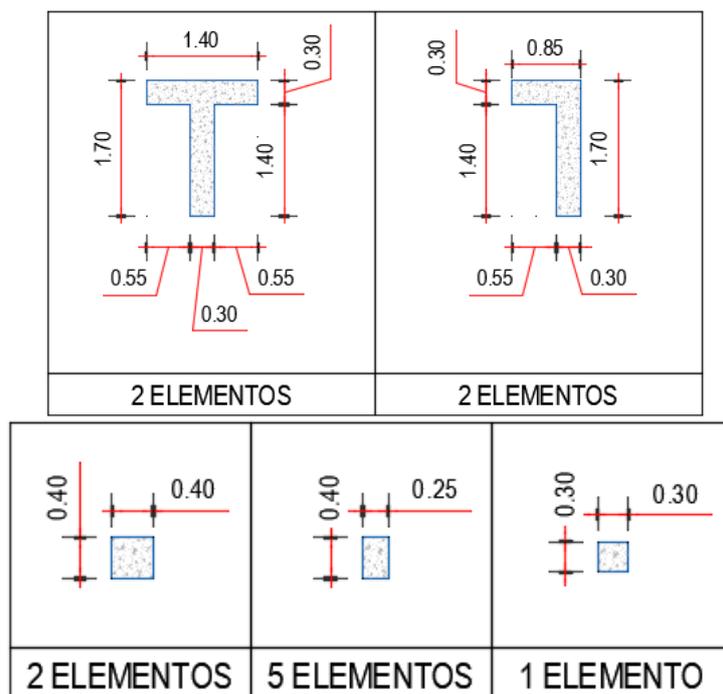
Las normas chilena y norteamericana exigen 40.16% más acero en placas que la norma peruana.

## CONCLUSIONES

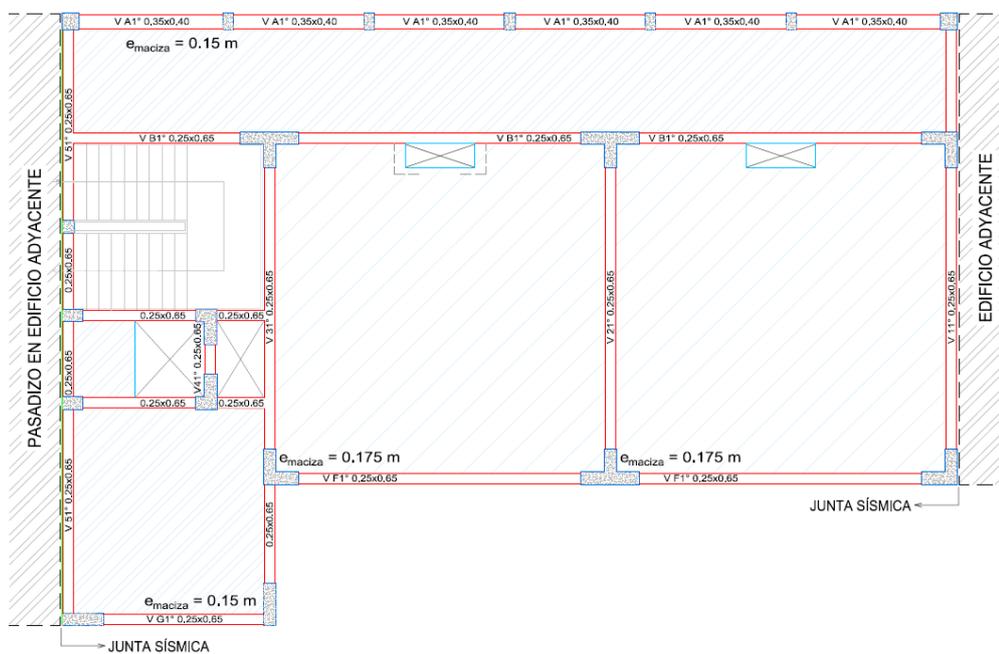
Después de analizada una misma estructura bajo tres normas sísmicas y de diseño en concreto armado, se llegó a las siguientes conclusiones:

- La norma sísmica chilena, NCh 433 con su modificación D.S. N° 61 – 2011, exige una estructura mucho más rígida, obteniéndose placas de hasta 3 metros de longitud aproximadamente. Esto es debido principalmente al estricto control de derivas exigido por la norma (.002). Si bien la norma chilena no contempla los conceptos de irregularidades contemplados por las otras normas, el control de derivas es muy exigente.





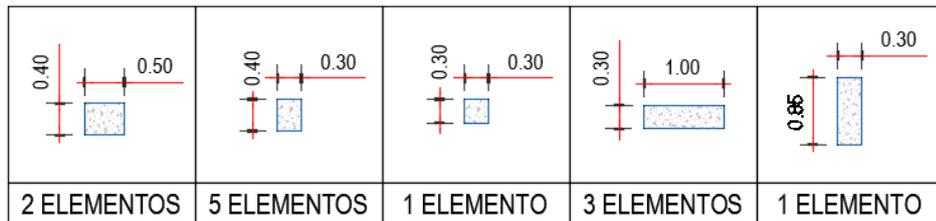
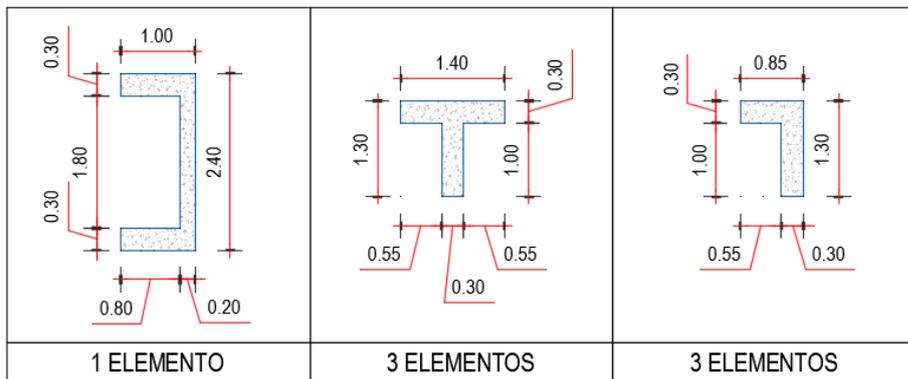
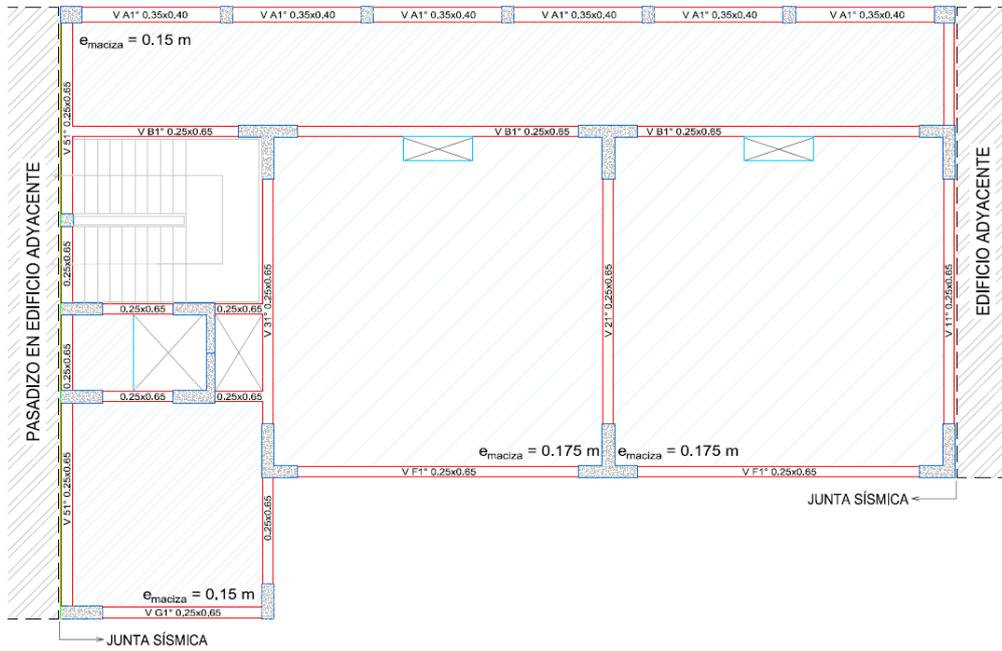
- La norma sísmica norteamericana, ASCE 7-16, exige una estructura mucho más flexible, notándose notablemente la ausencia de placas. Si bien esta norma tiene exigencias rigurosas respecto a las irregularidades y los métodos de análisis, la alta permisibilidad de derivas (.020) da como resultado una estructura flexible.



3 ELEMENTOS	3 ELEMENTOS	1 ELEMENTO

2 ELEMENTOS	5 ELEMENTOS	1 ELEMENTO	2 ELEMENTOS	2 ELEMENTOS

- La norma sísmica peruana, E.030, da como resultado una estructura intermedia entre la obtenida con las otras dos normas.



- Se puede observar que la norma chilena presenta una densidad de placas de 0.081 en X y 0.059 en Y, seguida por la norma peruana (0.036 en X y 0.040 en Y) y finalmente por la norma norteamericana (0.020 en X y 0.023 en Y). Esto se debe en gran medida a las fuerzas cortantes y derivas de entrepiso exigidas por las normas.

• Norma	Densidad de Placas (m/m <sup>2</sup> )		
	Norma Peruana	Norma Chilena	Norma Norteamericana
Dirección X	0.036	0.081	0.020
Dirección Y	0.040	0.059	0.023

El diseño en concreto armado se realizó en base a la estructura obtenida con el análisis sísmico hecho con la norma peruana para tener las mismas condiciones iniciales de estructura y de cargas. Se llegó a las siguientes conclusiones:

- La norma peruana es más exigente respecto al acero mínimo negativo de secciones T debido a que exige trabajar en relación a los momentos de agrietamiento mientras que las otras normas les dan el mismo acero mínimo de las secciones rectangulares. Por otro lado, las normas chilena y norteamericana son más exigentes respecto al acero mínimo de las secciones rectangulares.

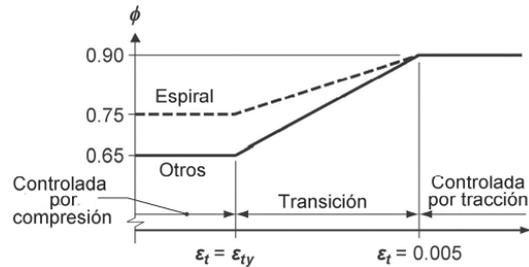
	Acero Mínimo de viga de eje F	
	Perú	Chile y E.E.U.U.
A <sub>s-min</sub> <sup>+</sup>	3.54 cm <sup>2</sup>	4.92 cm <sup>2</sup>
A <sub>s-min</sub> <sup>-</sup>	8.33 cm <sup>2</sup>	4.92 cm <sup>2</sup>

- Una diferencia similar se puede observar en las cantidades máximas de acero, siendo las siguientes:

	Acero Máximo de viga de eje F	
	Perú	Chile y E.E.U.U.
A <sub>s-max</sub> <sup>+</sup>	53.43 cm <sup>2</sup>	63.17 cm <sup>2</sup>
A <sub>s-max</sub> <sup>-</sup>	22.31 cm <sup>2</sup>	21.68 cm <sup>2</sup>

La diferencia de los aceros máximos se da principalmente por el tipo de diseño adoptado por las normativas. La norma peruana utiliza el diseño convencional, donde el factor de reducción  $\phi$  es constante e igual a 0.90 para el diseño por flexión, y el acero máximo es igual al 75% del acero en condiciones balanceadas. La norma chilena y norteamericana, en cambio,

utilizan el diseño unificado donde el factor de reducción  $\phi$  varía desde 0.65 hasta 0.90, dependiendo de la deformación unitaria del acero traccionado más alejado (desde 0.0021 hasta 0.0050), y el acero máximo por flexión es el acero necesario para garantizar una deformación mínima de 0.0040.



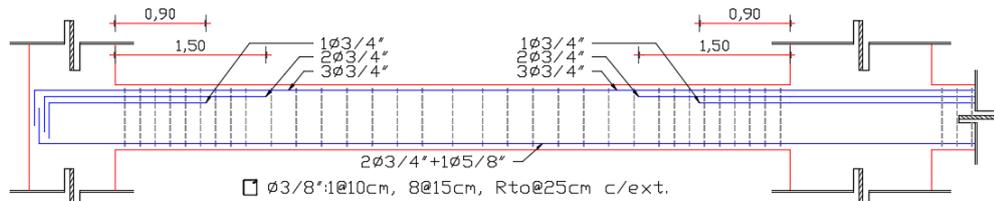
- Respecto al análisis de deflexiones, las normas chilena y norteamericana son más precisas en el valor de la inercia efectiva puesto que la calcula teniendo en cuenta el grado de agrietamiento en función del momento de servicio presente, punto en el cual la norma peruana es conservadora al utilizar los valores extremos (o bien la inercia crítica o la inercia bruta).

Valor de Inercia Efectiva ( $I_e$ )			
	Perú	Chile	E.E.U.U.
	E.060	ACI 318RS-08 + DS N°60 2011	ACI 318RS-14
	Art 9.6.2.3	Art 9.5.2.3	Art 24.2.3.5
$M_a < M_{cr}$	$I_e = I_g$		
$M_a > M_{cr}$	$I_e = I_{cr}$	$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$	
Donde:			
$M_{cr}$ = Momento crítico de agrietamiento			
$M_a$ = Momento actuante de servicio			
$I_e$ = Momento de inercia efectiva (considerando el acero)			
$I_{cr}$ = Momento de inercia de la sección agrietada (considerando el acero)			
$I_g$ = Momento de Inercia de la sección bruta (sin considerar el acero)			

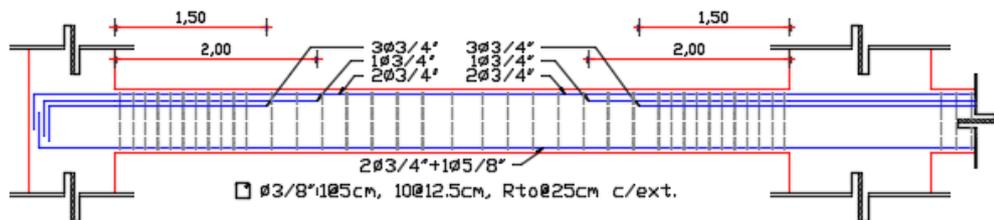
Sin embargo, esta manera de calcular la inercia efectiva no tuvo mayores percances en el caso en estudio al tratarse de losas macizas bidireccionales, elementos en los cuales se considera que no se presenta fisuración ante cargas de servicio.

- El diseño por flexión de vigas resulta muy similar siendo la principal diferencia el acero mínimo negativo, mayor para la norma peruana por ser secciones tipo T. Las longitudes de corte son mayores para la norma chilena y norteamericana, exigiendo aproximadamente 24% más acero que la norma peruana. Estos dos aspectos se compensan entre sí obteniéndose cantidades

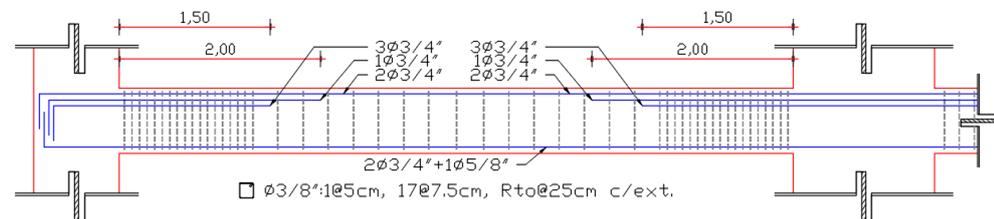
similares en el metrado de acero. Respecto al diseño por capacidad de vigas, el procedimiento es más conservador para el caso peruano debido a las cargas utilizadas (1.25 CM + 1.25 CV frente a 1.20 CM + CV). Sin embargo, las otras normas son mucho más exigentes con los espaciamientos mínimos en la zona de confinamiento. De esta manera la norma chilena exige 19% más estribaje que la norma peruana mientras que la norma norteamericana exige 73% más en la zona de confinamiento.



Detalle de acero longitudinal y transversal de viga de pórtico F – Norma Peruana.



Detalle de acero longitudinal y transversal de viga de pórtico F – Norma Chilena.



Detalle de acero longitudinal y transversal de viga de pórtico F – Norma Norteamericana

- Respecto al diseño de columnas, las normas chilena y norteamericana aprovechan mejor la ductilidad del acero en los casos de baja carga axial y altos momentos flectores. También son más exigentes con las columnas con fuerzas axiales significativas. También son mucho más exigentes en el estribaje tanto dentro como fuera de la zona de confinamiento, exigiendo así hasta 48% más estribaje que la norma peruana.

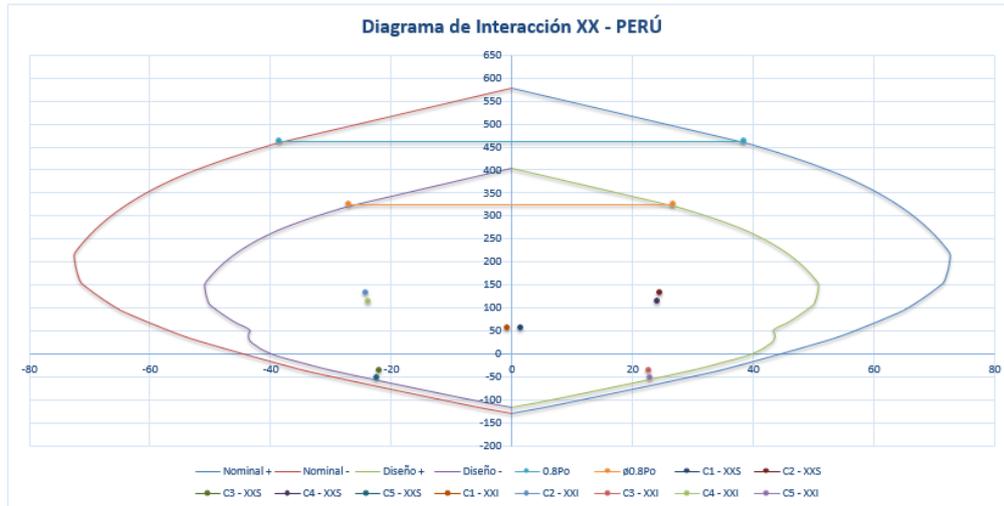


Diagrama de Interacción final XX de columna G3 – Norma Peruana.

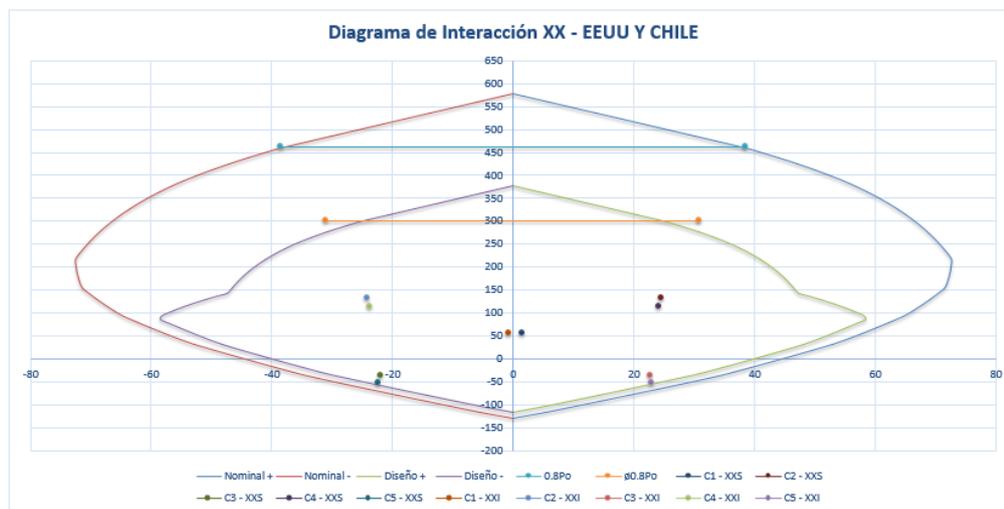


Diagrama de Interacción final XX de columna G3 – Norma Chilena y Norteamericana.

- Respecto al diseño de placas, ninguna de las normas presenta diferencias en cuanto al acero longitudinal. Respecto al confinamiento de los elementos de borde, las normas chilena y norteamericana son más exigentes obteniendo hasta 63% más estribaje que la norma peruana. En cuanto al acero transversal del alma, la norma peruana es más exigente puesto que exige un confinamiento en al menos los dos primeros niveles del edificio, obteniendo así casi el doble del acero exigido por la norma chilena y norteamericana.

**Diagrama de Interacción XX - PERÚ**

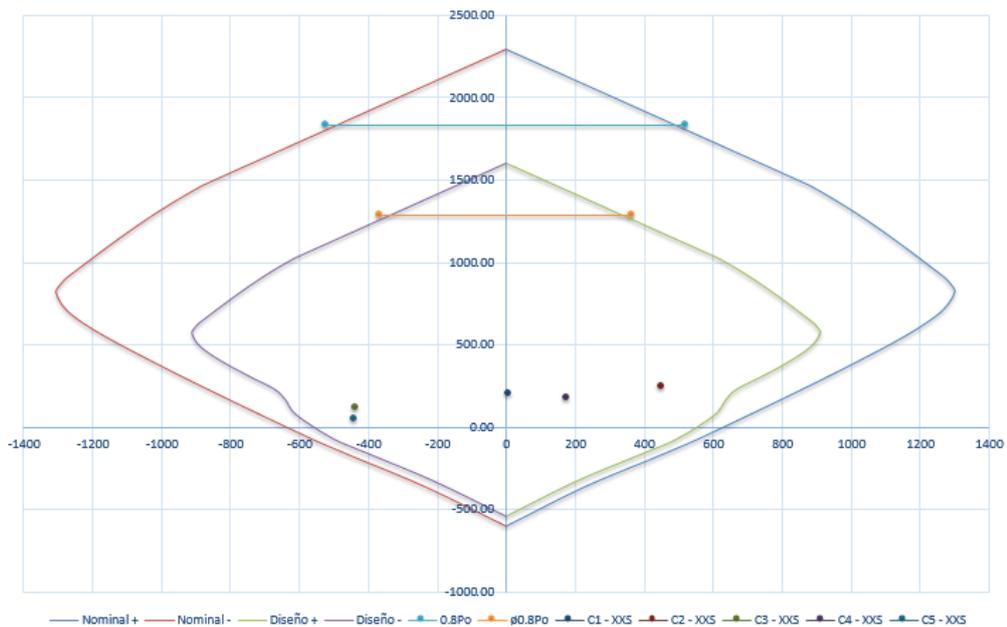


Diagrama de interacción de placa de eje 4 – Norma Peruana.

**Diagrama de Interacción XX - CHILE Y E.E.U.U.**

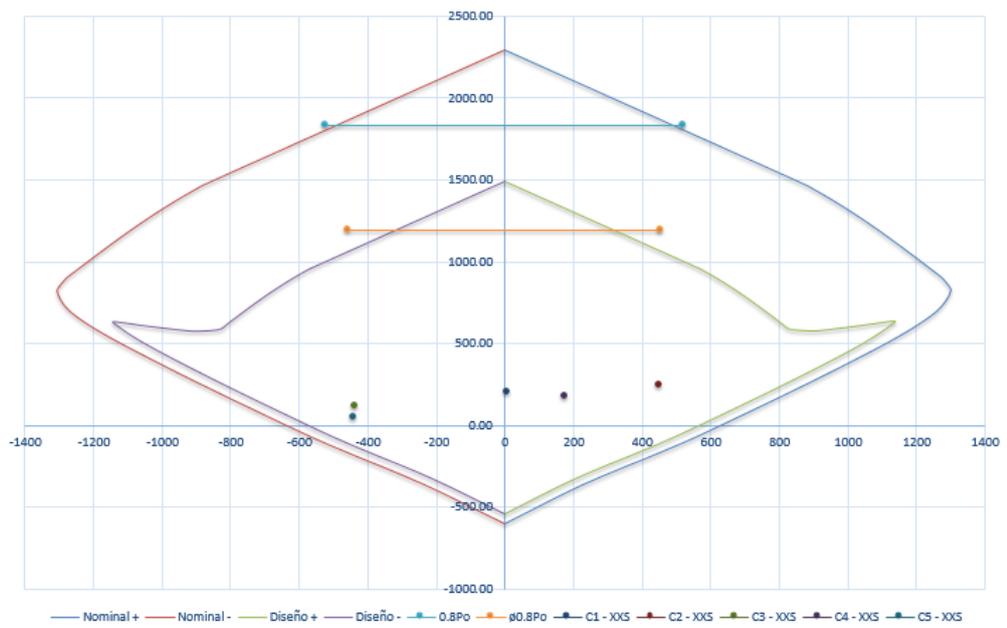
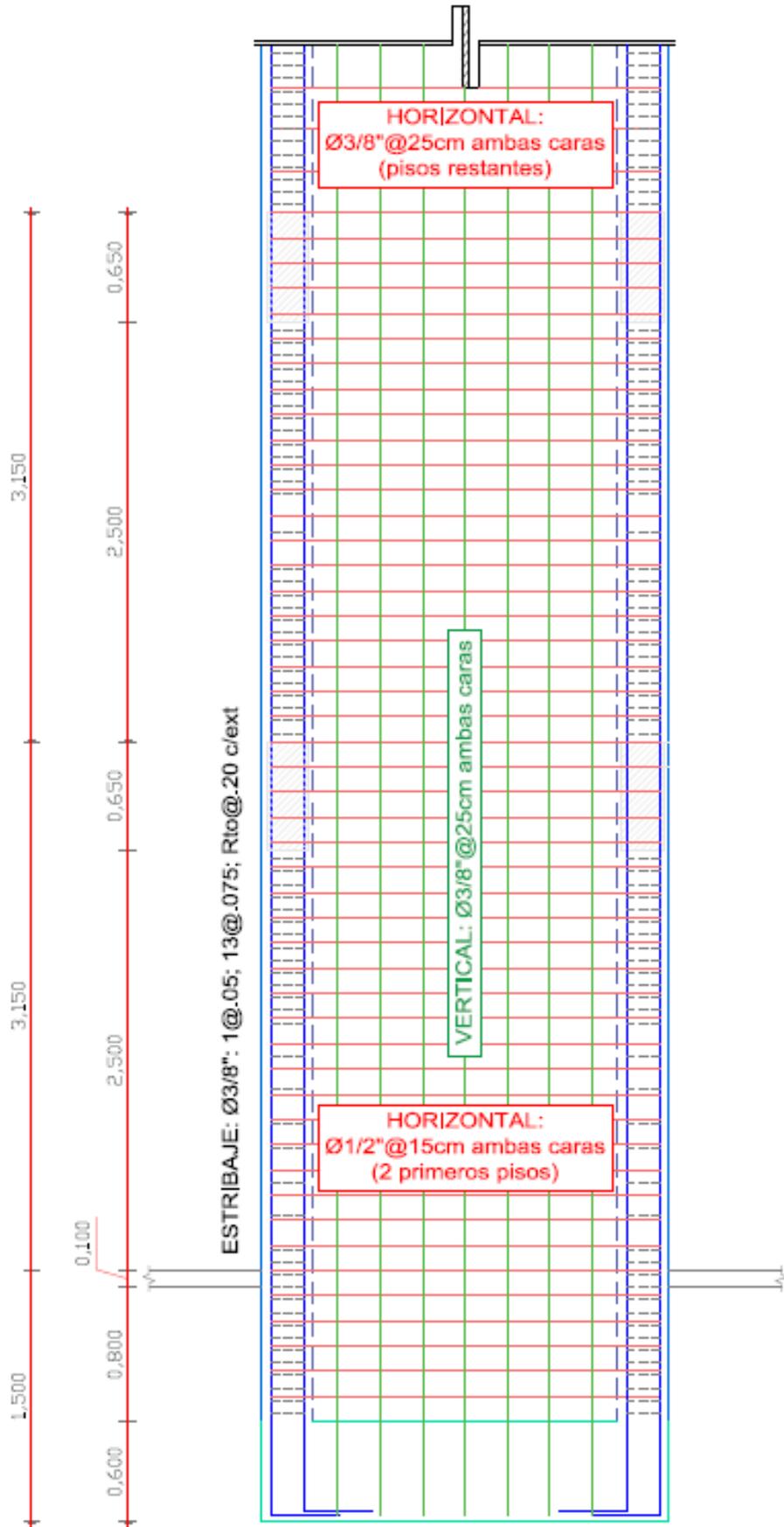
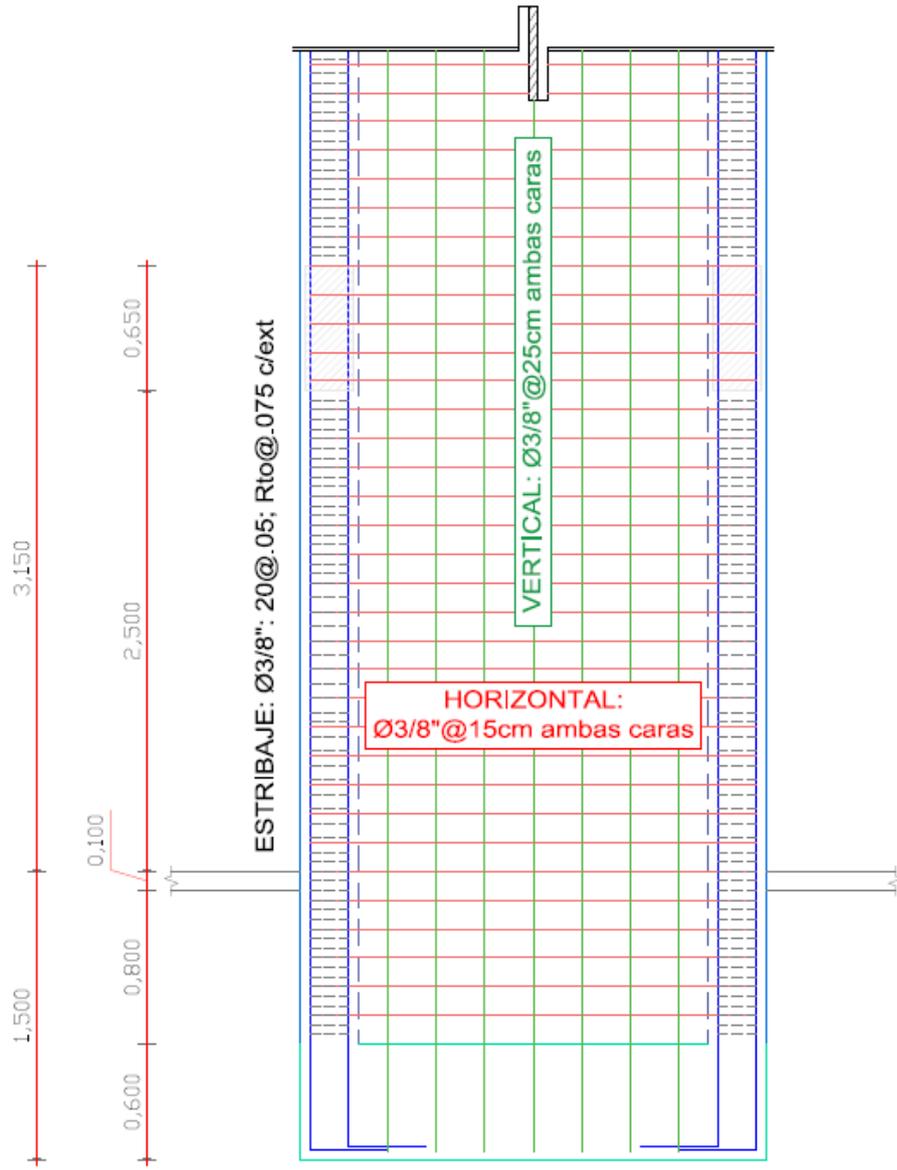


Diagrama de interacción de placa de eje 4 – Norma Chilena y Norteamericana.



Detalle final de placa de eje 4 – Norma Peruana



Detalle final de placa de eje 4 – Norma Chilena y Norteamericana.

## BIBLIOGRAFÍA

**Acero Martínez, José Alberto. 2004.** *Comparación de las Normas Sísmicas más utilizadas para Puentes Continuos en el Perú y sus Métodos de Análisis.* Lima : Pontificia Universidad Católica del Perú, 2004.

**American Concrete Institute. 2008.** *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318RS-08.* Farmington Hills : American Concrete Institute, 2008.

**American Concrete Institute. 2014.** *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318RS-14.* Farmington Hills : American Concrete Institute, 2014. ISBN: 978-0-87031-964-8.

**American Society of Civil Engineers. 2016.** *ASCE/SEI 7-16: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.* Reston : American Society of Civil Engineers, 2016.

**Andrade Insúa, Luis. 2004.** *Control de la deriva de las normas de diseño sismorresistente.* Lima : Pontificia Universidad Católica del Perú, 2004.

**Bares, Richard. 1970.** *Tablas para el cálculo de placas y vigas pared.* Barcelona : Editorial Gustavo Gili, 1970.

**Blanco Blasco, Antonio. 2010.** *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado.* Lima : Colegio de Ingenieros del Perú. Capítulo de Ingeniería Civil. Consejo Departamental de Lima., 2010.

**Harmsen Gomez de La Torre, Teodoro E. 2002.** *Diseño de Estructuras de Concreto Armado.* 3° Ed. Lima : Fondo Editorial de la PUCP, 2002.

**Hibbeler, Russell C. 2012.** *Análisis Estructural.* 8° Ed. México D.F. : Pearson, 2012. ISBN: 978-607-32-1062-1.

**Instituto Nacional de Normalización. 2010.** NCh 3171 - Diseño Estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga. *Norma Chilena Oficial.* Santiago de Chile, Chile : Instituto Nacional de Normalización, 2010.

**Instituto Nacional de Normalización. 2009.** NCh 433 - Diseño Sísmico de Edificios. *Norma Chilena Oficial*. Santiago de Chile, Chile : Instituto Nacional de Normalización, 2009.

**International Code Council. 2015.** Chapter 16 - Structural Design. *International Building Code 2015*. s.l., E.E.U.U. : International Code Council Inc., 2015. ISBN: 978-1-60983-468-5.

**Jiménez Montoya, Pedro; García Meseguer, Álvaro y Morán Cabré, Francisco. 2001.** *Hormigón Armado*. 14° Ed. Barcelona : Gustavo Gili, 2001. ISBN: 84-252-1825-X.

**Lanza, S.; Freddy J.; Puentes, M.; Scarlet H. y Villalobos, Fernando. 2003.** *Estudio Comparativo de la Norma Sismorresistente Venezolana actual con Códigos Sísmicos de otros países*. Valenia : Universidad de Carabobo, 2003.

**McCormac, Jack C. 2010.** *Análisis de Estructuras: Métodos Clásico y Matricial*. 4° Ed. Méxido D.F. : Alfaomega Grupo Editor, 2010. ISBN: 978-607-7854-56-2.

**McCormac, Jack C. y Brown, Russell H. 2011.** *Diseño de Concreto Reforzado*. 8° Ed. Ciudad de México : Alfaomega, 2011. ISBN: 978-607-707-231-7.

**McCormac, Jack. 2002.** *Diseño de Estructuras de Acero*. 2° Ed. Méxido D.F. : Alfaomega, 2002. ISBN: 970-15-0637-5.

**Meli, Roberto. 2007.** *Diseño Estructural*. 2° Ed. México D.F. : Limusa, 2007. ISBN: 978-968-18-5391-4.

**Ministerio de Vivienda y Urbanismo. 2011.** D.S. N° 60 2011. *Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga el Decreto N° 118, de (V. Y U.), de 2010*. Santiago de Chile, Chile : Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011.

**Ministerio de Vivienda y Urbanismo. 2011.** D.S. N° 61 2011. *Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga D.S. N° 117, (V. y U.), de 2010*. Santiago de Chile, Chile : Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011.

**Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. 2013.** Norma A.010 - Condiciones Generales de Diseño. *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima, Perú : Megabyte, 2013.

**Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. 2013.** Norma E.020 - Cargas. *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima, Perú : Megabyte, 2013.

**Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. 2016.** Norma E.030 - Diseño Sismorresistente. *Decreto Supremo N°003-2016-Vivienda*. Lima, Perú : Diario El Peruano, 2016.

**Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. 2013.** Norma E.060 - Concreto Armado. *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima, Perú : Megabyte, 2013.

**Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. 2013.** Norma G.010 - Consideraciones Básicas. *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima, Perú : Megabyte, 2013.

**Morales Morales, Roberto. 2006.** *Diseño en Concreto Armado*. 3° Ed. Lima : Fondo Editorial ICG, 2006.

**Nilson, Arthur H. 2001.** *Diseño de Estructuras de Concreto*. 12° Ed. Bogotá : McGraw-Hill, 2001. ISBN: 958-600-953-X.

**Ottazi Pasino, Gianfranco. 2011.** *Diseño en Concreto Armado*. 2° Ed. Lima : Asociación Capítulo Peruano del Instituto del Concreto, 2011. ISBN: 978-612-4525-0-9.

**Peña, Carlos; Medalla, Miguel; Bravo, María e Hidalgo, Pedro. 2015.** *Disposiciones NCh2369 vs ASCE7 - Aplicación a Marcos de Momento*. Santiago de Chile : XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2015, 2015.

**Peña, Carlos; Medalla, Miguel; Bravo, María e Hidalgo, Pedro. 2015.** *Disposiciones NCh2369 vs ASCE7 - Aplicación de Marcos Arriostrados*. Santiago de Chile : XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2015, 2015.

**San Bartolomé Ramos, Ángel. 1998.** *Análisis de Edificios*. 1° Ed. Lima : Pontificia Universidad Católica del Perú, 1998. ISBN: 9972-42-112-0.

**San Bartolomé Ramos, Ángel. 1994.** *Construcciones de Albañilería*. 1° Ed. Lima : Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, 1994. ISBN: 84-8390-965-0.

**Sánchez Arévalo, Natividad Antonieta. 2006.** *Criterios Estructurales para La Enseñanza a Los Alumnos de Arquitectura*. Lima : Pontificia Universidad Católica del Perú, 2006.

**Tarbut, Edward J. y Lutgens, Frederick K. 2005.** *Ciencias de La Tierra: una introducción a la geología física*. 8va. s.l. : Pearson Educación, 2005. pág. 712. 8420549983.

**Wight, James K. y MacGregor, James G. 2012.** *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*. 6° Ed. New Jearsey : Pearson, 2012. ISBN-13: 978-0-13-217652-1.

## ANEXOS

## ANEXO N° 01



Universidad  
Continental

### FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

---

#### TESIS PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Área de Estructuras  
Concreto Armado

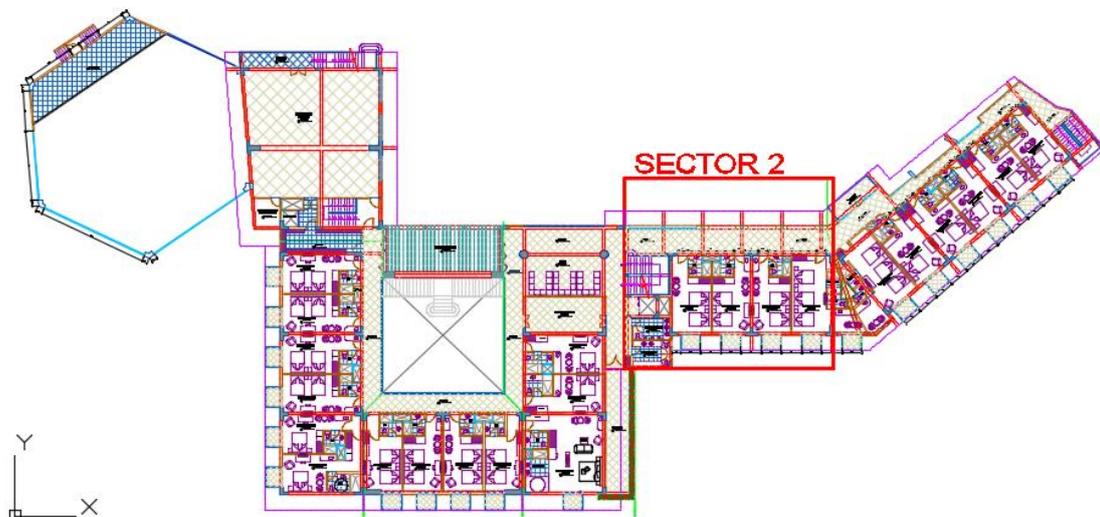
**ASESOR** : Mg. Ing. Civil Natividad Antonieta Sánchez Arévalo  
**TESISTA** : Bach. Ing. Civil Favio André Flores Palomino  
**CÓDIGO** : 2011202309  
**TÍTULO** : Análisis y Diseño de un Edificio utilizando Normativa Peruana,  
Chilena y Norteamericana

---

#### DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO PLANTEADO POR LA ASESORA

El tesista deberá hacer el análisis y el diseño de un edificio de concreto armado utilizando tres normativas: 1) Normativa Peruana; 2) Normativa Chilena; 3) Normativa Norteamericana.

El edificio corresponde al módulo de un hotel ubicado en el distrito de Chupaca. El hotel consta de 7 módulos independientes estructuralmente, pero que conforman una sola estructura continua arquitectónicamente. El edificio brindado al tesista corresponde al módulo 2 o sector 2, señalado en la siguiente figura:



El edificio consta de 5 niveles, donde los 4 primeros están destinados a un servicio de hospedaje y el 5to nivel ocupa el sector de la escalera y sobre el cual se ubica una azotea donde estará ubicada el cuarto de máquinas del ascensor. Las medidas respectivas están indicadas en los planos de arquitectura brindados al tesista.

El techo del 4to nivel consta de una losa maciza a dos aguas con un ángulo de inclinación de 15° a cada lado y claraboyas para la ventilación de los ductos.

Las características principales del suelo son las siguientes:

- **Tipo de suelo** : GW-GM Grava bien graduada con limo y arena. Sin presencia de sulfatos, napa freática ni de asentamientos diferenciales.
- **Capacidad portante** : 4 kg/cm<sup>2</sup>
- **Nivel de desplante** : 1.50 m
- **Valor de Ensayo de Penetración Estándar** : 45

Se adjuntará un análisis y discusión comparativa de los resultados obtenidos con cada una de las normas.

Se preparará una memoria descriptiva de los análisis efectuados, diseño de los distintos elementos estructurales, planos completos de todos los elementos estructurales.

---

**Mg. Ing. Civil Natividad Antonieta Sánchez Arévalo**  
**Asesor de Tesis**

## ANEXO N° 02

**Traducción de Tabla 12.2-1 de ASCE 7-16: COEFICIENTES Y FACTORES DE DISEÑO PARA SISTEMAS RESISTENTES A FUERZAS SÍSMICAS  
(Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems)**

Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas	Sección ASCE 7-16	Coeficiente de Modificación de Respuesta, R <sup>a</sup>	Factor de Sobre Resistencia, $\Omega_0^b$	Factor de Amplificación de Deflexiones, C <sub>d</sub> <sup>c</sup>	Limitaciones de los sistemas estructurales, incluyendo limitaciones de altura <sup>d</sup> h <sub>n</sub> (ft)				
					Categoría de Diseño Sísmico				
					B	C	D <sup>e</sup>	E <sup>e</sup>	F <sup>f</sup>
<b>A. SISTEMAS DE MUROS DE CARGA</b>									
1. Muros de corte especiales de concreto armado. <sup>g,h</sup>	14.2	5	2 ½	5	NL	NL	160	160	100
2. Muros de corte ordinarios de concreto armado. <sup>g</sup>	14.2	4	2 ½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Muros de corte detallados de concreto simple. <sup>g</sup>	14.2	2	2 ½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Muros de corte ordinarios de concreto simple. <sup>g</sup>	14.2	1 ½	2 ½	1 ½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Muros de corte intermedios prefabricados. <sup>g</sup>	14.2	4	2 ½	4	NL	NL	40 <sup>i</sup>	40 <sup>i</sup>	40 <sup>i</sup>
6. Muros de corte ordinarios prefabricados. <sup>g</sup>	14.2	3	2 ½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Muros de corte especiales de albañilería armada.	14.4	5	2 ½	3 ½	NL	NL	160	160	100
8. Muros de corte intermedios de albañilería armada.	14.4	3 ½	2 ½	2 ¼	NL	NL	NP	NP	NP
9. Muros de corte ordinarios de albañilería armada.	14.4	2	2 ½	1 ¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Muros de corte detallados de albañilería simple.	14.4	2	2 ½	1 ¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Muros de corte ordinarios de albañilería simple.	14.4	1 ½	2 ½	1 ¼	NL	NP	NP	NP	NP
12. Muros de corte de albañilería pre-esforzada.	14.4	1 ½	2 ½	1 ¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Muros de corte ordinarios de albañilería con concreto poroso reforzado (AAC).	14.4	2	2 ½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Muros de corte lisos ordinarios de albañilería con concreto poroso (AAC).	14.4	1 ½	2 ½	1 ½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Muros de marcos ligeros (de madera) revestidos con paneles de madera estructural clasificados para resistencia al corte.	14.5	6 ½	3	4	NL	NL	65	65	65

16. Muros de marcos ligeros (de acero conformado al frío) revestidos con paneles de madera estructural clasificados para resistencia al corte.	14.1	6 ½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Muros de marcos ligeros con paneles de corte de cualquier otro material.	14.1 y 14.5	2	2 ½	2	NL	NL	35	NP	NP
18. Muros de marcos ligeros (de acero conformado al frío) con arriostramiento de correas planas.	14.1	4	2	3 ½	NL	NL	65	65	65

## B. SISTEMAS DE MARCOS DE CONSTRUCCIÓN

1. Marcos de acero arriostrados excéntricamente.	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Marcos especiales de acero arriostrados concéntricamente.	14.1	6	2	5	NL	NL	160	160	100
3. Marcos ordinarios de acero arriostrados concéntricamente.	14.1	3 ¼	2	3 ¼	NL	NL	35 <sup>j</sup>	35 <sup>j</sup>	NP <sup>i</sup>
4. Muros especiales de corte concreto armado. <sup>g,h</sup>	14.2	6	2 ½	5	NL	NL	160	160	100
5. Muros ordinarios de corte de concreto armado. <sup>g</sup>	14.2	5	2 ½	4 ½	NL	NL	NP	NP	NP
6. Muros de corte detallados de concreto simple. <sup>g</sup>	14.2 y 14.2.2.7	2	2 ½	2	NL	NP	NP	NP	NP
7. Muros de corte ordinarios de concreto simple. <sup>g</sup>	14.2	1 ½	2 ½	1 ½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Muros de corte intermedios prefabricado. <sup>g</sup>	14.2	5	2 ½	4 ½	NL	NL	40 <sup>i</sup>	40 <sup>i</sup>	40 <sup>i</sup>
9. Muros de corte ordinarios prefabricados. <sup>g</sup>	14.2	4	2 ½	4	NL	NP	NP	NP	NP
10. Marcos con arriostramiento excéntrico compuesto de acero estructural y concreto.	14.3	8	2 ½	4	NL	NL	160	160	100
11. Marcos con arriostramiento excéntrico especial compuesto de acero estructural y concreto.	14.3	5	2	4 ½	NL	NL	160	160	100
12. Marcos con arriostramiento ordinario compuesto de acero estructural y concreto.	14.3	3	2	3	NL	NL	NP	NP	NP
13. Muros de corte de placas especiales compuestos de acero estructural y concreto.	14.3	6 ½	2 ½	5 ½	NL	NL	160	160	100
14. Muros especiales de corte compuestos de acero estructural y concreto.	14.3	6	2 ½	5	NL	NL	160	160	100
15. Muros ordinarios de corte compuestos de acero estructural y concreto.	14.3	5	2 ½	4 ½	NL	NL	NP	NP	NP
16. Muros especiales de corte de albañilería armada.	14.4	5 ½	2 ½	4	NL	NL	160	160	100
17. Muros intermedios de corte de albañilería armada.	14.4	4	2 ½	4	NL	NL	NP	NP	NP

18. Muros ordinarios de corte de albañilería armada.	14.4	2	2 ½	2	NL	160	NP	NP	NP
19. Muros detallados de corte de albañilería simple.	14.4	2	2 ½	2	NL	NP	NP	NP	NP
20. Muros ordinarios de corte de albañilería simple.	14.4	1 ½	2 ½	1 ¼	NL	NP	NP	NP	NP
21. Muros de corte de albañilería pre-esforzada.	14.4	1 ½	2 ½	1 ¾	NL	NP	NP	NP	NP
22. Muros de marcos ligeros (de madera) revestidos con paneles de madera estructural clasificados para resistencia al corte.	14.5	7	2 ½	4 ½	NL	NL	65	65	65
23. Muros de marcos ligeros (de acero conformado al frío) revestidos con paneles de madera estructural clasificados para resistencia al corte.	14.1	7	2 ½	4 ½	NL	NL	65	65	65
24. Muros de marcos ligeros con paneles de corte de cualquier otro material.	14.1 y 14.5	2 ½	2 ½	2 ½	NL	NL	35	NP	NP
25. Marcos de acero estructural con arriostramiento de pandeo restringido.	14.1	8	2 ½	5	NL	NL	160	160	100
26. Muros de corte de placas especiales de acero estructural.	14.1	7	2	6	NL	NL	160	160	100

### C. SISTEMAS DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO

1. Marcos especiales de momento de acero estructural.	14.1 y 12.2.5.5	8	3	5 ½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Marcos entramados especiales de momento de acero estructural.	14.1	7	3	5 ½	NL	NL	160	100	NP
3. Marcos intermedios de momento de acero estructural.	14.1 y 12.2.5.7	4 ½	3	4	NL	NL	35 <sup>k</sup>	NP <sup>k</sup>	NP <sup>k</sup>
4. Marcos ordinarios de momento de acero estructural.	14.1 y 12.2.5.6	3 ½	3	3	NL	NL	NP <sup>l</sup>	NP <sup>l</sup>	NP <sup>l</sup>
5. Marcos especiales de momento de concreto armado. <sup>m</sup>	14.2 y 12.2.5.5	8	3	5 ½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Marcos intermedios de momento de concreto armado.	14.2	5	3	4 ½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Marcos ordinarios de momento de concreto armado.	14.2	3	3	2 ½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Marcos especiales de momento compuestos de acero estructural y concreto.	14.3 y 12.2.5.5	8	3	5 ½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Marcos intermedios de momento compuestos de acero estructural y concreto.	14.3	5	3	4 ½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Marcos parcialmente restringidos de momento compuestos de acero estructural y concreto.	14.3	6	3	5 ½	160	160	100	NP	NP

11. Marcos ordinarios de momento compuestos de acero estructural y concreto.	14.3	3	3	1 ½	NL	NP	NP	NP	NP
12. Marcos atornillados especiales de momento de acero conformado al frío. <sup>n</sup>	14.1	3 ½	3 <sup>o</sup>	3 ½	35	35	35	35	35

**D. SISTEMAS DUALES CON MARCOS ESPECIALES DE MOMENTO CAPACES DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LA FUERZA SÍSMICA** 12.2.5.1

1. Marcos arriostrados excéntricamente de acero estructural.	14.1	8	2 ½	4	NL	NL	NL	NL	NL
2. Marcos especiales arriostrados concéntricamente de acero estructural.	14.1	7	2 ½	5 ½	NL	NL	NL	NL	NL
3. Muros especiales de corte de concreto armado. <sup>g, h</sup>	14.2	7	2 ½	5 ½	NL	NL	NL	NL	NL
4. Muros ordinarios de corte de concreto armado. <sup>g</sup>	14.2	6	2 ½	5	NL	NL	NP	NP	NP
5. Marcos arriostrados excéntricamente compuestos de acero estructural y concreto.	14.3	8	2 ½	4	NL	NL	NL	NL	NL
6. Marcos especiales arriostrados concéntricamente compuestos de acero estructural y concreto.	14.3	6	2 ½	5	NL	NL	NL	NL	NL
7. Muros de corte de placas compuestos de acero estructural y concreto.	14.3	7 ½	2 ½	6	NL	NL	NL	NL	NL
8. Muros especiales de corte compuestos de acero estructural y concreto.	14.3	7	2 ½	6	NL	NL	NL	NL	NL
9. Muros ordinarios de corte compuestos de acero estructural y concreto.	14.3	6	2 ½	5	NL	NL	NP	NP	NP
10. Muros especiales de corte de albañilería armada.	14.4	5 ½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL
11. Muros intermedios de corte de albañilería armada.	14.4	4	3	3 ½	NL	NL	NP	NP	NP
12. Marcos de acero estructural con arriostramiento de pandeo restringido.	14.1	8	2 ½	5	NL	NL	NL	NL	NL
13. Muros de corte de placas especiales de acero estructural.	14.1	8	2 ½	6 ½	NL	NL	NL	NL	NL

**E. SISTEMAS DUALES CON MARCOS INTERMEDIOS DE MOMENTO CAPACES DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LA FUERZA SÍSMICA** 12.2.5.1

1. Marcos especiales arriostrados concéntricamente de acero estructural. <sup>p</sup>	14.1	6	2 ½	5	NL	NL	35	NP	NP
2. Muros especiales de corte de concreto armado. <sup>g, h</sup>	14.2	6 ½	2 ½	5	NL	NL	160	100	100

3.	Muros ordinarios de corte de albañilería armada.	14.4	3	3	2 ½	NL	160	NP	NP	NP
4.	Muros intermedios de corte de albañilería armada.	14.4	3 ½	3	3	NL	NL	NP	NP	NP
5.	Marcos especiales arriostrados concéntricamente compuestos de acero estructural y concreto.	14.3	5 ½	2 ½	4 ½	NL	NL	160	100	NP
6.	Marcos con arriostramiento ordinario compuesto de acero estructural y concreto.	14.3	3 ½	2 ½	3	NL	NL	NP	NP	NP
7.	Muros ordinarios de corte compuestos de acero estructural y concreto.	14.3	5	3	4 ½	NL	NL	NP	NP	NP
8.	Muros ordinarios de corte de concreto armado. <sup>9</sup>	14.2	5 ½	2 ½	4 ½	NL	NL	NP	NP	NP
<b>F. SISTEMAS INTERACTIVOS DE MUROS DE CORTE Y MARCOS CON MARCOS ORDINARIOS DE MOMENTO DE CONCRETO ARMADO Y MUROS ORDINARIOS DE CORTE DE CONCRETO ARMADO</b>		14.2 y 12.2.5.8	4 ½	2 ½	4	NL	NP	NP	NP	NP
<b>G. SISTEMAS DE COLUMNAS EN VOLADIZO DETALLADOS PARA CUMPLIR LOS REQUERIMIENTOS DE:</b>		12.2.5.2								
1.	Sistemas de columnas especiales en voladizo de acero estructural.	14.1	2 ½	1 ¼	2 ½	35	35	35	35	35
2.	Sistemas de columnas ordinarias en voladizo de acero estructural.	14.1	1 ¼	1 ¼	1 ¼	35	35	NP <sup>1</sup>	NP <sup>1</sup>	NP <sup>1</sup>
3.	Marcos especiales de momento de concreto armado. <sup>m</sup>	14.2 y 12.2.5.5	2 ½	1 ¼	2 ½	35	35	35	35	35
4.	Marcos intermedios de momento de concreto armado.	14.2	1 ½	1 ¼	1 ½	35	35	NP	NP	NP
5.	Marcos ordinarios de momento de concreto armado.	14.2	1	1 ¼	1	35	NP	NP	NP	NP
6.	Marcos de madera.	14.5	1 ½	1 ¼	1 ½	35	35	35	NP	NP
<b>H. SISTEMAS DE ACERO ESTRUCTURAL NO ESPECIFICAMENTE DETALLADOS PARA RESISTENCIA SÍSMICA, EXCEPTUANDO SISTEMAS DE COLUMNAS EN VOLADIZO</b>		14.1	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP

<sup>a</sup> Coeficiente de modificación de respuesta, R, para ser usado a lo largo de la norma. Note que R recude las fuerzas a un nivel de resistencia, no a un nivel de esfuerzos admisibles.

<sup>b</sup> Donde el valor tabulado del factor de sobre resistencia,  $\Omega_0$ , es mayor o igual que 2 ½,  $\Omega_0$  puede ser reducido extrayendo el valor de ½ para estructuras con diafragma flexible.

- <sup>c</sup> Factor de amplificación de deflexiones,  $C_d$ , para ser usado en las secciones 12.8.6, 12.8.7 y 12.9.1.2
- <sup>d</sup> NL = Not Limited (Sin Límites), y NP = Not Permitted (No permitido). Para unidades métricas, use 30.5 m para 100 ft y 48.8 m para 160 ft.
- <sup>e</sup> Ver sección 12.2.5.4 para una descripción de los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas limitados a edificios con una altura estructural,  $h_n$ , de 240 ft (73.2 m) o menos.
- <sup>f</sup> Ver sección 12.2.5.4 para una descripción de los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas limitados a edificios con una altura estructural,  $h_n$ , de 160 ft (48.8 m) o menos.
- <sup>g</sup> En la sección 2.3 del ACI 318, un muro de corte es definido como un muro estructural.
- <sup>h</sup> En la sección 2.3 del ACI 318, la definición de "muro estructural especial" incluye los prefabricados y los vaceados en obra.
- <sup>i</sup> Un incremento en la altura estructural,  $h_n$ , a 45 ft (13.7 m) está permitido en almacenes de un solo piso.
- <sup>j</sup> Marcos ordinarios arriostrados concéntricamente de acero estructural son permitidos en edificios de un solo piso con una altura estructural,  $h_n$ , de hasta 60 ft (18.3 m) donde la carga muerta del techo no excede de 20 lb/ft<sup>2</sup> y en áticos.
- <sup>k</sup> Ver sección 12.2.5.7 para limitaciones en estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico D, E y F.
- <sup>l</sup> Ver sección 12.2.5.6 para limitaciones en estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico D, E y F.
- <sup>m</sup> En la sección 2.3 del ACI 318, la definición de "marco especial de momento" incluye los prefabricados y los vaceados en obra.
- <sup>n</sup> Los marcos atornillados especiales de momento de acero conformado al frío deben ser limitados a un solo piso con la altura concordante con la norma ANSI/AISI S400.
- <sup>o</sup> Alternativamente, el efecto de carga sísmica incluyendo sobre resistencia,  $E_{mh}$ , permite ser basado en la resistencia esperada determinada de acuerdo a la norma ANSI/AISI S400.
- <sup>p</sup> Los marcos ordinarios de momento están permitido ser usado en lugar de marcos intermedios de momento para las categorías de diseño sísmico B o C.
-

## **ANEXO N° 03**

### **PLANOS**

#### **LISTA DE PLANOS:**

- **A-01:** Arquitectura.
- **E-00(a):** Distribución estructural después del análisis con norma peruana.
- **E-00(b):** Distribución estructural después del análisis con norma chilena.
- **E-00(c):** Distribución estructural después del análisis con norma norteamericana.
- **E-01(a):** Placas y columnas (norma peruana).
- **E-01(b):** Placas y columnas (norma chilena y norteamericana).
- **E-02(a):** Losa maciza – Primer, segundo y tercer techo (norma peruana).
- **E-02(b):** Losa maciza – Primer, segundo y tercer techo (norma chilena y norteamericana).
- **E-03(a):** Losa maciza (Reforzamiento) – Primer, segundo y tercer techo (norma peruana).
- **E-03(b):** Losa maciza (Reforzamiento) – Primer, segundo y tercer techo (norma chilena y norteamericana).
- **E-04(a):** Losa maciza – Cuarto techo (norma peruana).
- **E-04(b):** Losa maciza – Cuarto techo (norma chilena y norteamericana).
- **E-05:** Losa maciza – Quinto techo (norma peruana, chilena y norteamericana).
- **E-06:** Vigas de eje A.
- **E-07:** Vigas de eje B.
- **E-08:** Vigas de eje D y E.
- **E-09:** Vigas de eje F.
- **E-10:** Vigas de eje G.
- **E-11:** Vigas de ejes 1 y 2.
- **E-12:** Vigas de eje 3.
- **E-13:** Vigas de ejes 5 y 6.