



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE REHABILITACIÓN, PARA EL
EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA CORRESPONDIENTE A LA NOTARIA 49,
UBICADA EN LA PARROQUIA EL QUINCHE-CALLE GUAYAQUIL Y SUCRE,
CANTÓN QUITO, PROVINCIA PICHINCHA, EN EL AÑO 2021.**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de Ingenieros Civiles

AUTORES: Luis Iván Cachago Gómez
Milton Adrián Centeno Rubio

TUTOR: Carlos Alexis Ayala Moya

Quito – Ecuador
2022

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Luis Iván Cachago Gómez con documento de identificación N° 1724601529 y Milton Adrián Centeno Rubio con documento de identidad N° 1726306010; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación

Quito, 08 de marzo del 2021

Atentamente,



Luis Iván Cachago Gómez

1724601529



Milton Adrián Centeno Rubio

1726306010

CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotros, Luis Iván Cachago Gómez con documento de identificación N° 1724601529 y Milton Adrián Centeno Rubio con documento de identidad N° 1726306010; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto Técnico: “Evaluación estructural y propuesta de rehabilitación, para el edificio de estructura metálica correspondiente a la Notaría 49, ubicada en la parroquia El Quinche-calle Guayaquil y Sucre, cantón Quito, provincia Pichincha, en el año 2021”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 08 de marzo del 2021

Atentamente,



Luis Iván Cachago Gómez

1724601529



Milton Adrián Centeno Rubio

1726306010

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Carlos Alexis Ayala Moya con documento de identificación N° 1712968971, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE REHABILITACIÓN, PARA EL EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA CORRESPONDIENTE A LA NOTARIA 49, UBICADA EN LA PARROQUIA EL QUINCHE-CALLE GUAYAQUIL Y SUCRE, CANTÓN QUITO, PROVINCIA PICHINCHA, EN EL AÑO 2021, realizado por Luis Iván Cachago Gómez con documento de identidad N° 1724601529 y por Milton Adrián Centeno Rubio con documento de identificación N° 1714364831, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 08 de marzo del 2021



Ing. Carlos Alexis Ayala Moya, MSc.

1712968971

DEDICATORIA

Este trabajo de titulación va dedicado especialmente a mi padre Segundo Cachago y a mi madre María Gómez, por su paciencia y apoyo incondicional que me han dado en todas las etapas de mi vida, gracias a su esfuerzo y perseverancia me han permitido cumplir una meta más.

A Gaby quien me ha apoyado y confiado en mí siempre dándome ánimo y sacando lo mejor de mí en los momentos difíciles.

LUIS IVÁN CACHAGO GÓMEZ

AGRADECIMIENTO

A Dios, a mi familia y amigos por brindarme su apoyo en todo mi trayecto académico.

Al Ingeniero Carlos Ayala, quien desinteresadamente apoyó en el desarrollo de este proyecto con su dirección, enseñanzas y conocimiento.

A mi compañero de tesis Milton, que con sus valiosas aportaciones hicieron que este proyecto se realice de la mejor manera.

A la Universidad Politécnica Salesiana, y a todos los docentes que forman parte de la carrera de Ingeniería Civil, que impartieron sus conocimientos y experiencias que hicieron que día a día pueda crecer como profesional.

LUIS IVÁN CACHAGO GÓMEZ

DEDICATORIA

A mis padres Rosa y Milton, quienes fueron un pilar a lo largo de todo mi proceso educativo y mi vida en general, que gracias a su apoyo incondicional conseguí muchos logros importantes.

A mis abuelos María Francisca Torres, María Angelita Pilaguano, César Rubio y Luis Centeno, quienes, a pesar de no estar en este mundo, tuvieron y tendrán un lugar importante en mi vida.

A mi tía María Isabel, a quien considero mi segunda madre que me cuidó como una y promovió en mí muchos de los valores que me convirtieron en la persona que soy hoy por hoy.

A mi hermanita Daniela, quien se convirtió en un pilar fundamental y principal motivación para superarme y lograr el objetivo de este proyecto.

A mis familiares y amigos, que en su medida me brindaron su apoyo y ánimos para lograr cada objetivo plateado.

MILTON ADRIÁN CENTENO RUBIO

AGRADECIMIENTO

A mis padres que me brindaron su apoyo, ayuda y ánimos sin el que no habría sido posible conseguir muchos de los logros que he alcanzado.

A mis familiares y amigos que durante el trayecto de la carrera fueron un apoyo intelectual y emocional para llevarla de mejor manera.

A mi compañero Luis Cachago, coautor de este trabajo y proyecto técnico, que gracias a su tiempo, confianza y conocimientos se logró desarrollarlo de excelente manera.

A la Universidad Politécnica Salesiana y planta docente, por los conocimientos impartidos a lo largo de estos 5 años.

Al Ingeniero Carlos Ayala, a quien de manera especial agradezco por ser quien nos guío y aportó con su conocimiento durante todo el proyecto y que sin su ayuda no hubiera sido posible desarrollarlo de manera adecuada.

MILTON ADRIÁN CENTENO RUBIO

TABLA DE CONTENIDO

TABLA DE CONTENIDO	viii
RESUMEN.....	xxii
ABSTRACT	xxiii
CAPÍTULO I ANTECEDENTES Y GENERALIDADES.....	1
1.1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. Antecedentes.....	2
1.3. Problema.....	3
1.4. Delimitación.....	3
1.5. Justificación.....	4
1.6. Objetivos.....	5
<i>1.6.1. Objetivo General.....</i>	<i>5</i>
<i>1.6.2. Objetivos Específicos.....</i>	<i>6</i>
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	7
2.1 Riesgo sísmico y diseño sismorresistente.....	7
2.1.1 Riesgo sísmico.....	7
2.1.2 Diseño sismorresistente.....	16
2.2 Acero estructural.....	49
2.2.1 Tipos de acero.....	54
2.2.2 Perfiles de acero.....	56
2.2.3 Estructuras metálicas.....	61
2.3 Evaluación y Rehabilitación sísmicas de estructuras existentes.....	79
<i>2.3.1. Evaluación sísmica de estructuras existentes.....</i>	<i>80</i>
<i>2.3.2. Evaluación cualitativa de estructuras existentes.....</i>	<i>82</i>

2.3.2.1. Evaluación visual rápida según la norma NEC.....	82
2.3.2.2. Evaluación visual rápida según la norma FEMA 154.	85
2.3.3. <i>Patologías estructurales</i>	87
2.3.3.1. Longitud de las edificaciones.....	87
2.3.3.2. Geometría en planta.....	88
2.3.3.3. Irregularidades en elevación.	89
2.3.3.4. Discontinuidades y muros de corte.	89
2.3.3.5. Piso débil-discontinuidad en la resistencia.....	90
2.3.3.6. Columna corta.	91
2.3.3.7. Distribución de masa.....	92
2.3.3.8. Irregularidad geométrica.	93
2.3.3. <i>Evaluación del sitio de implantación</i>	93
2.3.4. <i>Consideraciones de carga.</i>	94
2.3.5. <i>Evaluación de estructuras según ASCE 41-17.</i>	94
2.3.5.1. Proceso de evaluación sísmica.....	95
2.3.5.2. Modelación, análisis y criterios de aceptación.....	99
2.3.5.3. Evaluación de las secciones.....	99
2.3.6. <i>Rehabilitación de estructuras existentes</i>	101
2.3.6.1. Técnicas de rehabilitación de estructuras.....	102
2.3.6.2. Rehabilitación incorporando nuevos elementos.....	102
2.3.6.3. Rehabilitación de elementos estructurales.....	105
CAPÍTULO III METODOLOGÍA	107
3.1 Tipo de investigación	107
3.2 Método	108

3.3	Proceso técnico de Ingeniería Civil.....	109
	3.3.1. <i>Recopilación de información.</i>	109
	3.3.2. <i>Procesamiento de la información recopilada.</i>	110
	3.3.3. <i>Modelación y análisis estructural.</i>	110
	3.3.4. <i>Análisis de resultados y propuesta de rehabilitación.</i>	111
	3.3.5. <i>Conclusiones, resultados e informes finales de la evaluación.</i>	112
 CAPÍTULO IV EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA METÁLICA		
CORRESPONDIENTE A LA NOTARIA 49.....		
		114
4.1	ANTECEDENTES E INFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	114
	4.1.1. <i>Descripción del proyecto</i>	114
	4.1.2. <i>Ubicación</i>	115
	4.1.2. <i>Descripción del sistema estructural.....</i>	117
4.2	Evaluación estructural.....	124
	4.2.1. <i>Levantamiento de información inicial.....</i>	124
	4.2.2. <i>Evaluación Visual Rápida de Edificios existentes según la normativa</i> <i>NEC 15.....</i>	124
	4.2.3. <i>Evaluación Visual Rápida de Edificios existentes según la normativa</i> <i>FEMA P-154.....</i>	126
	4.2.4. <i>Evaluación del sistema estructural.....</i>	129
	4.2.5. <i>Nivel de evaluación de sitio.....</i>	131
4.3	Informe de resultados de la evaluación estructural.....	133
 CAPÍTULO V ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL DE LA ESTRUCTURA		
ACTUAL.....		
		135
5.1	Normas utilizadas para el análisis.	135

5.2	Determinación de parámetros para el análisis.	135
	<i>5.2.1. Información inicial del edificio.</i>	135
	<i>5.2.2. Cargas consideradas.</i>	137
	<i>5.2.3. Cargas sísmicas.</i>	138
	<i>5.2.4. Combinación de cargas.</i>	140
	<i>5.2.5. Definición de secciones.</i>	141
	<i>5.2.6. Modelamiento de la estructura.</i>	142
5.3	Análisis de resultados de la modelación.	143
	<i>5.3.1. Verificaciones sísmicas.</i>	143
	5.3.1.1. Verificación del periodo y modos de vibración.	144
	<i>5.3.5. Verificaciones de los elementos estructurales.</i>	146
5.4	Informe de resultados del análisis dinámico modal.	151
 CAPÍTULO VI PROPUESTA DE AMPLIACIÓN PARA EL EDIFICIO “NOTARIA 49”		
	153
6.1	Propuesta de ampliación.	153
6.2	Consideraciones para la evaluación de la nueva estructura.	153
	<i>6.2.1. Cargas consideradas.</i>	154
	<i>6.2.2. Cargas sísmicas.</i>	155
	<i>6.2.3. Combinaciones de carga.</i>	156
	<i>6.2.4. Definición de secciones.</i>	156
	<i>6.2.5. Modelación de la estructura.</i>	157
6.3	Verificación de los resultados de la propuesta de ampliación.	157
	<i>6.3.1. Verificaciones sísmicas.</i>	158
	6.3.1.1. Verificación del periodo y modos de vibración.	158

6.3.1.2. Verificación del cortante basal.....	159
6.3.1.3. Verificación de derivas.....	160
6.3.2. <i>Verificaciones de los elementos estructurales.</i>	160
6.3.2.1. Verificación de cimentaciones.....	160
6.3.2.2. Verificación de vigas.	161
6.3.2.3. Verificación de columnas.....	162
6.4 Informe de resultados del análisis.	164
 CAPÍTULO VII PROPUESTA Y DISEÑO DE LA MEDIDA DE REHABILITACIÓN	
PARA LA EDIFICACIÓN EVALUADA	166
7.1 Propuesta de rehabilitación para la estructura analizada.	166
7.2 Consideraciones para el proyecto.	166
7.2.1. <i>Cargas consideradas.</i>	166
7.3 Modelación de la estructura implementando la medida de rehabilitación. ...167	
7.4 Análisis de resultado producto de la modelación.	169
7.4.1. <i>Verificaciones sísmicas.</i>	169
7.4.1.1. Verificación del periodo y modos de vibración.	169
7.4.1.2. Verificación del cortante basal.....	170
7.4.1.3. Verificación de derivas.....	171
7.4.2. <i>Verificaciones de los elementos estructurales.</i>	171
7.4.2.1. Verificación de cimentaciones.....	171
7.4.2.2. Verificación de vigas.	172
7.4.2.3. Verificación de columnas.....	174
7.4.2.4. Verificación de muros.	175
7.5 Informe de resultados del análisis.	178

7.6	Diseño de medida de rehabilitación.....	180
	<i>7.6.1. Solicitaciones actuantes en los elementos.</i>	<i>182</i>
	<i>7.6.2. Verificación de la sección utilizada.</i>	<i>182</i>
	<i>7.6.3. Verificación de los estados límites de resistencia.</i>	<i>184</i>
	7.6.3.1. Resistencia a la compresión.	184
	7.6.3.2. Resistencia a tracción.	185
7.7	Diseño de conexión diagonal-columna-viga.	186
	<i>7.7.1. Propiedades geométricas de la placa Gasset.</i>	<i>187</i>
	<i>7.7.2. Verificaciones de la placa de conexión.</i>	<i>188</i>
	7.7.2.1. Resistencia a la tensión.	188
	7.7.2.2. Resistencia a cortante.	189
	7.7.2.3. Resistencia a la compresión.	191
	<i>7.7.2. Diseño de la soldadura para la placa de conexión.</i>	<i>192</i>
	7.7.2.1. Soldadura entre placa-viga y placa-columna.	192
	7.7.2.2. Soldadura entre placa-diagonal.	197
	7.7.2.3. Diseño de soldadura para el proyecto.	197
	<i>7.7.3. Informe de resultados de la verificación y diseño de diagonales, placa y soldadura.</i>	<i>200</i>
CAPÍTULO VIII RESUMEN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS..		201
8.1	Resumen de los resultados de los análisis realizados.	201
	<i>8.1.1. Resumen de la evaluación de visual rápida.</i>	<i>201</i>
	<i>8.1.2. Resumen de resultados del análisis estructural del Edificio “Notaria 49”.</i>	<i>202</i>

8.1.3. Resumen de resultados del análisis estructural de la propuesta de ampliación Edificio “Notaria 49”.....	203
8.1.3. Resumen de resultados del análisis estructural de la propuesta de ampliación implementando la medida de rehabilitación.....	204
8.1.4. Resumen de resultados de la verificación de diagonales rigidizadoras. .	206
8.1.4. Resumen de resultados del diseño de la placa de conexión.....	207
8.1.5. Resumen de resultados del diseño de la soldadura.	208
8.2 Comparación de resultados del análisis estructural realizados.....	209
8.3 Informe final de resultados.....	211
8.3.1. Informe final: Edificio “Notaria 49” en su estado actual.	211
8.3.2. Informe final: propuesta de ampliación y de rehabilitación para el Edificio “Notaria 49”.	211
CONCLUSIONES.....	214
RECOMENDACIONES.....	216
REFERENCIAS	218
ANEXOS	224

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Estudio de riesgo sísmico	8
Figura 2 Mapa de zonificación sísmica de Ecuador.....	9
Figura 3 Mapa de isolíneas de peligrosidad sísmica de Ecuador	10
Figura 4 Mapa de peligrosidad sísmica de Ecuador.....	11
Figura 5 Daños en estructuras metálicas post evento sísmico	14
Figura 6 Daños de mampostería post evento sísmico	15
Figura 7 Daños en vías de acceso post evento sísmico	16
Figura 8 Actividad sísmica en el Ecuador.....	17
Figura 9 Microzonificación de la ciudad de Quito.....	24
Figura 10 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones NEC-SE-DS-15.....	26
Figura 11 Configuraciones estructurales recomendadas	35
Figura 12 Configuraciones estructurales no recomendadas	36
Figura 13 Coeficientes de irregularidad en planta	38
Figura 14 Coeficientes de irregularidad en elevación.....	39
Figura 15 Procedimiento de aplicación de DBF	43
Figura 16 Proyectos de estructura metálica en el Ecuador.....	50
Figura 17 Ensamblaje de estructura metálica.....	52
Figura 18 Perfiles laminados en caliente.....	57
Figura 19 Placas de acero.....	58
Figura 20 Perfiles conformados en frío.....	59
Figura 21 Perfiles armados mediante soldadura	60
Figura 22 Perfiles cuadrados de distinta geometría	61
Figura 23 Placa de anclaje en estructuras metálicas	64

Figura 24 Columnas en estructuras metálicas	65
Figura 25 Vigas en estructuras metálicas	67
Figura 26 Correas en estructuras metálicas	68
Figura 27 Sistema de losa colaborante	69
Figura 28 Estructura metálica en celosía.....	70
Figura 29 Estructura metálica con perfiles de alma llena	72
Figura 30 Estructura metálica con perfiles armados de alma llena.....	74
Figura 31 Pórtico especial a momento	77
Figura 32 Pórticos con arriostramientos concéntricos	78
Figura 33 Pórticos con arriostramientos excéntricos	79
Figura 34 Formato de evaluación visual rápida NEC 15	84
Figura 35 Rangos de sismicidad para estructuras	86
Figura 36 Longitudes en estructuras	88
Figura 37 Configuraciones no recomendadas por la NEC 15	88
Figura 38 Configuraciones no recomendadas en elevación por la NEC 15.....	89
Figura 39 Discontinuidades de los elementos en elevación.....	90
Figura 40 Piso débil y problemas de rigidez	91
Figura 41 Efecto de columna corta	92
Figura 42 Distribución de masas inadecuadas	92
Figura 43 Irregularidades geométricas en estructuras.....	93
Figura 44 Tipologías de estructuras de acero según ASCE 41 17	97
Figura 45 Condiciones a cumplir en vigas	100
Figura 46 Condiciones a cumplir en columnas	101
Figura 47 Rehabilitación incorporando muros de corte	103

Figura 48 Rehabilitación incorporando arriostramientos	104
Figura 49 Rehabilitación incorporando disipadores de energía	105
Figura 50 Rehabilitación de elementos existentes	106
Figura 51 Organigrama del proceso de investigación cualitativa	108
Figura 52 Modelado estructural en ETABS	111
Figura 53 Método a utilizar para el desarrollo del proyecto	113
Figura 54 Ubicación del Proyecto Notario 49.....	116
Figura 55 Estructura Notaria 49	117
Figura 56 Planta de cimentación de la edificación.....	119
Figura 57 Secciones de columnas utilizadas por nivel.....	120
Figura 58 Secciones utilizadas como vigas en la edificación	121
Figura 59 Sección de loseta utilizada en el proyecto	122
Figura 60 Muros utilizados en el proyecto.....	123
Figura 61 Comparación entre la concepción inicial y el estado actual del proyecto	126
Figura 62 Curva de peligro sísmico para la ciudad de Quito	127
Figura 63 Mapa de fallas geológicas de Quito	132
Figura 64 Características de materiales.....	137
Figura 65 Espectro de diseño para el Edificio “Notaria 49”	139
Figura 66 Introducción de factores de cargas sísmicas en ETABS.....	140
Figura 67 Combinaciones de carga	141
Figura 68 Definición de secciones en ETABS.....	142
Figura 69 Modelo Edificio “Notaria 49”	143
Figura 70 Modos de vibración de la estructura	145
Figura 71 Verificación de muros.....	150

Figura 72 Coeficientes modificados para la modelación	156
Figura 73 Modelo Edificio “Notaria 49” incluyendo la ampliación	157
Figura 74 Modos de vibración de la estructura ampliada	159
Figura 75 Verificación de muros.....	164
Figura 76 Modelo de la edificación ampliada incorporando la medida de rehabilitación	168
Figura 77 Sección de vigas utilizadas en la propuesta ampliada	173
Figura 78 Verificación de muros para la opción 1 de ampliación	176
Figura 79 Verificación de muros para la opción 2 de ampliación	177
Figura 80 Diagonal de arriostramiento crítica de análisis.....	181
Figura 81 Requerimientos a cumplir según la norma AISC	183
Figura 82 Geometría de la placa Gausset.....	187
Figura 83 Propiedades geométricas y características de la conexión.....	188
Figura 84 Parámetros del método de fuerzas uniformes	193
Figura 85 Parámetros del método de fuerzas uniformes simplificado	193
Figura 86 Tamaño mínimo de soldadura de filete.....	195
Figura 87 Espesor de la soldadura de filete.....	196
Figura 88 Resultados de la verificación de la sección de diagonales rigidizadoras.....	206
Figura 89 Resultados de la verificación y diseño de la sección de la placa Gausset	207
Figura 90 Resultados de la edificación y diseño de la soldadura de unión de los elementos	208
Figura 91 Presupuesto referencial del proyecto	213

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Valores Factor Z.....	18
Tabla 2 Perfiles de suelo según NEC 15	19
Tabla 3 Valores factor Fa	21
Tabla 4 Valores Fd	22
Tabla 5 Valores Fs.....	23
Tabla 6 Límites del espectro de diseño NEC-SE-DS 15.....	27
Tabla 7 Ecuaciones para cada parte del espectro de diseño	27
Tabla 8 Factores n y r para determinar los valores de aceleración.....	29
Tabla 9 Factores η y α	30
Tabla 10 Categorías y coeficientes de importancia.....	32
Tabla 11 Clasificación de eventos sísmicos	33
Tabla 12 Derivas de piso admisibles.....	34
Tabla 13 Valores del valor de reducción R	45
Tabla 14 Valores del factor k	48
Tabla 15 Derivas de piso admisibles.....	49
Tabla 16 Cuadro comparativo de uso de estructuras metálicas	53
Tabla 17 Tipos de acero y uso.....	56
Tabla 18 Cuadro comparativo de las estructuras en celosía.....	71
Tabla 19 Cuadro comparativo de las estructuras de alma llena	73
Tabla 20 Cuadro comparativo de las estructuras con perfiles armados de alma llena.....	75
Tabla 21 Rangos de puntaje en el formato de evaluación rápida NEC 15.....	85
Tabla 22 Rangos de putaje en el formato de evaluación rápida FEMA 154.....	87
Tabla 23 Recopilación de información	109

Tabla 24 Cuadro de áreas de la estructura.....	115
Tabla 25 Caracterización del sitio de implantación	132
Tabla 26 Información general del proyecto	136
Tabla 27 Cargas utilizadas en el proyecto.....	138
Tabla 28 Coeficientes para determinar el corte basal	138
Tabla 29 Cortante basal de la edificación	146
Tabla 30 Verificación de cimentaciones	147
Tabla 31 Verificación de las vigas	148
Tabla 32 Verificación de las columnas	149
Tabla 33 Información inicial de la estructura.....	154
Tabla 34 Cargas cuantificadas para las propuestas de amplificación	155
Tabla 35 Nuevos valores del periodo de vibración	155
Tabla 36 Cortante basal de la edificación ampliada.....	160
Tabla 37 Verificación de cimentaciones para la estructura ampliada	161
Tabla 38 Verificación de las vigas para la estructura ampliada	162
Tabla 39 Verificación de las columnas para la edificación ampliada	163
Tabla 40 Cargas cuantificadas para las propuesta de ampliación	167
Tabla 41 Modos de vibración de la estructura incorporando las diagonales rigidizadoras.....	169
Tabla 42 Cortante basal para distintas propuestas	170
Tabla 43 Valores de derivas para cada propuesta	171
Tabla 44 Verificación de las cimentaciones primera opción	172
Tabla 45 Verificación de las cimentaciones segunda opción.....	172
Tabla 46 Verificación de vigas en la propuesta ampliada.....	174
Tabla 47 Verificación de columnas en la propuesta ampliada.....	175

Tabla 48 Sección utilizada como diagonal de arriostramiento	181
Tabla 49 Consideraciones de elevación	182
Tabla 50 Verificación de la relación ancho espesor.....	184
Tabla 51 Verificación e resistencia a la compresión.....	185
Tabla 52 Verificación de resistencia a tracción	185
Tabla 53 Verificación de resistencia a tensión.....	189
Tabla 54 Verificación de resistencia a corte	191
Tabla 55 Verificación de resistencia a compresión.....	192
Tabla 56 Resultados del diseño de soldadura de unión placa-columna-viga.....	198
Tabla 57 Resultados del diseño de soldadura de unión placa-diagonal	199
Tabla 58 Resultados de la evaluación visual rápida.....	201
Tabla 59 Resultados del análisis estructural de la edificación	202
Tabla 60 Resultados del análisis estructural de la edificación	203
Tabla 61 Resultados del análisis estructural de la edificación ampliada modificada	204
Tabla 62 Resultados del análisis estructural de la edificación ampliada modificada	205
Tabla 63 Comparación de las distintas propuestas de ampliación evaluadas	209
Tabla 64 Continuación de la comparación de las distintas propuestas de ampliación evaluadas ..	210

RESUMEN

El presente proyecto de titulación describe el proceso adecuado para realizar la rehabilitación de estructuras existentes, mediante la aplicación del código de la American Society of Civil Engineers (ASCE 41-17), la Norma Ecuatoriana de la Construcción vigente (NEC-15) y sus capítulos complementarios. Para el desarrollo del proyecto se tomó como base el Edificio “Notaria 49” que consta de 4 niveles, destinada para el uso de oficinas y vivienda, conformado por un sistema aporticado a momento, con vigas metálicas, columnas rectangulares metálicas rellenas de hormigón, muros de corte y paneles colaborantes deck. En la edificación se plantea la ampliación de 2 niveles que serán usados para oficinas, por lo que la evaluación y rehabilitación del edificio es requerido para cumplir los parámetros normados.

En primera instancia, se realizó una inspección visual de la estructura utilizando los formatos normados por la NEC y FEMA 154 en su estado actual, recopilando la información más relevante en campo con la finalidad de conocer el nivel de sismicidad a la que está expuesta. Posteriormente, se modeló la edificación haciendo uso del software ETABS 2018, para identificar los problemas estructurales con respecto a los requerimientos sismorresistentes normados por la NEC 15 mediante un análisis dinámico modal espectral.

En segunda instancia, se modeló y evaluó la estructura ampliada en el software antes mencionado y, en base a este análisis, se determinó como medida de rehabilitación el uso de diagonales de arriostramiento concéntrico el cual mejoró el comportamiento de la estructura.

Finalmente, se diseñó la medida de rehabilitación y los elementos de conexión, además se presenta un presupuesto referencial del proyecto planteado.

Palabras clave: Rehabilitación estructural, reforzamiento de estructuras, evaluación estructural.

ABSTRACT

This degree project describes the appropriate process for the rehabilitation of existing structures, through the application of the code of the American Society of Civil Engineers (ASCE 41-17), the current Ecuadorian Construction Standard (NEC-15) and its complementary chapters. For the development of the project, the "Notaria 49" building was used as a base, consisting of 4 levels, intended for office and housing use, made up of a moment-loaded system with metal beams, rectangular metal columns filled with concrete, shear walls and deck collaborating panels. The building is to be enlarged by 2 levels that will be used for offices, so the evaluation and rehabilitation of the building is required to comply with the required parameters.

First of all, a visual inspection of the structure was carried out using the formats established by the NEC and FEMA 154 in its current state, collecting the most relevant information in the field in order to know the level of seismicity to which it is exposed. Subsequently, the building was modeled using ETABS 2018 software to identify the structural problems with respect to the seismic-resistant requirements established by NEC 15 by means of a spectral modal dynamic analysis.

Secondly, the enlarged structure was modeled and evaluated in the aforementioned software and, based on this analysis, the use of concentric bracing diagonals was determined as a rehabilitation measure, which improved the behavior of the structure.

Finally, the rehabilitation measure and the connection elements were designed, and a reference budget for the proposed project is presented.

Key words: Structural retrofit, structural reinforcement, structural evaluation.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN.

La ubicación geográfica del Ecuador lo convierte en un país con una alta amenaza frente a eventos sísmicos. La ciudad de Quito no es la excepción ante la susceptibilidad sísmica, esto se debe a que en el territorio que comprende la ciudad y valles cercanos se encuentran atravesadas por una de las fallas geológicas más importantes (Estrada & Vivanco, 2019). Esta elevada amenaza sísmica, afecta directamente a las edificaciones causando daños en elementos estructurales y no estructurales, que puedan ocasionar graves afectaciones a su integridad llevándolas en casos extremas a colapsos y pérdidas humanas.

Modificaciones a los diseños iniciales o ampliaciones sin la correcta aprobación del profesional encargado, la utilización de materiales que no cumplen las especificaciones técnicas adecuadas, procesos constructivos y mano de obra inadecuados; estudios inadecuados o nulos o simplemente la informalidad en la construcción son factores que agravan el problema del correcto desempeño de la estructura, aumentando la vulnerabilidad al generarse el evento sísmico. Todas estas patologías, llevan a la estructura a no cumplir los parámetros normativos, que a pesar de resistir las cargas actuantes sobre ellas como: peso propio, cargas de uso y efectos ambientales, la hacen inseguras ante eventos sísmicos. Es por ello que una solución para encontrar las deficiencias de la estructura y mejorar su desempeño, es el realizar una evaluación estructural adecuada y plantear alternativas de rehabilitación, llevándola a cumplir los requerimientos mínimos que la norma exige.

Se debe tener en cuenta que al decidir si la medida de rehabilitación propuesta es la adecuada, se deberá sustentar no solo en la corrección de las deficiencias encontradas en la

evaluación, sino también la relación costo-beneficio de su implementación en el proyecto, garantizando de esta manera que será una solución que pueda ser ejecutada sin reflejar un gasto excesivo.

1.2. Antecedentes.

Villacrés (2016) menciona que “a nivel mundial las tendencias de construcción se van innovando cada día para superar los eventos naturales que afectan a las estructuras” (p.1). Dentro de este desarrollo, estudio e innovación, los eventos sísmicos y el precautelar la integridad de las estructuras se han convertido en un punto fundamental. Al ser el Ecuador un país con una ubicación geográfica afectada por diferentes fallas geológicas, lo convierte en un territorio de alta actividad sísmica. Como prueba de ello es el evento sísmico ocurrido en la ciudad de Pedernales, provincia de Manabí el 16 de abril del 2016 con magnitud 7.8, que afectó a varias estructuras, que en ciertos casos colapsaron provocando la muerte de sus ocupantes (Jiménez, L. p.19). La Agencia de la ONU para Refugiados (ACNUR) indica que:

El desastre, considerado el sismo más destructivo en los últimos treinta años, causó la pérdida de 671 vidas, dejando además una afectación profunda en lo social, en la economía del país y su medio ambiente (...) De acuerdo a datos oficiales de la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, 80 000 personas fueron desplazadas debido a la pérdida o daño de sus casas.

El efecto de este evento sísmico demostró la vulnerabilidad que presentan las estructuras y la necesidad de realizar una adecuada evaluación técnica, con la finalidad de proponer medidas de rehabilitación que garanticen un adecuado comportamiento estructural, reduciendo los daños materiales y asegurando la integridad de los ocupantes al momento de generarse eventos sísmicos similares o mayores al ocurrido en Pedernales.

1.3. Problema.

Debido a los distintos eventos sísmicos ocurridos a lo largo de la historia del Ecuador, la población entendió la importancia de que las edificaciones bajas o altas, cumplan con los requerimientos especificados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, garantizando de esta manera que sean seguras para los usuarios. Sin embargo, muchas de las estructuras existentes, no cumplen dichos requerimientos debido al año de construcción o la informalidad en la ejecución que persiste hasta el día de hoy, pues como lo menciona Jiménez (2017)

Con el pasar de los años los códigos de la construcción en el Ecuador han sido sometidos a revisiones con el fin de mejorarlos estableciendo parámetros de diseño cada vez más rigurosos. Es así como desde el Código Ecuatoriano de la construcción CEC-77, luego el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000, en el cual se añadió el capítulo de Peligro Sísmico y Diseño Sismorresistente, se ha llegado hoy en día hasta la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15, con requerimientos mucho más exigentes en el diseño sismorresistente de edificaciones (p.19).

Es así que la necesidad de encontrar soluciones para el cumplimiento de los parámetros mínimos requeridos por la normativa, exigieron al desarrollo de métodos de evaluación y de propuestas de rehabilitación en las estructuras que no logren el desempeño esperado.

1.4. Delimitación.

El presente proyecto se enfocará en la evaluación estructural, ampliación y el diseño de la medida de rehabilitación adecuada, para el Edificio “Notaria 49” ubicado en la parroquia de El Quinche, Cantón Quito construida en el año 2019. La evaluación se la realizará en base a la aplicación de la normativa ASCE 41-17 con lo cual, se espera lograr el cumplir los requerimientos sismorresistentes de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC 15) para conseguir que sea

segura para su integridad y ocupantes ante un posible evento sísmico. Para el desarrollo correcto del proyecto, se realizará la recopilación de datos en campo y documental, para posteriormente llevarlos a un modelo matemático mediante el uso del software ETABS 2018 con el cual se realizará la evaluación de la estructura aplicando un Análisis Dinámico Modal Espectral, considerando los parámetros de la normativa ecuatoriana vigente para la consideración del efecto sísmico y las verificaciones respectivas; desarrollado en un periodo que contempla los meses de Octubre 2021 a Febrero de 2022.

1.5. Justificación.

La realización del presente proyecto técnico se origina en la necesidad del desarrollo adecuado de la evaluación estructural de edificaciones existente previo al evento sísmico según la normativa ASCE 41-17, con el objetivo de determinar las vulnerabilidades a las que se encuentra expuesta la edificación. El realizar este procedimiento de evaluación en el edificio “Notaria 49”, se debe a que en la estructura que inicialmente fue diseñada y construida como un edificio de oficinas de 4 plantas, requiere el aumentar el espacio de uso por lo que se plantea la ampliación vertical de 2 niveles, los cuales generarán un incremento en las cargas actuantes produciendo problemas en su comportamiento; por lo que evaluar la edificación nos permitirá tomar las precauciones y acciones necesarias para mejorar el comportamiento de la edificación, aplicando la metodología y técnica de rehabilitación que mejor se adapte a las necesidades encontradas.

Para el desarrollo del proyecto técnico se contará con la información documental básica de la estructura como lo son: planos arquitectónicos, planos estructurales y planos de la planta de cimentación; además de los documentos correspondientes a las normativas ASCE 41 17, NEC 15 y las guías de diseño respectivas. Todos estos documentos garantizan la ejecución del proyecto de evaluación estructural y el diseño del reforzamiento de manera adecuada para lograr los objetivos

planteados. Se considerará la evaluación de la edificación mencionada previo a la ocurrencia de un evento sísmico, enfocándose en la super estructura es decir desde el nivel 0+00. Se evaluarán los elementos estructurales principales del edificio (columnas, vigas y muros), se realizará el diseño de la medida de rehabilitación seleccionada (diagonales de arriostramiento, placas de unión, soldadura) y la elaboración de un presupuesto referencial del proyecto. En cuanto a las cimentaciones, se realizará un análisis con respecto a las cargas transmitidas al suelo y la capacidad del mismo, sin embargo, no se desarrollará el reforzamiento en caso de requerirse. Con relación a las conexiones viga-columna, no se desarrolló el análisis y verificaciones de este elemento dado a la configuración utilizada en el proyecto y falta de ensayos para este propósito.

Este proyecto se desarrolla de tal manera que pueda utilizarse como una guía y fuente de investigación para estudiantes y profesionales interesados en la evaluación estructural pre evento sísmico de estructuras existentes, además servirá para presentar las medidas de rehabilitación y reforzamiento de estructuras metálicas como una solución ante posibles daños que puedan presentarse durante la vida útil del edificio.

1.6. Objetivos.

1.6.1. Objetivo General

Realizar la evaluación de una estructura metálica existente de cuatro niveles, con proyección de ampliación de 2 niveles adicionales, a través de la metodología indicada en la normativa ASCE 41-17 y la modelación en el software ETABS 2018, para verificar el cumplimiento de los requerimientos estructurales establecidos en la normativa NEC 15 y, posteriormente plantear y diseñar el reforzamiento adecuado.

1.6.2. Objetivos Específicos

Determinar las cargas actuantes sobre la estructura de análisis en función de su ubicación, los espacios arquitectónicos y el uso actual de la edificación, utilizando los planos de la edificación, para alimentar con información al programa ETABS 2018.

Establecer los factores de sitio y espectro de diseño, a partir de los estudios de suelos y usando la norma NEC-SE-DS, para evaluar las solicitaciones sísmicas a las que está expuesta la estructura de estudio.

Modelar la estructura de análisis en su estado actual en el software ETABS 2018, a partir de los planos arquitectónicos y estructurales, para determinar las condiciones a las que está sometida.

Modelar la estructura de análisis con la ampliación de 2 niveles en el software ETABS 2018, a partir de los planos arquitectónicos y estructurales, para determinar las condiciones a las que está sometida.

Evaluar e interpretar los resultados, a través del modelamiento, para compararlos con los requisitos que debe cumplir la estructura según la norma NEC-SE-DS.

Comprobar los resultados de la modelación, mediante los cálculos realizados con el programa MathCad Prime y Excel, con respecto al análisis sísmico, para compararlos con los requisitos a cumplirse según la norma NEC-SE-DS.

Proponer y diseñar la medida de rehabilitación adecuada, en función de los resultados obtenidos del análisis previo, con la finalidad de cumplir los requisitos estructurales establecidos en la NEC.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Riesgo sísmico y diseño sismorresistente.

2.1.1 Riesgo sísmico

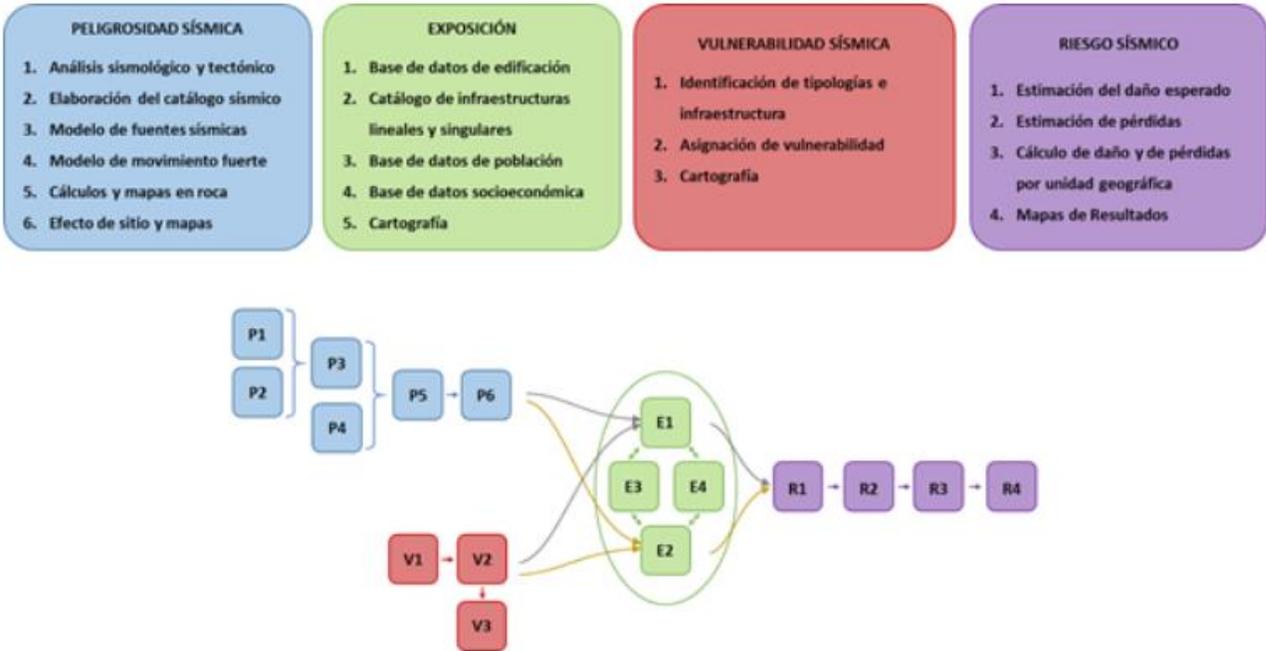
El riesgo sísmico, se lo determina con la evaluación de ciertos factores y el analizar la interrelación entre cada uno de ellos. Estos factores son:

- Factor de peligrosidad.
- Factor de vulnerabilidad.
- Factor de exposición.
- En ciertas ocasiones se considera el factor de costo.

Por ejemplo, si la zona de estudio es altamente poblada, y a pesar de no contar con fallas geológicas, se la considera como de alto riesgo sísmico debido a la cantidad de personas que serían afectadas en caso de presentarse un sismo. Con este precedente, se puede definir al riesgo sísmico como “la probabilidad de ocurrencia de un sismo, la determinación del número de víctimas, las afectaciones a las edificaciones existentes y los posibles costos posteriores al evento” (GEOALERTA, 2020). El proceso para determinar el riesgo sísmico de una edificación, se detalla en la figura 1

Figura 1

Estudio de riesgo sísmico.



Nota: Organigrama del proceso de evaluación de riesgo sísmico estructural. Fuente: GEOALERTA (2020).

2.1.1.1. Peligrosidad sísmica. Como se menciona en la norma NEC-SE-DS, la peligrosidad sísmica es “la probabilidad de excedencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados” (p. 11). Dicha probabilidad de excedencia, se la determina a partir de la siguiente expresión:

$$Probabilidad\ de\ excedencia = 1 - \left[1 - \frac{1}{Tr}\right]^t$$

Donde:

Tr Período de retorno

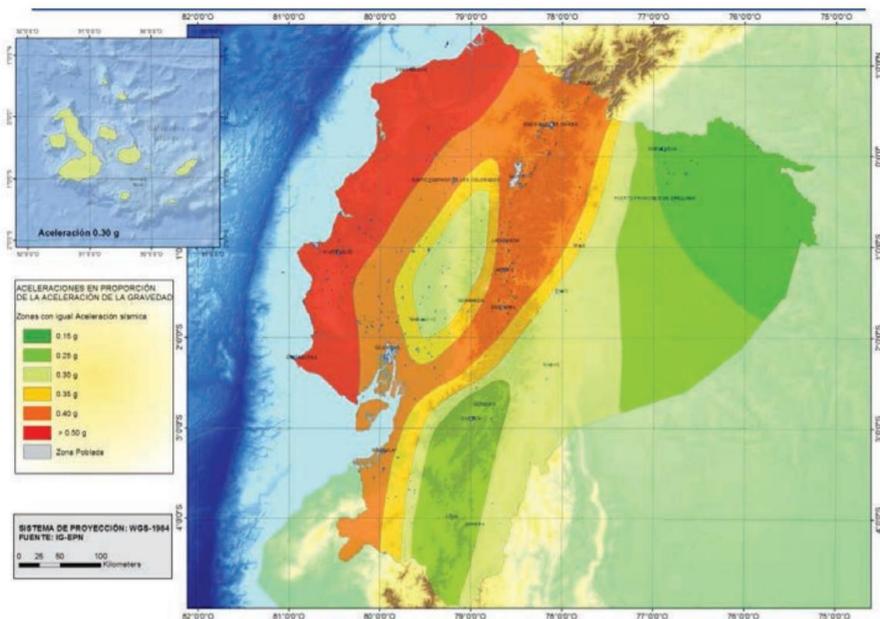
t Número de años de análisis

Con estos parámetros, lo que se busca es plantear un sismo de diseño, de la manera más detallada y precisa, con el que se evaluará los niveles de movimiento del terreno que una estructura deberá soportar y así asegurar un correcto desempeño ante estos eventos.

Para el Ecuador, la normativa NEC-15, tomando en consideración los conceptos de probabilidad de excedencia y peligro sísmico, realizó un mapa de zonificación sísmica para un periodo de 50 años con una probabilidad de excedencia del 10%, con un periodo de retorno de 475 años, que presenta los valores PGA (Pick Ground Acceleration) medidos en roca (figura 2).

Figura 2

Mapa de zonificación sísmica de Ecuador.

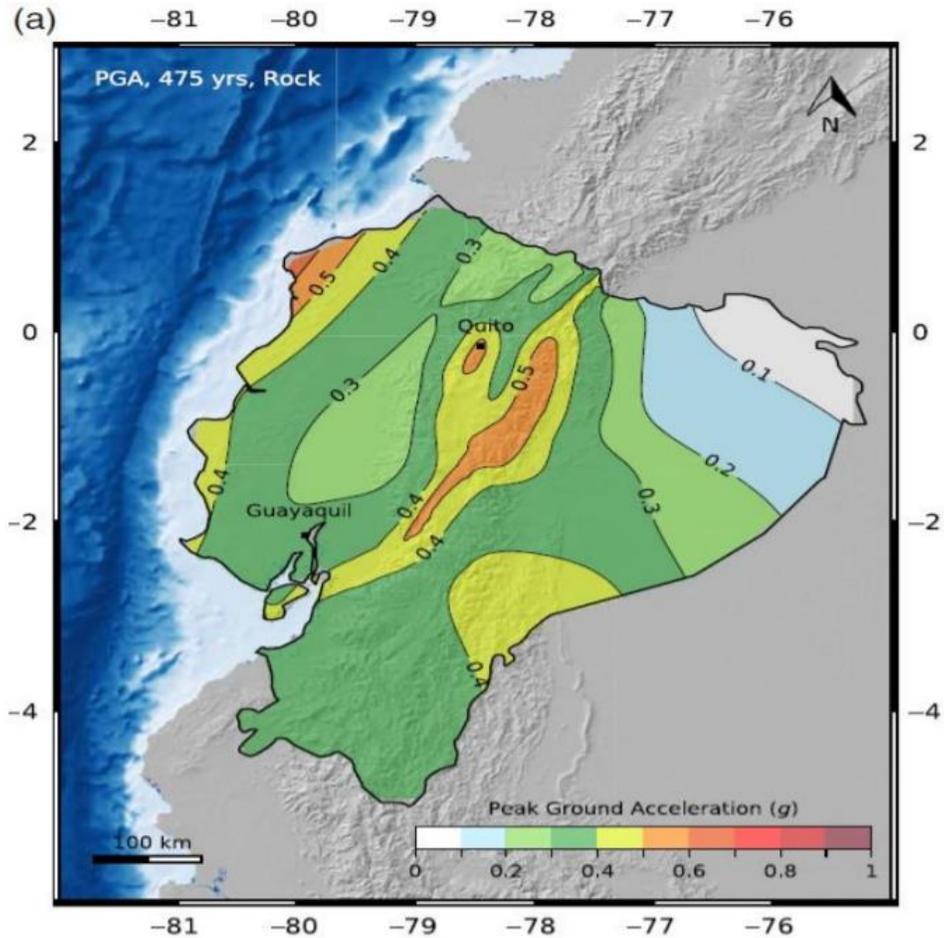


Nota: Zonas sísmicas del Ecuador. Fuente: NEC-SE-DS (2015)

De acuerdo a la caracterización mostrada en la figura 2, todo el territorio ecuatoriano presenta un alto riesgo sísmico. La parte correspondiente al Oriente ecuatoriano, presenta un riesgo intermedio frente a la amenaza sísmica, mientras que la zona de la costa, tienen una amenaza categorizada como muy alta.

Figura 4

Mapa de peligrosidad sísmica de Ecuador.



Nota: Zonificación de peligrosidad sísmica a partir de análisis probabilísticos. Fuente: Paredes & Pachar (2019)

Con este tipo de estudios de zonificación del peligro sísmico, se logra un diseño y análisis adecuado y con un grado de precisión que permite reducir el riesgo de afectaciones a las estructuras en el caso de presentarse un evento sísmico.

2.1.1.2. Exposición sísmica. Esta etapa de evaluación tiene como finalidad recopilar información sobre la estructura y los elementos expuestos a la acción del evento sísmico. Se deberá

evaluar “las características físicas de las mismas, entre estas: altura, área construida, tipo de estructura y materiales principales, fecha de construcción, norma o código de diseño, estado actual y reparaciones o refuerzos” (GEOALERTA, 2020), con la finalidad de elaborar una base de datos que permita evaluar el nivel de exposición.

Considerando que la definición y el análisis que se realiza para determinar el nivel de exposición sísmica a la que está expuesta la estructura se determina que “tiene una gran similitud con el concepto de vulnerabilidad, es por esto que varios autores han optado por tomar este concepto como implícito dentro de la misma, pues consideran que si un elemento está expuesto también es vulnerable” (Quizhpilema, 2017, p.16). La exposición de las edificaciones depende de varios factores como por ejemplo su ubicación en las cercanías a laderas o sobre suelos licuables. Un elemento que cumple un papel importante en el nivel de exposición de las edificaciones es el tipo de suelo en el que está implantada. Los suelos que pueden elevar el riesgo de una estructura a presentar un nivel de exposición alto son los que presentan las siguientes tipologías:

- **Suelos blandos y arenosos:** que amplifican el movimiento producto de un evento sísmico.
- **Laderas:** Exponen a la estructura a posibles deslizamientos por sismos.
- **Suelos licuables:** Incrementan la presión de los poros del suelo reduciendo el esfuerzo del suelo.
- **Rellenos mal realizados:** Utilización de materiales deficientes e incorrecta compactación.
- **Suelos inundables:** Terrenos planos ubicados cerca de cuerpos de agua considerables.

2.1.1.3. Vulnerabilidad sísmica. La vulnerabilidad sísmica es una parte fundamental para evaluar el riesgo sísmico de una estructura, y se la puede definir como el nivel o porcentaje de daño que resulta en la estructura después de un evento sísmico. “La vulnerabilidad sísmica depende de aspectos geométricos, estructurales, geotécnicos, constructivos, así como también del entorno

en el que están emplazadas las edificaciones” (Quizhpilema, 2017, p.17). En el caso del cantón Quito, se deberá tener un tratamiento especial a este factor, dado que, al encontrarse en una zona altamente sísmica, las estructuras sufrirían daños al no tener un control adecuado en el proceso de diseño y construcción.

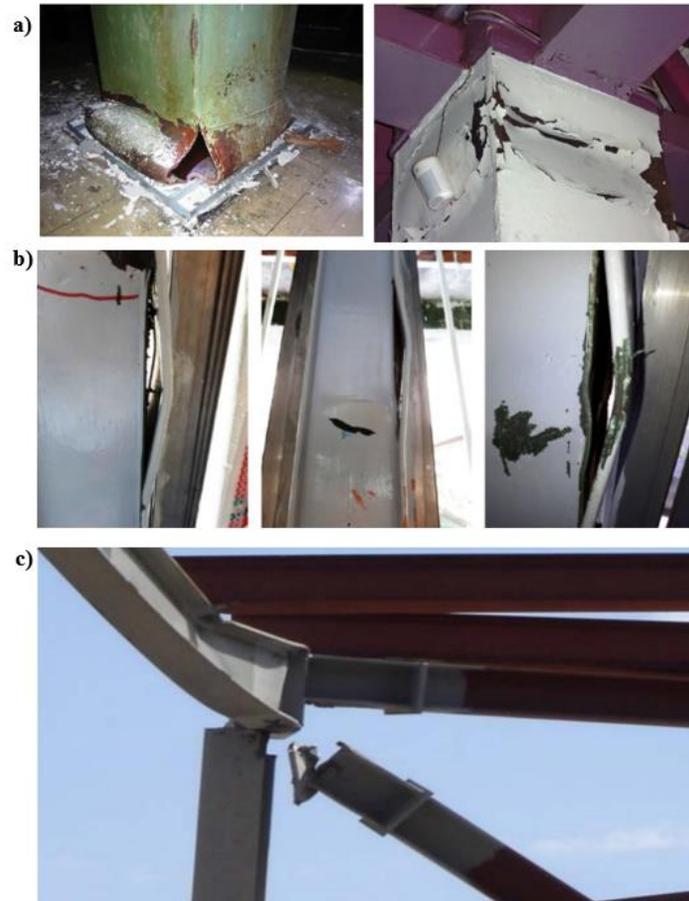
La vulnerabilidad se presenta a nivel: estructural, no estructural y funcional, que en cualquiera de estos casos causan afectaciones directas a los aspectos económicos, sociales, ecológicos, entre otros.

Vulnerabilidad estructural. Hace referencia a que, ante un evento sísmico, los elementos como columnas, vigas, losas, muros y cimientos presentaran posibles afectaciones en su integridad. Este tipo de vulnerabilidad generalmente se debe a un diseño deficiente de los elementos que conformaran el sistema estructural o a irregularidades en su configuración en planta o elevación, que a pesar de ser permitidas por la normativa NEC 15, al no ser tratadas de manera adecuada pueden llevar a problemas de comportamiento ante sismos.

Es por ello que, en los estudios iniciales se debe considerar los efectos a los que la estructura estará expuesta y realizar un diseño y detallamiento adecuado de cada elemento que resistirá las fuerzas horizontales producto del sismo y gravitacionales por efecto de las cargas sobre ellos. En el caso de las estructuras existentes, se plantea como una solución el buscar distintas medidas de rehabilitación que ayuden a mejorar el comportamiento de la estructura y la capacidad de resistencia de los elementos que la conforman.

Figura 5

Daños en estructuras metálicas post evento sísmico.



Nota: a) Daños en columnas; b) Daños en soldaduras; c) Daño en unión viga-columna. Fuente: Hernández y García (2014)

Vulnerabilidad no estructural. –Durante el evento sísmico, los elementos más vulnerables a sufrir afectaciones en su integridad son aquellos que no forman parte del sistema estructural, como es el caso de paredes de mampostería, ventanas, acabados, maquinarias, entre otros, que por los daños que puedan presentar, afectarían a la funcionalidad de la edificación o su colapso causaría daños a sus ocupantes. Este tipo de vulnerabilidad, se convierte en un problema de mayor grado al tratarse de estructuras categorizadas como de ocupación especial y esenciales, que no pueden

paralizar sus actividades durante o después del evento sísmico, como es el caso de hospitales, escuelas, instituciones de seguridad pública, etc.

Un caso muy común y visible son las afectaciones a las paredes de mampostería que como lo menciona Quizhpilema (2017), “aunque no sea un elemento estructural aporta rigidez al edificio hasta que falle o colapse, si esta falla irregularmente podría provocar una concentración de esfuerzos en las columnas y vigas que no fueron tomados en consideración para el diseño” (p.19).

Figura 6

Daños de mampostería post evento sísmico.



Nota: Grietas y posible colapso de paredes, sismo Pedernales. Fuente: Guía práctica NEC (2019)

Vulnerabilidad funcional. Se refiere a las posibles afectaciones que puedan sufrir los sistemas anexos a las edificaciones que limiten su operatividad al producirse el evento sísmico. El estudio de este tipo de vulnerabilidad, se deberá enfocar en posibles daños en la infraestructura de agua potable, sistemas eléctricos, sistemas de alcantarillado, vías de acceso y evacuación fuera de la edificación, con el objetivo de plantear alternativas para solventar estos servicios en caso de falla de algunos de ellos.

Figura 7

Daños en vías de acceso post evento sísmico.



Nota: Colapso de vereda, provincia de Manabí. Fuente: Guía práctica NEC (2019)

2.1.2 Diseño sismorresistente

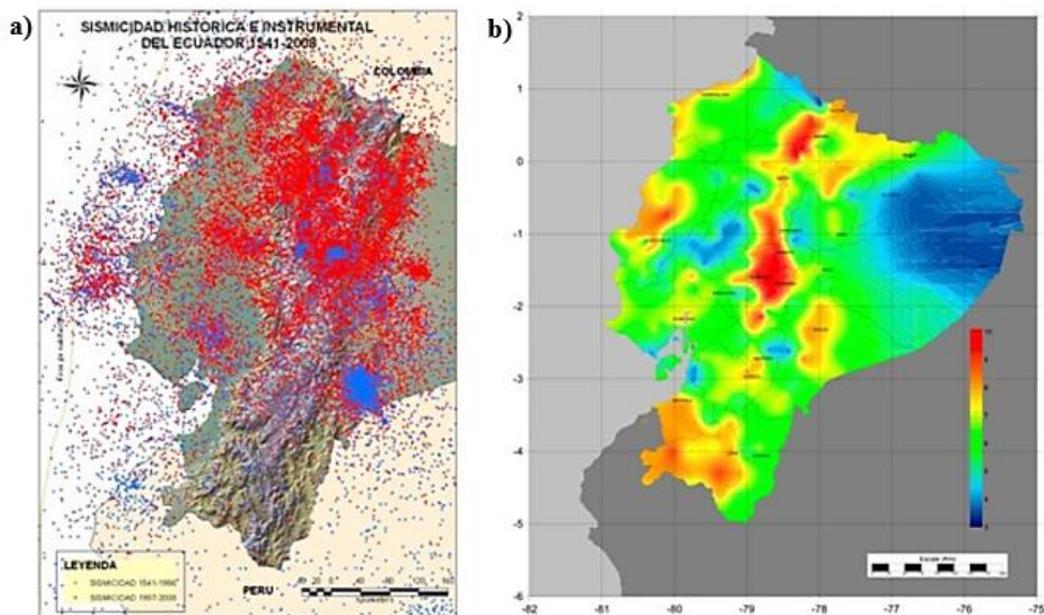
Con el objetivo de garantizar un adecuado comportamiento estructural, especialmente en países con una alta amenaza sísmica como es el caso de Ecuador se han determinado distintos parámetros que aseguren el diseñar y construir estructuras que sean seguras para sus ocupantes, minimizando las pérdidas humanas y económicas. Es así que el diseño de estructuras sismorresistentes busca garantizar el no colapso de la edificación permitiendo la ductilidad de los elementos, reduciendo de forma significativa las fuerzas inducidas por sismos severos y que trabajen en conjunto ante el evento sísmico (Moreta, 2015).

2.1.2.1. Zonificación sísmica del Ecuador. Para los efectos de diseño sismo resistente, una parte fundamental es el conocer la ubicación en la cual se implantará el proyecto, esto debido a que cada zona presenta un riesgo sísmico distinto que la afecta directamente. Es por ello que, en base a distintos estudios la NEC divide al Ecuador en seis zonas sísmicas en base a los valores de

aceleración en roca, teniendo así que las zonas con mayor aceleración sísmica “son aquellas que se ubican en la Costa, puesto que se encuentran más cerca a la Placa de Nazca, mientras que en el oriente su aceleración sísmica es menor, ya que están mucho más alejadas de la Placa de Nazca” (Moreta, 2015). Para una mejor apreciación de cómo se encuentra dividido el Ecuador de acuerdo a las aceleraciones obtenidas, se presenta en la normativa NEC-SE-DS 2015 un mapa de zonificación sísmica, obtenido a partir del estudio de peligro sísmico “para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI” (NEC-SE-DS, 2015, p.27).

Figura 8

Actividad sísmica en el Ecuador.



Nota: a) Sismicidad histórica e instrumental b) Distribución de intensidades sísmicas. Elaborado por: los autores a partir de IGEPN (2015).

Además, en la normativa se presentan los valores tabulados para cada zona sísmica y la caracterización que se le da a cada una de ellas; a estos valores se los llama “Factor Z”. De igual manera, nos proporcionan un listado de algunas localidades a lo largo del país que facilitan la determinación de este factor y como recomendación para los lugares que no están tabulados, nos mencionan que deberá tomar un valor de una localidad cercana a la de la implantación del proyecto. En la tabla 1, se presentan los valores y caracterización de cada una de las zonas sísmicas generales en las que se divide al país.

Tabla 1

Valores Factor Z.

Zona sísmica	I	II	II	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Nota: Zona sísmica y sus respectivos valores. Elaborado por: los autores basados en la NEC-SE-DS (2015)

2.1.2.2. Perfiles de suelo. Un parámetro necesario para determinar un diseño adecuado de las estructuras y que las mismas sean consideradas sismorresistente, tienen que ver con el tipo de suelo en el que se encuentran implantadas. Con la zonificación sísmica realizada por la normativa y los distintos ensayos geotécnicos realizados en los 30 m superficiales del terreno, se determinó seis distintos tipos de perfiles de suelo que encontramos en el territorio. El conocer el perfil de suelo en el que se construye el proyecto, permite conocer los parámetros necesarios con los que se determinará la respuesta sísmica a la que estará expuesta.

Tabla 2

Perfiles de suelo según NEC 2015.

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca componente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy denso o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumple el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 - Suelos susceptibles a la falla o colapso causando por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementos, etc.	
	F2 - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3 - Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5\text{m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$).	
	F4 - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$).	
	F5 - Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6 - Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Nota: Perfiles de suelo encontrados en el país, con el tipo de terreno y parámetros de clasificación.

Elaborado por: los autores basados en la NEC-SE-DS (2015)

Los parámetros en los que se basa en los perfiles de suelo, se entienden como:

- V_s** Velocidad de onda cortante promedio del suelo que sobreyace al semi espacio
- N** Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo
- Su** Resistencia al corte no drenado
- IP** Índice de Plasticidad. Se obtiene cumpliendo la norma ASTM D 4318
- w** Contenido de agua en porcentaje (en la clasificación de los estratos de arcilla se determina por medio de la norma ASTM D 2166)
- H** Espesor total de los estratos de suelos cohesivos (m)

2.1.2.3. Coeficientes del perfil del suelo. De acuerdo al perfil de suelo que establezca el estudio geotécnico y la zonificación sísmica, se determina los Factores de Sitio. Estos valores se los encuentran tabulados en la normativa NEC-SE-DS-2015 para los perfiles de suelo A, B, C, D y E mientras que, para el perfil tipo F, nos recomienda que se deberá realizar un estudio especializado para determinarlos a partir de una subclasificación.

a) Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (F_a)

Se entiende como el factor que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para el diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio. Los valores que toman cada uno de estos valores, corresponden a los tabulados en la tabla 3:

Tabla 3*Valores Factor Fa.*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Nota: Coeficientes de amplificación de acuerdo al perfil de suelo y zona sísmica. Elaborado por: los autores basados en la NEC-SE-DS (2015)

b) Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para el diseño en roca (F_d)

Se entiende como el factor que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de respuesta de desplazamiento para el diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio. Los valores que toman cada uno de estos valores, corresponden a los tabulados en la tabla 4:

Tabla 4*Valores Factor Fd.*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.70	1.65	1.60	1.5
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Nota: Coeficientes de amplificación de acuerdo al perfil de suelo y zona sísmica. Elaborado por: los autores basados en la NEC-SE-DS (2015)

c) Coeficiente del comportamiento no lineal de los suelos (Fs.)

Este factor considera que “al comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleración y desplazamiento” (NEC-SE-DS, 2015, p.32). Los valores que toman cada uno de estos valores, corresponden a los tabulados en la tabla 5:

Tabla 5*Valores Factor Fs.*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Nota: Coeficientes del comportamiento no lineal del suelo de acuerdo al perfil de suelo y zona sísmica. Elaborado por: los autores basados en la NEC-SE-DS (2015)

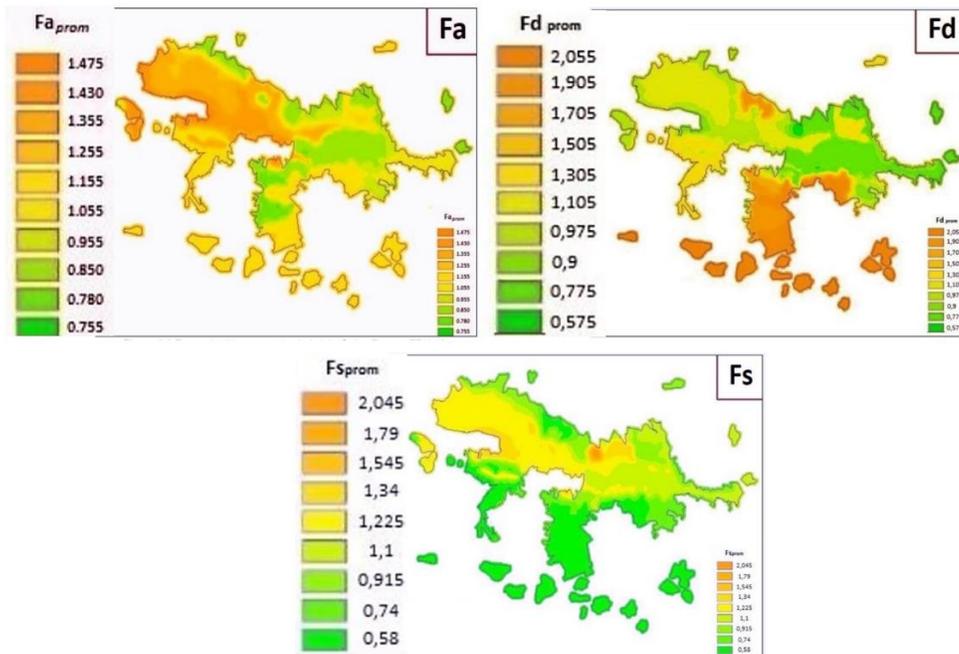
d) Microzonificación Sísmica

En el caso de que el sitio de implantación de la estructura cuente con un perfil de suelo tipo F o el número de habitantes sea de al menos 100000, la normativa señala que es necesario el realizar un estudio especializado de microzonificación de la zona. Moreta (2015) define que es de relevancia el realizar este tipo de estudios dado que “mediante una microzonificación sísmica se establecen zonas de suelos que posean un comportamiento bastante parecido ante un sismo, y con ello determinar las recomendaciones precisas para el diseño, construcción, evaluación o reforzamiento dependiendo del caso que fuere necesario realizar” (p.10). Lo que se busca con un estudio de microzonificación sísmica es el contar con la mayor cantidad de información posible para determinar el riesgo sísmico al que está expuesta la zona de análisis y así poder tomar las medidas preventivas adecuadas para minimizarlas.

Dentro del país, se ha realizado este tipo de estudios en proyectos como el del Metro de Quito llevado a cabo por la empresa consultora “Evaluación de Riesgos Naturales de América Latina” (ERN) para determinar las características del perfil del suelo a lo largo de la ruta del proyecto. Dicho estudio tomó como base la colocación de 20 puntos de sondeo a una profundidad de 40m, obteniendo muestras del suelo del lugar y así logrando una caracterización de la zona más precisa.

Figura 9

Microzonificación de la ciudad de Quito.



Nota: Factores de sitio según estudio realizado por ERN. Elaborado por: Los autores basados en Aguiar (2017)

2.1.2.4. Componentes horizontales de la carga sísmica. Para la determinación de este parámetro se tiene:

a) Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones:

Moreta (2015) define que “un espectro es la representación gráfica del comportamiento de una estructura de un grado de libertad frente a una acción dinámica aplicada a la misma” (p. 16). Para el caso del diseño de estructuras, la acción dinámica a la que se somete el análisis son las fuerzas generadas por los eventos sísmicos que, a pesar de no ser recurrentes pueden presentarse a lo largo de la vida útil de la edificación convirtiéndolas en un factor de riesgo para las mismas de no ser consideradas. Los espectros toman los valores máximos producto del evento sísmico de desplazamientos, velocidades o aceleraciones para distintos tipos de suelo y estructuras, y en base a estos datos se caracteriza los periodos de vibración para cada caso. Al ser una representación gráfica, los períodos de vibración y la respuesta de aceleraciones o desplazamientos se la realiza en el eje de las abscisas y de las ordenadas respectivamente, utilizando un factor de amortiguamiento (ξ) que por lo general es el factor crítico del 5%.

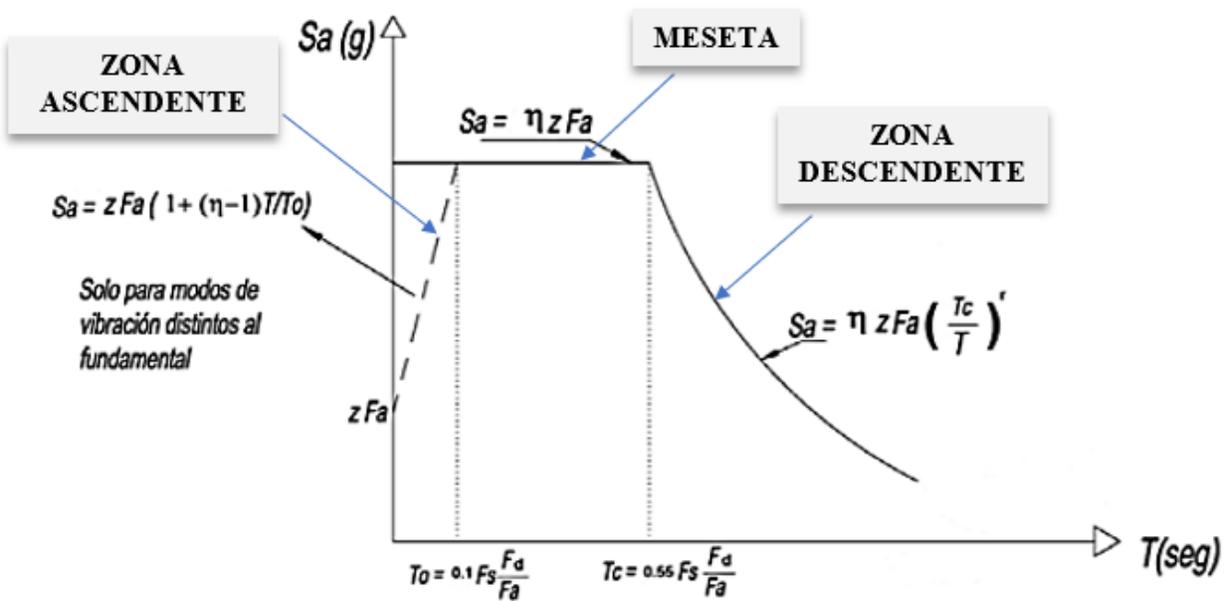
En la NEC (2015) en su capítulo de Peligro Sísmico, determina el espectro elástico horizontal de diseño que en el eje de las ordenadas presenta la respuesta de aceleración máxima expresada en fracción de la gravedad $S_a(g)$. Este espectro “está constituida por tres partes la inicial o ascendente, la media o meseta y la final o parte descendente” (Quizhpilema, 2017, p.13) indicadas en la figura 10. Para determinar la aceleración máxima se lo realiza mediante las expresiones que se indica en la figura 10, las cuales dependen directamente de los parámetros de la estructura:

- Factor de zona sísmica Z , dependiente del lugar de implantación del proyecto,
- Tipo de suelo resultado del análisis geotécnico o estudios cercanos,
- Los respectivos valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d y F_s

Para los espectros de diseño en la norma ecuatoriana se elimina el ramal izquierdo de la curva (Zona Ascendente), esto debido a que no se puede reducir la ordenada espectral utilizando el factor de reducción para períodos cortos con fines de diseño, estableciendo que la meseta inicia desde valores próximos a cero (Quizhpilema, 2017).

Figura 10

Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones NEC-SE-DS 2015.



Nota: Espectro de aceleraciones utilizado para determinar el sismo de diseño y sus diferentes partes. Fuente: NEC-SE-DS (2015)

Para la determinación de cada una de las partes que conforman el espectro de diseño, se toma como límites los periodos de vibración obtenidos para la edificación ubicados en el eje de las abscisas. Estos límites se presentan en la Tabla 6 y están ligados a los factores de amplificación del suelo F_a , F_d y F_s .

Tabla 6*Límites del espectro de diseño NEC-SE-DS 2015.*

Zona del espectro	Límites
Ascendente	$T < T_o$
Meseta	$0 \leq T \leq T_c$
Descendente	$T > T_c$
T_o	$0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$
T_c	$0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$
T	Periodo obtenido por el análisis de la estructura

Nota: Partes del espectro, límites de aplicación y ecuaciones de cálculo. Elaborado por: los autores basados en la NEC-SE-DS (2015)

Para determinar la aceleración según los límites que se obtienen de la Tabla 7, se tienen distintas expresiones de cálculo. Estas expresiones se las indica a continuación:

Tabla 7*Ecuaciones para cada parte del espectro de diseño.*

Zona del espectro	Ecuación
Ascendente	$S_a = z * F_a * \left(1 + (n - 1) * \frac{T}{T_o} \right)$
Meseta	$S_a = n * z * F_a$
Descendente	$S_a = n * z * F_a * \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$

Nota: Ecuaciones de cálculo para determinar la aceleración en función de la gravedad $S_a(g)$.

Elaborado por: los autores basados en la NEC-SE-DS (2015)

Como se evidencia en la Tabla 7, las expresiones de cálculo para determinar los distintos valores de aceleraciones de acuerdo a la ubicación dentro del espectro, están en función de factores relacionados con la ubicación geográfica de la edificación. Estos factores son:

- S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período de vibración de la estructura.
- η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- r Factor usado en el espectro de diseño elásticos.
- T Período fundamental de vibración de la estructura.
- T_c Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

La determinación de los valores de η y r son dependientes de la ubicación geográfica de la estructura y el tipo de suelo en el que se implanta la edificación. Estos valores son los tabulados a continuación:

Tabla 8

Factores n y r para determinar los valores de aceleraciones.

FACTOR η	
Provincias	Valores para η
Todas las de la Costa excepto Esmeraldas.	1.80
Todas las de la Sierra además de Esmeraldas y Galápagos	2.48
Todas las del Oriente	2.60
FACTOR r	
Tipo de suelo	Valores para r
Tipo de suelo tipo E	1.00
Todos los suelos, con excepción del suelo tipo E	1.50

Nota: Tabulación de los valores de los factores n y r de acuerdo al tipo de suelo y provincia.

Elaborado por: los autores basados en la NEC-SE-DS (2015).

b) Periodo fundamental de vibración:

En cuanto al valor del periodo de vibración de la estructura, la normativa proporciona una ecuación para calcularla, la cual lo llama “Método 1” el cual depende de la altura y tipo de estructura.

$$T = Ct * hn^{\alpha}$$

Donde:

Ct y α Coeficiente que depende del tipo de edificio

- hn Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura (m)
- T Período de vibración

Los valores de Ct y α de acuerdo a la NEC, están en función del tipo de estructura y del sistema constructivo de arriostramiento con el que cuenta. Los valores para cada uno de los factores son los siguientes:

Tabla 9

Factores Ct y α.

Tipo de estructura	Ct	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Nota: Valores que toman los valores Ct y α en función del tipo de arriostramiento y estructura.

Elaborado por: los autores basados en la NEC-SE-DS (2015)

La normativa determina un segundo método para la determinación del periodo fundamental T, el cual depende de “las propiedades de la estructura y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado” (NEC-SE-DS, 2015, p.63). Dicho análisis y uso de la ecuación debe ser estudiado en cada una de las direcciones de la estructura o determinado por un análisis modal.

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

Donde:

- f_i Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i .
- δ_i Deflexión elástica del piso i , calculada utilizando las fuerzas laterales f
- w_i Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente) peso: w / cargas: W

Una consideración que nos menciona la normativa NEC-SE-DS (2015) es que “el valor de T obtenido por la aplicación del Método 2 no debe ser mayor al 30% del calculado por el Método 1” (p.63). Los valores que se obtienen mediante la utilización de los métodos 1 y 2 son estimaciones del periodo fundamental de la estructura con el que se determina las fuerzas sísmicas actuantes en la edificación y lograr el dimensionamiento de los elementos. Sin embargo, se debe tener presente que, una vez obtenidas las secciones iniciales de la estructura, se deberá evaluar los periodos fundamentales utilizando el método 2 o un análisis modal, realizando un análisis iterativo para evaluar tanto el cortante basal como las secciones hasta cumplir que la variación de los periodos en cada iteración sea menor o igual al 10%.

c) Metodología de Diseño Sismorresistente:

Una vez determinado el espectro de diseño con el que se evaluará el comportamiento de la estructura y el valor de la aceleración obtenido del mismo, se determinarán ciertos parámetros con los que se realizará el diseño de la edificación.

- **Categoría y coeficiente importancia del edificio. -**

En este paso de estudio, se determina la finalidad de uso de la edificación de acuerdo a la categorización adoptada por la normativa. El objetivo de definir la categoría en la que la estructura

se encuentra, es el determinar el “Coeficiente de importancia” (I) el cual tiene como propósito el incrementar la demanda sísmica para el diseño de la estructura. Este incremento se debe a que durante y después de un evento sísmico las estructuras deben mantener la operatividad, sufriendo el menor daño posible.

Tabla 10

Categorías y coeficientes de importancia.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

Nota: Tipos de edificación de acuerdo al objetivo de uso y categoría según la normativa. Elaborado por: los autores basados en la NEC-SE-DS (2015)

2.1.2.5. Filosofía de diseño sismorresistente. En el caso del Ecuador, la normativa NEC 15 en su capítulo 4.2 de la normativa para diseño de estructuras, nos menciona la “Filosofía de diseño sismo resistente” que deben cumplir las edificaciones para considerarlas adecuadas y seguras. Este diseño se basa en el uso de un sismo de diseño, el cual corresponde a un “evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años” (NEC SE DS, 2015, p.15).

Para considerar que una estructura cumple con el nivel de seguridad de vida objetivo, se debe cumplir con ciertos requisitos mínimos de diseño, que en el caso de estructuras categorizadas como de ocupación normal serán:

- Prevención de daños en elementos estructurales y no estructurales frente a sismos frecuentes a lo largo de la vida útil de la edificación.
- Prevención de daños en elementos estructurales y no estructurales frente a sismos moderados y poco frecuentes a lo largo de la vida útil de la edificación.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez, con el objetivo de precautelar la vida de sus ocupantes.

Tabla 11

Clasificación de eventos sísmicos.

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuencia (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.0004

Nota: Niveles de amenaza sísmica. Elaborado por: los autores basados en la NEC-SE-DS (2015)

Los objetivos que la filosofía de diseño requiere, se los consigue cumpliendo los siguientes parámetros:

- Contar con la capacidad de resistir las fuerzas especificadas en la norma NEC-SE-DS 2015.
- Cumplir con los valores de derivas de piso permisibles para cada tipo de estructura. Estas derivas se determinan a partir de la siguiente expresión:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

Donde:

ΔM Deriva máxima inelástica.

ΔE Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R Factor de reducción de resistencia.

Tabla 12

Derivas de piso admisibles.

Estructuras de:	ΔM máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Nota: Valores límites de derivas por cada tipo de estructuras. Elaborado por: los autores basados en la NEC-SE-DS (2015)

- Puedan disipar energía de deformación inelástica mediante el uso de dispositivos de control sísmico o técnicas de diseño por capacidad.

2.1.2.6. Regularidad/ configuración estructural. Este apartado hace referencia a:

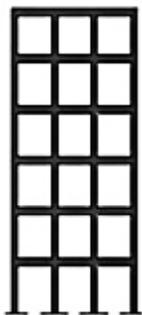
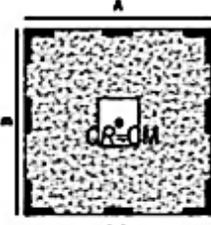
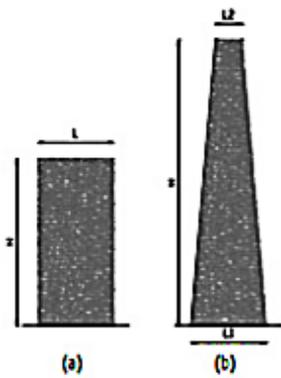
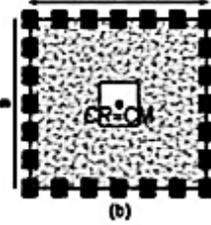
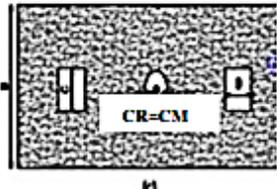
- **Configuración estructural. -**

La geometría de la edificación tanto en planta y elevación, son un factor de importancia al momento de diseñar, evaluar y ejecutar un proyecto, ya que el correcto comportamiento de la estructura frente a un sismo dependerá mucho de este apartado. A pesar de que la normativa recomienda que la configuración estructural sea simple y regular, la cual denomina “Configuración a privilegiar” (Figura 11), permite que se presenten ciertas variaciones en altura y su geometría en planta siempre y cuando se diseñe y justifique de manera adecuada el correcto desempeño sísmico de la edificación, aunque no las recomienda (Figura 12). En base a esta configuración estructural,

se clasifica a la estructura como regular o irregular. Se entiende como una estructura regular en planta y en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en la Figura 12 (NEC-SE-DS, 2015, p.49).

Figura 11

Configuraciones estructurales recomendadas.

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{EI} = 1$		CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{PI} = 1$	
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles</p> <p>$\phi_{EI} = 1$</p>		<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa.</p> <p>$\phi_{PI} = 1$</p>	 <p>(a)</p>
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional.</p> <p>$\phi_{EI} = 1$</p>	 <p>(a) (b)</p>		 <p>(b)</p>
			 <p>(c)</p>

Nota: Geometría en planta y elevación que aseguran un desempeño sísmico adecuado. Fuente: NEC-SE-DS (2015)

Figura 12

Configuraciones estructurales no recomendadas.

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamiento del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendable cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el corte del piso para la dirección considerada).</p>		
<p>Columna corta. Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Nota: Geometría en planta y elevación que afectan al desempeño estructural ante un evento sísmico. Fuente: NEC-SE-DS (2015)

Cundo la estructura presenta algún tipo de irregularidad en su configuración estructural, la norma penaliza a la estructura por medio de valores llamados “coeficientes de irregularidad”, en planta o elevación para tomar en cuenta el efecto que provocan en el desempeño sísmico de la edificación. El afectar a la estructura por medio de estos coeficientes se debe a que se aumenta el cortante de diseño con la finalidad de incrementar la resistencia de la estructura sin embargo no pueden evitar un comportamiento sísmico inadecuado.

Los distintos tipos de irregularidad que la norma considera para modificar los valores del coeficiente de irregularidad, se muestran en la Figura 13 para irregularidades en planta y en la Figura 14 para irregularidades en elevación.

- **Coeficiente de regularidad en planta. –**

Para calcular el valor del coeficiente de regularidad en planta (Φ_P), la normativa determina la siguiente expresión contemplando las irregularidades presentadas en la Figura 13.

$$\Phi_P = \Phi_{PA} * \Phi_{PB}$$

En la expresión, los coeficientes que intervienen en la misma son:

Φ_P Coeficiente de regularidad en planta

Φ_{PA} Mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3.

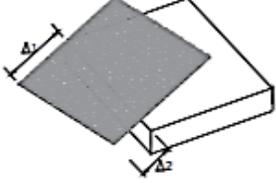
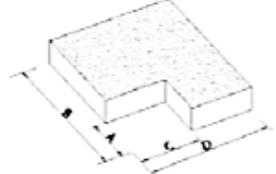
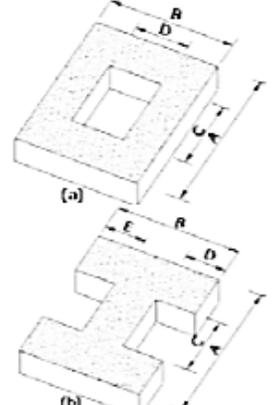
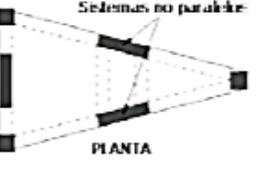
Φ_{PB} Mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4.

Φ_{Pi} Coeficiente de configuración en planta.

En el caso de que la edificación no presente ningún tipo de irregularidad indicada en la Figura 13, se considerará que es una estructura regular en planta y el coeficiente Φ_P se lo tomará con el valor de 1.

Figura 13

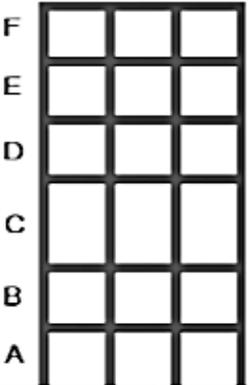
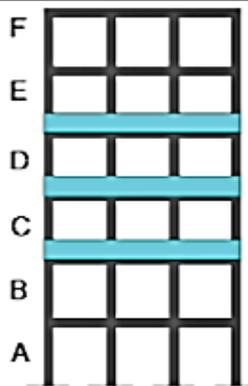
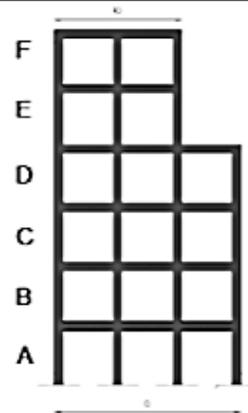
Coefficientes de irregularidad en planta.

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pi}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pi}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pi}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pi}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Nota: Descripción de los tipos de irregularidades en planta y valor de coeficiente. Fuente: NEC-SE-DS (2015)

Figura 14

Coefficientes de irregularidad en elevación.

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{EI}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{EI}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{EI}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Nota: Descripción de los tipos de irregularidades en planta y valor de coeficiente. Fuente: NEC-SE-DS (2015)

- **Coefficiente de regularidad en elevación. –**

Para calcular el valor del coeficiente de regularidad en elevación (ΦE), la normativa determina la siguiente expresión contemplando las irregularidades presentadas en la Figura 14.

$$\Phi E = \Phi EA * \Phi EB$$

En la expresión, los coeficientes que intervienen en la misma son:

ΦE Coeficiente de regularidad en planta

ΦEA Mínimo valor ΦEi de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1; ΦEi en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1

ΦEB Mínimo valor ΦEi de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ΦEi en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3.

ΦEi Coeficiente de configuración en elevación.

En el caso de que la edificación no presente ningún tipo de irregularidad indicada en la Figura 13 y Figura 14, se considerará que es una estructura regular en elevación y el coeficiente ΦE se lo tomará con el valor de 1.

Además, la NEC (2015) nos menciona que para descartar las irregularidades del tipo 1, 2, o 3 presentadas en la Figura 14 se deberá verificar las derivas de la edificación con la siguiente expresión:

$$\Delta M_i < 1.30 * \Delta M_{i+1}$$

Donde:

ΔM_i Deriva máxima de cualquier piso.

ΔM_{i+1} Deriva máxima del piso superior.

Para el caso en que una estructura cuente con un sistema sismo resistente dual, es decir un pórtico especial con muros estructurales y cumplan todas las condiciones y requerimientos de diseño se podrá considerar un coeficiente de regularidad en elevación de 1 ($\Phi E=1$).

2.1.2.7. Diseño basado en fuerzas (DBF): Determinación de las fuerzas sísmicas de diseño mínimas y efectos relacionados. El método basado en fuerzas para el diseño de estructuras, tiene como propósito que la edificación sea capaz de resistir las fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Como se describe en la NEC-SE-DS (2015) “Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura” (p.38), por lo cual para considerar sus efectos define la siguiente expresión que considera la combinación en las direcciones de aplicación:

$$E_h = \pm \sqrt{E_x^2 + E_y^2}$$

En la cual:

E Efecto del sismo

E_h Componente horizontal de la fuerza sísmica

E_x Componente horizontal de la fuerza sísmica que actúa sobre el eje X

E_y Componente horizontal de la fuerza sísmica que actúa sobre el eje Y

A pesar de ser un método adecuado para el diseño de estructuras, presenta ciertas deficiencias debió a las consideraciones que se toman para su aplicación. La primera consideración que el método toma es el uso de factores de reducción de resistencia sísmica (R), que son valores constantes dependiendo del tipo de estructura. Como se menciona en la propia normativa, el problema con este factor R es “que la demanda de ductilidad y la sobre resistencia son iguales para

todos los edificios dentro de una misma categoría, asumiendo también que R no cambia con el período y tipo de suelo” (NEC-SE-DS, 2015, p.53). La segunda consideración que realiza el método es que la rigidez es independiente de la resistencia, por lo que el periodo de vibración y rigidez de los elementos se estiman sin conocer aun el diseño del refuerzo en el caso de estructuras de hormigón o las secciones finales en estructuras metálicas.

- **Carga sísmica reactiva W. –**

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo, la cual se determina y utiliza en función del caso de análisis y uso de la estructura. Basado en esto la normativa nos indica que en el caso de las estructuras utilizadas como bodegas o destinadas al almacenaje, se utilice la carga muerta total de la edificación más un 25% de la carga viva del piso analizado (Ec.1). En el resto de estructuras, la carga reactiva se la tomará como la carga muerta total de la edificación (Ec.2). En el caso que existan depósitos de fluidos en niveles de la estructura Fernández & Subía (2014) mencionan que los efectos producto de este almacenaje sean considerados dentro del efecto de interacción dinámica entre el fluido y la estructura.

$$W = D \quad \text{Ec. 1}$$

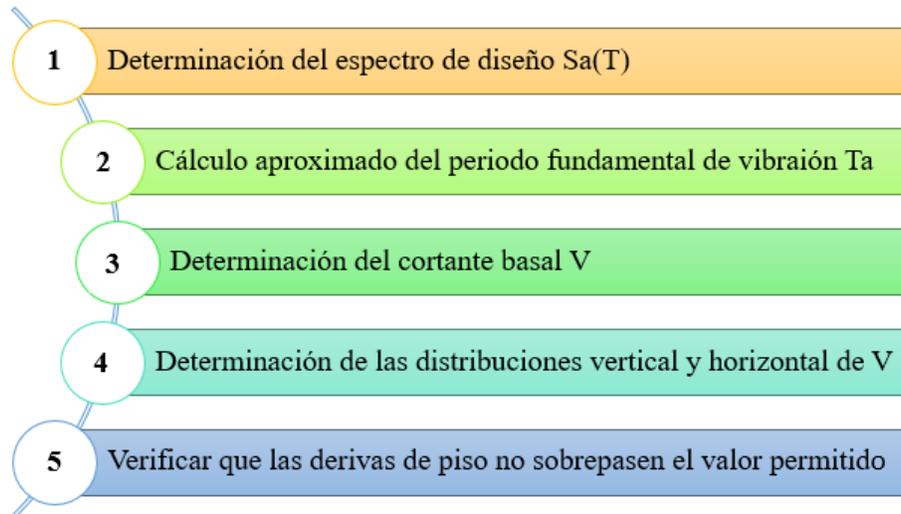
$$W = D + 0.25 * L_i \quad \text{Ec. 2}$$

- **Procedimiento de cálculo del DBF. –**

Para realizar un diseño estructural sismo resistente utilizando el método basado en fuerzas, se debe cumplir con el procedimiento descrito a continuación en la Figura 15.

Figura 15

Procedimiento de aplicación de DBF.



Nota: Pasos a seguir para el diseño de estructuras basados en el método DBF. Elaborado por: los autores basados en la NEC-SE-DS (2015)

- **Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R .** –

Los conceptos de ductilidad y del factor de resistencia sísmica R están íntimamente relacionados y son de suma importancia al momento de diseñar una edificación. La ductilidad se entiende como la capacidad de una estructura para permitir deformaciones inelásticas sin que sufra daños o posibles colapsos mientras que el factor R depende de esta capacidad para disminuir las fuerzas sísmicas de diseño, para concentrar el daño en las secciones del sistema destinadas a trabajar como rotulas plásticas. La importancia de la selección correcta de este factor se evidencia en lo que Quizhpilema (2017) menciona “al tomar un valor alto de R las fuerzas sísmicas de diseño son bajas y la geometría de los elementos estructurales como vigas y columnas entre otros, son de menores dimensiones, lo contrario sucede al tomar valores de R bajos” (p.53). A pesar de esto se debe tener cuidado con el manejo de este concepto, dado que a pesar de utilizar un valor alto para

el factor R menor será el costo de la estructura, pero el sobreestimar el valor causará que el edificio sea susceptible a sufrir deformaciones excesivas que provoquen posibles daños después del evento sísmico que a pesar de no ocasionar colapsos implicarían costos de reparación altos.

La normativa NEC-SE-DS-2015 indica ciertas consideraciones y criterios para determinar la ductilidad de la estructura y el valor correcto del factor de reducción:

- Las secciones que forman el sistema estructural, método y control durante la etapa de diseño y construcción y la calidad de los materiales utilizados.
- Penalizaciones dirigidas hacia estructuras que no permiten disponer de una adecuada ductilidad global para soportar las deformaciones inelásticas requeridas por el sismo de diseño.

El diseñador deberá tomar las consideraciones mencionadas para un adecuado análisis del factor R, además de los parámetros de: “tipo de estructura, tipo de suelo, periodo de vibración considerado, factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite” (Moreta, 2015, p.29). Los valores que toman este factor R se encuentran tabulados en el capítulo 6.3 de la NEC -SE-DS-2015, los cuales consideran distintos sistemas estructurales y que se indican en la siguiente tabla:

Tabla 13*Valores del factor de reducción R.*

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas)	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Sistemas Estructurales de Dúctilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momentos	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Pórticos resistentes a momentos	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Nota: Valores de R para distintos sistemas estructurales. Elaborado por: los autores basados en la NEC-SE-DS (2015)

- **Cortante basal de diseño V.** –

Una vez determinado los coeficientes de importancia, reducción R, regularidad en planta y elevación, y del valor de la aceleración de acuerdo al espectro de diseño, se determina el cortante basal. Se lo define como la “fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción” (Moreta, 2015, p.31).

El valor de esta fuerza se la calcula con la expresión presentada en la normativa:

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \Phi_p * \Phi_E} * W$$

Donde:

Sa (Ta)	Espectro de diseño en aceleración.
Φ_p y Φ_E	Coefficientes de configuración en planta y elevación.
I	Coefficiente de importancia.
R	Factor de reducción de resistencia sísmica.
V	Cortante basal total de diseño.
W	Carga sísmica reactiva.
Ta	Período de vibración.

- **Distribución vertical de las fuerzas sísmicas laterales.** –

Una vez determinado el cortante basal realizando las consideraciones requeridas por la normativa, se realiza la distribución en altura en la edificación. Esta distribución se asemeja al modo fundamental de vibración, ya que es una distribución lineal triangular dependiente del periodo fundamental de vibración Ta. Como lo menciona Quizhpilema (2017) “Las fuerzas

laterales deberán ser distribuidas para cada piso en función del área total y la distribución de la masa” (p.55) para ello la normativa nos proporciona la siguiente expresión de cálculo:

$$F_x = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i * h_i^k} * V$$

De esta expresión tenemos:

- V Cortante total en la base de la estructura.
- V_x Cortante total en el piso x de la estructura.
- F_i Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.
- F_x Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.
- n Número de pisos de la estructura.
- w_x Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.
- w_i Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.
- h_x Altura del piso x de la estructura.
- h_i Altura del piso i de la estructura.
- k Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T.

Los valores del factor k, se los toma de la tabla mostrada a continuación en función del rango del periodo fundamental de vibración.

Tabla 14

Valores del factor k.

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75+0.50*T$
> 2.52	2

Nota: Rango de valores del periodo de vibración y factor k para cada uno. Elaborado por: los autores basados en la NEC-SE-DS (2015)

- **Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso ΔM). –**

Como resultado final del diseño basado en fuerzas descrito en este capítulo, se tiene el control de las deformaciones basándose en el cálculo de las derivadas inelásticas máximas de piso. El comprobar que las derivadas obtenidas por cualquier medio de análisis se lo realizarán por parte del diseñador para mejorar el diseño de la estructura para cumplir con lo establecido en la expresión:

$$\Delta M < \Delta M_{max}$$

El valor de la deriva máxima inelástica de la determinará con la ecuación:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

Donde intervienen:

ΔM Deriva máxima inelástica.

ΔE Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R Factor de reducción de resistencia.

Mientras que el valor límite que se permitirá por normativa para la deriva admisible; estos valores se indican a continuación:

Tabla 15

Derivas de piso admisibles.

Estructuras de:	ΔM máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

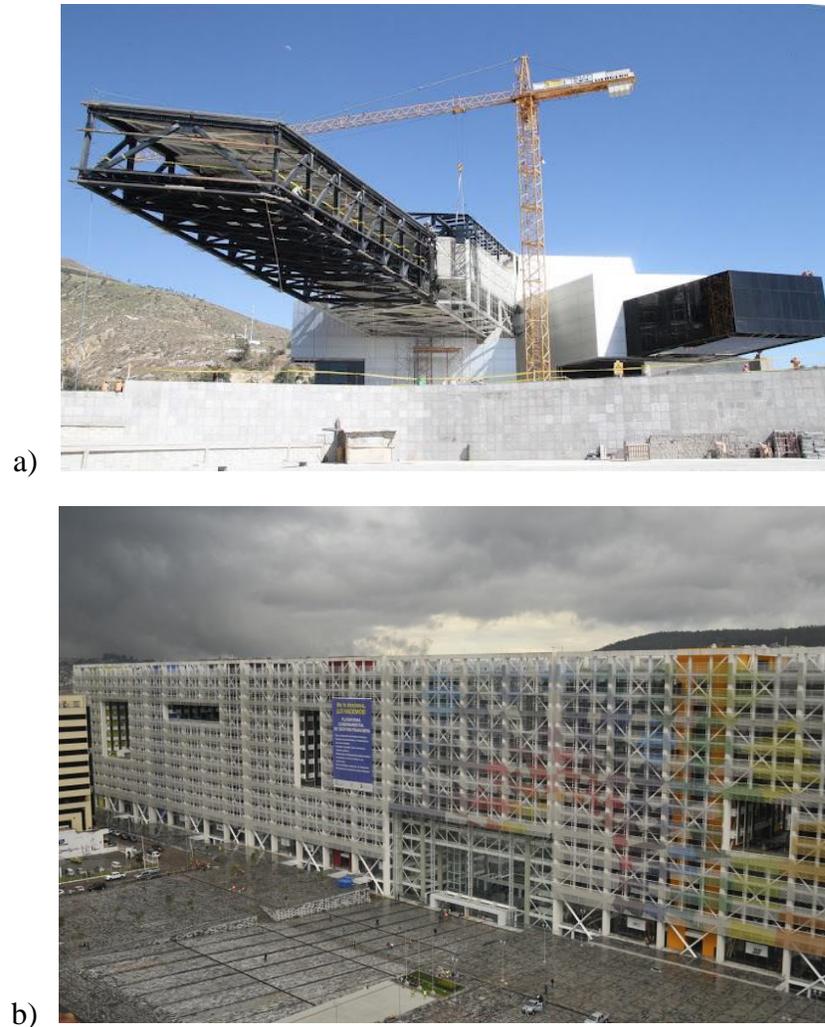
Nota: Valores límites de derivas por cada tipo de estructuras. Elaborado por: los autores basados en la NEC-SE-DS (2015)

2.2 Acero estructural.

El avance y desarrollo de nuevas técnicas de construcción en los últimos años, ha implementado el uso de materiales para la ejecución de distintos proyectos tomando como criterios de diseño disminuir el costo, proteger el medio ambiente, optimización de espacios, etc. Es así que en las últimas décadas los países con un amplio desarrollo industrial han tomado “el acero como la materia prima fundamental para la construcción de edificios, debido a su gran versatilidad y ahorro importante en el costo final del proyecto” (Bonilla & Tapia, 2010, p.1). En el caso del Ecuador esta industria ha tenido una gran apertura en su uso y cada día va en aumento, es así que tenemos en el país proyectos públicos como el Edificio Néstor Kirchner sede de la Unión de Naciones Suramericanas (UNASUR), en el que se logró mediante el uso de una cercha de acero la construcción de un volado de 50m, considerado el más grande de Latinoamérica (Fig. 16 a); o en el caso del Edificio de la Plataforma Gubernamental construido en su totalidad de acero estructural (Fig. 16 b).

Figura 16

Proyectos de estructura metálica en el Ecuador.



Nota: a) Montaje de estructura metálica correspondiente al edificio sede de UNASUR; b) Estructura metálica de la Plataforma Gubernamental, Norte de Quito. Fuente: Imágenes tomadas de Internet.

El acero estructural o acero al carbono principalmente se compone de hierro, carbono y pequeñas cantidades de silicio, fósforo, azufre y oxígeno lo que le brindan características adecuadas para considerar su uso en la construcción debido a la facilidad de fabricación, la

variedad de formas y tamaños y el costo relativamente económico. Además “al momento de la construcción puede trabajarse y ensamblarse, sin cambiar de modo apreciable sus propiedades físicas, a través de cierto número de técnicas y procedimientos” (Bonilla & Tapia, 2010, p.1).

Entre las propiedades que presenta el acero, podemos mencionar:

- Las propiedades del acero son uniformes, por lo que no presentan cambios con el pasar del tiempo.
- Con el mantenimiento adecuado, las edificaciones pueden durar un largo tiempo. Gracias a varias investigaciones algunos tipos de aceros modernos no requieren este mantenimiento bajo ciertas condiciones.
- La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente, evitando así fallas prematuras, es decir el acero soporta grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos. Esta propiedad permite el doblado de los perfiles de acero sin que presenten fisuras.
- Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. Además, el acero es un material capaz de absorber energía en grandes cantidades. (Calderón & Velásquez, 2015, p.10). Es así que, en piezas soldadas sometidas a los esfuerzos de tensión y tracción no se presentarán desgarros o defectos.
- La soldabilidad del acero es una de las cualidades del acero, ya que utilizando procedimientos habituales de soldado y con el control adecuado no presentará fisuras en frío.
- En cuanto a las características mecánicas que el acero presenta y son comunes para todos, encontramos:

Módulo de Elasticidad: $E=210000 \text{ MPa}$

Módulo de Rigidez:	$G=81000 \text{ MPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu=0.3$
Coefficiente de dilatación térmica	$\alpha=1.2 \cdot 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C)}^{-1}$
Densidad	$\rho=7.850 \text{ kg/cm}^3$

Figura 17

Ensamblaje de estructura metálica.



Nota: Facilidad de montaje y conexión utilizando pernos. Fuente: Calderón & Velásquez, 2015.

Por las propiedades que presenta el acero, el utilizarlo en la construcción de cualquier obra civil presenta ventajas frente a otros materiales típicos en la industria como el hormigón o la madera. En la Tabla 15, se indican algunas de las ventajas y desventajas del uso del acero y estructuras metálicas en la construcción.

Tabla 16

Cuadro comparativo del uso de estructuras metálicas.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<p>Es un material homogéneo en su resistencia que, a diferencia del concreto, presenta igual resistencia a la tensión como a la compresión.</p>	<p>Debido al alto grado de corrosión frente a efectos atmosféricos, necesita un tratamiento adecuado como pinturas anticorrosivas o similares lo que incrementa el costo de mantenimiento.</p>
<p>El peso de los miembros que conforman la estructura, es relativamente bajo por lo que la cimentación necesaria para su colocación no tendrá dimensiones muy grandes.</p>	<p>La presencia de grietas o fallos en la fabricación, causarían la fractura frágil del elemento.</p>
<p>Gracias a su rápido montaje y resistencia elevada, se puede continuar con las distintas etapas de construcción casi de inmediato, reduciendo costos.</p>	<p>El proceso de fabricación y montaje, requiere de personal, equipos y maquinaria especializada..</p>
<p>Pueden resistir grandes deformaciones antes de fallar, brindando mayor seguridad y el tiempo adecuado para desocuparla frente a alguna falla.</p>	<p>La acción del fuego o elevadas temperaturas, causan ciertas deformaciones que afectan directamente a la resistencia y rigidez de la estructura.</p>
<p>El tiempo que toma su ensamblaje es corto en relación al de otros materiales, por lo que se puede poner en funcionamiento casi de inmediato y disminuyendo los costos de construcción.</p>	<p>En ciertos casos es necesario complementar las estructuras metálicas con elementos como: diagonales, muros de cortante, para conseguir la rigidez necesaria. Lo que incrementa su costo.</p>
<p>Se logra que los espacios arquitectónicos se aprovechen en su totalidad, ya que las secciones requeridas son pequeñas en comparación a las de hormigón armado.</p>	<p>Con secciones muy esbeltas, se producen en ciertos casos flechas y vibraciones excesivas, creando en el usuario una sensación de inseguridad al usar la edificación.</p>
<p>En caso de requerir reparaciones, se las realiza con relativa rapidez y facilidad. Además los miembros demolidos pueden ser reciclados.</p>	<p>Las conexiones entre miembros por soldadura, presentan problemas como: falta de penetración, falta de fusión, poros y oclusiones, grietas, mordeduras, picaduras, y desbordamientos.</p>
<p>Las estructuras de acero, son ideales para realizar ampliaciones a estructuras existentes.</p>	<p>En los elementos sujetos a compresión como columnas, se puede presentar pandeo elástico, por lo que se requieren secciones anchas encareciendo el proyecto.</p>
<p>Las estructuras de acero alcanzan el 100% de su resistencia al momento del ensamblaje, mientras que el hormigón, alcanza teóricamente el 70% u 80% de la resistencia a los 28 días desde su vertido.</p>	<p>Al igual que otros materiales, la resistencia del acero puede disminuir cuando se realizan cambios frecuentes en las cargas actuantes sobre los elementos. Este efecto se conoce como fatiga.</p>
<p>La fabricación de los perfiles utilizados en las edificaciones es un proceso industrializado prefabricado en serie, por lo que se tiene un control de calidad y de eficiencia alto.</p>	

Nota: Se presenta las ventajas y desventajas del uso de estructuras y elementos de acero en la construcción. Elaborado por: Los autores.

2.2.1 Tipos de acero

Conociendo la composición básica de los aceros mencionados en el capítulo anterior, ciertas variaciones en el porcentaje o la adición de otros compuestos químicos afectarán las propiedades que el acero presentará. Es por ello que Bonilla y Tapia (2010) mencionan que existe una gran variedad de aceros estructuras por estas variaciones en su composición y por ende por las propiedades como la soldabilidad, la resistencia a la corrosión, la resistencia a la fractura y demás se verán afectadas. (p.3). El conocer el tipo de acero con el que se trabajará, tiene relevancia no solo en la diferencia de sus propiedades sino también en parámetros como el peso de los perfiles, las dimensiones, deflexiones, tipo de mantenimiento y costos de su uso, es por ello que el describir cada uno de los tipos de acero es necesario.

- **Acero ASTM A36**

Es el tipo de acero más utilizado en la construcción de estructuras metálicas, puentes, postes de señalización, torres entre otros. La resistencia y la soldabilidad que presenta es adecuado para fabricar elementos como vigas soldadas, placas de anclaje, columnas y demás elementos estructurales. El esfuerzo de fluencia (F_y) de este tipo de acero es de 2531 kg/cm^2 .

- **Acero ASTM A 588 Gr A**

La alta resistencia a la corrosión por efectos atmosféricos en relación a los aceros estructurales al carbono, lo convierten en una alternativa cuando se requiere la construcción de puentes o edificaciones soldadas, remachadas o atornilladas, con un ahorro en peso y durabilidad. El esfuerzo F_y de este acero es de 3515 kg/cm^2 .

- **Acero ASTM A 283 Gr C**

Su utilización y las propiedades que presenta son iguales a las del acero ASTM A36 con la diferencia que su fabricación se la realiza mediante la laminación en caliente y se comercializa en planchas bajo pedido.

- **Acero ASTM A 572**

Dentro de este tipo de acero, existen 5 subdivisiones o grados destinados para distintos tipos de proyectos que cuentan con una alta resistencia y baja aleación. Para la construcción de edificaciones remachadas, atornilladas o soldadas se destinan los aceros de grados 42, 50 y 55; los aceros de grado 60 y 65 se los utiliza para la construcción de puentes o proyectos en otras áreas que conexiones remachadas, atornilladas o soldadas.

La selección del tipo de acero a utilizar dependerá de las necesidades del proyecto y la disponibilidad en el mercado local. En el caso de requerir perfiles laminados de alma llena o con celosía, se debería utilizar acero ASTM A36 que es el único en nuestro mercado para conformar este tipo de perfiles, mientras que para el caso de vigas y columnas armadas se puede considerar cualquiera de las opciones antes mencionas. (Bonilla & Tapia, 2010, p.5). En la Tabla 16 se resume los tipos de acero y el uso al que están destinado:

Tabla 17*Tipos de acero y uso.*

Tipo de Acero	Características	Uso
A-36	Al carbono.	Puentes, edificios estructurales en general. Atornillados, remachados y soldados.
A-529	Al carbono.	Igual al A-36
A-572	Alta resistencia y baja aleación.	Construcciones atornilladas, remaches. No en puentes soldados cuando $F_y > 55$ ksi
A-441	Al magnesio, vanadio de alta resistencia y baja aleación.	Igual al A-36 Tanques
A-242 A-588	Alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica.	Construcciones soldadas, atornilladas, técnica especial de soldadura.
A-514	Templados y revenidos.	Construcciones soldadas especialmente. No se usa si se requiere gran ductilidad.

Nota: Tipo, composición y uso del acero en la ejecución de obras civiles. Elaborado por: los autores basados en Calderón & Velásquez (2015)

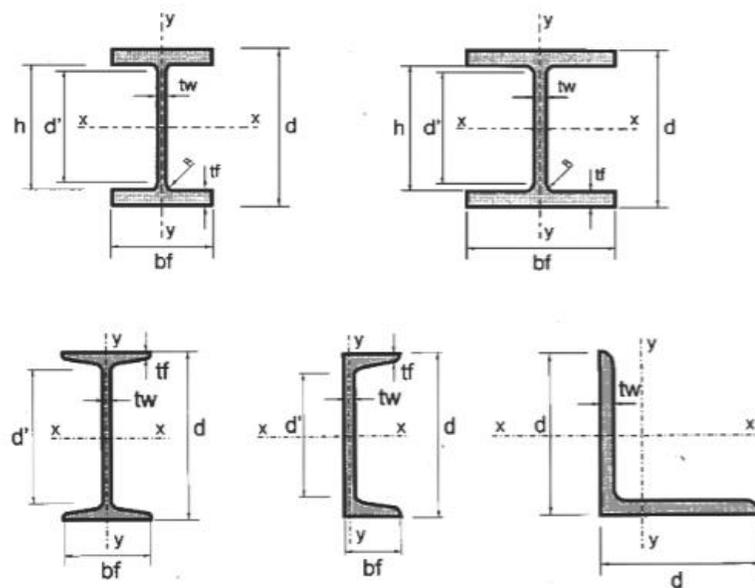
2.2.2 Perfiles de acero

“En la actualidad el acero estructural puede laminarse, sin apreciar un cambio considerable de sus propiedades físicas, en una variedad de perfiles (formas y tamaños) comerciales que se fabrican de acuerdo a su uso” (Bonilla & Tapia, 2010, p.8). La estandarización de este tipo de perfiles, ayuda a que tanto fabricantes como diseñadores y constructores puedan conocer las características de cada elemento de acuerdo a las dimensiones y propiedades que fácilmente se las encuentra en un catálogo. La clasificación de los perfiles está definida por el método utilizado para su fabricación, encontrando así dos tipos: perfiles laminados en caliente y laminados en frío.

2.2.2.1. Perfil laminados en caliente. Los perfiles de este tipo se obtienen a partir de una pieza única de acero, que se la lleva a una temperatura en la cual sea maleable para conformar el perfil deseado y conseguir las medidas requeridas pasándolo por el proceso de laminación a través de un sistema de rodillos. Gracias a la ausencia de soldadura en su proceso de fabricación o costuras e inclusive un bajo nivel de tensiones residuales localizadas, facilitan la solución de las conexiones y uniformidad estructural (Caderón & Velásquez, 2015, p.12). Este tipo de perfiles se los puede encontrar fácilmente en el mercado local y son los que comúnmente se utilizan en la industria de la construcción de edificaciones.

Figura 18

Perfiles laminados en caliente.



Nota: Distintas formas de perfiles laminados en caliente encontrados en el mercado. Fuente: Calderón & Velásquez, 2015.

- **Ángulos**

Este tipo de perfiles se los utiliza en la construcción de muebles, torres metálicas y carpintería metálica, entre otros.

- **Perfiles tipo I**

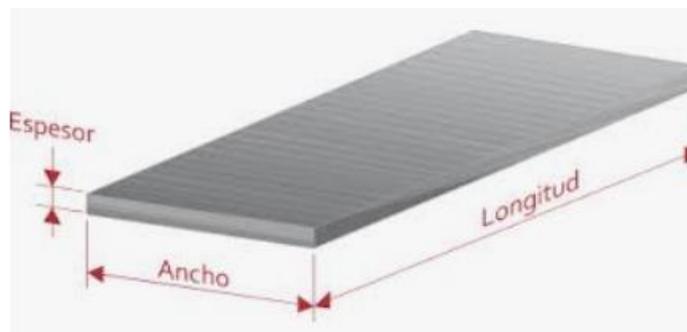
Este tipo de perfiles se los conoce comercialmente como IPN, IPE y HEB, destinados como elementos estructurales en edificios, puentes, bodegas, naves industriales o cualquier obra civil. Los perfiles IPN e IPE son generalmente utilizados para elementos que soportaran cargas a flexión como vigas y los HEB para soportar cargas de compresión como columnas.

- **Planchas de acero**

Este tipo de elementos con secciones rectangulares cuyas dimensiones (largo y ancho) y espesor dependerán del elemento que se desea fabricar. Su uso está enfocado en la construcción de tanques, puentes, placas, barcos e incluso pueden utilizarse como flejes en los elementos estructurales.

Figura 19

Placas de acero.

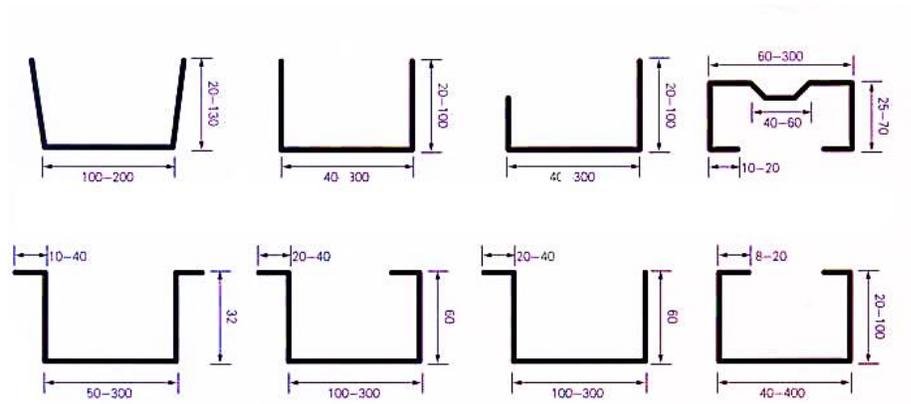


Nota: Lámina de acero y dimensiones. Fuente: Tomada de internet.

2.2.2.2. Perfiles conformados en frío. Este tipo de perfiles como mencionan Bonilla y Tapi (2010) “se obtienen doblando planchas y platinas de acero hasta lograr el perfil deseado, pasando ya por su punto de fluencia y estando en su zona plástica; este tipo de acero adquiere una mayor resistencia y disminuye levemente su ductilidad” (p.10). Este tipo de perfiles, se lo puede obtener mediante procesos de soldado y electrosoldado utilizando planchas de acero u otros perfiles para su fabricación.

Figura 20

Perfiles conformados en frío.

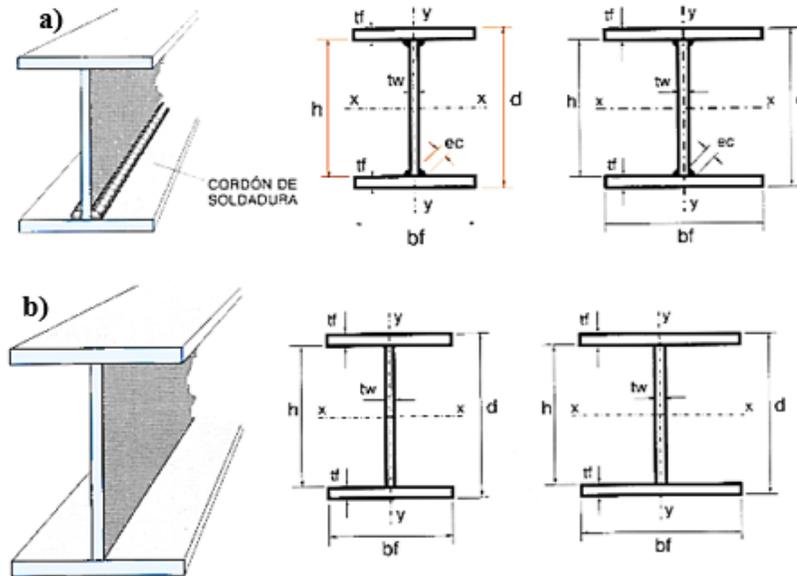


Nota: Diferentes formas de perfiles conformados en frío. Fuente: Tomado de internet.

- **Perfiles soldados:** se fabrican con el corte y soldadura de distintos perfiles o placas metálicas que tienen la ventaja de adaptarse a los requerimientos del diseño, dado que con el proceso adecuado de soldadura se obtienen una gran variedad de formas y dimensiones.
- **Perfiles electrosoldados:** Este tipo de perfiles se los consigue fabricar mediante un proceso continuo y automático de productividad a partir de bandas de acero estructural laminados en caliente. Al igual que con los perfiles soldados, se consigue perfiles de distintas secciones y longitudes.

Figura 21

Perfiles armados mediante soldadura.



Nota: a) Perfil obtenido mediante soldadura; b) Perfil obtenido mediante electrosoldado. Fuente: Calderón & Velásquez, 2015.

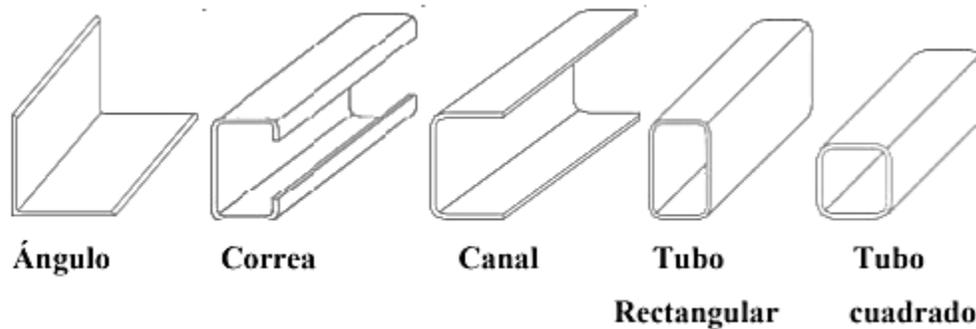
Los perfiles conformados en frío se pueden fabricar a partir del doblado de planchas de acero, este es el caso de:

- **Ángulo doblado:** Se utilizan en estructuras de cercha o celosía de grandes luces, como plantas industriales, torres de transmisión, en la industria naval o para la construcción de accesorios en las edificaciones.
- **Correas o perfiles G y Canales o perfiles C:** Se utilizan como elementos estructurales de cubiertas, viguetas o carpintería metálica. Mediante procesos de soldadura, la combinación de este tipo de perfiles puede ser utilizados como columnas o vigas.

- **Tubos cuadrados:** se utilizan comúnmente para las estructuras de techos, cerramientos, vigas, viguetas, portones, postes de señalización, muebles metálicos, entre otras.

Figura 22

Perfiles cuadrados de diferente geometría.



Nota: Tipos de perfiles destinados a distintos usos. Fuente: Calderón & Velásquez, 2015.

2.2.3 Estructuras metálicas.

Una vez conocidos los conceptos de acero estructural y de perfiles de acero, y la importancia que tienen en el desarrollo de proyectos de obra civil, podemos definir a las estructuras metálicas. Una estructura metálica se la entiende como el “conjunto de elementos resistentes capaz de mantener sus formas y cualidades a lo largo del tiempo, bajo la acción de las cargas y agentes exteriores a los que estarán sometidos” (Proaño, 2014, p.33). Las ventajas que este tipo de estructuras presentan se las indicó en la Tabla 17 del presente proyecto. A pesar de que la configuración de las estructuras metálicas dependerá del uso y tipo de las mismas, ciertos elementos estructurales son comunes para este tipo de estructuras.

2.2.3.1. Durabilidad y protección de las estructuras metálicas. La durabilidad en las estructuras de acero se define como la capacidad de soportar las condiciones ambientales,

químicas, físicas a las que estará expuesta, además de las cargas no consideradas durante el cálculo estructural que puedan presentarse durante toda su vida útil que puedan degradarla. El grado de durabilidad con la que contará una estructura será consecuente con la planificación y estrategias que se tomen para mitigar las afectaciones que puedan presentarse.

Dentro de esta planificación, se deberá considerar aspectos como:

- Se deberá preparar las superficies, el pintado, inspecciones y mantenimiento de los elementos que formen parte de la estructura.
- Se deberá reducir el contacto entre los elementos de acero y el agua.
- Evitar el contacto entre el acero y materiales con otros metales como el aluminio de los acabados en ventanas, puertas, entre otros.
- Emplear diseños adecuados que aseguren que los elementos estén protegidos ante la corrosión, eligiendo utilizar perfiles adecuados.
- Si se requiere fabricar elementos estructurales mediante la combinación de varios perfiles uniéndolos mediante soldadura, se deberá procurar que el cordón sea continuo para evitar discontinuidades por las que el agua o químicos ingresen y dañen el elemento.

Como medidas de protección para mejorar la durabilidad de las estructuras de acero, se pueden considerar el uso de pinturas intumescentes y morteros proyectados, siempre y cuando las superficies a tratar se encuentren libres de cualquier impureza y de óxido.

2.2.3.2. Elementos estructurales. Es relevante el conocer los distintos elementos que forman parte de una estructura metálica. De esta manera tenemos:

- **Placas de anclaje**

Las placas de anclajes, son los elementos que permite conectar los elementos verticales de la estructura con la cimentación. Como Proaño (2014) indica:

El material que constituye el cimiento (casi siempre hormigón) es menos resistente que el acero, por lo que la base debe ampliar la sección del soporte de acero hasta conseguir una superficie adecuada de contacto con el hormigón, para que la transmisión de esfuerzos de uno a otro material sea lo más uniforme posible. (p.37)

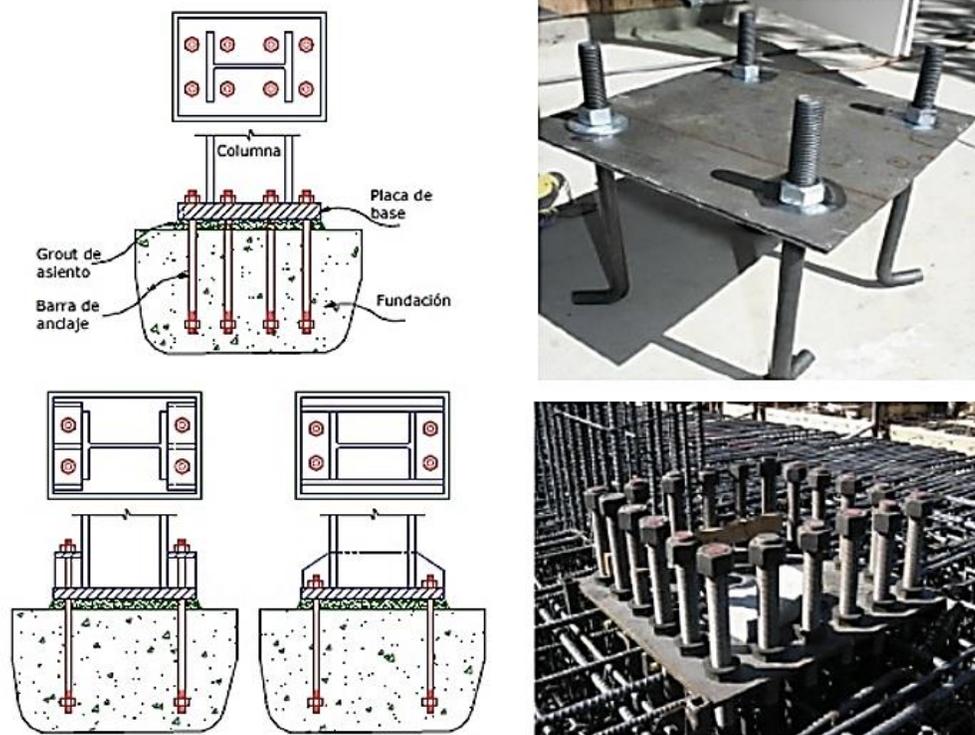
Es por ello que el objetivo de utilizar esta placa es el lograr que el cambio de acero al hormigón se realice sin afectar la resistencia a la tensión admisible del hormigón. Dado que en la mayoría de los casos este elemento se considerará empotrado a la cimentación, se deberá diseñar para soportar los esfuerzos producidos por las cargas axiales, momento flector, cortante y momento torsor. Para conseguir un adecuado sistema de anclaje, se fija la placa mediante el uso de pernos embebidos en el hormigón que una vez se endurezca, trabajaran por adherencia. Las partes que tradicionalmente constituyen el sistema de anclaje son:

- Placa base o de reparto.
- Cartelas de rigidez o rigidizadores.
- Pernos de anclaje.

En la Figura 23, se indica dos ejemplos de placas de anclaje tanto la idealización realizada en planos como la ejecutada en obra.

Figura 23

Placa de anclaje en estructuras metálicas.



Nota: Idealización de placas de anclaje y ejecución en obra. Elaborado por: los autores basados en Crisafulli, 2014.

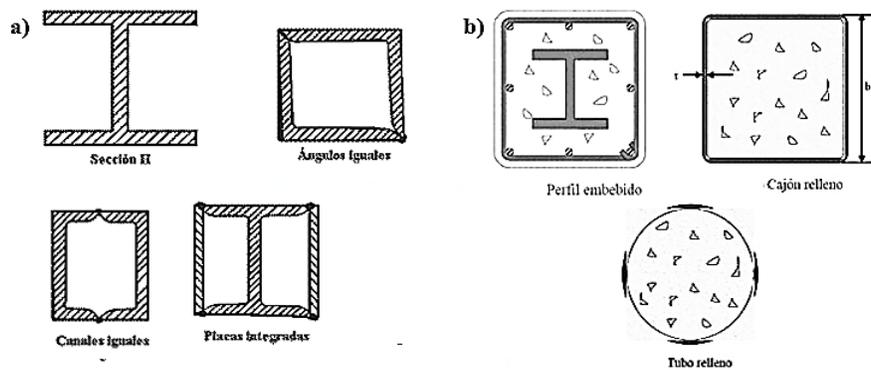
- **Columnas**

Al igual que en otros tipos de estructuras, son los elementos verticales encargados de transmitir las cargas provenientes de la super estructura hacia el terreno por medio de la cimentación. Para el diseño adecuado de estos elementos, en el caso de estructuras metálicas se deberá tomar en cuenta los parámetros del material y sección, tales como: tipo de acero, longitud del elemento para considerar el efecto de pandeo, dimensiones y tipo de sección a utilizar; de igual manera se considerará la carga axial a compresión que actuará sobre la columna.

Para el caso de las columnas, se podrá utilizar distintos tipos de perfiles que generalmente son del tipo HEB, tipo I, o perfiles formados por placas como perfiles cuadrados fabricados a partir de dos canales o perfiles G. Otro tipo de perfil son las secciones compuestas, que se los fabrica mediante la incorporación de un núcleo de hormigón simple o armado recubierto por un perfil metálico simple o formado de varios perfiles.

Figura 24

Columnas en estructuras metálicas.



Nota: a) Columnas formadas por uno o varios perfiles b) Columnas compuestas. Elaborado por: los autores basados en imágenes tomadas de internet.

- **Vigas**

Son los elementos horizontales que al soportar los efectos de flexión producto de las cargas actuantes sobre la estructura, generalmente se las diseña y construye con perfiles tipo I. Este tipo de perfiles cuando se trata de vigas, cuenta con una dimensión que predomina sobre las otras dos. El trabajar con este tipo de secciones asegura “obtener la máxima inercia y el mayor módulo resistente con el material disponible, tratando de mejorar el rendimiento” (Proaño, 2014, p.38). Al igual que las columnas, los perfiles que se pueden utilizar como vigas son varios, teniendo así:

- **Vigas simples:** El uso de este tipo de vigas resultan más económicos que otros, dado que se obtiene un mayor rendimiento mecánico y facilita las conexiones viga-columna por mantener un espesor constante. En relación a las vigas elaboradas con distintos perfiles (vigas armadas) se obtiene una resistencia igual a un menor costo. Los perfiles que se utilizan en este tipo de vigas son: IPN, IPE o HE.
- **Vigas múltiples:** Como lo indica Proaño (2014) “son las vigas constituidas por dos o más perfiles I adosados, unidos a través de elementos de unión, tales como perfiles, presillas, tornillos, pasantes, etc., que solidaricen eficazmente los perfiles componentes” (p.39). Este tipo de vigas se utiliza generalmente para aumentar la superficie de apoyo de muros o en el caso de vigas de techo cuando se requiere soportar cargas elevadas como en locales comerciales o fábricas.
- **Vigas reforzadas:** Este tipo de vigas se utilizan cuando se requiere elementos con resistencias mayores a los ofrecidos en el mercado, o cuando se pretende reforzar elementos de estructuras ya construidas. La manera más común de realizar el reforzamiento de vigas, es mediante la incorporación de platinas que es de gran eficacia para conseguir ahorro de material. La colocación de las platinas puede realizarse a lo largo de la sección manteniendo la simetría; se puede colocar la platina con distintas disposiciones según los requerimientos teniendo en cuenta que la ubicación, longitud y tipo de platina encarecerán el elemento.
- **Vigas armadas:** Son los elementos fabricados por la combinación de distintas placas metálicas, unidas entre sí por cualquier método de soldadura, empernados, roblones o remaches, entre otros. El uso de este tipo de vigas generalmente se lo realiza cuando las características mecánicas de los perfiles simples o laminados no son suficientes, es decir

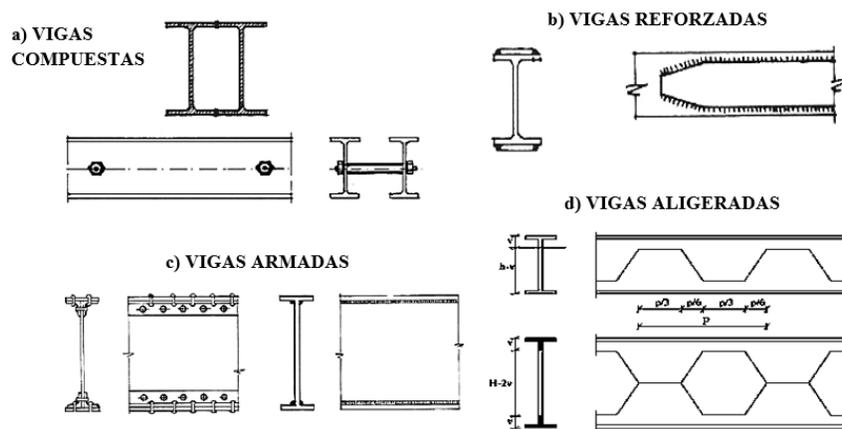
cuando se tienen luces o cargas grandes. Una de las desventajas que se debe tener en cuenta es el costo de los perfiles armados que será mayor a los perfiles simples, debido al proceso de fabricación que conlleva.

- **Vigas aligeradas:** Son elementos obtenidos a partir de perfiles IPN, IPE o HE a los que se realiza cortes en el alma, es por ello que se las conoce también como vigas de alma aligerada. “Las vigas aligeradas puede resultar muy económica, cuando pueda adoptarse el vano o luz que se estime más conveniente, y cuando la flexión predomine sobre el esfuerzo cortante, es decir, cuando se trate de luces grandes y de cargas moderadas” (Proaño, 2014, p.40).

La elección del tipo de viga a utilizar en la construcción de las edificaciones, deberá estar basado en un análisis adecuado de las cargas que actuaran sobre la estructura, además de un análisis en los costos ya que, dependiendo del material, de la fabricación y montaje de los elementos, aumentaran o disminuirán el valor.

Figura 25

Vigas en estructuras metálicas.



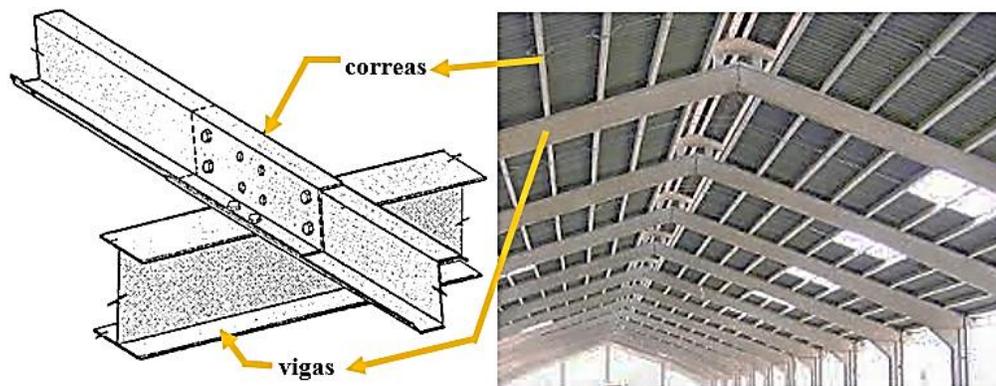
Nota: Distintos tipos de perfiles utilizados como vigas. Elaborado por: los autores basados en imágenes tomadas de internet.

- **Correas**

Son los elementos complementarios de apoyo en los que se apoya el sistema de entrepiso o cubierta de cualquier tipo, que soportaran su propio peso y cargas ambientales de existir. Se las coloca sobre los elementos horizontales a una cierta separación que dependerá del material de la cubierta y de la luz entre ellos. Para asegurar un correcto apoyo de estos elementos, se utilizarán uniones soldadas colocando un cordón por cada lado de la correa con el máximo espesor que permita la unión o bien mediante el uso de remaches o pernos adecuadamente distribuidos y diseñados (Proaño, 2014, p.41). Para el diseño de estos elementos, se los considerará como vigas simplemente apoyadas, con carga uniformemente distribuida.

Figura 26

Correas en estructuras metálicas.



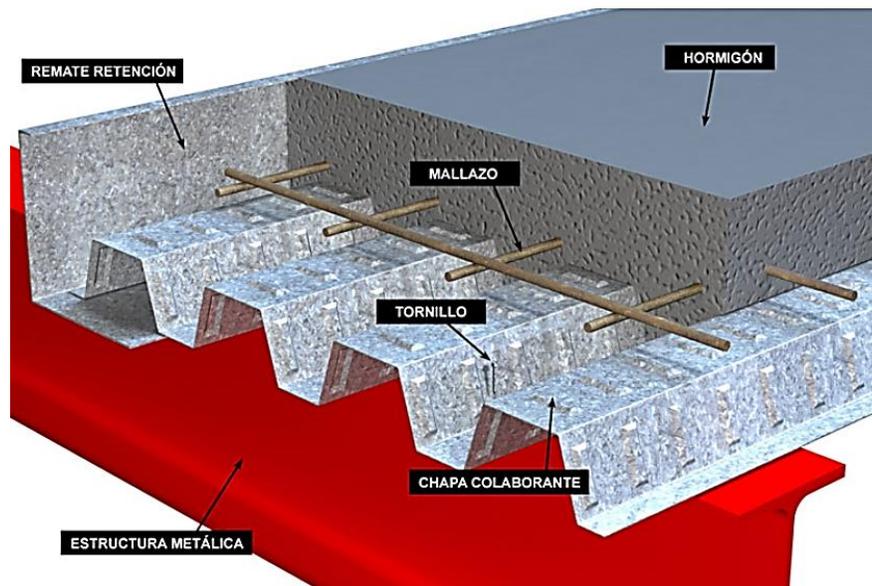
Nota: Colocación de correas en una estructura, esquematizado y real. Elaborado por: los autores basados en imágenes tomadas de internet.

- **Losa colaborante o Steel deck**

Este tipo de losa se concibe como una solución constructiva que aprovecha las características del acero y del hormigón para constituir un sistema de entrepiso adecuado para cualquier tipo de proyecto. El proceso constructivo para conseguir un adecuado sistema de entrepiso mediante el uso de este tipo de losa colaborante, es el colocar las láminas de acero sobre el sistema de vigas mediante el uso de pernos de alta resistencia, sobre la cual se verterá el hormigón y una malla electrosoldada que absorberán los efectos de compresión y tracción respectivamente. El utilizar este tipo de panel, ayuda a agilizar el proceso de ejecución del proyecto al reducir el tiempo en la colocación de conexiones eléctricas, sanitarias, agua potable o ductos; la reducción del tiempo en la instalación de los paneles y el poco espacio que requiere el encofrado para el vertido del hormigón.

Figura 27

Sistema de losa colaborante.



Nota: Elementos constructivos que forman un sistema de losa colaborante. Fuente: arquitectura en acero, página web.

2.2.3.3. Tipo de estructuras metálicas. Dependiendo del tipo de sección que se utilice para la construcción de las edificaciones, se puede definir ciertos tipos de estructuras metálicas.

- **Vigas y columnas en celosía**

O conocidas como armaduras, este tipo de estructuras metálicas son construcciones que para proyectos que requieren grandes luces entre pórticos se convierten en una solución más económica como es el caso de bodegas, fábricas y galpones en general. “Las vigas y columnas están formadas por una estructura reticular con varios miembros rectos interconectados en los nudos con algún tipo de sujeción (soldadura, pernos, remaches) formando triángulos planos y pudiendo ser estas uniones articuladas o rígidas” (Bonilla & Tapia, 2010, p.11). Este tipo de estructuras son las que comúnmente se construyen en nuestro país con la finalidad de utilizarlas como talleres, bodegas, naves industriales, entre otros.

Figura 28

Estructura metálica en celosía.



Nota: Estructura de almacenaje construida con vigas y columnas tipo cerchas. Fuente: Imagen tomada de internet.

El uso de este tipo de estructuras metálicas, presentan ventajas y desventajas las cuales se indican en la Tabla 17.

Tabla 18

Cuadro comparativo de las estructuras en celosía.

Ventajas	Desventajas
El montaje de los elementos en celosía es relativamente rápido.	Baja compatibilidad con materiales de acabados.
El número de columnas necesarias para cubrir luces grandes es menor.	Los nudos o uniones se convierten en potenciales puntos de falla.
El costo de fabricación de estos elementos es bajo.	Mayor número de elementos para conformar los miembros resistentes (columnas y vigas)
El peso de la estructura se reduce al implementar este tipo de elementos.	Mayor tiempo en la fabricación de columnas y vigas por la cantidad de elementos que requiere.
	Las secciones en conjunto que forman los miembros de columnas y vigas son mayores, por lo cual ocupan mayor espacio.

Nota: Se presentan las ventajas y desventajas del uso de las estructuras conformadas por vigas y columnas con cerchas. Elaborado por: los autores basados en Calderón & Velásquez (2015)

- **Vigas y columnas de alma llena con perfiles**

Bonilla y Tapia (2010) las definen como “las estructuras formadas con este tipo de vigas y columnas están constituidas por secciones compactas, formadas por perfiles laminados en caliente que se encuentran en el mercado, siendo estos perfiles simples, reforzados o múltiples” (p.12). Este tipo de estructuras se las encuentra en la construcción de proyectos de viviendas y edificios,

como se indica en la Figura 29 además en la Tabla 18 se presentan las ventajas y desventajas que presentan estas estructuras.

Figura 29

Estructura metálica con perfiles de alma llena.



Nota: Vivienda construida con perfiles laminados de alma llena. Fuente: Bonilla y Tapia, 2010.

Tabla 19

Cuadro comparativo de las estructuras con perfiles de alma llena.

Ventajas	Desventajas
Las secciones utilizadas en columnas y vigas son de menores dimensiones, por lo que permite optimar el espacio de construcción.	Costo mayor por kilogramo por ser perfiles laminados.
El tiempo de construcción es rápido por la rapidez de montaje.	Baja compatibilidad con materiales de acabados.
Las propiedades del material de los perfiles es homogenea en toda la sección.	Poca variedad de tipos de secciones en el mercado.
Por ser elementos industrializados, el control de calidad es fácil de comprobar por simple observación visual.	
Menos zonas de falla por concentración de esuerzos principalmente en uniones entre miembros.	

Nota: Se presentan las ventajas y desventajas del uso de las estructuras conformadas por vigas y columnas con perfiles de alma llena. Elaborado por: los autores basados en Calderón & Velásquez (2015)

- **Vigas y columnas de alma llena armadas**

Los elementos que conforman este tipo de estructuras, están fabricados mediante la unión de planchas de acero u otros perfiles por cualquier método de soldadura o empernado para cumplir los requerimientos del proyecto. Un ejemplo de este tipo de estructuras se indica en la Figura 30 y al igual que en el resto de estructuras metálicas, se indican las ventajas y desventajas de la misma (Tabla 19).

Figura 30

Estructura metálica con perfiles armados de alma llena.



Nota: Vivienda construida con perfiles laminados de alma llena. Fuente: Bonilla y Tapia, 2010.

Tabla 20

Cuadro comparativo de las estructuras con perfiles armados de alma llena.

Ventajas	Desventajas
Costo por kilogramo relativamente bajo respecto a perfiles laminados.	Tiempo alto de construcción de los miembros resistentes.
Secciones menores de los miembros resistentes, en consecuencia permite optimizar espacio.	Requiere mejor control de calidad por sus uniones soldadas.
Compatibilidad con materiales de acabados.	Incremento de puntos de falla en los nudos o uniones..
Tiempo alto de ejecución del montaje relativamente rápido.	

Nota: Se presentan las ventajas y desventajas del uso de las estructuras conformadas por vigas y columnas con perfiles armados de alma llena. Elaborado por: los autores basados en Calderón & Velásquez (2015)

2.2.3.4. Tipos de pórticos. El desarrollo en la construcción e investigación utilizando estructuras metálicas en cualquiera de sus tipologías, ha permitido el desarrollar estructuras que actúen de manera adecuada ante un evento sísmico. Estas estructuras como menciona Proaño (2014) “presentan diferencias constructivas, funcionales y económicas que permiten al ingeniero estructural seleccionar la solución más adecuada para casos particulares” (p.66). Entre las tipologías estructurales podemos encontrar las siguientes:

- **Pórticos resistentes a momento**

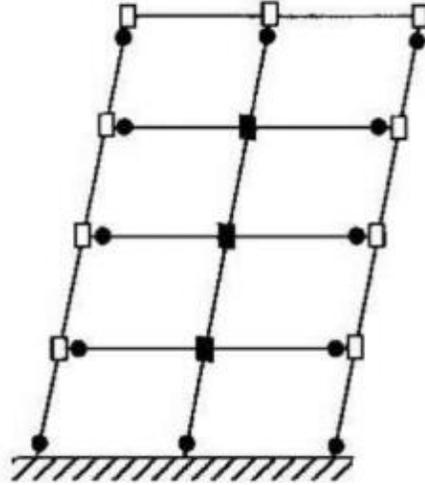
Carrillo (2016) define a este tipo de pórticos como las estructuras “formadas por vigas y columnas, conectados entre sí por medio de nodos rígidos, lo cual permite la transferencia de los momentos flectores y las cargas axiales hacia las columnas” (p.6). La resistencia frente a las cargas

laterales producidas por los efectos sísmicos o ambientales, se lo logra mediante la flexión de los elementos principales. Dentro de este grupo de pórticos, se encuentra una sub división de acuerdo a la capacidad de rotación inelástica que cada uno permite; teniendo así los pórticos especiales que permiten una rotación de 0,03 radianes, intermedios 0,02 radianes y los ordinarios de 0,01 radianes.

- **Pórticos Especiales a Momento (SMF):** “Los pórticos especiales a momento (PEM) deben de ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño” (Carillo, 2016, p.7). El comportamiento que se espera en este tipo de pórticos es que las deformaciones inelásticas se produzcan en las articulaciones plásticas de las vigas y en las bases de las columnas, como se indica en la Figura 31.
- **Pórticos Intermedios (IMF):** La capacidad de disipación de energía en este tipo de pórticos es moderada por lo que su diseño debe ser realizado considerando un factor de reducción de resistencia $R=4.5$, menor al considerado en los SMF. Se espera que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente en las vigas, por lo que los requisitos que deben cumplir son menos estrictos que para los pórticos especiales.
- **Pórticos Ordinarios (OMF):** El diseño de este tipo de pórticos se lo realiza para desarrollar rotaciones plásticas limitadas, menores a las que se permiten en los pórticos especiales e intermedios. Como indica Carillo (2016) “El factor de modificación de respuesta es reducido debido a la menor capacidad de disipar energía que presenta este tipo de pórticos” (p.8)

Figura 31

Pórtico Especial a Momento.



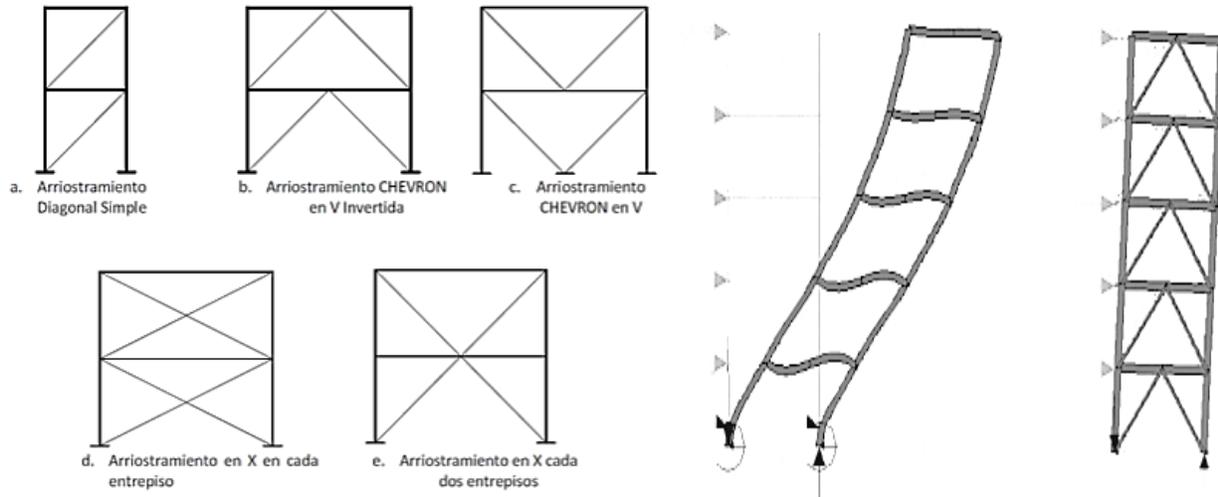
Nota: Comportamiento de un pórtico especial a momento frente a cargas laterales. Fuente: Imagen tomado de Internet.

- **Pórticos con arriostramientos concéntricos (CBF)**

Las estructuras que implementan arriostramientos concéntricos se caracterizan por tener una elevada rigidez lateral, la cual permite controlar de manera adecuada los desplazamientos de la estructura. El diseño de los pórticos arriostrados se basará en la resistencia axial y detallado de los miembros con el objetivo de generar articulaciones plásticas en los extremos de los arriostramientos. Además, los arriostramientos se convierten en una medida de rehabilitación de estructuras existentes, ya que “permiten fabricar los componentes de acero en taller y luego montarlos en obra con alteraciones mínimas de la actividad que se desarrolla en la construcción” (Proaño, 2014, p.88).

Figura 32

Pórticos con arriostramientos concéntricos.



Nota: Distintas configuraciones y comportamiento de pórticos con arriostramientos concéntricos.

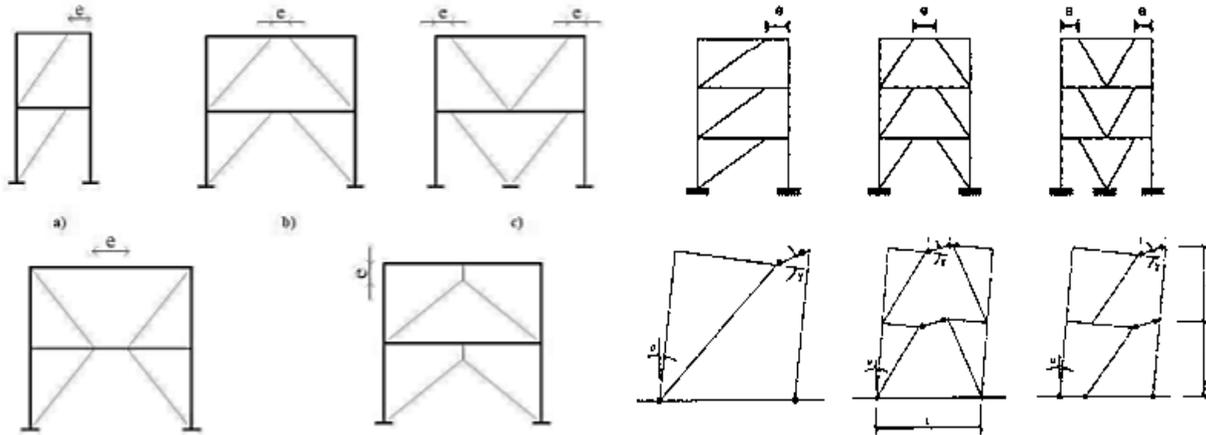
Fuente: Carrillo, 2016.

- **Pórticos con arriostramientos excéntricos (EBF)**

Este tipo de estructuras presentan ciertas ventajas con respecto a los pórticos especiales a momento y con arriostramientos concéntricos. Comparándolos con los pórticos con arriostramiento concéntrico pueden disipar mayor energía y a la vez presentan menos desplazamientos laterales al ser más rígidos que los pórticos especiales a momento. Como lo menciona Carrillo (2016) “las estructuras deben diseñarse para disipar energía mediante deformaciones plásticas, las cuales permiten eventualmente la formación y la rotación de articulaciones plásticas” (p. 10).

Figura 33

Pórticos con arriostramientos excéntricos.



Nota: Distintas configuraciones y comportamiento de pórticos con arriostramientos excéntricos.

Fuente: Carrillo, 2016.

2.3 Evaluación y Rehabilitación sísmicas de estructuras existentes.

La rehabilitación de estructuras existentes se presenta como una alternativa para mejorar el comportamiento de una edificación frente a las fuerzas laterales actuantes, producto de eventos sísmico; de igual manera ayudará en estructuras antiguas, a mejorar y cumplir los parámetros de diseño y análisis de las normativas vigentes actuales. Un punto a tener en cuenta, es que esta rehabilitación produce variaciones en la ductilidad, amortiguamiento y rigidez en la estructura. Estos cambios deben ser tomados en cuenta en la evaluación al recalcularse las edificaciones. Se debe tener un especial cuidado en las conexiones entre los elementos nuevos y antiguos, ya que el refuerzo como los elementos estructurales deben soportar las cargas. (Moreta, 2015, p. 46).

La selección de la técnica de rehabilitación adecuada, será particular para cada proyecto a intervenir. Dicha selección, se fundamenta en una evaluación sísmica de la estructura en su totalidad, que como se menciona en la normativa ASCE/SEI 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit

of Existing Buildings (2017) “se define como un proceso o metodología aprobada para evaluar las deficiencias de un edificio que impiden que este alcance el rendimiento objetivo seleccionado” (pág. 1). Esta evaluación, se enfoca en dos ejes relevantes para determinar estas deficiencias. El primer punto a considerar es una evaluación de manera visual, la cual tienes como objetivo conocer el estado de los elemento estructurales y no estructurales, geometría en planta y elevación, cambios en relación a los prediseños arquitectónico y estructurales, entre otros. El segundo eje, es la evaluación del comportamiento de la estructura frente a las fuerzas y cargas actuantes, llevando a cabo modelaciones, para obtener resultados aproximados al comportamiento real, y posteriormente analizarlos y compararlos con los parámetros aceptados por la normativa vigente.

Además, un factor determinante para la adecuada selección y ejecución de la medida de rehabilitación, es la disponibilidad de los recursos económicos y humanos. En cuanto al recurso humano, es necesario contar con la mano de obra calificada para garantizar un adecuado trabajo según las necesidades del proyecto. De igual manera, el factor económico tiene igual o mayor importancia que la mano de obra adecuada, esto se debe a que las medidas de rehabilitación representan un trabajo costoso, que muchas veces sobrepasa el presupuesto esperado por el propietario del proyecto. Es por ello que se recomienda el incluir este parámetro anexado como “Presupuesto referencial”, para la selección adecuada de la medida de rehabilitación a ejecutar en cada proyecto.

2.3.1. Evaluación sísmica de estructuras existentes

La evaluación estructural es el proceso que a partir de análisis cualitativos y cuantitativos se la realiza para obtener el posible desempeño de la estructura frente a las cargas y acciones evaluadas. Una característica que diferencia al diseño y evaluación de estructuras, es que en esta última se deben considerar las cargas reales actuantes de acuerdo a su uso y ubicación y ser lo más

exactos posible en el valor de la sobrecarga permanente de acuerdo al estado en el momento de realizar este proceso. Gracias a los distintos estudios realizados para la realización de una correcta evaluación de estructuras, se determinan ciertos métodos que, según los requerimientos del proyecto y distintas patologías encontradas pueden ser aplicados. Entre estas metodologías encontramos:

Métodos cualitativos: Esta metodología cualitativa se basa en la realización de evaluaciones visuales en las que se busca identificar las distintas patologías que las edificaciones presenten en cuanto a los elementos estructurales, no estructurales; geometría en planta y en elevación; cambios en relación a los conceptos originales, entre otros. Estas inspecciones visuales se las desarrolla a partir de formularios que detallan los puntos a tener en cuenta en esta fase de análisis, los cuales se basan en un sistema de puntaje para determinar la vulnerabilidad de la estructura.

Métodos experimentales: Esta etapa de evaluación se realiza un análisis a nivel estructural en el que se considera las características de la estructura, elementos estructurales, cimentación y las cargas que actúan sobre ella. Esta evaluación consiste en el modelado de la estructura en softwares dedicados para este fin. Los resultados de esta evaluación pueden ser complementados con la información recopilada mediante los métodos cualitativos.

Métodos analíticos: este tipo de análisis presentan resultados más detallados y aproximados a la realidad física de la estructura evaluada. Para realizar esta metodología de evaluación, se utilizan análisis no lineales que relacionen de mejor manera la interacción de la estructura y las cargas.

2.3.2. Evaluación cualitativa de estructuras existentes

Como se mencionó, este tipo de evaluación se la realiza en función de formatos basados en puntajes con los que se determinará de manera rápida la vulnerabilidad de la edificación analizada sin la necesidad de realizar un análisis estructural lineal o no lineal. La ventaja de este método es que puede ser utilizada en campo y nos brindará de manera adecuada una idea general de los puntos críticos a tener en cuenta en las siguientes etapas de evaluación.

Dentro de este tipo de evaluaciones, podemos encontrar dos formatos que serán utilizados para el desarrollo del presente proyecto técnico: el formato de evaluación rápida propuesto por la normativa local NEC 15 y el formato propuesto por la normativa FEMA 154.

2.3.2.1. Evaluación visual rápida según la norma NEC. Este nivel de investigación, denominado BS1 por la normativa NEC nos proporciona en el documento “Guía de para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras” emitido en el año 2015, el formato de evaluación simplificada o formato de evaluación visual rápida. Como lo menciona Moreta (2015), este formato de evaluación rápida “tiene como objetivo, determinar la configuración estructural de la edificación, y con ello identificar las diferentes deficiencias que posee la misma” (p.69), las cuales puedan ser un indicativo del desempeño de la estructura y la vulnerabilidad ante eventos sísmicos. La forma de evaluación se basa en un sistema de puntaje por cada ítem verificado, teniendo así que si la edificación obtiene un puntaje mayor al mínimo normado se considera que tiene una resistencia adecuada ante un evento sísmico y viceversa; es decir indica la probabilidad de colapso o colapso parcial que pueda presentarse mas no refleja si la estructura pueda ser utilizable después de un sismo (Estrada y Vivanco, 2019, p.41).

Lo que se busca en esta evaluación, son las características de la estructura como:

- La identificación del tipo de sistema estructural, la recopilación de datos relevantes como año de construcción, documentación del proyecto y cualquier información que se crea relevante.
- Se determinará las distintas patologías que pueda presentar la edificación y puedan ser consideradas como un factor que afecte al comportamiento estructural adecuado y afecte a los elementos que conforman el sistema.

En la Figura 34, se indica el formato a utilizar en la evaluación rápida de estructuras según la normativa expuesta.

La determinación de la vulnerabilidad utilizando este formato, se basa en verificar que la puntuación final obtenida por la estructura se encuentre en los rangos establecidos en el mismo formato. En la Tabla 20, se indican los rangos y grado de vulnerabilidad según los puntajes obtenidos de la evaluación.

Tabla 21

Rangos de puntaje en el formato de evaluación visual rápida NEC 15.

RANGO DE VALORES	GRADO DE VULNERABILIDAD
S<2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial
2.0>S>2.5	Media vulnerabilidad
S>2.5	Baja vulnerabilidad

Nota: Límites y grado de vulnerabilidad para la evaluación visual rápida. Elaborado por: los autores a partir de la NEC (2015).

2.3.2.2. Evaluación visual rápida según la norma FEMA 154. Al igual que la normativa NEC, para esta evaluación se utiliza un formato basado en puntuaciones y rangos para determinar la vulnerabilidad de la estructura. La principal diferencia entre estas dos normativas es que mientras la NEC utiliza un único formato, la norma FEMA 154 cuenta con 5 distintos formularios de acuerdo al nivel de sismicidad a la que está expuesta la estructura. Los formatos proporcionados para la evaluación visual según el grado de sismicidad de la estructura son: baja, moderada, moderadamente alta, alta y muy alta.

Para determinar el grado de sismicidad de la estructura, se utilizan los rangos presentados en la Figura 35.

Figura 35

Rangos de sismicidad para estructuras.

Región Sísmica	Respuesta de aceleración espectral, S_s (período corto o 0.2s)	Respuesta de aceleración espectral, S_1 (período largo o 1s)
Baja	$S_s < 0.25g$	$S_1 < 0.10g$
Moderada	$0.25g \leq S_s < 0.5g$	$0.10g \leq S_1 < 0.20g$
Moderadamente alta	$0.5g \leq S_s < 1.0g$	$0.2g \leq S_1 < 0.4g$
Alta	$1.0g \leq S_s < 1.5g$	$0.4g \leq S_1 < 0.6g$
Muy Alta	$S_s \geq 1.5g$	$S_1 \geq 0.6$

Nota: Rangos para la determinación del grado de sismicidad de la estructura. Fuente: Estrada & Vivanco (2019).

Como se indica en la figura presentada, se deben determinar dos valores para conocer el grado de sismicidad a la que está expuesta la estructura: S_s y S_1 . El valor de S_s corresponde a la aceleración en función de la gravedad para un periodo corto mientras que S_1 se la determinará para un periodo de al menos 1s. Para determinar los valores mencionados, se utilizarán las Curvas de Peligro sísmico expuestas en la normativa NEC-SE-DS para un sismo de 475 años y una tasa anual de excedencia de 0.002.

Una vez determinada la sismicidad de la estructura, se seleccionará el formato correspondiente y se iniciará el proceso de evaluación. Al igual que en el caso de la normativa NEC, se tiene rangos de valores para determinar el grado de vulnerabilidad que presenta la estructura de evaluación; estos rangos se presentan a continuación:

Tabla 22

Rangos de puntaje en el formato de evaluación visual rápida FEMA 154.

RANGO DE VALORES	GRADO DE VULNERABILIDAD
S<2.0	Alta
2.0>S>3	Media
S>3	Baja

Nota: Límites y grado de vulnerabilidad para la evaluación visual rápida. Elaborado por: los autores a partir de Estrada & Vivanco (2015).

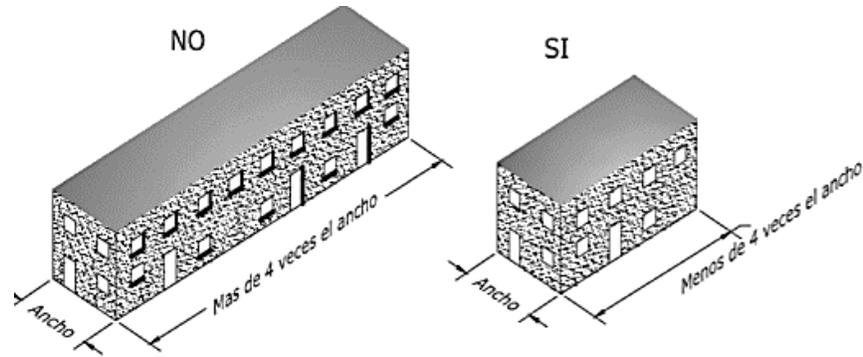
2.3.3. Patologías estructurales

Siguiendo el proceso de evaluación, se deberán identificar las distintas patologías que la estructura presente. En este análisis se deberán evaluar las configuraciones de la estructura y de los elementos que la conforman, las cuales se indican a continuación.

2.3.3.1. Longitud de las edificaciones. Como lo menciona Quizhpilema (2017) “Si la estructura presenta una longitud excesiva, el comportamiento de la misma frente a un evento sísmico no será favorable produciendo mayores daños” (p.36) con lo cual la normativa recomienda que la relación entre la longitud y la profundidad (L/H) sea menor a 4. Además, nos menciona que se deberán utilizar juntas de separación o sísmicas para evitar este problema de longitudes excesivas o en el caso de tener estructuras adyacentes, evitar el golpeteo.

Figura 36

Longitudes en estructuras.

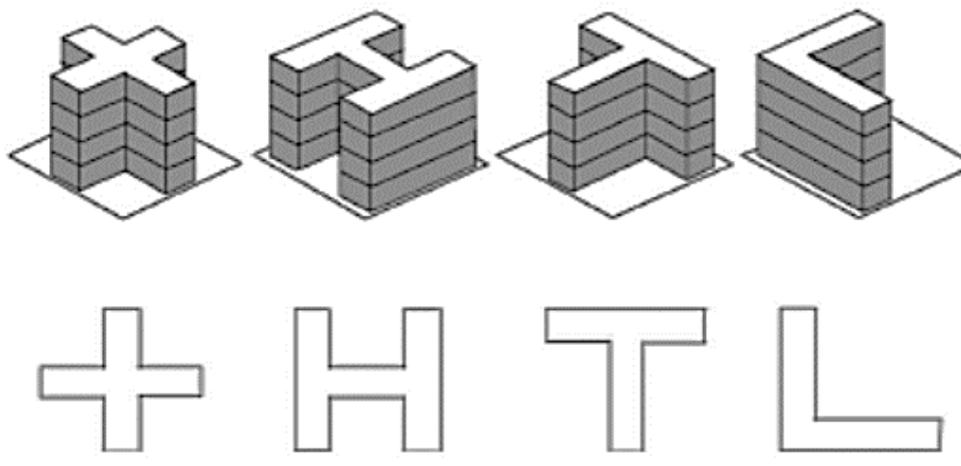


Nota: Relación de longitud y profundidad recomendados. Fuente: NEC (2015).

2.3.3.2. Geometría en planta. Se deberá verificar que la estructura no presente alguna de las configuraciones consideradas por la NEC como inadecuadas para desarrollar un adecuado comportamiento sísmico. Estas configuraciones se indican en la Figura 37.

Figura 37

Configuraciones no recomendadas por la NEC 15.



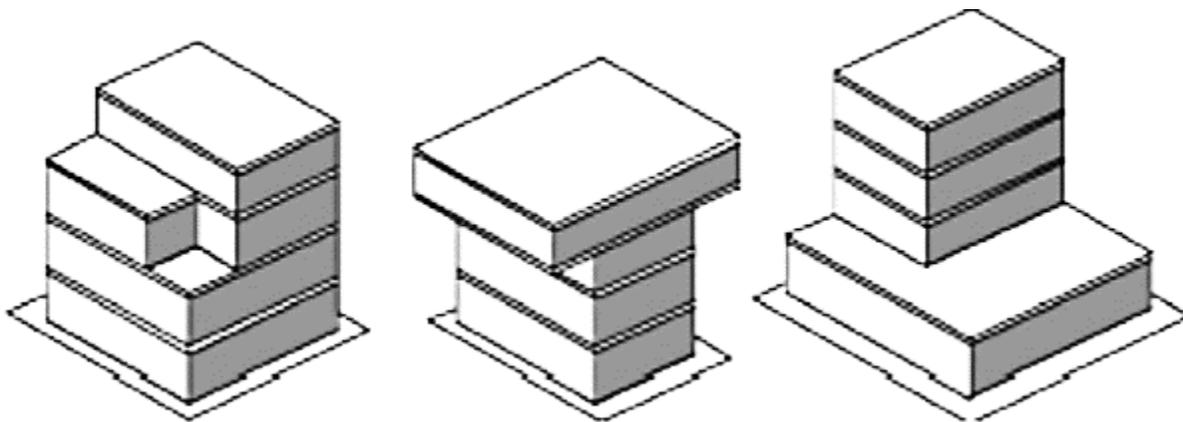
Nota: Geometría de edificaciones que no desarrollan un adecuado comportamiento sísmico.

Fuente: NEC (2015).

2.3.3.3. Irregularidades en elevación. Se evaluará que no existan cambios bruscos en la geometría del edificio, esto se debe a que el realizar estas modificaciones a lo largo de la elevación de la estructura generen problemas en la distribución de la masa ante las fuerzas horizontales producto del sismo.

Figura 38

Configuraciones no recomendadas en elevación por la NEC 15.

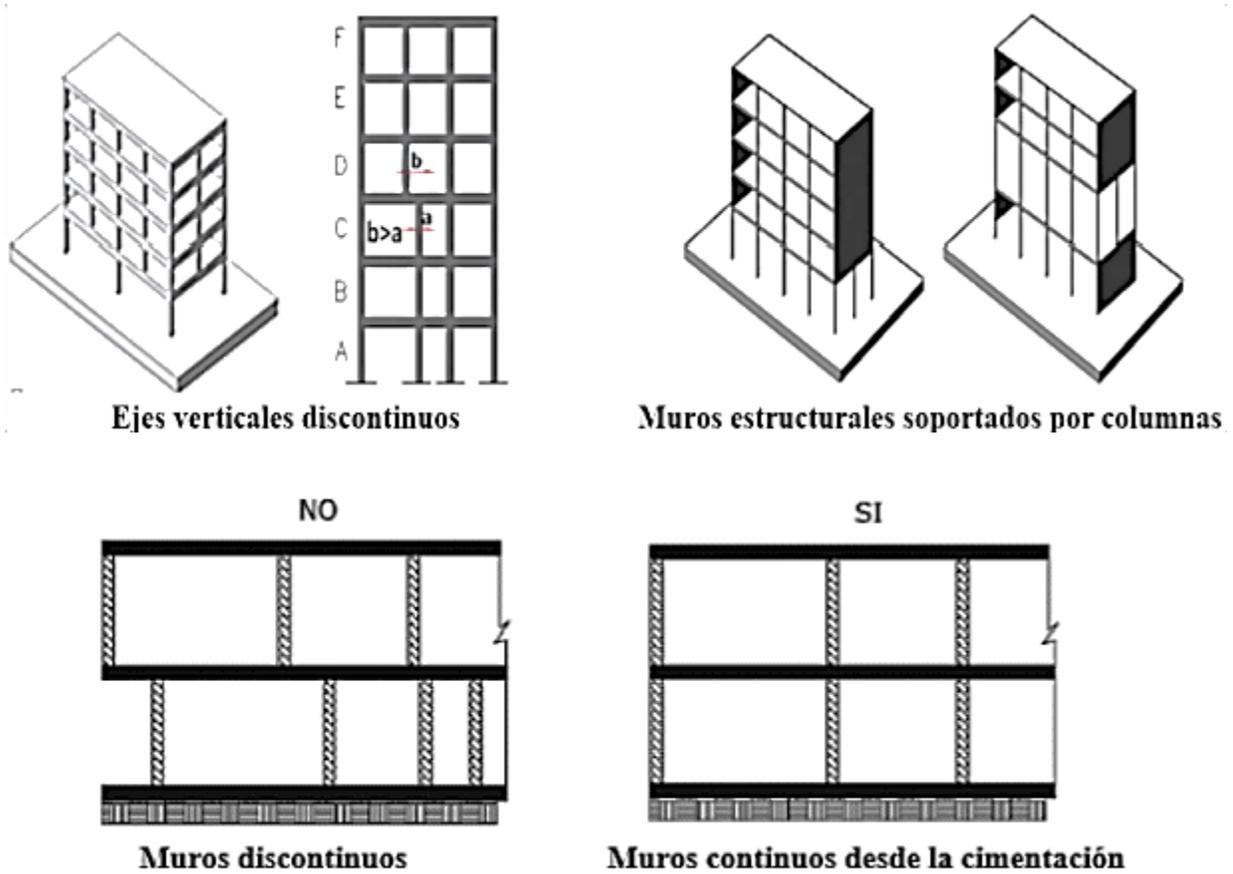


Nota: Ejemplo de irregularidades a evaluar en elevación. Fuente: NEC (2015).

2.3.3.4. Discontinuidades y muros de corte. Se revisará que, en los distintos niveles de la estructura, las columnas no presenten variaciones con respecto a su eje vertical además de que, en caso de existir muros de corte, no sean colocados sin la adecuada cimentación ya que estas configuraciones, crearían un comportamiento inadecuado tanto de la estructura como de los elementos mencionados. Otra revisión a tener en cuenta en el caso de tener muros, es que sean continuos en elevación y que al igual que en el caso de las columnas, no presenten desplazamientos en su eje vertical.

Figura 39

Discontinuidades de los elementos en elevación.

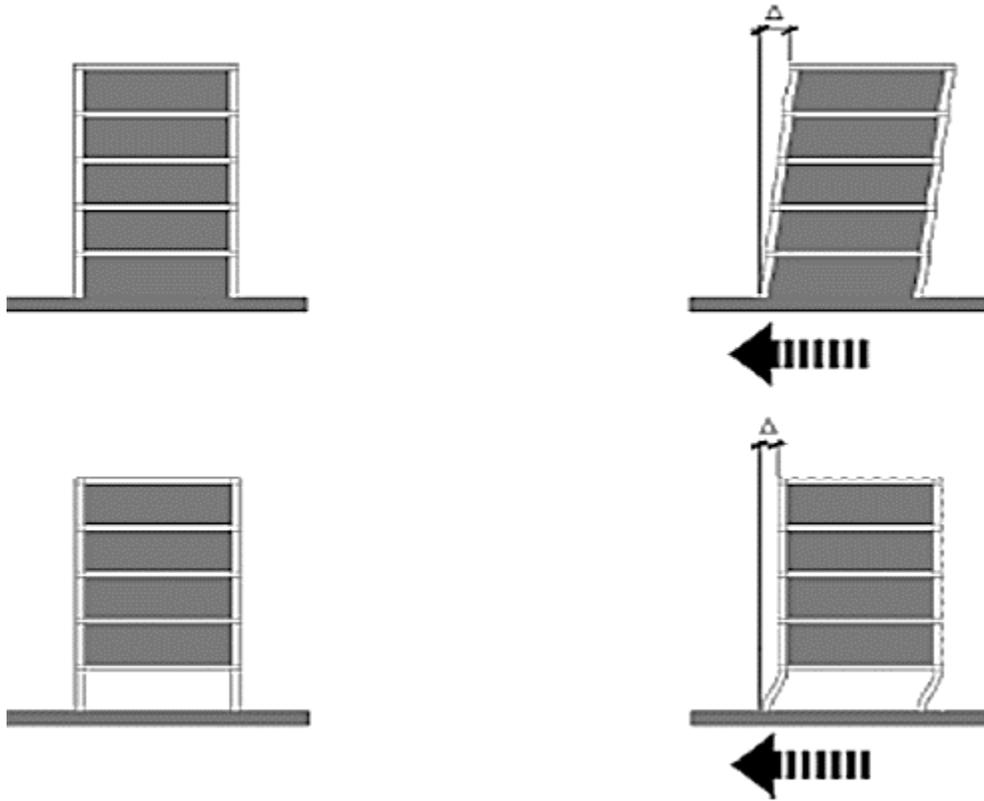


Nota: Ejemplo de discontinuidades a evaluar en elevación. Fuente: NEC (2015).

2.3.3.5. Piso débil-discontinuidad en la resistencia. Como Quizhpilema (2019) menciona que estas discontinuidades de rigidez se presentan en “pisos que tienen menor rigidez que el piso inmediato superior, concentrando los esfuerzos en estos pisos, existen pisos débiles en la planta baja y también en los puntos superiores” (p.39).

Figura 40

Piso débil y problemas de rigidez.

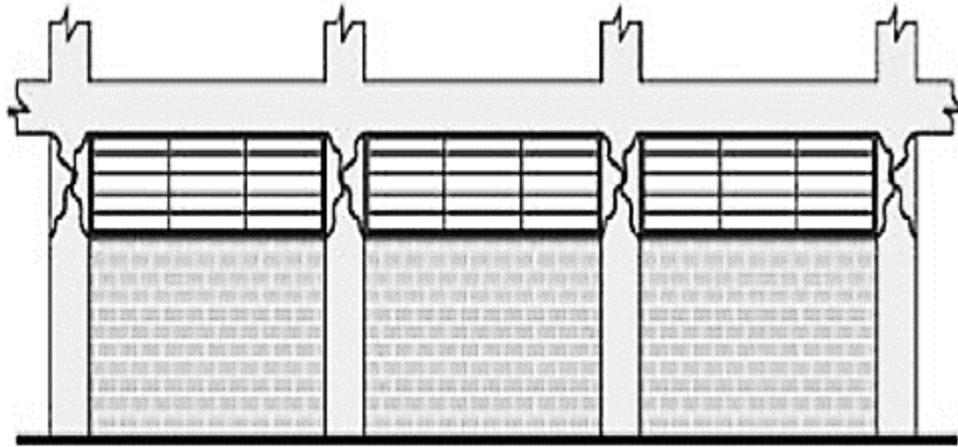


Nota: Comparación entre dos estructuras con distintas configuraciones de rigidez. Fuente: NEC (2015).

2.3.3.6. Columna corta. Esta patología se forma cuando se genera una rigidez excesiva en las columnas por la incorporación de paredes y aberturas en cualquier altura del elemento. Para verificar si existe este problema en la estructura se tomará la relación entre la altura no confinada y total, la cual se es menor a 50% se considerará que está presente.

Figura 41

Efecto de columna corta.

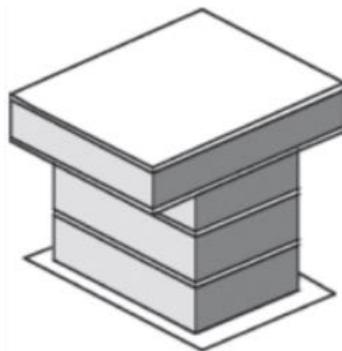


Nota: Ejemplo de una estructura con problemas de columna corta. Fuente: NEC (2015).

2.3.3.7. Distribución de masa. “Este problema ocurre cuando las áreas de los pisos superiores son mucho mayores que las de los niveles inferiores y cuando se hace una mala distribución de las cargas” (Quizhpilema, 2019, p.41). Dado que este tipo de problemas son recurrentes en nuestro medio se deberá tener presente este apartado al evaluar las estructuras.

Figura 42

Distribución de masas inadecuadas.

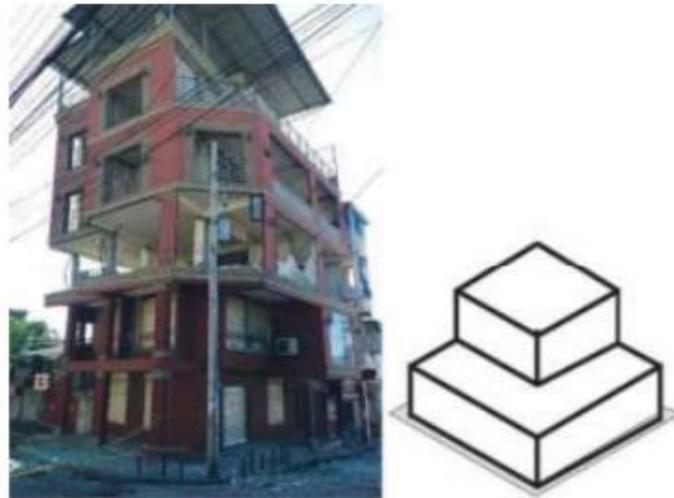


Nota: Ejemplo de una estructura con problemas de masa. Fuente: NEC (2015).

2.3.3.8. Irregularidad geométrica. “Se presenta cuando existen escalonamientos y consecuentemente cambios de rigidez y masa” (Quizhpilema, 2019, p.41). Este es otro problema recurrente en nuestro medio por lo que su evaluación es recomendada.

Figura 43

Irregularidades geométricas en estructuras.



Nota: Ejemplo de una estructura con irregularidades escalonadas en elevación. Fuente: NEC (2015).

2.3.3. Evaluación del sitio de implantación

Esta evaluación denominada como “Evaluación de la estabilidad de sitio” (Ss), se enfocará como menciona Moreta (2015) en “determinar si el edificio está localizado en un sitio que puede ser sujeto de inestabilidad debido a terremotos inducidos por rupturas de falla superficial, licuación de suelos, hundimiento, asentamiento, deslizamiento, tsunamis, seiches, etc.” (p.39). Basados en esta definición del nivel de evaluación de sitio, la normativa NEC nos menciona que la información que deberá ser recopilada abarcará los posibles problemas que puedan afectar a la estructura debido a su ubicación geográfica.

En esta etapa de evaluación, se determinarán los parámetros sísmicos de acuerdo al tipo de suelo en el que se encuentre apoyada la edificación estudiada según la zonificación sísmica realizada por la norma NEC-SE-DS.

2.3.4. Consideraciones de carga.

Como se indicó al inicio de este capítulo, la evaluación de estructuras requiere que las cargas utilizadas para el análisis sean lo más acercado a la realidad física de la estructura. Para ello se deberá cuantificar la sobrecarga muerta en el estado actual de la edificación de la manera más detallada, al igual que la determinación de la carga de uso de acuerdo a las especificaciones de la norma aplicada. Dado que la evaluación se enfoca en determinar la vulnerabilidad y comportamiento de la estructura ante un posible evento sísmico, se deberá considerar el efecto de la misma utilizando los parámetros de la norma NEC-SE-DS.

En cuanto a las combinaciones de carga que se emplearán para la evaluación de estructuras existentes, cambian en relación a las consideradas para el diseño. Como se indica en la normativa NEC-SE-RE para la evaluación y rehabilitación de estructuras se utilizarán las siguientes expresiones:

$$1.1 (D+ 0.25L) + E$$

$$0.9 (D + 0.25L) + E$$

En la cual D es la carga muerta total de la estructura; L la carga de uso; E la fuerza sísmica actuante.

2.3.5. Evaluación de estructuras según ASCE 41-17.

La normativa ASCE 41-17 especifica el procedimiento a seguir para realizar de manera adecuada la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras existentes, con lo que se pretende

adecuar las edificaciones para resistir los efectos causados por acción del sismo. Esta norma indica los criterios y procedimientos de análisis para todos los componentes de la estructura, desde el sitio de implantación del proyecto; las secciones y elementos que forman parte del sistema resistente hasta la elección de la medida de rehabilitación para solventar las deficiencias encontradas.

2.3.5.1. Proceso de evaluación sísmica. Siguiendo el procedimiento que establece la normativa mencionada para la evaluación de estructuras existentes, se deberá seleccionar el nivel de desempeño objetivo para el cual se realizará el análisis.

Se define al objetivo de desempeño como “uno o más emparejamientos de un nivel de riesgo sísmico seleccionado, con un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural” (Quizhpilema, 2019, p.23). La selección de este objetivo de desempeño, como se menciona en la propia normativa se lo realizará de acuerdo al criterio del responsable de la evaluación, propietario o el ente regulador a cargo. Los diferentes niveles de desempeño a considerar, se presentan en el Capítulo 2 de la norma ASCE 41-17 los que se resumen a continuación:

Nivel de Desempeño Estructural: la norma presenta 8 niveles de desempeño estructural entre los que se debe seleccionar según los requerimientos del proyecto. Se realiza la diferencia entre 6 niveles discretos: ocupación inmediata (S-1) control de daños (S-2), seguridad de vida (S-3), seguridad limitada (S-4), prevención de colapso (S-5) y no se considera (S-6). En cuanto a los intervalos de desempeño estructural intermedio se clasifican los rangos de seguridad mejorada y seguridad reducida.

Nivel de Desempeño No Estructural: La norma define 5 niveles de desempeño para los elementos no estructurales de la edificación, los cuales son: operacional (N-A), retención de posición (N-B), seguridad vital (N-C), riesgos reducidos (N-D) y no se considera (N-E).

Una vez definido el nivel objetivo de desempeño para el cual se evaluará la estructura, se debe determinar el nivel de sismicidad al que esta expuesta. Este paso de evaluación se lo determina según lo indicado en el Capítulo 2.3.1.2 de esta sección.

Siguiendo el proceso definido por la normativa ASCE 41-17, se deberá recopilar la suficiente información sobre la estructura. Para este punto se puede utilizar la información preliminar obtenida a partir de la evaluación visual rápida indicada en este capítulo, sin embargo, la información básica que debe ser contemplada será: clasificación de la estructura según el Capítulo 3 de la norma ASCE 41-17, configuración de edificio y de los elementos estructurales como no estructurales, las propiedades de las secciones utilizadas y sus características, la información del suelo de implantación, existencia de estructuras adyacentes, entre otros.

En cuanto a la clasificación de la estructura de acuerdo a las tipologías indicadas en el Capítulo 3 de la norma, y al tratarse el presente proyecto de la evaluación de estructuras metálicas, en la Figura 44 se indica las características para identificar el grupo al que pertenece cada sistema estructural.

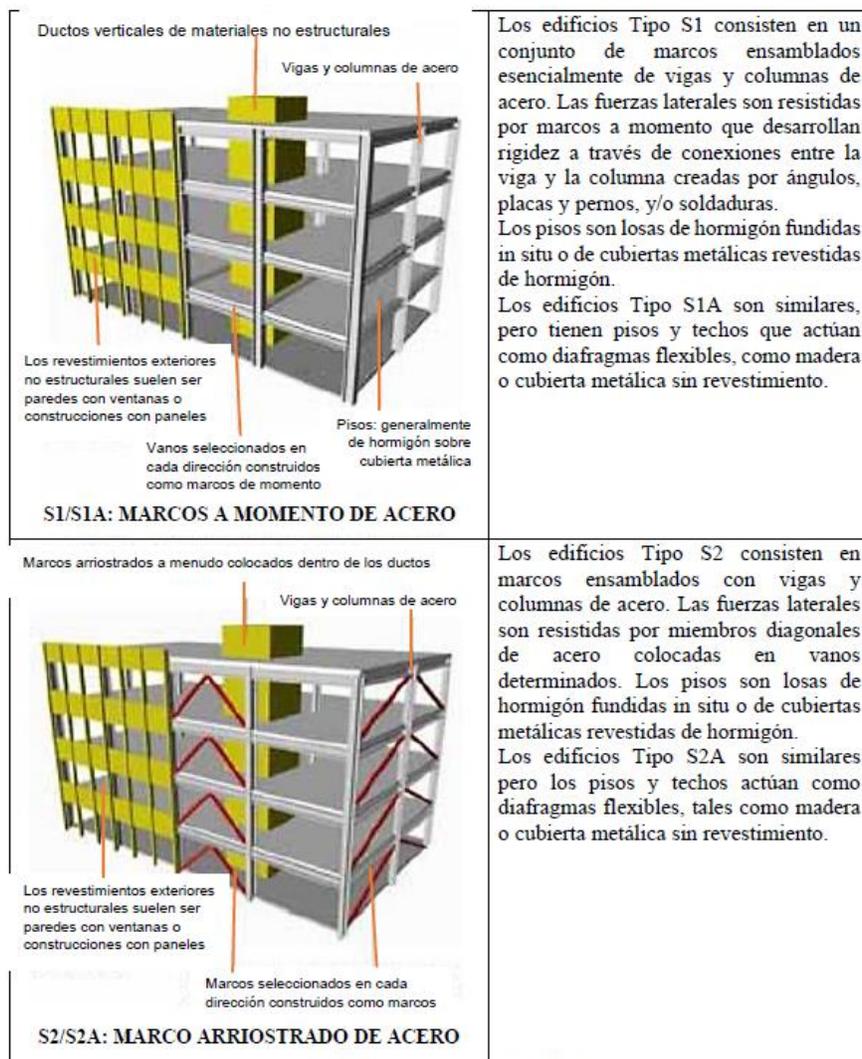
La información de las secciones y materiales, pueden ser determinados a partir de la información documental (planos estructurales, fotografías, memorias técnicas) o mediante la realización de ensayos destructivos o no destructivos. En el caso de las estructuras metálicas, la definición de los parámetros del tipo y característica del material, la normativa ASCE 41-17

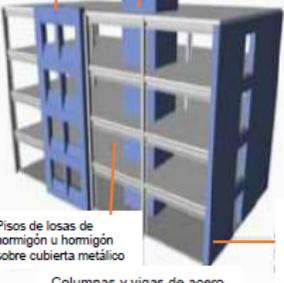
permite el tomar como válido el tipo material señalado en las especificaciones del proyecto o las características del material vigente en el mercado según el año de construcción.

En cuanto a las secciones de los elementos estructurales, se deberá verificar que las dimensiones, anclajes, soldaduras, conexiones se cumplan según lo indicado en los planos de la estructura. Cualquier variación en alguno de los parámetros mencionados, deberá tomarse en cuenta para las siguientes etapas de evaluación.

Figura 44

Tipologías de estructuras de acero según ASCE 41-17.



<p>Los muros exteriores de hormigón perforado son una configuración alternativa de muro cortante</p> <p>Ductos verticales de materiales no estructurales</p>  <p>Pisos de losas de hormigón u hormigón sobre cubierta metálica</p> <p>Columnas y vigas de acero</p> <p>Muros de concreto colocados en vanos interiores y exteriores en cada dirección.</p> <p>S4: MARCO DE ACERO CON MUROS DE CORTE DE HORMIGÓN</p>	<p>Los edificios Tipo S4 consisten esencialmente en marcos ensamblados con vigas y columnas de acero. Los pisos son losas de concreto o recubrimiento de hormigón sobre cubierta metálica. Estos edificios cuentan con un número significativo de muros de hormigón que actúan efectivamente como muros de corte, ya sea como núcleos de transmisión vertical, aislados en determinados tramos, o como sistemas de muros perimetrales. El sistema de columnas y vigas de acero pueden actuar solo para soportar las caras gravitatorias o puede tener conexiones rígidas para actuar como un marco a momento para formar un sistema dual.</p>
<p>Paredes interiores o muros de contención construidos a menudo con limo de arcilla</p> <p>Columnas y vigas de acero</p>  <p>Exterior de mampostería de ladrillo con una o más capas construidas dentro de la estructura de columnas y vigas como relleno</p> <p>El piso suele ser de hormigón armado</p> <p>S5/S5A: MARCOS DE ACERO CON MUROS DE CORTE DE MAMPOSTERÍA DE RELLENO</p>	<p>Los edificios Tipo S5 es normalmente un edificio antiguo que consiste esencialmente en un marco a gravedad ensamblado de vigas o cerchas y columnas de acero. El piso consiste en arcos planos de mampostería, losas de hormigón, o cubierta metálica y relleno de hormigón. Las paredes exteriores, y posiblemente algunas paredes interiores, están construidos de mampostería no reforzada, relleno firmemente el espacio entre columnas, vigas y el piso de manera que el relleno interactúe con la estructura para formar un elemento resistente a fuerzas laterales.</p>

Nota: Tipos y características de estructuras de acero según ASCE 41-17. Elaborado por: Los autores basados en ASCE 41 (2017).

En cuanto a las condiciones de sitio y cimentaciones, los parámetros a evaluar son similares a los requerimientos de la evaluación Ss propuesta por la norma NEC, ya que en esta etapa de evaluación debe contener la “información sobre la cimentación del edificio y los peligros del sitio sísmico-geológico, la información fundamental sobre la cimentación que soporta el edificio a ser evaluado o rehabilitado debe constar de tipo de cimentación, configuración de la cimentación

incluidas dimensiones y ubicaciones, y composición del material y detalles de la construcción” (Estrada & Vivanco, 2019, p.30).

2.3.5.2. Modelación, análisis y criterios de aceptación. Se entiende como modelación “representación idealizada de una estructura real, en dicho modelo se debe incluir las cargas, geometría y comportamiento de los materiales de la estructura para de esta manera poder obtener el comportamiento real de la edificación” (Moreta, 2015, p.43). En esta siguiente fase de evaluación se debe contar con toda la información de la estructura indicada en el punto 2.3.5.1 para lograr detallar de manera adecuada el modelo matemático obteniendo resultados fiables. El análisis del comportamiento de la estructura, como la normativa lo indica se lo puede realizar utilizando dos metodologías, un análisis lineal o no lineal.

La metodología de análisis usada comúnmente para evaluar el comportamiento de la estructura es el análisis dinámico lineal el cual incorpora la acción sísmica mediante un espectro modal o un análisis tiempo-historia. Este tipo de análisis es validado para motivos de evaluación tanto en la normativa NEC como en la norma ASCE 41-17 ya que nos brinda la información suficiente del comportamiento y capacidad de los elementos para resistir las acciones actuantes; además el realizar este tipo de análisis es más rápido y económico en comparación a los análisis no lineales.

2.3.5.3. Evaluación de las secciones. Al tomar como base una edificación metálica para la realización de este proyecto, se detalla de manera breve las distintas consideraciones y verificaciones que deben cumplir las secciones utilizadas. Las vigas tipo I deberán satisfacer las relaciones de ancho espesor presentadas en las Figura 45 obtenidas de las normativas AISC 360-10 y AISC 341-10. Además, se deberá verificar que la resistencia al corte, momento y deflexiones

sean adecuadas para resistir las solicitaciones. El ejemplo de cómo determinar cada una de ellas se indica en el Anexo 5.

Para las columnas que en el caso del proyecto presentado son secciones tubulares metálicas rellenas de hormigón, deberán cumplir los requisitos de la relación ancho-espesor indicadas en la Figura 46; se verificará además que el área de la sección metálica sea al menos el 1% del área total de la sección y de igual manera que la resistencia a compresión sea suficiente para soportar las solicitaciones máximas de los elementos. Para visualizar de mejor manera todo el proceso de verificaciones en secciones de acero, se hace referencia al Anexo 5.

Figura 45

Condiciones a cumplir en vigas.

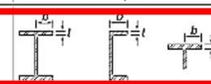
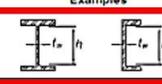
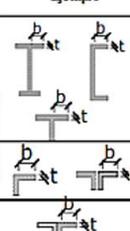
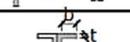
TABLE B4.1b Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Flexure					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/noncompact)	λ_r (noncompact/slender)	
10	Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

TABLE B4.1b (continued) Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Flexure					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/noncompact)	λ_r (noncompact/slender)	
15	Wabs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Tipo de elemento	Relación ancho-espesor	Límites		Ejemplo
		λ_p	λ_r	
Flexión en alas de vigas "I" roladas o armadas, canales y vigas "T"	b/t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
Lados de ángulos simples o dobles con separadores				
Lados salientes de pares de ángulos en contacto continuo				
Almas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas (c)	h/t_w	Para $C_a \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93 C_a)$ Para $C_a > 0.125$ $0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ donde: $C_a = \frac{P_r}{\phi_c P_c}$ (DFCR) $C_a = \frac{\Omega_c P_r}{P_c}$ (DR-4)		  
Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonadas usados como vigas o columnas	h/t			
Almas de secciones cajón armadas usados como vigas o columnas	h/t			

Nota: Condiciones ancho/espesor según norma AISC 360 10 (superior) y ASIC 341 10 (inferior).

Elaborado por: los autores basados en la norma AISC (2010).

Figura 46

Condiciones a cumplir en columnas.

TABLE I1.1a Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Steel Elements in Composite Members Subject to Axial Compression for Use with Section I2.2				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	λ_p Compact/ Noncompact	λ_r Noncompact/ Slender	Maximum Permitted
Walls of Rectangular HSS and Box Sections of Uniform Thickness	b/t	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Composite Elements	Walls of rectangular filled composite members	$1.4 \sqrt{E/F_y}$	$2.26 \sqrt{E/F_y}$	
	Walls of round filled composite members	D/t	$0.15 E/F_y$	

Nota: Condiciones ancho/espesor según norma AISC 360 10 (superior) y ASIC 341 10 (inferior).

Elaborado por: los autores basados en la norma AISC (2010).

2.3.6. Rehabilitación de estructuras existentes

Una vez finalizada el proceso de evaluación de la estructura, y determinando las patologías que presenta, se incorpora la medida de rehabilitación adecuada para mitigar estas problemáticas. Una medida de rehabilitación o reforzamiento se define al “conjunto de acciones necesarias, orientadas a incrementar la capacidad de carga en la resistencia, ductilidad y rigidez de un miembro estructural o de la estructura completa, corrigiendo las deficiencias y logrando que la respuesta sísmica de la estructura sea segura” (Estrada & Vivanco, 2019, p.34). Este tipo de soluciones son necesarias cuando se identifican errores en las etapas de diseño, de construcción o cuando se requieren ampliaciones que generaran nuevas solicitaciones a los elementos y estructura. Se debe

recalcar que las medidas de rehabilitación adecuadas deberán ser seleccionadas de acuerdo a un análisis técnico-económico del proyecto, ya que en muchas ocasiones el realizar todo el proceso de evaluación, diseño y ejecución de la medida puede llegar a tener costos elevados, es por ello que se recomienda que sea lo menos intrusivo y concordante con las características del proyecto (Estrada & Vivanco, 2019).

2.3.6.1. Técnicas de rehabilitación de estructuras. A pesar de que cada medida de rehabilitación dependerá de las condiciones de cada proyecto, se puede indicar de manera general alguna de las técnicas utilizadas para este fin. La rehabilitación de estructuras se la puede ejecutar de dos maneras: mediante la introducción de nuevos elementos o el reforzamiento de los elementos estructurales.

2.3.6.2. Rehabilitación incorporando nuevos elementos. Dentro de este grupo de técnicas de reforzamiento se encuentran las que comúnmente se utilizan para mejorar el comportamiento de la estructura.

Adición de muros de corte: el uso de muros de corte de hormigón armado como alternativa de rehabilitación, es uno de los más comunes cuando se tiene deficiencias en cuanto al comportamiento sísmico de la estructura. Estos elementos ayudan a la estructura a aumentar la capacidad sismorresistente ya que se diseñan para resistir toda o parte de las fuerzas horizontales producto del evento sísmico. (Nayra, 2017).

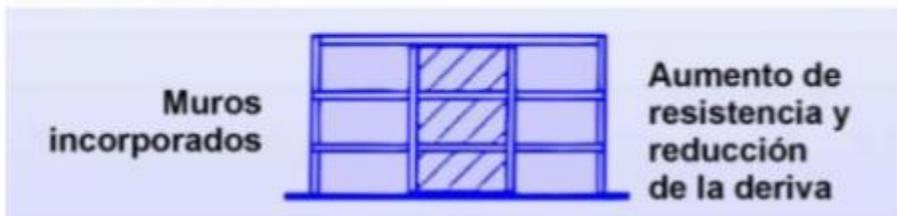
Figura 47

Rehabilitación incorporando muros de corte.



**Soluciones de
reforzamiento**

Ventajas

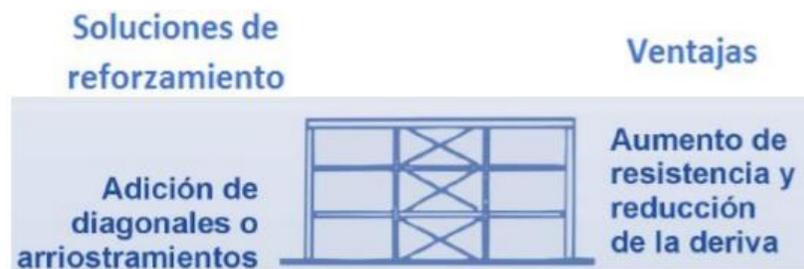


Nota: Reforzamiento de estructura mediante la incorporación de muros de corte. Fuente: Nayra (2017).

Adición de arriostramientos: la incorporación de este tipo de soluciones para mejorar el comportamiento de una edificación es muy común en nuestro medio. El colocar este tipo de elementos mejora el comportamiento y estabilidad lateral de los pórticos en los cuales se colocan, sin embargo, el utilizarlos representa un problema ya que son elementos que quedan a la vista del ocupante, ocupan un porcentaje del espacio útil y encarecen el costo del proyecto.

Figura 48

Rehabilitación incorporando arriostramientos.

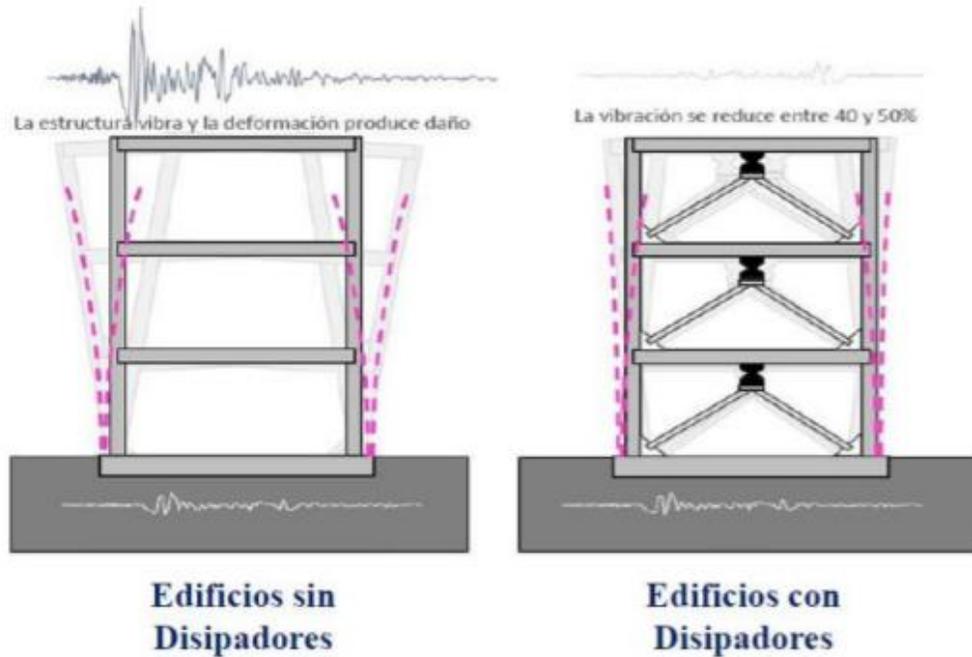


Nota: Reforzamiento de estructura mediante la incorporación de arriostramientos. Fuente: Nayra (2017).

Adición de disipadores de energía: este tipo de dispositivos permiten a la estructura mejorar el comportamiento y disipación de la energía producto del evento sísmico. Como lo explica Nayra (2017) “no alteran la energía de entrada, por lo que manifiestan su eficiencia absorbiendo gran parte de la energía sísmica, es decir, disipan la energía convirtiéndola en calor o por la transferencia de energía entre modos de vibración” (p.41).

Figura 49

Rehabilitación incorporando disipadores de energía.

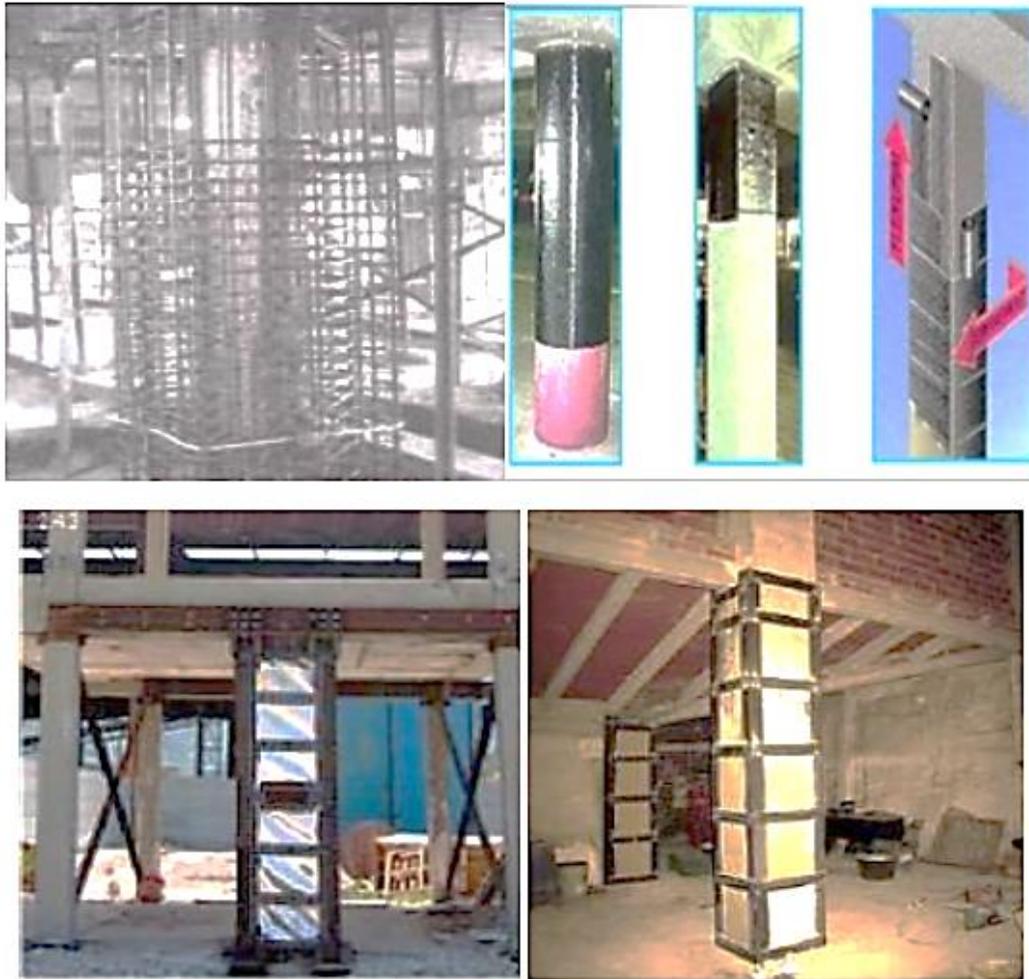


Nota: Reforzamiento de estructura mediante la incorporación de elementos de disipación. Fuente: Nayra (2017).

2.3.6.3. Rehabilitación de elementos estructurales. La rehabilitación de elementos estructurales existentes, cuenta con soluciones como: encamisado a secciones con concreto armado, refuerzo con FRP (polímeros reforzados con fibras) o adición de chapas o perfiles metálicos.

Figura 50

Rehabilitación de elementos existentes.



Nota: Reforzamiento de estructura mediante la incorporación de arriostramientos. Fuente: Nayra (2017).

En el caso de las estructuras metálicas, el reforzamiento de los elementos existentes puede realizarse mediante el uso de los polímeros FRP, los cuales ayudan a mejorar la resistencia a tracción y aporta rigidez al elemento.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

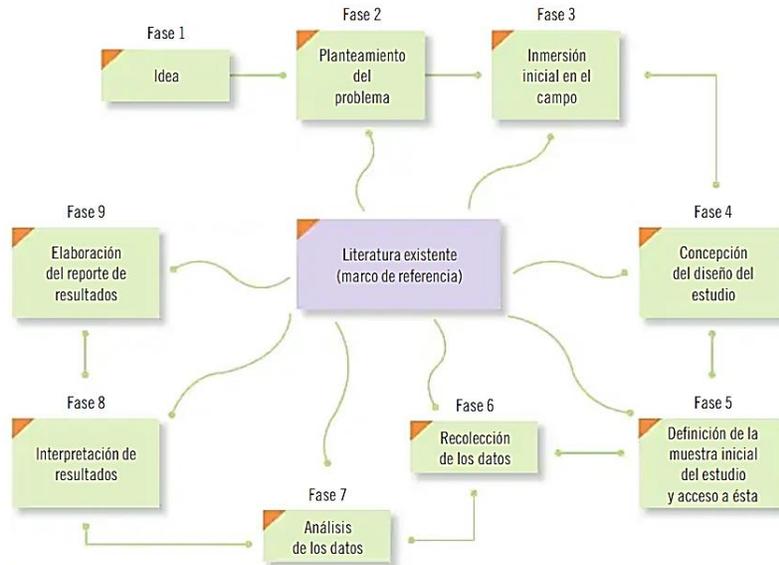
3.1 Tipo de investigación.

Para el desarrollo adecuado del proyecto de evaluación estructural y posterior diseño de la propuesta de rehabilitación, se sustentará con las metodologías de investigación presentadas a continuación:

Investigación cualitativa: Como menciona Castillero (2021) “se entiende por investigación cualitativa aquella que se basa en la obtención de datos en principio no cuantificables, basados en la observación”. Dado que el proceso para una adecuada evaluación estructural, se sustenta en la visita al proyecto, la observación de las características geométricas de los elementos estructurales, la visualización de posibles cambios durante la construcción en relación a los planos y diseños iniciales y posibles daños presentados en elementos no estructurales. Mediante la aplicación de este proceso de investigación, se recopilará la información requerida en este primer acercamiento al proyecto.

Figura 51

Organigrama del proceso de investigación cualitativa.



Nota: Fases a seguir para la realización de la investigación. Fuente: Hernández, R. (2010, p.8)

Investigación documental: Una investigación documental, se realiza apoyándose en documentos basados en principios científicos o de investigación objetiva, como libros, informes o documentos relacionados al tema presentado (Batallas, 2015). La aplicación de esta metodología de investigación en el desarrollo del proyecto, es necesaria dado que partiremos de la información entregada y recopilada del proyecto. Se utilizarán: Planos estructurales y arquitectónicos, estudios de suelo realizados, memorias técnicas; además se utilizarán las normativas NEC y ASCE 41-17 y sus capítulos complementarios, para el análisis, verificación y diseño en función de los resultados obtenidos.

3.2 Método.

Para la realización del proyecto, se seguirá los procesos de recopilación de información y análisis según lo indicado en las normas NEC, ASCE 41-17 y sus capítulos complementarios,

basándonos en las técnicas de investigación mencionadas en el subcapítulo 3.1. Esto debido a que la información necesaria para una evaluación estructural y posterior reforzamiento, requiere de una recopilación de información lo más detallada posible.

3.3 Proceso técnico de Ingeniería Civil.

3.3.1. Recopilación de información.

Siguiendo el proceso indicado por la normativa ASCE 41-17, esta etapa de evaluación es el primer acercamiento con la edificación a estudiar. Las actividades que se desarrollarán dentro de este proceso serán las indicadas en la Tabla 23.

Tabla 23

Recopilación de información.

ACTIVIDAD	
RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN	Visita a la estructura a evaluar.
	Evaluación rápida según los formatos presentados en la normativa FEMA 154 y NEC-SE-RE.
	Recopilación de información arquitectónica y estructural de la edificación.
	Datos de la edificación como: año de construcción, irregularidades visibles, materiales utilizados, normativa vigente al momento de la construcción y demás información relevante.
	Variaciones respecto a los planos arquitectónicos iniciales del proyecto.
	Estudios de suelos en caso de existir.

Nota: Actividades a desarrollar al inicio de la evaluación estructural. Elaborado por: los autores.

Lo que se busca con esta etapa inicial de evaluación, es recopilar la mayor cantidad de información relevante y detallada que ayude a identificar posibles patologías y deficiencias en la estructura.

3.3.2. Procesamiento de la información recopilada.

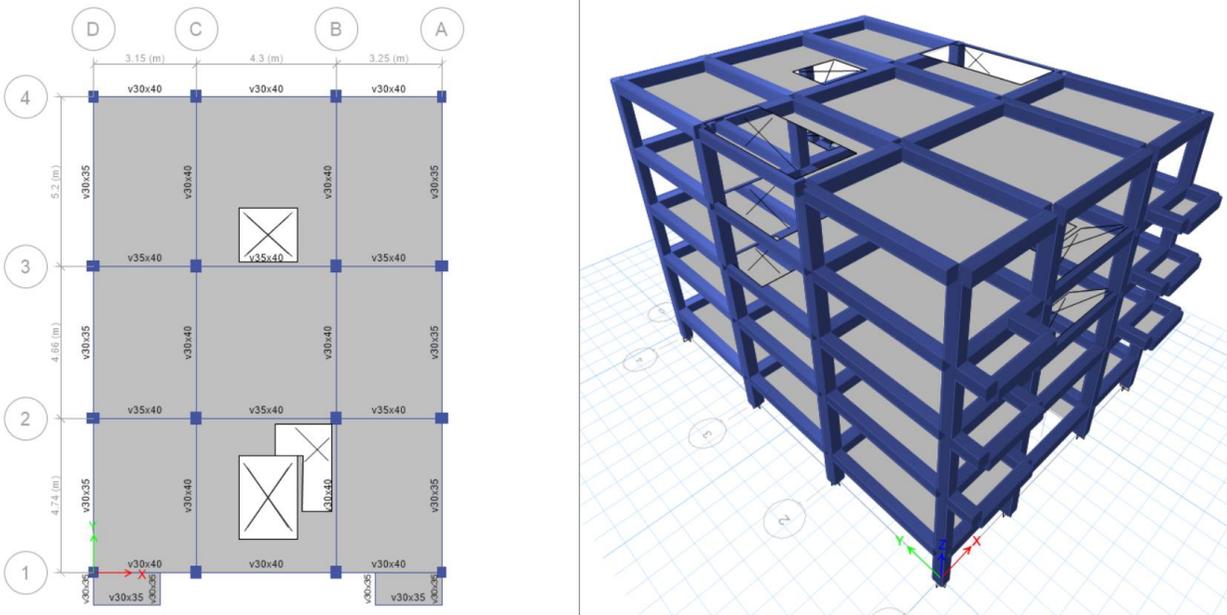
El siguiente paso para el desarrollo de una adecuada evaluación estructural, es la interpretación de la información obtenida, para lo cual se deberá realizar las siguientes actividades: Elaboración de los planos As-Built, categorización de la estructura según la ASCE 41-17, cuantificación de las cargas muertas y vivas actuantes sobre la edificación según su uso actual y la determinación de los parámetros y el espectro de diseño para la evaluación.

3.3.3. Modelación y análisis estructural.

Mediante el uso de softwares dedicados, como por ejemplo ETABS se realizará un modelo matemático en el cual se replicará la información de los planos As Built en cuanto a la geometría en planta y elevación de acuerdo a los cambios identificados en la visita al proyecto. Se definirán las secciones de los elementos que conforman el sistema estructural, los materiales y características mecánicas, y se introducirá las cargas sísmicas y gravitacionales determinadas en la etapa de procesamiento de la información. Esta etapa de evaluación debe ser llevada de la manera más detallada y cuidadosa posible, ya que dependerá de la misma para identificar deficiencias en el comportamiento y desempeño de la estructura.

Figura 52

Modelado estructural en ETABS.



Nota: Ejemplo de modelación estructural (geometría y secciones). Elaborado por: Los autores.

3.3.4. Análisis de resultados y propuesta de rehabilitación.

Una vez realizado y evaluado el modelo matemático se deberá comprobar los miembros estructurales ante las solicitaciones actuantes y los requerimientos sísmicos que la normativa exige. En esta etapa de evaluación se determinará de manera numérica y con mayor precisión las deficiencias de resistencia y comportamiento que presenta la edificación, por lo que se podrá seleccionar la medida de rehabilitación que se ajuste a las necesidades del proyecto.

Se volverá a modelar la estructura con la incorporación de la medida de rehabilitación seleccionada para comprobar que solucione los problemas identificados hasta este punto, de no ser el caso se deberá probar distintas ubicaciones u otra medida. Este será un proceso iterativo ya que no solo se debe enfocar en el comportamiento de la estructura ante el evento sísmico, sino también

en la correcta incorporación de la medida de rehabilitación a la estructura y de la capacidad de los elementos que forman parte del sistema para resistir las nuevas demandas producto de la misma.

3.3.5. Conclusiones, resultados e informes finales de la evaluación.

Una vez realizado todo el proceso de evaluación desde la recopilación de información hasta la selección, modelación y evaluación de la medida adecuada de rehabilitación implementada en la edificación, se deberá emitir un informe final en el cual se detalle: cargas gravitacionales y parámetros sísmicos para los cuales fue evaluada la estructura, las patologías identificadas producto de la evaluación, la capacidad de resistencia de los elementos que conforman la estructura, resultados del análisis del modelo matemático comparándolos con los requerimientos de la normativa NEC 15, medida de rehabilitación seleccionada y el diseño de la misma, resultados post rehabilitación y finalmente las conclusiones de la evaluación y si es viable o no el realizarla. Como complemento se deberá presentar un presupuesto referencial del proceso de rehabilitación ya que este parámetro tiene un gran peso al momento de realizar un proyecto de este tipo.

En la Figura 53 se resume el proceso técnico que se llevará a cabo.

Figura 53

Método a utilizar para el desarrollo del proyecto.



Nota: Fases y actividades a realizar en cada etapa del proyecto. Elaborado por: Los autores.

CAPÍTULO IV

EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA METÁLICA CORRESPONDIENTE A LA NOTARIA 49

4.1 ANTECEDENTES E INFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

El desarrollo del proyecto técnico se basará en el procedimiento indicado en la norma ASCE 41-17 que iniciará con la pre evaluación visual de la edificación con la cual se determinará de forma cualitativa posibles vulnerabilidades de la estructura, seguido de un análisis estructural el cual permitirá obtener el diagnóstico real de la edificación y en función de los resultados se propondrá la alternativa de rehabilitación que mejor se adapte a las condiciones y mejore el comportamiento sismorresistente de la estructura.

4.1.1. Descripción del proyecto

Para el desarrollo del proyecto de evaluación y rehabilitación de estructuras existentes se tomará como base el edificio “Notaria 49” el cual se encuentra ubicado al Este de la ciudad de Quito, en el centro de la parroquia El Quinche. Las áreas ocupadas por el proyecto, se detallan a continuación en la Tabla 1:

Tabla 24

Cuadro de áreas de la estructura.

DESCRIPCIÓN	ÁREA (m ²)
<i>Terreno de implantación</i>	Área total= 49.92
<i>Primer Nivel</i>	Área bruta de construcción= 49.92 Área útil= 46.14
<i>Segundo Nivel</i>	Área bruta de construcción = 54.4150 Área útil= 42.5813
<i>Tercer Nivel</i>	Área bruta de construcción = 54.4150 Área útil= 47.485
<i>Cuarto Nivel</i>	Área bruta de construcción = 78.7962 Área útil= 47.485

Nota: Se presenta el área del terreno de implantación y de construcción por cada planta. Elaborado por: Los autores.

4.1.2. Ubicación

La edificación utilizada para desarrollar el proyecto, se encuentra ubicado en las calles Sucre y Guayaquil en la zona central de la parroquia de El Quinche, cantón Quito construido en el año 2020. El edificio denominado “Notaria 49”, está destinado para oficinas y vivienda en su estado actual, sin embargo, por la necesidad de contar con un mayor número de oficinas se plantea la ampliación de 2 pisos adicionales. Por esta ampliación se consideró a esta edificación como base para realizar el presente trabajo dado que la incorporación de estos 2 nuevos niveles podrá afectar a su comportamiento frente a eventos sísmicos, ocasionando que una evaluación estructural es necesaria.

Figura 54

Ubicación del proyecto Notaria 49.



Nota: Ubicación de la estructura de análisis. Elaborado por: Los autores a través de Google Earth (2021).

Figura 55

Estructura Notaria 49.



Nota: Fachada frontal del Edificio “Notaria 49”. Elaborado por: Los autores.

El edificio geográficamente se encuentra en las siguientes coordenadas:

Latitud	-0.107792
Longitud	-78.296356

4.1.2. Descripción del sistema estructural

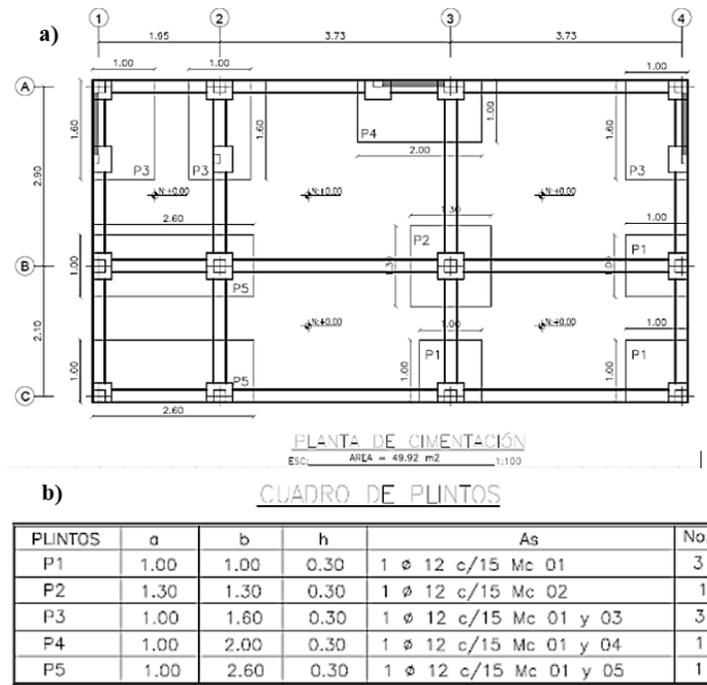
El proyecto consta de un sistema estructural conformado por vigas tipo I de acero, columnas tubulares rellenas de hormigón, una loseta colaborante formada por una lámina Deck y 5cm de hormigón, y muros de corte. Consta de 4 niveles regulares con una altura de entrepiso de 3.06m para la planta baja y de 2.70m para el resto de niveles, llegando a una altura total de 11.16m.

Los niveles del 1 al 3 se destinan a espacios de oficinas cuya distribución arquitectónica se indica en el Anexo 1, mientras que el nivel 4 consta de una terraza accesible y un departamento tal como se indica en el Anexo 1.

4.1.2.1. Cimentaciones. La información con la que se cuenta respecto a la planta de cimentación es la indicada en la Figura. Como se observa, el diseño de la estructura se basa en cimentaciones aisladas en los ejes B-3, B-4, C-3 y C-4 y combinadas en los ejes restantes. El nivel de cimentación se encuentra a 1m de profundidad desde el nivel natural del terreno con las dimensiones indicadas en la Figura. Para el diseño de las cimentaciones, se utilizó los datos obtenidos del estudio de suelos realizado por el dueño del proyecto, en el cual se refleja una capacidad admisible de 21.5 T/m². Los materiales utilizados fueron hormigón con una resistencia a la compresión $f'_c=210$ kg/cm² y el acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia $F_y=4200$ kgf/cm².

Figura 56

Planta de cimentación de la edificación.

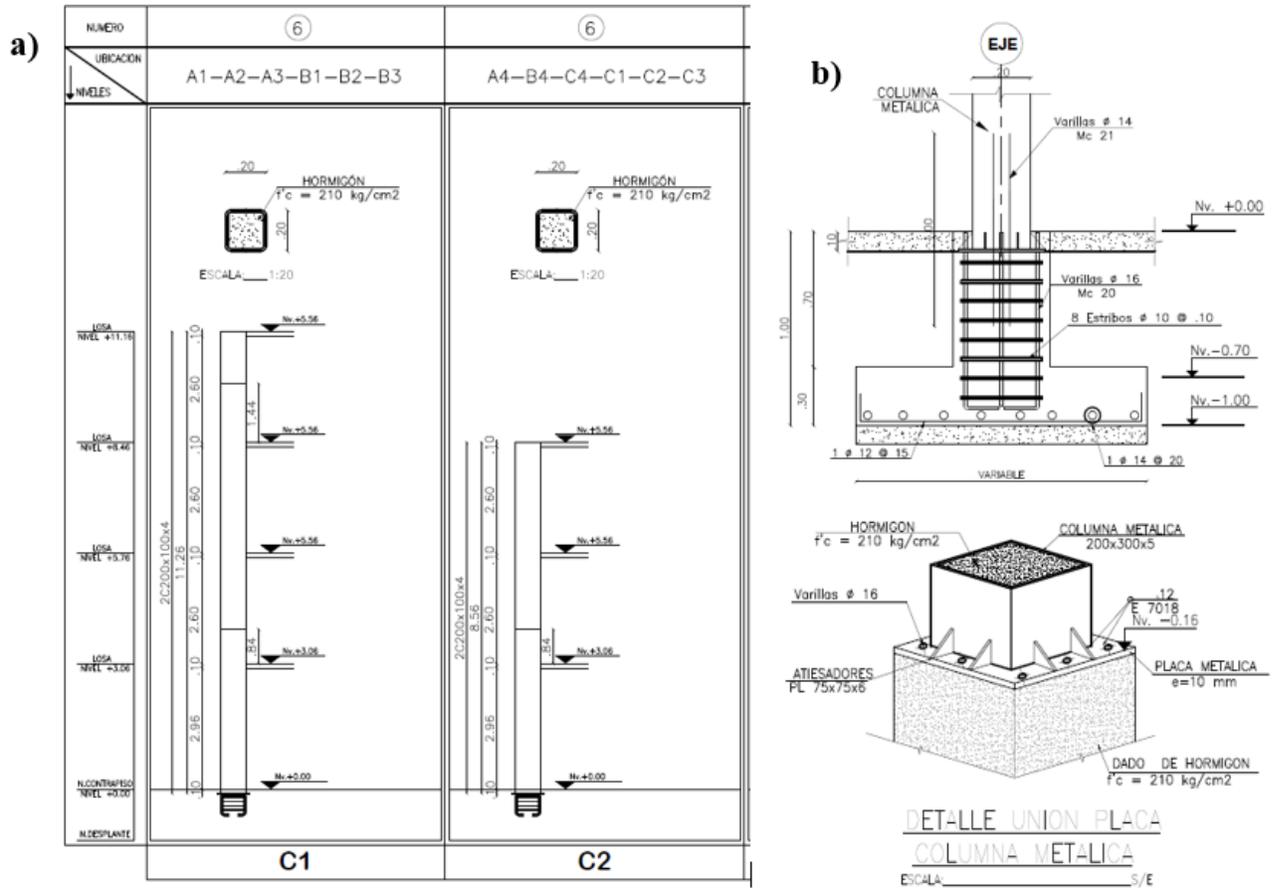


Nota: a) planta de cimentación; b) dimensiones de zapatas. Elaborado por: los autores basados en planos existentes.

4.1.2.2. Columnas. Gracias a la información proporcionada en los planos estructurales del edificio, se determina que las columnas están formadas por secciones tubulares cuadrados rellenos de hormigón; este tipo de secciones son conocidas como compuestas. La sección típica usada en la edificación se muestra en la Figura 57, en las cuales los materiales utilizados fueron un perfil metálico tubular de acero tipo A36 de 200x200x4 y un hormigón de relleno con una resistencia a la compresión $f^c=210$ kg/cm². Para el anclaje de los elementos verticales a la cimentación, se utilizó una columneta de 30x30 y placas de anclaje los cuales se detalla en el Anexo 1.

Figura 57

Secciones de columnas utilizadas por nivel.

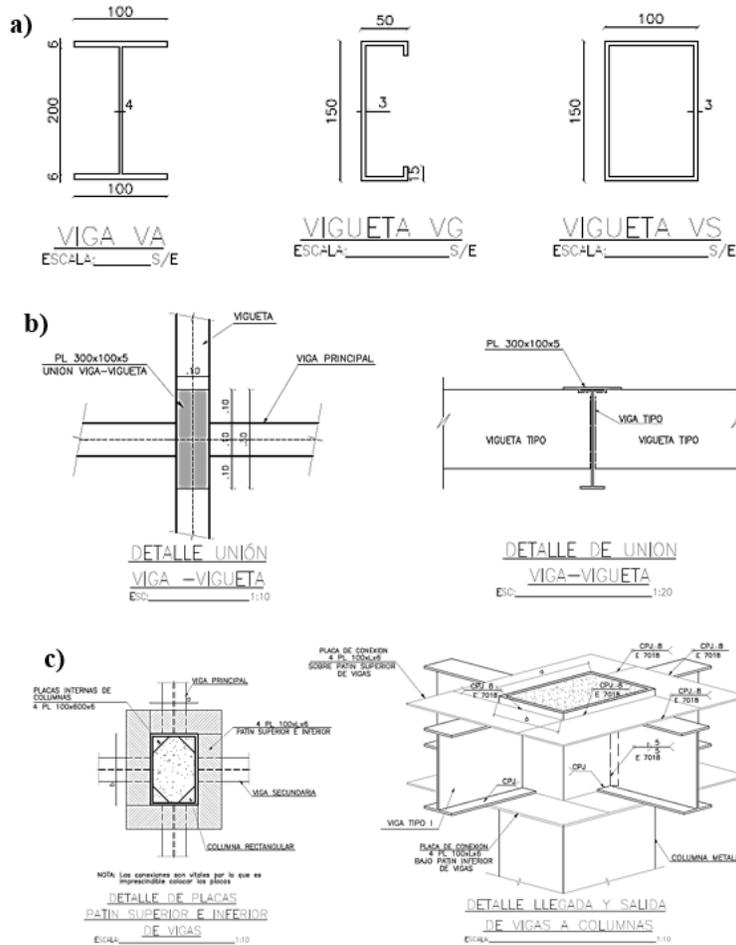


Nota: a) sección de columnas utilizadas; b) sección de anclaje columna-cimentación. Elaborado por: los autores basados en planos existentes.

4.1.2.3 Vigas y viguetas. Las secciones utilizadas para estos elementos son perfiles armados tipo I en el caso de vigas y perfiles tubulares de 100x150x3, además se utilizó perfiles tipo G de 150x50x3 como elementos de cierre. Todos los perfiles mencionados, son de acero A36 y la distribución en planta de los mismos se visualiza en el Anexo 1. Las conexiones entre vigas y viguetas se la realizan mediante soldadura entre las placas del perfil tubular al alma del perfil I, mientras que la conexión viga-columna se la realiza según lo indicado en la Figura.58c,

Figura 58

Secciones utilizadas como vigas en la edificación.



Nota: a) secciones de vigas y viguetas; b) conexión viguetas-viga; c) conexión viga-columna.

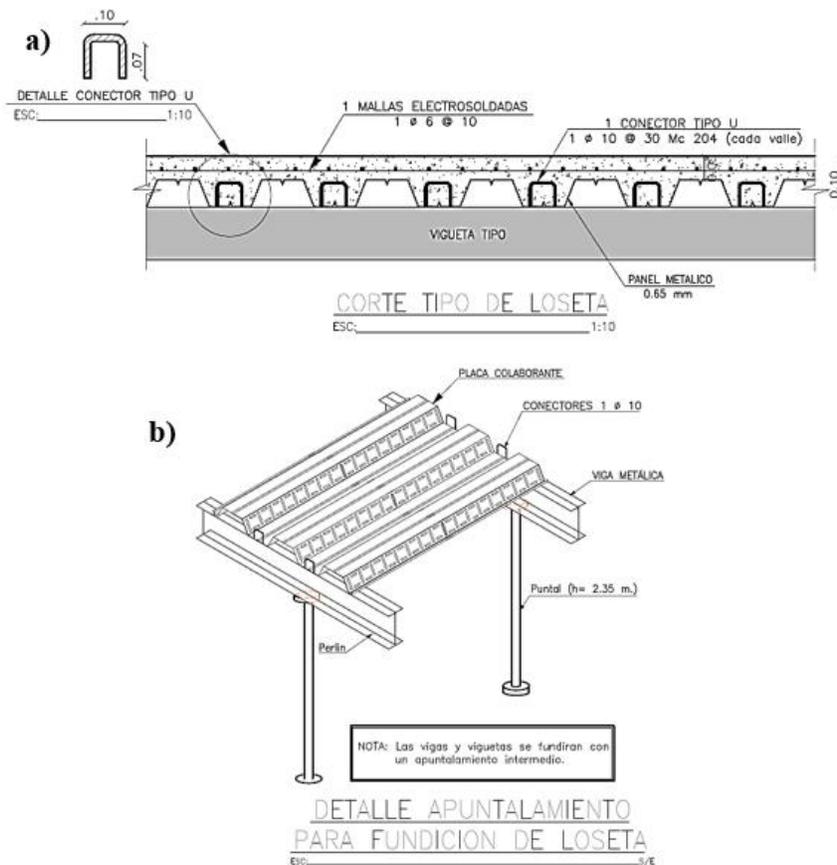
Elaborado por: los autores basados en planos existentes.

4.1.2.4 Panel colaborante (Losa tipo Deck). Para las losas de entrepiso se utilizó en el proyecto paneles metálicos Deck de 0.65mm de espesor de la hoja y una capa de hormigón a compresión de 5cm, dando como resultado un panel colaborante de 10cm. Para el anclaje del panel al sistema de viguetas se utilizaron conectores tipo U de 10mm de diámetro en cada onda de la plancha; adicionalmente se colocó una malla electrosoldada de 6mm de diámetro a cada 10cm para

contrarrestar los efectos de temperatura en el hormigón. El detalle del sistema de entrepiso, la colocación de los conectores y del anclaje al sistema de viguetas se lo detalla de mejor manera en el Anexo 1.

Figura 59

Sección de loseta utilizada en el proyecto.



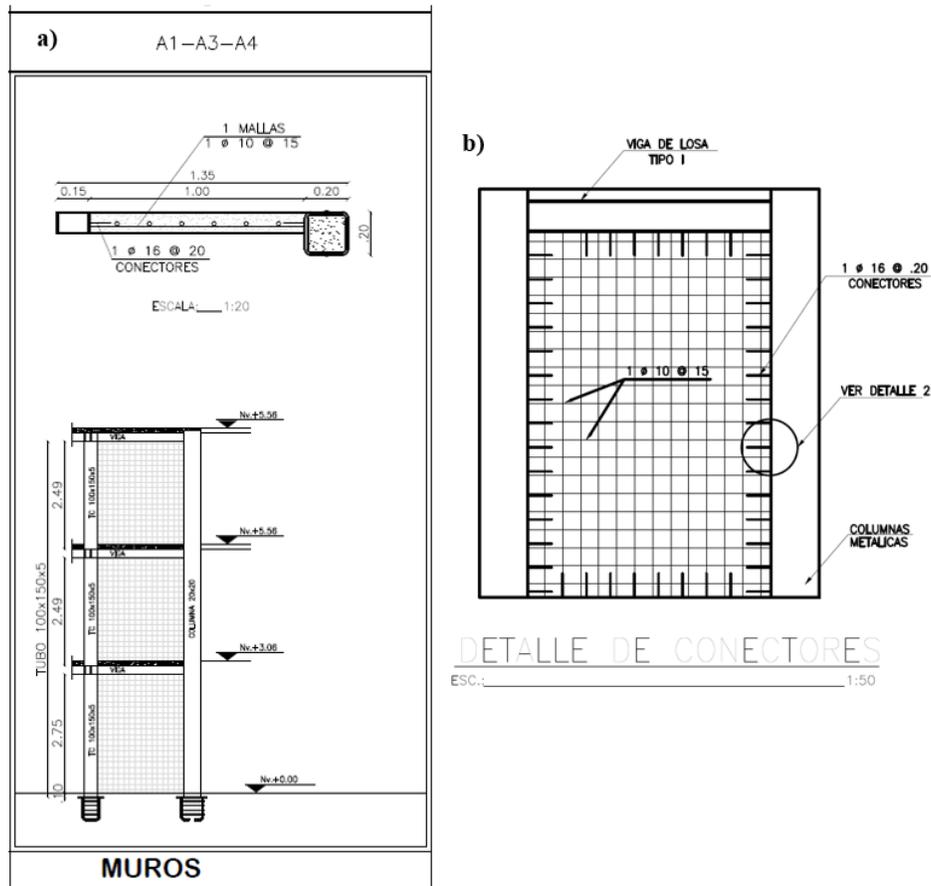
Nota: a) Corte de loseta tipo; b) conexión a sistema de viguetas. Elaborado por: los autores basados en planos existentes.

4.1.2.5. Muros de corte. El proyecto se diseñó como un sistema dual en el cual se incorporó muros de corte de hormigón cuya ubicación se visualiza en el Anexo 1 del presente proyecto. Para la construcción de este elemento se utilizó un hormigón con resistencia a la compresión de $f'c=210$

kg/cm²; una sección de 100x10cm y como cabezal se utilizó una sección tubular de 150x100x5mm. Este elemento se encuentra definido hasta el nivel N+8.46m, es decir hasta el tercer nivel. Para el acero de refuerzo, se utilizó según los planos estructurales del proyecto una malla de 10mm de diámetro con una separación de 15cm como acero de refuerzo y para el anclaje a las columna y cabezal, conectores de 16mm de diámetro a cada 20cm.

Figura 60

Muros utilizados en el proyecto.



Nota: a) sección y distribución de muros de corte; b) conexión de muros a cabezales. Elaborado por: los autores basados en planos existentes.

4.2 Evaluación estructural.

4.2.1. Levantamiento de información inicial.

Siguiendo el procedimiento de evaluación estructural según lo indicado en la normativa ASCE 41-17 y la normativa NEC que sustentan este proyecto técnico, se realizó un primer contacto para el levantamiento de información sobre el edificio “Notaria 49”. En esta etapa de evaluación se recopiló la información documental de planos arquitectónicos, estructurales, estudios de suelos existentes que fueron facilitados de manera física. Además, se habló con el propietario de la edificación sobre datos relevantes que nos pueda brindar, tales como: año de construcción, materiales utilizados, entre otros. El realizar esta primera etapa de evaluación nos brinda un enfoque general de los puntos en los que se deberá concentrar y detallar de mejor manera a lo largo del proceso para determinar de manera adecuada la vulnerabilidad a la que se encuentra expuesta la estructura.

4.2.2. Evaluación Visual Rápida de Edificios existentes según la normativa NEC 15.

Una vez recopilada la información inicial de la edificación se deberá realizar una segunda visita en la cual se determine de manera detallada los puntos de inspección que se consideren críticos, tanto en el exterior como en el interior de la estructura. El formato utilizado para la evaluación del edificio “Notaria 49”, se encuentra en el Anexo 1, sin embargo, se presenta un resumen de los resultados a continuación:

- **Tipología estructural.** En cuanto a la clasificación que la normativa propone para la selección del puntaje mínimo, y dada la configuración presentada en capítulos anteriores califica como una edificación tipo S4. Como se describe en el formulario, este tipo de edificación hace referencia a un pórtico de acero laminado con muros estructurales de

hormigón armado, por lo que nuestra estructura se encuentra dentro de este grupo. El puntaje básico que se obtiene para la posterior verificación es de 2.8 puntos.

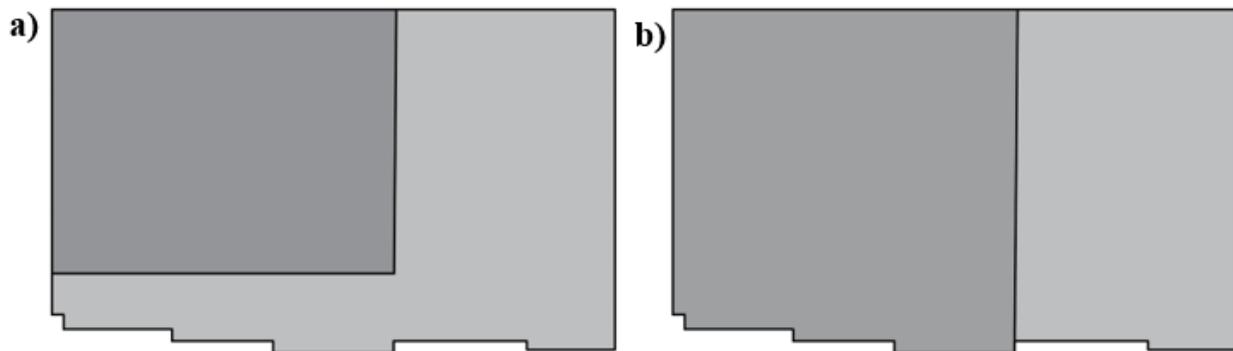
- **Altura.** Según los intervalos normados, el edificio “Notaria 49” califica como de mediana altura al encontrarse en el rango de 4 a 7 pisos según lo indicado. Como resultado de pertenecer a este grupo de edificaciones, se obtiene un coeficiente de 0.4 puntos.
- **Irregularidad.** Se identificó que la estructura es regular en planta, pero presenta irregularidad en elevación con lo que se consigue un coeficiente de -1 para este último.
- **Código de la construcción.** Este parámetro se evalúa en función del año de construcción de la estructura, que en el caso de nuestro proyecto se lo considera como ejecutado post código moderno, que abarca las edificaciones construidas a partir del año 2001. El valor correspondiente a este parámetro es de 1.6 puntos.
- **Tipo de suelo.** La normativa en el formato de evaluación toma 3 distintos tipos de suelo para determinar el puntaje, los suelos tipo C, D y E. En nuestro caso y según los datos del estudio de suelos existente se determina que el suelo de implantación califica como Tipo D, obteniendo un puntaje de -0.6.

Una vez determinado los parámetros y puntajes que obtiene la edificación evaluada, se realiza el cálculo del puntaje final que para nuestra estructura es de 3.2 puntos. Con este valor se lo compara con los valores establecidos por la NEC para determinar el grado de vulnerabilidad al que está expuesta el edificio teniendo así que la edificación “Notaria 49” tiene una baja vulnerabilidad sísmica.

Cabe mencionar que, al realizar este nivel de evaluación, se pudo identificar que el edificio presenta variaciones en cuanto a su configuración inicial. Se identificó que el último nivel tuvo cambios durante la fase constructiva, ya que como se indica en la Figura 61 se realizó la prolongación de las columnas, de las vigas y viguetas y del panel colaborante de los ejes C-1, C-2 y C3, que en la concepción inicial del proyecto únicamente era una cubierta de 1.5m de volado. Este cambio debe ser tomado en cuenta en los siguientes niveles de evaluación.

Figura 61

Comparación entre la concepción inicial y estado actual del proyecto.



Nota: a) propuesta inicial de la estructura; b) estado actual de la edificación. Elaborado por: los autores.

4.2.3. Evaluación Visual Rápida de Edificios existentes según la normativa FEMA P-154.

“Existen 5 formularios de recopilación de datos, uno para cada una de las siguientes regiones de sismicidad: baja, moderada, moderadamente alta, alta y muy alta. Cada formulario de recopilación de datos tiene una página de Nivel 1 y una página de Nivel 2 (opcional)” (Estrada & Vivanco, 2019, p.42). El uso de este formato es similar al propuesto por la normativa NEC, sin

embargo, difieren en que para utilizar el formulario correcto se debe determinar en un inicio el nivel de sismicidad al que está expuesta la estructura.

Para el caso de la estructura evaluada se determinó los valores requeridos de aceleraciones a partir de las Curvas de Peligro Sísmico presentadas en la NEC-SE-DS para un sismo de 475 años la cual presenta una tasa de excedencia de 0.002 como se indica en la siguiente ecuación:

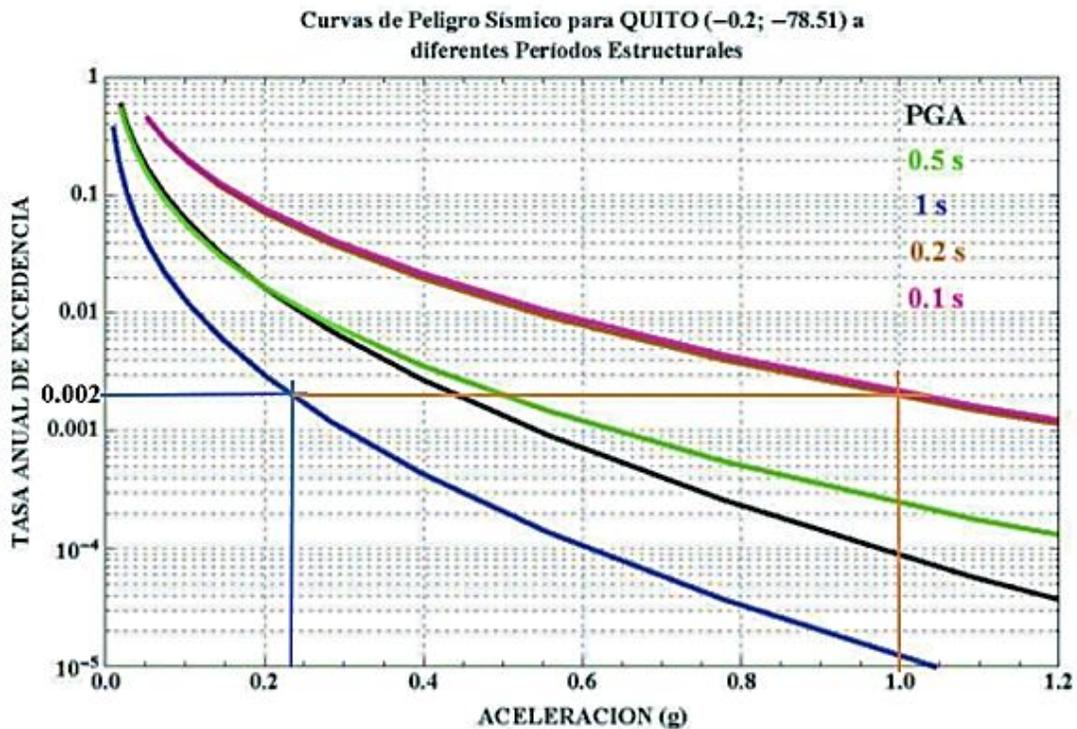
$$\text{Periodo de retorno: } Tr := 475 \text{ años}$$

$$\text{Tasa de excedencia: } te := \frac{1}{Tr} = 0.002$$

Los valores obtenidos a partir de la Curva de Peligro Sísmico para la ciudad de Quito, son $SS=0.23g$ y $S1=0.99g$, los cuales se muestran en la Figura 62.

Figura 62

Curva de peligro sísmico para la ciudad de Quito.



Nota: Determinación de aceleraciones para tasa de excedencia 0.002. Elaborado por: los autores basados en la NEC-SE-DS.

Con los valores obtenidos y de acuerdo a los rangos establecidos por la normativa FEMA, se considera que el nivel de sismicidad al que se encuentra expuesta la estructura es Moderadamente Alta, por lo que se deberá utilizar el formato correspondiente. La normativa FEMA menciona que el nivel 1 de evaluación es el que de manera obligatoria debe realizarse, mientras que el nivel 2 será opcional y dependerá de las deficiencias encontradas. Para ejemplos prácticos se realizaron los dos niveles de evaluación los cuales se indican en el Anexo 1.

Al igual que en el caso de la evaluación visual rápida de la normativa NEC, se resumirá los valores obtenidos del análisis. Tenemos así:

- **Tipología estructural.** Al igual que en el formato NEC, se inicia con la clasificación estructural que para el edificio evaluado y según las indicaciones de la norma ASCE 41-17 se categoriza como un edificio Tipo S4. El puntaje básico que se obtiene para la posterior verificación es de 2.2 puntos.
- **Irregularidad.** El formato Fema realiza dos distinciones en cuanto a la irregularidad vertical entre severa y moderada. La estructura debido a la configuración vertical se categoriza como moderada, por lo que se obtienen un puntaje de -0.6. E cuanto a la irregularidad en planta al no presentarse en la edificación tiene un valor de 0.
- **Código de la construcción.** Dado que el formato FEMA es una norma norteamericana diferencia entre Pre-código y Pre-Referencia la cual tiene su símil en nuestro país como pre código de la construcción y la normativa NEC vigente. Dado el año de construcción califica como Pre-Referencia con un puntaje de 1.9.

- **Tipo de suelo.** Considera 3 tipos de suelo para la asignación del puntaje, A, B y E realizando una subdivisión en este último en función del número de pisos. En nuestro caso al contar con un suelo Tipo D se califica con el valor de 0.

Con los valores obtenidos, se realiza la ponderación respectiva consiguiendo una puntuación final de 3.5 en el nivel de evaluación 1, que según los límites establecidos se tiene que la vulnerabilidad de la estructura es baja.

4.2.4. Evaluación del sistema estructural.

Además de la evaluación visual realizada, se verifica que los elementos que forma parte del sistema estructural no presenten cambios en relación a las secciones para las que fueron evaluadas y diseñadas en la etapa de pre dimensionamiento y detallado de los mismos. Para ello se deberá verificar las dimensiones de los elementos, materiales utilizados, estado de los elementos no estructurales y demás patologías relacionadas a la estructura.

4.2.4.1. Miembros estructurales. Para verificar que las secciones utilizadas en la construcción del proyecto cumplan con las dimensiones requeridas en el anteproyecto, se realizó distintas mediciones a los elementos colocados. En el caso de las columnas, las dimensiones obtenidas fueron de 22.5x22.5cm esto debido a que el enlucido utilizado tiene un espesor de 1.5cm. En cuanto a las vigas y viguetas se pudo evidenciar que las secciones I y tubulares no eran completamente visibles por la presencia de paneles de yeso sin embargo en el último nivel se logró apreciar que cumplen las dimensiones señaladas en los planos que fueron facilitados al inicio de la evaluación. Los elementos de muros y los cabezales al tener una abertura en los niveles superiores fueron visibles y fue posible verificar que las dimensiones y los anclajes se colocaron de acuerdo a las especificaciones estructurales. Se pudo evidenciar que las conexiones entre vigas y columnas se ejecutaron de acuerdo a los detalles señalados en el plano estructural, sin embargo,

por las limitaciones que se tuvo respecto a ensayos y conocimientos sobre este elemento no se los pudo verificar de manera adecuada.

4.2.4.2. Materiales utilizados. Como lo menciona la normativa, es posible determinar las características de los materiales utilizados de acuerdo a documentos o planos disponibles. En el caso de la evaluación del edificio expuesto, al tener limitaciones económicas para la realización de ensayos que determinen las características reales del material, se determinó que el material utilizado fue acero A36 tal como se menciona en los planos estructurales.

4.2.4.3. Elementos no estructurales. Para esta consideración se verifico las dimensiones y ubicación de las paredes de mampostería internas y externas de acuerdo a la distribución arquitectónica de los planos respectivos con lo que se evidencio que estos elementos se ejecutaron en obra de manera adecuada. Otro elemento no estructural que se consideró en la evaluación fueron las escaleras de acceso a los niveles superiores, en los cuales se comprobó que los perfiles usados tengan las dimensiones y distribución según los planos estructurales concluyendo que se cumplieron estos parámetros.

4.2.4.4. Otras evaluaciones. En este apartado se evidencio que el edificio “Notaria 49” se encuentra en medio de dos edificaciones con una separación de 15cm con relación al edificio de la izquierda y de 0cm respecto al edificio de la derecha. La ubicación de la estructura puede generar problemas de golpeteo al presentarse el evento sísmico por lo que se evaluará posteriormente este efecto. Se observo que el edificio estudiado es mayor a los edificios continuos por un piso de altura, por lo que no se presentarían riesgos de caída de objetos o mampostería en caso de un posible colapso de estas estructuras en un sismo.

4.2.5. Nivel de evaluación de sitio.

Este nivel de evaluación, denominado Nivel de Investigación SS1 recopila los datos relevantes del lugar de implantación del proyecto con la cual busca determinar la vulnerabilidad del sitio. Con este nivel de investigación se completa la primera fase de evaluación de la estructura.

4.2.5.1. Condiciones de sitio. En esta evaluación se consideran dos apartados: la caracterización sísmica y la definición de los coeficientes de amplificación dinámica. A partir de los datos reflejados en el estudio de suelos, los resultados de esta evaluación se indican en la Tabla 25.

4.2.5.2. Susceptibilidad a fallas geológicas. Al encontrarse cercano a la ciudad de Quito y según la investigación desarrollada por el Doctor Roberto Aguiar, como se indica en la Figura 63 notamos que la estructura se encuentra afectada por diferentes fallas geológicas.

4.2.5.3. Susceptibilidad ante inundaciones. Al no encontrarse cerca de cuerpos de agua ni una zona baja la estructura no es propensa a este efecto.

Tabla 25

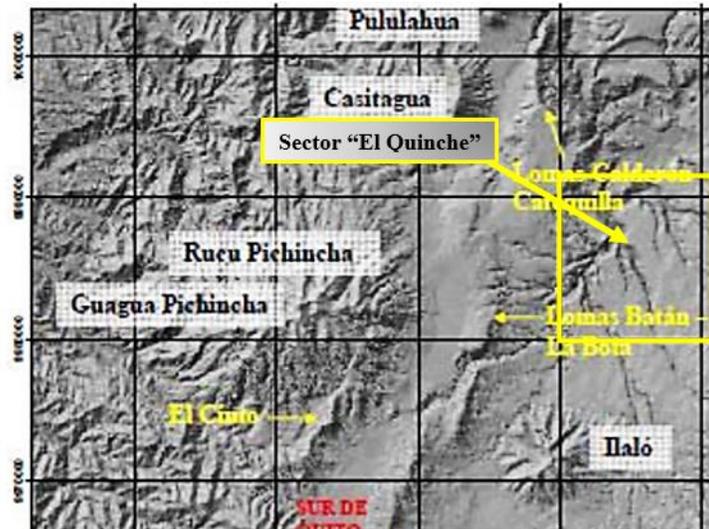
Caracterización del sitio de implantación.

Características sísmicas de sitio Edificio "Notaria 49"		Coeficientes de amplificación dinámica Edificio "Notaria 49"	
Zona sísmica	V	Tipo de suelo	D
Valor factor Z	0.4	Fa	1.2
Caracterización del peligro sísmico	Alta	Fd	1.19
		Fs	1.28
		n	2.48
		r	1

Nota: Características del sitio según el tipo de suelo del proyecto. Elaborado por: Los autores a partir de la NEC-SE-DS 15.

Figura 63

Mapa de fallas geológicas de Quito.



Nota: Fallas geológicas cercanas al lugar del proyecto. Elaborado por: los autores basados en Aguiar (2013).

4.3 Informe de resultados de la evaluación estructural.

Una vez finalizada la etapa de evaluación estructural mostrada en este capítulo, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Al contar con el acceso a los planos de la edificación, se pudo corroborar que las secciones colocadas en obra para los elementos estructurales de columnas, vigas, viguetas y muros cumplen con las dimensiones diseñadas en el ante proyecto.
- Al tener limitaciones para realizar ensayos que determinen las características del material utilizado, se tomará como válida la hipótesis de que se usó acero A36 en los perfiles metálicos y hormigón con resistencia de 210kg/cm² para el relleno de columnas, muros y loseta de compresión.
- Conociendo el año de construcción se pudo determinar la normativa vigente durante este periodo de tiempo. Con esta información se evaluará en la etapa posterior si cumple o no los requerimientos para considerarla sismorresistente según los requerimientos de la norma.
- Al aplicar los formatos de evaluación rápida de la normativa NEC y FEMA se evidencia de manera visual que la estructura no presenta irregularidades en planta más si se consideró una irregularidad vertical moderada para ser conservadores en el puntaje que determina la vulnerabilidad de la estructura; estas irregularidades se las determinará posteriormente.
- Gracias a los puntajes obtenidos en los formatos de evaluación visual rápida para las dos normativas utilizadas, se concluye que el edificio tiene un grado de vulnerabilidad sísmica bajo.
- Los puntajes más bajos obtenidos en los formatos de evaluación visual se refieren a las irregularidades mencionas, por lo que se hará énfasis en este punto en posteriores análisis.

- En cuanto a la evaluación de sitio (SS1), se pudo determinar que la zona en la que se encuentra el proyecto es de un alto grado de amenaza sísmica por lo que se deberá tomar en cuenta las recomendaciones y factores para este nivel de amenaza.
- El resultado más evidente y en el cual se deberá tomar mayor consideración es el cambio en cuanto a la ampliación de columnas y losa en el nivel final, antes mencionado.

Basándose en las conclusiones expuestas, se decide tomar las siguientes medidas para las siguientes etapas de evaluación:

- Se deberá realizar la actualización de los planos arquitectónicos y estructurales con el cambio mencionado en la planta final. Con esto se determinarán los planos As Built de la edificación con los que se trabajará los modelos respectivos.
- Se evaluará las secciones del sistema estructural según las normativas aplicables para miembros de acero, verificando que cumplan los requerimientos exigidos.
- Para la propuesta de ampliación se utilizarán las configuraciones estructurales presentes en el estado actual de la edificación, manteniendo las secciones para vigas, viguetas, columnas y losas.
- Para la consideración de las acciones producto del sismo se utilizará el espectro de diseño de la normativa NEC en función de los coeficientes de suelo determinado en este capítulo.
- Para la determinación de las cargas sobre la edificación, se utilizarán los planos As Built y las recomendaciones de carga viva para el tipo de uso que tiene la edificación.
- Se realizará un análisis dinámico modal para evaluar la estructura y los elementos frente a las cargas determinadas del análisis.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL DE LA ESTRUCTURA ACTUAL

5.1 Normas utilizadas para el análisis.

Para el desarrollo de este nivel de evaluación se utilizará la normativa técnica ecuatoriana de la construcción NEC y los capítulos complementarios. Se realizarán las verificaciones y consideraciones mencionadas en esta normativa para cumplir los requerimientos sísmicos y de rehabilitación de estructuras existentes de acero. La aplicación de la normativa NEC se sustenta en lo enunciado por Moreta (2015), “El Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda mediante Acuerdo Ministerial número 0047 del 10 de enero de 2015, publicado en el Registro Oficial N° 413, dispuso la aplicación obligatoria en todo el país de 10 capítulos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC” (p.104).

5.2 Determinación de parámetros para el análisis.

Para el desarrollo de esta etapa de evaluación, se realizará un modelo matemático de la estructura tomando en cuenta la geometría de la edificación tanto en altura como en planta de los planos As Built obtenidos de la evaluación de la estructura previa. Este modelamiento se llevará a cabo utilizando el software ETABS 2018 en el que se introducirá toda la información detallada en este capítulo “con el que se busca replicar el comportamiento de la estructura actual acercándose a la realidad física”. (Estrada & Vivanco, 2019, p.68).

5.2.1. Información inicial del edificio.

Se detalla la información general de la edificación y las características de los materiales utilizados en los elementos según las hipótesis obtenidas de las conclusiones de la evaluación estructural preliminar. La distribución en planta y en elevación se indican en el Anexo 2. El resumen de la información indicada se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 26*Información general del proyecto.*

Proyecto	Notaria 49
Número de pisos	4
Altura total	11.16m
Tipología estructural	Sistema de pórtico de acero con muros estructurales de hormigón armado.
Altura de entrepiso	Primer nivel: 3.06m Niveles restantes: 2.70m
Resistencia del hormigón f'c	210 kg/cm ²
Tipo de acero	A36

Nota: Información inicial del proyecto para el modelado. Elaborado por: Los autores.

Para determinar las características de los materiales utilizados se utilizaron las siguientes consideraciones:

- Para el hormigón, cuya resistencia es de 210 kg/m² se utilizó las siguientes propiedades: el peso específico se lo determinó con el valor teórico de 2.4 T/m³; mientras que para determinar el módulo de elasticidad se utilizó el siguiente valor:

$$Eh = 13500 * \sqrt{210} = 195633.586 \frac{kg}{cm^2}$$

- Para el acero A36, se utilizó las características estándar. Para el peso volumétrico se utilizó un valor de 7.6 T/m³; la resistencia a la fluencia (Fy) de 2531,051 kg/cm² y un módulo de elasticidad de 2100000 kg/cm².

La introducción de estos valores en ETABS se indican a continuación.

Figura 64

Características de materiales.

The figure displays two side-by-side screenshots of the material properties dialog boxes in ETABS 2018. The left dialog is for 'Acero A36' (Steel) and the right is for 'Hormigon Fc 210' (Concrete). Both dialogs are organized into several sections: 'General Data', 'Material Weight and Mass', 'Mechanical Property Data', 'Material Name and Type', and 'Design Properties'. The 'Acero A36' dialog shows a weight density of 7.8 tonf/m³ and a modulus of elasticity of 21000000 tonf/m². The 'Hormigon Fc 210' dialog shows a weight density of 2.4 tonf/m³ and a modulus of elasticity of 1956335.86 tonf/m². The 'Design Properties' section for steel specifies a minimum yield stress of 25310.51 tonf/m², while for concrete it specifies a compressive strength of 2100 tonf/m².

Nota: Introducción de características del acero y hormigón en ETABS 2018. Elaborado por: los autores basados en ETABS 2018.

5.2.2. Cargas consideradas.

Como se mencionó en las conclusiones del Capítulo IV, las cargas a considerar será cuantificadas en función de los planos del estado actual de la edificación. Teniendo así que para la carga permanente se considera los pesos y cantidades de los elementos no estructurales de: mampostería, enlucidos, masillado, terminados de pisos e instalaciones. En cuanto a la carga viva, se utilizarán los valores de carga según lo indicado en la norma NEC de cargas no sísmicas, que en nuestro caso se destina el uso de oficinas y vivienda, además para el último nivel se considera la acción de las cargas ambientales por granizo dada la ubicación geográfica de la estructura. Las cargas cuantificadas por planta se indican en la siguiente tabla.

Tabla 27*Cargas utilizadas en el proyecto.*

PLANTA	SOBRECARGA MUERTA (T/m ²)	CARGA VIVA (T/m ²)	CARGA DE GRANIZO (T/m ²)	USO
1	0.32	0.24	0.00	Oficina
2	0.29	0.24	0.00	Oficina
3	0.24	0.20	0.00	Vivienda
4	0.06	0.10	0.10	Losa inaccesible

Nota: Cuantificación de cargas por nivel y tipo de uso. Elaborado por: los autores.

La asignación de las cargas en el software de modelamiento, se lo indica en el Anexo

5.2.3. Cargas sísmicas.

Para determinar la fuerza actuante por efecto del sismo debe determinarse el cortante basal que actúa en la edificación. Para ello se debe definir en primera instancia los parámetros que intervienen en el cálculo de dicho valor, los cuales se definieron en el Capítulo 2, subcapítulo 2.1.2.7 de este proyecto. Para la estructura se obtienen los siguientes valores:

Tabla 28*Coefficientes para determinar el corte basal.*

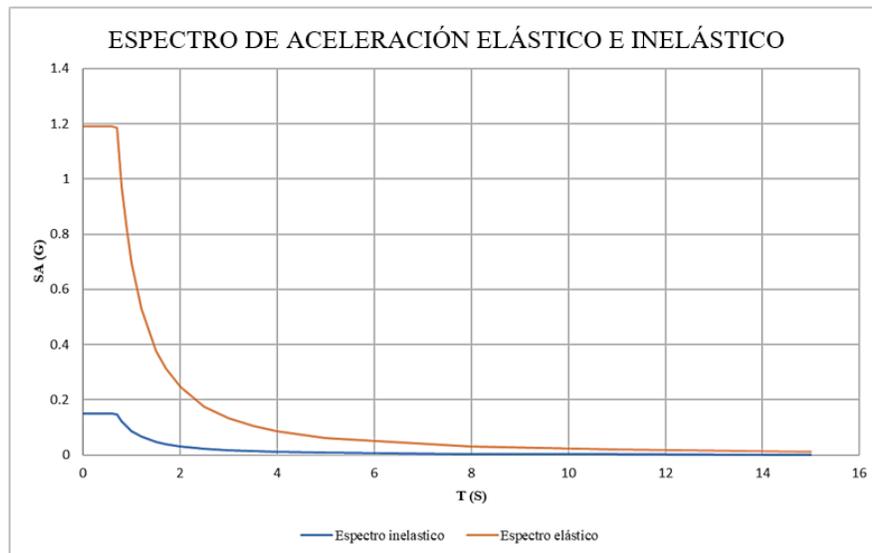
Configuración en planta Φ_p	1
Configuración en elevación Φ_e	1
Factor de reducción de resistencia R	8
Coefficiente de importancia I	1
T(s) Método 1	0.496
T(s) Método 2	0.645

Nota: Valores obtenidos para la edificación “Notaria 49”. Elaborado por: los autores basados en la NEC 15.

Conociendo los valores de los periodos teóricos esperados para la edificación, se definirá el espectro de diseño para la edificación para lo cual se utilizarán los factores determinados en la etapa de evaluación de sitio SS1 para el tipo de suelo y ubicación del proyecto, el cual se presenta en la Figura 65.

Figura 65

Espectro de diseño para el Edificio “Notaria 49”.



Nota: Espectro elástico e inelástico del proyecto. Elaborado por: los autores.

En función del espectro de diseño presentado, se determinará la ordenada de aceleración espectral que para el caso de la edificación evaluada es de $S_a=1.19g$. Obtenido este valor se determina que el cortante basal para el Edificio “Notaria 49” el cual se detalla a continuación.

$$V = \frac{I * S_a}{R * \Phi_p * \Phi_e}$$

$$V = \frac{1 * 1.19}{8 * 1 * 1}$$

$$V = 0.149 * W$$

Este valor de coeficiente de corte, debe ser introducido en la programación del modelo matemático para considerar los efectos del sismo tanto en las direcciones X como Y, y después del análisis verificado de manera manual para dar como válido el modelo.

Figura 66

Introducción de factores de cargas sísmicas en ETABS.

The figure displays two screenshots of the ETABS software interface, showing the configuration of seismic load factors for X and Y directions. The top screenshot shows the 'Direction and Eccentricity' section with 'X Dir + Eccentricity' checked, and the 'Factors' section with 'Base Shear Coefficient, C' set to 0.149 and 'Building Height Exp., K' set to 1. The bottom screenshot shows the same interface but with 'Y Dir + Eccentricity' checked instead of 'X Dir + Eccentricity'. Both screenshots show 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' set to 0.05 and 'Story Range' set to 'Story4' for the top story and 'Base' for the bottom story.

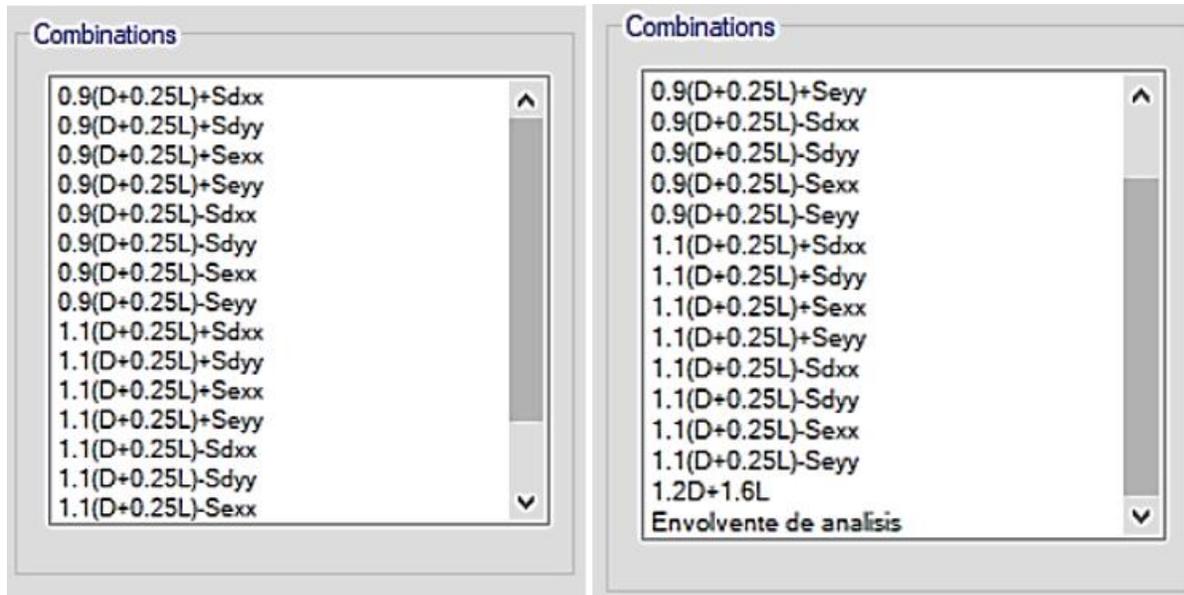
Nota: Configuración de parámetros y coeficientes para los sismos en X y Y. Elaborado por: los autores basados en ETABS 2018.

5.2.4. Combinación de cargas.

Tomando en consideración las cargas presentadas en el marco teórico para este apartado, se realizarán las combinaciones respectivas utilizando la función en ETABS. En este caso se considera las acciones sísmicas dinámicas y estáticas en los sentidos de aplicación considerándolos positivos y negativos. En adición a las combinaciones requeridas, se generó una envolvente de cargas con la que se analizará la estructura posteriormente.

Figura 67

Combinaciones de carga.



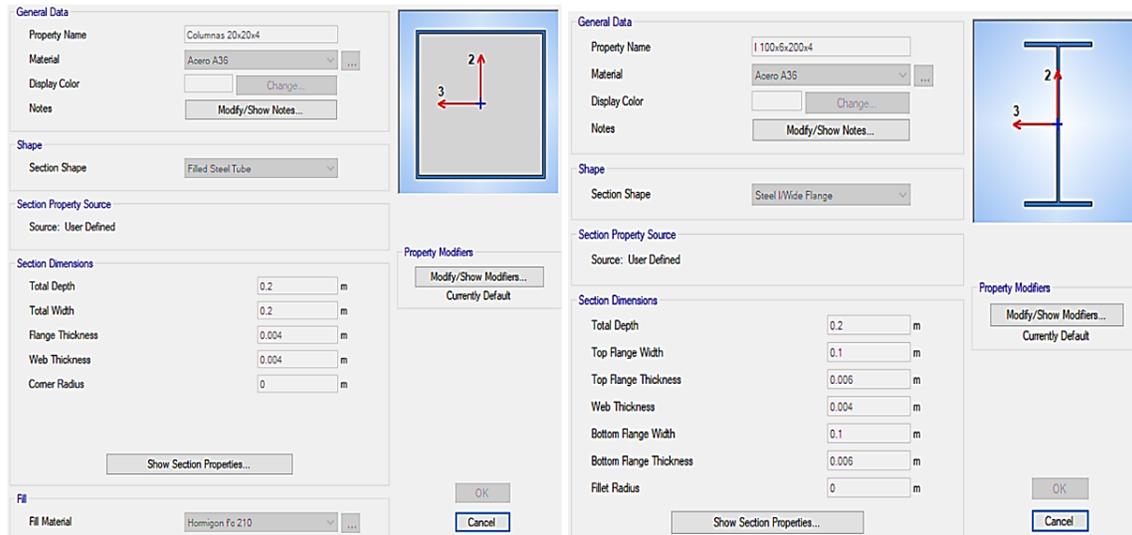
Nota: Combinaciones generadas para la evaluación de la estructura. Elaborado por: los autores basados en ETABS 2018.

5.2.5. Definición de secciones.

Como paso final para iniciar con el modelamiento de la estructura en el programa se introducen las secciones que se verificaron en las evaluaciones iniciales. Para ello se define la geometría, dimensiones y materiales de cada uno de los elementos los cuales se indican en el Anexo 3. Un ejemplo de la introducción de las secciones se lo indica en la Figura 68.

Figura 68

Definición de secciones en ETABS.



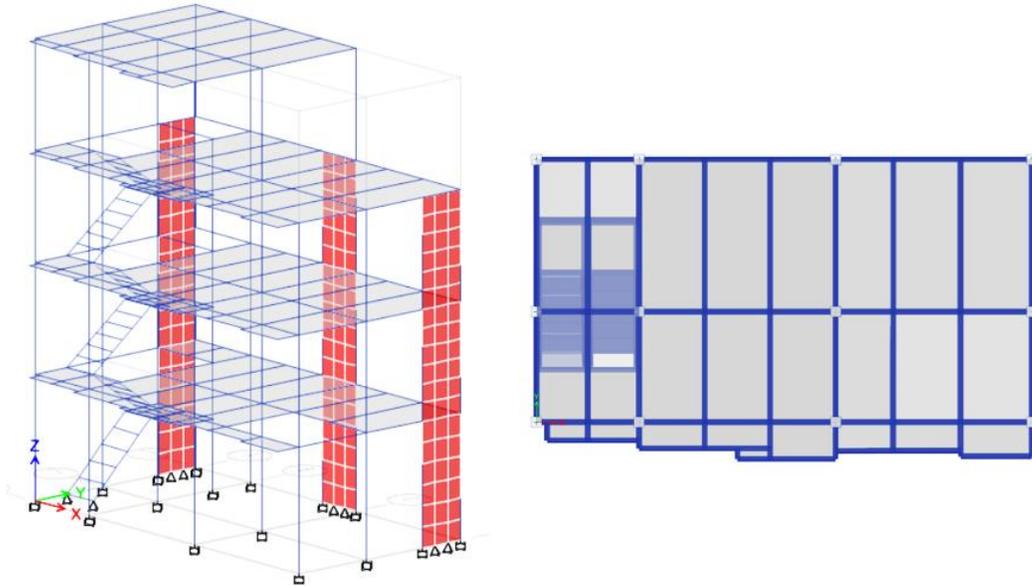
Nota: Ejemplo de introducción de dimensiones y materiales para columnas y vigas. Elaborado por: los autores basados en ETABS 2018.

5.2.6. Modelamiento de la estructura.

Una vez determinado todas las secciones del sistema estructural, las cargas actuantes sobre la estructura y las acciones sísmicas se modela la estructura replicando de la manera más detallada posible la geometría de la estructura en planta y elevación. La distribución de las secciones en el software se indica de mejor manera en el Anexo 3, sin embargo, en la Figura 69 se indica de manera general el modelo final de evaluación.

Figura 69

Modelo Edificio “Notaria 49”.



Nota: Vista en planta y elevación del modelo en ETABS 2018. Elaborado por: los autores a partir de ETABS.

5.3 Análisis de resultados de la modelación.

Con el modelo matemático de la estructura finalizado y verificado que las cargas actuantes y demás hipótesis de evaluación sean correctos, se procede a la etapa de evaluación de los requerimientos sísmicos que la normativa NEC-SE-DS exige para considerar que la edificación es sismorresistente. Además, en esta etapa se evaluará la capacidad de las secciones utilizadas para verificar si cumplen los parámetros requeridos en estructuras de acero.

5.3.1. Verificaciones sísmicas.

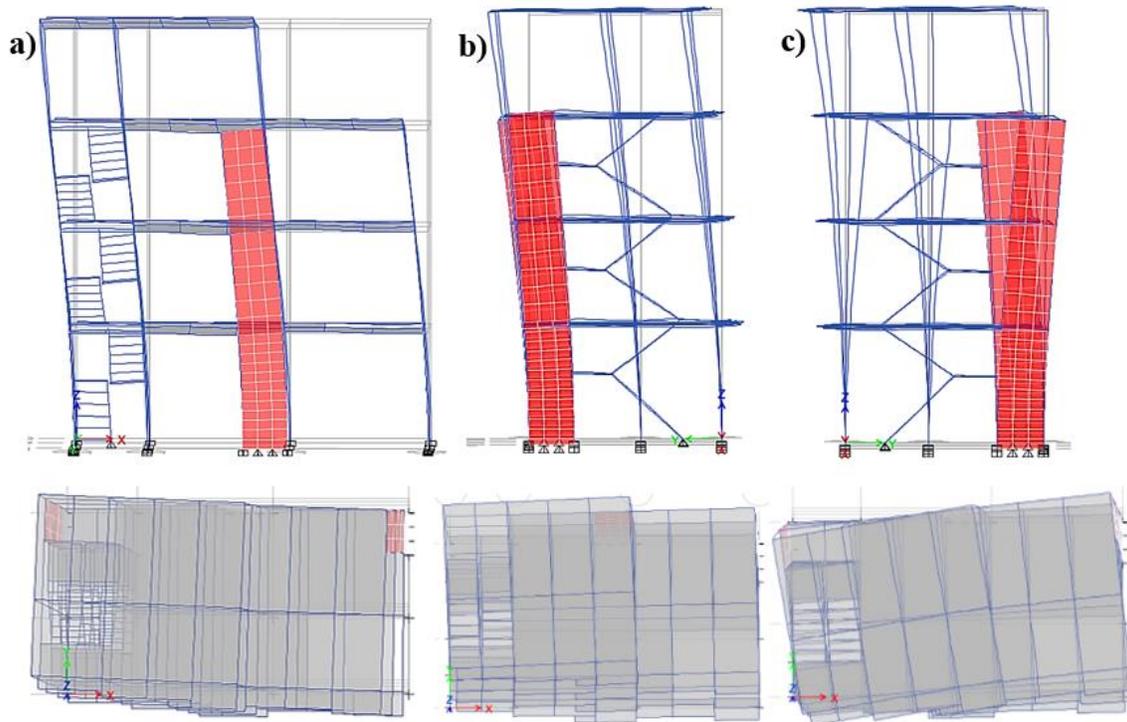
Para este análisis se hace referencia a los parámetros que la normativa NEC y siguiendo el proceso determinado para el diseño basado en fuerzas presentado en el marco teórico de este proyecto, se verificará que las derivas de la edificación no superen las permitidas. Para llegar a

verificar que este postulado se cumpla, se deben realizar un proceso de análisis que se detalla a continuación:

5.3.1.1. Verificación del periodo y modos de vibración. El verificar el periodo y modos de vibración en una estructura es fundamental en el análisis modal esto se debe a que “los modos de vibración no dependen directamente de las acciones a que se encuentran sujetas la estructura sino de la masa que se definió de esas acciones y los elementos que la constituyen” (Moreta, 2015, p.114). En cuanto al periodo de vibración se obtiene que el valor obtenido en el software ETABS 2018 es de $T=0.501s$ mientras que el valor determinado de manera manual siguiendo el procedimiento de la normativa nos da como resultado un periodo fundamental de $T=0.496s$, considerando que la norma considera que el periodo de la estructura no debe superar en más del 30% se considera que la estructura tendrá un comportamiento adecuado ante eventos sísmicos. De manera visual se puede determinar los modos de vibración en los cuales se busca que los 2 iniciales sean traslacionales en X o Y mientras que el tercer rotacional como se indica en la siguiente figura.

Figura 70

Modos de vibración de la estructura.



Nota: a) y b) primer y segundo modo de vibración traslacionales c) tercer modo de vibración torsional. Elaborado por: los autores a partir de ETABS.

5.3.1.2. Verificación de cortante basal. Para evaluar este apartado, se deberá comparar el valor obtenido del programa ETABS y el determinado manualmente. Del cálculo previo se obtuvo que:

$$V = 0.149 * W$$

Donde W es el peso de la estructura el cual se obtendrá del software mencionado. Los valores para verificar este parámetro se indican en la Tabla 29:

Tabla 29

Cortante basal de la edificación.

a)	Carga	Peso (T)	b)	Carga	Peso (T)
	Sobre carga permanente	42.11		Peso total	91.79771
	Peso propio	55.7468		Cortante Basal	13.6778588
	Peso total	97.8568			
	Cortante Basal	14.5806632			

Nota: a) Cortante basal determinado de manera manual b) Cortante basal calculado por software.

Elaborado por: los autores a partir de ETABS.

Dado que la variación entre los valores presentados es del 6% se da como válido el modelo de la edificación.

5.3.1.3. Verificación de derivas de piso. Siguiendo el proceso de evaluación se deberá verificar que la máxima deriva inelástica de la estructura no sobrepase el 2% del desplazamiento lateral. Esta deriva se determina a partir de la máxima deriva elástica, teniendo así el valor de:

$$\Delta_{elástica} = 0.002111$$

$$\Delta_{inelástica} = 8 * 0.75 * 0.002111$$

$$\Delta_{inelástica} = 0.012666$$

Dado que el valor es menor al permitido, cumple esta verificación.

5.2.5. Verificaciones de los elementos estructurales.

Una vez revisado los requerimientos sísmicos que la normativa NEC-SE-DS se deberá continuar con la comprobación de los elementos que conforman la estructura. El objetivo de esta

evaluación es comprobar que las secciones sean adecuadas para resistir las solicitaciones a las que está expuesta.

5.2.5.1. Verificación de la cimentación. Siendo un elemento importante, la cimentación debe evaluarse para conocer si resiste o no las solicitaciones de la super estructura. Para el caso del estado actual de la edificación, se tiene que el suelo de cimentación tiene una capacidad de resistir 21.5 T/m² valor con el cual se determinará si las secciones son adecuadas o no. Para esta evaluación se consideró las cimentaciones a las que llegan las solicitaciones más críticas, teniendo así:

Tabla 30

Verificación de cimentaciones.

EJE	TIPO DE CIMENTACIÓN	SOLICITACIÓN MÁXIMA (T/m ²)	CAPACIDAD DEL TERRENO (T/m ²)	REVISIÓN
B-2	Combinada	8.426	21.5	Cumple
B-3	Combinada	7.828	21.5	Cumple
C-1	Aislada	20.862	21.5	Cumple
C-2	Aislada	17.242	21.5	Cumple
C-3	Combinada	7.594	21.5	Cumple

Nota: Solicitaciones y capacidad del suelo de cimentaciones críticas. Elaborado por: los autores.

5.2.5.2. Verificación de vigas. Como se mencionó en el apartado correspondiente, se realizaron las verificaciones que estos elementos requieren. La evaluación se la realizó para el pórtico del Eje 2 considerando los valores máximos de cortante y momento producto de la envolvente de cargas. De estas verificaciones se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 31*Verificación de las vigas.*

Elemento	Viga
Momento actuante ($T*m$)	1.9101
Cortante actuante (T)	2.3121
Deflexiones máximas (mm)	6.093
Material	Acero A36
Clasificación de la sección según AISC 360-10 Tabla B4.1b (Patín)	Perfil compacto
Clasificación de la sección según AISC 360-10 Tabla B4.1b (Alma)	Perfil compacto
Clasificación de la sección según AISC 341-10 Tabla B4.1b (Patín)	Perfil sismicamente compacto
Clasificación de la sección según AISC 341-10 Tabla B4.1b (Patín)	Perfil sismicamente compacto
Estado límite de fluencia ($M_n=T*m$)	3.456
Estado límite de corte ($V_n=T$)	10.497
Deflexiones permisibles (mm)	12.433

Nota: Resultados del análisis de las vigas ante cargas críticas. Elaborado por: los autores.

Como las cargas que el elemento resiste son mayores a las solicitaciones actuantes, se considera que la sección utilizada como vigas es adecuada y cumple para las condiciones sísmicas.

5.2.5.3. Verificación de columnas. Al igual que en los elementos utilizados en las vigas, las columnas deben ser evaluadas para las solicitaciones actuantes producto de la envolvente de cargas y tomando en cuenta las consideraciones presentadas en el marco teórico para este fin. La evaluación se la realizó para las secciones críticas ubicadas en el pórtico del Eje 2, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 32

Verificación de las columnas.

Elemento	Columna
Carga Axial columna superior (T)	13.3449
Carga Axial columna inferior (T)	19.167
Material externo (Perfil metálico)	Acero A36
Material interno (Relleno)	Hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
Clasificación de la sección según AISC 360-10 Tabla II.1a	Perfil compacto
Clasificación de la sección según AISC 360-10 Tabla B4.1b (Alma)	Perfil compacto
Clasificación de la sección según AISC 341-16 Tabla D1.1	Perfil sismicamente compacto
Relación del área de acero y área total de la sección (%)	47.7
Relación entre momentos plásticos de vigas y columnas	1.533
Resistencia a la compresión (T)	442.567

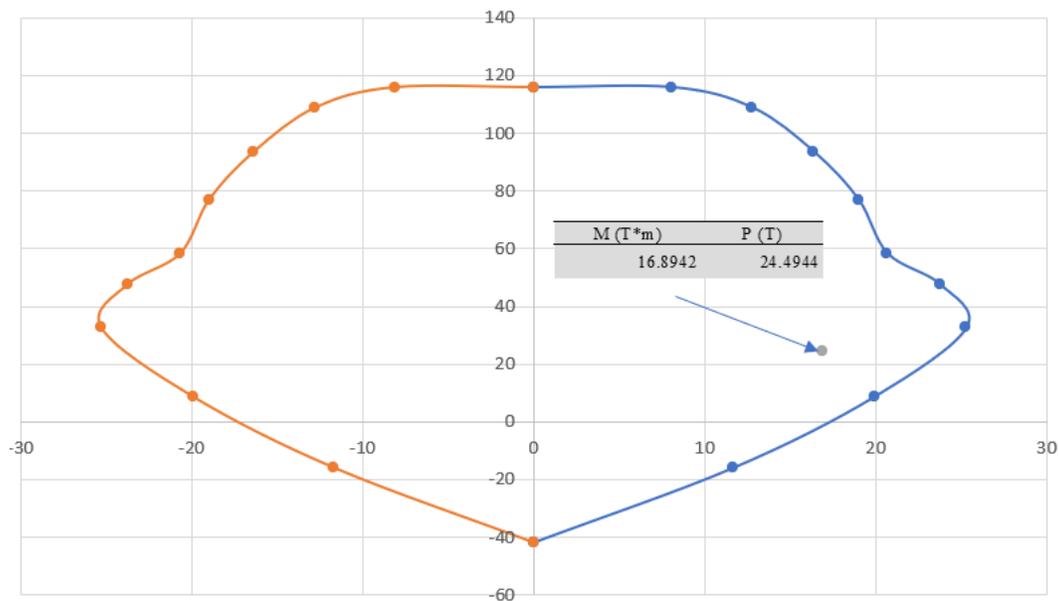
Nota: Resultados del análisis de las columnas ante cargas críticas. Elaborado por: los autores.

Como se observa, las secciones tubulares metálicas rellenas de hormigón son aptas para resistir las solicitaciones axiales, además de acuerdo la relación entre momentos plásticos de vigas y columnas se verifica que se cumple la condición de columna fuerte y viga débil.

5.2.5.4. Verificación de los muros. Al igual que en los elementos utilizados en las vigas, las columnas deben ser evaluadas para las solicitaciones actuantes producto de la envolvente de cargas y tomando en cuenta las consideraciones presentadas en el marco teórico para este fin. La evaluación se la realizó para la sección crítica ubicada en el eje D obteniendo los resultados que se indican a continuación:

Figura 71

Verificación de muros.



Parámetro	M (T*m)	P (T)	Vu (T)
Cargas actuantes Muro eje D	16.8942	24.4944	9.4116
Cargas resistentes del muro	25.293	115.9073	30.142
Acero colocado (cm2)	5.236		
Acero mínimo alma (cm2)	2.5		
Acero mínimo (cm2)	3.3		

Nota: según el análisis, requiere cabezales en sus extremos.

Nota: Resultados del análisis del muro ante cargas críticas. Elaborado por: los autores.

5.4 Informe de resultados del análisis dinámico modal.

Una vez finalizada la etapa de evaluación de los resultados obtenidos del análisis dinámico modal y verificados según los requerimientos de las normas aplicadas, se concluye que:

- Los modos de vibración y periodos de la estructura cumplen con los requisitos que la normativa NEC-SE-DS solicita para considerar que es correcto el comportamiento y distribución de la masa de la edificación ante la ocurrencia de un evento sísmico.
- Los valores obtenidos para el cortante basal calculados de manera manual y a través del programa ETABS 2018, difieren en un 6% porcentaje que es aceptable para dar válido el modelo y el análisis estructural realizado.
- En cuanto a la verificación de las derivas de piso en el edificio, se cumple que el máximo valor obtenido es igual a 0.012666 o 1.266% por lo que no sobrepasa el valor aceptado por la norma del 2% de la altura de la altura del edificio. Esta consideración nos permite comprender que la estructura es suficientemente rígida.

- En cuanto a las verificaciones de las cimentaciones, se verifica que las cargas transmitidas al suelo no sobrepasan en ningún caso la capacidad portante del mismo, por lo que las secciones utilizadas que son adecuadas para el proyecto.
- En cuanto a las secciones de columnas y vigas, cumplen los requisitos de resistencia y demás requerimientos que las normativas NEC-SE-AC, AISC 360-10 y AISC 341-10 exigen para estos elementos.
- Las verificaciones de los muros indican que la sección colocada es adecuada para resistir las solicitaciones a las que está expuesto. A pesar de que los resultados indican que requiere cabezales, se visualiza que en los planos respectivos cuenta con estos elementos.

En función de las conclusiones del análisis dinámico de la estructura, se toman ciertas consideraciones para continuar con las siguientes etapas del proyecto.

- A pesar de que la estructura en el estado actual y con las variaciones existentes respecto a la concepción cumplieron los requerimientos sismorresistentes, se deberá verificar de nuevo con la adición de los 2 pisos adicionales.
- Las secciones frente a las solicitaciones actuales cumplen los requisitos de las normativas mencionadas, por lo que se deberá probar con las mismas para la estructura de la ampliación. Al igual que con los requerimientos sísmicos, la capacidad y demás verificaciones para los elementos metálicos deberán ser evaluados.
- Se deberá realizar un análisis de cargas para considerar los cambios producto de la ampliación.
- En caso de que alguna de las verificaciones no cumpla alguno de los requerimientos se deberá plantear una medida de rehabilitación adecuada en función de los resultados del análisis.

CAPÍTULO VI

PROPUESTA DE AMPLIACIÓN PARA EL EDIFICIO “NOTARIA 49”

6.1 Propuesta de ampliación.

Una vez evaluada el estado actual de la estructura se procede a la siguiente etapa en el desarrollo de este proyecto técnico, el cual consiste en la ampliación de la estructura. La ampliación consiste en la adición de 2 niveles en la estructura debido a la necesidad de contar con un número mayor de oficinas, por lo que se plantea la propuesta presentada según el plano estructural del Anexo 5. Como se mencionó en las recomendaciones del Capítulo V se evaluará la estructura con un análisis similar al del estado actual de la edificación para comprobar que los requisitos de resistencia y sismorresistentes se cumplan.

6.2 Consideraciones para la evaluación de la nueva estructura.

Como se indicó en el punto anterior, se adicionarán 2 plantas al Edificio “Notaria 49” las cuales mantendrán la altura de entrepiso de los niveles inferiores de 2.70m, al igual que la geometría. En cuanto a los materiales y demás condiciones del sistema estructural se mantendrán con las especificaciones iniciales. La nueva información que se considerará para la configuración inicial de la evaluación se detalla a continuación:

Tabla 33*Información inicial de la estructura.*

Proyecto	Notaria 49
Número de pisos	6
Altura total	16.56m
Tipología estructural	Sistema de pórtico de acero con muros estructurales de hormigón armado.
Altura de entrepiso	Primer nivel: 3.06m Niveles restantes: 2.70m
Resistencia del hormigón f'c	210 kg/cm ²
Tipo de acero	A36

Nota: Nuevas consideraciones con la implementación de la ampliación en la estructura. Elaborado por: los autores.

6.2.1. Cargas consideradas.

Para las cargas que se considerarán en esta etapa de evaluación, se realizó la cuantificación con relación a los planos arquitectónicos del Anexo 5 en el que se indica la distribución de los nuevos niveles.

Otro cambio en cuanto a las consideraciones de carga, es que en un inicio la edificación era considerada para el uso de oficinas y vivienda, sin embargo, con la propuesta de ampliación todos los niveles serán utilizados para oficinas lo que llevará a cambiar la carga viva según la normativa. Las cargas cuantificadas en base a las dos opciones mencionadas y los cambios en el tipo de uso, se detallan en la Tabla 34.

Tabla 34*Cargas cuantificadas para las propuestas de ampliación.*

PLANTA	SOBRECARGA MUERTA (T/m²)	CARGA VIVA (T/m²)	CARGA DE GRANIZO (T/m²)	USO
1	0.32	0.24	0.00	Oficina
2	0.29	0.24	0.00	Oficina
3	0.29	0.24	0.00	Oficina
4	0.29	0.24	0.00	Oficina
5	0.29	0.24	0.00	Oficina
6	0.06	0.24	0.10	Losa inaccesible

Nota: Modificación de cargas para la nueva edificación. Elaborado por: los autores.

6.2.2. Cargas sísmicas.

Dado que las condiciones del sitio de implantación no cambian, los factores y espectro de diseño que se utilizaron en el sub capítulo 5.2.3 se mantendrán para la modelación de la edificación ampliada, al igual que el coeficiente para determinar el cortante basal, Sin embargo, los valores de los periodos de vibración se modificarán debido a la nueva altura de la edificación, estas modificaciones serán:

Tabla 35*Nuevos valores del periodo de vibración.*

T(s) Método 1	0.68
T(s) Método 2	0.884

Nota: Modificaciones en cuanto al intervalo de periodos de vibración por la ampliación de la estructura. Elaborado por: los autores.

El ingreso de los nuevos factores al software de modelado se indica en la Figura 72.

Figura 72

Coefficientes modificados para la modelación.

The figure displays two screenshots of a software interface for configuring seismic analysis parameters. Each screenshot is divided into two main sections: 'Direction and Eccentricity' and 'Factors'.
In the top screenshot, under 'Direction and Eccentricity', the 'X Dir + Eccentricity' checkbox is checked, while others are unchecked. The 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is set to 0.05. Under 'Factors', 'Base Shear Coefficient, C' is 0.149 and 'Building Height Exp., K' is 1.09. The 'Story Range' section shows 'Top Story' as Story6 and 'Bottom Story' as Base.
In the bottom screenshot, the 'Y Dir + Eccentricity' checkbox is checked instead of the X direction. All other settings, including the eccentricity ratio and factors, remain identical to the top screenshot.

Nota: Nuevos coeficientes para considerar los efectos sísmicos en la estructura ampliada.

Elaborado por: los autores a partir de ETABS 2018.

6.2.3. Combinaciones de carga.

Al tratarse de evaluar una ampliación en una estructura existente, se mantendrá las combinaciones mencionadas en el capítulo 5.2.3, por lo tanto, la definición de estas cargas será igual al del capítulo mencionado.

6.2.4. Definición de secciones.

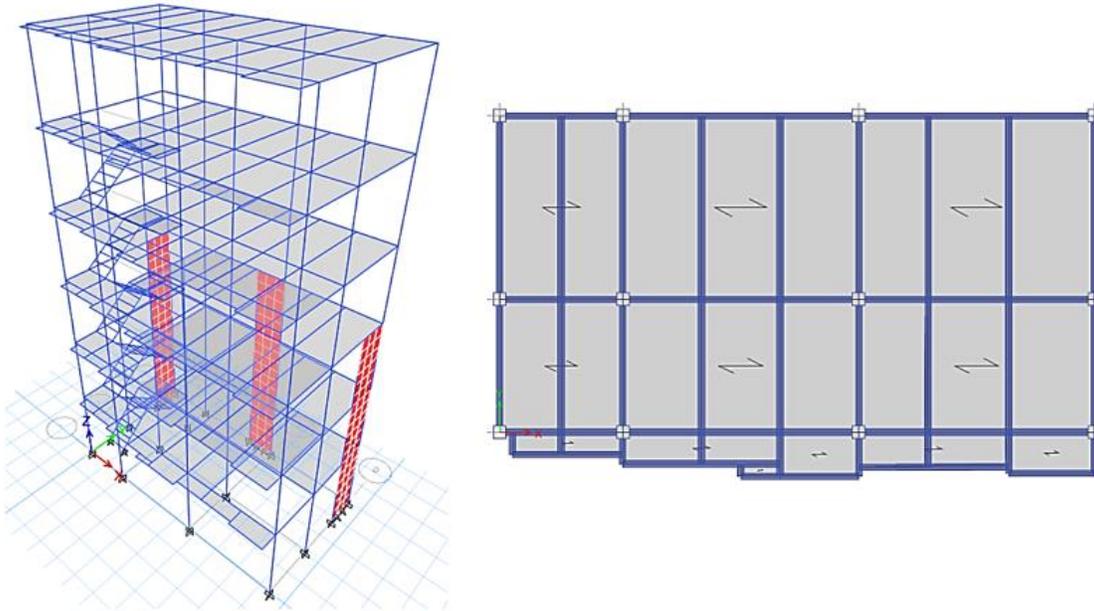
Las secciones siguiendo las recomendaciones de la evaluación de resistencia realizado en el Capítulo 5 se mantendrán para la modelación y comprobación de los niveles ampliados. La nueva configuración y distribución de las secciones en la propuesta de ampliación se indican de mejor manera en el Anexo 5.

6.2.5. Modelación de la estructura.

Con las consideraciones previas indicadas en este capítulo, se realiza la modelación de la edificación incorporando los 2 niveles adicionales según la geometría de los Anexo 5 y 10. Los detalles de las asignaciones de las secciones, cargas y demás información del modelo se detallan en el Anexo 5 de este documento y de manera general en la Figura 73.

Figura 73

Modelo Edificio “Notaria 49” incluyendo la ampliación.



Nota: Vista en planta y elevación de la propuesta de ampliación en ETABS 2018. Elaborado por: los autores a partir de ETABS.

6.3 Verificación de los resultados de la propuesta de ampliación.

Una vez ejecutado el análisis estructural para el modelo propuesto, se inicia con las verificaciones de manera similar al realizado en el Capítulo V.

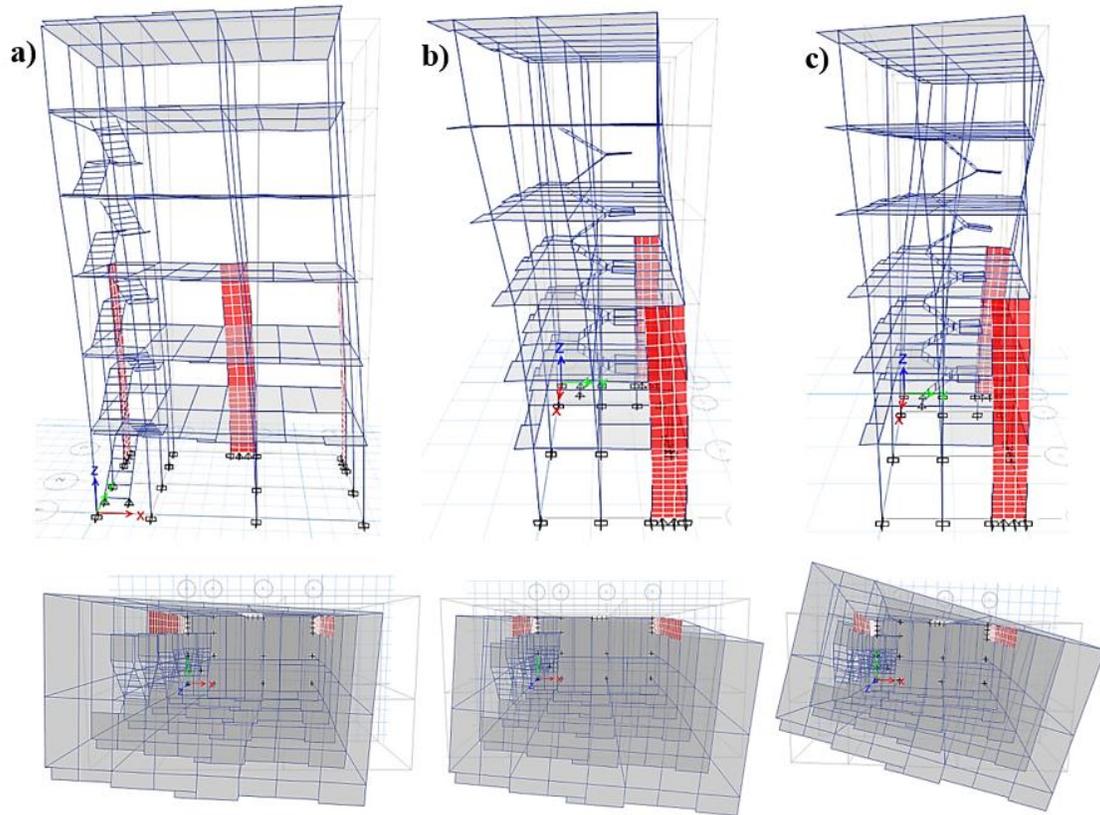
6.3.1. Verificaciones sísmicas.

Siguiendo el procedimiento para evaluar este apartado según la normativa NEC-SE-DS 15, se obtiene los siguientes resultados:

6.3.1.1. Verificación del periodo y modos de vibración. En cuanto al periodo de vibración se obtiene que el valor obtenido en el software ETABS 2018 es de $T=0.973s$ mientras que el valor determinado de manera manual siguiendo el procedimiento de la normativa nos da como resultado un periodo fundamental de $T=0.496s$. Dado que el periodo de obtenido del modelo supera al periodo determinado por los métodos 1 y 2 de la norma, la estructura presenta un inadecuado comportamiento ante un evento sísmico. En cuanto a los modos de vibración se visualiza que los dos primeros cumplen con la condición de ser traslacionales en X y Y mientras que el tercer torsional (Figura 74).

Figura 74

Modos de vibración de la estructura ampliada.



Nota: a) y b) primer y segundo modo de vibración traslacionales c) tercer modo de vibración torsional. Elaborado por: los autores a partir de ETABS 2018.

6.3.1.2. Verificación del cortante basal. Los valores del cortante basal de la estructura implementando la medida de ampliación calculados de manera manual y obtenidos de ETABS son los siguientes:

Tabla 36

Cortante basal de la edificación ampliada.

a)	Carga	Peso (T)	b)	Carga	Peso (T)
	Sobre carga permanente	71.61		Peso total	151.51953
	Peso propio	86.76846		Cortante Basal	22.57640997
	Peso total	158.37846			
	Cortante Basal	23.59839054			

Nota: a) Cortante basal determinado de manera manual b) Cortante basal calculado por software para la propuesta estructural. Elaborado por: los autores a partir de ETABS.

6.3.1.3. Verificación de derivas. Para esta verificación, de acuerdo al valor máximo de la deriva obtenido de la propuesta de ampliación se determina que:

$$\Delta_{elástica} = 0.006079$$

$$\Delta_{inelástica} = 8 * 0.75 * 0.006079$$

$$\Delta_{inelástica} = 0.036474$$

Dado que el valor máximo de la deriva inelástica supera el valor determinado por la normativa (2%), la estructura no cumple esta verificación.

6.3.2. Verificaciones de los elementos estructurales.

Al igual que en la etapa de evaluación de la estructura en su estado actual, se realiza la comprobación de los requerimientos para las secciones utilizadas como elementos estructurales.

6.3.2.1. Verificación de cimentaciones. Las cargas transmitidas al suelo y las verificaciones de las secciones consideradas como críticas se indican en la siguiente tabla.

Tabla 37

Verificación de cimentaciones para la estructura ampliada.

EJE	TIPO DE CIMENTACIÓN	SOLICITACIÓN MÁXIMA (T/m²)	CAPACIDAD DEL TERRENO (T/m²)	REVISIÓN
B-2	Combinada	14.438	21.5	Cumple
B-3	Combinada	12.066	21.5	Cumple
C-1	Aislada	35.997	21.5	No cumple
C-2	Aislada	29.05	21.5	No cumple
C-3	Combinada	12.241	21.5	Cumple

Nota: Cargas críticas que se transmiten a las cimentaciones y capacidad portante del suelo.

Elaborado por: los autores a partir de ETABS.

Como se evidencia, el aumentar el número de niveles aumenta las cargas que se transmiten a las secciones de las cimentaciones lo que ocasiona que superen la capacidad de carga del suelo, por lo que fallaran.

6.3.2.2. Verificación de vigas. Para este apartado dado que la sección se mantiene, los valores que varían son las solicitaciones a las que está expuesta. Con esta aclaración se presenta el resumen de resultados en la siguiente tabla:

Tabla 38*Verificación de las vigas para la edificación ampliada.*

Elemento	Viga
Momento actuante ($T*m$)	2.2734
Cortante actuante (T)	2.4803
Deflexiones máximas (mm)	6.43
Material	Acero A36
Clasificación de la sección según AISC 360-10 Tabla B4.1b (Patín)	Perfil compacto
Clasificación de la sección según AISC 360-10 Tabla B4.1b (Alma)	Perfil compacto
Clasificación de la sección según AISC 341-10 Tabla B4.1b (Patín)	Perfil sismicamente compacto
Clasificación de la sección según AISC 341-10 Tabla B4.1b (Patín)	Perfil sismicamente compacto
Estado límite de fluencia ($M_n=T*m$)	3.456
Estado límite de corte ($V_n=T$)	10.497
Deflexiones permisibles (mm)	12.433

Nota: Resumen de comprobaciones considerando los cambios de solicitaciones. Elaborado por: los autores.

Como se indica en la tabla de resumen, la sección es adecuada y cumple con los requisitos normados a pesar de aumentar las solicitaciones actuantes.

6.3.2.3. Verificación de columnas. Al igual que en el caso de las vigas, la sección de columnas se mantiene constante a lo largo del proyecto, por lo que la incorporación de los 2 niveles adicionales afectará a las cargas axiales sobre estos elementos.

Tabla 39*Verificación de las columnas para la edificación ampliada.*

Elemento	Columna
Carga Axial columna superior (T)	27.7157
Carga Axial columna inferior (T)	33.6275
Material externo (Perfil metálico)	Acero A36
Material interno (Relleno)	Hormigón $f'c=210$ kg/cm ²
Clasificación de la sección según AISC 360-10 Tabla I1.1a	Perfil compacto
Clasificación de la sección según AISC 360-10 Tabla B4.1b (Alma)	Perfil compacto
Clasificación de la sección según AISC 341-16 Tabla D1.1	Perfil sísmicamente compacto
Relación del área de acero y área total de la sección (%)	47.7
Relación entre momentos plásticos de vigas y columnas	1.396
Resistencia a la compresión (T)	442.567

Nota: Resumen de comprobaciones considerando los cambios de solicitaciones. Elaborado por: los autores.

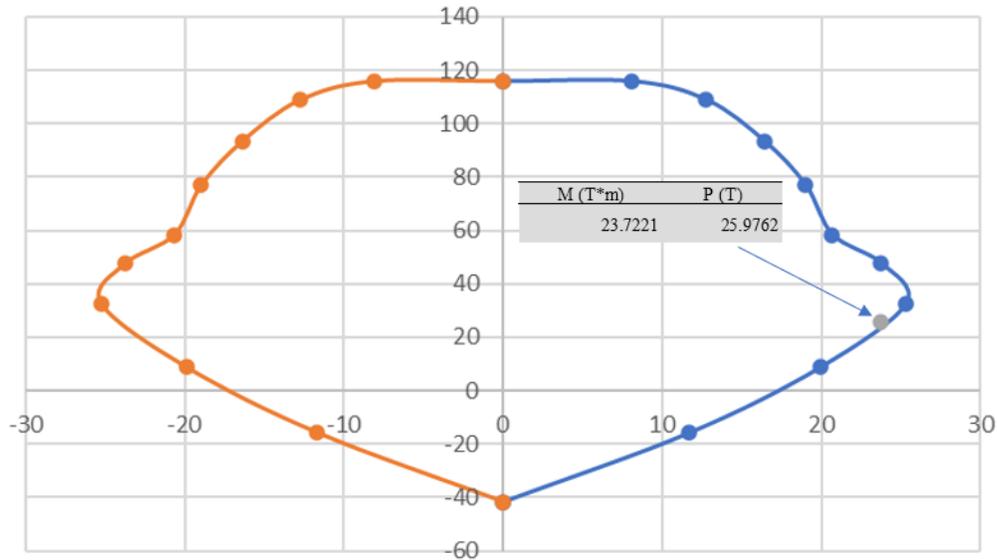
Se comprueba que la condición de columna fuerte y viga débil se sigue cumpliendo en el elemento al igual que es suficiente para soportar las cargas axiales actuantes sobre la sección más crítica.

6.3.2.4. Verificación de los muros. Al igual que en los elementos utilizados en las vigas, las columnas deben ser evaluadas para las solicitaciones actuantes producto de la envolvente de

cargas y tomando en cuenta las consideraciones presentadas en el marco teórico para este fin. La evaluación se la realizó para el muro del análisis pasado (Eje D).

Figura 75

Verificación de muros.



Parámetro	M (T*m)	P (T)	Vu (T)
Cargas actuantes Muro eje D	23.7221	25.9762	9.9988
Cargas resistentes del muro	25.293	115.9073	30.142
Acero colocado (cm2)	5.236		
Acero mínimo alma (cm2)	2.5		
Acero mínimo (cm2)	3.3		

Nota: según el análisis, requiere cabezales en sus extremos.

Nota: Resultados del análisis del muro ante cargas críticas. Elaborado por: los autores.

6.4 Informe de resultados del análisis.

Finalizadas las distintas verificaciones en la estructura con la adición de los 2 niveles requeridos, se puede concluir:

- El aumentar los niveles adicionales causaron que los periodos de vibración superen los valores determinados por las dos metodologías que la norma NEC exige.
- A pesar de que los 2 primeros modos de vibración cumplen con la hipótesis de ser traslacionales, se evidencia que existe cierto grado de torsión que no permitiría un adecuado comportamiento ante la ocurrencia de un sismo.
- En cuanto al valor del cortante basal obtenido de manera manual y por medio del software, se tiene que la variación es del 4% por lo que es válido el análisis y modelo de la estructura ampliada.
- Las verificaciones de las derivas no cumplen ya que la máxima deriva inelástica supera el límite permitido por la norma NEC.
- La evaluación de las secciones críticas de las cimentaciones para la estructura ampliada, no son adecuadas para resistir las solicitaciones que actúan sobre ellas ya que superan la capacidad portante del sitio de implantación.
- Las secciones utilizadas como vigas, columnas y muros a pesar de estar sometidas a cargas mayores aún son adecuadas para la estructura con las modificaciones mencionadas.

En base a los resultados obtenidos de la modelación y evaluación de la propuesta de ampliación, se considera pertinente tomar las siguientes indicaciones:

- Dado que las derivas y periodos de vibración tienen valores excesivos en relación a los límites normados, se deberá buscar una medida de rehabilitación que ayude a mejorar la rigidez del sistema y de esta manera el comportamiento de la edificación.
- En cuanto a la cimentación, se recomienda disminuir el peso actuante sobre la estructura y verificar si las secciones son adecuadas.

CAPÍTULO VII

PROPUESTA Y DISEÑO DE LA MEDIDA DE REHABILITACIÓN PARA LA EDIFICACIÓN EVALUADA

7.1 Propuesta de rehabilitación para la estructura analizada.

En base a las necesidades del proyecto y los resultados obtenidos del análisis estructural a partir de las modelaciones indicadas en el Capítulo VI, se llegó a la conclusión que la estructura requiere una medida de rehabilitación que aumente la rigidez del sistema. Esta medida deberá ser adaptada a la propuesta de ampliación para mejorar el periodo de vibración de la estructura y de las derivas excesivas de la edificación.

La medida de rehabilitación que se plantea para corregir los problemas mencionados será la incorporación de diagonales rigidizadores concéntricas; de acuerdo a los resultados del análisis de las derivas de piso se los colocará en los pórticos 1, 3 y D con lo que se busca mejorar el comportamiento de la estructura en cuanto a derivas y periodos.

7.2 Consideraciones para el proyecto.

Se mantendrán las características mencionadas en el capítulo VI, ya que la ampliación no se altera en geometría o en elevación.

7.2.1. Cargas consideradas.

Para las cargas que se considerarán en esta etapa de evaluación, se consideró las opciones de disminuir las cargas actuantes sobre la estructura. Como se visualiza en los planos arquitectónicos del Anexo 5, se cambiarán las paredes exteriores de mampostería de 15cm de espesor a bloques de 10cm mientras que, para las paredes divisoras internas, se utilizaran paneles de óxido de magnesio cuyas características ayudan a mantener la funcionalidad del edificio y disminuir el peso del mismo. Como otra opción, se evaluó el reemplazar todas las paredes de

mampostería por este tipo de paneles ya que sus características permiten utilizarlas como paredes exteriores. Las cargas cuantificadas en base a las dos opciones mencionadas se detallan en la Tabla 40.

Tabla 40

Cargas cuantificadas para las propuestas de ampliación.

OPCIÓN 1: Cambio de mampostería externa de 15cm a 10cm e interna por paneles de óxido de magnesio.				
PLANTA	SOBRECARGA MUERTA (T/m²)	CARGA VIVA (T/m²)	CARGA DE GRANIZO	USO
1	0.27	0.24	0.00	Oficina
2	0.25	0.24	0.00	Oficina
3	0.25	0.24	0.00	Oficina
4	0.24	0.24	0.00	Oficina
5	0.24	0.24	0.00	Oficina
6	0.05	0.24	0.10	Losa inaccesible

OPCIÓN 2: Cambio de mampostería externa e interna por paneles de óxido de magnesio.				
PLANTA	SOBRECARGA MUERTA (T/m²)	CARGA VIVA (T/m²)	CARGA DE GRANIZO	USO
1	0.18	0.24	0.00	Oficina
2	0.16	0.24	0.00	Oficina
3	0.16	0.24	0.00	Oficina
4	0.15	0.24	0.00	Oficina
5	0.15	0.24	0.00	Oficina
6	0.03	0.24	0.10	Losa inaccesible

Nota: Modificación de cargas para las dos distintas opciones indicadas. Elaborado por: los autores.

Considerando que las únicas modificaciones que se realizarán al modelo base de la propuesta de ampliación serán el cambio de los valores de sobrecarga muerta y la incorporación de los elementos que actuarán como diagonales rigidizadores, los parámetros de secciones, coeficientes y cargas sísmicas, y combinaciones de cargas serán las indicadas en el Capítulo VI.

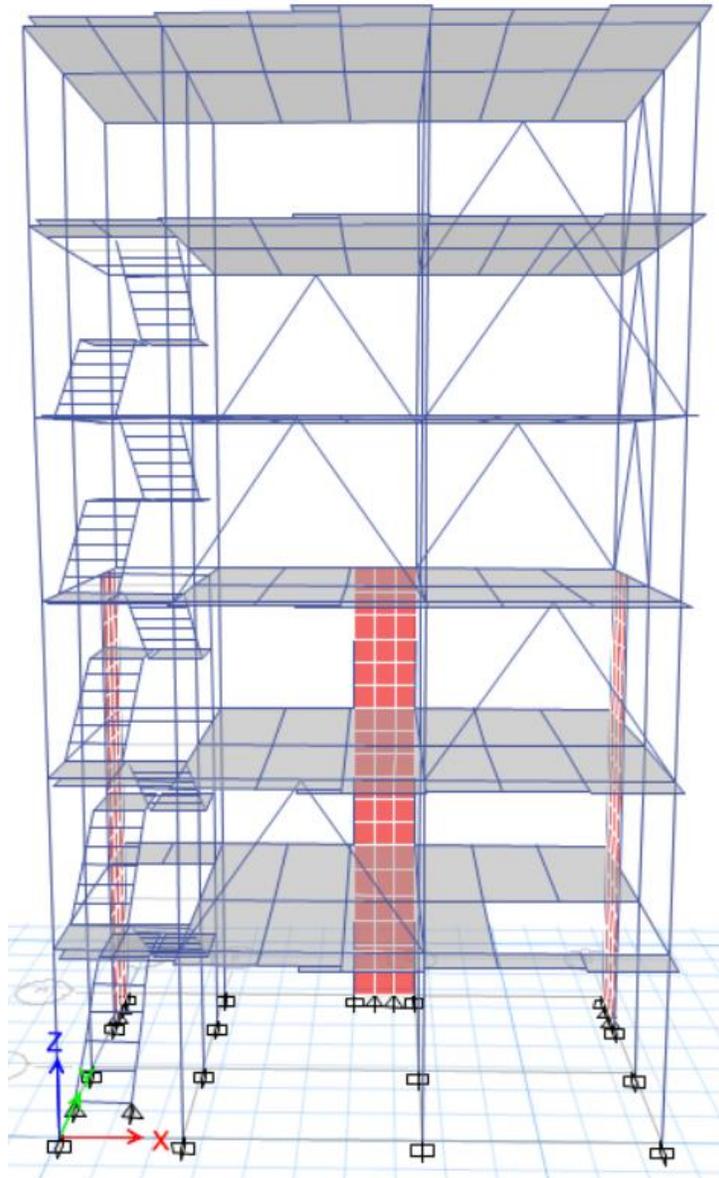
7.3 Modelación de la estructura implementando la medida de rehabilitación.

Para esta etapa de evaluación que consiste en incorporar al modelo de la propuesta de ampliación las diagonales rigidizadoras y la modificación de los valores de las cargas actuantes

sobre la estructura se detalla en el Anexo 7 la distribución de estas consideraciones. De manera general, la Figura 76 indica la ubicación de las diagonales.

Figura 76

Modelo de la edificación ampliada incorporando la medida de rehabilitación.



Nota: Vista en elevación del modelo de la estructura ampliada y diagonales rigidizadoras concéntricas. Elaborado por: los autores a partir de ETABS 2018.

7.4 Análisis de resultado producto de la modelación.

Una vez realizado el análisis implementando la medida de rehabilitación en el modelo matemático, se realiza las verificaciones de manera similar a los Capítulos V y VI para determinar si es adecuada o no la medida seleccionada.

7.4.1. Verificaciones sísmicas.

Considerando que los problemas en la propuesta inicial de la edificación ampliada se presentaron en las verificaciones del periodo de vibración y del control de derivas, el verificar este apartado es relevante en esta etapa de evaluación.

7.4.1.1. Verificación del periodo y modos de vibración. Considerando que se propuso dos opciones para mejorar el comportamiento de la edificación disminuyendo el peso de la estructura, los valores de los periodos de vibración se indican en la Tabla 41 para cada una de ellas. En cuanto a los modos de vibración se visualiza que para las dos opciones se tiene que los primeros modos cumplen con la condición de ser traslacionales en X y Y mientras que el tercer torsional lo cual se indica en el Anexo 7.

Tabla 41

Modos de vibración de la estructura incorporando las diagonales rigidizadoras.

PROPUESTA	PERIODO SEGÚN NEC-SE-DS MÉTODO 1	PERIODO SEGÚN NEC-SE-DS MÉTODO 2	PERIODO OBTENIDO A PARTIR DEL MODELO
OPCIÓN 1: Cambio de mampostería externa de 15cm a 10cm e interna por paneles de óxido de magnesio.	0.68 s	0.884 s	0.608 s
OPCIÓN 2: Cambio de mampostería externa e interna por paneles de óxido de magnesio.	0.68 s	0.884 s	0.565 s

Nota: Comparación entre los periodos obtenidos por la metodología NEC y modelamiento en ETABS. Elaborado por: los autores a partir de ETABS 2018.

7.4.1.2. Verificación del cortante basal. Los valores del cortante basal de la estructura implementando la medida de ampliación calculados de manera manual y obtenidos de ETABS son los siguientes:

Tabla 42

Cortante basal para distintas propuestas.

OPCIÓN 1: Cambio de mampostería externa de 15cm a 10cm e interna por paneles de óxido de magnesio.	
Carga	Peso (T)
Sobre carga permanente	60.67
Peso propio	87.9
Peso total	148.57
Cortante Basal	22.13693

Carga	Peso (T)
Peso total	142.31019
Cortante Basal	21.20421831

OPCIÓN 2: Cambio de mampostería externa e interna por paneles de óxido de magnesio.	
Carga	Peso (T)
Sobre carga permanente	38.96
Peso propio	87.9
Peso total	126.86
Cortante Basal	18.90214

Carga	Peso (T)
Peso total	121.86728
Cortante Basal	18.15822472

Nota: Se presenta los valores determinados de manera manual y mediante el software para el corte basal. Elaborado por: los autores a partir de ETABS.

Se comprueba que en las dos opciones las variaciones respecto a los valores determinados de manera manual y obtenidos del programa ETABS 2018 difieren en un porcentaje del 4% y 3% respectivamente, por lo cual los modelos y análisis son válidos.

7.4.1.3. Verificación de derivas. Según los valores máximos obtenidos para las derivas en los dos modelos de análisis se determina que:

Tabla 43

Valores de derivas para cada propuesta.

	Deriva elástica máxima	Deriva inelástica máxima
Opción 1	0.002672	0.016032
Opción 2	0.002278	0.013668

Nota: Comparación de los valores obtenidos para las derivas inelásticas para cada propuesta.

Elaborado por: los autores a partir de ETABS.

Dado que el valor máximo de la deriva inelástica en las dos propuestas no supera el valor determinado por la normativa (2%), la estructura cumple este requerimiento.

7.4.2. Verificaciones de los elementos estructurales.

7.4.2.1. Verificación de cimentaciones. Las cargas transmitidas al suelo y las verificaciones de las secciones consideradas como críticas se indican en la siguiente tabla. El proceso detallado de la obtención de dichos valores se indica en los Anexos 15 y 16 para cada una de las propuestas. En la Tabla 44 se presenta los resultados de esta evaluación.

Tabla 44*Verificación de las cimentaciones primera opción.*

OPCIÓN 1: Cambio de mampostería externa de 15cm a 10cm e interna por paneles de óxido de magnesio.				
EJE	TIPO DE CIMENTACIÓN	SOLICITACIÓN MÁXIMA (T/m ²)	CAPACIDAD DEL TERRENO (T/m ²)	REVISIÓN
B-2	Combinada	10.756	21.5	Cumple
B-3	Combinada	8.946	21.5	Cumple
C-1	Aislada	24.288	21.5	No cumple
C-2	Aislada	21.091	21.5	Cumple
C-3	Combinada	8.507	21.5	Cumple

Nota: Comprobación de las secciones de las cimentaciones del proyecto. Elaborado por: los autores.

Tabla 45*Verificación de las cimentaciones segunda opción.*

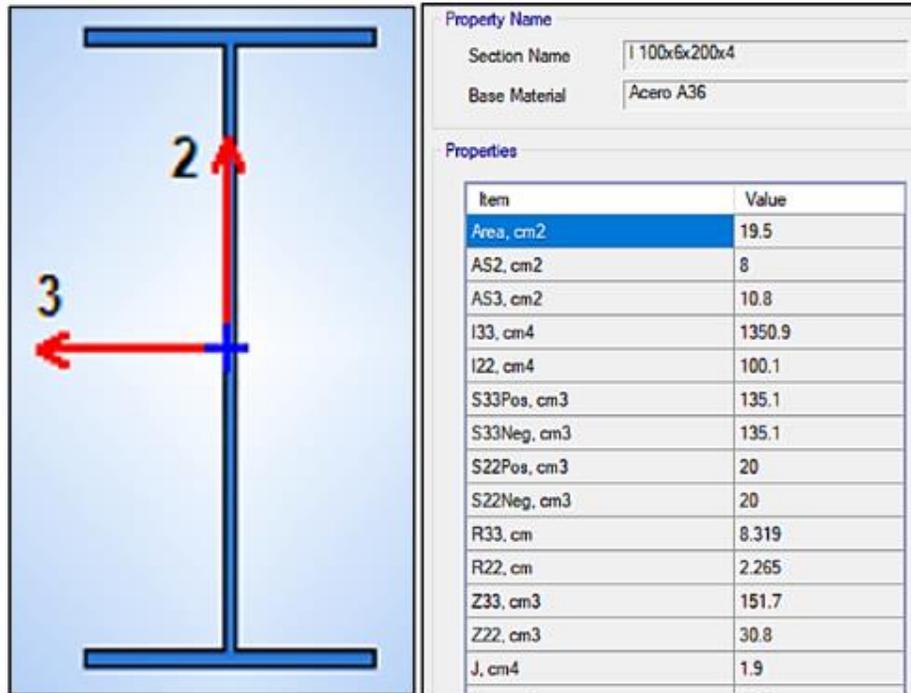
OPCIÓN 2: Cambio de mampostería externa e interna por paneles de óxido de magnesio.				
EJE	TIPO DE CIMENTACIÓN	SOLICITACIÓN MÁXIMA (T/m ²)	CAPACIDAD DEL TERRENO (T/m ²)	REVISIÓN
B-2	Combinada	9.874	21.5	Cumple
B-3	Combinada	8.129	21.5	Cumple
C-1	Aislada	21.6	21.5	No cumple
C-2	Aislada	18.599	21.5	Cumple
C-3	Combinada	7.635	21.5	Cumple

Nota: Comprobación de las secciones de las cimentaciones del proyecto. Elaborado por: los autores.

7.4.2.2. Verificación de vigas. Dado que la sección utilizada es la misma que en las evaluaciones previas, las modificaciones y revisiones de realizaran para las nuevas solicitudes de corte y momento. La evaluación se la realiza para los elementos críticos del pórtico 2, obteniendo los siguientes resultados:

Figura 77

Sección de vigas utilizadas en la propuesta ampliada.



Nota: Esquema y propiedades geométricas de la sección usada como vigas. Elaborado por: los autores a partir de ETABS 2018.

Tabla 46*Verificación de vigas en la propuesta ampliada.*

OPCIÓN 1: Cambio de mampostería externa de 15cm a 10cm e interna por paneles de óxido de magnesio.		OPCIÓN 2: Cambio de mampostería externa e interna por paneles de óxido de magnesio.	
Elemento	Viga	Elemento	Viga
Momento actuante (T *m)	1.5721	Momento actuante (T *m)	1.2942
Cortante actuante (T)	1.9795	Cortante actuante (T)	1.6214
Deflexiones máximas (mm)	6.05	Deflexiones máximas (mm)	5.315
Material	Acero A36	Material	Acero A36
Clasificación de la sección según AISC 360-10 Tabla B4.1b (Patín)	Perfil compacto	Clasificación de la sección según AISC 360-10 Tabla B4.1b (Patín)	Perfil compacto
Clasificación de la sección según AISC 360-10 Tabla B4.1b (Alma)	Perfil compacto	Clasificación de la sección según AISC 360-10 Tabla B4.1b (Alma)	Perfil compacto
Clasificación de la sección según AISC 341-10 Tabla B4.1b (Patín)	Perfil sismicamente compacto	Clasificación de la sección según AISC 341-10 Tabla B4.1b (Patín)	Perfil sismicamente compacto
Clasificación de la sección según AISC 341-10 Tabla B4.1b (Patín)	Perfil sismicamente compacto	Clasificación de la sección según AISC 341-10 Tabla B4.1b (Patín)	Perfil sismicamente compacto
Estado límite de fluencia ($M_n=T *n$)	3.456	Estado límite de fluencia ($M_n=T *n$)	3.456
Estado límite de corte ($V_n=T$)	10.497	Estado límite de corte ($V_n=T$)	10.497
Deflexiones permisibles (mm)	12.433	Deflexiones permisibles (mm)	12.433

Nota: Resultados de la evaluación para las vigas utilizadas en las opciones indicadas. Elaborado por: los autores.

7.4.2.3. Verificación de columnas. Para estas verificaciones se utilizaron las secciones ya presentadas en los capítulos previos a este análisis, los resultados de las comprobaciones frente a las nuevas solicitudes se indican en la Tabla.:

Tabla 47*Verificación de columnas en la propuesta ampliada.*

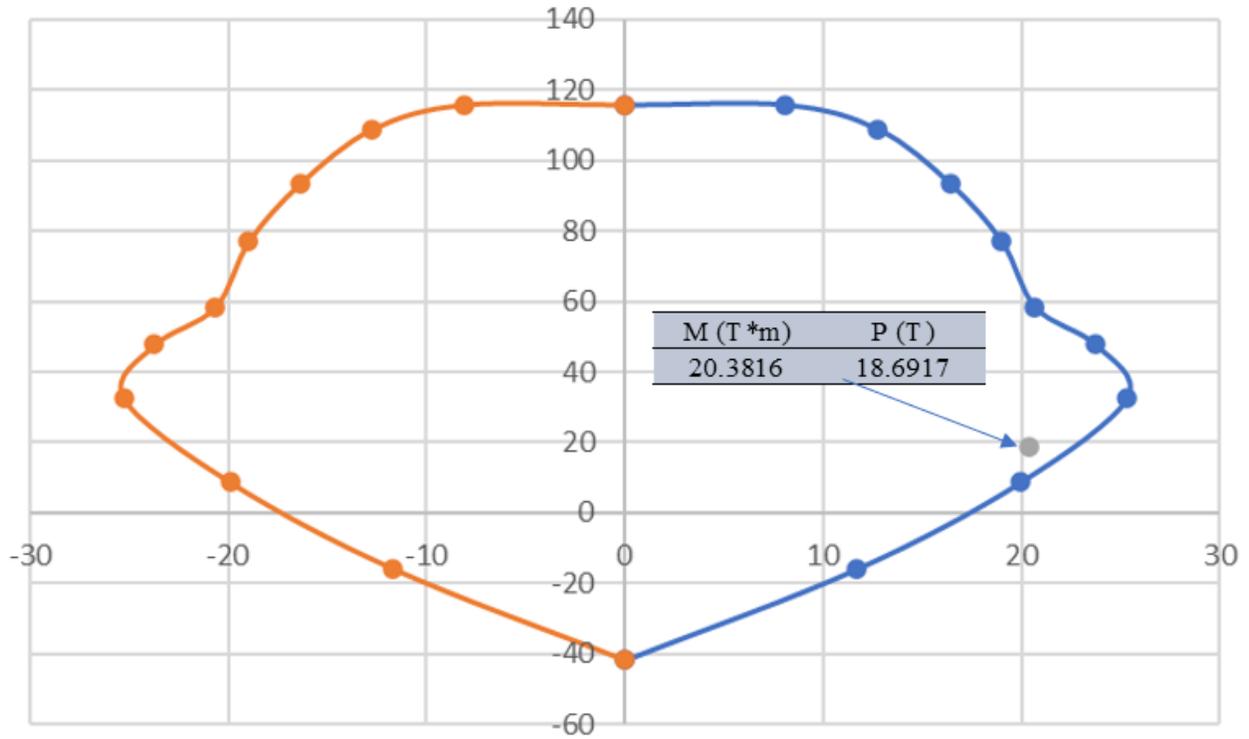
OPCIÓN 1: Cambio de mampostería externa de 15cm a 10cm e interna por paneles de óxido de magnesio.		OPCIÓN 2: Cambio de mampostería externa e interna por paneles de óxido de magnesio.	
Elemento	Columna	Elemento	Columna
Carga Axial columna superior (T)	24.9475	Carga Axial columna superior (T)	20.5887
Carga Axial columna inferior (T)	30.3857	Carga Axial columna inferior (T)	25.0911
Material externo (Perfil metálico)	Acero A36	Material externo (Perfil metálico)	Acero A36
Material interno (Relleno)	Hormigón $f_c=210$ kg/cm ²	Material interno (Relleno)	Hormigón $f_c=210$ kg/cm ²
Clasificación de la sección según AISC 360-10 Tabla I1.1a	Perfil compacto	Clasificación de la sección según AISC 360-10 Tabla I1.1a	Perfil compacto
Clasificación de la sección según AISC 360-10 Tabla B4.1b (Alma)	Perfil compacto	Clasificación de la sección según AISC 360-10 Tabla B4.1b (Alma)	Perfil compacto
Clasificación de la sección según AISC 341-16 Tabla D1.1	Perfil sísmicamente compacto	Clasificación de la sección según AISC 341-16 Tabla D1.1	Perfil sísmicamente compacto
Relación del área de acero y área total de la sección (%)	47.7	Relación del área de acero y área total de la sección (%)	47.7
Relación entre momentos plásticos de vigas y columnas	1.427	Relación entre momentos plásticos de vigas y columnas	1.476
Resistencia a la compresión (T)	442.567	Resistencia a la compresión (T)	442.567

Nota: Resultados de la evaluación para las secciones de columnas utilizadas en las opciones indicadas. Elaborado por: los autores.

7.4.2.4. Verificación de muros. Para estas verificaciones se utilizaron las secciones ya presentadas en los capítulos previos a este análisis, los resultados de las comprobaciones frente a las nuevas solicitudes

Figura 78

Verificación de muros para la opción 1 de ampliación.



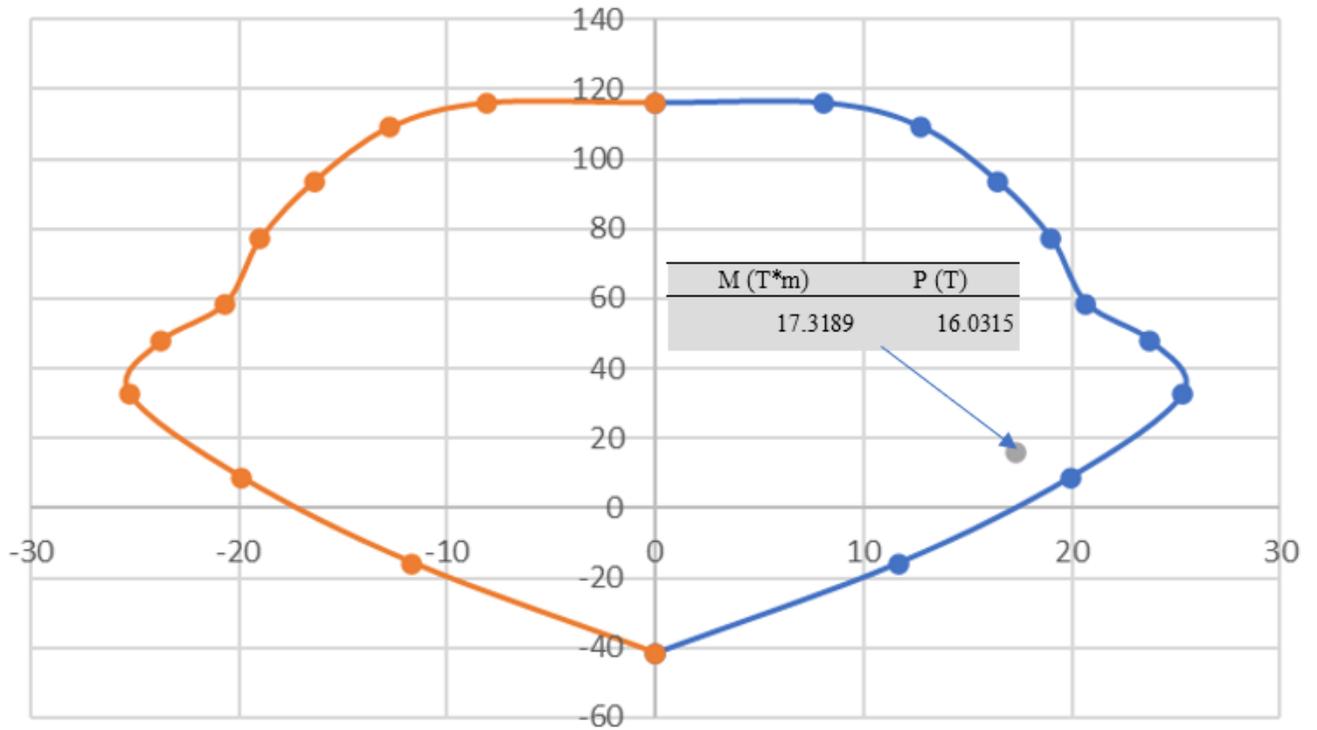
Parámetro	M (T*m)	P (T)	Vu (T)
Cargas actuantes Muro eje D	20.3816	18.6917	14.9562
Cargas resistentes del muro	25.293	115.9073	30.142
Acero colocado (cm ²)	5.236		
Acero mínimo alma (cm ²)	2.5		
Acero mínimo (cm ²)	3.3		

Nota: según el análisis, requiere cabezales en sus extremos.

Nota: Resultados del análisis del muro ante cargas críticas. Elaborado por: los autores.

Figura 79

Verificación de muros para la opción 2 de ampliación.



Parámetro	M (T*m)	P (T)	Vu (T)
Cargas actuantes Muro eje D	17.3189	16.0315	8.0448
Cargas resistentes del muro	25.293	115.9073	30.142
Acero colocado (cm2)	5.236		
Acero mínimo alma (cm2)	2.5		
Acero mínimo (cm2)	3.3		

Nota: según el análisis, requiere cabezales en sus extremos.

Nota: Resultados del análisis del muro ante cargas críticas. Elaborado por: los autores.

7.5 Informe de resultados del análisis.

Una vez finalizada la etapa de evaluación para la propuesta de ampliación en el Edificio “Notaria 49” incluyendo la medida de rehabilitación en el modelo, se puede concluir lo siguiente:

- En el caso de los requerimientos sísmicos, y enfocándose en las problemáticas mencionadas en el informe de resultados del Capítulo VI se verifica que los valores del periodo de vibración y de las derivas de piso se encuentran dentro de los rangos aceptados por la normativa para las dos opciones de ampliación del edificio.
- En cuanto a los modos de vibración, como se indica en el Anexo 7, se observa que cumplen con la hipótesis requerida por la NEC mejorando el comportamiento en relación a la propuesta sin considerar las diagonales y modificaciones realizadas a las cargas actuantes sobre la edificación.
- Los valores del cortante basal para las opciones 1 y 2 de las propuestas presentadas en capítulo, difieren entre los valores determinados de manera manual y a partir de ETABS 2018 en un 4.21% y 3.93% respectivamente. Con esta verificación se puede dar como válido los modelos y análisis realizados en el programa mencionado.
- En cuanto a las verificaciones de los elementos estructurales, se comprueba que en las opciones presentadas las secciones utilizadas en vigas, columnas y muros son adecuadas para resistir las solicitaciones actuantes.
- Las verificaciones realizadas para las secciones de la planta de cimentación nos dan como resultado que en las dos propuestas y pese a la disminución de la sobrecarga permanente el elemento del eje C-1 no es adecuado ya que el esfuerzo que transmite al suelo sobrepasa la capacidad del mismo.

En base a las conclusiones presentadas, se realizarán las siguientes consideraciones:

- Según los resultados obtenidos de cada una de las evaluaciones en las opciones presentadas, la medida de rehabilitación utilizando las diagonales rigidizadoras concéntricas es adecuada para mejorar el comportamiento de la estructura y las deficiencias encontradas en los capítulos previos.
- Se deberá verificar que la sección inicial colocada para estos elementos sea adecuada para las solicitaciones actuantes,
- Se realizará el diseño de las conexiones para este tipo de elementos a las columnas y vigas del proyecto de tal manera que aseguren el comportamiento adecuado y la resistencia en las uniones cumplan los requisitos para este tipo de elementos.
- En cuanto a las secciones de las cimentaciones que no cumplen con la verificación realizada, se recomienda realizar un reforzamiento de las mismas en el cual se considere la ampliación de la sección. Esta medida de rehabilitación al no encontrarse dentro del tema de este proyecto técnico no se lo desarrollará.
- Concluido las distintas evaluaciones y comparando los resultados de las dos opciones propuestas para la ampliación y modificación de la sobrecarga actuante sobre la edificación, se seleccionará como final el reemplazar las paredes exteriores por bloques prensados de 10cm y las paredes internas por paneles de óxido de magnesio. La elección de esta propuesta se debe al uso del edificio con lo que se asegurará que los ocupantes y la propia estructura no presente problemas frente a acciones meteorológicas debido a que la resistencia del bloque ante estos efectos es mayor que la de los paneles asegurando que no se requerirá un mantenimiento especializado y/o constante.

7.6 Diseño de medida de rehabilitación.

Una vez finalizada la evaluación de los elementos estructurales y de los parámetros sísmicos requeridos por la normativa NEC, se verificará y diseñará la medida de rehabilitación propuesta. Como se mencionó al inicio de este capítulo, se utilizarán diagonales rigidizadoras concéntricas tipo V invertida para mejorar el comportamiento de la estructura ampliada. El utilizar este tipo de soluciones como medida de rehabilitación en edificios, es una de las alternativas más prácticas y fiables, ya que, mediante estos elementos se da paso a un sistema estructural combinado, el cual presenta una mayor rigidez, resistencia y disipación de energía (Paredes & Pachar, 2019). El tipo de arriostamiento concéntrico utilizado en el Edificio “Notaria 49” mejora la capacidad de la estructura para resistir las fuerzas sísmicas lo cual se evidencia en las verificaciones realizadas en el Capítulo VI, en cual se logró disminuir los periodos de vibración y se corrigió los problemas de derivas excesivas en el análisis realizado en el Capítulo V.

Para la verificar que la sección incorporada en el modelo de análisis seleccionado es correcta, se realizaran las comprobaciones requeridas para este tipo de elementos según las normativas NEC-SE-AC, AISC 360-10 y AISC 341-10. Para nuestro caso de análisis se verificará las diagonales del pórtico 1, en el que se presentan las solicitaciones más críticas para este elemento, en la Figura 80 se indica el elemento a evaluar mientras que en la Tabla 48 las dimensiones y características de la sección.

Tabla 48

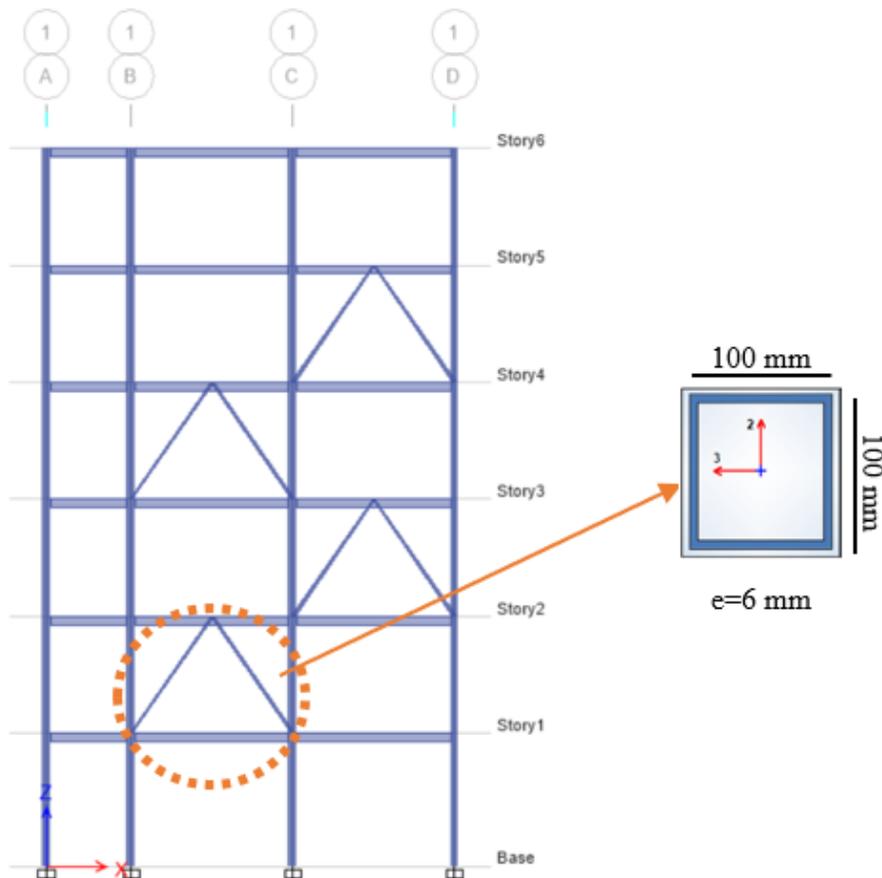
Sección utilizada como diagonal de arriostramiento.

DIMENSIONES (mm)	ESPESOR (mm)	MATERIAL
100 x 100	6	Acero A36

Nota: Geometría y material de la sección utilizada como arriostramiento para el Edificio “Notaria 49”. Elaborado por: los autores.

Figura 80

Diagonal de arriostramiento crítica de análisis.



Nota: Elemento y sección a analizar. Elaborado por: los autores a partir de ETABS 2018.

7.6.1. Solicitaciones actuantes en los elementos.

Definida la sección que será parte de nuestro análisis, se determinará las cargas axiales de compresión y tracción que actúan sobre ellos. Otra consideración tener en cuenta es la longitud real de la diagonal dado que esta dimensión será requerida para análisis posteriores.

Tabla 49

Consideraciones de evaluación.

CARGA AXIAL DE COMPRESIÓN (T)	CARGA AXIAL DE TRACCIÓN (T)	LONGITUD REAL (m)
15.7585	13.9075	3.281

Nota: Solicitaciones y longitud del elemento crítico a evaluar. Elaborado por: los autores.

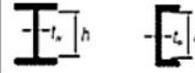
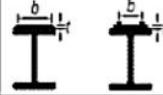
7.6.2. Verificación de la sección utilizada.

La primera verificación que debe cumplir la sección que será utilizada como un elemento diagonal de arriostramiento es la clasificación y comprobación de la relación ancho-espesor de acuerdo a la normativa AISC 360-10 para miembros sujetos a fuerzas axiales a compresión según la Tabla B4. 1a de la normativa mencionada. De igual manera, se clasificará al elemento de acuerdo a la Tabla D1.1 de la normativa AISC 341-10 debido que se requiere un elemento de alta ductilidad para ser considerado como una diagonal de arriostramiento. Al contar con una sección tubular se deberán cumplir los parámetros presentados en la Figura 81.

Figura 81

Requerimientos de la sección a cumplir según la norma AISC.

a)

Stiffened Elements	5	Webs of doubly-symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Walls of rectangular HSS and boxes of uniform thickness	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	All other stiffened elements	b/t	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	Round HSS	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

b)

Walls of rectangular HSS	b/t	$0.55\sqrt{E/F_y}^{[b]}$	$0.64\sqrt{E/F_y}^{[c]}$	
Flanges of boxed I-shaped sections and built-up box sections	b/t			
Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces	h/t			

Nota: a) Relación a cumplir según AISC 360-10 b) Relación a cumplir según AISC 341-10.

Elaborado por: los autores a partir de la norma AISC (2010).

Otro requerimiento que la normativa AISC 341-10 exige para considerar que un elemento sea considerado como un arriostramiento diagonal, tiene que ver con su esbeltez. Según lo indicado en el Capítulo 5b de la normativa mencionada, el elemento debe cumplir con una relación de esbeltez menor o igual a 200 la cual se determinará según la expresión:

$$esbeltez = \frac{K * L}{r} \leq 200$$

Donde el valor de K será considerado como 1 ya que se considera al elemento articulado en sus extremos; L como la longitud de la riostra y r el radio de giro de la sección.

Con estas consideraciones, para la sección que se plantea a utilizar como diagonal de arriostramientos se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 50

Verificación de la relación ancho-espesor.

RELACIÓN ANCHO-ESPESOR DE LA SECCIÓN		RELACIÓN LÍMITE AISC 360-10	RELACIÓN LÍMITE AISC 341-10
14.667		40.326	15.842

LONGITUD DEL ELEMENTO (m)	RADIO DE GIRO (m)	ESBELTEZ DEL ELEMENTO (m)	ESBELTEZ LÍMITE AISC 341-10
3.218	0.038	85.345	200

Nota: Resumen de valores obtenidos según las expresiones presentadas por la norma AISC 2010.
Elaborado por: los autores.

Conocidos los resultados de la relación ancho espesor de la sección de estudio y los valores límites que las normativas exigen al igual que los requerimientos de esbeltez se puede concluir que la sección es adecuada para ser considerada como un elemento de arriostramiento.

7.6.3. Verificación de los estados límites de resistencia.

Una vez determinada que la sección es sísmicamente compacta, de alta ductilidad y cumple con los requisitos de esbeltez se deberá verificar que sea capaz de resistir las sollicitaciones a las que esta expuesta.

7.6.3.1. Resistencia a la compresión. Considerando que la sección según la clasificación realizada en el capítulo previo es compacta, la determinación de la resistencia nominal de

compresión será calculada según la sección E3 de la normativa AISC 360-10 para miembros sin elementos esbeltos. El procedimiento detallado para la determinación de este valor se lo indica en el Anexo 9, sin embargo, el resumen de resultados obtenidos para este apartado se indica a continuación:

Tabla 51

Verificación de resistencia a la compresión.

RESISTENCIA NOMINAL DE LA SECCIÓN (T)	SOLICITACIÓN (T)
35.479	15.759

Nota: Resumen de valores de resistencia nominal y solicitación actuante a compresión en la sección. Elaborado por: los autores.

7.6.3.2. Resistencia a tracción. En el Anexo 9, se indica el proceso utilizado para determinar el valor nominal a tracción que resiste la sección, sin embargo, el resumen de resultados obtenidos para este apartado se indica a continuación:

Tabla 52

Verificación de resistencia a tracción.

RESISTENCIA NOMINAL DE LA SECCIÓN (T)	SOLICITACIÓN (T)
51.482	13.908

Nota: Resumen de valores de resistencia nominal a tracción de la sección. Elaborado por: los autores.

Realizadas las verificaciones para la sección tubular que será utilizada como la diagonal rigidizadora, se concluye que es adecuada. Por lo que esta medida de rehabilitación es adecuada para solucionar las problemáticas mencionadas en los capítulos previos.

7.7 Diseño de conexión diagonal-columna-viga.

Una vez determinado que las secciones que serán utilizadas como elementos de arriostramientos cumplen los requisitos normados, se deberá diseñar la manera de incorporarlas a la estructura. Para ello se busca la mejor manera de conectarlas a los diferentes elementos estructurales como lo son las columnas y vigas, lo que generalmente se logra con la incorporación de placas o cartelas metálicas en la zona que se requiere realizar la conexión. Este tipo de conexiones se las denomina placas Gusset, las cuales se conectan a los elementos por medio de soldaduras o pernos que como indican Paredes y Pachar (2019) “En eventos sísmicos estos elementos son los primeros en fallar por lo que se hace necesario el correcto diseño a tensión, corte, compresión para que soporten los esfuerzos producidos por estos eventos” (p.183).

Para considerar la incorporación y comportamiento de estos elementos en los modelos de análisis se toma como hipótesis lo mencionado por Aguiar et al (2016) que durante los “movimientos laterales producidos por sismos fuertes, estos pandearán tempranamente por cargas a compresión en momentos, por lo que es permitido modelarlos como articulaciones, además el tipo de modelado, como articulación o empotrado, no es de mayor influencia en los resultados” (p.140).

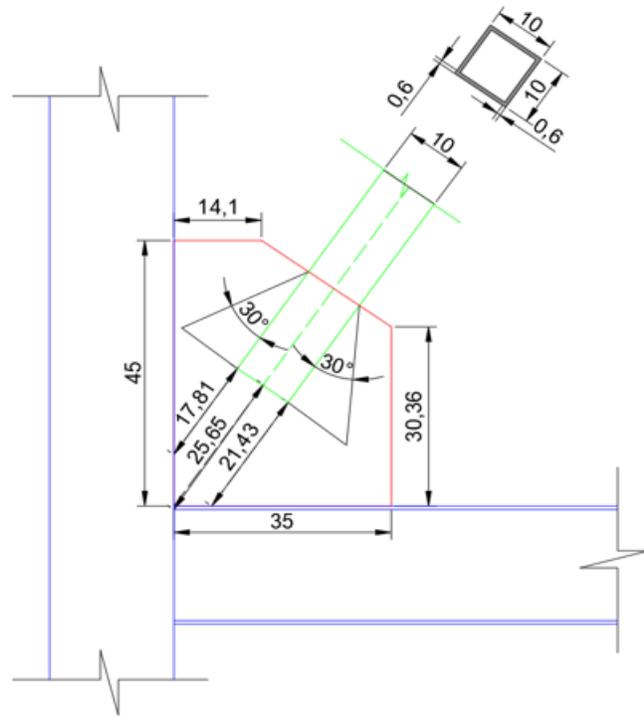
Para el caso de nuestro proyecto, se considerará este tipo conexiones para incorporar las diagonales a la estructura, para lo cual se tomará como base para el diseño el artículo publicado por el Doctor Aguiar en el año 2016 para este fin. Además, se tomarán en consideración los requerimientos de las normativas AISC 341-10 para el diseño de conexiones.

Tomando en cuenta estos criterios, se presenta en la Figura 83 las características y propiedades geométricas que se utilizarán en este proyecto.

Figura 83

Propiedades geométricas y características de la conexión.

Elemento	Placa Gusset
Material	Acero A36
Solicitación axial de compresión (T)	15.759
Solicitación axial de tracción (T)	13.908
Ángulo de la diagonal (a)	30°
Longitud horizontal Lh (cm)	35
Longitud vertical Lv (cm)	45
Espesor de la placa (mm)	6
Longitud L1 (cm)	20
Longitud L2 (cm)	44
Diámetro de la diagonal Lv (cm)	10
Ángulo del elemento (°)	55



Nota: Características y esquema de la placa de conexión utilizada para el proyecto. Elaborado por: Los Autores.

7.7.2. Verificaciones de la placa de conexión.

Una vez definida las propiedades geométricas y características de la placa de conexión a utilizar en el proyecto, se deberá determinar la resistencia nominal a tensión, cortante y compresión de la sección las cuales deben ser mayores a las fuerzas actuantes.

7.7.2.1. Resistencia a la tensión. Para determinar la fuerza nominal que resiste la placa a tensión, se deberá cumplir la siguiente expresión:

$$\Phi * Rn = \Phi * Fy * Aw$$

$$Aw = Lw * tp$$

De las expresiones indicadas, se tiene que A_w es el área de la sección de la placa Gausset utilizada; L_w es el ancho de la sección Whitmore determinada en función del ángulo “a” y las consideraciones previas mencionadas; F_y es el esfuerzo de fluencia del material y Φ es el factor de reducción de resistencia con un valor de 0.9. Definidos los parámetros requeridos para determinar la resistencia a tensión de la sección, se tiene:

Tabla 53

Verificación de resistencia a tensión.

Elemento	Placa de conexión
Longitud de Withmore (cm)	33.094
Área efectiva de la placa (cm ²)	19.856
Resistencia nominal a tensión (T)	45.232
Solicitud actuante (T)	13.908

Nota: Resumen de valores de resistencia nominal a tensión de la placa Gausset. Elaborado por: los autores.

7.7.2.2. Resistencia a cortante. Para conocer la resistencia a cortante con la que contará la placa, se desarrollarán dos distintos análisis: la resistencia a corte vertical y la resistencia por bloque de cortante. La resistencia a corte vertical, hace referencia a “la resistencia de corte disponible de los elementos involucrados y elementos conectores” (AISC 360-10, 2010, p.129). Para la determinación de este valor, se utiliza la ecuación J4-3 de la normativa AISC 360-10 mostrada a continuación:

$$R_n = 0.60F_y A_{gv}$$

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

En la que se define A_{gv} como el área gruesa afectada por el esfuerzo cortante la que se determina en función de las dimensiones indicadas en la Figura 83:

$$A_{gv} = (L_1 + L_2) * t_p$$

En tanto que la resistencia por bloque de cortante, se define como “La resistencia disponible para el estado límite de bloque de corte a lo largo de la trayectoria(s) de falla por corte y una trayectoria perpendicular de falla por tracción” (AISC 360-10, 2010, p.129). Para determinar el valor de la resistencia en esta etapa, se deberá evaluar con el menor valor obtenidos a partir de la siguiente expresión:

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt}$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

En la cual, F_u es la resistencia última del acero, A_{nt} es el área de corte a tracción definida como $A_{nt}=L_b*t_p$; $A_{nv}=2*L_1*t_p$ que dependen de las longitudes definidas en la Figura 83; U_{bs} el cual se considerará como 1 dado la configuración de la conexión. Los resultados de este análisis se presentan a continuación:

Tabla 54

Verificación de resistencia a cortante.

Elemento	Placa de conexión
Resistencia al cortante vertical (T)	13.908
Resistencia por bloque de corte (T)	49.547
Solicitación actuante (T)	13.908

Nota: Resumen de valores de resistencia nominal a cortante de la placa Gausset. Elaborado por: los autores.

7.7.2.3. Resistencia a la compresión. Para determinar la resistencia a la compresión que soporta la placa de conexión, se seguirá el procedimiento indicado en los documentos de referencia. Se determinará en primera instancia la relación de esbeltez de la cual dependerá la elección de la expresión para calcular la resistencia a compresión (Tabla 55). En el caso de tener una sección que supere la esbeltez límite, se determina la resistencia nominal a la compresión según el Capítulo E de la norma AISC 360-10 de acuerdo a la siguiente expresión:

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

El proceso para determinar los distintos valores se detalla de mejor manera en el Anexo 9 sin embargo, los resultados obtenidos del análisis se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 55*Verificación de resistencia a compresión.*

Elemento	Placa de conexión
Esbeltez del elemeto	205.38
<u>Se aplica el Capítulo E de la norma AISC 360-10</u>	
Resistencia elástica Fe (T/m2)	11502.415
Esfuerzo de compresión Fcr (T/m2)	10076.64
Resistencia nominal a compresión (T)	18.008
Solicitud a compresión (T)	15.759

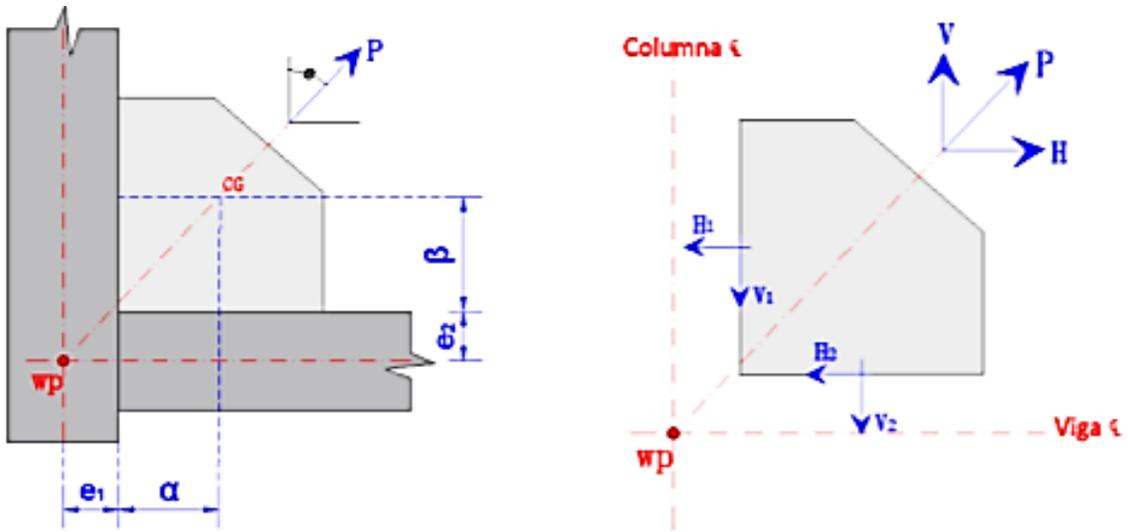
Nota: Resumen de valores de resistencia nominal a compresión de la placa Gausset. Elaborado por: los autores.

7.7.2. Diseño de la soldadura para la placa de conexión.

7.7.2.1. Soldadura entre placa-viga y placa-columna. Una vez realizadas las verificaciones correspondientes para la sección utilizada como placa de conexión se deberá diseñar la soldadura de conexión entre la placa Gusset y la viga inferior o columnas. Para ello como indica Aguiar et. al. (2016) “se utiliza el Método de Fuerzas Uniformes (MFU)” (p.234). Para la aplicación de este método se presentan dos alternativas, la primera es la indicada en la Figura 84 el cual toma como punto de trabajo (wp) la intersección de los ejes de los elementos; el segundo (Figura 85) es una simplificación en el que el punto wp se ubica en la esquina de la placa.

Figura 84

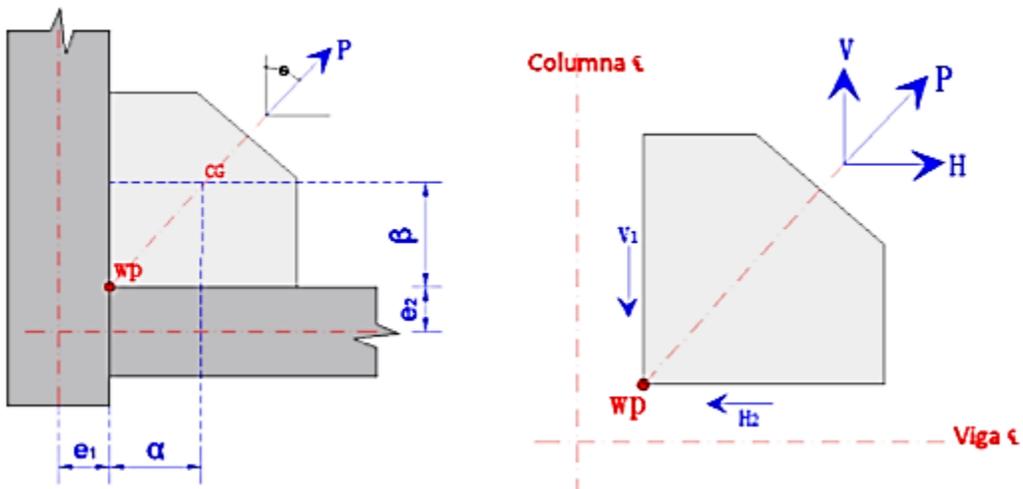
Parámetros del Método de Fuerzas Uniformes.



Nota: Distribución de fuerzas y distancias requeridas para la aplicación del MFU. Fuente: Aguiar et. al. (2016).

Figura 85

Parámetros del Método de Fuerzas Uniformes simplificado.



Nota: Distribución de fuerzas y distancias requeridas para la aplicación del MFU simplificado. Fuente: Aguiar et. al. (2016).

La determinación de los valores correspondientes a cada una de las acciones que intervienen en los las figuras presentadas, se las calcula mediante las expresiones indicadas a continuación:

- Para el método 1:

$$H_1 = e_1 \frac{P}{r}$$

$$H_2 = \alpha \frac{P}{r}$$

$$V_1 = \beta \frac{P}{r}$$

$$V_2 = e_2 \frac{P}{r}$$

- Para el método simplificado:

$$H_1 = 0$$

$$H = H_2 = \alpha \frac{P}{r} = P * \text{sen}\theta$$

$$V = V_1 = \beta \frac{P}{r} = P * \text{cos}\theta$$

$$V_2 = 0$$

$$r = \sqrt{(\alpha + e_1)^2 + (\beta + e_2)^2}$$

Donde: H2 es la fuerza de corte requerida en la conexión entre la viga y la placa Gusset; H1 es la fuerza de corte que se transmite a la columna y la placa de conexión; V2 es la fuerza a corte que se transmite a la viga y la placa de conexión; V1 es la fuerza requerida a corte requerida entre la columna y la placa; P es la fuerza de tensión o compresión actuante en la diagonal.

Finalmente se verificará que las cargas verticales y horizontales máximas sean menores a la capacidad de la soldadura.

Otro parámetro que se debe tener definido, es el tamaño de la soldadura de filete el cual según las consideraciones de la normativa AISC 360-10, dependerá del espesor de la sección unida. Los valores mínimos para el tamaño de la soldadura, se presenta en la Figura 86.

Figura 86

Tamaño mínimo de la soldadura de filete.

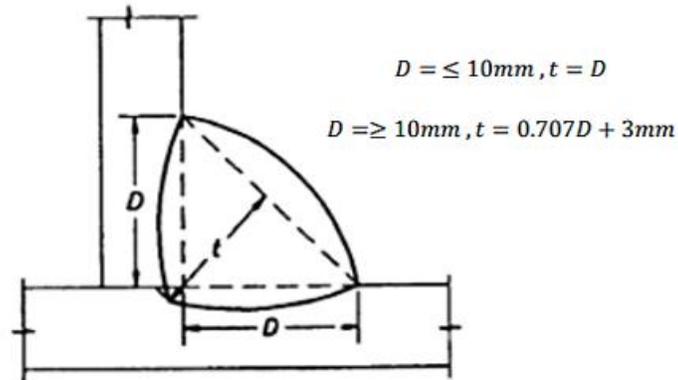
Espesor de parte unida (mm)	Tamaño mínimo de soldadura de filete (mm)
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

Nota: Espesor del elemento a unir y valores mínimos del cordón de soldadura. Fuente: Aguiar et. al. (2016).

Conocido el tamaño a utilizar para el cordón de soldadura, se deberá determinar el espesor efectivo en base a las consideraciones de la Figura 87.

Figura 87

Espesor de la soldadura de filete.



Nota: Nomenclatura y espesor de la soldadura según el tamaño determinado. Fuente: Aguiar et. al. (2016).

Conociendo las solicitaciones y dimensiones que la soldadura deberá resistir en la zona de conexión placa-columna y placa-viga, se determinará la capacidad de resistencia de la misma. Para ello se utilizará la expresión:

$$\Phi R_n = \Phi L_h D F_{nw}$$

En la que se considera los siguientes parámetros: L_h como la longitud de la soldadura; D el espesor efectivo de la soldadura; Φ se lo toma como 0.75 y F_{nw} es la resistencia de la soldadura, la cual se determina de la siguiente manera:

$$F_{nw} = 0.60 * F_{EXX} * (1 + 0.5 * \text{seno}^{1.5}\theta)$$

Expresión en la cual F_{EXX} es la resistencia de la soldadura; θ es el ángulo de la carga con respecto al eje local X.

7.7.2.2. Soldadura entre placa-diagonal. Dado que en el presente proyecto se utilizará este tipo de unión entre la placa y diagonal, se definirá el proceso para determinar la resistencia de la soldadura en esta zona de unión. Para determinar la resistencia de la soldadura en la unión placa-diagonal, se definirán la resistencia al corte en el material base (R_{sm}) y la resistencia al corte en la soldadura (R_{sc}) de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$R_{sm} = \phi * F_{bm} * A_{bm}$$

$$R_{sc} = \phi * F_w * A_w$$

F_{bm} capacidad nominal del material de la placa.

A_{bm} área transversal de la placa, se obtiene multiplicando la longitud del cordón y el espesor de la placa.

F_w capacidad nominal del electrodo utilizado.

A_w área transversal de la soldadura, se obtiene multiplicando la longitud del cordón y el espesor de la soldadura.

7.7.2.3. Diseño de soldadura para el proyecto. Una vez definido el proceso para el diseño de la soldadura en las uniones entre la placa de conexión y demás elementos, se presenta el resumen de las consideraciones y verificaciones para la edificación de estudio. Además de manera detallada, en el Anexo 9 se presentan los cálculos realizados para sustentar este diseño.

Tabla 56

Resultados del diseño de soldadura de unión placa-columna-viga.

Elemento	Soldadura Placa-Viga-Columna
Electrodo utilizado	E70xx
Resistencia del electrodo (ksi)	70
Espesor de la soldadura (mm)	5
Fuerza de corte H2 (MFU simplificado)	12.909
Fuerza de corte V1 (MFU simplificado)	9.039
Longitud de soldadura horizontal (cm)	35
Longitud de soldadura vertical (cm)	45
Resistencia nominal de la soldadura F_{nw} (T/m ²)	15.759
Resistencia de la soldadura (T)	68.302

Nota: Resumen del diseño de soldaduras para la unión de los elementos indicados. Elaborado por:
los autores.

Tabla 57*Resultados del diseño de soldadura de unión placa-diagonal.*

Elemento	Soldadura Placa-Diagonal
Electrodo utilizado	E70xx
Resistencia del electrodo (ksi)	70
Espesor de la soldadura (mm)	5
Espesor de la placa (mm)	6
Capacidad nominal del material Fbm (ksi)	36
Longitud del cordón de soldadura (cm)	20
Resistencia al corte material base (T)	91.118
Resistencia al corte soldadura (T)	147.645
Resistencia a tensión material base (T)	109.341
Resistencia a tensión soldadura (T)	177.174
Solicitud a tensión (T)	15.759
Solicitud a compresión (T)	13.908

Nota: Resumen del diseño de soldaduras para la unión de los elementos indicados. Elaborado por:
los autores.

7.7.3. Informe de resultados de la verificación y diseño de diagonales, placa y soldadura.

Una vez finalizada la etapa de diseño y verificación de los elementos mencionados en este capítulo se concluye que:

- La sección colocada para realizar el análisis estructural de la propuesta de ampliación implementando la medida de rehabilitación en el Capítulo VI, cumple con los requerimientos normados para considerarlo como una diagonal rigidizadora.
- Dado que se evaluaron los elementos frente a las solicitaciones más críticas, se puede concluir que la sección es adecuada para utilizarla en las ubicaciones indicadas en los anexos indicados en cada sección.
- La sección evaluada y diseñada correspondiente a la placa de conexión cumple con los requerimientos normados, por lo que es adecuada para utilizarla como este tipo de elemento.
- Ya que las solicitaciones para las que fue diseñada la placa de conexión son las más críticas en estos elementos, la sección indicada puede ser utilizada para el resto de zonas de conexión.
- Considerando que las diagonales rigidizadoras colocadas en el Pórtico D tienen longitudes y ángulos de inclinación distintos a los evaluados, en el Anexo 9 se indica las verificaciones, diseño y geometría de las placas a colocar en estas zonas.
- El diseño de la soldadura para conectar los distintos elementos que formaran parte de la medida de rehabilitación al cumplir todos los requisitos normados y condiciones de resistencia, se concluye con son adecuados para el objetivo planteado.
- Al igual que en el caso de las placas de conexión, el diseño de las soldaduras para los elementos del Pórtico D se indica en el Anexo 9.

CAPÍTULO VIII

RESUMEN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS

8.1 Resumen de los resultados de los análisis realizados.

Una vez terminadas las evaluaciones para todas las etapas del proyecto, se realiza un resumen de los resultados obtenidos para cada uno de ellos.

8.1.1. Resumen de la evaluación de visual rápida.

Tabla 58

Resultados de la evaluación visual rápida.

Evaluación visual rápida (NEC 15)		Evaluación visual rápida (FEMA 154)	
Proyecto	Notaria 49	Proyecto	Notaria 49
Número de pisos	4	Número de pisos	4
Altura total	11.16m	Altura total	11.16m
Tipología estructural	Sistema de pórtico de acero con muros estructurales de hormigón armado.	Tipología estructural	Sistema de pórtico de acero con muros estructurales de hormigón armado.
Altura de entrepiso	Primer nivel: 3.06m Niveles restantes: 2.70m	Altura de entrepiso	Primer nivel: 3.06m Niveles restantes: 2.70m
Irregularidad en planta	No	Irregularidad en planta	No
Irregularidad en altura	Sí/moderada	Irregularidad en altura	Sí/moderada
Tipo de suelo	D	Tipo de suelo	D
Puntaje final	3.2	Puntaje final	3.5
Vulnerabilidad	Baja	Vulnerabilidad	Baja

Nota: Resumen de las evaluaciones visuales realizadas a la estructura. Elaborado por: los autores.

8.1.2. Resumen de resultados del análisis estructural del Edificio “Notaria 49”.

Tabla 59

Resultados del análisis estructural de la edificación.

VERIFICACIONES SÍSMICAS	
Periodo ETABS (s)	0.501
Periodo NEC método 1 (s)	0.496
Periodo NEC método 2 (s)	0.645
Cortante basal ETABS (T)	14.58
Cortante basal calculo manual (T)	13.677
Deriva inelástica máxima (%)	1.2
CUMPLE	

VIGAS	
Momento actuante (T*m)	1.9101
Cortante actuante (T)	2.3121
Deflexión máxima (mm)	6.093
Momento resistente (T*m)	3.456
Cortante resistente (T)	10.497
Deflexión admisible (mm)	12.433
CUMPLE	

CIMENTACIONES	
Solicitud máxima (T/m ²)	20.862
Solicitud mínima (T/m ²)	7.594
Capacidad portante del suelo (T/m ²)	21.5
CUMPLEN	

COLUMNAS	
Resistencia a la compresión (T)	442.567
Carga axial columna superior (T)	13.3449
Carga axial columna inferior (T)	19.467
Relación columna fuerte-viga débil	1.533
CUMPLE	

Nota: Resumen de los resultados obtenidos del análisis estructural para el estado actual de la edificación. Elaborado por: los autores.

8.1.3. Resumen de resultados del análisis estructural de la propuesta de ampliación Edificio “Notaria 49”.

Tabla 60

Resultados del análisis estructural de la edificación.

VERIFICACIONES SÍSMICAS	
Periodo ETABS (s)	0.973
Periodo NEC método 1 (s)	0.496
Periodo NEC método 2 (s)	0.6448
Cortante basal ETABS (T)	22.576
Cortante basal calculo manual (T)	23.598
Deriva inelástica máxima (%)	3.64
NO CUMPLE	
VIGAS	
Momento actuante (T*m)	2.2734
Cortante actuante (T)	2.4803
Deflexión máxima (mm)	6.43
Momento resistente (T*m)	3.456
Cortante resistente (T)	10.497
Deflexión admisible (mm)	12.433
CUMPLE	
CIMENTACIONES	
Solicitud máxima (T/m ²)	35.997
Solicitud mínima (T/m ²)	12.066
Capacidad portante del suelo (T/m ²)	21.5
NO CUMPLE	
COLUMNAS	
Resistencia a la compresión (T)	442.567
Carga axial columna superior (T)	27.7157
Carga axial columna inferior (T)	33.6275
Relación columna fuerte-viga débil	1.396
CUMPLE	

Nota: Resumen de los resultados obtenidos del análisis estructural para la edificación ampliado 2 niveles. Elaborado por: los autores.

8.1.3. Resumen de resultados del análisis estructural de la propuesta de ampliación implementando la medida de rehabilitación.

Tabla 61

Resultados del análisis estructural de la edificación ampliada modificada.

VERIFICACIONES SÍSMICAS	
Periodo ETABS (s)	0.608
Periodo NEC método 1 (s)	0.68
Periodo NEC método 2 (s)	0.884
Cortante basal ETABS (T)	21.204
Cortante basal calculo manual (T)	22.136
Deriva inelástica máxima (%)	1.6
CUMPLE	
VIGAS	
Momento actuante (T*m)	1.5721
Cortante actuante (T)	1.9795
Deflexión máxima (mm)	6.05
Momento resistente (T*m)	3.456
Cortante resistente (T)	10.497
Deflexión admisible (mm)	12.433
CUMPLE	
CIMENTACIONES	
Solicitud máxima (T/m ²)	24.288
Solicitud mínima (T/m ²)	8.507
Capacidad portante del suelo (T/m ²)	21.5
NO CUMPLE	
COLUMNAS	
Resistencia a la compresión (T)	442.567
Carga axial columna superior (T)	24.9475
Carga axial columna inferior (T)	30.3857
Relación columna fuerte-viga débil	1.427
CUMPLE	

Nota: Resumen de los resultados obtenidos del análisis estructural para la edificación ampliada modificadas las cargas de mampostería externa por bloque de 10cm e interna por paneles de óxido de magnesio. Elaborado por: los autores.

Tabla 62

Resultados del análisis estructural de la edificación ampliada modificada.

VERIFICACIONES SÍSMICAS	
Periodo ETABS (s)	0.565
Periodo NEC método 1 (s)	0.68
Periodo NEC método 2 (s)	0.884
Cortante basal ETABS (T)	18.158
Cortante basal calculo manual (T)	18.902
Deriva inelástica máxima (%)	1.36
CUMPLE	
VIGAS	
Momento actuante (T*m)	1.2942
Cortante actuante (T)	1.6214
Deflexión máxima (mm)	5.315
Momento resistente (T*m)	3.456
Cortante resistente (T)	10.497
Deflexión admisible (mm)	12.433
CUMPLE	
CIMENTACIONES	
Solicitud máxima (T/m ²)	21.6
Solicitud mínima (T/m ²)	7.635
Capacidad portante del suelo (T/m ²)	21.5
NO CUMPLE	
COLUMNAS	
Resistencia a la compresión (T)	442.567
Carga axial columna superior (T)	20.5887
Carga axial columna inferior (T)	25.0911
Relación columna fuerte-viga débil	1.476
CUMPLE	

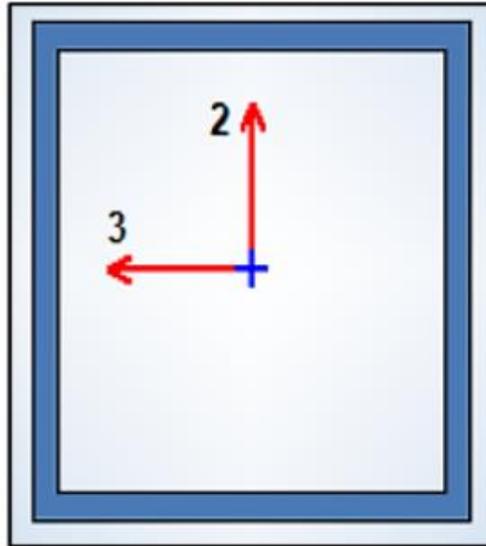
Nota: Resumen de los resultados obtenidos del análisis estructural para la edificación ampliada modificadas las cargas de mampostería externa e interna por paneles de óxido de magnesio.

Elaborado por: los autores.

8.1.4. Resumen de resultados de la verificación de diagonales rigidizadoras.

Figura 88

Resultados de la verificación de la sección de diagonales rigidizadoras.



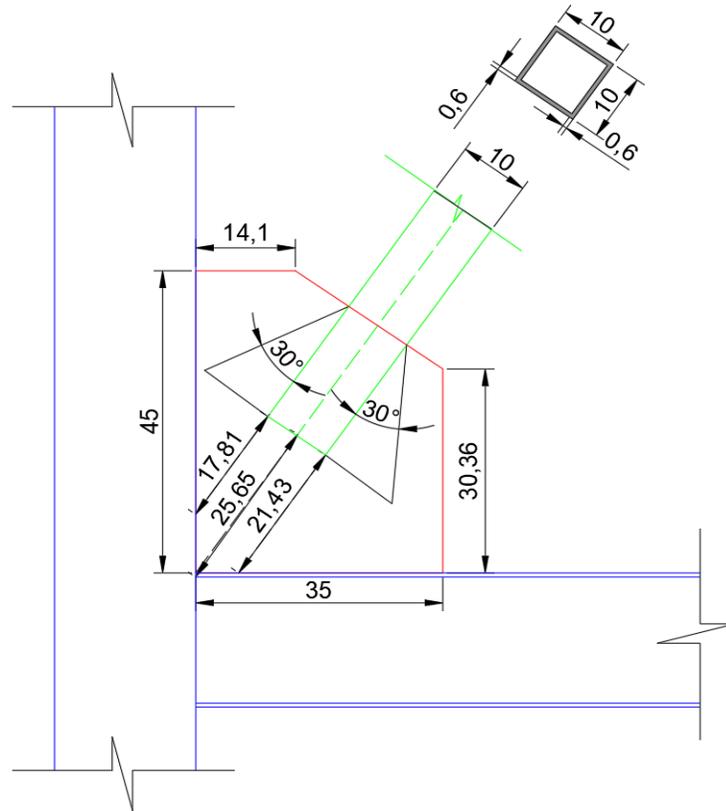
DIAGONAL RIGIDIZADORA	
Dimensiones (mm)	100x100
Espesor (mm)	6
Longitud (m)	3.218
Solicitud axial a compresión (T)	15.759
Solicitud axial a tracción (T)	13.908
Resistencia a tensión (T)	51.482
Resistencia a compresión (T)	35.479
CUMPLE	

Nota: Verificación de la resistencia de la sección frente a las solicitaciones indicadas. Elaborado por: los autores.

8.1.4. Resumen de resultados del diseño de la placa de conexión.

Figura 89

Resultados de la verificación y diseño de la sección de la placa Gausset.



PLACA GAUSSET

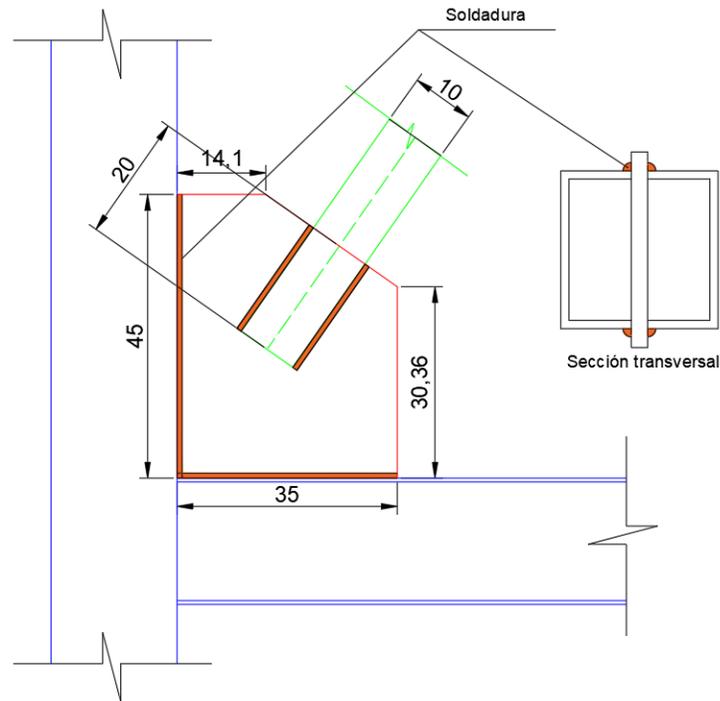
Dimensiones (mm)	Indicadas en la figura
Espesor (mm)	6
Solicitación axial a compresión (T)	15.759
Solicitación axial a tracción (T)	13.908
Resistencia a tensión (T)	45.232
Resistencia a cortante vertical (T)	41.595
Resistencia por bloque de cortante (T)	49.547
Resistencia a compresión (T)	18.008
CUMPLE	

Nota: Verificación de la resistencia de la sección frente a las solicitaciones indicadas. Elaborado por: los autores.

8.1.5. Resumen de resultados del diseño de la soldadura.

Figura 90

Resultados de la verificación y diseño de la soldadura de unión de los elementos.



DISEÑO DE SOLDADURA	
Diámetro (mm)	5
Espesor (mm)	5
Solicitación axial a compresión (T)	15.759
Solicitación axial a tensión (T)	13.908
Solicitación cortante H2 (T)	12.909
Solicitación cortante V1 (T)	9.039
Resistencia de soldadura columna-placa (T)	68.302
Resistencia de soldadura viga-placa (T)	53.124
Resistencia a cortante material base (T)	91.118
Resistencia a cortante soldadura (T)	147.645
Resistencia a tensión material base (T)	109.341
Resistencia a tensión soldadura (T)	177.174
CUMPLE	

Nota: Verificación de la resistencia de la sección frente a las solicitaciones indicadas. Elaborado por: los autores.

8.2 Comparación de resultados del análisis estructural realizados.

Para sustentar la opción seleccionada para la propuesta de ampliación del Edificio “Notaria 49” se presenta en este apartado un cuadro comparativo de los resultados obtenidos en cada uno de los análisis estructurales realizados para el desarrollo de este proyecto técnico. De esta manera se presentan a continuación los puntos más relevantes en cada una de las propuestas.

Tabla 63

Comparación de las distintas propuestas de ampliación evaluadas.

<u>Parámetro</u>	<u>PROPUESTA DE AMPLIACIÓN</u>		
	<u>Propuesta Inicial</u>	<u>Reemplazo de mampostería externa de 15cm a 10cm e interna por paneles de óxido de magnesio e incorporación de diagonales rigidizadoras</u>	<u>Reemplazo de mampostería externa e interna por paneles de óxido de magnesio e incorporación de diagonales rigidizadoras</u>
Periodo de vibración de la estructura según NEC-SE-DS 15/ Método 1 (s)	0.68	0.68	0.68
Periodo de vibración de la estructura según NEC-SE-DS 15/ Método 2 (s)	0.884	0.884	0.884
Periodo de vibración de la estructura según análisis en ETABS 2018 (s)	0.973	0.608	0.565
Peso total de la estructura (T)	151.51953	142.31019	121.86728
Cortate Basal según ETABS 2018 (T)	22.576	21.204	18.158
Cortate Basal calculado (T)	23.598	22.136	18.902
Deriva inelástica máxima (%)	3.64	1.6	1.36
Solicitación máxima en cimentaciones (T/m ²)	35.997	24.288	21.6
Solicitación mínima en cimentaciones (T/m ²)	12.066	8.507	7.635

Nota: Tabla de comparación de los resultados obtenidos de los análisis de cada modelo. Elaborado por: los autores.

Tabla 64

Continuación de la comparación de las distintas propuestas de ampliación evaluadas.

<u>Parámetro</u>	<u>Propuesta Inicial</u>	PROPUESTA DE AMPLIACIÓN	
		<u>Reemplazo de mampostería externa de 15cm a 10cm e interna por paneles de óxido de magnesio e incorporación de diagonales rigidizadoras</u>	<u>Reemplazo de mampostería externa e interna por paneles de óxido de magnesio e incorporación de diagonales rigidizadoras</u>
Capacidad portante del suelo (T/m ²)	21.5	21.5	21.5
Momento máximo actuante sobre vigas (T*m)	2.2734	1.5721	1.2942
Cortante máximo actuante sobre vigas (T)	2.4803	1.9795	1.6214
Deflexión máxima en vigas (mm)	6.43	6.05	5.315
Momento resistente en vigas (T*m)	3.456	3.456	3.456
Cortante resistente en vigas (T)	10.497	10.497	10.497
Deflexión permisible en vigas (mm)	12.433	12.433	12.433
Carga axial columna superior (T)	27.7157	24.9475	20.5887
Carga axial columna inferior (T)	33.6275	30.3857	25.0911
Resistencia a la compresión de columnas (T)	442.567	442.567	442.567
Relación columna fuerte-viga débil (%)	1.396	1.427	1.476

Nota: Continuación de la tabla de comparación de los resultados obtenidos de los análisis de cada modelo. Elaborado por: los autores.

8.3 Informe final de resultados.

Una vez finalizada las distintas evaluaciones, verificaciones y diseños; presentados los resultados de cada uno de estos análisis y basándonos en las conclusiones y recomendaciones indicadas en cada una de los capítulos de este proyecto técnico; se emite un informe final sobre el trabajo realizado:

8.3.1. Informe final: Edificio “Notaria 49” en su estado actual.

En cuanto al edificio base utilizado para ejemplificar el procedimiento de evaluación estructural de edificaciones existentes, se verifica que el comportamiento sísmico, las secciones utilizadas como elementos estructurales y las secciones de cimentaciones presentadas en los planos respectivos son adecuadas para resistir las cargas gravitacionales y accidentales (sismos) que puedan presentarse a lo largo de la vida útil de la edificación. En el estado actual en que se encuentra el Edificio “Notaria 49”, no requiere ningún tipo de intervención para rehabilitar los elementos estructurales o no estructurales, ya que se puede considerar seguro y cumplirá con el nivel de desempeño esperado.

8.3.2. Informe final: propuesta de ampliación y de rehabilitación para el Edificio “Notaria 49”.

El segundo eje tratado en el presente proyecto, abarcó el evaluar distintas propuestas de rehabilitación y ampliación en el edificio de estudio. En función de los resultados, verificaciones y diseños tratados en los Capítulos VI al VII, se propone que la medida de ampliación más adecuada es el mantener la geometría en planta y elevación al igual que las secciones para columnas y vigas en los 2 niveles adicionados dado que cumplen los requisitos de resistencia. Además, se considera el disminuir el peso de toda la estructura con el reemplazo de las paredes exteriores por bloque prensado de 10cm de espesor y las paredes interiores por paneles de óxido de magnesio. El proponer esta opción en lugar de reemplazar todas las paredes de mampostería

(externas e internas) por los paneles mencionados, se debe a que, al criterio de los autores, las acciones ambientales a las que estará sometida la edificación podrían deteriorar los paneles colocados como paredes perimetrales que, a pesar de presentar una resistencia relativamente alta a estos efectos, requeriría un mantenimiento especializado para asegurar su correcto desempeño.

En cuanto a la medida de rehabilitación seleccionada para el proyecto, el uso de diagonales de arriostramiento tipo V invertida, se considera la más adecuada y que mejor se adapta a las necesidades del proyecto. Se evidencia que la incorporación de este tipo de elementos en el modelo de la estructura con los niveles adicionales, mejora el comportamiento de la estructura permitiéndole cumplir todos los requerimientos que la norma ecuatoriana de la construcción exige.

En la Figura 91, se presenta un presupuesto referencial en el que se considera todo lo expuesto en este capítulo. Se observa que el costo total de las obras de ampliación, rehabilitación y disminución de peso de la estructura tendrá un costo aproximado de \$ 208.625, 90 dólares americanos.

Figura 91

Presupuesto referencial del proyecto.

PRESUPUESTO REFERENCIAL					
PROYECTO: " NOTARIA 49"					
ELABORADO POR: CACHAGO LUIS , CENTENO MILTON					
UBICACIÓN : EL QUINCHE					
FECHA: FEBRERO 2022					
NO.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1. PRELIMINARES					
1.1	DES-MONTAJE CIELO RASO EXISTENTE INCL. ESTRUCTURA	m2	108.00	\$2.84	\$306.72
1.20	RETIRO DE PUERTAS DE MADERA	u	10.00	\$8.36	\$83.60
1.30	RETIRO DE VENTANAS	m2	7.00	\$4.00	\$28.00
1.40	DERROCAMIENTO DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE	m2	165.00	\$3.62	\$597.30
1.50	DERROCAMIENTO DE ESTRUCTURA EXISTENTE HORMIGÓN ARMADO	m3	0.52	\$71.79	\$37.33
2.HORMIGONES					
2.1	HORMIGÓN SIMPLE EN COLUMNAS F'C=210 KG/CM2	m3	2.70	\$128.00	\$345.60
2.2	HORMIGÓN SIMPLE EN LOSAS F'C=210 KG/CM2	m3	10.40	\$116.45	\$1,211.08
4. ACEROS					
4.1	ACERO ESTRUCTURAL EN PERFILES INCL. PINTURA Y MONTAJE CON GRUA	kg	52037.06	\$3.53	\$183,690.82
4.2	MALLA ELECTROSOLDADA 6.0 mm 10X10 INCL. PROVISIÓN E INSTALACIÓN	m2	119.00	\$6.26	\$744.94
4.3	PANEL METALICO DECK E=0.65mm, CONECTORES DE CORTE VARILLA D=10mm	m2	114.50	\$19.52	\$2,235.04
5. ACABADOS					
5.1	MAMPOSTERÍA DE BLOQUE PRENSADO PESADO 40X20X10 CM MORTERO 1:6, E= 1 CM	m2	222.10	\$9.94	\$2,207.67
5.2	MASILLADO DE PISOS MORTERO 1:3 INCL. IMPERMEABILIZANTE E=1cm	m3	114.50	\$7.70	\$881.65
5.3	ENLUCIDO VERTICAL LISO INTERIOR, MORTERO 1:4 CON IMPERMEABILIZANTE	m2	194.00	\$6.42	\$1,245.48
5.4	ESTUCADO DE PARED INTERIOR CON EMPASTE	m2	194.00	\$2.78	\$539.32
5.5	ESTUCADO DE PARED EXTERIOR CON EMPASTE	m2	98.50	\$3.75	\$369.38
5.6	PINTURA ELASTOMÉRICA EXTERIOR	m2	122.00	\$6.34	\$773.48
5.7	PINTURA ELASTOMÉRICA INTERIOR	m2	194.00	\$5.81	\$1,127.14
5.9	PORCELANATO PARA PISOS	m2	66.20	\$30.82	\$2,040.28
6.10	PUERTA PANELADA DE MADERA (0.70-1.00) X2.10M INCL. BARNIZ BRILLANTE Y CERRADURA	u	17.00	\$194.25	\$3,302.25
6.11	VENTANA CORREDIZA DE ALUMINIO Y VIDRIO 6MM PROVISIÓN E INSTALACIÓN	m2	29.50	\$62.95	\$1,857.03
6.12	MESÓN DE COCINA HORMIGÓN ARMADO F'C=210 KG/CM2 INCL. ENCOFRADO	m	3.95	\$28.65	\$113.17
6.13	CERÁMICA PARA MESÓN	m2	2.35	\$18.73	\$44.02
6.14	PANELES DE ÓXIDO DE MAGNESIO	m2	61.50	\$28.50	\$1,752.75
6.15	CIELO RASO GYPSUM DE ANTIHUMEDAD 1/2", INC. EMPASTE Y PINTURA	m2	193.00	\$16.02	\$3,091.86
TOTAL					\$208,625.90

Nota: Costo aproximado de la ampliación y rehabilitación del Edificio “Notaria 49”. Elaborado por: los autores.

CONCLUSIONES

En la etapa de evaluación se verificó que se mantuvo durante el proceso constructivo, la distribución de los espacios arquitectónicos según los planos recopilados.

Se determinó que existió una variación durante el proceso constructivo en la losa del nivel N+11.16m.

Las secciones utilizadas para vigas y columnas en la construcción del edificio, mantuvieron las dimensiones, características y especificaciones según lo detallado en los planos estructurales del anteproyecto.

La planta de cimentación no se puede evaluar de manera visual, sin embargo, al no existir indicios de asentamientos diferenciales, axiales o cualquier problema relacionado a estos elementos se la considera adecuada para el edificio en su estado actual.

Como resultado de las evaluaciones visuales realizadas en la estructura, utilizando los formatos de las normativas NEC y FEMA se determinó que la vulnerabilidad ante eventos sísmicos es baja.

En función de los análisis realizados, según el procedimiento descrito por la norma ASCE 41-17 y NEC-SE-RE se comprobó que las secciones utilizadas como elementos estructurales (vigas, columnas, muros) son adecuados para resistir las solicitaciones e la edificación en su estado actual.

La evaluación de la planta de cimentación evaluada según los planos respectivos, es adecuada para resistir las solicitaciones de la edificación en su estado actual.

El Edificio “Notaria 49” en el estado actual y de acuerdo a las distintas evaluaciones realizadas, cumple los parámetros sismorresistentes de la normativa NEC-SE-DS 15, por lo que se considera segura ante a la ocurrencia de un evento sísmico durante la vida útil del proyecto.

La propuesta de disminuir el peso de toda la estructura reemplazando las paredes de mampostería por bloques de 10cm y las paredes internas por paneles de oxido de magnesio, es adecuada para realizar la ampliación requerida en el Edificio “Notaria 49”.

La propuesta de rehabilitación mediante la incorporación de diagonales rigidizadoras tipo V invertida, permitió mejorar el comportamiento de la edificación ampliada logrando cumplir los requerimientos sismorresistentes que la normativa NEC-SE-DS exige.

La evaluación de las secciones de vigas, columnas y muros cumplen las condiciones de resistencia ante las nuevas solicitaciones producto de la incorporación de la medida de rehabilitación y la ampliación de los dos niveles adicionales.

La evaluación de la planta de cimentación evaluada según los planos respectivos, no es adecuada para resistir las nuevas solicitaciones, dado que la zapata aislada del Eje C1 no cumple los requerimientos de capacidad.

En función de los resultados obtenidos en la etapa de diseño de la medida de rehabilitación, se verificó que la sección utilizada como arriostramiento es adecuada para resistir las solicitaciones generadas debido a la ampliación de la estructura.

En cuanto a la placa Gausset que será utilizada como conexión entre las diagonales, columnas y vigas de acuerdo a los resultados del diseño, se concluye con son adecuados para resistir las solicitaciones actuantes.

Se evidenció que el proceso determinado por la normativa ASCE 41-17 para la evaluación y rehabilitación de estructuras existentes, es adecuado para aplicarlo en el país ya que tomando las consideraciones correctas se obtienen resultados adecuados para determinar la vulnerabilidad sísmica de la estructura.

En función de los resultados obtenidos en la etapa de diseño de la medida de rehabilitación, se verificó que la sección utilizada como arriostramiento es adecuada para resistir las solicitaciones generadas debido a la ampliación de la estructura.

Finalmente, la propuesta de ampliación en el Edificio “Notaria 49” es viable al incorporar de manera adecuada la medida de rehabilitación propuesta y las consideraciones de disminución de las cargas de mampostería.

RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar ensayos en las conexiones viga-columnas de la estructura actual para evaluar de manera adecuada la capacidad de resistencia de este elemento.

Se recomienda al constructor que previo a la ejecución del proyecto de ampliación y reforzamiento, se verifique que las secciones en obra de las cimentaciones correspondan a las indicadas en los planos estructurales.

Dado que hay elementos de la planta de cimentación que no cumplen las nuevas solicitaciones para la propuesta de ampliación, se recomienda el evaluar medidas de reforzamiento que ayuden a mejorar estas deficiencias.

Se recomienda mantener las dimensiones de las placas de conexión y las especificaciones de la soldadura para asegurar que se cumplan las condiciones de resistencia esperadas.

Se recomienda mantener un control adecuado en cada etapa de la ejecución del proyecto de ampliación, con lo que se asegurará que no se presenten problemas post construcción.

En el caso de requerir alguna modificación en la distribución arquitectónica o estructural durante la ejecución del proyecto de ampliación y rehabilitación, se recomienda consultarlo con el profesional encargado para evaluar la edificación y verificar si las secciones y demás requerimientos no se ven afectados.

REFERENCIAS

- Aguiar, R. (2017). *Microzonificación sísmica de Quito (Segunda Edición)*. Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, Ecuador.
- AISC. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-10)*
<https://www.aisc.org/globalassets/product-files-not-searched/historic-standards/a341-10r3w>
- AISC. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10)*
<https://www.aisc.org/globalassets/product-files-not-searched/historic-standards/a360-10r4w>
- Angulo, D. y Carvajal, E. (2009). *Diseño de una matriz ensambladora de vigas tipo I para usos en la construcción de edificios*. [Tesis de pregrado, Escuela Politécnica Nacional]. Repositorio Digital-EPN. <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/1629>
- Arana, K. y Vivanco, N. (2019). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica, análisis estructural y diseño del reforzamiento de una vivienda de tres pisos ubicada en el norte de Quito – Ecuador*. [Tesis de pregrado, Escuela Politécnica Nacional]. Repositorio Digital - EPN. <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/20314>
- Arsemeo, N. (2017). *Reforzamiento estructural de edificaciones familiares para el uso de entidades financieras-caso caja Arequipa-Puno*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional del Altiplano]. Repositorio Institucional. <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/55>
- Boptista, P., Fernández, C. y Hernández, R. (2010). *Metodología de la investigación*. McGraw Hill.

https://www.academia.edu/20792455/Metodolog%C3%ADa_de_la_Investigaci%C3%B3n_5ta_edici%C3%B3n_Roberto_Hern%C3%A1ndez_Sampieri

Carrillo, R. (2016). *Análisis comparativo entre sistema a momento y sistema arriostrado concéntrico de una edificación de estructura metálica*. [Tesis de pregrado, Universidad de Guayaquil]. Repositorio Digital UG.

<http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/15568>

Crisafulli, J. (2018). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. *ALACERO* (5), revista de la Asociación Latinoamericana del Acero.

Estrada, K. y Vivanco, N. (2019). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica, análisis estructural y diseño del reforzamiento de una vivienda de tres pisos ubicada en el norte de Quito-Ecuador*. [Tesis de pregrado, Escuela Politécnica Nacional]. Repositorio Digital EPN.

<http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/20314>

FEMA. (2015). Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook. [https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-](https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-07/fema_earthquakes_rapid-visual-screening-of-buildings-for-potential-seismic-hazards-a-handbook-third-edition-fema-p-154.pdf)

[07/fema_earthquakes_rapid-visual-screening-of-buildings-for-potential-seismic-hazards-a-handbook-third-edition-fema-p-154.pdf](https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-07/fema_earthquakes_rapid-visual-screening-of-buildings-for-potential-seismic-hazards-a-handbook-third-edition-fema-p-154.pdf)

Fernández, J. y Subía, M. (2014). *Análisis no lineal estático: evaluación del desempeño de una estructura de hormigón y una de acero diseñada usando los códigos ASCE 7-10 y NEC 11 mediante el código ASCE 41-06*. [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Ecuador]. Repositorio de Tesis de Grado y Posgrado.

<http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/11188>

Fuentes, V. (2019). *Análisis comparativo de sistemas constructivos y de costos entre los paneles innovadores de óxido de magnesio y mampostería tradicional de una*

- edificación*. [Tesis de pregrado, Universidad Católica de Santiago de Guayaquil].
Repositorio Digital UCSG
- GEOALERTA (2021). *Riesgo sísmico en el Ecuador*.
<https://blogs.upm.es/geoalerta/ecuador/riesgo-sismico-en-ecuador/>
- Guerrero, D. (2015). *Evaluación técnica económica del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando diversos tipos de arriostramientos laterales*. [Tesis de postgrado, Escuela Politécnica Nacional]. Repositorio Digital EPN.
<http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/12471>
- Jácome, P. (2016). *Determinación de las técnicas de reforzamiento para mejorar el desempeño estructural de un edificio mixto*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica de Ambato].
Repositorio Digital UTA.
<https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/20275>
- Jiménez, L. (2017). *Análisis sísmico y propuesta de reforzamiento mediante el código ASCE 41 aplicado al Edificio Santacruz*. [Tesis de pregrado, Escuela Superior Politécnica del Ejercito].
Repositorio Digital Dspace.
<http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/12644>
- Loaiza, J. (2016). *Estudio de los métodos de rehabilitación usados en edificio afectados por el sismo del 16 de abril de 2016 en el Ecuador*. [Tesis de pregrado, Universidad Católica de Santiago de Guayaquil]. Repositorio Digital UCSG.
<http://repositorio.ucsg.edu.ec/handle/3317/10150>
- McCormac, J., & Csernak, S. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero* (Quinta Edición). Alfaomega, México.

- MIDUVI. (2015). Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-5-EVALUACION-Y-REHABILITACION1.pdf>
- MIDUVI. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC: NEC-SE-AC - Estructuras de Acero. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-AC-Estructuras-de-Acero.pdf>
- MIDUVI. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC: NEC-SE-DS -Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico-parte-1.pdf>
- Mora, M. y Jácome, P. (2016). *Determinación de las técnicas de reforzamiento para mejorar el desempeño estructural de un edificio mixto*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica de Ambato]. Repositorio Universidad Técnica de Ambato. <https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/20275>
- Moreta, J. y Pro, R. (2015). *Evaluación estructural mediante el FEMA 154 del NEC y propuesta de reforzamiento del Centro Educativo Juan Pablo I del D.M.Q.* [Tesis de pregrado, Universidad Central del Ecuador]. Repositorio Digital UCE. <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/5295>
- Paredes, I. y Pachar, B. (2019). *Estudio de la vulnerabilidad sísmica de las ocho estructuras del midena, mediante la metodología fema p-154 y propuesta de reforzamiento estructural en la edificación más vulnerable*. [Tesis de pregrado, Universidad de las Fuerzas Armadas, ESPE]. Repositorio de la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE. <http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/21367>

- Paredes, I. y Pachar, B. (2019). *Estudio de la vulnerabilidad sísmica de las ocho estructuras del Midená, mediante la metodología FEMA P-154, y propuesta de reforzamiento estructural en la edificación más vulnerable*. [Tesis de pregrado, Escuela Superior Politécnica del Ejercito]. Repositorio Digital EPN. <http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/21367>
- Parra, H. (2016). *Desarrollos metodológicos y aplicaciones hacia el cálculo de la peligrosidad sísmica en el Ecuador continental y estudio de riesgo sísmico en la ciudad de Quito*. [Tesis de doctorado, Universidad Politécnica de Madrid]. Repositorio Digital UPM. <https://oa.upm.es/39353/>
- Proaño, J. (2014). *Análisis y diseño sísmico de un edificio en acero con aisladores sísmicos, modelamiento en el ETABS*. [Tesis de pregrado, Universidad Central del Ecuador]. Repositorio Digital UCE. <http://www.dspace.uce.edu.ec:8080/bitstream/25000/2941/1/T-UCE-0011-143.pdf>
- Quizhpilema, A. (2017). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de aulas de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-RE, 2015)*. [Tesis de pregrado, Universidad Central del Ecuador]. Repositorio Digital UCE. <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/9608>
- Sánchez, J. y Bone, J. (2018). *Evaluación sísmica y propuesta de diseño de reforzamiento estructural para el edificio de la facultad de Ingeniería en Geología y Petróleos de la Escuela Politécnica Nacional, Quito-Ecuador*. [Tesis de pregrado, Escuela Politécnica Nacional]. Repositorio Digital - EPN. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19778>

Sánchez, M. (2011). Planificación en la rehabilitación y reforzamiento de estructuras existentes: consideraciones para mejorar los resultados. *PARADIGMAS*, 3(1), revista del Departamento Académico de Ingeniería, 155-159.

ANEXOS