



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA: 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**

**AUTORES: CAPT. PAREDES VALLE, IVÁN SANTIAGO
PACHAR ROMERO, BYRON ANDRÉS**

DIRECTOR: ING. HARO BÁEZ, ANA GABRIELA, Ph.D

SANGOLQUÍ

2019



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, “**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**” fue realizado por los señores **Capt de E. Paredes Valle, Iván Santiago y Pachar Romero, Byron Andrés**, el mismo que ha sido revisado en su totalidad, analizado por la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 16 de julio del 2019

Firma:

Ing. Ana Gabriela Haro Báez, Ph.D.

C.C. 1713500302



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, **Capt de E. Paredes Valle, Iván Santiago y Pachar Romero, Byron Andrés**, declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **“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”** es de nuestra autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas. Consecuentemente el contenido de la investigación mencionada es veraz.

Sangolquí, 16 de julio del 2019

Firmas

Iván Santiago Paredes Valle
C.C.: 1002588745

Byron Andrés Pachar Romero
C.C.: 1722880836



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Nosotros, **Capt de E. Paredes Valle, Iván Santiago y Pachar Romero, Byron Andrés** autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **“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”** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad.

Sangolquí, 16 de julio del 2019

Firmas

Iván Santiago Paredes Valle

C.C.: 1002588745

Byron Andrés Pachar Romero

C.C.: 1722880836

DEDICATORIA

A mi amada esposa, por su comprensión, cariño y apoyo brindado en el transcurso de toda esta etapa de mi vida, son 10 años maravillosos junto a ti.

A mis hijos, mi motor y mi inspiración para avanzar y nunca detenerme por difícil que sea el camino.

A mis padres, por su dedicación y por siempre mostrarme el camino correcto de la vida, sin ustedes hoy no estaría escribiendo estas palabras.

Capt de E Paredes Valle Iván Santiago

DEDICATORIA

Este trabajo lo dedico a mi familia, a mis padres, hermanos, tíos, primos, amigos, pero en especial se lo dedico a mi madre querida por todo el amor y apoyo que siempre me ha brindado de manera incondicional, por los valores que ha sembrado en mí, el afecto más puro de una madre a su hijo, y por todos los sacrificios que siempre ha hecho para que yo pueda convertirme en la persona que he llegado a ser.

Byron Andrés Pachar Romero

AGRADECIMIENTOS

A Dios, nuestro señor, por regalarnos la vida y darnos la oportunidad de demostrar que se puede ser unas personas de bien.

A mi esposa, por convertirse, en el transcurso de este tiempo, en un pilar fundamental donde se asientan todos nuestros éxitos como familia.

A mis hijos, por siempre recibirme con una sonrisa sincera donde se desvanecen todas mis preocupaciones y cansancios.

A mis padres, por estar siempre pendiente de mí y por siempre darme el ejemplo para obrar como una persona de bien.

A la Ing. Ana Gabriela Haro Ph.D, por su guía en la realización de este trabajo, siempre llevaremos sus enseñanzas con altura en todas las tareas que nos encomienden.

Al Ing. Ernesto Pro, por su desinteresada enseñanza y guía en la realización de este trabajo.

A la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, la única universidad de espíritu militar en el Ecuador y la Región, por permitirme completar con éxito uno de mis objetivos de vida.

Capt de E Paredes Valle Iván Santiago

AGRADECIMIENTOS

Expreso mi gratitud a todas las personas que colaboraron para poder llevar a cabo este trabajo de investigación, en primer lugar, a nuestra directora de tesis, Ing. Anita Haro Ph.D. y a nuestro codirector, Ing. Ernesto Pro por compartir de sus conocimientos, esfuerzo y tiempo en beneficio de este proyecto de tesis.

A los docentes del departamento de Ciencias de la Tierra y Construcción de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, por su labor en la enseñanza, llegando a formar profesionales en capacidad de enfrentar los retos que nos presenta esta noble carrera.

Y muy especialmente agradezco a mis padres, hermanos y a toda mi familia y seres queridos quienes a lo largo de este trayecto de formación se hicieron presentes con su valioso e incondicional apoyo.

Byron Andrés Pachar Romero

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTOS.....	vi
ÍNDICE DE TABLAS.....	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xv
RESUMEN.....	i
ABSTRACT	ii
CAPITULO I.....	1
1. Planteamiento del problema de investigación	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Introducción.....	4
1.3 Planteamiento del Problema	6
1.4 Justificación.....	7
1.5 Importancia	8
1.6 Objetivos	8
1.7 Hipótesis	9
1.8 Organización de la tesis	9
CAPÍTULO II.....	11
2. Marco teórico	11

2.1	Peligrosidad sísmica	11
2.2	Vulnerabilidad sísmica de estructuras.....	14
2.3	Evaluación estructural	16
2.4	Geotecnia.....	20
2.5	Riesgos geológicos	22
CAPITULO III.....		24
3.	Marco metodológico	24
3.1	Tipo y diseño de investigación	24
3.2	Metodología de evaluación FEMA (2015)	25
3.3	Metodología para el desarrollo de Puntajes básicos y Modificadores de puntaje	26
3.4	Riesgo de golpeteo	33
3.5	Adiciones en edificios.....	33
3.6	Interpretación del puntaje final	34
CAPITULO IV		36
4.	Evaluación cualitativa de las estructuras del MIDENA	36
4.1	Análisis de resultados	36
CAPÍTULO V		70

5.	Evaluación estructural detallada	70
5.1	Caracterización de la estructura.....	70
5.2	Período de vibración fundamental de la estructura	78
5.3	Análisis estático y dinámico de la estructura	81
5.4	Diagnostico final	116
CAPITULO VI		120
6.	Estudio de alternativas factibles para el reforzamiento	120
6.1	Reforzamiento de las columnas mediante placas de acero.	121
6.2	Diseño de las vigas de acero	126
6.3	Diseño de la conexión viga-columna.....	131
6.4	Diseño de conexiones mediante diafragmas externos	163
6.5	Reforzamiento mediante diagonales rigidizadoras de acero.....	174
6.6	Diseño de las conexiones diagonal-losa/columna.....	182
6.7	Resultados del modelo estructural con diagonales rigidizadoras	205
6.8	Reforzamiento mediante disipadores de energía tipo TADAS	212
CAPITULO VII		227
7.	Presupuesto referencial para las dos alternativas de reforzamiento	227
7.1	Reforzamiento mediante diagonales rigidizadoras.....	227
7.2	Reforzamiento mediante disipadores de energía tipo TADAS	228

CAPITULO VIII	230
8. Conclusiones y Recomendaciones	230
8.1 Conclusiones.....	230
8.2 Recomendaciones.....	233
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	234
ANEXOS.....

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. <i>Tipo de perfiles de suelo para el diseño sísmico</i>	21
Tabla 2. <i>Determinación de la región sísmica a partir de la respuesta de aceleración espectral para un MCER (fuente ASCE/SEI 41-13)</i>	37
Tabla 3. <i>Tipo de suelo en los diferentes puntos ensayados</i>	43
Tabla 4. <i>Tipo de perfiles de suelo para el diseño sísmico</i>	44
Tabla 5. <i>Descripción de las columnas que componen la COGMAR</i>	76
Tabla 6. <i>Cálculo de la altura total del edificio</i>	81
Tabla 7. <i>Valores de sobrecarga utilizados en el modelo</i>	83
Tabla 8. <i>Cargas temporales para la estructura de acuerdo a la NEC-15</i>	84
Tabla 9. <i>Coeficiente de corrección σ</i>	85
Tabla 10. <i>Coeficientes de entorno C_e</i>	86
Tabla 11. <i>Valores para el factor de forma C_f</i>	87
Tabla 12. <i>Valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada</i>	88
Tabla 13. <i>Clasificación de los perfiles de suelos</i>	89
Tabla 14. <i>Tipos de suelo y factores de sitio F_a</i>	90
Tabla 15. <i>Tipo de suelo y factores de sitio F_d</i>	90
Tabla 16. <i>Tipo de suelo y factores de sitio F_s</i>	91
Tabla 17. <i>Tipo de uso, destino e importancia de la estructura</i>	92
Tabla 18. <i>Resumen de datos para obtener el espectro de respuesta elástico de aceleraciones</i>	93
Tabla 19. <i>Valores de aceleración espectral para distintos periodos</i>	94

Tabla 20. <i>Coeficiente C_t y alfa para el cálculo del período de vibración de la estructura</i>	96
Tabla 21. <i>Cargas sísmicas y cortante basal</i>	103
Tabla 22. <i>Peso de la estructura de carga permanente</i>	103
Tabla 23. <i>Derivas inelásticas para el caso de sismo estático</i>	103
Tabla 24. <i>Verificación del cortante dinámico en la base</i>	105
Tabla 25. <i>Derivas inelásticas para el caso de sismo dinámico</i>	105
Tabla 26. <i>Propiedades mecánicas del acero A36</i>	127
Tabla 27. <i>Cargas permanentes de la estructura</i>	127
Tabla 28. <i>Cálculo del momento último de las vigas tipo I</i>	128
Tabla 29. <i>Control del pandeo local del alma de una viga metálica tipo I</i>	129
Tabla 30. <i>Control del pandeo local del ala comprimida de viga metálica tipo I</i>	129
Tabla 31. <i>Factores de fluencia y tensión para diferentes tipos de acero</i>	135
Tabla 32. <i>Valores de los parámetros de los elementos</i>	164
Tabla 33. <i>Perfil utilizado en el reforzamiento estructural</i>	176
Tabla 34. <i>Relación de esbeltez de los elementos rigidizadores</i>	180
Tabla 35. <i>Resistencia nominal a compresión de las diagonales</i>	181
Tabla 36. <i>Propiedades geométricas y características de la placa Gusset</i>	183
Tabla 37. <i>Propiedades de los pernos utilizados en el anclaje placa-losa</i>	193
Tabla 38. <i>Factores de modificación adoptados para el cálculo de N_b en el anclaje a la losa</i>	200
Tabla 39. <i>Propiedades de los pernos en el anclaje de la placa a la columna</i>	202

Tabla 40. <i>Factores de modificación adoptados para el cálculo de N_b en el anclaje a la columna.....</i>	204
Tabla 41. <i>Parámetros para el cálculo de la resistencia básica de arrancamiento de los pernos.....</i>	204
Tabla 42. <i>Datos para construir los espectros de diseño</i>	209
Tabla 43. <i>Derivas inelásticas del modelo con el reforzamiento estructural.....</i>	210
Tabla 44. <i>Propiedades mecánicas de los disipadores TADAS.....</i>	214
Tabla 45. <i>Propiedades físicas y mecánicas de los disipadores TADAS</i>	221
Tabla 46. <i>Diseño de los dispositivos TADAS.....</i>	221
Tabla 47. <i>Energías y amortiguamiento del dispositivo TADAS.....</i>	221
Tabla 48. <i>Propiedades de las diagonales para los dispositivos TADAS.....</i>	222
Tabla 49. <i>Diseño de las diagonales Chevron</i>	222
Tabla 50. <i>Derivas de piso con el modelo de reforzamiento mediante TADAS.....</i>	224
Tabla 51. <i>Presupuesto referencial para el reforzamiento con diagonales rigidizadoras.....</i>	227
Tabla 52. <i>Presupuesto referencial para el reforzamiento con disipadores de energía tipo TADAS</i>	228

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Sismos importantes en la falla de Quito	2
Figura 2. Definición de las zonas sísmicas en el territorio ecuatoriano de acuerdo a la NEC-15.....	12
Figura 3. Mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador en términos de PGA expresado en unidades de g.....	13
Figura 4. Mapa de peligrosidad representado por el PGA, 475 años de período de retorno ($V_{s30} 760$ m/s).....	13
Figura 5. Distribución triangular de fuerzas equivalentes sobre un edificio regular	18
Figura 6. Esquema del ensayo de refracción sísmica	21
Figura 7. Proceso de licuefacción de suelos desencadenado por un sismo	22
Figura 8. Deslizamiento debido a lluvia y señales de advertencia	23
Figura 9. Falla circular en un talud	23
Figura 10. Ejemplo de intersección entre la curva de demanda y la curva de capacidad de un edificio.....	27
Figura 11. Ejemplo de cálculo del espectro de demanda a través de la reducción del espectro de respuesta amortiguado al 5%.....	28
Figura 12. Ejemplo de curvas de fragilidad para un daño estructural leve, moderado, extenso y completo	29
Figura 13. Espectros de aceleración en dirección horizontal hallados para el sitio de evaluación.....	37

Figura 14. Zonificación de los suelos de Quito	38
Figura 15. Ubicación del MIDENA a través de fotografía satelital	39
Figura 16. Posición de las líneas de refracción dentro del MIDENA para cada ensayo.....	40
Figura 17. Tendido sísmico para el: a) Primer ensayo, b) segundo ensayo y c) tercer ensayo	41
Figura 18. Resultado del método activo para la primera línea de refracción: Profundidad vs Onda de corte “S” (m/s).....	42
Figura 19. Resultado del método pasivo para la primera línea de refracción: Profundidad vs Onda de corte “S” (m/s).....	43
Figura 20. Resultado del Vs30 para la primera línea de refracción combinando los dos métodos: Profundidad vs Onda de corte “S” (m/s)	43
Figura 21. Formulario de Recolección de Datos Nivel 1 completado del edificio del Ministerio de Defensa.....	46
Figura 22. Formulario de Recolección de Datos Nivel 2 completado del edificio del Ministerio de Defensa.....	47
Figura 23. Formulario de Recolección de Datos Nivel 1 completado del edificio del COMACO FF AA	49
Figura 24. Formulario de Recolección de Datos Nivel 2 completado del edificio del COMACO FF AA	50
Figura 25. Formulario de Recolección de Datos Nivel 1 completado del edificio de la Comandancia General del Ejército	52

Figura 26. Formulario de Recolección de Datos Nivel 2 completado del edificio de la Comandancia General del Ejército.....	53
Figura 27. Formulario de Recolección de Datos Nivel 1 completado del edificio de la Comandancia de la FAE.....	55
Figura 28. Formulario de Recolección de Datos Nivel 2 completado del edificio de la Comandancia de la FAE.....	56
Figura 29. Formulario de Recolección de Datos Nivel 1 completado del edificio de la Comandancia General de Marina.....	58
Figura 30. Formulario de Recolección de Datos Nivel 2 completado del edificio de la Comandancia General de Marina.....	59
Figura 31. Formulario de Recolección de Datos Nivel 1 completado del edificio Comedor-Almacén	61
Figura 32. Formulario de Recolección de Datos Nivel 2 completado del edificio Comedor-Almacén	62
Figura 33. Formulario de Recolección de Datos Nivel 1 completado del Centro de Salud de las Fuerzas Armadas.....	64
Figura 34. Formulario de Recolección de Datos Nivel 2 completado del Centro de Salud de las Fuerzas Armadas.....	65
Figura 35. Formulario de Recolección de Datos Nivel 1 completado del Teatro "Anita Paredes de Alfaro"	67
Figura 36. Formulario de Recolección de Datos Nivel 2 completado del Teatro "Anita Paredes de Alfaro"	68
Figura 37. Ubicación de la COGMAR a través de fotografía por satélite.....	70

Figura 38. Bloques que componen la COGMAR	72
Figura 39. Tipos de losas planas.....	74
Figura 40. Vista en planta del edificio de la COGMAR, designación de ejes y distancias entre sí, ubicación de columnas	75
Figura 41. Ubicación de los muros de sótano en el subsuelo	76
Figura 42. Ubicación de los muros de corte que contiene las gradas y ascensor	77
Figura 43. Toma de datos acelerográficos en la terraza del edificio de la Comandancia de Marina	79
Figura 44. Transformada rápida de Fourier obtenida en Seismosignal.....	80
Figura 45. Promedio de las frecuencias naturales del edificio de la COGMAR.....	80
Figura 46. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como función de la aceleración de la gravedad	93
Figura 47. Gráfico del espectro de diseño elástico e inelástico utilizado para el análisis de la COGMAR	95
Figura 48. Modelo en 3D de la COGMAR (vista posterior).....	98
Figura 49. Planta baja nivel 0 ± 0.00 edificio COGMAR	99
Figura 50. Primer piso nivel $0+2.80$ edificio COGMAR.....	99
Figura 51. Planta modelo para el piso 2, 3, 4 y 5 nivel $0+6.00$ hasta	100
Figura 52. Terraza nivel $0+20.30$ edificio COGMAR	101
Figura 53. Modos de vibración y periodos del modelo estructural.....	107
Figura 54. Zona crítica de punzonamiento	109
Figura 55. Momento desbalanceado crítico.....	111

Figura 56. Control por punzonamiento en el quinto piso de la COGMAR, primera parte.....	113
Figura 57. Control por punzonamiento en el quinto piso de la COGMAR, segunda parte	114
Figura 58. Tipos de reforzamiento estructural	120
Figura 59. Perfil tubular relleno de	122
Figura 60. Esquema de la carga que gravita sobre una viga tipo.....	128
Figura 61. Perfil IPE tipo.....	129
Figura 62. Dimensiones de la viga IPE-450	131
Figura 63. Dimensiones de la columna	132
Figura 64. Distancia mínima al borde, in, desde el centro del agujero estándar hasta el borde de la parte conectada	135
Figura 65. Tensión Nominal de Conectores y	137
Figura 66. Vista en corte de los elementos de la conexión	139
Figura 67. Cálculo de la fuerza cortante en la rótula plástica de la viga.....	140
Figura 68. Configuración de la placa diseñada para	142
Figura 69. Línea de tensión ejercida por la fuerza en la placa	143
Figura 70. Factor de corte diferido para conexiones de miembros.....	145
Figura 71. Bloque de cortante en el ala de la viga	146
Figura 72. Longitud efectiva de la placa	147
Figura 73. Restricciones en los extremos de elementos verticales y factor de longitud efectiva recomendada	148
Figura 74. Cálculo del coeficiente de corte del alma	150

Figura 75. Valor del coeficiente de pandeo	151
Figura 76. Vista frontal y en corte de los elementos empernados en la placa.....	155
Figura 77. Placa de la columna y sometida a esfuerzos de corte tracción	157
Figura 78. Bloque de corte de elementos empernados Fuente: (Vargas, 2017) ..	158
Figura 79. Vista en corte de la colocación de la placa.....	161
Figura 80. Formas de diafragmas requeridos tipo I y II	163
Figura 81. Diafragma tipo II	166
Figura 82. Esfuerzo en el panel de hormigón	172
Figura 83. Panel del alma de la columna enmarcado por alas y rigidizadores....	172
Figura 84. Soldaduras de unión viga columna con diafragmas externos	174
Figura 85. Edificio con diagonales rigidizadoras	175
Figura 86. Esquema de ubicación de las diagonales en el pórtico 5	176
Figura 87. Geometría de los materiales utilizados para las diagonales.....	178
Figura 88. Conexión tipo Gusset	182
Figura 89. Ingreso de datos en el software de diseño de conexiones	184
Figura 90. Cálculo de la resistencia a tensión de la conexión	185
Figura 91. Cálculo de la resistencia a corte de la conexión.....	186
Figura 92. Cálculo de la resistencia por bloque de cortante en la conexión.....	187
Figura 93. Cálculo de la resistencia por compresión de la conexión.....	189
Figura 94. Ubicación de la soldadura entre la placa y el perfil de la diagonal	190
Figura 95. Cálculo del material de soldadura	191
Figura 96. Diagrama del cuerpo libre de la fuerza más grande para el diseño de pernos	192

Figura 97. Distribución de pernos en la placa ubicada en la losa.....	193
Figura 98. Cono de arrancamiento por tracción	197
Figura 99. Cono de arrancamiento por cortante.....	198
Figura 100. Esquema para el cálculo de Anc en el anclaje de la placa a la losa	199
Figura 101. Distribución de pernos en la placa ubicada en la columna.....	202
Figura 102. Esquema para el cálculo de Anc en el anclaje de la placa-columna	204
Figura 103. Participación de la masa en los casos modales	208
Figura 104. Espectro de diseño elástico e inelástico del reforzamiento	210
Figura 105. Corrección del cortante basal estático	212
Figura 106. Corrección del cortante dinámico	212
Figura 107. Configuración del modelo con disipador TADAS.....	213
Figura 108. Modelo de histéresis bilineal para el disipador TADAS	214
Figura 109. Disipador TADAS en un contraviento tipo V invertida	215
Figura 110. Comportamiento de elementos con la misma ductilidad	217
Figura 111. Participación de la masa en los casos modales y modos de vibración de la estructura con disipadores tipo TADAS.....	224
Figura 112. Corrección del cortante estático de la estructura para el reforzamiento con disipadores TADAS	225
Figura 113. Corrección del cortante dinámico de la estructura para el reforzamiento con disipadores TADAS	225

RESUMEN

Se presenta el estudio de vulnerabilidad sísmica de las ocho estructuras del Complejo Ministerial de Defensa. Para este propósito, se aplica los “formularios de análisis visual rápido de edificios ante potenciales riesgos sísmicos”, un manual de (FEMA P-154) establecido por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos de América (FEMA). Los resultados fueron procesados para determinar la estructura más vulnerable, con el índice de vulnerabilidad más bajo, en este caso el edificio de la Comandancia General de Marina (COGMAR). Esta estructura fue sometida a análisis estáticos y dinámicos detallados utilizando un software especializado en estructuras, para definir su respuesta ante eventos sísmicos. Además, se desarrollaron estudios de refracción sísmica del suelo y análisis de los periodos de vibración natural utilizando acelerómetros. Se presentan dos propuestas para el reforzamiento estructural del edificio de la COGMAR, que cumplen con los requisitos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), la primera alternativa consiste en incluir diagonales rigidizadoras de acero y la segunda propuesta contiene la inclusión de dispositivos de disipación de energía TADAS, los dos reforzamientos incluyen el encamisado con placas de acero de las columnas de hormigón armado y adición de vigas de acero. Finalmente, se compararon las dos propuestas con respecto a costo y desempeño estructural.

PALABRAS CLAVE:

- **VULNERABILIDAD SÍSMICA**
- **REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL**
- **FEMA P-154.**
- **DIAGONALES RIGIDIZADORAS**
- **DISIPADORES DE ENERGIA TADAS**

ABSTRACT

A seismic vulnerability study of eight structures from the Ministerial Defense Complex is presented. For this purpose, forms of the “Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook” (FEMA P-154) established by the Federal Agency for Emergency Management of the United States of America (FEMA) are applied. The results were processed to determine the most vulnerable structure with the lowest vulnerability index, in this case the, Comandancia General de Marina (COGMAR) building. This structure was subjected to detailed static and dynamic analyzes using specialized software to define its response to seismic events. Moreover, soil seismic refraction studies and natural vibration periods analysis using accelerometers were developed. Two proposals for the structural reinforcement of the COGMAR building are presented, which fulfill the requirements of the Ecuadorian Standard of Construction (NEC-15). The first alternative consists of including steel diagonal stiffeners and the second option comprises the inclusion of TADAS energy dissipation devices, both combined with steel jacketing of the RC columns and steel beams. Finally, the two approaches were compared regarding cost and structural performance.

KEYWORDS:

- **SEISMIC VULNERABILITY**
- **STRUCTURAL REINFORCEMENT**
- **FEMA P-154**
- **DIAGONAL STIFFENERS**
- **TADAS ENERGY DISSIPATION DEVICES**

CAPITULO I

1. Planteamiento del problema de investigación

1.1 Antecedentes

El Ecuador está ubicado en el “Cinturón de Fuego del Pacífico”, lugar donde se libera el 85 % de la energía sísmica total del planeta por ende con frecuencia se presentan sismos mayores a 5 grados en la escala de Richter que causan daños estructurales en las edificaciones, es por este motivo que el territorio continental ecuatoriano se ha visto sacudido por un sinnúmero de eventos sísmicos fuertes que han dejado como resultado pérdidas humanas y materiales, entre los más importantes se detallan el de Esmeraldas en 1906 de 8.8 grados, el de Ambato en 1949 de 6.8 grados, y el de Pedernales en abril del 2016 de 7.8 grados de magnitud en la escala de Richter (Ortiz, 2013).

A lo largo de la historia sísmica ecuatoriana, la ciudad de Quito ha soportado varios eventos sísmicos relacionados con la estructura geológica de la capital llamada sistema de fallas de Quito, las mismas que se extienden desde el Este de la urbe atravesando todas las pendientes que miran hacia los valles hasta llegar al sector de Calderón. La característica particular de esta falla es su composición inversa, es decir, el bloque de Quito se levanta sobre el bloque de los valles contrario a la dirección de la fuerza de gravedad debido a que es impulsado por fuerzas de compresión tectónica que empujan todo el continente desde el occidente, es por esta razón que la ciudad de Quito se encuentra aproximadamente 400 metros sobre los valles (Yepes, 2014).

El último evento sísmico que soportó la ciudad capitalina fue el ocurrido el 12 de agosto del 2014, con una magnitud de 5.1 grados en la escala de Richter este movimiento destruyó varias casas especialmente aquellas compuestas de adobe y tapial en un radio de 12 km del epicentro localizado al Este de la Parroquia Calderón. Anterior a este evento se presentaron varios en la ciudad como por ejemplo el del 10 de agosto de 1990 (5.3 Mw), el del 16 de mayo de 1923, el del 28 de abril de 1787, y el de 1587 (6.4 Mw) (ver Figura 1). En definitiva, estos eventos se presentan en todos los siglos con características muy preocupantes de muerte y destrucción (Yepes, 2014).



Figura 1. Sismos importantes en la falla de Quito

Fuente: (Yepes, 2014)

Parra et al. (2018) en su trabajo de estimación de la peligrosidad sísmica en el Ecuador continental hace un cálculo aproximado de la magnitud del siguiente evento sísmico en la capital para un periodo de retorno de 2475 años dando como resultado un sismo de magnitud 6.2 grados en la escala de Richter. Además, un estudio realizado por Chávez (2016) en el cual evalúa la vulnerabilidad de las edificaciones del Centro

Histórico mediante la metodología HAZUS reveló que las mismas ante un evento sísmico de 6.2 grados en la escala Richter sufrirían daños severos e irreparables. Por lo que podríamos concluir que las estructuras ubicadas en este sector tienen un riesgo sísmico elevado.

Ante esta problemática es trascendental realizar estudios para determinar la vulnerabilidad de edificaciones importantes y potencialmente peligrosas sísmicamente de nuestra ciudad con el fin de proponer soluciones estructurales que ayuden a mejorar el desempeño sísmico esperado de las mismas.

Existen diferentes metodologías para obtener la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones, entre las más importantes tenemos el Método Italiano, cuyo objetivo final es la obtención del índice de vulnerabilidad mediante la aplicación de dos formularios con parámetros importantes para evaluar el daño de las edificaciones (Rodríguez, 2005). La metodología HAZUS MH desarrollada por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA por sus siglas en inglés) en 1999 contempla para el análisis de la vulnerabilidad una serie de variables para determinar posibles daños en la infraestructura, como simulación de escenarios sísmicos y utilización de ecuaciones de atenuación sísmica en el terreno (Arce, 2011).

La FEMA también pone a nuestra consideración una guía de evaluación visual rápida denominada FEMA P-154 para la obtención de la vulnerabilidad de las estructuras la cual consta de dos niveles, en el primer nivel se obtiene el tipo de estructura e irregularidades que puede presentar, y en el segundo nivel se realiza un

análisis más detallado de la edificación, cada nivel presenta puntuaciones finales que deben ser computadas para determinar el índice de vulnerabilidad.

En la actualidad existen varios trabajos de investigación relacionados con la determinación de la vulnerabilidad sísmica en la ciudad de Quito aplicando la metodología FEMA P-154, un claro ejemplo es el artículo realizado por Cando, Jaramillo, Bucheli, & Paredes (2018) en el cual se ejecuta una evaluación a un total de 80 estructuras en el sector de La Armenia 1 utilizando los formularios que provee el método y en donde los autores concluyen su trabajo mencionando que el 93 % del total de las edificaciones requiere una evaluación estructural detallada debido a su tipología estructural y antigüedad. Otro estudio relacionado al análisis visual rápido de edificaciones realizado por Erazo & Salgado (2016) en el sector de San Rafael dio como resultado que de un total de 36 edificaciones solo el 8.33 % sobrepasaron el puntaje límite aceptable (probabilidad de colapso de 1 a 100), lo cual indica que tienen un adecuado desempeño ante eventos sísmicos al contrario de las edificaciones restantes.

1.2 Introducción

Las obras civiles construidas en zonas propensas a sufrir movimientos del suelo a causa de la interacción entre placas tectónicas tienen como objetivo en su filosofía de diseño sismorresistente garantizar la seguridad de vida de las personas que van a hacer uso de las mismas. Evitar el colapso parcial o total de la estructura durante o después de la ocurrencia de un sismo es la forma en la que se pretende conseguir dicho objetivo, aunque debido a las recientes preferencias no solo por el resguardo de

la vida sino también de los bienes materiales, se espera de las edificaciones cierto nivel de desempeño sísmico (NEC-SE-DS, 2015).

Actualmente en las ciudades encontramos la existencia y operación de edificaciones que, a causa de su tipo de sistema resistente frente a fuerzas sísmicas, materiales y principalmente por los años en que fueron construidas en los cuales no se contaban con normativas de construcción lo suficientemente avanzadas, deben ser sometidas a un análisis de vulnerabilidad sísmica. El cerciorarse de las condiciones de estabilidad y seguridad de una estructura avanzamos en el área preventiva, impidiendo desastres que traen como consecuencia incontables pérdidas sociales y económicas (Bonett, 2003). La evaluación en primera instancia podría ser del tipo cualitativa, la cual está basada en características fácilmente identificables y en la que no se requiere un análisis estructural detallado. El análisis no debe estar necesariamente a cargo de un profesional especializado sino básicamente de una persona con conocimientos en el tema mediante una metodología específica. Por medio de una primera evaluación cualitativa se puede determinar de entre un conjunto de edificaciones aquellas en las cuales es necesario realizar un estudio más detallado y extenso.

En los casos más críticos se debe llevar a cabo una evaluación estructural detallada a través de análisis cuantitativos. Tales análisis se hacen en base a modelos matemáticos desarrollados para simular las propiedades mecánicas de los materiales y en conjunto mostrar el desempeño estructural general lineal y no-lineal (Morán, 2016). Finalmente, sobre estos resultados poder generar un plan de mitigación de peligros sísmicos.

Diversas metodologías de evaluación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones han sido creadas a partir de la necesidad de tener una herramienta versátil y de uso inmediato luego de presentarse un terremoto, tal recurso de estimación rápida de la vulnerabilidad sísmica debe permitir un aprendizaje ágil y una aplicación aún más dinámica a un conjunto grande de estructuras a ser evaluado. El desarrollo de estas metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad y desempeño sísmico deben ser adecuadamente adaptadas a la zona encuestada y estar estrechamente relacionadas con su nivel de actividad sísmica porque a partir de estos parámetros se dispondrá de información precisa (Bonett, 2003).

1.3 Planteamiento del Problema

Los terremotos son fenómenos naturales que no se los puede predecir mucho menos evitar (Hernandez, 2007). El conocimiento de la sismicidad de una región es de gran importancia para todo ingeniero estructural, él está encargado de la elaboración de los planes de mitigación para hacer frente a este tipo de eventos, de igual manera para las personas encargadas de la elaboración de los códigos de construcción (Rivadeneira, et al., 2007).

La Geohazards Internacional (Institución Académica de los Estados Unidos) cataloga al Distrito Metropolitano de Quito entre las 4 ciudades más vulnerables del mundo ante un evento sísmico de magnitud 6 en la escala de Richter o más (Aguilar, 2015). Muestra de esto es que en el pasado terremoto del 16 abril del 2016 con magnitud 7.8 grados en la escala de Richter que sacudió el centro norte de la costa

ecuatoriana, 6 edificaciones de la capital que se encuentra a 173 km del epicentro sufrieron daños severos (Placencia, 2016).

La ciudad de Quito se encuentra en riesgo de sufrir las consecuencias de eventos sísmicos de subducción (sismos en donde la placa oceánica se introduce bajo la placa continental) como ocurre en las provincias de la costa y sismos de hipocentro (sismos donde un lugar se encuentra directamente por arriba del epicentro) por encontrarse en el callejón interandino (Yépes, 2001). La tipología y antigüedad constructiva de la ciudad, así como la mala práctica en el cálculo y diseño estructural han provocado según un estudio de Placencia (2016) que ante un sismo de magnitud considerable, el 90 % de la ciudad se vendría abajo incluyendo edificaciones estratégicas como hospitales, centros de socorro, comisarías de policía, escuelas, vías y puentes.

En el Ecuador actualmente la evaluación del riesgo sísmico no es obligatoria ni requisito para la transferencia de un bien inmueble o a su vez el aseguramiento del mismo (NEC-SE-RE, 2015).

1.4 Justificación

En este proyecto se busca aplicar el método P-154 de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de Estados Unidos para determinar la vulnerabilidad de las instalaciones que componen el Complejo Ministerial de Defensa Nacional (MIDENA). Luego, en base a los resultados plantear una alternativa de diseño estructural de reforzamiento a la edificación que presente el mayor grado de riesgo sísmico, beneficiando indirectamente a un aproximado de 3500 personas que trabajan en el lugar y directamente a las personas que trabajen en el edificio de interés.

1.5 Importancia

La importancia de este trabajo radica en la necesidad de contar con una herramienta efectiva y rápida para la evaluación de las edificaciones ante riesgos sísmicos, a su vez alentar a todas las personas inmersas en el diseño estructural de edificaciones incluso a los habitantes de las ciudades a tomar conciencia de los peligros que trae la mala práctica constructiva, más aún en nuestro país que es uno de los más activos sísmicamente en el mundo.

Motivar la utilización de una herramienta de análisis de vulnerabilidad sísmica como FEMA P-154 que permite optimizar tiempo y recursos, adaptando la metodología a la realidad del territorio ecuatoriano. El resultado es su efectiva aplicación principalmente a estructuras estratégicas a fin de reducir su riesgo sísmico.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo General

- Analizar la vulnerabilidad sísmica de las ocho estructuras del Complejo Ministerial de Defensa Nacional (MIDENA) mediante la metodología FEMA P-154, para proponer un modelo de reforzamiento estructural en la edificación más vulnerable del complejo.

1.6.2 Objetivos Específicos

- Obtener el tipo de suelo en el que se encuentran asentados los edificios del MIDENA.

- Determinar la vulnerabilidad ante eventos sísmicos de las edificaciones que integran el MIDENA mediante FEMA P-154.
- Desarrollar un análisis estructural detallado a la estructura con mayor vulnerabilidad del MIDENA.
- Plantear una alternativa de reforzamiento estructural para la edificación más vulnerable del MIDENA de acuerdo a los resultados del análisis estructural detallado.
- Establecer el presupuesto referencial para llevar a cabo el proyecto de reforzamiento.
- Establecer el presupuesto referencial para llevar a cabo el proyecto de reforzamiento.
- Proponer una guía de evaluación rápida de vulnerabilidad estructural para edificaciones basada en el FEMA P-154 que se ajuste a la realidad local.

1.7 Hipótesis

El índice de vulnerabilidad de las estructuras del MIDENA obtenido mediante el análisis visual que presenta la metodología americana FEMA P-154 es un buen indicador de la probabilidad de colapso de las estructuras en comparación a los resultados de un análisis estructural detallado de las mismas en base a la normativa local.

1.8 Organización de la tesis

Este proyecto iniciará con una revisión de los factores que intervienen en la vulnerabilidad sísmica de una edificación y una breve descripción de los análisis

estructurales cuantitativos (Capítulo II), además de explicar la metodología en la que se basa el FEMA P-154 para transformar la inspección visual de las características cualitativas de una edificación en una probabilidad de colapso (Capítulo III). El Capítulo IV contendrá los ensayos realizados para obtener el tipo de suelo de la zona de estudio y se mostrarán los datos recolectados de las diferentes edificaciones que componen el Ministerio de Defensa Nacional a través de los formularios que contiene el FEMA P-154 definiendo la estructura de interés, es decir, la más vulnerable para estudiar su reforzamiento. Después, aplicar métodos de análisis cuantitativos a la estructura más propensa a recibir daño ante un evento sísmico para obtener su comportamiento estructural e identificar zonas para el reforzamiento (Capítulo V). El desarrollo de la propuesta de reforzamiento estructural se presentará en el Capítulo VI, presentado dos alternativas en el mismo. El Capítulo VII presentará un presupuesto aproximado para la ejecución de las propuestas de reforzamiento, escogiendo la de menor inversión. El Capítulo VIII finalizará con las conclusiones del trabajo y recomendaciones.

CAPÍTULO II

2. Marco teórico

2.1 Peligrosidad sísmica

Aguiar (2008) define la peligrosidad sísmica como: “la probabilidad de ocurrencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, movimientos del suelo cuyos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados” (p. 7).

Descrito de otra manera, el estudio de peligrosidad sísmica se realiza para obtener una caracterización precisa en la medida de lo posible los niveles de movimientos del suelo que una estructura determinada deberá resistir (Quinde & Reinoso, 2016).

2.1.1 Peligrosidad sísmica en el territorio ecuatoriano

La Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-15) presenta en su segundo capítulo un mapa de zonificación proveniente del estudio de peligrosidad sísmica del territorio ecuatoriano (ver Figura 2) que representa el máximo PGA (*Pick Ground Acceleration*) en roca esperado para el sismo de diseño, expresado como función de la gravedad para un 10% de excedencia en 50 años lo que corresponde a 475 años de período de retorno (NEC-SE-DS, 2015).

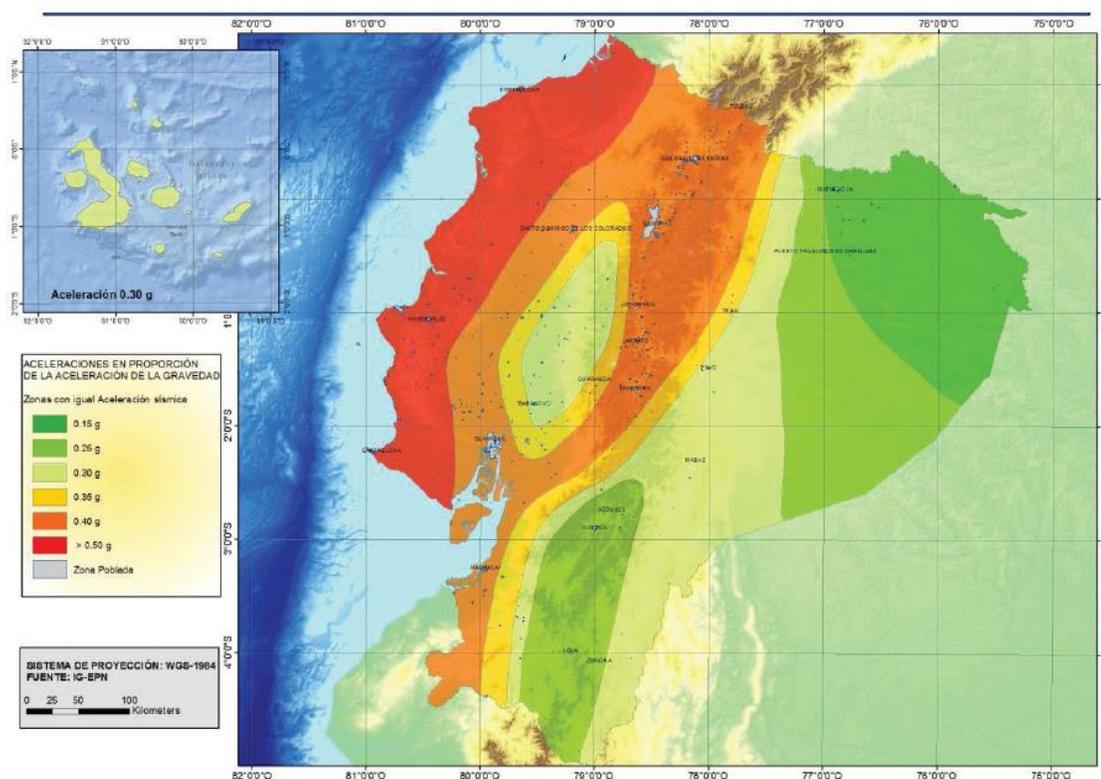


Figura 2. Definición de las zonas sísmicas en el territorio ecuatoriano de acuerdo a la NEC-15
Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Así mismo existen trabajos más recientes de peligrosidad sísmica como el que realizó Parra (2016) en cuyo resultado final presenta similitudes al de la norma ecuatoriana para una misma probabilidad de excedencia (ver Figura 3), otro estudio ejecutado por Beauval *et al.* (2018) muestra un nuevo modelo de zonificación (ver Figura 4) desarrollado a través de una evaluación probabilística de peligrosidad sísmica para las diferentes fuentes sismogénicas del Ecuador, utilizando un catálogo homogéneo de terremotos ocurridos a lo largo de la historia en el territorio ecuatoriano.

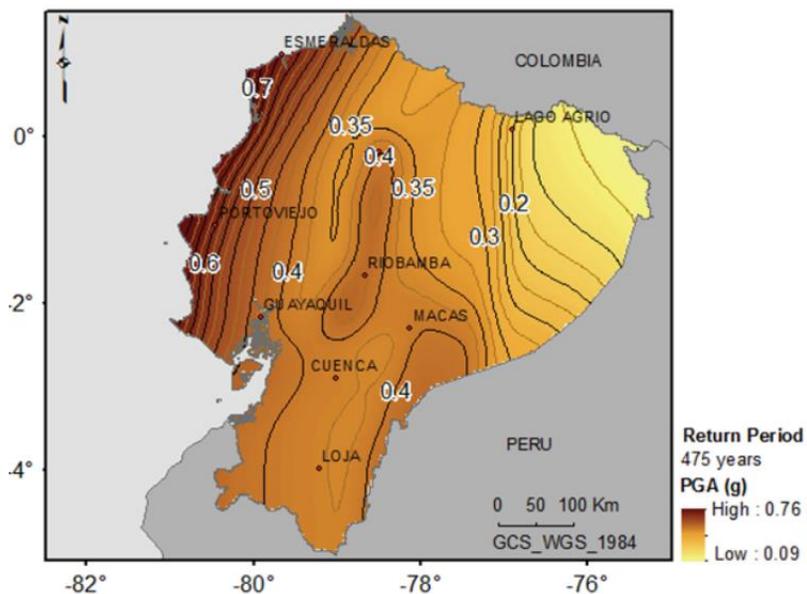


Figura 3. Mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador en términos de PGA expresado en unidades de g. (aceleración de la gravedad, 1g= 970 cm/s²)
Fuente: (Parra, 2016)

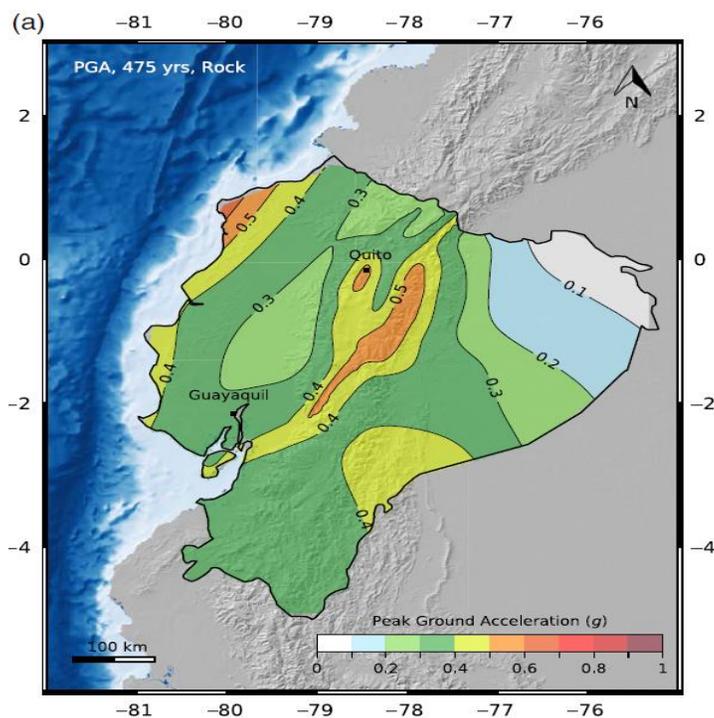


Figura 4. Mapa de peligrosidad representado por el PGA, 475 años de período de retorno (V_{s30} 760 m/s)
Fuente: (Beauval et al., 2018)

Este tipo de mapas describen de manera rápida el nivel de sismicidad de una zona en concreto haciendo por lo tanto que, el diseño y/o análisis sísmico de una edificación sea más rápido y preciso tomando en consideración los máximos movimientos del suelo esperados en cada zona.

2.2 Vulnerabilidad sísmica de estructuras

En forma general se define la vulnerabilidad sísmica de un edificio como su grado de predisposición inherente a soportar daño como resultado de un sismo, en razón de sus propiedades físicas y estructurales (Bonett, 2003).

2.2.1 Principales factores que contribuyen a la vulnerabilidad sísmica

2.2.1.1 Geométricos

2.2.1.1.1 Irregularidad en planta

En la estructuras que presentan irregularidad en planta el centro de rigidez no coincide con el centro de masa lo que provoca que, en caso de ocurrir un terremoto la introducción de fuerzas inerciales actúan a través del centro de masa, mientras que las fuerzas de reacción generadas en miembros laterales resistentes a carga actúan a través del centro de rigidez, originando un momento torsional adicional debido a la distancia existente entre el centro de masa y rigidez comúnmente denominada excentricidad (Do-Soo, Young-Joo, & Sangmok, 2018). Una demanda mucho mayor en la deformación de la estructura es por el efecto combinado de la torsión en planta y las fuerzas laterales.

2.2.1.1.2 Irregularidad en elevación

Una irregularidad en elevación es cualquier característica en el diseño o defecto constructivo que afecte la continuidad y/o desempeño de los elementos verticales que componen el sistema resistente a fuerzas sísmicas en una estructura.

2.2.1.2 De Diseño o Constructivos

2.2.1.2.1 Piso blando y Piso débil

Existe la característica de piso blando cuando la rigidez de un nivel de la edificación es considerablemente menor que la rigidez de los demás niveles, por otro lado, el piso débil es catalogado como un piso que tiene una menor fuerza, es decir, menor cantidad de columnas por ejemplo (FEMA, 2015).

En contraste también se pueden encontrar ambas definiciones en la NEC-SE-DS (2015) donde menciona que: “Piso blando es aquel en el cual su rigidez lateral es menor que el 70 % de la rigidez lateral del piso inmediato superior; Piso débil es aquel en el cual su resistencia lateral es menor que el 80 % de la resistencia del piso inmediato superior” (p. 11).

2.2.1.2.2 Columna corta

Este tipo de característica se origina cuando por intervención de elementos adyacentes la longitud total de la columna es afectada considerablemente, lo que genera fuerzas cortantes muy altas en los extremos de la porción de columna que queda libre.

2.2.1.2.3 Rellenos de mampostería

La mampostería usualmente es utilizada ampliamente en el contexto nacional solo como elemento de protección ante factores ambientales y elemento de división (paredes o tabiques) en los espacios que quedan entre los diferentes niveles de una edificación, no obstante, debido a las prácticas constructivas no técnicas y pobremente supervisadas las piezas de mampostería podrían constituir un riesgo inminente durante un sismo si no se encuentran correctamente ancladas a los elementos estructurales.

Si contrario a la práctica común los rellenos de mampostería se consideran en el análisis estructural en conjunto con los demás elementos estructurales que la rodean, la capacidad de carga y rigidez lateral de la estructura se incrementa considerablemente (Al-Chaar, 2002).

2.3 Evaluación estructural

La evaluación estructural es el proceso que involucra análisis cualitativos en primera instancia y análisis cuantitativos cuando el caso lo amerite. Se la realiza para obtener el posible desempeño de la estructura como resultado de su interacción con fuerzas externas.

2.3.1 Análisis cuantitativos

Son aquellos en los que se construye un modelo matemático de la estructura, simulando las propiedades mecánicas de los materiales y del sistema resistente en conjunto, consiguiendo así una aproximación lo más cercana a la realidad de su

comportamiento como respuesta ante la ocurrencia de fenómenos físicos externos como el viento o un movimiento del suelo sobre el cual se asienta la estructura.

El análisis sísmico de estructuras usualmente maneja dos tipos de métodos: lineal y no-lineal. Los métodos simplificados estático equivalente y dinámico lineal utilizan las características de ductilidad de los materiales para describir y tomar en cuenta solo el rango elástico, mientras que los métodos no lineales se apegan más a la realidad debido a que su análisis de comportamiento y deformaciones supera el punto de fluencia de la estructura hasta llegar al colapso (Centeno & Pérez, 2017).

Para valorar la respuesta ya sea esta lineal o no-lineal de una estructura hoy en día se utiliza software especializado en análisis estructural, teniendo entre los programas computacionales más usados: Seismostruct, Etabs, MatLab, y Sap2000.

2.3.1.1 Análisis estático lineal (Estático equivalente)

Este tipo de análisis transforma el movimiento del suelo en cargas laterales equivalentes iguales al cortante basal que se transmite a la base de la estructura y se calcula con respecto al peso total de la estructura y la aceleración que transmite el suelo. Usualmente para analizar edificios regulares en los que el primer modo de vibración es el fundamental, las cargas se distribuyen verticalmente en los pisos que componen la edificación sobre su centro de masas en un esquema triangular como se representa en la Figura 5.

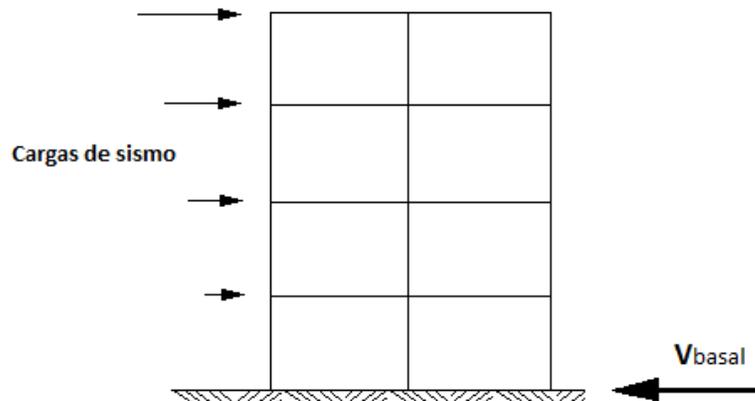


Figura 5. Distribución triangular de fuerzas equivalentes sobre un edificio regular

2.3.1.2 Análisis dinámico lineal

Constituye un procedimiento similar al método estático lineal, pero en este caso las fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de cada piso se determinan a partir de la respuesta dinámica de la estructura, se lo puede realizar mediante:

- **Historia en el tiempo:** en este tipo de análisis se usan acelerogramas representativos de la zona para terremotos reales esperados, hallando la respuesta dinámica de la estructura en cada incremento de tiempo.
- **Espectro de respuesta:** se usa o construye el espectro sísmico de respuesta elástico de acuerdo a lo que dicta en este caso de estudio la NEC-15 en el capítulo 2.

2.3.1.3 Análisis estático no lineal (Push-over)

Una estructura de múltiples grados de libertad se transforma en un sistema equivalente de un grado de libertad (1gdl), permitiendo alcanzar respuestas globales de la estructura a través de la curva de capacidad de carga debido a una demanda

sísmica, para finalmente definir su desempeño. Consiste en aplicar un patrón de cargas laterales monotónicas crecientes teniendo en consideración el cambio de rigidez de aquellos elementos que llegaron a la fluencia hasta llegar a un objetivo establecido con anterioridad o cuando el sistema estructural se vuelva inestable (R. González & Pájaro, 2015).

El método utiliza rótulas plásticas en los extremos de los elementos para representar el mecanismo de falla por acción del incremento en las fuerzas laterales (Centeno & Pérez, 2017).

2.3.2 Análisis cualitativos

Se caracterizan por una evaluación rápida de las cualidades físicas de una estructura a través de la observación e inspección de sus instalaciones entre las cuales se pueden mencionar: ATC-21, ISTC, Índice de vulnerabilidad, AIS, NAVFAC, Método italiano de Benedetti y Petrini, FEMA P-154. Ciertas metodologías como la última mencionada implican acciones previas al trabajo en campo, como, por ejemplo, un estudio de la historia del edificio, las fechas de construcción, códigos utilizados para su diseño, entre otros.

Un aspecto importante a tener en cuenta comprende el conocimiento de los materiales que constituyen la edificación puesto que, existen casos en los cuales por el tipo de acabado no están a la vista, aunque no en todos los casos será posible recolectar esta información y se estimará a criterio del evaluador.

2.4 Geotecnia

2.4.1 Estudio de suelos mediante “refracción sísmica”

La refracción sísmica es una técnica para conocer de forma indirecta la geotécnica de un área específica, determinando en el sector de estudio las características del subsuelo.

Medir el tiempo que tardan en propagarse las ondas elásticas entre los puntos de recepción y el sitio de generación de las ondas sísmicas es el objetivo del ensayo (Aponte, 2011).

2.4.1.1 Alcance

Los alcances son varios en Ingeniería Civil entre los cuales se puede mencionar aplicación para cimentaciones en obras, estudios de minería, microzonificación sísmica (Rivera Zeta, Piedra Rubio, & Paripanca Garcia, 2016).

2.4.1.2 Normativa

Para referencia de aplicación del ensayo se ocupó la norma ASTM D 5777.

2.4.1.3 Descripción del ensayo

Este método emplea una serie de sensores llamados geófonos ubicados equidistantemente en línea recta para formar el tendido sísmico (o línea de refracción) sobre el terreno (Aponte, 2011). Los sensores al igual que el disparador (martillo o explosivos, que son la fuente generadora de ondas) van conectados a un sismógrafo para la recepción de datos (ver Figura), simultáneamente esta información se traslada

a través de un cable de datos a un computador con el software necesario para su almacenamiento.

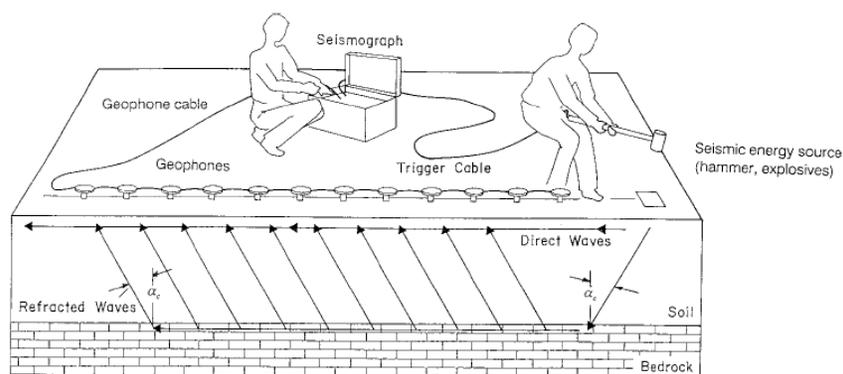


Figura 6. Esquema del ensayo de refracción sísmica
Fuente: (ASTM International, 2000)

2.4.1.4 Procesamiento de datos

Los registros de campo de la señal sísmica se analizan con ayuda de los programas computacionales: “Seissimager” para recolección de datos de campo, posteriormente “Pickwin” para la ubicación, análisis de la geometría y disparos del estudio, luego “Plotrefa” para análisis de ondas de refracción y finalmente “WaveEq (Surface Wave Analysis)” para el modelo de velocidad de onda V_s , el perfil de cizalla y el valor “ V_{s30} ” (velocidad de onda cortante a treinta metros de profundidad). Con los datos de la velocidad de onda de corte “ V_{s30} ” se determina el tipo de suelo de acuerdo a la Tabla 1. tomada de la NEC-SE-DS (2015).

Tabla 1.

Tipo de perfiles de suelo para el diseño sísmico

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $\geq V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s

Continúa 

	velocidad de la onda de cortante	
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de cortante.	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
E	Perfil que cumpla con el criterio de velocidad de la onda cortante.	$V_s < 180 \text{ m/s}$

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

2.5 Riesgos geológicos

2.5.1 Licuefacción

La licuefacción es un fenómeno en el cual los suelos por efecto de la saturación del agua, pierden su firmeza y por ende fluyen como resultado de los esfuerzos puesto en ellos, en la se describe el proceso a través del tiempo. En otras palabras, la licuefacción es la causante de hundir, desplazar o incluso voltear a las estructuras que se encuentran sobre ella.

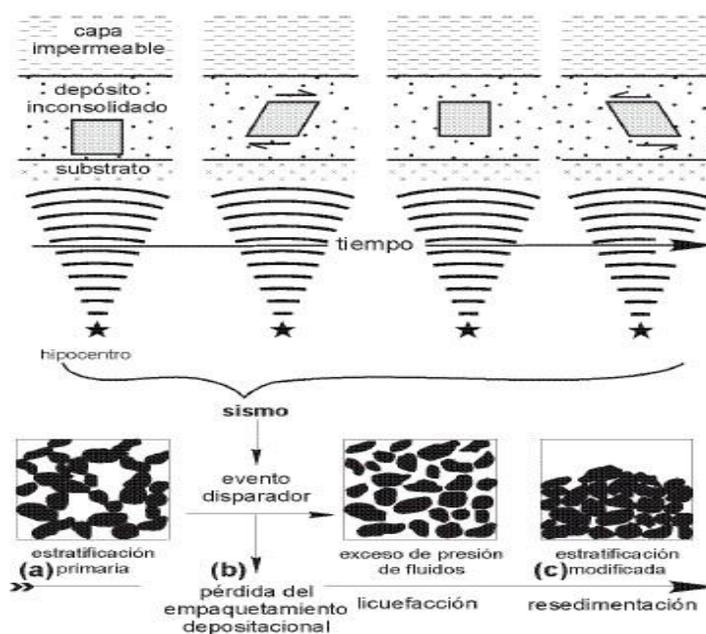


Figura 7. Proceso de licuefacción de suelos desencadenado por un sismo

Fuente: (Ghiglione, 2002)

2.5.2 Deslizamiento

Los deslizamientos son fallas o movimientos del suelo por acción de la fuerza de gravedad y debido principalmente a una debilidad en el terreno que podría ser causada por intervención del agua (ver Figura 8).



Figura 8. Deslizamiento debido a lluvia y señales de advertencia

Fuente: (Salcedo, 2018)

2.5.3 Superficie de rotura

Son aquellas fallas producidas en el terreno en forma de fisuras o resquebrajamiento de la superficie del suelo, si no son tratadas a tiempo pueden producir desplazamientos de tierra o deslizamientos, generalmente tiene la forma representada en la Figura 9.

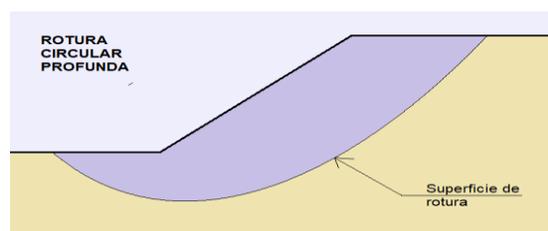


Figura 9. Falla circular en un talud

CAPITULO III

3. Marco metodológico

3.1 Tipo y diseño de investigación

Para el desarrollo del presente trabajo se aplicó el método de observación, llevando a cabo una investigación previa de campo en la que se revisó profunda y detalladamente todas las referencias existentes y datos que presenta la estructura antes de proceder con su análisis cualitativo, dichas referencias comprenden, por ejemplo:

- Planos de las edificaciones en la zona a evaluar
- Año de construcción
- Modificaciones realizadas en el tiempo
- Comportamiento sísmico en terremotos pasados
- Formularios de inspección
- Pancartas de inspección

3.1.1 Decisión del lugar de evaluación

La zona destinada para la evaluación contiene las instalaciones el Complejo Ministerial de Defensa por ser un lugar donde se hallan diferentes tipologías estructurales que datan desde inicios del siglo XX hasta inicios del siglo XXI.

3.2 Metodología de evaluación FEMA (2015)

La evaluación visual rápida (RVS por sus siglas en inglés) es una de las muchas metodologías de evaluación de edificaciones con riesgos sísmicos potenciales. En sus inicios fue discutida principalmente en los EE.UU. desde el año 1986 y plasmada en documentos que contenían fichas técnicas para el estudio rápido de vulnerabilidad sísmica. En el año 1988 la FEMA publicó el primer manual de Evaluación Visual Rápido FEMA P-154 para edificaciones que tenían un riesgo sísmico importante.

En la primera fase del presente proyecto de aplicación se manejó la tercera edición del documento FEMA P-154, el cual presenta muchas mejoras y ajustes en concordancia a los nuevos códigos de construcción, convirtiéndola en una metodología más confiable. El método contiene dos niveles de análisis basados en un sistema de puntajes que, una vez completada la recolección de datos arroja un resultado final indicando el nivel de vulnerabilidad de la edificación ante un evento sísmico.

El procedimiento de escaneo visual rápido desarrollado por la FEMA ocupa una metodología basada en una “encuesta desde la acera” que involucra en primera instancia la identificación del sistema sísmico resistente primario y materiales de construcción, asignando a cada una de las tipologías estructurales un puntaje básico el cual está relacionado con la probabilidad de colapso del edificio para un movimiento del suelo con un intervalo de recurrencia determinado y también la aplicación de modificadores de puntaje asociados con anomalías del edificio que el evaluador pueda observar (FEMA, 2016). El resultado de la encuesta puede clasificar en uno de dos grupos a aquellos edificios analizados, el primer grupo con riesgo aceptable para la

seguridad humana y el segundo en el cual los edificios son sísmicamente peligrosos y deben ser sometidos a un análisis más detallado.

3.3 Metodología para el desarrollo de Puntajes básicos y Modificadores de puntaje

Los puntajes básicos y modificadores de puntaje son calculados en base a la determinación de la probabilidad de colapso y convirtiendo ésta en un valor $S = -\log_{10}(\text{Probabilidad de colapso})$ (FEMA, 2016); para ello se hace uso de la versión modificada de la “metodología OSHPD HAZUS”.

3.3.1 Definición de colapso

FEMA (2015) proporciona una definición general de colapso donde, en una parte del edificio o en su totalidad, el sistema que soporta las cargas gravitacionales (ya sean vigas, columnas, pisos, muros de corte) pierden la capacidad para sostener su propio peso y cualquier otro que estos soporten. Esa falla provoca una deformación estructural severa de naturaleza potencialmente mortal, especialmente la caída de toda o partes de la estructura.

3.3.2 Cálculo de la probabilidad de colapso con la Metodología HAZUS

El método en general incluye tres procedimientos: (1) Cálculo de respuesta máxima (es decir el máximo desplazamiento para la evaluación del daño en la estructura) del edificio para un conjunto dado de movimientos del suelo (respuesta espectral de aceleraciones para un MCE); (2) Cálculo de la probabilidad de daño completo en el pico máximo de respuesta; y (3) Cálculo de la probabilidad de colapso dada la probabilidad

de daño completo. Para lo cual las propiedades se proporcionan para un catálogo de 35 diferentes combinaciones de tipologías estructurales y altura (FEMA, 2016).

3.3.2.1 Primera parte: Cálculo de la respuesta

HAZUS para calcular el pico de respuesta de un edificio utiliza la intersección de la curva de capacidad y el espectro de demanda de movimiento de suelo como se puede observar en la representación de la Figura 10.

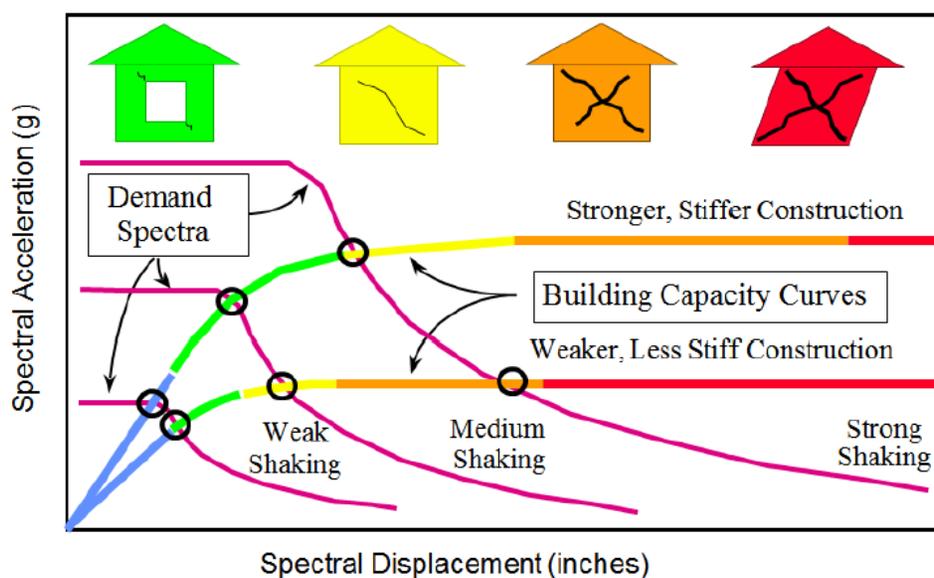


Figura 10. Ejemplo de intersección entre la curva de demanda y la curva de capacidad de un edificio
Fuente: (FEMA, 2016)

Observamos que mientras para una construcción fuerte y rígida la curva de desplazamiento muestra una ductilidad mucho más alta en comparación a una construcción menos fuertes y con menor rigidez. La curva de capacidad es resultado de un análisis denominado pushover, que ya fue descrito anteriormente en el apartado 2.3.1.3, para facilitar su comparación con la curva de demanda el cortante basal es

convertido a aceleración espectral y el desplazamiento en el techo a desplazamiento espectral a través de propiedades modales (FEMA, 2016).

La parte de color rojo correspondiente a la curva de capacidad en realidad no tiende a ser constante debido la pérdida de fuerza resistente y por lo tanto existe una caída en la misma, pero para propósitos de análisis este método asume que la estructura mantiene una resistencia constante mucho más allá del punto de completo daño.

La intersección entre el espectro de demanda y la curva de capacidad define el punto de máxima respuesta del edificio como se muestra en la Figura 11 en las coordenadas (D, A) donde, D es el punto de máxima respuesta del edificio expresada en términos de desplazamiento espectral (pulg) y A es la aceleración espectral. El espectro de demanda se construye a partir del espectro de respuesta con un amortiguamiento del 5% y aplicando factores de reducción los cuales se encuentran en función del amortiguamiento efectivo (ver Figura 11).

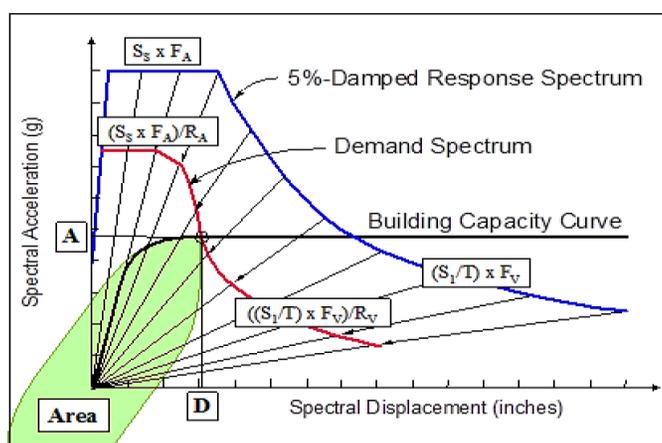


Figura 11. Ejemplo de cálculo del espectro de demanda a través de la reducción del espectro de respuesta amortiguado al 5%

Fuente: (FEMA, 2016)

3.3.2.2 Segunda parte: Probabilidad de estado de daño completo

La probabilidad de estado de daño completo representa el inminente riesgo de colapso de la estructura o si esta ya se ha desplomado, para llegar a determinar este estado HAZUS posee curvas de fragilidad que representan la probabilidad de alcanzar cierto daño tanto estructural como no estructural mediante la respuesta máxima del edificio ya descrito en el apartado anterior, además de tomar en cuenta la variabilidad e incertidumbre asociadas con las propiedades de la curva de capacidad, los niveles de daño y movimientos del suelo (FEMA, 2016).

En la Figura 12 encontramos representadas las curvas de fragilidad para varios estados de daño estructural frente a la respuesta espectral para un movimiento de suelo débil, medio y fuerte, usando estos adjetivos solo como representación de las diferentes intensidades de los movimientos presentados ante un MCE.

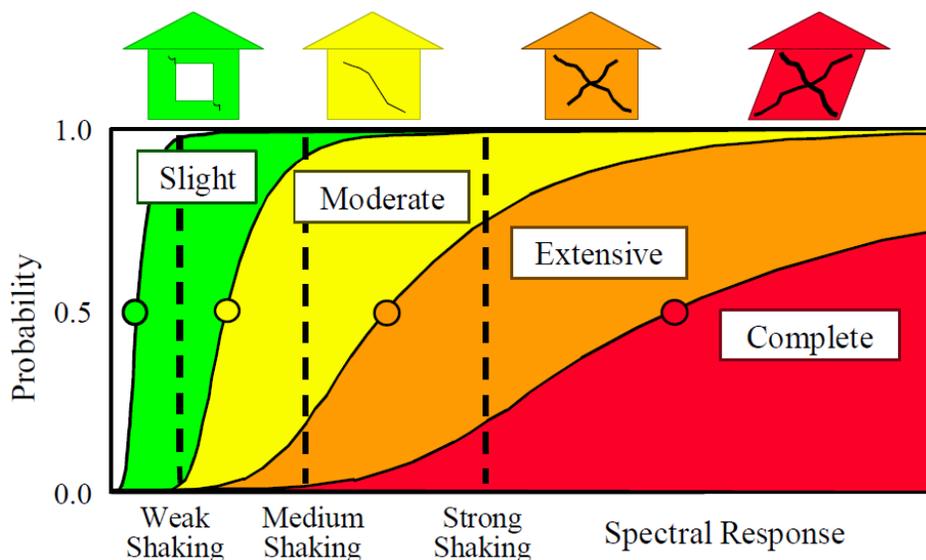


Figura 12. Ejemplo de curvas de fragilidad para un daño estructural leve, moderado, extenso y completo

Fuente: (FEMA, 2016)

Según FEMA (2016) cada curva de fragilidad está definida por un valor medio del parámetro de demanda que corresponde al umbral de ese estado de daño y la variabilidad total asociada con el estado de daño, estableciendo el desplazamiento espectral, $S_{d,ds}$, de la estructura como el parámetro de demanda el cual está definido por el producto de la relación de deriva de piso, Δ_{ds} , asociado con el estado de daño de interés, la altura del edificio, H_R y por la relación de parámetros modales α_2/α_3 : factor de altura modal y el factor modal que relaciona la deriva máxima de pisos y la deriva del techo. Los valores medios de las curvas de fragilidad están basados en daños observados como consecuencia de sismos pasados, pruebas de laboratorio de sistemas y componentes estructurales además de un juicio ingenieril.

Entonces, el valor promedio de desplazamiento espectral, S_d , para el estado de daño completo de la estructura está dado por la ecuación (1).

$$S_{d,c} = \Delta_C H_R (\alpha_2/\alpha_3) \quad (1)$$

La ecuación (2) define la probabilidad de daño completo, la cual es dependiente de los valores de desplazamiento espectral, $S_{d,c}$, el valor de beta $\beta_{s,c}$ (describe la variabilidad total de los estados de daño de la curva de fragilidad) que es proporcionado por HAZUS TM en tablas para las diferentes combinaciones de deficiencias asociadas a tipologías estructurales y el valor D determinado en el apartado anterior.

$$P[\text{Daño completo}] = \varphi \left[\frac{1}{\beta_{s,c}} \ln \left(\frac{D}{S_{d,c}} \right) \right] \quad (2)$$

Donde, P es la probabilidad de daño completo, φ es un factor de seguridad que depende del tipo de edificación, $\beta_{S,C}$ es la variabilidad total de los estados de daño, D es el punto de máxima respuesta del edificio expresada en términos de desplazamiento espectral, $S_{d,c}$ es el valor de desplazamiento espectral.

3.3.2.3 Tercera parte: Probabilidad de colapso

La probabilidad de colapso está definida por la ecuación (3), esta se calcula multiplicando la probabilidad de daño completo por el factor de colapso que es proporcionado por el catálogo de HAZUS TM para cada tipo de edificación (ecuación (4)).

$$P[COL] = P[COLAPSO|Daño Completo] * P[Daño Completo] \quad (3)$$

$$P[COLAPSO|Daño Completo] = Factor de Colapso \quad (4)$$

3.3.3 Uso de la metodología OSHPD HAZUS para FEMA P-154

La metodología OSHPD HAZUS utiliza el mismo procedimiento que existe en HAZUS para el cálculo de la probabilidad de colapso, la diferencia entre estas dos radica en que las propiedades del edificio que se asumen (capacidad, respuesta, fragilidad y tasa de colapso) varían de acuerdo a la presencia de deficiencias en OSHPD HAZUS, mas no en HAZUS, estas deficiencias pueden afectar a la probabilidad de colapso en varias formas como reducir la capacidad última de la estructura, reducir el desplazamiento en el techo asociado con el estado de daño completo.

Por último, para FEMA P-154 la metodología OSHPD HAZUS se modifica en los valores de beta, puesto que dichos valores así como en HAZUS son determinísticos y al usarlos con movimientos del suelo (MCE) probabilísticos, estas betas determinísticas deben ser reducidas para evitar el doble conteo de la variabilidad asociada con la demanda, ya que el cálculo probabilístico de los movimientos del suelo incluyen la variabilidad de registro a registro (FEMA, 2016).

3.3.4 Desarrollo de los Modificadores de Puntaje

El cálculo de los valores correspondientes a cada modificador de puntaje se hace de acuerdo a la probabilidad de colapso, pero en este caso solo se toma en cuenta cada condición por separado (por ejemplo: irregularidad en planta), llegando a convertir esta probabilidad en un puntaje como se mencionó en el apartado 3.3.

Los modificadores de puntaje más significativos en el Ecuador son los de pre-código y post-código, a pesar de que en el país en el año 2002 sale el primer código de la construcción donde se tomaba en cuenta el peligro sísmico, no es hasta el 19 de agosto del 2014 que mediante acuerdo ministerial No 0028 expedido por el Econ. Diego Aulestia Valencia, Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda, oficializa la Norma Ecuatoriana de la Construcción, donde en su art. 1 aprueba el capítulo NEC_SE_DS (cargas sísmica y diseño sismo resistente), en donde se dispone de forma obligatoria el diseño y construcción sismo resistente de estructuras (Vivienda, 2014). Por esa consideración en el Ecuador se debería tomar como año de referencia al 2015 para los modificadores de puntaje de post-código y pre-código.

Finalmente, el puntaje modificador resulta de restar el puntaje básico del puntaje equivalente; existen casos en los cuales ciertas condiciones son beneficiosas para el desempeño sísmico del edificio por lo que la probabilidad de colapso se reducirá y el modificador será mayor al puntaje básico dando como resultado un valor positivo, aunque en la mayoría de condiciones la probabilidad de colapso es alta y tenemos que el valor equivalente es menor al puntaje básico, por lo tanto, corresponderá un valor negativo para el modificador.

3.4 Riesgo de golpeteo

El golpeteo es la posibilidad de choque entre dos edificios adyacentes y con la experiencia de eventos sísmicos ocurridos se ha observado que esta es una de las causas de falla de los sistemas estructurales, por lo que FEMA P-154 incluye una sección en los dos niveles del formulario de recolección de datos para abordar este punto (ver ANEXO A). Tres configuraciones son las que se consideran: (1) el desfase entre pisos (columna-piso), (2) edificios con una diferencia de altura significativa y (3) edificios esquineros.

3.5 Adiciones en edificios

Hay edificios en los que a menudo se realizan ampliaciones luego de su construcción inicial, ya sean estas verticales u horizontales con la finalidad de aumentar el área útil o de servicio, para cubrir esta posibilidad FEMA P-154 ofrece recomendaciones para su análisis durante el RVS (ver ANEXO A).

La respuesta sísmica de una estructura puede verse afectada debido a la interacción entre la estructural principal y las adiciones alterando el desempeño de una

o ambas, entre las características críticas de las adiciones que contribuyen a este efecto tenemos: detalles de conexión horizontal entre la adición y la estructura principal, tipo de sistema sísmico resistente y el tamaño de la adición.

Tres tipos de conexiones se pueden identificar entre el edificio principal y la adición: (1) adición construida de forma aislada del edificio principal y conectada a través de una junta sísmica, en este caso hay que cerciorarse de la longitud de separación para controlar el riesgo de golpeteo, (2) la adición es construida de forma separada de la estructura principal sin una junta sísmica provocando golpeteo entre los dos bloques debido a los ciclos de movimiento y (3) la adición se apoya parcial o totalmente sobre el sistema resistente de la estructura principal, aunque se haya considerado el efecto combinado de las dos en el diseño de la adición, en este caso de acuerdo al tamaño de la adición FEMA P-154 lo considera como una irregularidad.

El sistema sísmico resistente de la adición y su tamaño intervienen de manera significativa en el desempeño global de la estructura, tener materiales y configuraciones diferentes pueden resultar en irregularidades en planta y/o elevación. En el caso de existir adiciones con sistemas resistentes diferentes a la estructura principal, habría una potencial interacción entre estos dos debido al cambio de rigideces y dependiendo del tamaño de la misma podría evaluarse como una o dos estructuras por separado.

3.6 Interpretación del puntaje final

El significado del puntaje final de cada edificación evaluada representa una estimación de la probabilidad de colapso ante la ocurrencia de un terremoto máximo considerado (MCE por sus siglas en inglés), los datos analíticos y observados en los

cuales se basa el puntaje último son limitados por lo tanto la probabilidad es solamente una aproximación.

Si en el resultado último por ejemplo se tiene un puntaje de $S=2$, habría la posibilidad de 1 en 10^2 o de 1 en 100 que aquel edificio escaneado colapse si un MCE ocurriera.

CAPITULO IV

4. Evaluación cualitativa de las estructuras del MIDENA

En el presente capítulo se presentarán los resultados de los estudios de vulnerabilidad sísmica realizados a las 8 (ocho) estructuras del Ministerio de Defensa Nacional mediante la aplicación de la Metodología FEMA P-154, con el fin de encontrar que edificación es la más vulnerable sísmicamente.

Las ocho estructuras que componen el MIDENA son: Ministerio de Defensa Nacional, Comando Conjunto de las Fuerzas Armadas, Comandancia General del Ejército, Comandancia General de Marina, Comandancia General de la Fuerza Aérea, Teatro Anita Paredes de Alfaro, Almacén-Comedor y Policlínico.

4.1 Análisis de resultados

4.1.1 Nivel de sismicidad - Determinación del Ss y S1

Se procede de acuerdo a lo descrito en el apartado 3.2.1.1 del ANEXO A adjunto al presente documento, aunque en este caso los valores de los factores F_a , F_d y F_s serán tomados del estudio de microzonificación sísmica de Quito realizado por Aguiar (2017) para una mayor precisión en los resultados.

Los factores de sitio para el sector de La Recoleta en dónde se encuentran los edificios a ser evaluados tienen los siguientes valores: $F_a=1.355$, $F_d=0.975$ y $F_s= 1.1$, dando como resultado la Figura 13:

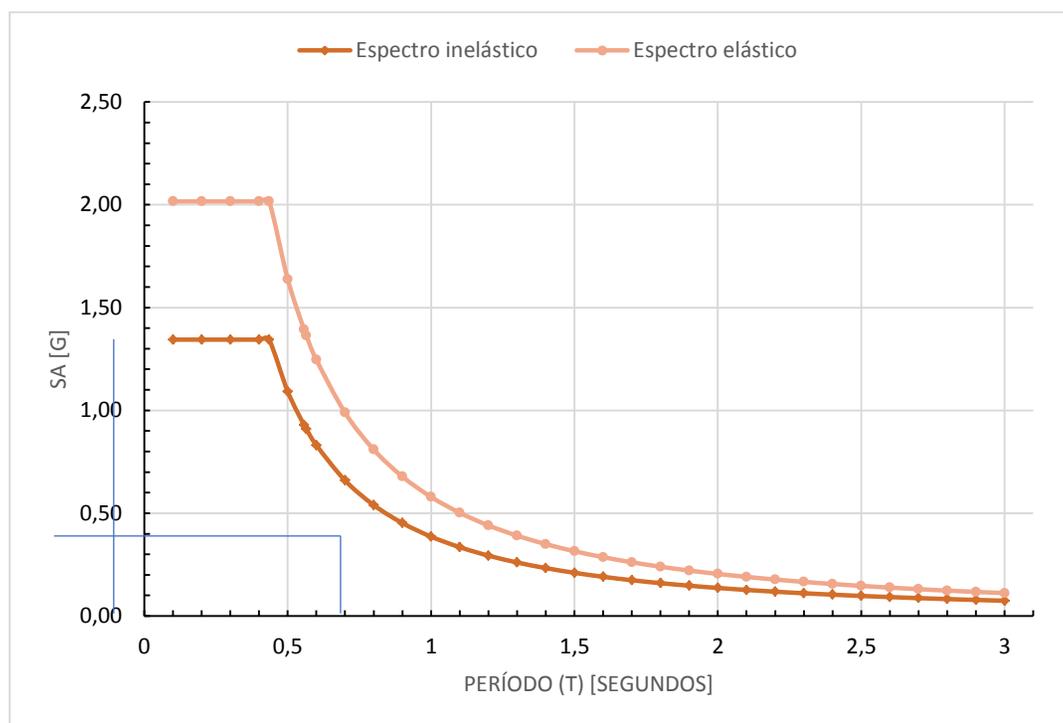


Figura 13. Espectros de aceleración en dirección horizontal hallados para el sitio de evaluación

Una vez obtenidos los valores de $S_s=1.34$ y $S_1=0.39$ nos dirigimos a la Tabla 2 y se determina que el nivel de sismicidad de la zona en estudio está clasificado como “alta”, escogiendo el formulario de recolección de datos adecuado.

Tabla 2.

Determinación de la región sísmica a partir de la respuesta de aceleración espectral para un MCER (fuente ASCE/SEI 41-13)

Región sísmica	Respuesta de aceleración espectral, S_s (período corto, o 0.2 segundos)	Respuesta de aceleración espectral, S_1 (período largo, o 1.0 segundo)
Baja	$S_s < 0.250g$	$S_1 < 0.10g$
Moderada	$0.250g \leq S_s < 0.50 g$	$0.100g \leq S_1 < 0.200g$
Moderadamente alta	$0.500g \leq S_s < 1.00g$	$0.200g \leq S_1 < 0.400g$
Alta	$1.000g \leq S_s < 1.50g$	$0.400g \leq S_1 < 0.600g$
Muy alta	$S_s \geq 1.500g$	$S_1 \geq 0.600g$

Nota: g = Aceleración de la gravedad en dirección horizontal

Fuente: (FEMA, 2015)

4.1.2 Estudio de suelos

El suelo de la ciudad de Quito esta subdividido en tres grupos o depósitos que son: Los lados orientales del Guagua Pichincha (F), la parte central de la ciudad (L), y el lado Este de Quito (Q), adicional a esto se tiene la zona del Panecillo donde existen suelos de origen volcánico (ver Figura 14) (Chunga & Aguiar, 2013).

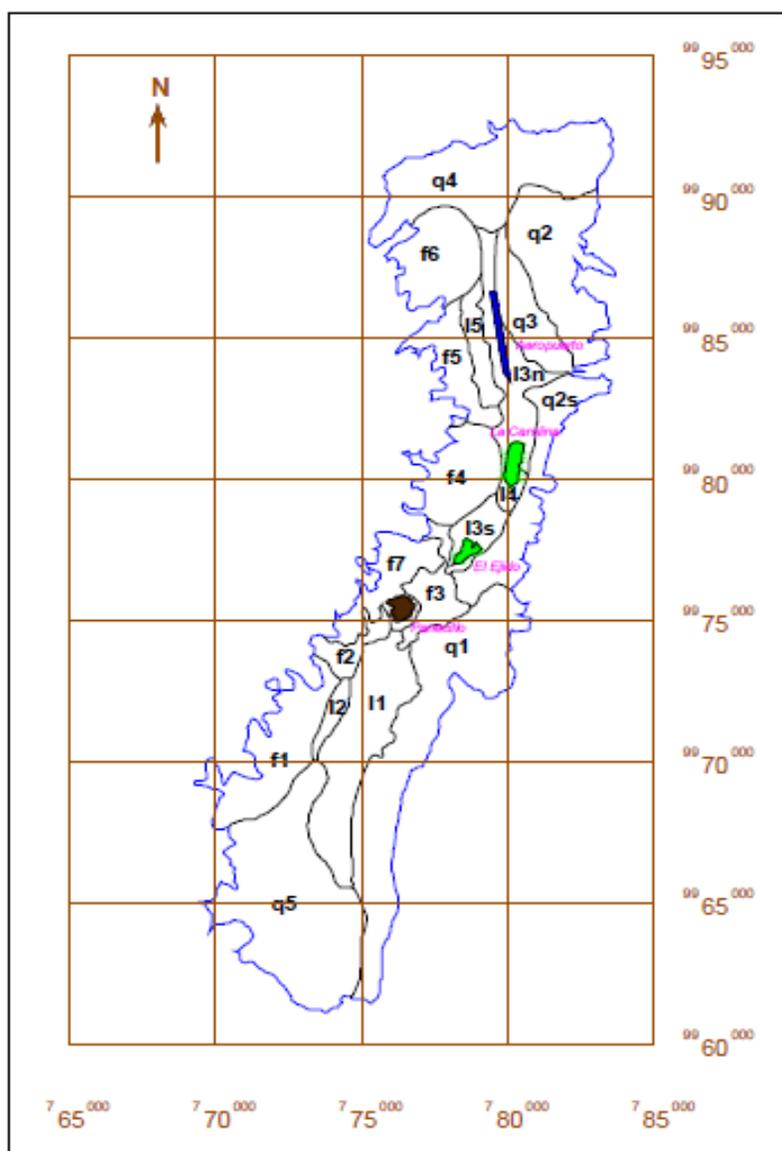


Figura 14. Zonificación de los suelos de Quito
Fuente: (EPN, 1994)

Las zonas tipo F son suelos formados por depósitos aluviales principalmente de cangahua y cenizas volcánicas, las zonas tipo L presentan suelos lacustres probablemente asentados sobre cangahua y las zonas tipo Q que están formados por cangahua (Chunga & Aguiar, 2013).

El Complejo Ministerial de Defensa se encuentra ubicado al este del Panecillo como se observa en la Figura 15, en la zona F principalmente caracterizada por presentar suelos con aluviales de ceniza volcánica y cangahua que, según la clasificación presentada en la NEC-15 pertenecerían a la categoría D.



Figura 15. Ubicación del MIDENA a través de fotografía satelital
Fuente: Google Earth

4.1.1.1 Descripción del ensayo

En la sección 2.4.1 del presente trabajo se encuentra la fundamentación teórica para la ejecución del ensayo. El equipo e instrumentación ocupada para los ensayos pertenecen al Laboratorio de Suelos de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.

Para la colocación de los equipos y posterior desarrollo de los ensayos se escogieron tres sitios clave dentro del Complejo Ministerial de Defensa Nacional con el propósito de involucrar el terreno dónde se encuentran asentados los edificios de mayor interés. La primera línea de refracción se ubicó junto al edificio del Ministerio de Defensa, la segunda línea en el parqueadero entre los edificios del Comando General de la FAE y el Comando General de la Marina, mientras que la última estuvo asentada sobre el patio central entre los edificios del Comando General del Ejército, Comando General de la Marina y el Comando Conjunto de las Fuerzas Armadas (ver Figura 16).

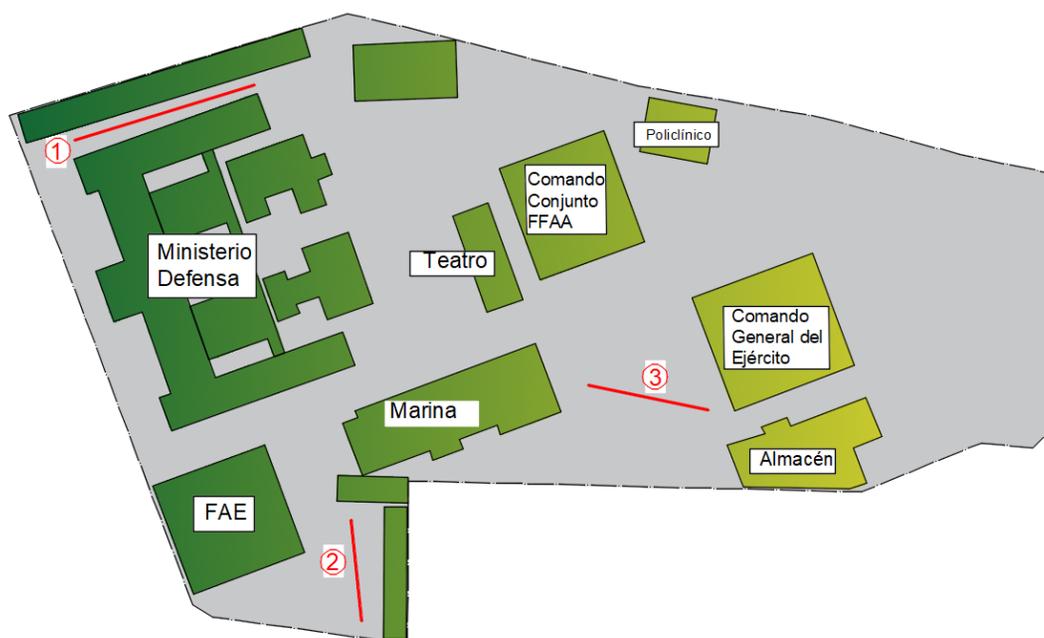


Figura 16. Posición de las líneas de refracción dentro del MIDENA para cada ensayo

El primer tendido sísmico contó con un espaciamiento de 4 metros entre geófonos, en el segundo ensayo se optó por colocarlos a una distancia de 2 metros entre sí al igual que en el tercero como se aprecia en la Figura 17.



Figura 17. Tendido sísmico para el: a) Primer ensayo, b) segundo ensayo y c) tercer ensayo

Una vez que los equipos se posicionaron y conectaron entre sí, se aplicaron los métodos activo y pasivo.

- **Método activo:** es aquel en el que se utiliza una fuente conocida de generación de ondas sísmicas, en este caso el golpe de un martillo sobre una placa de metal.
- **Método pasivo:** ocupa las ondas generadas sobre el terreno a través de fuentes propias del medio en el que se está realizando el ensayo, por ejemplo: personas caminando, circulación de automóviles, viento, etc.

4.1.1.2 Resultados

Los datos obtenidos en campo aplicando los dos métodos (activo y pasivo) a cada ensayo permiten obtener el Vs30 a través de un gráfico que muestra la velocidad de onda “S” (onda de corte) versus la profundidad del suelo, tal como se muestra a continuación en los resultados del primer ensayo en las Figura 18, Figura 19, Figura 20:

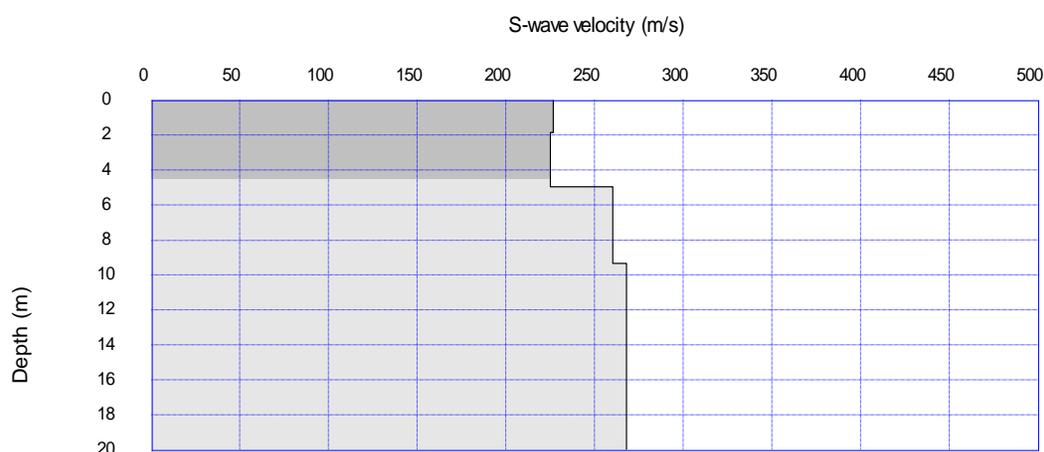


Figura 18. Resultado del método activo para la primera línea de refracción: Profundidad vs Onda de corte “S” (m/s)

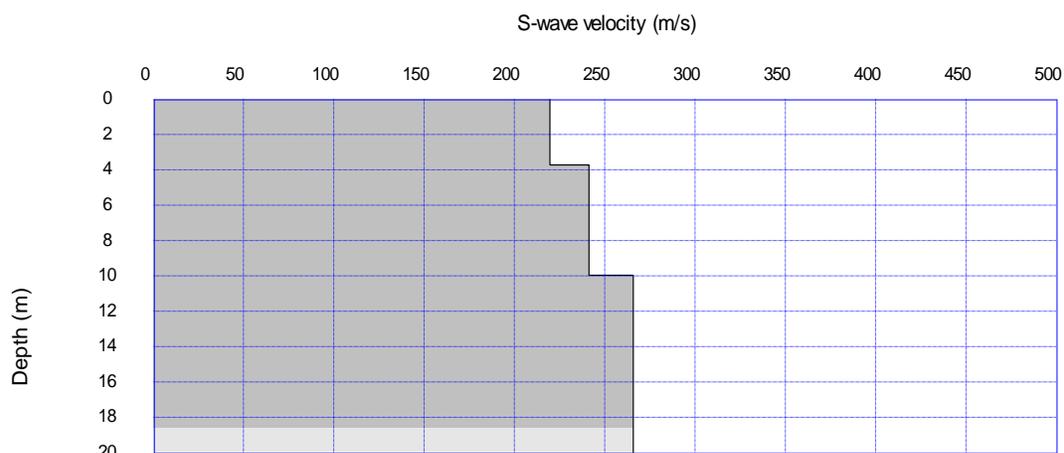


Figura 19. Resultado del método pasivo para la primera línea de refracción:
Profundidad vs Onda de corte "S" (m/s)

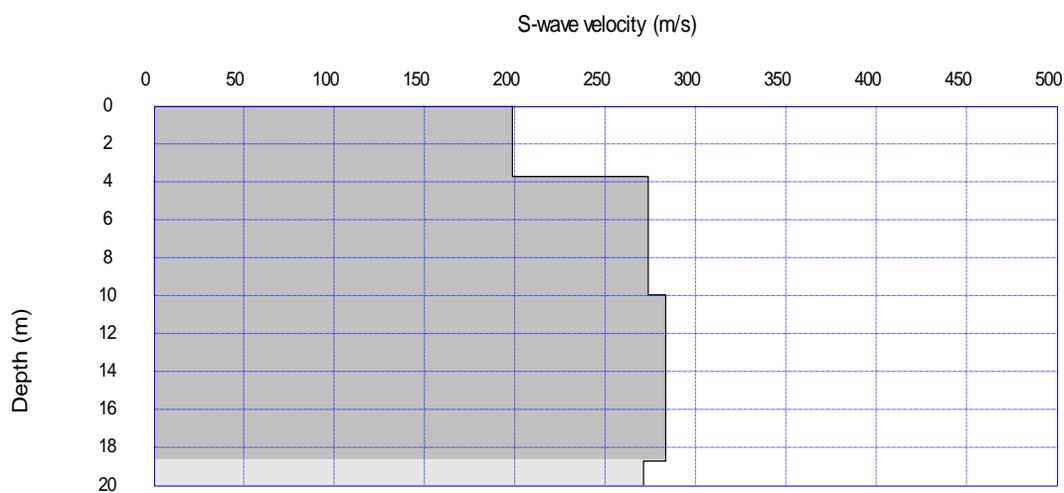


Figura 20. Resultado del Vs30 para la primera línea de refracción combinando los dos métodos: Profundidad vs Onda de corte "S" (m/s)

Los demás resultados para el segundo y tercer ensayo se encuentran resumidos en la Tabla 3, además se clasifica cada tipo de suelo de acuerdo a la Tabla 4, para este propósito se utiliza el valor combinado del Vs30.

Tabla 3.

Tipo de suelo en los diferentes puntos ensayados

Línea de refracción	Vs30 (m/s)			Tipo de suelo
	Método activo	Método pasivo	Combinado	
1	264,70	253,54	262,92	D

Continúa



2	252,31	171,78	177,30	E
3	181,36	238,84	238,00	D

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 4.

Tipo de perfiles de suelo para el diseño sísmico

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $\geq V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de cortante.	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
E	Perfil que cumpla con el criterio de velocidad de la onda cortante.	$V_s < 180$ m/s

4.1.3 Aplicación Formulario FEMA P-154

La investigación previa a la evaluación permitió llenar ciertos campos del formulario de recolección de datos, como la dirección, nombre del edificio, coordenadas, número de pisos, año de construcción e información del tipo de suelo.

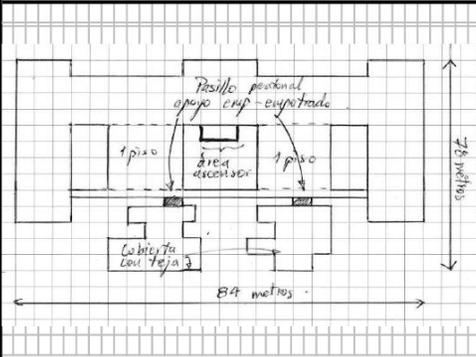
4.1.3.1 Edificio del Ministerio de Defensa Nacional

Luego de un recorrido alrededor y a través del interior del edificio, se identificó la construcción original como una estructura del tipo URM, aunque en la revisión de la historia del edificio y su arquitectura se encontró que las columnas que soportan la estructura son de hormigón armado que posteriormente habrían sido cubiertas con ladrillo. Por la complejidad de su distribución arquitectónica y amplia presencia de

paredes de mampostería en las que se asientan pisos y techos se optó por escoger finalmente como edificio FEMA del tipo Mampostería no reforzada.

Este edificio fue construido en la presidencia del General Eloy Alfaro Delgado, para una exposición de arte ecuatoriano a una misión europea que visitó el país en ese año.

Se bosquejó solamente la vista en planta del edificio, señalando las características especiales que afectan a su desempeño ya que, su distribución vertical es uniforme en la mayoría de los bloques que lo conforman. Peligros estructurales mayores no fueron identificados en el nivel 2 del formulario, pero se indicaron pequeños detalles que deberían ser revisados y mitigados si fuera necesario.

ESQUEMA

Dirección: Calle Exposición S4-71 y Benigno Vela, Sector La Recoleta
Centro Histórico de Quito - Ecuador **Código postal:** 170403

Otra identificación: Complejo Ministerial de Defensa Nacional

Nombre del Edificio: Ministerio de Defensa Nacional

Uso: Administrativo - Oficinas

Latitud: -0.231392 **Longitud:** -78.511388

Sa: **S1:**

Inspector(es): Pachar Byron, Paredes Iván **Fecha/Hora:** 15/01/2019 - 9:45

No. Pisos: Sobre el suelo: 2 Bajo el suelo: 0 **Año de construcción:** 1909 EST

Superficie total de piso (mt.2): **Código año:**

Adiciones: Ninguna Si, Años construcción:

Ocupación: Asambleas Comercial Serv. Emergencia Histórico Albergue
 Industrial Oficina Educación Gobierno

Utilidad: Almacén Unid. Residenciales:

Tipo de suelo: A B C D E F DNK
Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo Si DNK
Dura Débil Densa Duro Blando Pobre asumir tipo D.

Riesgos Geológicos: Licuefacción: Si / No (DNK) Deslizamiento: Si / No (DNK) Superficie de Ruptura: Si / No (DNK)

Adyacencia: Golpes Peligro Caída del Edificio Adyacente

Irregularidades: Elevación (tipo/severidad) Planta (tipo) Varios bloques independientes unidos por pasillos

Peligros de Caída: Chimeneas sin soporte lateral Apéndices Parapetos Revest. pesado o de chapa de madera pesada

Exteriores: Otros: Ornamentos exteriores

COMENTARIOS: Los bloques que forman parte del edificio se encuentran conectados por medio de pasillos/pasos peatonales de aprox. 2.00 m de ancho de hormigón armado anclados en los dos extremos, lo que se recomendaría es convertirlos a un modelo apoyado empotrado para permitir el libre movimiento de los distintos bloques por separado en caso de un sismo y disminuir el daño entre sí.

Dibujos o comentarios adicionales en una página aparte.

NOTA BASE, MODIFICADORES, Y ÚLTIMA Puntuación Nivel 1, S _{L1}																		
TIPO DE EDIFICIO FEMA	No se Sabe	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad Vertical Grave, V _{L1}		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, V _{L1}		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en Planta, P _{L1}		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Posterior-Marca Base		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Suelo Tipo A o B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Suelo Tipo E (>3 Pisos)		0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, S _{MIN}		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0
PUNTAJE FINAL NIVEL 1, S _{L1} ≥ S _{MIN}														1.0-0.4 = 0.6				

GRADO DE REVISIÓN

Exterior: Parcial Todos los lados Aéreo

Interior: Ninguno Visible Completo

Planos revisados: Si No

Fuente del tipo de suelo: Refracción sísmica

Fuente del Peligro Geológico:

Persona de contacto:

OTROS RIESGOS

¿Hay peligros que ameriten una evaluación estructural detallada?

Golpeo potencial (a menos que S_{L2} > límite, si es conocido)

Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos

Riesgo geológico o Tipo de Suelo F

Daño significativo/deterioro del sistema estructural

ACCIÓN REQUERIDA

¿Requiere evaluación estructural detallada?

Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio

Si, puntaje menor que el límite

Si, otros peligros presentes

No

¿Eval. no estructural detallada recomendada? (marque una)

Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados

No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada

No, no se identifican peligros no estructurales DNK

Cuando los datos no pueden ser verificados, el inspector deberá anotar lo siguiente: EST = estimado o dato no fiable O DNK = No Sabe

Leyenda MRF: Pórtico resistente a momento RC: Hormigón Armado URM INF: Mampostería no reforzada de relleno MH: Vivienda prefabricada FD: Diafragma flexible
 BR: Pórtico reforzado SW: Muro de Corte TU: Till-up LM: Acero ligero RD: Diafragma rígido

Figura 21. Formulario de Recolección de Datos Nivel 1 completado del edificio del Ministerio de Defensa

Escaneo Visual Rápido de Edificios para Detectar Posibles Riesgos Sísmicos
FEMA P-154 Formato de Recolección de Datos

Nivel 2 (Opcional)
ALTA Sísmicidad

La recopilación de Datos Nivel 2 opcional es desarrollado por un Ing. civil o estructural, arquitecto, o estudiante graduado con conocimientos en evaluación sísmica o diseño de edificaciones.

Nombre del Edif.: <i>Ministerio de Defensa Nacional</i>		Puntaje Final Nivel 1: $S_{L1} =$ <i>0.6</i> (No considerar S_{MIN})		
Inspector: <i>Fachar Byron, Capt. Paredes Ivan</i>		Modificadores de Irreg. Nivel 1: Irregularidad Vertical, $V_{L1} =$ <i>0</i> Irregularidad en Planta, $P_{L1} =$ <i>-0.4</i>		
Fecha/Hora: <i>14 de enero de 2019 - 09:45</i>		PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO: $S = (S_{L1} - V_{L1} - P_{L1}) =$ <i>0.6 + 0.4 = 1.0</i>		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES A SUMAR EN EL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO				
Tema	Enunciado (Si el enunciado es verdadero, encerrar el modificador "SI", caso contrario tachar el modificador.)	Si	Subtotales	
Irregularidad Vertical, VL2	Sitio	Edificio W1: Hay el menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-1.2	V _{L2} = <i>0</i> (Limite: -1.2)
	Inclinado	Edificio no W1: Hay al menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-0.3	
	Piso blando y/o débil	Edificio W1 muro atornillado: Es visible a través del espacio de revisión un muro corto sin refuerzo.	-0.6	
		Casa W1 sobre el garaje: Debajo de un piso ocupado hay un garaje abierto sin un marco de momento de acero y hay menos de 20 cm de pared en la misma línea (para varios pisos ocupados encima, usar un mínimo de 40 cm de pared).	-1.2	
	Edificio W1A abierto frontalmente: Hay aberturas en la planta baja (como un parqueadero) que supera al menos el 50% del ancho total del edificio.	Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% la longitud del piso de superior, o la altura de cualquier piso es 2.0 veces mayor a la altura del piso superior.	-0.3	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso está entre un 50% a 75% la longitud del piso superior o la altura de cualquier piso es entre 1.3 a 2.0 veces mayor a la altura del piso superior.	-0.5	
		Entradas	Los elementos verticales del sistema lateral situados en un piso superior están afuera del piso inferior provocando un diafragma en voladizo en el desfase.	
	Columna/pilar corto	Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están situados en el interior del piso inferior.	-0.5	
		Hay un desfase en el plano de los elementos laterales que es más grande que la longitud de los elementos.	-0.3	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo de una línea de columnas en el sistema tienen una proporción de altura/profundidad menor al 50% de la longitud nominal en ese nivel.	-0.5	
	División	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La altura de la columna es menor a la mitad de la altura del antepecho, o hay paredes rellenas o pisos adyacentes que acortan la columna.	-0.5	
		Hay un nivel dividido en uno de los pisos o en el techo.	-0.5	
Otra irregularidad	Hay otra irregularidad vertical severa que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-1.0		
Irregularidad en planta	Hay otra irregularidad vertical moderada que puede afectar el desempeño sísmico del edificio.	-0.5		
Irregularidad torsional: El sistema lateral no parece bien distribuido relativamente en planta en una u otra o ambas direcciones. (No incluye la irregularidad frontal abierta W1A presentada antes).	Sistema no paralelo: Hay uno o más elementos verticales principales del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.	-0.4	P _{L2} = <i>-0.7</i> (Limite: -1.2)	
	Esquina enlante: Ambas proyecciones de una esquina interior sobrepasan el 25% del la longitud total en planta en esa dirección.	-0.4		
	Abertura en diafragma: Hay una abertura en el diafragma con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.	-0.2		
	Edificio C1, C2 con desfase fuera del plano: Las vigas exteriores no están alineadas en planta con las columnas.	-0.4		
	Otra irregularidad: Hay otra irregularidad en planta observable que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-0.7		
Redundancia	El edificio tiene al menos dos vanos de elementos laterales en cada lado del edificio en esa dirección.	+0.3	M = <i>+0.3</i>	
Golpeteo	El edificio está separado de una estructura adyacente por menos del 1% de la altura del edificio más bajo y la estructura adyacente:	-1.0		
	Los pisos no están alineados verticalmente en el rango de 0.6 m (Limite en la suma de modificadores)	-1.0		
	Un edificio es 2 o más pisos más alto que el otro. (El edificio está al final de la cuadra o fila de edificios (mínimo 3); de puntaje en -1.2)	-0.5		
Edificio S2	Es visible una geometría de arriostamiento en "K".	-0.0		
Edificio C1	Una placa plana sirve como viga en el marco de momento.	-0.4		
E. PC1/RM1	Hay amarres de lecho a pared que son visibles o conocidos de planos y que no dependen del doblado de la sección del grano.	+0.3		
E. PC1/RM1	El edificio está estrechamente espaciado, con paredes de altura completa (en lugar de un espacio interior con pocas paredes como un almacén).	+0.3		
URM	Tiene paredes de hastial.	+0.4		
MH	Hay un sistema de refuerzo sísmico suplementario previsto entre el transporte y el suelo.	+1.2		
Adecuación	El reacondicionamiento sísmico completo es visible o conocido a través de planos.	+1.4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2: $S_{L2} = (S^* + V_{L2} + P_{L2} + M) \geq S_{MIN}$: $1.0 - 0.7 + 0.3 = 0.6$ (Transferir al Nivel 1 del formato)				
Hay un daño o deterioro observable u otra condición que afecta negativamente el desempeño sísmico del edificio <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No Si es el caso, describa la condición en el cuadro inferior de comentarios y señale en el Nivel 1 del formato que se requiere una evaluación detallada, independiente del puntaje del edificio.				
RIESGOS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Enunciado (Marcar "SI" o "No")	SI	No	Comentario
Exterior	Hay un parapeto o chimenea no reforzado de mampostería no anclado.		X	
	Hay revestimiento o enchapado pesado.		X	
	Hay un pabellón pesado sobre las puertas de salida o pasos peatonales que parece no tener un soporte adecuado.		X	
	Hay un elemento de mampostería no reforzada sobre las puertas de salida o pasos peatonales.		X	
	Hay un letrero colocado en el edificio que indica la presencia de materiales peligrosos.		X	
	Hay un edificio adyacente más alto con una pared de URM no anclada o un parapeto de URM sin arriostamiento.		X	
	Otro peligro de caída no estructural exterior observado:	X		Tejas
Interior	Hay tabiques de arcilla hueca o ladrillo en cualquier escalera o pasillo de salida.		X	
	Otro peligro de caída no estructural interior observado:		X	
Desempeño sísmico no estructural estimado (Marque la casilla adecuada y transfiera a las conclusiones del Nivel 1 del formulario)				
<input type="checkbox"/> Potenciales peligros no estructurales con amenaza significativa para la seguridad vital de los ocupante → Evaluación no-estructural detallada recomendada.				
<input type="checkbox"/> Identificados peligros no estructurales con amenaza significativa para la seguridad vital de los ocupante → Pero no requiere evaluación no-estructural detallada.				
<input checked="" type="checkbox"/> Pocos o ningún peligro no estructural que amenaza la seguridad vital de los ocupante → No requiere evaluación no-estructural detallada.				
Comentarios: <i>Existen adiciones con sistemas estructurales no compatibles, por lo que se debería analizar el comportamiento de dichos bloques.</i>				

Figura 22. Formulario de Recolección de Datos Nivel 2 completado del edificio del Ministerio de Defensa

4.1.3.2 Edificio del Comando Conjunto de las Fuerzas Armadas

El edificio del Comando Conjunto de las FF.AA. posee un sistema resistente conformado por marcos de hormigón armado resistente a momento, con un subsuelo para parqueaderos y una porción posterior con irregularidad en planta contigua al bloque principal e irregularidad en elevación si se considera el conjunto en total, el bloque principal además tiene un volado que empieza en el segundo piso en tres de sus cuatro lados de aproximadamente 3.5 m.



Dirección: Calle Exposición S4-71 y Benigno Vela, Sector La Recoleta
Centro Histórico de Quito - Ecuador **Código postal:** 170403

Otra identificación: Complejo Ministerial de Defensa Nacional

Nombre del Edificio: Comando Conjunto de las Fuerzas Armadas

Uso: Administrativo - Oficinas

Latitud: -0.231232 **Longitud:** -78.511308

S: _____ **S1:** _____

Inspector(es): Pachar Byron, Farodes Iván **Fecha/Hora:** 15/01/19 - 10:30

No. Pisos: Sobre el suelo: 7 Bajo el suelo: 1 **Año de construcción:** 1995 EST

Superficie total de piso (mt.2): _____ **Código año:** _____

Adiciones: Ninguna Si, Años construcción:

Occupación: Asambleas Comercial Serv. Emergencia Histórico Albergue
Industria Oficina Educación Gobierno
Utilidad Almacén Unid. Residenciales: _____

Tipo de suelo: A B C D E F DNK
Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo *SI DNK*
Dura Débil Denso Duro Blando Pobre *asumir tipo D.*

Riesgos Geológicos: Licuefacción: _____ Deslizamiento: Si/No DNK Superficie de Ruptura: Si/No DNK

Adyacencia: Golpes Peligro Caída del Edificio Adyacente

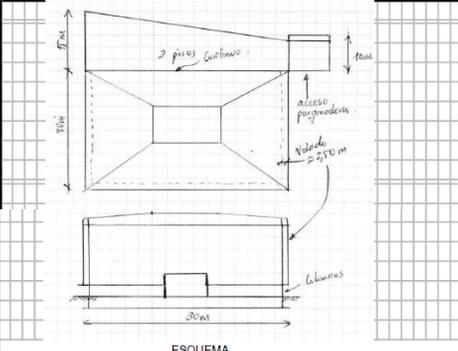
Irregularidades: Elevación (tipo/severidad) *Voladizo/moderada*
 Planta (tipo) _____

Peligros de Caída: Chimeneas sin soporte lateral Apéndices
 Parapetos Revest. pesado o de chapa de madera pesada

Exteriores: Otros: _____

COMENTARIOS:
.....
.....
.....

Dibujos o comentarios adicionales en una página aparte.



ESQUEMA

NOTA BASE, MODIFICADORES, Y ÚLTIMA PUNTUACIÓN NIVEL 1, S_{LI}

TIPO DE EDIFICIO FEMA	No se Sabe	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad Vertical Grave, V_{LI}		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, V_{MI}		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en Planta, P_{LI}		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Posterior-Marca Base		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Suelo Tipo A o B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Suelo Tipo E (>3 Pisos)		0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, S_{MI}		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0

PUNTAJE FINAL NIVEL 1, S_{LI} ≥ S_{MI} 1.5-0.5-0.6=0.4

GRADO DE REVISIÓN

Exterior: Parcial Todos los lados Aéreo

Interior: Ninguno Visible Completo

Planos revisados: Si No

Fuente del tipo de suelo: *Refacción sísmica*

Fuente del Peligro Geológico: _____

Persona de contacto: _____

OTROS RIESGOS

¿Hay peligros que ameriten una evaluación estructural detallada?

Golpeo potencial (a menos que S_{LI}>límite, si es conocido)

Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos

Riesgo geológico o Tipo de Suelo F

Daño significativo/deterioro del sistema estructural

ACCIÓN REQUERIDA

¿Requiere evaluación estructural detallada?

Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio

Si, puntaje menor que el límite

Si, otros peligros presentes

No

¿Eval. no estructural detallada recomendada? (marque una)

Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados

No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada

No, no se identifican peligros no estructurales DNK

Cuando los datos no pueden ser verificados, el Inspector deberá anotar lo siguiente: EST = estimado o dato no fiable O DNK = No Sabe

Leyenda MRF: Pórtico resistente a momento RC: Hormigón Armado URM INF: Mampostería no reforzada de relleno MH: Vivienda prefabricada FD: Diafragma flexible
BR: Pórtico reforzado SW: Muro de Corte TU: Tilt-up LM: Acero ligero RD: Diafragma rígido

Figura 23. Formulario de Recolección de Datos Nivel 1 completado del edificio del COMACO FF AA

Escaneo Visual Rápido de Edificios para Detectar Posibles Riesgos Sísmicos
 FEMA P-154 Formato de Recolección de Datos

Nivel 2 (Opcional)
 ALTA Sísmicidad

La recopilación de Datos Nivel 2 opcional es desarrollado por un Ing. civil o estructural, arquitecto, o estudiante graduado con conocimientos en evaluación sísmica o diseño de edificaciones.

Nombre del Edif.: Comando Conjunto de las FF.AA.		Puntaje Final Nivel 1: $S_{L1} = 0.4$ (No considerar S _{MIN})		
Inspector: Pachar Byron, Capt. Paredes Ivan		Modificadores de Irreg. Nivel 1: Irregularidad Vertical, $V_{L1} = -0.5$ Irregularidad en Planta, $P_{L1} = -0.6$		
Fecha/Hora: 19 de enero de 2019 - 10h30		PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO: $S' = (S_{L1} - V_{L1} - P_{L1}) = 0.4 + 0.5 + 0.6 = 1.5$		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES A SUMAR EN EL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO				
Tema	Enunciado (Si el enunciado es verdadero, encerrar el modificador "SI", caso contrario tachar el modificador)	SI	Subtotales	
Irregularidad Vertical, VL2	Sitio	Edificio W1: Hay el menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-1.2	$V_{L2} = -1.2$ (Limite: -1.2)
	Inclinado	Edificio no W1: Hay al menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-0.3	
	Piso blando y/o debil	Edificio W1 muro atrofiado: Es visible a través del espacio de revisión un muro corto sin refuerzo.	-0.3	
		Casa W1 sobre el garaje: Debajo de un piso ocupado hay un garaje abierto sin un marco de momento de acero y hay menos de 20 cm de pared en la misma línea (para varios pisos ocupados encima, usar un mínimo de 40 cm de pared).	-1.2	
		Edificio W1A abierto frontalmente: Hay aberturas en la planta baja (como un parqueadero) que supera al menos el 50% del ancho total del edificio.	-2	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% la longitud del piso de superior, o la altura de cualquier piso es 2.0 veces mayor a la altura del piso superior.	-0.9	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso está entre un 50% a 75% la longitud del piso superior o la altura de cualquier piso es entre 1.3 a 2.0 veces mayor a la altura del piso superior.	-0.5	
	Entradas	Los elementos verticales del sistema lateral situados en un piso superior están afuera del piso inferior provocando un diafragma en voladizo en el desfase.	-1.0	
		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están situados en el interior del piso inferior.	-0.5	
	Columna/pilar corto	Hay un desfase en el plano de los elementos laterales que es más grande que la longitud de los elementos.	-0.3	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo de una línea de columnas en el sistema tienen una proporción de altura/profundidad menor al 50% de la longitud nominal en ese nivel.	-0.5	
	División	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La altura de la columna es menor a la mitad de la altura del antepecho, o hay paredes rellenas o pisos adyacentes que acortan la columna.	-0.5	
Hay un nivel dividido en uno de los pisos o en el techo.		-0.5		
Otra irregularidad	Hay otra irregularidad vertical severa que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-1.0		
	Hay otra irregularidad vertical moderada que puede afectar el desempeño sísmico del edificio.	-0.5		
Irregularidad en planta	Irregularidad torsional: El sistema lateral no parece bien distribuido relativamente en planta en una u otra o ambas direcciones. (No incluye la irregularidad frontal abierta W1A presentada antes).	-0.7	$P_{L2} = 0$ (Limite: -1.2)	
	Sistema no paralelo: Hay uno o más elementos verticales principales del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.	-0.4		
	Esquina entrante: Ambas proyecciones de una esquina interior sobrepasan el 25% del la longitud total en planta en esa dirección.	-0.4		
	Abertura en diafragma: Hay una abertura en el diafragma con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.	-0.2		
	Edificio C1, C2 con desfase fuera del plano: Las vigas exteriores no están alineadas en planta con las columnas.	-0.4		
Otra irregularidad: Hay otra irregularidad en planta observable que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-0.7			
Redundancia	El edificio tiene al menos dos vanos de elementos laterales en cada lado del edificio en esa dirección.	+0.3	$M = 0.3$	
Golpeteo	El edificio está separado de una estructura adyacente por menos del 1% de la altura del edificio más bajo y la estructura adyacente.	-1.0		
	El edificio está al final de la cuadra o fila de edificios (mínimo 3) de edificios.	-1.0		
Edificio S2	Es visible una geometría de arriostamiento en "K".	-1.0		
Edificio C1	Una placa plana sirve como viga en el marco de momento.	-0.4		
E, PC1/RM1	Hay amarres de techo a pared que son visibles o conocidos de planos y que no dependen del doblado de la sección del grano.	+0.3		
E, PC1/RM1	El edificio está estrechamente espaciado, con paredes de altura completa (en lugar de un espacio interior con pocas paredes como un almacén).	+0.3		
URM	Tiene paredes de hastial.	-0.4		
MH	Hay un sistema de refuerzo sísmico suplementario previsto entre el transporte y el suelo.	+1.2		
Adecuación	El reacondicionamiento sísmico completo es visible o conocido a través de planos.	+1.4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, $S_{L2} = (S' + V_{L2} + P_{L2} + M) \geq S_{MIN}$: $1.5 - 1.2 + 0.3 = 0.6$ (Transferir al Nivel 1 del formato)				
Hay un daño o deterioro observable u otra condición que afecta negativamente el desempeño sísmico del edificio: <input type="checkbox"/> Sí <input checked="" type="checkbox"/> No				
Si es el caso, describa la condición en el cuadro inferior de comentarios y señale en el Nivel 1 del formato que se requiere una evaluación detallada, independiente del puntaje del edificio.				
RIESGOS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Enunciado (Marcar "SI" o "No")	SI	No	
Exterior	Hay un parapeto o chimenea no reforzado de mampostería no anclado.		X	
	Hay revestimiento o enchapado pesado.		X	
	Hay un pabellón pesado sobre las puertas de salida o pasos peatonales que parece no tener un soporte adecuado.		X	
	Hay un elemento de mampostería no reforzada sobre las puertas de salida o pasos peatonales.		X	
	Hay un letrero colocado en el edificio que indica la presencia de materiales peligrosos.		X	
	Hay un edificio adyacente más alto con una pared de URM no anclada o un parapeto de URM sin arriostamiento.		X	
	Otro peligro de caída no estructural exterior observado:		X	
Interior	Hay tabiques de arcilla hueca o ladrillo en cualquier escalera o pasillo de salida.		X	
	Otro peligro de caída no estructural interior observado:		X	
Desempeño sísmico no estructural estimado: (Marque la casilla adecuada y transfiera a las conclusiones del Nivel 1 del formulario)				
<input type="checkbox"/> Potenciales peligros no estructurales con amenaza significativa para la seguridad vital de los ocupantes → Evaluación no-estructural detallada recomendada.				
<input type="checkbox"/> Identificados peligros no estructurales con amenaza significativa para la seguridad vital de los ocupantes → Pero no requiere evaluación no-estructural detallada.				
<input checked="" type="checkbox"/> Pocos o ningún peligro no estructural que amenaza la seguridad vital de los ocupantes → No requiere evaluación no-estructural detallada.				
Comentarios:				

Figura 24. Formulario de Recolección de Datos Nivel 2 completado del edificio del COMACO FF AA

4.1.3.3 Edificio de la Comandancia General del Ejército

Edificio de hormigón armado compuesto por tres bloques independientes con juntas de 20 cm, luego de revisar los planos y realizar un recorrido interior y exterior se observa una irregularidad en planta debido a las entradas entre el bloque intermedio y los exteriores, además una cubierta en la zona frontal a la altura del segundo piso que representa una irregularidad en elevación y por lo que se constató en sitio debido a la presencia de una fisura, que ésta cubierta ya ha sido afectada por el empuje de los bloques más grandes, también existe un volado de aproximadamente 3.80 m. en tres de las cuatro caras de los bloques externos desde el segundo hasta el noveno piso.



ESQUEMA

Dirección: Calle Exposición 54-71 y Benigno Vela, Sector La Recoleta
Centro Histórico de Quito - Ecuador **Código postal:** 170403

Otra identificación: Complejo Ministerial de Defensa Nacional

Nombre del Edificio: Comandancia General del Ejército

Uso: Administrativo - Oficinas

Latitud: -0.231741 **Longitud:** -78.511388

Se: S1 **Fecha/Hora:** 15/01/19 -11:00

Inspector(es): Pachar Byron, Paredes Iván

No. Pisos: Sobre el suelo: 10 Bajo el suelo: 2 **Año de construcción:** 1977 **EST**

Superficie total de piso (mt.2): **Código año:**

Adiciones: Ninguna Si, Años construcción:

Ocupación: Asambleas Comercial Serv. Emergencia Histórico Albergue
 Industrial Oficina Educación Gobierno
 Utilidad Almacén Unid. Residenciales:

Tipo de suelo: A B C D E F DNK
Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo *Si DNK*
Dura Débil Denso Duro Blando Pobre *asumir tipo D.*

Riesgos Geológicos: Licuefacción: Si / No DNK Deslizamiento: Si / No DNK Superficie de Ruptura: Si / No DNK

Adyacencia: Golpes Peligro Caída del Edificio Adyacente

Irregularidades: Elevación (tipo/severidad) Volado/moderada
 Planta (tipo) Entradas

Peligros de Caída: Chimeneas sin soporte lateral Apéndices
 Parapetos Revest. pesado o de chapa de madera pesada

Exteriores: Otros:

COMENTARIOS: Se observan fisuras en la mampostería en el segundo, tercero y cuarto piso de las estructuras laterales, a la altura de las esquinas en las ventanas, además en la zona de la entrada principal en la cortina de hormigón que contiene el nombre del edificio.

Dibujos o comentarios adicionales en una página aparte.

NOTA BASE, MODIFICADORES, Y ÚLTIMA PUNTUACIÓN NIVEL 1, S_{L1}

TIPO DE EDIFICIO FEMA	No se Sabe	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC)	S5 (URM)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad Vertical Grave, V _{L1}		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, V _{L1}		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en Planta, P _{L1}		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.5	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Posterior-Marca Base		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Suelo Tipo A o B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Suelo Tipo E (>3 Pisos)		0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, S _{MIN}		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0

PUNTAJE FINAL NIVEL 1, S_{L1} ≥ S_{MIN} 1.5-0.5-0.6=0.4

GRADO DE REVISIÓN

Exterior: Parcial Todos los lados Aéreo

Interior: Ninguno Visible Completo

Planos revisados: Si No

Fuente del tipo de suelo: Refracción sísmica

Fuente del Peligro Geológico:

Persona de contacto:

NIVEL 2 DE ESCANEO REALIZADO?

Si, Puntaje final Nivel 2, S_{L2} 0.6 No

Peligros no estructurales? Si No

OTROS RIESGOS

¿Hay peligros que ameriten una evaluación estructural detallada?

Golpeo potencial (a menos que S_{L2}>límite, si es conocido)

Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos

Riesgo geológico o Tipo de Suelo F

Daño significativo/deterioro del sistema estructural

ACCIÓN REQUERIDA

¿Requiere evaluación estructural detallada?

Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio

Si, puntaje menor que el límite

Si, otros peligros presentes

No

¿Eval. no estructural detallada recomendada? (marque una)

Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados

No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada

No, no se identifican peligros no estructurales DNK

Cuando los datos no pueden ser verificados, el inspector deberá anotar lo siguiente: EST = estimado o dato no fiable O DNK = No Sabe

Leyenda MRF: Pórtico resistente a momento RC: Hormigón Armado URM INF: Mampostería no reforzada de relleno MH: Vivienda prefabricada FD: Diafragma flexible
 BR: Pórtico reforzado SW: Muro de Corte TU: Tilt-up LM: Acero ligero RD: Diafragma rígido

Figura 25. Formulario de Recolección de Datos Nivel 1 completado del edificio de la Comandancia General del Ejército

Escaneo Visual Rápido de Edificios para Detectar Posibles Riesgos Sísmicos
FEMA P-154 Formato de Recolección de Datos

Nivel 2 (Opcional)
ALTA Sísmicidad

La recopilación de Datos Nivel 2 opcional es desarrollado por un Ing. civil o estructural, arquitecto, o estudiante graduado con conocimientos en evaluación sísmica o diseño de edificaciones.

Nombre del Edif.: Comandancia General del Ejército		Puntaje Final Nivel 1: $S_{L1} = 0.4$ (No considerar S _{MIN})		
Inspector: Pachar Byron, Capt. Paredes Ivan		Modificadores de Irreg. Nivel 1: Irregularidad Vertical, $V_{L1} = -0.5$ Irregularidad en Planta, $P_{L1} = -0.6$		
Fecha/Hora: 19 de enero de 2019 - 11:00		PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO: $S = (S_{L1} - V_{L1} - P_{L1}) = 0.4 + 0.5 + 0.6 = 1.5$		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES A SUMAR EN EL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO				
Tema	Enunciado (Si el enunciado es verdadero, encerrar el modificador "Si", caso contrario tachar el modificador.)	Si	Subtotales	
Irregularidad Vertical, VL2	Sitio	Edificio W1: Hay el menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-1.2	V _{L2} = -1.2 (Limite: -1.2)
	Inclinado	Edificio no W1: Hay al menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-0.3	
	Piso blando y/o débil	Edificio W1 muro atrofiado: Es visible a través del espacio de revisión un muro corto sin refuerzo.	-0.6	
		Casa W1 sobre el garaje: Debajo de un piso ocupado hay un garaje abierto sin un marco de momento de acero y hay menos de 20 cm de pared en la misma línea (para varios pisos ocupados encima, usar un mínimo de 40 cm de pared).	-1.2	
		Edificio W1A abierto frontalmente: Hay aberturas en la planta baja (como un parqueadero) que supera al menos el 50% del ancho total del edificio.	-1.2	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% la longitud del piso de superior, o la altura de cualquier piso es 2.0 veces mayor a la altura del piso superior.	-0.9	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso está entre un 50% a 75% la longitud del piso superior o la altura de cualquier piso es entre 1.3 a 2.0 veces mayor a la altura del piso superior.	-0.5	
	Entradas	Los elementos verticales del sistema lateral situados en un piso superior están fuera del piso inferior provocando un diafragma en voladizo en el desfase.	-1.0	
		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están situados en el interior del piso inferior.	-0.5	
		Hay un desfase en el plano de los elementos laterales que es más grande que la longitud de los elementos.	-0.3	
	Columna/pilar corto	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo de una línea de columnas en el sistema tienen una proporción de altura/profundidad menor al 50% de la longitud nominal en ese nivel.	-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La altura de la columna es menor a la mitad de la altura del antepecho, o hay paredes rellenas o pisos adyacentes que acortan la columna.	0.5	
División	Hay un nivel dividido en uno de los pisos o en el techo.	-0.5		
Otra irregularidad	Hay otra irregularidad vertical severa que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-1.0		
	Hay otra irregularidad vertical moderada que puede afectar el desempeño sísmico del edificio.	-0.5		
Irregularidad en planta	Irregularidad torsional: El sistema lateral no parece bien distribuido relativamente en planta en una u otra o ambas direcciones. (No incluye la irregularidad frontal abierta W1A presentada antes).	-0.7	P _{L2} = 0 (Limite: -1.2)	
	Sistema no paralelo: Hay uno o más elementos verticales principales del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.	-0.4		
	Esquina enfrente: Ambas proyecciones de una esquina interior sobrepasan el 25% del la longitud total en planta en esa dirección.	-0.4		
	Abertura en diafragma: Hay una abertura en el diafragma con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.	0.2		
	Edificio C1, C2 con desfase fuera del plano: Las vigas exteriores no están alineadas en planta con las columnas.	-0.4		
	Otra irregularidad: Hay otra irregularidad en planta observable que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-0.7		
Redundancia	El edificio tiene al menos dos vanos de elementos laterales en cada lado del edificio en esa dirección.	+0.3	M = +0.3	
Golpeo	El edificio está separado de una estructura adyacente por menos del 1% de la altura del edificio más bajo y la estructura adyacente.	-1.0		
	Los pisos no están alineados verticalmente en el rango de 0.6 m (Limite en la suma de modificadores)	-1.0		
Edificio S2	Es visible una geometría de arriostramiento en "K".	-1.0		
Edificio C1	Una placa plana sirve como viga en el marco de momento.	-0.4		
E, PC1/RM1	Hay amarres de techo a pared que son visibles o conocidos de planos y que no dependen del doblado de la sección del grano.	+0.3		
E, PC1/RM1	El edificio está estrechamente espaciado, con paredes de altura completa (en lugar de un espacio interior con pocas paredes como un almacén).	+0.3		
URM	Tiene paredes de hiello.	-0.4		
MH	Hay un sistema de refuerzo sísmico suplementario previsto entre el transporte y el suelo.	+1.2		
Adecuación	El reacondicionamiento sísmico completo es visible o conocido a través de planos.	+1.4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, $S_{L2} = (S' + V_{L2} + P_{L2} + M) \geq S_{MIN}$:		1.5 - 1.2 + 0.3 = 0.6 (Transferir al Nivel 1 del formato)		
Hay un daño o deterioro observable u otra condición que afecta negativamente el desempeño sísmico del edificio: <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No				
Si es el caso, describa la condición en el cuadro inferior de comentarios y señale en el Nivel 1 del formato que se requiere una evaluación detallada, independiente del puntaje del edificio.				
RIESGOS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Enunciado (Marcar "Si" o "No")	Si	No	
Exterior	Hay un parapeto o chimenea no reforzado de mampostería no anclado.		X	
	Hay revestimiento o enchapado pesado.	X		
	Hay un pabelón pesado sobre las puertas de salida o pasos peatonales que parece no tener un soporte adecuado.		X	
	Hay un elemento de mampostería no reforzada sobre las puertas de salida o pasos peatonales.		X	
	Hay un letrero colocado en el edificio que indica la presencia de materiales peligrosos.		X	
	Hay un edificio adyacente más alto con una pared de URM no anclada o un parapeto de URM sin arriostramiento.		X	
	Otro peligro de caída no estructural exterior observado:		X	
Interior	Hay tabiques de arcilla hueca o ladrillo en cualquier escalera o pasillo de salida.		X	
	Otro peligro de caída no estructural interior observado:		X	
Desempeño sísmico no estructural estimado (Marque la casilla adecuada y transfiera a las conclusiones del Nivel 1 del formulario)				
<input type="checkbox"/> Potenciales peligros no estructurales con amenaza significativa para la seguridad vital de los ocupante → Evaluación no-estructural detallada recomendada.				
<input type="checkbox"/> Identificados peligros no estructurales con amenaza significativa para la seguridad vital de los ocupante → Pero no requiere evaluación no-estructural detallada.				
<input checked="" type="checkbox"/> Pocos o ningún peligro no estructural que amenaza la seguridad vital de los ocupante → No requiere evaluación no-estructural detallada.				
Comentarios:				

Figura 26. Formulario de Recolección de Datos Nivel 2 completado del edificio de la Comandancia General del Ejército

4.1.3.4 Edificio de la Comandancia General de la FAE

Estructura peculiar con irregularidad en elevación por poseer volados de diferente dimensión, consta de dos subsuelos para luego levantarse la superestructura de ocho pisos, el primer volado de aproximadamente 4 m sostenido por vigas acarteladas en el segundo piso, luego otro desfase más pequeño estimado en 1.5 m entre el cuarto y sexto piso, el perfil de suelo de acuerdo al ensayo de refracción sísmica lo clasifica como un suelo tipo E.



ESQUEMA

Dirección: Calle Exposición 54-71 y Benigno Vela, Sector La Recoleta
Centro Histórico de Quito - Ecuador **Código postal:** 170403

Otra identificación: Complejo Ministerial de Defensa Nacional

Nombre del Edificio: Comandancia General de la FAE

Uso: Administrativo - Oficinas

Latitud: -0.231392 **Longitud:** -78.511388

Se: S1

Inspector(es): Pachar Byron, Paredes Iván **Fecha/Hora:** 15/01/19 - 11:45

No. Pisos: Sobre el suelo: 0 Bajo el suelo: 2 **Año de construcción:** EST

Superficie total de piso (mt.2): **Código año:**

Adiciones: Ninguna Si, Años construcción:

Ocupación: Asambleas Comercial Serv. Emergencia Histórico Albergue
 Industrial Oficina Educación Gobierno
 Utilidad Almacén Unid. Residenciales:

Tipo de suelo: A B C D E F **DNK**
Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo Si DNK
Dura Débil Denso Duro Blando Pobre *asumir tipo D.*

Riesgos Geológicos: Licuefacción: Si/No DNK Deslizamiento: Si/No DNK Superficie de Ruptura: Si/No DNK

Adyacencia: Golpes Peligro Caída del Edificio Adyacente

Irregularidades: Elevación (tipo/severidad) Voladizo/moderada
 Planta (tipo)

Peligros de Caída Exteriores: Chimeneas sin soporte lateral Apéndices
 Parapetos Revest. pesado o de chapa de madera pesada
 Otros:

COMENTARIOS:

Dibujos o comentarios adicionales en una página aparte.

NOTA BASE, MODIFICADORES, Y ÚLTIMA PUNTUACIÓN NIVEL 1, S _{L1}																		
TIPO DE EDIFICIO FEMA	No se Sabe	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC)	S5 (URM)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad Vertical Grave, V _{L1}		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, V _{L1}		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en Planta, P _{L1}		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Posterior-Marca Base		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Suelo Tipo A o B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Suelo Tipo E (>3 Pisos)		0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, S _{MIN}		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0
PUNTAJE FINAL NIVEL 1, S_{L1} ≥ S_{MIN}														1.2-0.4-0.3=0.5				

GRADO DE REVISIÓN

Exterior: Parcial Todos los lados Aéreo

Interior: Ninguno Visible Completo

Planos revisados: Si No

Fuente del tipo de suelo: Refracción sísmica

Fuente del Peligro Geológico:

Persona de contacto:

NIVEL 2 DE ESCANEADO REALIZADO?

Si, Puntaje final Nivel 2, S_{L2} 0.2 No

Si No Peligros no estructurales?

OTROS RIESGOS

¿Hay peligros que ameriten una evaluación estructural detallada?

Golpeo potencial (a menos que S_{L2}>límite, si es conocido)

Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos

Riesgo geológico o Tipo de Suelo F

Daño significativo/deterioro del sistema estructural

ACCIÓN REQUERIDA

¿Requiere evaluación estructural detallada?

Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio

Si, puntaje menor que el límite

Si, otros peligros presentes

No

¿Eval. no estructural detallada recomendada? (marque una)

Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados

No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada

No, no se identifican peligros no estructurales DNK

Cuando los datos no pueden ser verificados, el inspector deberá anotar lo siguiente: EST = estimado o dato no fiable O DNK = No Sabe

Leyenda MRF: Pórtico resistente a momento RC: Hormigón Armado URM INF: Mampostería no reforzada de relleno MH: Vivienda prefabricada FD: Diafragma flexible
BR: Pórtico reforzado SW: Muro de Corte TU: Tilt-up LM: Acero ligero RD: Diafragma rígido

Figura 27. Formulario de Recolección de Datos Nivel 1 completado del edificio de la Comandancia de la FAE

Escaneo Visual Rápido de Edificios para Detectar Posibles Riesgos Sísmicos
FEMA P-154 Formato de Recolección de Datos

Nivel 2 (Opcional)
ALTA Sísmicidad

La recopilación de Datos Nivel 2 opcional es desarrollado por un Ing. civil o estructural, arquitecto, o estudiante graduado con conocimientos en evaluación sísmica o diseño de edificaciones.

Nombre del Edif.: Comandancia General de la FAE		Puntaje Final Nivel 1: $S_{L1} = 0.5$ (No considerar S_{MIN})		
Inspector: Pachar Byron, Capt. Paredes Ivan		Modificadores de Irreg. Nivel 1: Irregularidad Vertical, $V_{L1} = -0.4$ Irregularidad en Planta, $P_{L1} = 0$		
Fecha/Hora: 19 de enero de 2019 - 11h45		PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO: $S' = (S_{L1} - V_{L1} - P_{L1}) = 0.5 + 0.4 = 0.9$		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES A SUMAR EN EL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO				
Tema	Enunciado (Si el enunciado es verdadero, encerrar el modificador "SI", caso contrario tachar el modificador)	SI	Subtotales	
Irregularidad Vertical, VL2	Sitio	Edificio W1: Hay el menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-1.2	$V_{L2} = -1.0$ (Limite: -1.2)
	Inclinado	Edificio no W1: Hay al menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-0.3	
	Piso blando y/o débil	Edificio W1 muro atrofiado: Es visible a través del espacio de revisión un muro corto sin refuerzo.	-0.5	
		Casa W1 sobre el garaje: Debajo de un piso ocupado hay un garaje abierto sin un marco de momento de acero y hay menos de 20 cm de pared en la misma línea (para varios pisos ocupados encima, usar un mínimo de 40 cm de pared).	-1.2	
		Edificio W1A abierto frontalmente: Hay aberturas en la planta baja (como un parqueadero) que supera al menos el 50% del ancho total del edificio.	-1.2	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% la longitud del piso de superior, o la altura de cualquier piso es 2.0 veces mayor a la altura del piso superior.	-0.9	
	Entradas	Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso está entre un 50% a 75% la longitud del piso superior o la altura de cualquier piso es entre 1.3 a 2.0 veces mayor a la altura del piso superior.	-0.5	
		Los elementos verticales del sistema lateral situados en un piso superior están afuera del piso inferior provocando un diafragma en voladizo en el desfase.	-1.0	
	Columna/pilar corto	Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están situados en el interior del piso inferior.	-0.5	
		Hay un desfase en el plano de los elementos laterales que es más grande que la longitud de los elementos.	-0.2	
	División	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo de una línea de columnas en el sistema tienen una proporción de altura/profundidad menor al 50% de la longitud nominal en ese nivel.	-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La altura de la columna es menor a la mitad de la altura del antepecho, o hay paredes rellenas o pisos adyacentes que acortan la columna.	-0.5	
	Otra	Hay un nivel dividido en uno de los pisos o en el techo.	-0.5	
irregularidad	Hay otra irregularidad vertical severa que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-1.0		
irregularidad	Hay otra irregularidad vertical moderada que puede afectar el desempeño sísmico del edificio.	-0.5		
Irregularidad en planta	Irregularidad torsional: El sistema lateral no parece bien distribuido relativamente en planta en una u otra o ambas direcciones. (No incluye la irregularidad frontal abierta W1A presentada antes).	-0.7	$P_{L2} = 0$ (Limite: -1.2)	
	Sistema no paralelo: Hay uno o más elementos verticales principales del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.	-0.4		
	Esquina entrante: Ambas proyecciones de una esquina interior sobrepasan el 25% del la longitud total en planta en esa dirección.	-0.4		
	Abertura en diafragma: Hay una abertura en el diafragma con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.	-0.2		
	Edificio C1, C2 con desfase fuera del plano: Las vigas exteriores no están alineadas en planta con las columnas.	-0.4		
Redundancia	El edificio tiene al menos dos vanos de elementos laterales en cada lado del edificio en esa dirección.	+0.3		
Golpeteo	El edificio está separado de una estructura adyacente por menos del 1% de la altura del edificio más bajo y la estructura adyacente:	Los pisos no están alineados verticalmente en el rango de 0.6 m (Limite en la suma de modificadores)	-1.0	
		Un edificio es 2 o más pisos más alto que el otro.	-1.0	
Edificio S2	El edificio está al final de la cuadra o fila de edificios (mínimo 3) de puntaje en -1.2	-0.5		
Edificio C1	Es visible una geometría de arriostamiento en "K".	-1.0		
E, PC1/RM1	Una placa plana sirve como viga en el marco de momento.	-0.4		
E, PC1/RM1	Hay amarres de techo a pared que son visibles o conocidos de planos y que no dependen del doblado de la sección del grano.	+0.3		
URM	El edificio está estrechamente espaciado, con paredes de altura completa (en lugar de un espacio interior con pocas paredes como un almacén).	+0.3		
MH	Tiene paredes de hastial.	+0.4		
Adecuación	Hay un sistema de refuerzo sísmico suplementario previsto entre el transporte y el suelo.	+1.2		
	El reacondicionamiento sísmico completo es visible o conocido a través de planos.	+1.4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, $S_{L2} = (S' + V_{L2} + P_{L2} + M) \geq S_{MIN}$:		$0.9 - 1.0 + 0.3 = 0.2$ (Transferir al Nivel 1 del formato)		
Hay un daño o deterioro observable u otra condición que afecta negativamente el desempeño sísmico del edificio: <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No				
Si es el caso, describa la condición en el cuadro inferior de comentarios y señale en el Nivel 1 del formato que se requiere una evaluación detallada, independiente del puntaje del edificio.				
RIESGOS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Enunciado (Marcar "SI" o "No")	SI	No	
Exterior	Hay un parapeto o chimenea no reforzado de mampostería no anclado.		X	
	Hay revestimiento o enchapado pesado.		X	
	Hay un pabellón pesado sobre las puertas de salida o pasos peatonales que parece no tener un soporte adecuado.		X	
	Hay un elemento de mampostería no reforzada sobre las puertas de salida o pasos peatonales.		X	
	Hay un letrero colocado en el edificio que indica la presencia de materiales peligrosos.		X	
	Hay un edificio adyacente más alto con una pared de URM no anclada o un parapeto de URM sin arriostamiento.		X	
	Otro peligro de caída no estructural exterior observado:		X	
Interior	Hay tabiques de arcilla hueca o ladrillo en cualquier escalera o pasillo de salida.		X	
	Otro peligro de caída no estructural interior observado:		X	
Desempeño sísmico no estructural estimado: (Marque la casilla adecuada y transfiera a las conclusiones del Nivel 1 del formulario)				
<input type="checkbox"/> Potenciales peligros no estructurales con amenaza significativa para la seguridad vital de los ocupant → Evaluación no-estructural detallada recomendada.				
<input type="checkbox"/> Identificados peligros no estructurales con amenaza significativa para la seguridad vital de los ocupant → Pero no requiere evaluación no-estructural detallada.				
<input checked="" type="checkbox"/> Pocos o ningún peligro no estructural que amenaza la seguridad vital de los ocupant → No requiere evaluación no-estructural detallada.				
Comentarios:				

Figura 28. Formulario de Recolección de Datos Nivel 2 completado del edificio de la Comandancia de la FAE

4.1.3.5 Edificios de la Comandancia General de Marina (COGMAR)

Conjunto de construcciones conformado por tres bloques principales y un cuarto bloque más pequeño, por la presencia del edificio intermedio de 6 pisos de hormigón armado con columnas y losas planas y siguiendo las recomendaciones que nos presenta la guía FEMA P-154 (ver ANEXO A) los bloques adyacentes a esta estructura mayor se consideraron adiciones, anotando una irregularidad en elevación severa además del peligro de golpeteo, también se tiene la no alineación de pisos entre el cuarto bloque con el primer y tercer bloque, ya que el cuarto bloque en un principio solamente cumplía la función de pasillo cubierto pero luego de que surgiera la necesidad de contar con más oficinas se le agregó estructura metálica para convertirlo en un lugar destinado a realizar trámites administrativos, apoyando esta estructura entre los bloques en los que se encuentra. Otra novedad se la encuentra en el último piso del edificio central el cual sirve como comedor en donde existen adiciones en planta lo que genera articulaciones en los extremos en que se unen las losas y aparte de esto existen dos columnas que no tienen continuidad con las inferiores, además de tener una cisterna de aproximadamente 20 m³ de capacidad. El bloque para el montacarga ubicado en la parte posterior del bloque principal se asume está apoyado al principal. Por último, este es el único edificio que no cuenta con las gradas de emergencia.



Dirección: Calle Exposición S4-71 y Benigno Vela, Sector La Recoleta
Centro Histórico de Quito - Ecuador **Código postal:** 170403

Otra identificación: Complejo Ministerial de Defensa Nacional

Nombre del Edificio: Comandancia General de Marina

Uso: Administrativo - Oficinas

Latitud: -0.231565 **Longitud:** -78.511388

S: S1: **Inspector(es):** Pachar Byron, Paredes Iván **Fecha/Hora:** 15/01/19 - 9:00

No. Pisos: Sobre el suelo: 6 Bajo el suelo: 1 **Año de construcción:** 1951 (EST)

Superficie total de piso (mt.2): **Código año:**

Adiciones: Ninguna Si, Años construcción: 1960, 1970 y posterior

Ocupación: Asambleas Comercial Serv. Emergencia Histórico Albergue
Industria Oficina Educación Gobierno
Utilidad Almacén Unid. Residenciales:

Tipo de suelo: A B C D E F DNK
Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo Suelo Si DNK
Dura Débil Denso Duro Blando Pobre asumir tipo D.

Riesgos Geológicos: Licuefacción: Deslizamiento: Superficie de Ruptura:
Si/No (DNK) Si/No (DNK) Si/No (DNK)

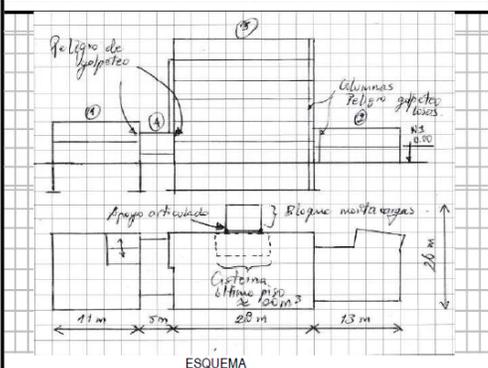
Adyacencia: Golpes Peligro Caída del Edificio Adyacente

Irregularidades: Elevación (tipo/severidad) Estructuras en desfase/severa
 Planta (tipo)

Peligros de Caída: Chimeneas sin soporte lateral Apéndices
 Parapetos Revest. pesado o de chapa de madera pesada

Exteriores: Otros:

COMENTARIOS: Las 4 estructuras que componen la comandancia fueron construidas independientemente, primero según el esquema se construyó la parte izquierda hace 70 años aproximadamente, luego de 10 años se construyeron las oficinas de la parte derecha, después otros 10 años más tarde según información de la persona de contacto se construyó el edificio que se encuentra en el centro con inicialmente 5 pisos para luego adicionar uno más en un principio y finalmente ampliarlo, además un pasillo cubierto se lo complementó con elementos de acero para hacer dos oficinas más entre el primero bloque y el edificio central.
 Dibujos o comentarios adicionales en una página aparte.



NOTA BASE, MODIFICADORES, Y ÚLTIMA PUNTAJACIÓN NIVEL 1, S_{L1}

TIPO DE EDIFICIO FEMA	No se Sabe	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC)	S5 (URM)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM)	PC1 (TU)	PC2 (FD)	RM1 (RD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad Vertical Grave, V _{L1}		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, V _{L1}		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en Planta, P _{L1}		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Posterior-Marca Base		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Suelo Tipo A o B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Suelo Tipo E (>3 Pisos)		0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, S _{MIN}		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0

1.2-0.7-0.3=0.2; S_{min} = 0.3

<p>GRADO DE REVISIÓN</p> <p>Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los lados <input type="checkbox"/> Aéreo</p> <p>Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input type="checkbox"/> Visible <input checked="" type="checkbox"/> Completo</p> <p>Planos revisados: <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No</p> <p>Fuente del tipo de suelo: Refracción sísmica</p> <p>Fuente del Peligro Geológico:</p> <p>Persona de contacto: Arq. René Espinosa</p>	<p>OTROS RIESGOS</p> <p>¿Hay peligros que ameritan una evaluación estructural detallada?</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Golpeo potencial (a menos que S_{L2}>límite, si es conocido)</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos</p> <p><input type="checkbox"/> Riesgo geológico o Tipo de Suelo F</p> <p><input type="checkbox"/> Daño significativo/deterioro del sistema estructural</p>	<p>ACCIÓN REQUERIDA</p> <p>¿Requiere evaluación estructural detallada?</p> <p><input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Si, puntaje menor que el límite</p> <p><input type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes</p> <p><input type="checkbox"/> No</p> <p>¿Eval. no estructural detallada recomendada? (marque una)</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados</p> <p><input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada</p> <p><input type="checkbox"/> No, no se identifican peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DNK</p>
--	---	--

Cuando los datos no pueden ser verificados, el inspector deberá anotar lo siguiente: EST = estimado o dato no fiable O DNK = No Sabe

Leyenda MRF: Pórtico resistente a momento RC: Hormigón Armado URM INF: Mampostería no reforzada de relleno MH: Vivienda prefabricada FD: Diafragma flexible
BR: Pórtico reforzado SW: Muro de Corte TU: Till-up LM: Acero ligero RD: Diafragma rígido

Figura 29. Formulario de Recolección de Datos Nivel 1 completado del edificio de la Comandancia General de Marina

Escaneo Visual Rápido de Edificios para Detectar Posibles Riesgos Sísmicos
FEMA P-154 Formato de Recolección de Datos

Nivel 2 (Opcional)
ALTA Sísmicidad

La recopilación de Datos Nivel 2 opcional es desarrollado por un Ing. civil o estructural, arquitecto, o estudiante graduado con conocimientos en evaluación sísmica o diseño de edificaciones.

Nombre del Edif.: Comandancia General de Marina		Puntaje Final Nivel 1: $S_{L1} = 0.2$ (No considerar S _{MIN})	
Inspector: Pachar Byron, Capt. Paredes Ivan		Modificadores de Irreg. Nivel 1: Irregularidad Vertical, $V_{L1} = -0.7$ Irregularidad en Planta, $P_{L1} = 0$	
Fecha/Hora: 14 de enero de 2019 - 09:00		PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO: $S = (S_{L1} - V_{L1} - P_{L1}) = 0.2 + 0.7 = 0.9$	

MODIFICADORES ESTRUCTURALES A SUMAR EN EL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO				
Tema	Enunciado (Si el enunciado es verdadero, encerrar el modificador "Si", caso contrario tachar el modificador.)	Si	Subtotales	
Irregularidad Vertical, VL2	Sitio	Edificio W1: Hay el menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-1.2	V _{L2} = -1.2 (Limite: -1.2)
	Inclinado	Edificio no W1: Hay al menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-0.3	
	Piso blando y/o débil	Edificio W1 muro atrofiado: Es visible a través del espacio de revisión un muro corto sin refuerzo.	-0.6	
		Casa W1 sobre el garaje: Debajo de un piso ocupado hay un garaje abierto sin un marco de momento de acero y hay menos de 20 cm de pared en la misma línea (para varios pisos ocupados encima, usar un mínimo de 40 cm de pared).	-1.2	
		Edificio W1A abierto frontalmente: Hay aberturas en la planta baja (como un parqueadero) que supera al menos el 50% del ancho total del edificio.	-1.2	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% la longitud del piso de superior, o la altura de cualquier piso es 2.0 veces mayor a la altura del piso superior.	-0.9	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso está entre un 50% a 75% la longitud del piso superior o la altura de cualquier piso es entre 1.3 a 2.0 veces mayor a la altura del piso superior.	-0.5	
	Entradas	Los elementos verticales del sistema lateral situados en un piso superior están afuera del piso inferior provocando un diafragma en voladizo en el desfase.	-1.0	
		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están situados en el interior del piso inferior.	0.5	
		Hay un desfase en el plano de los elementos laterales que es más grande que la longitud de los elementos.	0.3	
	Columna/pilar corto	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo de una línea de columnas en el sistema tienen una proporción de altura/profundidad menor al 50% de la longitud nominal en ese nivel.	-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La altura de la columna es menor a la mitad de la altura del antepecho, o hay paredes rellenas o pisos adyacentes que acortan la columna.	-0.5	
División	Hay un nivel dividido en uno de los pisos o en el techo.	0.5		
Otra irregularidad	Hay otra irregularidad vertical severa que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-1.0		
	Hay otra irregularidad vertical moderada que puede afectar el desempeño sísmico del edificio.	-0.5		
Irregularidad en planta	Irregularidad torsional: El sistema lateral no parece bien distribuido relativamente en planta en una u otra o ambas direcciones. (No incluye la irregularidad frontal abierta W1A presentada antes).	-0.7	P _{L2} = 0 (Limite: -1.2)	
	Sistema no paralelo: Hay uno o más elementos verticales principales del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.	-0.4		
	Esquina entrante: Ambas proyecciones de una esquina interior sobrepasan el 25% del la longitud total en planta en esa dirección.	-0.4		
	Abertura en diafragma: Hay una abertura en el diafragma con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.	0.2		
	Edificio C1, C2 con desfase fuera del plano: Las vigas exteriores no están alineadas en planta con las columnas.	-0.4		
Otra irregularidad: Hay otra irregularidad en planta observable que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-0.7			
Redundancia	El edificio tiene al menos dos vanos de elementos laterales en cada lado del edificio en esa dirección.	+0.3	M = -0.9	
Golpeteo	El edificio está separado de una estructura adyacente por menos del 1% de la altura del edificio más bajo y la estructura adyacente:	-1.0		
	Los pisos no están alineados verticalmente en el rango de 0.6 m (Limite en la suma de modificadores de puntaje en -1.2)	-1.0		
Edificio S2	Es visible una geometría de arriostramiento en "K".	-1.0		
Edificio C1	Una placa plana sirve como viga en el marco de momento.	-0.4		
E, PC1/RM1	Hay amarres de techo a pared que son visibles o conocidos de planos y que no dependen del doblado de la sección del grano.	+0.3		
E, PC1/RM1	El edificio está estrechamente espaciado, con paredes de altura completa (en lugar de un espacio interior con pocas paredes como un almacén).	+0.3		
URM	Tiene paredes de hastial.	-0.4		
MH	Hay un sistema de refuerzo sísmico suplementario previsto entre el transporte y el suelo.	-1.2		
Adecuación	El reacondicionamiento sísmico completo es visible o conocido a través de planos.	+1.4		

PUNTAJE FINAL NIVEL 2, $S_{L2} = (S^* + V_{L2} + P_{L2} + M) \geq S_{MIN}$: $0.9 - 1.2 - 0.9 = -1.2$; $S_{MIN} = 0.3$ (Transferir al Nivel 1 del formato)

Hay un daño o deterioro observable u otra condición que afecta negativamente el desempeño sísmico del edificio: Si No

Si es el caso, describa la condición en el cuadro inferior de comentarios y señale en el Nivel 1 del formato que se requiere una evaluación detallada, independiente del puntaje del edificio.

RIESGOS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES			
Ubicación	Enunciado (Marcar "Si" o "No")	Si	No
Exterior	Hay un parapeto o chimenea no reforzado de mampostería no anclado.	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
	Hay revestimiento o enchapado pesado.	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
	Hay un pabellón pesado sobre las puertas de salida o pasos peatonales que parece no tener un soporte adecuado.	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
	Hay un elemento de mampostería no reforzada sobre las puertas de salida o pasos peatonales.	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
	Hay un letrero colocado en el edificio que indica la presencia de materiales peligrosos.	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
	Hay un edificio adyacente más alto con una pared de URM no anclada o un parapeto de URM sin arriostramiento.	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
	Otro peligro de caída no estructural exterior observado:	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Interior	Hay tabiques de arcilla hueca o ladrillo en cualquier escalera o pasillo de salida.	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
	Otro peligro de caída no estructural interior observado:	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

Desempeño sísmico no estructural estimado: (Marque la casilla adecuada y transfiera a las conclusiones del Nivel 1 del formulario)

Potenciales peligros no estructurales con amenaza significativa para la seguridad vital de los ocupantes → Evaluación no-estructural detallada recomendada.

Identificados peligros no estructurales con amenaza significativa para la seguridad vital de los ocupantes → Pero no requiere evaluación no-estructural detallada.

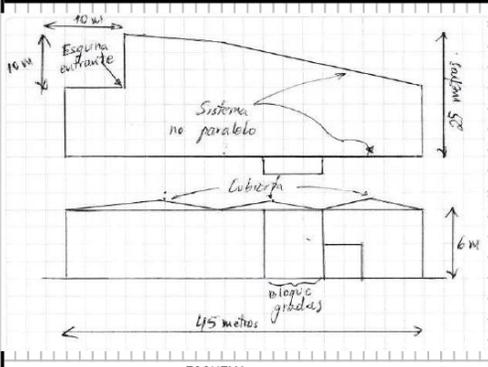
Pocos o ningún peligro no-estructural que amenaza la seguridad vital de los ocupantes → No requiere evaluación no-estructural detallada.

Comentarios: Las edificaciones que componen la Comandancia no cuentan con planos estructurales.

Figura 30. Formulario de Recolección de Datos Nivel 2 completado del edificio de la Comandancia General de Marina

4.1.3.6 Edificio Almacén y Comedor

Estructura relativamente joven de hormigón armado con irregularidad en planta por elementos no paralelos y esquina reentrante.

ESQUEMA

Dirección: Calle Exposición 54-71 y Benigno Vela, Sector La Recoleta
Centro Histórico de Quito - Ecuador **Código postal:** 170403

Otra identificación: Complejo Ministerial de Defensa Nacional

Nombre del Edificio: Comedor - Almacén

Uso: Cafetería - Comedor, Correo y venta de uniformes.

Latitud: -0.232099 **Longitud:** -78.511388

Ss: **S1:**

Inspector(es): Pachar Byron, Paredes Iván **Fecha/Hora:** 15/01/19 - 12:15

No. Pisos: Sobre el suelo: 2 Bajo el suelo: 0 **Año de construcción:** 2004 **EST**

Superficie total de piso (mt.2): **Código año:**

Adiciones: Ninguna Si, Años construcción:

Ocupación: Asambleas Comercial Serv. Emergencia Histórico Albergue
Industrial Oficina Educación Gobierno
Utilidad Almacén Unid. Residenciales:

Tipo de suelo: A B C D E F DNK
Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo *Si DNK*
Dura Débil Denso Duro Blando Pobre *asumir tipo D.*

Riesgos Geológicos: Licuefacción: Si / No DNK Deslizamiento: Si / No DNK Superficie de Ruptura: Si / No DNK

Adyacencia: Golpes Peligro Caída del Edificio Adyacente

Irregularidades: Elevación (tipo/severidad)
 Planta (tipo) Elementos no paralelos

Peligros de Caída Exteriores: Chimeneas sin soporte lateral Apéndices
 Parapetos Revest. pesado o de chapa de madera pesada
 Otros:

COMENTARIOS:

Dibujos o comentarios adicionales en una página aparte.

NOTA BASE, MODIFICADORES, Y ÚLTIMA PUNTUACIÓN NIVEL 1, S_{L1}

TIPO DE EDIFICIO FEMA	No se Sabe	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC)	S5 (URM)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad Vertical Grave, V _{L1}		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, V _{L1}		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en Planta, P _{L1}		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Posterior-Marca Base		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Suelo Tipo A o B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Suelo Tipo E (>3 Pisos)		0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, S _{MN}		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0

1.2-0.5= 0.7

GRADO DE REVISIÓN

Exterior: Parcial Todos los lados Aéreo

Interior: Ninguno Visible Completo

Planos revisados: Si No

Fuente del tipo de suelo: Refracción sísmica

Fuente del Peligro Geológico:

Persona de contacto:

OTROS RIESGOS

¿Hay peligros que ameriten una evaluación estructural detallada?

Golpeo potencial (a menos que S_{L2}>límite, si es conocido)

Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos

Riesgo geológico o Tipo de Suelo F

Daño significativo/deterioro del sistema estructural

ACCIÓN REQUERIDA

¿Requiere evaluación estructural detallada?

Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio

Si, puntaje menor que el límite

Si, otros peligros presentes

No

¿Eval. no estructural detallada recomendada? (marque una)

Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados

No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada

No, no se identifican peligros no estructurales DNK

Cuando los datos no pueden ser verificados, el inspector deberá anotar lo siguiente: EST = estimado o dato no fiable O DNK = No Sabe

Leyenda MRF: Pórtico resistente a momento RC: Hormigón Armado URM INF: Mampostería no reforzada de relleno MH: Vivienda prefabricada FD: Diafragma flexible
BR: Pórtico reforzado SW: Muro de Corte TU: Tilt-up LM: Acero ligero RD: Diafragma rígido

Figura 31. Formulario de Recolección de Datos Nivel 1 completado del edificio Comedor-Almacén

Escaneo Visual Rápido de Edificios para Detectar Posibles Riesgos Sísmicos
FEMA P-154 Formato de Recolección de Datos

Nivel 2 (Opcional)
ALTA Sísmicidad

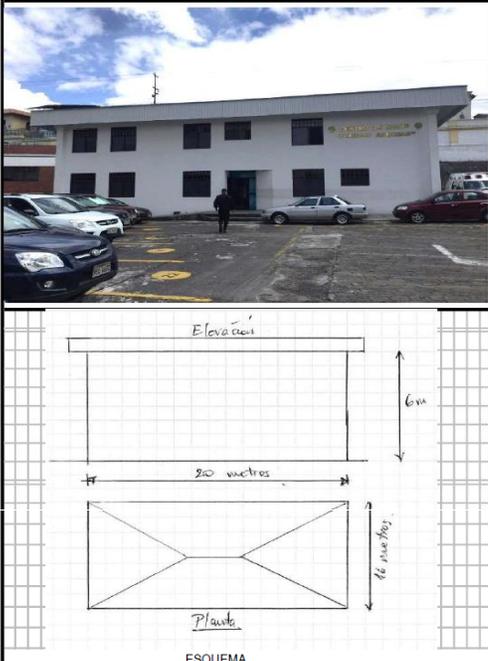
La recopilación de Datos Nivel 2 opcional es desarrollado por un Ing. civil o estructural, arquitecto, o estudiante graduado con conocimientos en evaluación sísmica o diseño de edificaciones.

Nombre del Edif.: Comedor - Almacén		Puntaje Final Nivel 1: $S_{L1} = 0.7$ (No considerar S _{MIN})		
Inspector: Tachar Byron, Capt. Paredes Ivan		Modificadores de Irreg. Nivel 1: Irregularidad Vertical, $V_{L1} = 0$ Irregularidad en Planta, $P_{L1} = -0.5$		
Fecha/Hora: 14 de enero de 2019 - 12h15		PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO: $S = (S_{L1} - V_{L1} - P_{L1}) = 0.7 + 0.5 = 1.2$		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES A SUMAR EN EL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO				
Tema	Enunciado (Si el enunciado es verdadero, encerrar el modificador "Si", caso contrario tachar el modificador.)	Si	Subtotales	
Irregularidad Vertical, VL2	Sitio	Edificio W1: Hay el menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-1.2	$V_{L2} = 0$ (Limite: -1.2)
	Inclinado	Edificio no W1: Hay al menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-0.3	
	Piso blando y/o débil	Edificio W1 muro atrofiado: Es visible a través del espacio de revisión un muro corto sin refuerzo.	-0.6	
		Casa W1 sobre el garaje: Debajo de un piso ocupado hay un garaje abierto sin un marco de momento de acero y hay menos de 20 cm de pared en la misma línea (para varios pisos ocupados encima, usar un mínimo de 40 cm de pared).	-1.2	
		Edificio W1A abierto frontalmente: Hay aberturas en la planta baja (como un parqueadero) que supera al menos el 50% del ancho total del edificio.	-1.2	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% la longitud del piso de superior, o la altura de cualquier piso es 2.0 veces mayor a la altura del piso superior.	-0.9	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso está entre un 50% a 75% la longitud del piso superior o la altura de cualquier piso es entre 1.3 a 2.0 veces mayor a la altura del piso superior.	-0.5	
	Entradas	Los elementos verticales del sistema lateral situados en un piso superior están afuera del piso inferior provocando un diafragma en voladizo en el desfase.	-1.0	
		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están situados en el interior del piso inferior.	-0.5	
		Hay un desfase en el plano de los elementos laterales que es más grande que la longitud de los elementos.	-0.3	
	Columna/pilar corto	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo de una línea de columnas en el sistema tienen una proporción de altura/profundidad menor al 50% de la longitud nominal en ese nivel.	-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La altura de la columna es menor a la mitad de la altura del antepecho, o hay paredes rellenas o pisos adyacentes que acortan la columna.	-0.5	
	División	Hay un nivel dividido en uno de los pisos o en el techo.	-0.5	
Otra irregularidad	Hay otra irregularidad vertical severa que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-1.0		
irregularidad	Hay otra irregularidad vertical moderada que puede afectar el desempeño sísmico del edificio.	-0.5		
Irregularidad en planta	irregularidad torsional: El sistema lateral no parece bien distribuido relativamente en planta en una u otra o ambas direcciones. (No incluye la irregularidad frontal abierta W1A presentada antes).	-0.7	$P_{L2} = -0.5$ (Limite: -1.2)	
	Sistema no paralelo: Hay uno o más elementos verticales principales del sistema lateral que no son ortogonales entre si.	-0.4		
	Esquina entrante: Ambas proyecciones de una esquina interior sobrepasan el 25% del la longitud total en planta en esa dirección.	-0.4		
	Abertura en diafragma: Hay una abertura en el diafragma con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.	-0.7		
	Edificio C1, C2 con desfase fuera del plano: Las vigas exteriores no están alineadas en planta con las columnas.	-0.4		
Otra irregularidad:	Hay otra irregularidad en planta observable que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-0.7		
Redundancia	El edificio tiene al menos dos vanos de elementos laterales en cada lado del edificio en esa dirección.	+0.3	$M = +0.3$	
Golpeteo	El edificio está separado de una estructura adyacente por menos del 1% de la altura del edificio más bajo y la estructura adyacente:	-1.0		
	Los pisos no están alineados verticalmente en el rango de 0.6 m de los pisos más altos que el otro. (Limite en la suma de modificadores de puntaje en -1.2)	-0.7		
Edificio S2	Es visible una geometría de arriostramiento en "K".	-1.0		
Edificio C1	Una placa plana sirve como viga en el marco de momento.	-0.4		
E. PC1/RM1	Hay amarres de techo a pared que son visibles o conocidos de planos y que no dependen del doblado de la sección del grano.	+0.3		
E. PC1/RM1	El edificio está estrechamente espaciado, con paredes de altura completa (en lugar de un espacio interior con pocas paredes como un almacén).	+0.3		
URM	Tiene paredes de hastial.	-0.4		
MH	Hay un sistema de refuerzo sísmico suplementario previsto entre el transporte y el suelo.	+1.2		
Adecuación	El reacondicionamiento sísmico completo es visible o conocido a través de planos.	+1.4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, $S_{L2} = (S + V_{L2} + P_{L2} + M) \geq S_{MIN}$ $1.2 - 0.5 + 0.3 = 0.7$ (Transferir al Nivel 1 del formato)				
Hay un daño o deterioro observable u otra condición que afecta negativamente el desempeño sísmico del edificio: <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No				
Si es el caso, describa la condición en el cuadro inferior de comentarios y señale en el Nivel 1 del formato que se requiere una evaluación detallada, independiente del puntaje del edificio.				
RIESGOS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Enunciado (Marcar "Si" o "No")	Si	No	
Exterior	Hay un parapeto o chimenea no reforzado de mampostería no anclado.		X	
	Hay revestimiento o enchapado pesado.		X	
	Hay un pabellón pesado sobre las puertas de salida o pasos peatonales que parece no tener un soporte adecuado.		X	
	Hay un elemento de mampostería no reforzada sobre las puertas de salida o pasos peatonales.		X	
	Hay un letrero colocado en el edificio que indica la presencia de materiales peligrosos.		X	
	Hay un edificio adyacente más alto con una pared de URM no anclada o un parapeto de URM sin arriostramiento.		X	
	Otro peligro de caída no estructural exterior observado:		X	
Interior	Hay tabiques de arcilla hueca o ladrillo en cualquier escalera o pasillo de salida.		X	
	Otro peligro de caída no estructural interior observado:		X	
Desempeño sísmico no estructural estimado: (Marque la casilla adecuada y transfiera a las conclusiones del Nivel 1 del formulario)				
<input type="checkbox"/> Potenciales peligros no estructurales con amenaza significativa para la seguridad vital de los ocupantes → Evaluación no-estructural detallada recomendada.				
<input type="checkbox"/> Identificados peligros no estructurales con amenaza significativa para la seguridad vital de los ocupantes → Pero no requiere evaluación no-estructural detallada.				
<input checked="" type="checkbox"/> Pocos o ningún peligro no estructural que amenaza la seguridad vital de los ocupantes → No requiere evaluación no-estructural detallada.				
Comentarios:				

Figura 32. Formulario de Recolección de Datos Nivel 2 completado del edificio Comedor-Almacén

4.1.3.7 Policlínico

Estructura de hormigón armado construida en el año 2011, regular en planta y elevación sin ninguna novedad mayor, sin embargo, obtiene un puntaje menor al límite recomendado lo que indicaría realizar un análisis más detallado, pero no sería necesario, tomando en cuenta la configuración de la estructura.



ESQUEMA

Dirección: Calle Exposición S4-71 y Benigno Vela, Sector La Recoleta
Centro Histórico de Quito - Ecuador **Código postal:** 170403

Otra identificación: Complejo Ministerial de Defensa Nacional

Nombre del Edificio: Centro de Salud "Fuerzas Armadas"

Uso: Administrativo - Oficinas

Latitud: -0.231178 **Longitud:** -78.511388

Se: **S1:**

Inspector(es): Pachar Byron, Paredes Iván **Fecha/Hora:** 15/01/19 - 12:30

No. Pisos: Sobre el suelo: 2 Bajo el suelo: 0 **Año de construcción:** 2011 EST

Superficie total de piso (mt.2): **Código año:**

Adiciones: Ninguna Si, Años construcción:

Ocupación: Asambleas Comercial Serv. Emergencia Histórico Albergue
 Industrial Oficina Educación Gobierno
 Utilidad Almacén Unid. Residenciales:

Tipo de suelo: A B C D E F DNK
Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo *Si DNK*
Dura Débil Denso Duro Blando Pobre *asumir tipo D.*

Riesgos Geológicos: Licuefacción: Si / No *DNK* Deslizamiento: Si / No *DNK* Superficie de Ruptura: Si / No *DNK*

Adyacencia: Golpes Peligro Caída del Edificio Adyacente

Irregularidades: Elevación (tipo/severidad)
 Planta (tipo)

Peligros de Caída: Chimeneas sin soporte lateral Apéndices
 Parapetos Revest. pesado o de chapa de madera pesada

Exteriores: Otros:

COMENTARIOS:

Dibujos o comentarios adicionales en una página aparte.

NOTA BASE, MODIFICADORES, Y ÚLTIMA Puntuación Nivel 1, S _{L1}																		
TIPO DE EDIFICIO FEMA	No se Sabe	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5
Irregularidad Vertical Grave, V _{L1}		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, V _{L1}		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Irregularidad en Planta, P _{L1}		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1
Posterior-Marca Base		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Suelo Tipo A o B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Suelo Tipo E (>3 Pisos)		0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo, S _{MIN}		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0
PUNTAJE FINAL NIVEL 1, S_{L1} ≥ S_{MIN}																		
1.2																		

GRADO DE REVISIÓN

Exterior: Parcial Todos los lados Aéreo

Interior: Ninguno Visible Completo

Planos revisados: Si No

Fuente del tipo de suelo: Refracción sísmica

Fuente del Peligro Geológico:

Persona de contacto:

OTROS RIESGOS

¿Hay peligros que ameriten una evaluación estructural detallada?

Golpeo potencial (a menos que S_{L2} > límite, si es conocido)

Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos

Riesgo geológico o Tipo de Suelo F

Daño significativo/deterioro del sistema estructural

ACCIÓN REQUERIDA

¿Requiere evaluación estructural detallada?

Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio

Si, puntaje menor que el límite

Si, otros peligros presentes

No

¿Eval. no estructural detallada recomendada? (marque una)

Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados

No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada

No, no se identifican peligros no estructurales DNK

Cuando los datos no pueden ser verificados, el inspector deberá anotar lo siguiente: EST = estimado o dato no fiable O DNK = No Sabe

Leyenda MRF: Pórtico resistente a momento RC: Hormigón Armado URM INF: Mampostería no reforzada de relleno MH: Vivienda prefabricada FD: Diafragma flexible
BR: Pórtico reforzado SW: Muro de Corte TU: Tilt-up LM: Acero ligero RD: Diafragma rígido

Figura 33. Formulario de Recolección de Datos Nivel 1 completado del Centro de Salud de las Fuerzas Armadas

Escaneo Visual Rápido de Edificios para Detectar Posibles Riesgos Sísmicos
FEMA P-154 Formato de Recolección de Datos

Nivel 2 (Opcional)
ALTA Sísmicidad

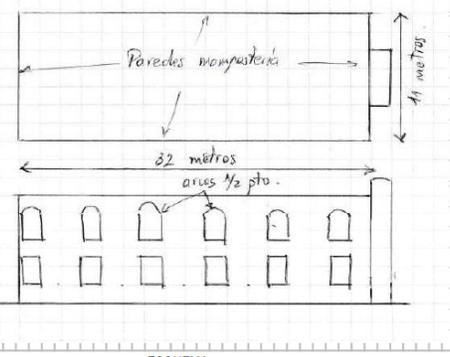
La recopilación de Datos Nivel 2 opcional es desarrollado por un Ing. civil o estructural, arquitecto, o estudiante graduado con conocimientos en evaluación sísmica o diseño de edificaciones.

Nombre del Edif.: Centro de Salud "Fuerzas Armadas"		Puntaje Final Nivel 1: $S_{L1} = 1.2$ (No considerar S_{MN})		
Inspector: Pachar Byron, Capt. Paredes Ivan		Modificadores de Irreg. Nivel 1: Irregularidad Vertical, $V_{L1} = 0$ Irregularidad en Planta, $P_{L1} = 0$		
Fecha/Hora: 14 de enero de 2014 - 12h30		PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO: $S' = (S_{L1} - V_{L1} - P_{L1}) = 1.2$		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES A SUMAR EN EL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO				
Tema	Enunciado (Si el enunciado es verdadero, encerrar el modificador "Si", caso contrario tachar el modificador.)	Si	Subtotales	
Irregularidad Vertical, VL2	Sitio	Edificio W1: Hay el menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-1.2	$V_{L2} = 0$ (Limite: -1.2)
	Inclinado	Edificio no W1: Hay al menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-0.3	
	Piso blando y/o débil	Edificio W1 muro atrofiado: Es visible a través del espacio de revisión un muro corto sin refuerzo.	-0.6	
		Casa W1 sobre el garaje: Debajo de un piso ocupado hay un garaje abierto sin un marco de momento de acero y hay menos de 20 cm de pared en la misma línea (para varios pisos ocupados encima, usar un mínimo de 40 cm de pared).	-1.2	
		Edificio W1A abierto frontalmente: Hay aberturas en la planta baja (como un parqueadero) que supera al menos el 50% del ancho total del edificio.	-1.3	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% la longitud del piso de superior, o la altura de cualquier piso es 2.0 veces mayor a la altura del piso superior.	-0.9	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso está entre un 50% a 75% la longitud del piso superior o la altura de cualquier piso es entre 1.3 a 2.0 veces mayor a la altura del piso superior.	-0.5	
	Entradas	Los elementos verticales del sistema lateral situados en un piso superior están afuera del piso inferior provocando un diafragma en voladizo en el desfase.	-1.0	
		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están situados en el interior del piso inferior.	0.5	
	Columna/pilar corto	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo de una línea de columnas en el sistema tienen una proporción de altura/profundidad menor al 50% de la longitud nominal en ese nivel.	-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La altura de la columna es menor a la mitad de la altura del antepecho, o hay paredes rellenas o pisos adyacentes que acortan la columna.	-0.5	
	División	Hay un nivel dividido en uno de los pisos o en el techo.	-0.5	
		Otra	Hay otra irregularidad vertical severa que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	
	Irregularidad	Hay otra irregularidad vertical moderada que puede afectar el desempeño sísmico del edificio.	-0.5	
Irregularidad en planta	Irregularidad torsional: El sistema lateral no parece bien distribuido relativamente en planta en una u otra o ambas direcciones. (No incluye la irregularidad frontal abierta W1A presentada antes).	-0.7	$P_{L2} = 0$ (Limite: -1.2)	
	Sistema no paralelo: Hay uno o más elementos verticales principales del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.	-0.4		
	Esquina entrante: Ambas proyecciones de una esquina interior sobrepasan el 25% del longitud total en planta en esa dirección.	-0.4		
	Abertura en diafragma: Hay una abertura en el diafragma con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.	0.2		
	Edificio C1, C2 con desfase fuera del plano: Las vigas exteriores no están alineadas en planta con las columnas.	-0.4		
Otra irregularidad: Hay otra irregularidad en planta observable que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-0.7			
Redundancia	El edificio tiene al menos dos vanos de elementos laterales en cada lado del edificio en esa dirección.	+0.3	$M = +0.3$	
Golpeteo	El edificio está separado de una estructura adyacente por menos del 1% de la altura del edificio más bajo y la estructura adyacente.	-1.0		
	El edificio está al final de la cuadra o fila de edificios (mínimo 3) de puntaje en -1.2.	-0.5		
Edificio S2	Es visible una geometría de arriostamiento en "K".	-1.0		
Edificio C1	Una placa plana sirve como viga en el marco de momento.	-0.4		
E, PC1/RM1	Hay amarres de techo a pared que son visibles o conocidos de planos y que no dependen del doblado de la sección del grano.	0.3		
E, PC1/RM1	El edificio está estrechamente espaciado, con paredes de altura completa (en lugar de un espacio interior con pocas paredes como un almacén).	0.3		
URM	Tiene paredes de hastial.	-0.4		
MH	Hay un sistema de refuerzo sísmico suplementario previsto entre el transporte y el suelo.	+1.2		
Adecuación	El reacondicionamiento sísmico completo es visible o conocido a través de planos.	+1.4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, $S_{L2} = (S' + V_{L2} + P_{L2} + M) \geq S_{MN}$: $1.2 + 0.3 = 1.5$		(Transferir al Nivel 1 del formato)		
Hay un daño o deterioro observable u otra condición que afecta negativamente el desempeño sísmico del edificio: <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No Si es el caso, describa la condición en el cuadro inferior de comentarios y señale en el Nivel 1 del formato que se requiere una evaluación detallada, independiente del puntaje del edificio.				
RIESGOS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Enunciado (Marcar "Si" o "No")	Si		No
Exterior	Hay un parapeto o chimenea no reforzado de mampostería no anclado.		X	
	Hay revestimiento o enchapado pesado.		X	
	Hay un pabellón pesado sobre las puertas de salida o pasos peatonales que parece no tener un soporte adecuado.		X	
	Hay un elemento de mampostería no reforzada sobre las puertas de salida o pasos peatonales.		X	
	Hay un letrero colocado en el edificio que indica la presencia de materiales peligrosos.		X	
	Hay un edificio adyacente más alto con una pared de URM no anclada o un parapeto de URM sin arriostamiento.		X	
	Otro peligro de caída no estructural exterior observado:		X	
Interior	Hay tabiques de arcilla hueca o ladrillo en cualquier escalera o pasillo de salida.		X	
	Otro peligro de caída no estructural interior observado:		X	
Desempeño sísmico no estructural estimado: (Marque la casilla adecuada y transfiera a las conclusiones del Nivel 1 del formulario)				
<input type="checkbox"/> Potenciales peligros no estructurales con amenaza significativa para la seguridad vital de los ocupantes → Evaluación no-estructural detallada recomendada.				
<input type="checkbox"/> Identificados peligros no estructurales con amenaza significativa para la seguridad vital de los ocupantes → Pero no requiere evaluación no-estructural detallada.				
<input checked="" type="checkbox"/> Pocos o ningún peligro no estructural que amenaza la seguridad vital de los ocupantes → No requiere evaluación no-estructural detallada.				
Comentarios:				

Figura 34. Formulario de Recolección de Datos Nivel 2 completado del Centro de Salud de las Fuerzas Armadas

4.1.3.8 Teatro Anita Paredes de Alfaro

Construcción de mampostería no reforzada con elementos de entre piso de madera, arcos de medio punto a los lados, regular en planta y elevación.

ESQUEMA

Dirección: Calle Exposición 54-71 y Benigno Vela, Sector La Recoleta
Centro Histórico de Quito - Ecuador **Código postal:** 170403

Otra identificación: Complejo Ministerial de Defensa Nacional

Nombre del Edificio: Teatro Anita Paredes de Alfaro

Uso: Conferencias, Cursos, Capacitaciones.

Latitud: -0.231128 **Longitud:** -78.511388

Ss: **S1:**

Inspector(es): Pachar Byron, Paredes Iván **Fecha/Hora:** 15/01/19 - 12:45

No. Pisos: Sobre el suelo: 1 Bajo el suelo: 0 **Año de construcción:** 1909 **EST**

Superficie total de piso (mt.2): **Código año:**

Adiciones: Ninguna Si, Años construcción:

Ocupación: Asambleas Comercial Serv. Emergencia Histórico Albergue
 Industrial Oficina Educación Gobierno
 Utilidad Almacén Unid. Residenciales:

Tipo de suelo: A B C D E F **DNK**
Roca Roca Suelo Suelo Suelo *Si DNK*
Dura Débil Denso Duro Blando Pobre *asumir tipo D.*

Riesgos Geológicos: Licuefacción: Si / No **DNK** Deslizamiento: Si / No **DNK** Superficie de Ruptura: Si / No **DNK**

Adyacencia: Golpes Peligro Caída del Edificio Adyacente

Irregularidades: Elevación (tipo/severidad)
 Planta (tipo)

Peligros de Caída: Chimeneas sin soporte lateral Apéndices
 Parapetos Revest. pesado o de chapa de madera pesada

Exteriores: Otros:

COMENTARIOS:
Restauración de fachada y acabados

Dibujos o comentarios adicionales en una página aparte.

TIPO DE EDIFICIO FEMA	No se Sabe	NOTA BASE, MODIFICADORES, Y ÚLTIMA Puntuación Nivel 1, S _{L1}																	
		W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC)	S5 (URM)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH	
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5	
Irregularidad Vertical Grave, V _{L1}		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA	
Irregularidad Vertical Moderada, V _{L1}		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA	
Irregularidad en Planta, P _{L1}		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA		
Pre-Código		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	0.0	-0.1		
Posterior-Marca Base		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA		
Suelo Tipo A o B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3		
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2		
Suelo Tipo E (>3 Pisos)		0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2		
Puntaje Mínimo, S _{MN}		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2		
PUNTAJE FINAL NIVEL 1, S_{L1} ≥ S_{MN}		1.0																	

GRADO DE REVISIÓN

Exterior: Parcial Todos los lados Aéreo

Interior: Ninguno Visible Completo

Planos revisados: Si No

Fuente del tipo de suelo: *Refracción sísmica*

Fuente del Peligro Geológico: _____

Persona de contacto: _____

OTROS RIESGOS

¿Hay peligros que ameriten una evaluación estructural detallada?

Golpeo potencial (a menos que S_{L2}>límite, si es conocido)

Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos

Riesgo geológico o Tipo de Suelo F

Daño significativo/deterioro del sistema estructural

ACCIÓN REQUERIDA

¿Requiere evaluación estructural detallada?

Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio

Si, puntaje menor que el límite

Si, otros peligros presentes

No

¿Eval. no estructural detallada recomendada? (marque una)

Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados

No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada

No, no se identifican peligros no estructurales. DNK

Cuando los datos no pueden ser verificados, el inspector deberá anotar lo siguiente: EST = estimado o dato no fiable O DNK = No Sabe

Leyenda MRF: Pórtico resistente a momento RC: Hormigón Armado URM INF: Mampostería no reforzada de relleno MH: Vivienda prefabricada FD: Diafragma flexible
BR: Pórtico reforzado SW: Muro de Corte TU: Tilt-up LM: Acero ligero RD: Diafragma rígido

Figura 35. Formulario de Recolección de Datos Nivel 1 completado del Teatro "Anita Paredes de Alfaro"

Escaneo Visual Rápido de Edificios para Detectar Posibles Riesgos Sísmicos
FEMA P-154 Formato de Recolección de Datos

Nivel 2 (Opcional)
ALTA Sísmicidad

La recopilación de Datos Nivel 2 opcional es desarrollado por un Ing. civil o estructural, arquitecto, o estudiante graduado con conocimientos en evaluación sísmica o diseño de edificaciones.

Nombre del Edif.: Teatro Anita Paredes de Alfaro		Puntaje Final Nivel 1: $S_{L1} = 1.0$ (No considerar S _{MIN})		
Inspector: Pachar Byron, Capt. Paredes Ivan		Modificadores de Irreg. Nivel 1: Irregularidad Vertical, $V_{L1} = 0$ Irregularidad en Planta, $P_{L1} = 0$		
Fecha/Hora: 19 de enero de 2019 - 12h:45		PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO: $S = (S_{L1} - V_{L1} - P_{L1}) = 1.0$		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES A SUMAR EN EL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO				
Tema	Enunciado (Si el enunciado es verdadero, encerrar el modificador "Si", caso contrario tachar el modificador)	Si	Subtotales	
Irregularidad Vertical, VL2	Sitio	Edificio W1: Hay el menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-1.2	
	Inclinado	Edificio no W1: Hay al menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-0.3	
	Piso blando y/o débil	Edificio W1 muro atrofiado: Es visible a través del espacio de revisión un muro corto sin refuerzo.	-0.6	
		Casa W1 sobre el garaje: Debajo de un piso ocupado hay un garaje abierto sin un marco de momento de acero y hay menos de 20 cm de pared en la misma línea (para varios pisos ocupados encima, usar un mínimo de 40 cm de pared).	-1.2	
		Edificio W1A abierto frontalmente: Hay aberturas en la planta baja (como un parqueadero) que supera al menos el 50% del ancho total del edificio.	-1.2	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% la longitud del piso de superior, o la altura de cualquier piso es 2.0 veces mayor a la altura del piso superior.	-0.9	
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso está entre un 50% a 75% la longitud del piso superior o la altura de cualquier piso es entre 1.3 a 2.0 veces mayor a la altura del piso superior.	-0.5	
	Entradas	Los elementos verticales del sistema lateral situados en un piso superior están afuera del piso inferior provocando un diafragma en voladizo en el desfase.	-1.0	
		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están situados en el interior del piso inferior.	-0.5	
		Hay un desfase en el plano de los elementos laterales que es más grande que la longitud de los elementos.	-0.3	
	Columna/pilar corto	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo de una línea de columnas en el sistema tienen una proporción de altura/profundidad menor al 50% de la longitud nominal en ese nivel.	-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La altura de la columna es menor a la mitad de la altura del antepecho, o hay paredes rellenas o pisos adyacentes que acortan la columna.	-0.5	
	División	Hay un nivel dividido en uno de los pisos o en el techo.	-0.5	
Otra irregularidad	Hay otra irregularidad vertical severa que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-1.0		
	Hay otra irregularidad vertical moderada que puede afectar el desempeño sísmico del edificio.	-0.5		
			$V_{L2} = 0$ (Limite: -1.2)	
Irregularidad en planta	Irregularidad torsional: El sistema lateral no parece bien distribuido relativamente en planta en una u otra o ambas direcciones. (No incluye la irregularidad frontal abierta W1A presentada antes).		-0.7	
	Sistema no paralelo: Hay uno o más elementos verticales principales del sistema lateral que no son ortogonales entre si.		-0.4	
	Esquina enfrente: Ambas proyecciones de una esquina interior sobrepasan el 25% del la longitud total en planta en esa dirección.		-0.4	
	Abertura en diafragma: Hay una abertura en el diafragma con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.		-0.2	
	Edificio C1, C2 con desfase fuera del plano: Las vigas exteriores no están alineadas en planta con las columnas.		-0.4	
	Otra irregularidad: Hay otra irregularidad en planta observable que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.		-0.7	
			$P_{L2} = 0$ (Limite: -1.2)	
Redundancia	El edificio tiene al menos dos vanos de elementos laterales en cada lado del edificio en esa dirección.		+0.3	
Golpeo	El edificio está separado de una estructura adyacente por menos del 1% de la altura del edificio más bajo y la estructura adyacente:	Los pisos no están alineados verticalmente en el rango de 0.6 m (Limite en la suma de modificadores)	-1.0	
		Un edificio es 2 o más pisos más alto que el otro.	-1.0	
	El edificio está al final de la cuadra o fila de edificios (mínimo 3) de puntaje en -1.2)		-0.7	
Edificio S2	Es visible una geometría de arriostamiento en "K".		-1.0	
Edificio C1	Una placa plana sirve como viga en el marco de momento.		-0.4	
E, PC1/RM1	Hay amarres de techo a pared que son visibles o conocidos de planos y que no dependen del doblado de la sección del grano.		+0.3	
E, PC1/RM1	El edificio está estrechamente espaciado, con paredes de altura completa (en lugar de un espacio interior con pocas paredes como un almacén)		+0.3	
URM	Tiene paredes de hastial.		-0.4	
MH	Hay un sistema de refuerzo sísmico suplementario previsto entre el transporte y el suelo.		+1.2	
Adecuación	El reacondicionamiento sísmico completo es visible o conocido a través de planos.		+1.4	
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, $S_{L2} = (S' + V_{L2} + P_{L2} + M) \geq S_{MIN}$:			$1.0 + 0.3 = 1.3$ (Transferir al Nivel 1 del formato)	
Hay un daño o deterioro observable u otra condición que afecta negativamente el desempeño sísmico del edificio. <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No				
Si es el caso, describa la condición en el cuadro inferior de comentarios y señale en el Nivel 1 del formato que se requiere una evaluación detallada, independiente del puntaje del edificio.				
RIESGOS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Enunciado (Marcar "Si" o "No")	Si	No	Comentario
Exterior	Hay un parapeto o chimenea no reforzado de mampostería no anclado.		X	
	Hay revestimiento o enchapado pesado.		X	
	Hay un pabellón pesado sobre las puertas de salida o pasos peatonales que parece no tener un soporte adecuado.		X	
	Hay un elemento de mampostería no reforzada sobre las puertas de salida o pasos peatonales.		X	
	Hay un letrero colocado en el edificio que indica la presencia de materiales peligrosos.		X	
	Hay un edificio adyacente más alto con una pared de URM no anclada o un parapeto de URM sin arriostamiento.		X	
	Otro peligro de caída no estructural exterior observado:		X	
Interior	Hay tabiques de arcilla hueca o ladrillo en cualquier escalera o pasillo de salida.		X	
	Otro peligro de caída no estructural interior observado:		X	
Desempeño sísmico no estructural estimado: (Marque la casilla adecuada y transfiera a las conclusiones del Nivel 1 del formulario)				
<input type="checkbox"/> Potenciales peligros no estructurales con amenaza significativa para la seguridad vital de los ocupantes → Evaluación no-estructural detallada recomendada.				
<input type="checkbox"/> Identificados peligros no estructurales con amenaza significativa para la seguridad vital de los ocupantes → Pero no requiere evaluación no-estructural detallada.				
<input checked="" type="checkbox"/> Pocos o ningún peligro no estructural que amenaza la seguridad vital de los ocupantes → No requiere evaluación no-estructural detallada.				
Comentarios:				

Figura 36. Formulario de Recolección de Datos Nivel 2 completado del Teatro "Anita Paredes de Alfaro"

4.1.4 Comentario final del capítulo

El puntaje final de cada una de las estructuras analizadas de acuerdo a la metodología FEMA P-154 se encuentra por debajo del límite recomendado ($S_{lím}=2.0$) en su mayoría, por lo que sería necesario la evaluación estructural detallada en cada uno de los casos en que amerite, sin embargo debido al alcance del presente trabajo se optó por elegir aquella edificación con el menor puntaje sin tomar en cuenta el mínimo establecido en el formulario de recolección de datos, como resultado se tiene que el edificio de la Comandancia de Marina (COGMAR) es aquel con mayor vulnerabilidad y en el cual se desarrollará la propuesta de reforzamiento estructural.

CAPÍTULO V

5. Evaluación estructural detallada

Los análisis cuantitativos se llevarán a cabo en este apartado tal como se describen en el Capítulo II, pero para la creación del modelo de la estructura en el software especializado se necesitan de datos como la geometría general y específica, es decir, una caracterización general de la edificación.

5.1 Caracterización de la estructura

5.1.1 Ubicación

El edificio de la Comandancia General de la Marina se encuentra ubicado en el Complejo Ministerial de Defensa Nacional, sector la Recoleta, cerca al antiguo terminal terrestre de Cumandá (ver Figura 37).



Figura 37. Ubicación de la COGMAR a través de fotografía por satélite

Fuente: Google Earth

5.1.2 Antecedentes constructivos

La Comandancia de la Marina es conformada por cuatro bloques constructivos como se observa en la Figura 38, el primer y más antiguo bloque data aproximadamente de hace setenta años, el segundo bloque se construye 10 años más tarde, luego entre la década de los setenta y ochenta se levanta el edificio central (bloque 3) entre el bloque uno y dos con seis pisos en total y un subsuelo, esta última es la estructura de interés en el presente trabajo. Finalmente, un pasillo entre el bloque 1 y 3 se convierte en oficinas administrativas.

La estructura de todo el conjunto de edificaciones de la COGMAR, no cuenta con planos arquitectónicos ni estructurales, que detallen sus detalles constructivos.



Figura 38. Bloques que componen la COGMAR; a) Vista posterior (de izq. a der.) bloque 3, 4 y 1; b) Vista frontal del bloque 4 (entre bloque 1 izq. y bloque 3 der.); c) Vista frontal del bloque 1, 4 y 3; d) Vista lateral del bloque 2 y bloque 3 (edificio más alto).

5.1.3 Geometría general y específica

La geometría general permite identificar la distribución en planta de los elementos horizontales del sistema lateral (columnas, muros de sótano, muros de corte), así como alturas de entre piso, desfases en losas (volados), que son los factores clave para una

visión clara del modelo computacional a construir, mientras que la geometría específica hace referencia a las propiedades físicas y mecánicas de los elementos estructurales que forman parte del sistema resistente.

La estructura es totalmente de hormigón armado, no cuenta con planos arquitectónicos ni estructurales, aunque en las visitas de campo se observó que el edificio está conformado por los siguientes elementos estructurales:

- Losas bidireccionales alivianadas
- Columnas rectangulares y cuadradas
- Muros de sótano
- Muros de corte

Al no contar con planos estructurales de la edificación no fue posible verificar la tipología de cimentación que posee la estructura, sin embargo, por la época de construcción posiblemente la cimentación sea del tipo zapata aislada.

5.1.3.1 Elementos estructurales

5.1.3.1.1 Losas

- **Losa Plana**

Alvarado (2008) describe la losa plana como un sistema estructural formado a base de losas y columnas sin la presencia de vigas de apoyo.

- **Descripción**

El sistema forma marcos sin la necesidad de vigas, transmitiendo las cargas directamente desde las losas hacia las columnas, además para conseguir un mejor comportamiento existen elementos de apoyo adicionales que se presentan como una extensión de los elementos principales.

Los elementos adicionales son el ábaco y capitel (ver Figura 39), el primero forma parte de la losa y tiene una forma cuadrada o rectangular encontrándose en la zona de conexión losa-columna, mientras que el segundo elemento de apoyo es de forma cónica ubicado en la parte superior de la columna, ambos elementos tienen el propósito de aumentar el perímetro de la zona crítica a cortante para controlar la falla por punzonamiento de la losa por acción de la columna y la acción del momento flexionante (Alvarado, 2008).

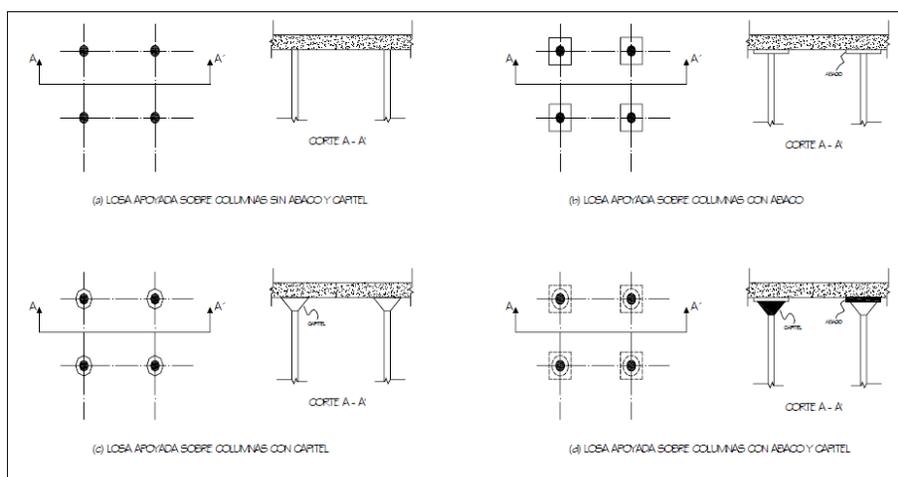


Figura 39. Tipos de losas planas

Fuente: (Ó. González, 2005) pág. 589

De acuerdo a la inspección de campo todas las losas de la edificación son bidireccionales con un espesor total de 30 centímetros, de los cuales 5 centímetros corresponden a la loseta de compresión, nervios a manera de viguetas de 15x25

centímetros y los casetones son de 80 centímetros en ambas direcciones sin la presencia de bloques u otro material de aliviamiento.

No hay presencia de capiteles, pero se tiene un macizado de igual espesor que la losa (30 cm) alrededor de la columna, dicho elemento tiene 1.20 metros medidos desde el eje de la columna en las 4 direcciones formando una sección cuadrada de 2.40x2.40 metros que cumpliría la función de un ábaco en la conexión losa-columna.

5.1.3.1.2 Columnas

Las columnas encontradas en la edificación en su mayoría son rectangulares con secciones que varían de acuerdo a la ubicación (ver Figura 40 y Tabla 5).

Finalmente, se evidenció que algunas columnas no tienen continuidad, es decir, desaparecen conforme la estructura aumenta su altura o estas a su vez nacen a partir de la losa.

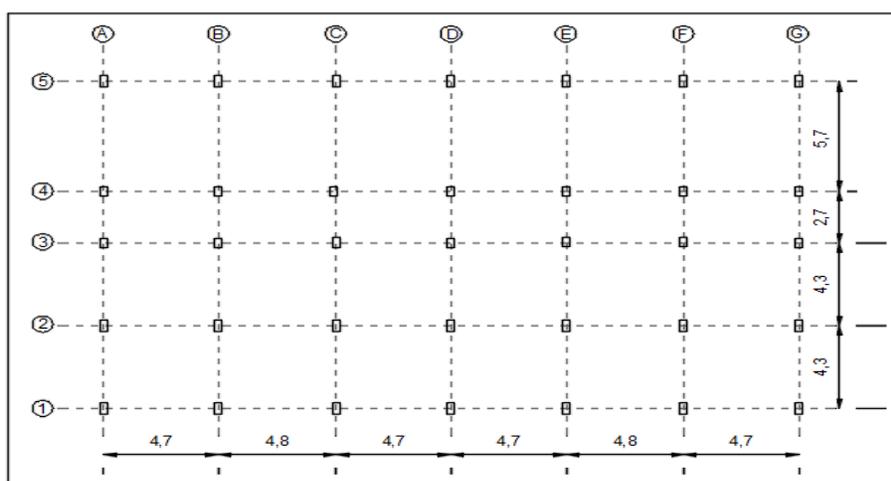


Figura 40. Vista en planta del edificio de la COGMAR, designación de ejes y distancias entre sí, ubicación de columnas

Tabla 5.*Descripción de las columnas que componen la COGMAR*

Tipo	Ubicación	Dimensión [cm]	Armado
I	A1-A5-G1-G5	30X60	8Ø16mm, varilla corrugada
II	A2-F1-F2 (hasta 1er piso)-F5-G2-G5	30X60	6Ø16mm, varilla corrugada
III	B1-C1-D1-E1-B2-C2-D2-E2 (hasta 1er piso)-B5-C5-D5-E5	30X60	6Ø16mm, varilla sin corrugar
IV	A3-A4-F3-F4-G3-G4	30X50	6Ø16mm, varilla corrugada
V	B3-B4-C3-C4-D3-D4-E3-E4	30X50	6Ø16mm, varilla sin corrugar
VI	E2, F2, D-E2, D-E1 (solo último piso)	25X25	4Ø12mm, varilla corrugada

5.1.3.1.3 Muros de sótano

La edificación presenta en su diseño un subsuelo con la presencia de muros de sótano perimetrales contruidos y diseñados en mampostería amarrada a las columnas (ver

Figura 41).

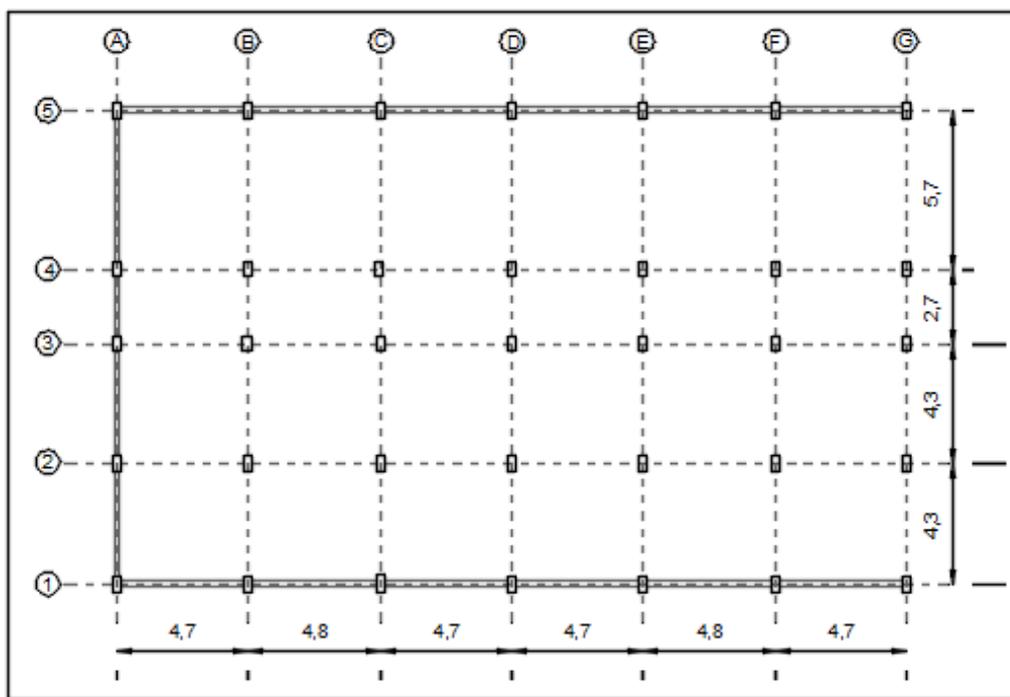


Figura 41. Ubicación de los muros de sótano en el subsuelo

5.1.3.1.4 Muros de corte

Para el encajonamiento del ascensor, cuarto de máquinas y gradas del edificio se tiene un muro de corte de 20 cm de espesor de hormigón el cual nace desde el sótano hasta llegar al último piso (ver Figura 42).

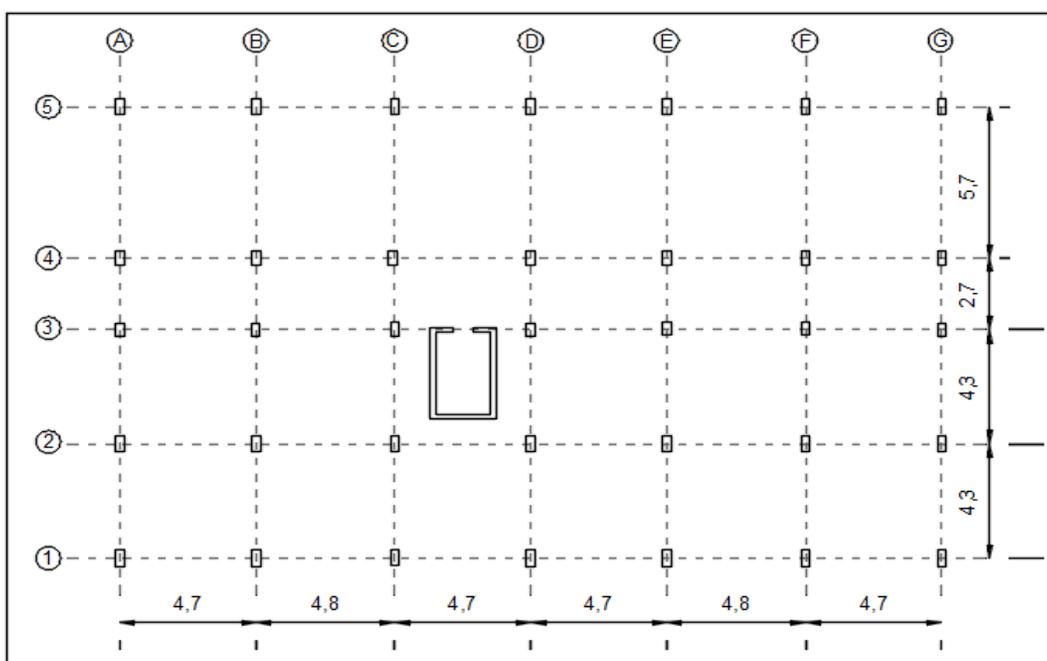


Figura 42. Ubicación de los muros de corte que contiene las gradas y ascensor

5.1.3.2 Resistencia a la compresión del hormigón y resistencia a la fluencia del acero

La edificación cuenta con una construcción inicial la cual en el transcurso del tiempo fue ampliada con materiales de otras características, por lo que fue necesario dividirlos para cada parte de la estructura, adoptando valores conservadores en el hormigón y diferentes valores de resistencia a la fluencia del acero.

Estructura inicial

- Hormigón: $f'c=180$ [kg/cm²].
- Acero de refuerzo: $f_y=2800$ [kg/cm²]

Adiciones

- Hormigón: $f'c=180$ [kg/cm²].
- Acero de refuerzo: $f_y=4200$ [kg/cm²]

5.2 Período de vibración fundamental de la estructura

El período de vibración puede ser un parámetro utilizado para estimar la vulnerabilidad de una estructura al relacionarse con la altura total de la misma, es decir, un indicador relativamente confiable es el resultado del cociente H/T según Cevallos, Burbano, Moreano, & Caiza (2018), si el resultado es menor a 30 la estructura es flexible y se espera mucho daño, mientras si el valor es de 75 o más la estructura es muy rígida, si el valor se encuentra entre 30 y 75, la estructura cumple parcialmente con los requisitos de diseño sísmico, pero necesitaría algún tipo de intervención. Mas para este caso en primer lugar, se obtendrá el período de vibración del edificio de la Comandancia de Marina con el objetivo de comprobar que el modelo matemático tenga resultados coherentes y acordes a la realidad.

5.2.1 Períodos de vibración obtenidos a través de la medición y tratamiento de registros acelerográficos

Un acelerómetro tipo Libelium Plug and Sense ubicado en la terraza y sobre el centro de masas del edificio de interés como se observa en la Figura 43 se utilizó para realizar las mediciones de las aceleraciones ambientales propias de la estructura, con una frecuencia de muestreo igual a 4 Hz y conectado directamente a un computador para el almacenamiento y posterior depuración de los datos recolectados.



Figura 43. Toma de datos acelerográficos en la terraza del edificio de la Comandancia de Marina

Para el procesamiento de datos primero se someten los registros a una limpieza para eliminar frecuencias fuera del rango deseado ocupando el programa computacional SeismoSignal v16. Por último, la transformada rápida de Fourier se emplea como tratamiento matemático estándar sobre los datos filtrados para obtener la frecuencia fundamental de vibración (Cevallos et al., 2018).

5.2.2 Resultados

Mediante el procedimiento descrito anteriormente se obtiene la transformada de Fourier (ver Figura 44), donde se observan gran cantidad de picos los cuales

representan ruidos, pero debido a su uniformidad no se destaca ninguno que pueda presumirse represente el período fundamental de la estructura.

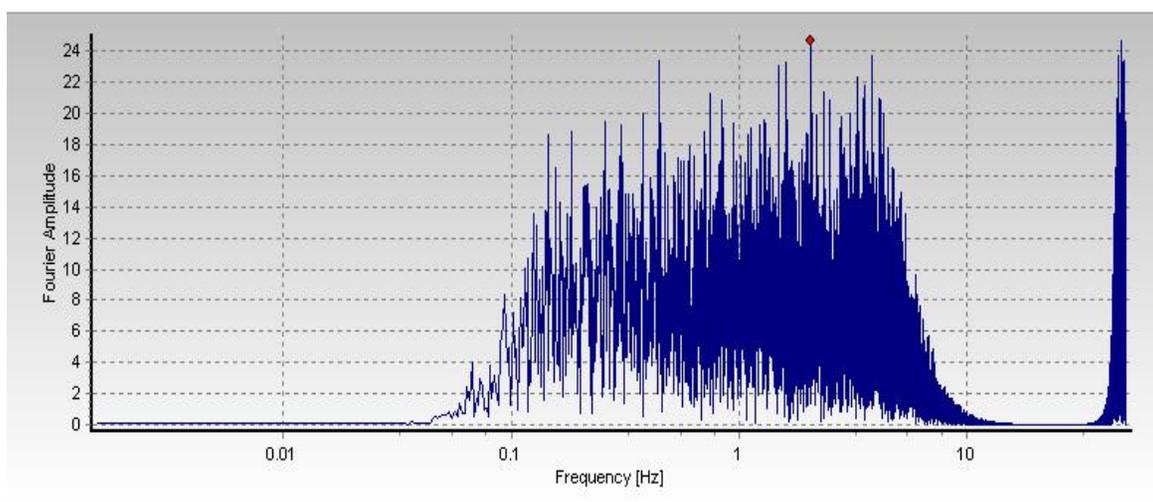


Figura 44. Transformada rápida de Fourier obtenida en el programa Seismosignal

Entonces, según los resultados del software SeismoSignal v16 se obtiene un periodo fundamental de 0.64 segundos, que el mismo programa nos muestra (ver Figura 45) como un valor promedio de las frecuencias naturales de la estructura.

Parameter	Corrected Accelerogram
Sustained Maximum Acceleration	4.84751
Sustained Maximum Velocity (cm/s)	0.78316
Effective Design Acceleration (g)	15.97409
A95 parameter (milli-g)	4.24386
Predominant Period (sec)	0.24000
Mean Period (sec)	0.64381

Figura 45. Promedio de las frecuencias naturales del edificio de la COGMAR

5.2.3 Vulnerabilidad estructural mediante la relación H/T

Una vez hallados los resultados prácticos de los periodos de vibración de la estructura procedemos a calcular la altura total de la edificación desde el nivel del suelo hasta la cubierta del último piso (ver Tabla 6).

Tabla 6.

Cálculo de la altura total del edificio de acuerdo a las alturas de entrepiso

Designación	Altura [m]	Elevación [m]
Planta Baja	3.10	
		3.10
Primer piso	3.50	
		6.60
Segundo piso	3.50	
		10.10
Tercer piso	3.50	
		13.60
Cuarto piso	3.50	
		17.10
Quinto Piso	3.50	
		20.60

El cociente H/T del edificio de la Comandancia General de Marina con los valores hallados anteriormente es el siguiente:

$$H/T = 20.60/0.64 = \mathbf{32.187 [m/s]}$$

Con el resultado del cociente de vulnerabilidad se llega además a la confirmación y conclusión que la estructura en cuestión es flexible, por lo cual se requiere análisis estructurales detallados para su intervención.

5.3 Análisis estático y dinámico de la estructura

5.3.1 Normativas utilizadas

Para el desarrollo de este análisis se utilizaron las siguientes normativas:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción año 2015.
 - Capítulos: NEC-SE-DS, NEC_SE_HM, NEC-SE-RE, NEC-SE-CG, NEC-SE-MP.
- Guía práctica para la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Norma ACI-318-14.
- Norma ASCE 7-16.

5.3.2 Breve descripción del análisis.

El modelado matemático de la estructura se lo llevó a cabo mediante el uso de un software especializado de estructuras; en vista de la complejidad del sistema constructivo de la edificación a ser estudiada fue necesario realizar varios modelos hasta encontrar el que más se adaptaba a la realidad, se ejecutaron prácticas en campo para encontrar el periodo fundamental de la estructura descrito en el apartado 5.2.2 con la finalidad de compararlo con el resultado del software para comprobar la coherencia del modelo computarizado.

5.3.3 Cargas

Se tomaron en cuenta las siguientes cargas en el edificio para su análisis: carga permanente, sobrecarga de entrepiso, sobrecarga en el techo, carga temporal (carga viva), peso del agua, presión del agua, carga por viento, carga por granizo y carga por sismo.

5.3.3.1 Carga permanente (peso propio de la estructura)

La carga permanente de la estructura la calcula automáticamente el programa de análisis estructural especializado de acuerdo a las características de los materiales ingresados.

5.3.3.2 Sobrecarga

La sobrecarga corresponde al peso de las paredes, acabados y accesorios utilizados en las instalaciones eléctricas y sanitarias propias de la estructura cuyo valor se detalla en la Tabla 7.

Tabla 7.

Valores de sobrecarga utilizados en el modelo

Sobrecarga de la estructura	Cantidad [ton/m²]
Acabados	0.08
Mampostería	0.45
Instalaciones	0.02
Total	0.550

5.3.3.3 Sobrecarga techo

La losa de cubierta del edificio COGMAR tiene acceso y adicional se encuentran ubicadas tres antenas de comunicaciones con mojoneros de hormigón para lo cual se colocó una sobrecarga total de 250 [kg/m²].

5.3.3.4 Carga temporal

La carga temporal usada para el análisis se encuentra detallada en la Tabla 8.

Tabla 8.

Cargas temporales para la estructura de acuerdo a la NEC-15

Asignación	Cantidad [kg/m ²]
Áreas de recepción y corredores del 1er piso	489.4
Oficinas	244.7
Corredores sobre el primer piso	407.83

Si bien la norma indica un valor para la carga temporal de 244.7 [kg/m²], en el presente trabajo se consideró 250 [kg/m²] como carga temporal en todos los pisos de la edificación.

5.3.3.5 Peso del agua

El peso total del agua considerado es de 1000 kg/m².

5.3.3.5.1 Presión del agua

Para el cálculo de la presión del agua se toma en cuenta el tanque cerrado y lleno de agua con la ecuación (5).

$$Presión = \rho * g * h \quad (5)$$

$$P = \left(1,000 \frac{kg}{m^2}\right) * \left(9.81 \frac{m}{s^2}\right) * (1m)$$

$$P = 9,810 [N/m^2]$$

La presión del agua es más grande en el fondo del tanque, mientras que en la parte superior es igual a 0, como el tanque se encuentra en el quinto piso a una altura de fondo de 17.10 metros y la parte más alta del tanque a una altura de 18.10 metros la presión queda distribuida de la siguiente manera:

$$17.10x + y = 0 \quad \text{cota más alta}$$

$$18.10x + y = 1,000 \quad \text{cota más baja}$$

$$X = -1,000 \text{ [kg/m}^2\text{]}; Y = 18,100 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

5.3.3.6 Carga por viento

Para edificaciones construidas en zonas a más de 2,700 m.s.n.m. se hace necesario calcular la carga vertical producida por el viento. Según la NEC-SE-CG (2015) la carga por acción del viento se calcula con la ecuación (6).

$$V_b = V * \sigma \quad (6)$$

Donde, V_b es la velocidad corregida del viento, V es la velocidad máxima instantánea del viento en [m/s] y σ es el coeficiente de corrección (de acuerdo a la Tabla 9).

Tabla 9.
Coeficiente de corrección σ

Altura [m]	Sin obstrucción	Obstrucción baja	Zona edificada
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)

- SIN OBSTRUCCIÓN: (cat A) edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
- OBSTRUCCIÓN BAJA: (cat B) edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10 m.
- ZONA EDIFICADA: (cat C) zonas urbanas con edificios de altura.

La velocidad instantánea del viento según la NEC-SE-CG (2015) es de 21 [m/s] como mínima.

$$V_b = V * \sigma = 21 \text{ m/s} * 0.88 = \mathbf{18.48 \text{ m/s}}$$

Una vez obtenida la velocidad corregida del viento, precedemos a calcular la presión actuante del viento sobre la superficie lateral de la estructura con la ecuación (7).

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * C_e * C_f \quad (7)$$

Donde: P es la presión del viento, ρ es la densidad del aire (se puede adoptar 1.25 kg/m³), C_e es el coeficiente de entorno/altura (Tabla 10), C_f es el coeficiente de forma (Tabla 11).

Tabla 10.
Coeficientes de entorno C_e

Entorno	Altura [m]					
	3	5	10	20	30	50
Centro de grandes ciudades	1.63	1.63	1.63	1.63	1.68	2.15
Zonas Urbanas	1.63	1.63	1.63	1.96	2.32	2.82
Zonas Rurales	1.63	1.63	1.89	2.42	2.75	3.20
Terreno abierto sin obstáculos	1.64	1.93	2.35	2.81	3.09	3.47

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)

Tabla 11.
Valores para el factor de forma Cf

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento.	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica.	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular.	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación menos a 45°.	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)

Por lo tanto, la presión de viento es la siguiente:

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 * (18.48)^2 * 1.63 * 0.8$$

$$P = 28.37 \text{ kg/m}^2$$

5.3.3.7 Carga por granizo

La carga por granizo se considera en el diseño y cálculo estructural para regiones a más de 1500 m.s.n.m. para esto se deberá tomar en cuenta la acumulación del granizo con el paso del tiempo con la ecuación (8).

$$S = \rho * H_s \tag{8}$$

Donde: S es la carga por granizo, ρ es el peso específico del granizo (por defecto 1000 kg/m^3), H_s es la altura de acumulación en metros (para regiones de la sierra: 0.07m).

$$S = 1,000 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * 0.07\text{m} = S = 70 \text{ kg/m}$$

5.3.3.8 Carga sísmica por estado dinámico

Para el estado dinámico se utilizará el espectro de diseño propio del sitio donde se desarrolló el estudio, para el cálculo del espectro de diseño se necesita varios parámetros los cuales se detallan a continuación:

5.3.3.8.1 Zonificación sísmica y factor de zona “Z”

El valor Z que representa la aceleración máxima en roca (PGA) que se espera del sismo de diseño; para los edificios de uso normal el factor Z se obtiene considerando el sitio donde la estructura va a ser construida, para esto se debe escoger una de las seis zonas sísmicas del Ecuador de acuerdo al mapa de la Figura 2 del apartado 2.1.1.

Una vez identificada la zona sísmica se procede a obtener el valor del factor Z de acuerdo a la Tabla 12:

Tabla 12.

Valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

La ciudad de Quito al encontrarse en la zona sísmica V toma el valor de $Z=0.40$.

5.3.3.8.2 Relación de amplificación espectral “ η ”

Esta relación resulta de la razón de aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para un periodo de retorno de 475 años (Z) que varía dependiendo de la región del Ecuador y los valores se detallan a continuación.

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

5.3.3.8.3 Tipo de suelo

En el Ecuador se diferencian 6 tipos de suelos los cuales se los clasifica de acuerdo a la velocidad de onda V_{s30} como lo indica la Tabla 13.

Tabla 13.

Clasificación de los perfiles de suelos

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{m/s} > V_s \geq 760 \text{m/s}$
C	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda	$760 \text{m/s} > V_s \geq 360 \text{m/s}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante.	$360 \text{m/s} > V_s \geq 180 \text{m/s}$
E	Perfiles que cumplan con el criterio de velocidad de onda cortante	$V_s < 180 \text{m/s}$
F	Los perfiles de tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

De acuerdo al resultado del estudio de suelos realizado y presentado en el Capítulo IV el tipo de suelo del sector corresponde al tipo de perfil E.

5.3.3.8.4 Factores de sitio F_a , F_d y F_s

a. Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto

El factor Fa amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico en las aceleraciones de onda en roca, este factor depende de la zona sísmica y del tipo de suelo. A continuación, en la Tabla 14 se presenta los valores presentados en la NEC-SE-DS (2015):

Tabla 14.

Tipos de suelo y factores de sitio Fa

Tipo de perfil de suelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Se requiere un estudio especial para los factores en este tipo de suelo					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

b. Fd: Desplazamientos para diseño en roca

El factor Fd amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico en los desplazamientos de diseño en roca, este factor depende de la zona sísmica y del tipo de suelo. A continuación, en la Tabla 15 se presenta los valores presentados en la NEC-SE-DS (2015):

Tabla 15.

Tipo de suelo y factores de sitio Fd

Tipo de perfil de suelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1

Continúa 

C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Se requiere un estudio especial para los factores en este tipo de suelo					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

c. Fs: Comportamiento no lineal de los suelos

El factor Fs considera el comportamiento no lineal de los suelos, los periodos del sitio de estudio sufren una degradación la cual depende de la intensidad y contenido de la frecuencia sísmica y los desplazamientos relativos del suelo. A continuación, en la Tabla 16 se presenta los valores presentados en la NEC-SE-DS (2015):

Tabla 16.

Tipo de suelo y factores de sitio Fs

Tipo de perfil de suelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Se requiere un estudio especial para los factores en este tipo de suelo					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

En resumen, el valor de los factores de sitio para la edificación estudiada serían los siguientes: Fa= 1.14, Fd= 1.6 y Fs=1.9.

Si bien es cierto que estos valores presentados en la NEC-SE-DS deberían ser utilizadas en todas las regiones con zona sísmica V y tipo de suelo E, en la ciudad de Quito existe un estudio de microzonificación sísmica (MIZOSIQ) realizado por Aguiar

(2017) en donde se obtiene los valores de factores de sitio F_a , F_d y F_s por zonas y barrios, en este caso para el sector La Recoleta donde se encuentra ubicado el edificio de la Comandancia General de la Marina los factores son los siguientes: $F_a = 1.355$, $F_d = 0.975$ y $F_s = 1.100$.

5.3.3.8.5 Factor de reducción “R”

El valor del factor R utilizado es de 1.5 según lo indica el ASCE 7-16 en la Tabla 12.14-1.

5.3.3.8.6 Factor “r” para espectros de diseño elásticos

Según la NEC-SE-DS (2015) este factor depende de la ubicación geográfica del proyecto y del tipo de suelo donde este asentado.

$r = 1$ para suelos tipo A, B o C

$r = 1.5$ para suelos tipo D o E.

5.3.3.8.7 Factor de importancia “I”

El factor de importancia I incrementa la demanda sísmica de diseño a todas las estructuras que por su utilización e importancia necesitan estar operativas luego de un evento sísmico, su clasificación se detalla en la Tabla 17 a continuación:

Tabla 17.

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo De Uso, Destino e Importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, centros de salud o emergencia sanitaria, instalaciones militares de policía, bomberos, defensa civil, garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de 300	1.3

Continúa



	persona, todas las estructuras que albergan más de 5000 personas, edificios públicos que requieren operar continuamente.	
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

5.3.3.8.8 Cálculo del espectro de diseño

El espectro de respuesta elástico expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad se calcula mediante las siguientes expresiones mostradas en la Figura 46:

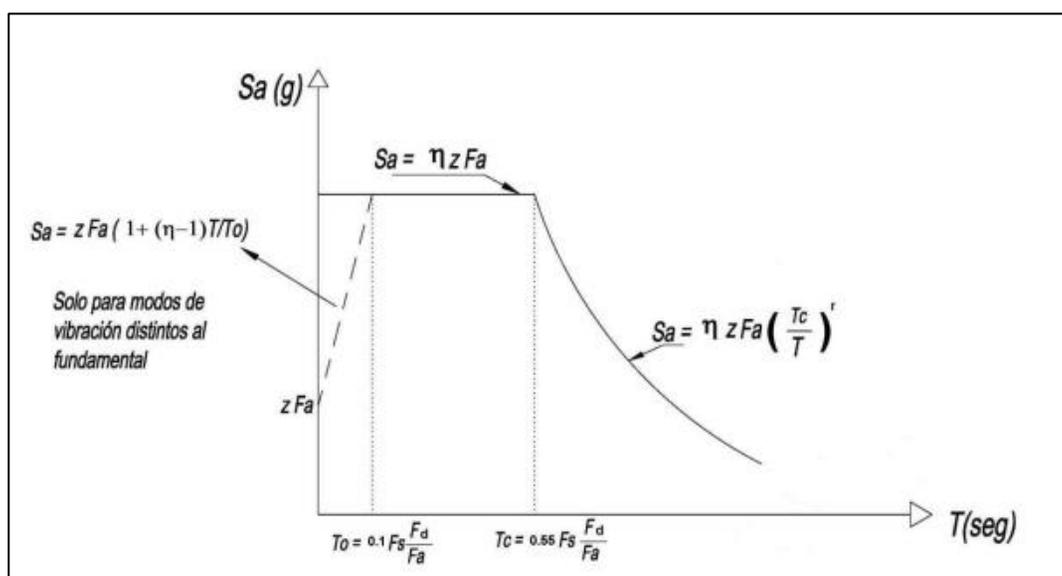


Figura 46. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como función de la aceleración de la gravedad
Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Por último, aplicamos las ecuaciones anteriores con los datos de la Tabla 18, obteniendo como resultado los valores de la Tabla 19.

Tabla 18.

Resumen de datos para obtener el espectro de respuesta elástico de aceleraciones

η	Z	Fa	Fd	Fs	r	I	R	Tc
2.48	0.4	1.355	0.975	1.1	1.5	1.5	1.5	0.435

Continúa



Tabla 19.*Valores de aceleración espectral para distintos periodos*

T (s)	Inelástico	Elástico	T (s)	Inelástico	Elástico
0.0	0.54	0.81	2.15	0.12	0.18
0.1	1.05	1.57	2.2	0.12	0.18
0.1	1.34	2.02	2.25	0.11	0.17
0.2	1.34	2.02	2.3	0.11	0.17
0.2	1.34	2.02	2.35	0.11	0.16
0.3	1.34	2.02	2.4	0.10	0.16
0.3	1.34	2.02	2.45	0.10	0.15
0.4	1.34	2.02	2.5	0.10	0.15
0.4	1.34	2.02	2.55	0.09	0.14
0.5	1.28	1.92	2.6	0.09	0.14
0.5	1.06	1.59	2.65	0.09	0.13
0.6	0.90	1.35	2.7	0.09	0.13
0.6	0.77	1.16	2.75	0.08	0.13
0.7	0.66	0.99	2.8	0.08	0.12
0.8	0.59	0.89	2.85	0.08	0.12
0.8	0.57	0.86	2.9	0.08	0.12
0.8	0.54	0.81	2.95	0.08	0.11
0.9	0.49	0.74	3	0.07	0.11
0.9	0.45	0.68	3.05	0.07	0.11
1.0	0.42	0.63	3.1	0.07	0.11
1.0	0.39	0.58	3.15	0.07	0.10
1.1	0.36	0.54	3.2	0.07	0.10
1.1	0.33	0.50	3.25	0.07	0.10
1.2	0.31	0.47	3.3	0.06	0.10
1.2	0.29	0.44	3.35	0.06	0.09
1.3	0.28	0.41	3.4	0.06	0.09
1.3	0.26	0.39	3.45	0.06	0.09
1.4	0.25	0.37	3.5	0.06	0.09

Continúa



1.4	0.23	0.35	3.55	0.06	0.09
1.5	0.22	0.33	3.6	0.06	0.08
1.5	0.21	0.32	3.65	0.06	0.08
1.6	0.20	0.30	3.7	0.05	0.08
1.6	0.19	0.29	3.75	0.05	0.08
1.7	0.18	0.27	3.8	0.05	0.08
1.7	0.17	0.26	3.85	0.05	0.08
1.8	0.17	0.25	3.9	0.05	0.08
1.8	0.16	0.24	3.95	0.05	0.07
1.9	0.15	0.23	4	0.05	0.07
1.9	0.15	0.22	4.05	0.05	0.07
2.0	0.14	0.21	4.1	0.05	0.07
2.0	0.14	0.20	4.15	0.05	0.07
2.1	0.13	0.20	4.2	0.04	0.07
2.1	0.13	0.19	4.25	0.04	0.07

Al graficar los valores anteriores se consigue el espectro de aceleración espectral como se muestra en la Figura 47:

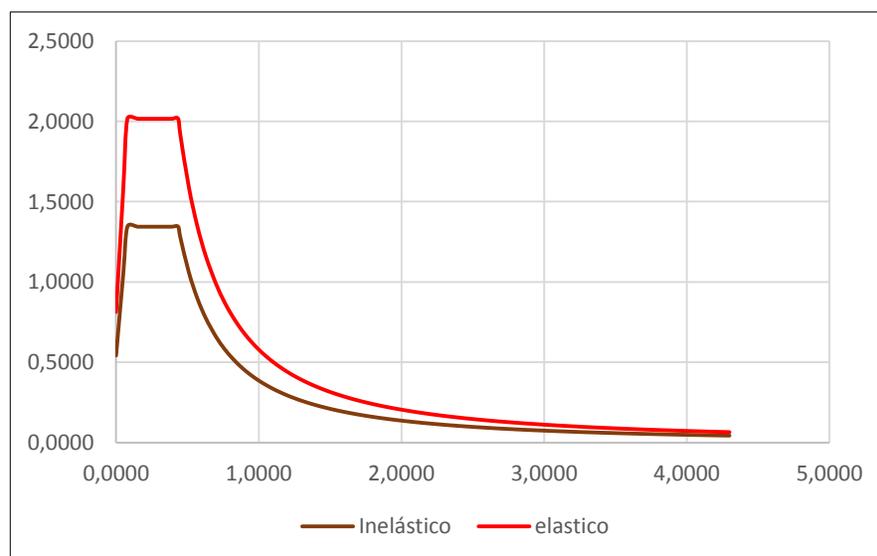


Figura 47. Gráfico del espectro de diseño elástico e inelástico utilizado para el análisis de la COGMAR

5.3.3.9 Cargas sísmicas por estado estático

La carga sísmica en estado estático es representada a través del cortante basal, el cual es un porcentaje del peso total de la estructura que se distribuye lateralmente en toda la altura del edificio y se obtiene mediante la ecuación (9).

$$V_{basal} = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi E * \phi P} * W \quad (9)$$

Donde, V_{basal} es el cortante basal, I es el coeficiente de importancia del edificio, $Sa(Ta)$ es la aceleración espectral del periodo fundamental de la estructura, R es el factor de reducción sísmica, ϕE y ϕP son los factores de irregularidad en elevación y en planta de la estructura respectivamente.

5.3.3.9.1 Periodo de vibración de la estructura (Ta)

El periodo de vibración de la estructura Ta ecuación (10) se lo calcula de manera aproximada en base al método 1 de la NEC-SE-DS (2015).

$$Ta = Ct * hn^\alpha \quad (10)$$

Donde, hn es la altura máxima de la edificación medida en metros desde la base, Ta es el periodo de vibración de la estructura y Ct es el coeficiente que depende del tipo de edificio de acuerdo a la Tabla 20.

Tabla 20.

Coeficiente Ct y alfa para el cálculo del período de vibración de la estructura

Configuración estructural	Ct	α
Estructuras metálicas sin arriostramientos	0.072	0.8
Estructuras metálicas con arriostramientos	0.073	0.75

Continúa 

Sin muros estructurales ni rigidizadores	0.055	0.9
Con muros estructurales y rigidizadores	0.055	0.75

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Por lo tanto,

$$T_a = 0.055 * 18.8^{0.9}$$

$$T_a = 0.771 \text{ s}$$

5.3.3.9.2 Cálculo del cortante basal

$$V_{basal} = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_E * \phi_P} * W \quad (11)$$

Datos:

I= 1.5 para edificios de unidades militares

S_a (T_a)= 0.90s, de acuerdo a la tabla 90 con un T_a=0.771s

R= 1.5, factor de reducción para edificios con losas planas

ϕ_E= 1, sin irregularidad en elevación.

ϕ_P= 1, sin irregularidad en planta.

$$V = \frac{1.5 * 0.90}{1.5 * 1 * 1} * W$$

$$V = 0.90 * W$$

5.3.4 Modelo matemático del edificio de la COGMAR

El modelo matemático definitivo para el edificio de la COGMAR se lo elaboró tomando en cuenta todas las normas de construcción vigentes en el país, así como con las propiedades de los materiales estimadas utilizados en su construcción. En la Figura 48 se presenta el modelo en 3D elaborado en un software especializado de estructuras.

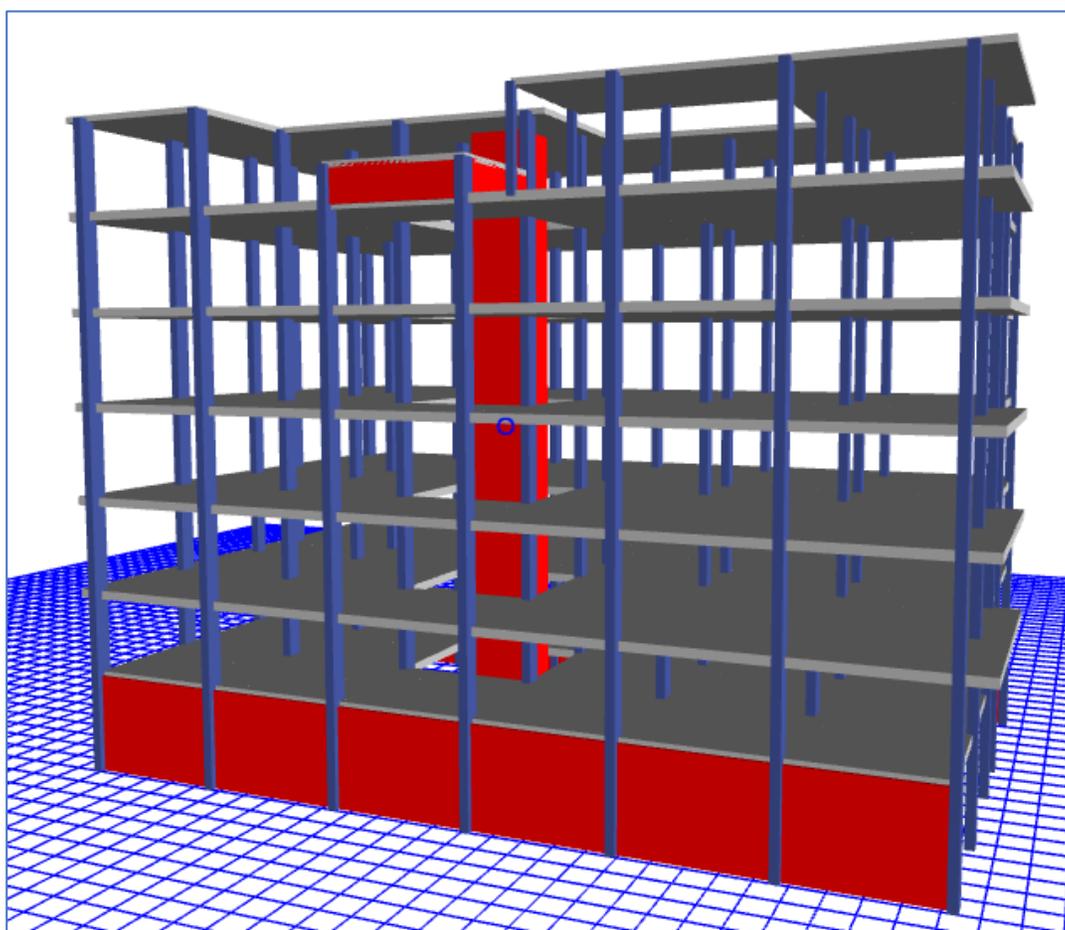


Figura 48. Modelo en 3D de la COGMAR (vista posterior)

A continuación, desde la Figura 49 hasta la

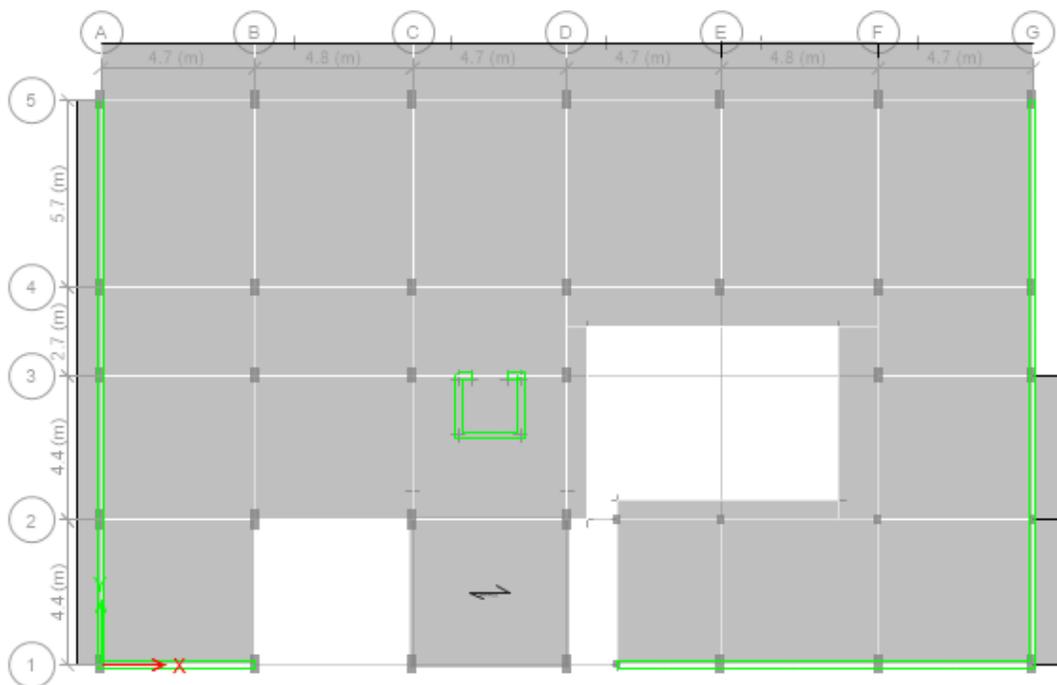


Figura 52 se muestran las características de cada piso de la estructura.

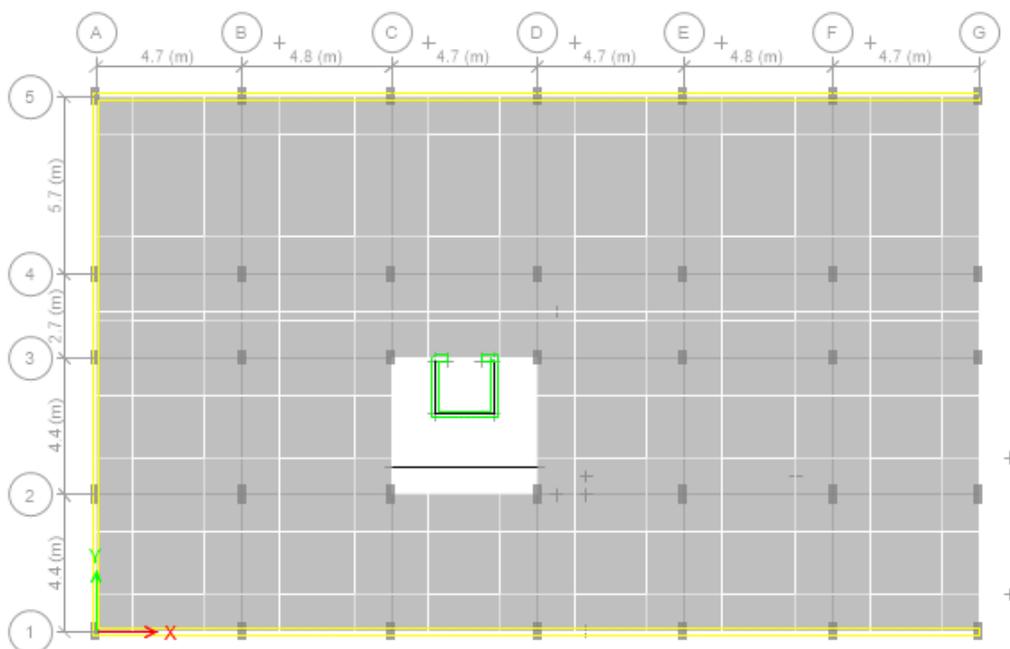


Figura 49. Planta baja nivel 0 ± 0.00 edificio COGMAR

A partir del primer piso existen volados en el frente y costados del edificio como se observa en la Figura 50:

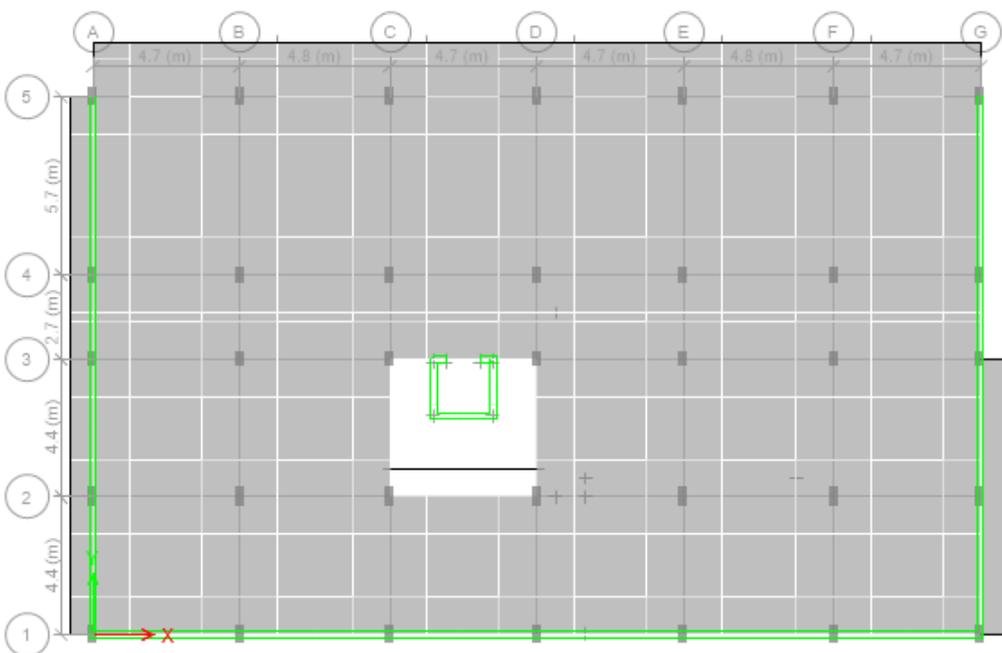


Figura 50. Primer piso nivel $0+2.80$ edificio COGMAR

Como se puede observar en la Figura 51 el caso de las columnas E2 y F2 a partir del segundo piso pierden su continuidad, es decir, no avanzan verticalmente junto con la estructura, igualmente cabe mencionar la existencia de una cisterna en el quinto piso del edificio de dimensiones 4.70x4.3x1.2 metros, esta cisterna pasa todo el tiempo llena de agua con un espejo de agua de 1.0 metros de altura.

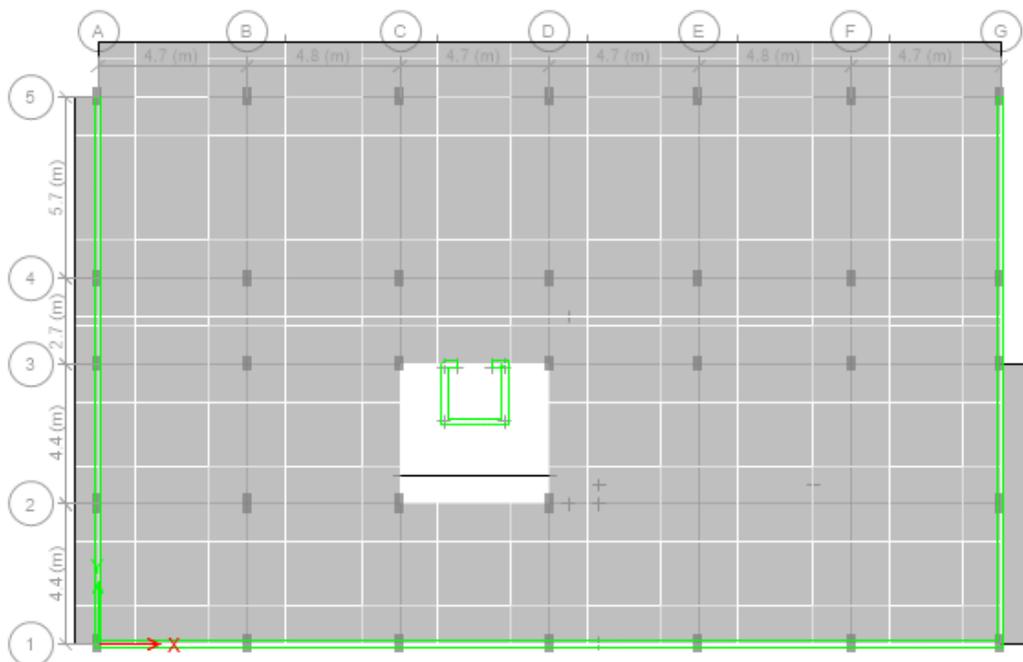


Figura 51. Planta modelo para el piso 2, 3, 4 y 5 nivel 0+6.00 hasta 0+16.50 edificio COGMAR

En el último piso de la estructura (ver Figura 53) en la posición E2 y F2 se nota la presencia de columnas de 25x25 centímetros de sección las mismas que habían perdido continuidad en pisos inferiores, además existen dos columnas de igual sección (25x25cm) colocadas directamente sobre la losa (sobre los ejes 1 y 2, entre los ejes D y E).

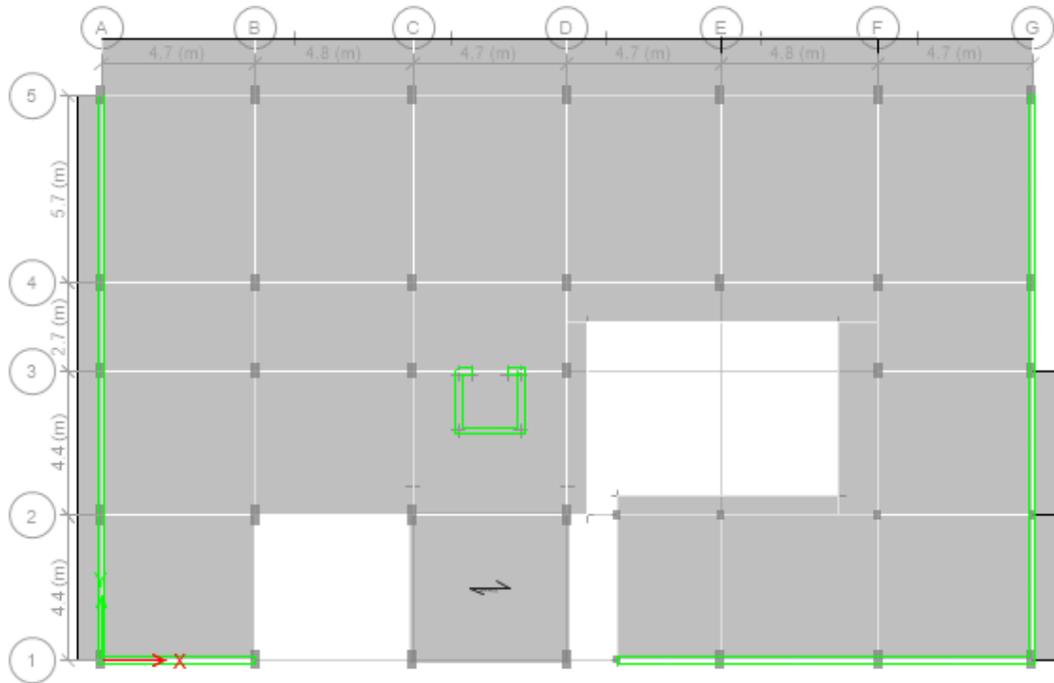


Figura 52. Terraza nivel 0+20.30 edificio COGMAR

Para el modelo estructural es preciso mencionar que se tomó en cuenta los factores de inercia agrietada (I_g) para la evaluación estructural en columnas y muros.

Los factores de reducción del momento de inercia para la evaluación de estructuras son listados como valores permitidos a ser usados en un análisis de segundo orden, pero también estos son usados para un análisis general y de acuerdo al ACI 318SUS-14 son:

- Vigas= 0.35 I_g
- Columnas= 0.70 I_g
- Muros= 0.35 I_g

5.3.5 Análisis estático de la estructura

El análisis estático de las estructuras corresponde al estudio del comportamiento de estas ante las fuerzas que es sometida y que no dependen del tiempo, en este caso el peso propio de la edificación.

Igualmente, el método estático de análisis de estructuras toma en cuenta la acción de fuerzas laterales mediante el cortante basal, el mismo que será aplicado en el centro de masas de cada nivel, este conjunto de fuerzas aplicadas tiene la forma de un triángulo invertido.

“En estructuras regulares, el valor del cortante dinámico total, obtenido en la base de la estructura, mediante cualquier método de análisis no debe ser menor al 80 % del cortante basal, obtenido por el método estático” (NEC-SE-DS, 2015).

Por otro lado, la NEC-15 indica que el valor del periodo de vibración obtenido mediante cualquier programa de análisis estructural no debe sobrepasar al 30 % del periodo aproximado obtenido mediante el método 1 de la NEC-SE-DS (2015).

A continuación, se presenta los resultados del análisis estático obtenidos mediante el software de análisis estructural, en la Tabla 21 se detalla el peso total usado en el cálculo de las fuerzas laterales por cortante basal, de igual manera se detalla la fuerza por cortante basal calculado en la estructura.

Tabla 21.*Cargas sísmicas y cortante basal*

Dirección	Coefficiente basal (%)	Peso usado (tn)	Cortante basal (tn)
X	0.57	4166.2429	3749.62
Y	0.57	4166.2429	3749.62

En la Tabla 22 se detalla el peso total de la estructura o peso real de todos los elementos estructurales y no estructurales que pertenecen a los casos de carga permanente y sobrecarga.

Tabla 22.*Peso de la estructura de carga permanente*

Caso de carga	Peso en la base (toneladas)
Permanente	2006.62
Sobrecarga	2022.361
Sobrecarga techo	117.5
Peso total	4146.481

En la Tabla 23 se detalla los porcentajes de deriva de piso inelásticas en las direcciones X e Y en cada uno de los pisos, esto para el caso de carga de sismo estático.

Tabla 23.*Derivas inelásticas para el caso de sismo estático*

Piso	Deriva inelástica en X (%)	Deriva inelástica en Y (%)
Terraza	42.02	40.95
Quinto piso	51.20	45.88
Cuarto piso	71.83	53.59
Tercer piso	87.51	57.38
Segundo piso	81.81	51.23
Primer piso	43.43	33.35
Planta baja	16.84	10.53

En base a los resultados obtenidos se puede verificar que los pesos obtenidos en el cortante basal como en el que fue obtenido en las reacciones en la base no son iguales por lo que este factor debe ser corregido. Además, se observa que las derivas de piso por sismo estático en la estructura son demasiado altas en vista que las estructuras diseñadas con losas planas en su cálculo estructural se considera sismo cero (0), es decir, no se toma en cuenta las fuerzas laterales actuantes simplemente se diseña tomando en cuenta la acción de fuerzas verticales.

5.3.6 Análisis dinámico de la estructura

El análisis dinámico de estructuras no es más que el estudio de las fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones que aparecen en una estructura como resultado de las deformaciones que puede ser provocada por fuerzas sísmicas.

Al contrario del análisis estático, este análisis toma en cuenta el espectro de respuesta utilizado para el diseño de edificaciones de acuerdo al lugar o región donde está situada la estructura a ser estudiada.

A continuación, se presentan las tablas con los resultados obtenidos en el análisis dinámico.

Según la NEC-15, en estructuras regulares el porcentaje de variación entre el sismo dinámico con el sismo estático debe ser mínimo del 80 %, mientras que en estructuras irregulares este porcentaje es del 85 %. Como se observa en la Tabla 24 los porcentajes son del 14 % y 19 % en las direcciones X e Y respectivamente, es decir, no cumple con lo establecido en la norma de diseño vigente.

Tabla 24.*Verificación del cortante dinámico en la base*

Parámetro	Valor
Cortante en la base sismo estático X	2,374.758 (tn)
Cortante en la base sismo dinámico X	319.0998 (tn)
Porcentaje resultante	14 %
Cortante en la base sismo estático Y	2,374.758 (tn)
Cortante en la base sismo dinámico Y	439.633 (tn)
Porcentaje resultante	19 %

Igualmente, las derivas de piso inelásticas (ver Tabla 25) son mayores al 2 %, es decir, no cumple con lo establecido en la norma de diseño.

Tabla 25.*Derivas inelásticas para el caso de sismo dinámico*

Piso	Deriva Inelástica X (%)	Deriva Inelástica Y (%)
Terraza	3.32	4.45
Quinto Piso	3.10	4.11
Cuarto Piso	3.54	4.19
Tercer Piso	3.86	4.45
Segundo Piso	3.56	3.57
Primer Piso	2.17	2.41
Planta Baja	0.60	0.85

5.3.7 Análisis modal espectral

El análisis modal espectral es un proceso que describe una estructura en términos de su respuesta dinámica, frecuencia, amortiguamiento y modos de vibrar dentro del rango de sus frecuencias de interés.

Cada estructura posee sus propios modos de vibrar y frecuencias naturales, así como también su periodo fundamental que depende básicamente de la rigidez y masa de la edificación.

Cuando la estructura presenta en sus dos primeros modos de vibrar movimientos traslacionales y en el tercer modo movimiento rotacional quiere decir que su comportamiento sísmico es aceptable, bajo ninguna circunstancia se debe aceptar que alguno de los dos primeros modos sea rotacional, ya que provocaría el colapso de la estructura.

El número de modos de vibración de una estructura depende básicamente del porcentaje de masa actuante, en vista que, para que una estructura este diseñada correctamente se deberá completar el 90 % de la participación de la masa en las direcciones UX (traslación en X), UY (traslación en Y) y RZ (rotación), pero se debe tomar en cuenta que el número mínimo de modos de vibración será el número de grados de libertad como se muestra en la Figura 53.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	COMPROB.	MOVIMIENTO
		sec							
CASOS MODALES	1	6.111	0.5969	0.0205	0.5969	0.0205	0.0663	11.11	TRASLACION
CASOS MODALES	2	4.902	0.0808	0.3297	0.6777	0.3501	0.2749	83.38	TORSION
CASOS MODALES	3	4.203	0.0079	0.3446	0.6857	0.6947	0.3078	89.32	TORSION
CASOS MODALES	4	1.382	0.0862	0.0015	0.7719	0.6962	0.0173	20.07	TRASLACION
CASOS MODALES	5	1.069	0.0079	0.0667	0.7798	0.7629	0.0691	103.60	TORSION
CASOS MODALES	6	0.92	0.0023	0.0767	0.7821	0.8396	0.0529	68.97	TORSION
CASOS MODALES	7	0.654	0.0467	0	0.8289	0.8396	0.0024	5.14	TRASLACION
CASOS MODALES	8	0.454	0.0003	0.0436	0.8292	0.8832	0.0295	67.66	TORSION
CASOS MODALES	9	0.388	0.0206	0.0136	0.8497	0.8967	0.0154	74.76	TORSION
CASOS MODALES	10	0.383	0.0132	0.0153	0.863	0.912	0.0204	133.33	TORSION
CASOS MODALES	11	0.258	0.0018	0.0202	0.8648	0.9322	0.0145	71.78	TORSION
CASOS MODALES	12	0.254	0.0241	0.0025	0.8889	0.9346	0.0012	4.98	TRASLACION
CASOS MODALES	13	0.222	0.0001	0.0014	0.889	0.936	0.0013	92.86	TORSION
CASOS MODALES	14	0.22	0.0002	0.0146	0.8892	0.9506	0.0211	144.52	TORSION
CASOS MODALES	15	0.191	0.0088	0	0.898	0.9506	0	0.00	TRASLACION
CASOS MODALES	16	0.17	4.652E-05	0.0088	0.8981	0.9594	0.0122	138.64	TORSION
CASOS MODALES	17	0.161	7.962E-06	0.0051	0.8981	0.9645	0.0056	109.80	TORSION
CASOS MODALES	18	0.15	1.931E-06	0.0025	0.8981	0.967	4.097E-05	1.64	TRASLACION
CASOS MODALES	19	0.15	6.534E-07	0.0005	0.8981	0.9675	0.0005	100.00	TORSION
CASOS MODALES	20	0.14	0.0002	0.0065	0.8983	0.974	0.0156	240.00	TORSION
CASOS MODALES	21	0.13	0.0011	1.849E-06	0.8994	0.974	1.133E-05	1.03	TRASLACION

Figura 53. Modos de vibración y periodos del modelo estructural

Resaltado de color verde se muestra el porcentaje de participación modal en cada modo de vibración para los tres primeros modos y en la parte derecha se detalla si es traslación o rotación denotando que el primer modo de vibración es traslacional mientras que los dos siguientes son rotacionales, de igual manera se observa que existen más casos rotacionales (14) que traslacionales (7) demostrando que la estructura es muy vulnerable.

El valor marcado con color rojo denota que la estructura ocupa más del 90 % de la masa solo en la dirección Y, mientras en la dirección X no llega a ocupar el 90 % de la masa en los 21 casos modales, es decir, la edificación no está correctamente distribuida.

Finalmente, existe un periodo de vibración fundamental demasiado alto presente en el primer modo, esto se debe a que la estructura tiene demasiado peso distribuido en todos los pisos.

5.3.8 Cortante nominal por punzonamiento

El cortante por punzonamiento es un caso de falla producida por tensiones tangenciales alrededor de un área debido a la aplicación de carga en un elemento bidireccional de hormigón. En las losas planas la falla a cortante por punzonamiento se presenta mediante fisuras en la porción de superficie alrededor de la columna o muro.

El diseño a cortante debe satisfacer la siguiente condición:

$$v_u < \phi v_n \quad (12)$$

Donde, ϕ es el factor de resistencia a cortante igual a 0.75, v_u es el máximo esfuerzo de corte debido a V_u y M_{db} , v_n es el cortante nominal (en losas sin refuerzo a cortante es igual a la resistencia a cortante del concreto V_c).

Según el American Concrete Institute (2014), la resistencia a cortante del concreto debe ser el menor valor de entre las ecuaciones (13), (14) y (15).

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} \quad (13)$$

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} \quad (14)$$

$$V_c = 0.27 * \left(2 + \frac{a_s * d}{b_o}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} \quad (15)$$

Donde, V_c es el esfuerzo cortante resistente para el concreto (kg/cm²), λ es el factor de modificación para reflejar las propiedades mecánicas reducidas del hormigón ligero con respecto al hormigón de peso normal de la misma resistencia a la compresión (igual a 1 para un hormigón de características normales), β es la relación entre la dimensión

más larga y le dirección perpendicular más grande del área cargada efectiva de la losa, as es el factor dado en el ACI 318-14 el cual toma el valor de: 40 para columnas o muros interiores, 30 para columnas o muros de corte y 20 para columnas o muros esquineros, d es la profundidad efectiva de la losa (cm), bo es el perímetro de la sección crítica de la losa (cm) (ver Figura 54).

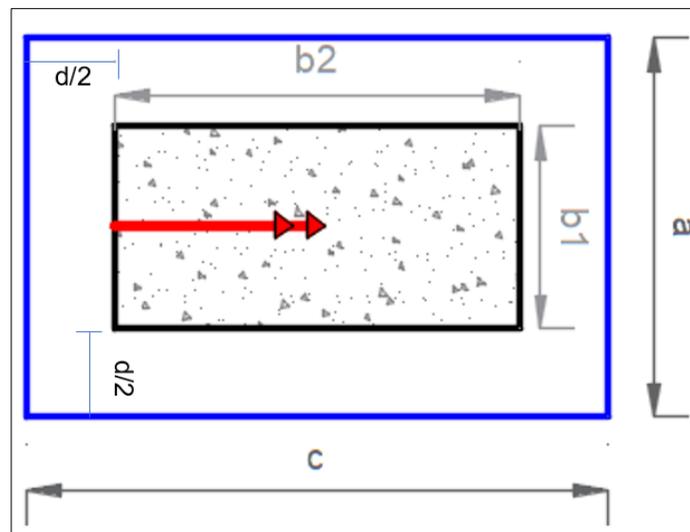


Figura 54. Zona crítica de punzonamiento

El perímetro del área de punzonamiento igual a $bo=2(a)+2(c)$, donde $a=b1+d$ y $c=b2+d$.

Por otro lado, el máximo esfuerzo de corte debido a Vu y Mdb según ACI 318-14 viene dado por la ecuación (16):

$$vu = \frac{Vu}{Ac} + \frac{\gamma v * Mdb}{J/c} \quad (16)$$

Donde, Vu es la fuerza de corte directo, Ac es el área comprimida para punzonamiento ($bo \times d$), J/c es el módulo resistente de la sección crítica (ACI 318-14),

Mdb es el momento desbalanceado, Y_V es el factor de transferencia por excentricidad de cortante en las conexiones losa-columna.

5.3.8.1 Fuerza de corte directo

La fuerza de corte directo viene dada por la acción de la carga axial mayorada que actúa en el área de aportación de la columna (ecuación (17)).

$$V_u = q_u * \frac{l_1}{2} * \frac{l_2}{2} \quad (17)$$

Donde, q_u es la fuerza de corte directo mayorado (en el caso de diseño estructural $1.2D+1.6L+S$, en el caso de análisis estructural $1.1D+0.275L+S$), l_1 es la longitud del vano en la dirección de análisis, l_2 es la longitud del vano perpendicular a la dirección de análisis.

5.3.8.2 Área comprimida para punzonamiento (A_c)

Es el área donde se concentra el esfuerzo cortante más el momento desbalanceado que produce punzonamiento, viene dada por:

$$A_c = b_o * d \quad (18)$$

Donde, b_o es el perímetro del área de punzonamiento y d es la altura comprimida del hormigón al centro de la varilla en tracción.

5.3.8.3 Factor de transferencia del momento por flexión

El momento desbalanceado debe ser resistido en parte por la losa en un ancho igual a $b_1 + (1.5h)$, en ambos lados y su porcentaje se calcula de la siguiente manera según lo indica el ACI 318S-14:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (19)$$

Donde, γ_f es el factor de transferencia por flexión, b_1 es el lado perpendicular de análisis de la columna, b_2 es el lado paralelo de análisis de la columna.

5.3.8.4 Factor de transferencia por corte

El resto del momento desbalanceado se debe considerar transferido por excentricidad del cortante y viene dado de acuerdo a ACI 318S-14 por:

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (20)$$

5.3.8.5 Momento ultimo desbalanceado de la armadura de la losa

El momento desbalanceado es la suma de los momentos probables en el nudo columna-losa (ver Figura 55):

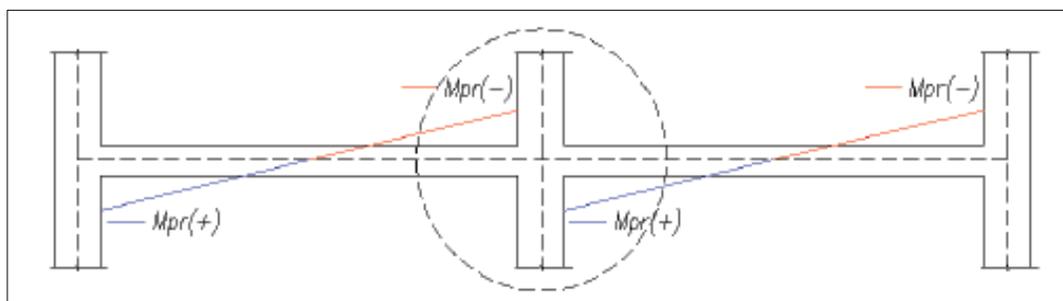


Figura 55. Momento desbalanceado crítico
Fuente: (Mauricio & Oñate, 2017)

Su cálculo viene dado según ACI 318-14 por la ecuación (21):

$$Mudb = As * \alpha * fy * \left(d - \frac{As * \alpha * fy}{2 * 0.75 * f'c * b} \right) \quad (21)$$

Donde, $Mudb$ es el momento ultimo desbalanceado en base al armado de la sección, As es el área de acero de la varilla positiva y negativa, α es el factor de mayoración del límite de fluencia del acero (1.25), fy es la fluencia mínima del acero, d es la altura efectiva de la losa, $f'c$ es la resistencia del hormigón y b es el ancho de la columna.

5.3.8.6 Módulo resistente (J/c)

El módulo resistente de una sección es la distancia existente entre la fibra del eje neutro hasta la fibra más alejada a este sometida a flexión que viene dada por un momento polar de la sección sometida a una fuerza, su cálculo viene dado por la ecuación (22):

$$\frac{J}{c} = \frac{[a * d(a + 3c) + d^3]}{3} \quad (22)$$

Donde, J es la propiedad de la sección crítica supuesta de un momento de inercia polar, J/c es el módulo resistente de la sección.

A continuación, en la Figura 56 y Figura 57 se presenta el análisis por punzonamiento de todas las columnas del quinto piso del edificio de la Comandancia General de Marina.

COL	TIPO	b	h	d	a	c	bo	Ac	J/C	J/C'	a tribu	cv	Vu
A1	esquinera	60	30	26	56	86	142	3692	70893.33	195173.33	5.17	5.98	30916.6
B1	lateral y	60	30	26	56	86	228	5928	70893.33	195173.33	10.45	4.35	45457.5
C1	lateral y	60	30	26	56	86	228	5928	70893.33	195173.33	10.45	11.32	118294
D1	lateral y	60	30	26	56	86	228	5928	70893.33	195173.33	10.34	8.84	91405.6
E1	lateral y	60	30	26	56	86	228	5928	70893.33	195173.33	10.45	10.02	104709
F1	lateral y	60	30	26	56	86	228	5928	70893.33	195173.33	10.45	11.44	119548
G1	esquinera	60	30	26	56	86	142	3692	70893.33	195173.33	5.17	6.35	32829.5
A2	lateral x	60	30	26	56	86	198	5148	70893.33	195173.33	10.34	11.99	123976.6
B2	central	60	30	26	56	86	284	7384	70893.33	195173.33	20.9	14.12	295108
C2	central	60	30	26	56	86	284	7384	70893.33	195173.33	20.9	10.35	216315
D2	central	60	30	26	56	86	284	7384	70893.33	195173.33	20.68	11.05	228514
E2	central	60	30	26	56	86	284	7384	70893.33	195173.33	5.17	5.13	26522.1
F2	central	60	30	26	56	86	284	7384	70893.33	195173.33	5.17	8.41	43479.7
G2	lateral x	60	30	26	56	86	198	5148	70893.33	195173.33	10.34	13.57	140313.8
A3	lateral x	50	30	26	56	76	188	4888	70893.33	166573.33	8.34	7.77	64801.8
B3	central	50	30	26	56	76	264	6864	70893.33	166573.33	16.86	13.80	232668
C3	central	50	30	26	56	76	264	6864	70893.33	166573.33	16.86	3.87	65248.2
D3	central	50	30	26	56	76	264	6864	70893.33	166573.33	16.68	3.92	65385.6
E3	central	50	30	26	56	76	264	6864	70893.33	166573.33	16.86	0.00	0
F3	central	50	30	26	56	76	264	6864	70893.33	166573.33	16.86	13.07	220360.2
G3	lateral x	50	30	26	56	76	188	4888	70893.33	166573.33	8.34	8.25	68805
A4	lateral x	50	30	26	56	76	188	4888	70893.33	166573.33	18.27	10.43	190556.1
B4	central	50	30	26	56	76	264	6864	70893.33	166573.33	19.95	17.13	341743.5
C4	central	50	30	26	56	76	264	6864	70893.33	166573.33	19.95	15.35	306232.5
D4	central	50	30	26	56	76	264	6864	70893.33	166573.33	19.74	15.22	300442.8
E4	central	50	30	26	56	76	264	6864	70893.33	166573.33	19.95	15.56	310422
F4	central	50	30	26	56	76	264	6864	70893.33	166573.33	19.95	16.07	320596.5
G4	lateral x	50	30	26	56	76	188	4888	70893.33	166573.33	18.27	7.24	132274.8
A5	esquinera	60	30	26	56	86	142	3692	70893.33	195173.33	6.69	10.73	71783.7
B5	lateral y	60	30	26	56	86	228	5928	70893.33	195173.33	13.53	18.90	255717
C5	lateral y	60	30	26	56	86	228	5928	70893.33	195173.33	13.53	18.74	253552.2
D5	lateral y	60	30	26	56	86	228	5928	70893.33	195173.33	13.39	18.46	247179.4
E5	lateral y	60	30	26	56	86	228	5928	70893.33	195173.33	13.53	18.56	251116.8
F5	lateral y	60	30	26	56	86	228	5928	70893.33	195173.33	13.53	19.17	259370.1
G5	esquinera	60	30	26	56	86	142	3692	70893.33	195173.33	6.69	8.91	59607.9

Figura 56. Control por punzonamiento en el quinto piso de la COGMAR, primera parte

Como se observa en la Figura 57 el 94 % de las conexiones losa-columna del quinto piso fallan por punzonamiento, este resultado se repite en todas las columnas de los pisos restantes, además el acero que se tomó en cuenta para el cálculo del momento flector último es el acero mínimo en este caso 1Φ de 10 mm para acero positivo y negativo en vista que no se posee planos estructurales.

COL	TIPO	Yf	Yv	#var	ϕ	As	Mudb	Φ	vc	vu	comp +
A1	esquinera	0.51	0.49	2	1	1.571	121151	0.75	7.11	9.20	NO PASA
B1	lateral y	0.51	0.49	4	1	3.142	239561	0.75	7.11	9.31	NO PASA
C1	lateral y	0.51	0.49	4	1	3.142	239561	0.75	7.11	21.59	NO PASA
D1	lateral y	0.51	0.49	4	1	3.142	239561	0.75	7.11	17.06	NO PASA
E1	lateral y	0.51	0.49	4	1	3.142	239561	0.75	7.11	19.30	NO PASA
F1	lateral y	0.51	0.49	4	1	3.142	239561	0.75	7.11	21.81	NO PASA
G1	esquinera	0.51	0.49	2	1	1.571	121151	0.75	7.11	9.72	NO PASA
A2	lateral x	0.51	0.49	2	1	1.571	121151	0.75	7.11	24.91	NO PASA
B2	central	0.51	0.49	4	1	3.142	239561	0.75	7.11	41.61	NO PASA
C2	central	0.51	0.49	4	1	3.142	239561	0.75	7.11	30.93	NO PASA
D2	central	0.51	0.49	4	1	3.142	239561	0.75	7.11	32.59	NO PASA
E2	central	0.51	0.49	4	1	3.142	239561	0.75	7.11	5.23	OK
F2	central	0.51	0.49	4	1	3.142	239561	0.75	7.11	7.53	NO PASA
G2	lateral x	0.51	0.49	2	1	1.571	121151	0.75	7.11	28.09	NO PASA
A3	lateral x	0.54	0.46	2	1	1.571	120877	0.75	7.11	14.05	NO PASA
B3	central	0.54	0.46	4	1	3.142	238464	0.75	7.11	35.45	NO PASA
C3	central	0.54	0.46	4	1	3.142	238464	0.75	7.11	11.06	NO PASA
D3	central	0.54	0.46	4	1	3.142	238464	0.75	7.11	11.08	NO PASA
E3	central	0.54	0.46	4	1	3.142	238464	0.75	7.11	1.56	OK
F3	central	0.54	0.46	4	1	3.142	238464	0.75	7.11	33.66	NO PASA
G3	lateral x	0.54	0.46	2	1	1.571	120877	0.75	7.11	14.86	NO PASA
A4	lateral x	0.54	0.46	2	1	1.571	120877	0.75	7.11	39.77	NO PASA
B4	central	0.54	0.46	4	1	3.142	238464	0.75	7.11	51.34	NO PASA
C4	central	0.54	0.46	4	1	3.142	238464	0.75	7.11	46.17	NO PASA
D4	central	0.54	0.46	4	1	3.142	238464	0.75	7.11	45.33	NO PASA
E4	central	0.54	0.46	4	1	3.142	238464	0.75	7.11	46.78	NO PASA
F4	central	0.54	0.46	4	1	3.142	238464	0.75	7.11	48.26	NO PASA
G4	lateral x	0.54	0.46	2	1	1.571	120877	0.75	7.11	27.85	NO PASA
A5	esquinera	0.51	0.49	2	1	1.571	121151	0.75	7.11	20.27	NO PASA
B5	lateral y	0.51	0.49	4	1	3.142	239561	0.75	7.11	44.78	NO PASA
C5	lateral y	0.51	0.49	4	1	3.142	239561	0.75	7.11	44.41	NO PASA
D5	lateral y	0.51	0.49	4	1	3.142	239561	0.75	7.11	43.34	NO PASA
E5	lateral y	0.51	0.49	4	1	3.142	239561	0.75	7.11	44.00	NO PASA
F5	lateral y	0.51	0.49	4	1	3.142	239561	0.75	7.11	45.39	NO PASA
G5	esquinera	0.51	0.49	2	1	1.571	121151	0.75	7.11	16.97	NO PASA

Figura 57. Control por punzonamiento en el quinto piso de la COGMAR, segunda parte

5.3.9 Efecto P-Delta

El efecto P-delta tiene que ver con los efectos adicionales en las dos direcciones principales de análisis X e Y causados por efectos de segundo orden los cuales producen un incremento en las derivas, en los momentos y en las fuerzas internas,

estos incrementos deben ser considerados en la evaluación de la estabilidad final de la estructura. Este efecto no se debe considerar cuando el índice de estabilidad Q_i es menor a 0.10.

Se calcula mediante la siguiente ecuación (23):

$$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i} \quad (23)$$

Donde, Q_i es el índice de estabilidad del piso i , es la relación del momento de segundo orden con el momento de primer orden, P_i es la carga vertical sin mayorar entre la carga muerta, sobrecarga y carga viva de la estructura del piso i más la carga de los pisos superiores al piso i , Δ_i es la deriva del piso i , V_i es el cortante sísmico en el piso i , h_i es la altura del piso i .

En el análisis estructural el índice de estabilidad nunca puede ser mayor a 0.30, caso contrario demuestra que la estructura es potencialmente inestable y por ende esta debe ser rigidizada.

Para el caso que el factor de estabilidad se encuentre entre 0.1 y 0.3 se debe multiplicar los momentos, las cargas y las derivas por un factor de mayoración que se lo calcula de acuerdo a la ecuación (24):

$$f_{\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i} \quad (24)$$

Donde, f_{Δ} es el factor de mayoración del índice de estabilidad, Q_i es el índice de estabilidad del piso i de la estructura.

Para efecto del presente trabajo, los momentos de segundo orden o P-Delta se tomaron en cuenta en el modelo inicial, es decir los resultados de derivas, momentos y fuerzas actuantes ya se encuentran multiplicados por los factores de mayoración por cada piso.

De igual manera, para la obtención de la carga actuante se tomó en cuenta con los factores de mayoración de 1.2 para carga permanente o muerta y 1.6 para carga temporal o viva, manteniendo un margen de seguridad al momento de presentar la propuesta final de reforzamiento.

5.4 Diagnostico final

A continuación, se presenta un diagnostico final del edificio de la COGMAR en base a los resultados obtenidos en los apartados anteriores.

5.4.1 Sistema constructivo

El sistema constructivo adoptado para la construcción de esta edificación es del tipo losa plana armada en dos direcciones, es decir, la losa asentada directamente en la columna con un masillado alrededor de la columna de 1.2 m en todas las direcciones. Este aspecto nos da a entender que la estructura fue diseñada con una fuerza que represente al sismo de valor cero (0), en este caso solamente se tomaron en cuenta las cargas verticales, lo cual en zonas de alto riesgo sísmico como lo es el Ecuador no es recomendable.

5.4.2 Análisis estático

Los resultados obtenidos en este análisis nos indica como se mencionó en el apartado anterior, que esta estructura no está diseñada para soportar cargas laterales como lo son las sísmicas, las derivas llegan hasta un 83 % lo que nos indica que ante la presencia de un evento sísmico considerable la estructura colapsaría.

Es necesario entonces para controlar este aspecto formar marcos o pórticos en todos los vanos de la edificación con el objetivo de que estos sistemas ayuden a mitigar las fuerzas laterales y con esto se reduzcan las derivas en cada piso.

5.4.3 Análisis dinámico

La NEC-SE-DS (2015) indica que el cortante dinámico debe ser por lo menos el 80 % del cortante estático. Según los resultados obtenidos en este estudio observamos que en las dos direcciones principales de análisis X e Y, tienen porcentajes de 14 % y 19 % respectivamente, estos resultados nos dejan ver que la estructura necesita ser rigidizada, en vista que para reducir el peligro sísmico estático la estructura debe ser lo suficientemente rígida para soportar esas fuerzas laterales altas.

El peso de la estructura es un factor muy importante que debe ser tomado en cuenta para estos análisis, en esta edificación todas las paredes son de ladrillo de arcilla el cual proporciona un peso muy significativo al sistema estructural, además en un inicio la edificación fue concebida para cinco (5) pisos (planta baja y 4 pisos adicionales) y en la actualidad consta de seis (6) pisos (planta baja y 5 pisos adicionales) con la particularidad de que en el quinto piso se encuentra una cisterna de

agua, estos detalles producen un peso adicional muy alto que igual se considera en los análisis.

Las derivas de piso en este análisis igualmente no se encuentran dentro del rango aceptado, pero no son muy altas comparadas con el análisis estático.

5.4.4 Análisis modal espectral

De acuerdo a los resultados obtenidos en el análisis se observan periodos muy altos en los tres primeros modos, esto se debe a que la estructura es muy pesada y la rigidez es muy baja (a mayor masa periodos más altos y a mayor rigidez periodos más bajos), también se observa que el movimiento predominante en los modos de vibrar es el rotacional, indicando que el edificio es muy flexible a torsión lo cual provocaría muchos daños en la estructura si se sometiera a movimientos fuertes del suelo.

5.4.5 Punzonamiento

Este control por punzonamiento es de vital importancia realizarlo en sistemas constructivos con losas planas, ya que este es el principal problema que se presenta en este tipo de estructuras. El control se lo realizó en todas las conexiones losa-columna de todos los pisos, denotando que todas fallan por punzonamiento, lo que indica que se necesita calcular la contribución del acero de refuerzo transversal.

En el diseño estructural se espera que la rótula plástica se presente en los extremos de las vigas, esto debido a que siendo así no se afectaría a la serviciabilidad de la estructura, en este caso debido a la no presencia de estos elementos en el modelo estructural se observa que las rotulas plásticas se presentan en las columnas y lo que

es más crítico aún es que comienzan a presentarse en el pie de columna en el subterráneo, lo que provocaría el colapso estructural inmediato de la edificación.

Con lo expuesto en los apartados anteriores se puede concluir que la estructura no está diseñada para soportar cargas laterales por ejemplo sísmicas, lo cual nos indica que es muy vulnerable y necesita intervención inmediata mediante una propuesta de reforzamiento estructural que la convierta en estructura sismorresistente.

CAPITULO VI

6. Estudio de alternativas factibles para el reforzamiento

En el presente capítulo se precederá a encontrar soluciones estructurales factibles a los problemas encontrados en el diagnóstico del edificio de la COGMAR aplicando todas las normas y procedimientos hasta llegar a un modelo sismorresistente adecuado y económico.

En el presente proyecto se investigó los diferentes procedimientos de reforzamiento estructural existentes, los mismos que deberán garantizar el perfecto comportamiento estructural y así garantizar la vida y seguridad de sus ocupantes. En la Figura 58, se presenta los tipos de reforzamiento estructural.



Figura 58. Tipos de reforzamiento estructural
Fuente: (Borja & Torres, 2015)

Además de estas técnicas, existen en la actualidad muchas más como por ejemplo el enchapado de paredes, la adhesión de fibra de carbono, el encamisado de columnas, la colocación de diagonales rigidizadores de acero y la colocación de disipadores de energía. Todas estas técnicas proporcionan sismorresistencia a la estructura, en el presente trabajo se propone el reforzamiento mediante la inclusión de diagonales rigidizadoras de acero y la colocación de disipadores de energía TADAS, estas dos propuestas suponen igual el encamisado de columnas, adición de vigas metálicas para formar los marcos con las columnas en ambas direcciones (X e Y).

6.1 Reforzamiento de las columnas mediante placas de acero.

Para el diseño del reforzamiento del encamisado de las columnas existentes en el edificio de la COGMAR se tomó en cuenta la normativa presentada en el AISC 2010, igualmente se toma en cuenta las especificaciones de la American Concrete Institute (2014).

Como primer paso la norma AISC establece que, para que un elemento sea considerado como sección compuesta (perfil tubular de acero relleno de concreto como se identifica en la Figura 59) debe cumplir con unas consideraciones mínimas (Alvarez Valadez & Cházaro Rosario, 2010) que se detallan a continuación:

$$A_s \geq 0.01A_g \quad (25)$$

$$\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (26)$$

Donde, A_s es el área de acero, A_g es el área gruesa de concreto, b es la base de la sección, d es la altura efectiva, t es el espesor del perfil tubular, E_s es el módulo de elasticidad del acero y F_y es el esfuerzo de fluencia mínimo del acero.

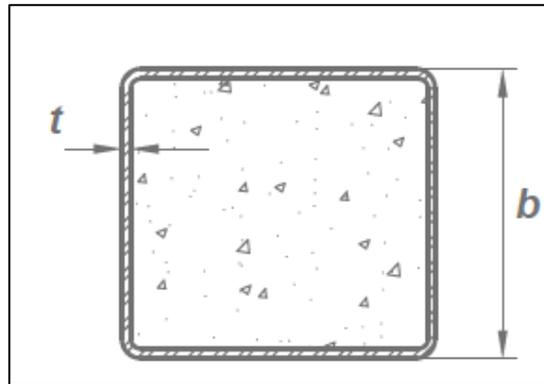


Figura 59. Perfil tubular relleno de concreto

Para el diseño del encamisado de columnas se toma como placa de refuerzo a una sección de acero de 5 mm de espesor.

$$A_g = 30 * 60 = 1800cm^2 \rightarrow \text{columnas de } 30 \times 60$$

$$0.01 * A_g = 18cm^2$$

$$A_s = 61 * 0.5 * 2 + 30 * 0.5 * 2 = 91cm^2$$

$$\therefore 91cm^2 \geq 18cm^2 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$\frac{31}{0.5} \leq 2.26 \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$62 \leq 65.11 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Una vez realizada la comprobación de las secciones compuestas propuestas en este diseño precedemos a realizar el diseño por tensión, compresión y pandeo de las columnas.

6.1.1 Diseño por tensión

El diseño por tensión de elementos compuestos que son sometidos a carga axial consiste en comparar la resistencia de diseño con la acción de diseño de los elementos que soportan dichas cargas, mediante las ecuaciones (27) y (28):

$$P_u \leq \phi * P_n \rightarrow (LRFD) \quad (27)$$

$$P_n = A_s * F_y + A_{gr} * F_{yr} \quad (28)$$

Donde, P_n es el esfuerzo máximo a tensión de elementos compuestos, A_s es el área de las placas de acero de la sección compuesta, A_{gr} es el área de acero de las varillas de refuerzo, F_{yr} es el esfuerzo de fluencia para las varillas de refuerzo, ϕ es el factor de reducción de cargas (0.90)

$$P_n = 91 * 2530 + \pi * \frac{1.6^2}{4} * 8 * 4200 = 297787 \text{ kg} \approx 297.787 \text{ tn}$$

$$\phi P_n = 0.90 * 297.787 = 268.008 \text{ tn}$$

$$P_u = 209.86 \text{ tn} \rightarrow \text{Resultado obtenido de Etabs 17.0.2}$$

$$\therefore 209.86 \text{ tn} \leq 268.008 \text{ tn} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

6.1.2 Diseño por compresión

Para el diseño por compresión en secciones compuestas se utiliza las mismas consideraciones usadas en el diseño de elementos de acero. En estas secciones no se considera el efecto del pandeo local ya que nos aseguramos que no ocurra o por lo menos lo controlamos (ecuación (29)).

$$P_o = A_s * F_y + A_{gr} * F_{yr} + C_2 * f'_c * A_c \quad (29)$$

→ Resistencia máxima en compresión

$$A_s = 91 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{perfil de acero}$$

$$C_2 = 0.85 \rightarrow \text{Perfil rectangular}$$

$$C_2 = 0.90 \rightarrow \text{Perfil circular}$$

$$A_{gr} = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{(1.6)^2}{4} = 2.010 * 8 \text{ varillas} = 16.085 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{área de las varillas}$$

$$F_{yr} = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{tomando en cuenta las varillas sin corrugar}$$

$$A_c = 30 * 60 = 1800 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{área del concreto}$$

$$P_o = 91 * 2530 + 16.085 * 2800 + 0.85 * 180 * 1800 = 550668 \text{ kg} \approx 560.668 \text{ tn}$$

La fuerza P_o representa la resistencia de una columna corta comprimida. Por otro lado, la resistencia de diseño de elementos estructurales como columnas compuestas en compresión axial, correspondiente al estado límite de pandeo en flexión y se determina por medio de la ecuación (30) (Alvarez Valadez & Cházaro Rosario, 2010).

$$Pe = \frac{\pi^2 * EI_{eff}}{(K * L)^2} \quad (30)$$

Donde, EI_{eff} es la rigidez efectiva ecuación (31), K es el factor de pandeo (1.57 en este caso), L es la longitud del elemento.

$$EI_{eff} = Es * Is + 0.5 * Egr * Igr + C1 * Ec * Ic \quad (31)$$

$$C1 = 0.1 + 2 * \frac{As}{As + Ac} < 0.3$$

$$C1 = 0.1 + 2 * \frac{91}{91 + 1800} = 0.048$$

$$\therefore C1 = 0.3$$

$$Ec = 15000\sqrt{180} = 201246 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ic = 30 * \frac{60^3}{12} = 540000 \text{ cm}^4$$

$$Igr = \pi * \frac{0.8^4}{64} = 0.02010 \text{ cm}^4$$

$$EI_{eff} = 2100000 * 4420 + 0.5 * 2100000 * 0.02010 * 8 + 0.85 * 180 * 1800$$

$$EI_{eff} = 9282444240 \text{ kg/cm}^2$$

$$Pe = \frac{\pi^2 * 9282444240}{1.57 * 315^2} = 588087 \text{ kg} \approx 588.087 \text{ tn}$$

Una vez obtenido el valor de P_e se procede a calcular la fuerza de compresión nominal resistente mediante las siguientes consideraciones (ecuación (32) y (33)):

$$\text{Si } P_e \geq 0.44 P_o \rightarrow P_n = \left[0.658 \frac{P_o}{P_e} \right] * P_o \quad (32)$$

$$\text{Si } P_e < 0.44 P_o \rightarrow P_n = 0.877 * P_e \quad (33)$$

$$0.44 P_o = 0.44 * 550.668 = 242.294 \text{ tn}$$

$$P_e \geq 0.44 P_o$$

$$\therefore P_n = \left[0.658 \frac{550.668}{588.08} \right] * 550.668 = 372.117 \text{ tn}$$

$$P_u = 237.88 \text{ tn} \rightarrow \text{Software estructural}$$

$$237.88 \text{ tn} \leq 0.75 * 372.117 \text{ tn}$$

$$237.88 \text{ tn} \leq 279.088 \text{ tn} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Una vez realizado el análisis de los elementos que componen el reforzamiento de las columnas, los resultados nos llevan a afirmar que el diseño es el óptimo y no necesita ser revisado.

6.2 Diseño de las vigas de acero

El diseño de las vigas de acero se lo hará mediante el método de diseño por flexión y servicio, en el presente proyecto estos elementos horizontales tienen como finalidad principal la de formar pórticos resistentes a cargas sísmicas, en otras palabras, no es una de sus funciones principales la de soportar cargas verticales que llegan desde la

losa, sino la de conformar un sistema que permita a la estructura soportar fuerzas laterales.

El acero utilizado para las vigas es el A36 el mismo que tiene propiedades mecánicas que se detallan en la Tabla 26..

Tabla 26.
Propiedades mecánicas del acero A36

Propiedad	Valor
E	2100000 kg/cm ²
Fy	2530 kg/cm ²
ξ	1518 kg/cm ²

Una vez obtenidas las propiedades mecánicas del acero, se procede a calcular el peso de la estructura por metro cuadrado y se presenta los resultados en la Tabla 27.

Tabla 27.
Cargas permanentes de la estructura

Elemento	Peso (tn/m ²)
Losa	0.444
Acabados	0.1
Mampostería	0.1
Columnas	0.1
Vigas	0.0888
Instalaciones	0.02
Sobrecarga	0.22
Total	1.073

La carga viva utilizada en este caso es de 0.25 tn/m² y al aplicar la combinación de carga 1.2CM+1.6CV se tiene un peso total que gravita sobre las vigas de 1.42 tn/m².

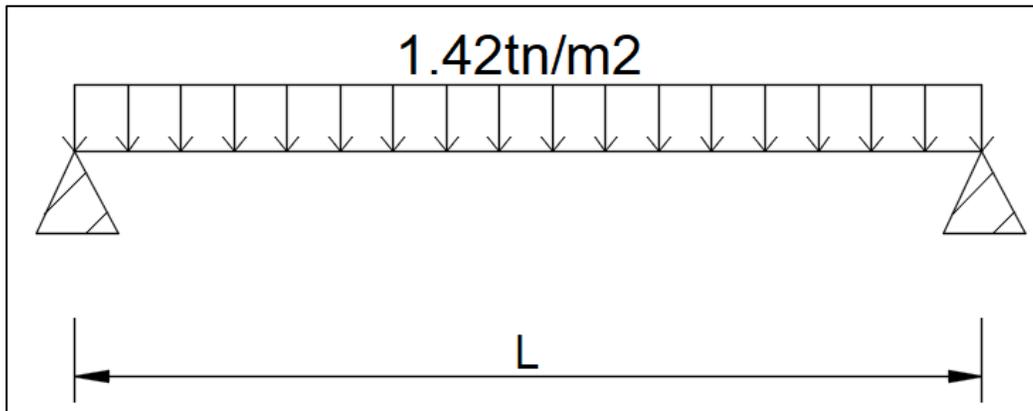


Figura 60. Esquema de la carga que gravita sobre una viga tipo

En la Tabla 28. se presenta el cálculo de momento de los tres tipos de vigas presentes en el diseño estructural.

Tabla 28.

Cálculo del momento último de las vigas tipo

Ord	Tipo	Longitud	Momento
1	IPE-300	5.7 m	5.76 tn.m
2	IPE-450	14.2 m	35.79 tn.m

6.2.1 Capacidad a flexión

Para el análisis de la capacidad a flexión de las vigas utilizadas en esta propuesta se selecciona la viga que será colocada en la luz más grande (14.2 metros) y consta de las siguientes características (ver Figura 61):

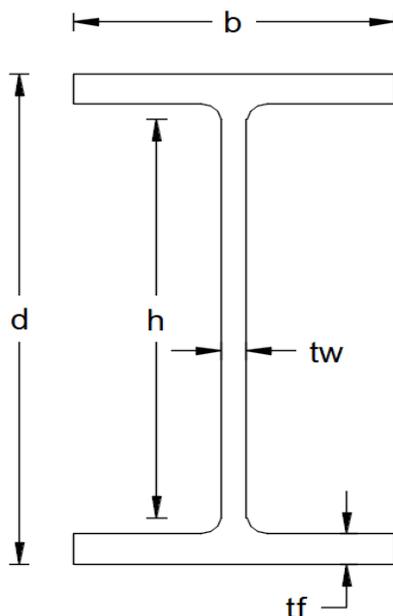


Figura 61. Perfil IPE tipo

VIGA IPE-450, $d = 450$ mm; $b = 190$ mm; $t_f = 14.60$ mm; $t_w = 9.40$ mm; $I_y = 1680$ cm⁴;
 $A = 98.80$ cm².

Se analiza el pandeo local del alma de acuerdo a la Tabla 29 y del ala comprimida (Tabla 30) de la viga seleccionada para verificar si el perfil es compacto:

Tabla 29.

Control del pandeo local del alma de una viga metálica tipo I

Relación	Elevada ductilidad	Moderada ductilidad
$h/2t_w$	$\leq 2.45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\leq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Fuente: (AISC 341-10, 2010)

Tabla 30.

Control del pandeo local del ala comprimida de una viga metálica tipo I

Relación	Elevada ductilidad	Moderada ductilidad
$b_f/2t_f$	$\leq 0.30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\leq 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Fuente: (AISC 341-10, 2010)

$$h = d - 2 * tf$$

$$h = 45 - 2 * 1.46 = 42.08 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2tw} = \frac{42.08}{2 * 0.94} = 22.383$$

$$2.45 * \sqrt{\frac{2,100,000}{2,530}} = 70.58$$

$$\therefore 22.383 \leq 70.58 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{19}{2 * 1.46} = 6.50$$

$$0.30 * \sqrt{\frac{2,100,000}{2,530}} = 8.64$$

$$\therefore 6.50 \leq 8.64 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para que la viga este correctamente diseñada se debe cumplir la siguiente condición:

$$M_p \geq \phi M_n \quad (34)$$

Donde, M_p es el momento plástico del material, M_n es el momento nominal.

$$M_p = Z_x * F_y \quad (35)$$

$$M_p = 1,688.25 * 2,530 = 4,271,276.48 \text{ kg.cm} \approx 42.71 \text{ tn.m}$$

$$42.71 \geq 0.9 * 35.79$$

$$42.71 \text{ tn} - \text{m} \geq 32.21 \text{ tn} - \text{m} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

6.3 Diseño de la conexión viga-columna

Una vez que tenemos la estructura definida y estabilizada ante cargas sísmicas estáticas y dinámicas y a la vez que se tiene las dimensiones finales de las vigas y columnas procedemos a realizar el diseño de las conexiones entre vigas y columnas. A continuación, en la Figura 62 y Figura 63, se presenta las características de los elementos usados:

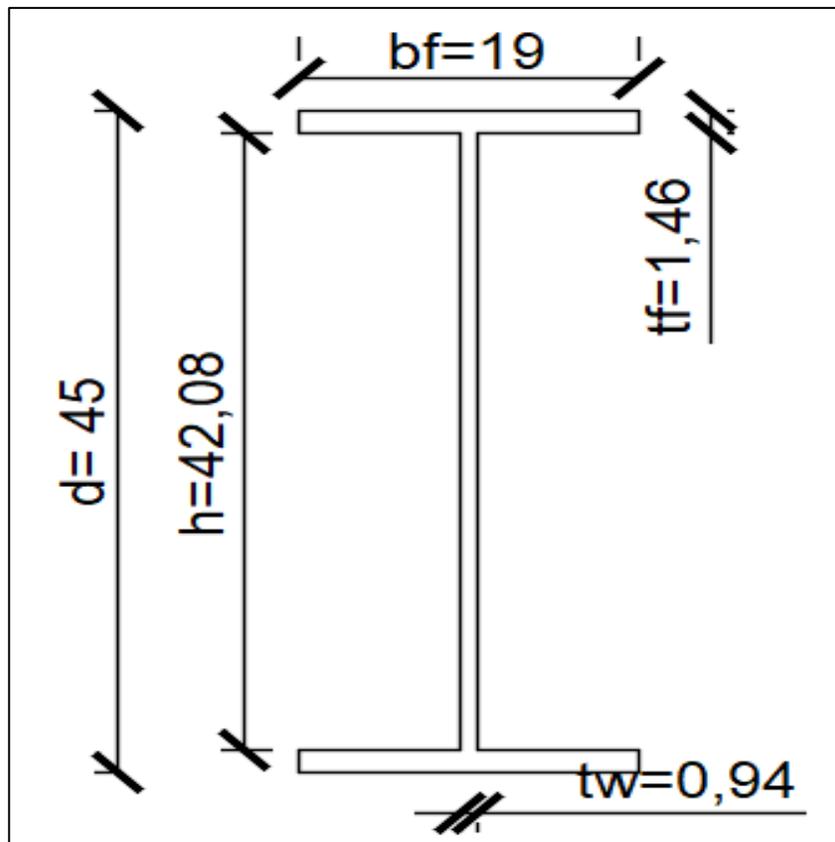


Figura 62. Dimensiones de la viga IPE-450

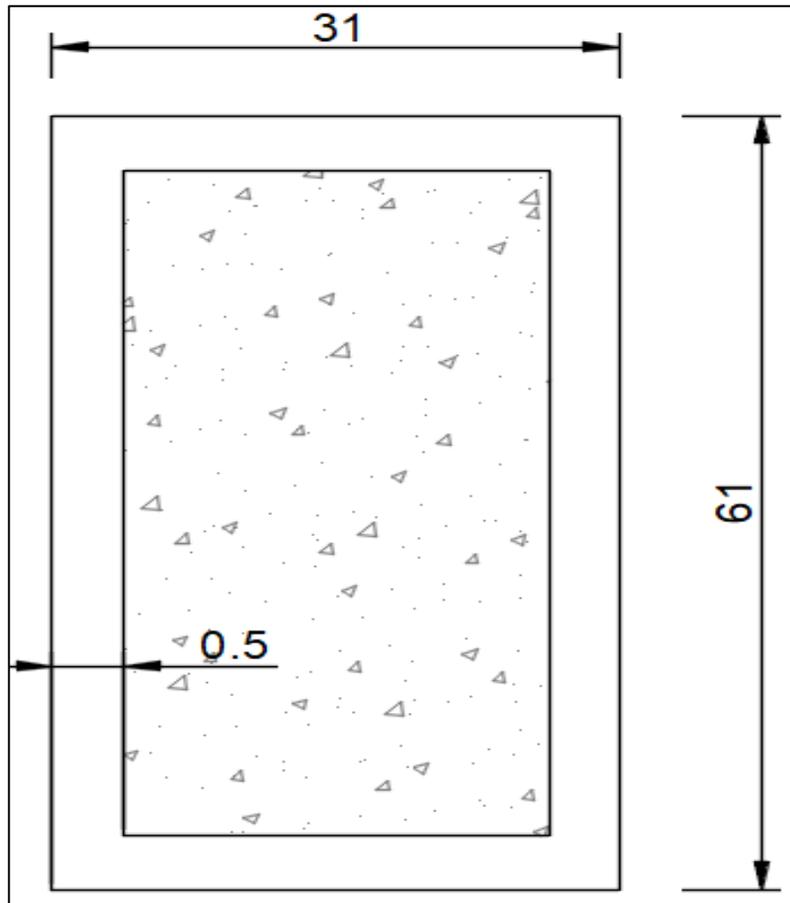


Figura 63. Dimensiones de la columna compuesta de 31 cm x 61 cm

El procedimiento seleccionado para las conexiones de la viga con la columna es el de la conexión emperrada propuesta por el AISC 358-16 (2016), la misma que debe cumplir el siguiente procedimiento:

1. Máximo momento probable (M_{pr}), esperado en la viga
2. Diámetro de los pernos del ala de la viga
3. Corte nominal de cada perno
4. Número de pernos en la placa
5. Distancia de la rótula plástica

6. Fuerza cortante en la rótula plástica
7. Momento esperado en la cara de la columna
8. Fuerza cortante en la placa del ala de la viga
9. Verificación del número de pernos
10. Chequeo del espesor de la placa
11. Chequeo de la rotura por tensión de la placa del ala
12. Chequeo del ala por bloque de cortante
13. Chequeo por compresión del ala
14. Cortante último de la viga
15. Placa a corte unida en el alma de la viga y columna
16. Chequeo de placas de continuidad
17. Chequeo zona de panel

A continuación, se procede con el cálculo de conexiones de los elementos.

6.3.1 Máximo momento probable (M_{pr})

El ala de la viga debe tener una mayor resistencia a la rotura que a la deformación debido a que el comportamiento a tracción es dúctil más la rotura es frágil.

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_x \quad (36)$$

$$R_y = 1.3$$

$$C_{pr} = \frac{(f_y + f_u)}{2 * f_y} \leq 1.2$$

$$f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 4,077 \text{ kg/* cm}^2$$

$$C_{pr} = \frac{(2,530 + 4,077)}{2 * 2,530} \leq 1.2$$

$$C_{pr} = 1.31 \leq 1.2 \quad \therefore C_{pr} = 1.2$$

$$Z_x = 1,623.9196 \text{ cm}^3$$

$$M_{pr} = 1.2 * 1.3 * 2,530 * 1,623.9196 = 64,092.86 \text{ kg} - m$$

6.3.2 Diámetro de pernos en las alas de las vigas

La norma AISC 358-16 (2016) especifica que como mínimo de debe colocar dos filas de tornillos en la parte inferior y superior del ala y el diámetro de estos se calcula mediante la ecuación (37).

$$db = \frac{bf}{2} * \left(1 - \frac{R_y * F_y}{R_t * f_u} \right) - 3mm \quad (37)$$

Donde, db es el diámetro de los pernos, bf es el ancho del ala de la viga, R_t es la proporción de la fuerza a tracción esperada especificada para el material del ala según AISC 358-16, R_y es el factor de tensión probable según NEC-SE-AC (2015).

Para la selección inicial de un tornillo nos basamos en la tabla de la Figura 64 presentada a continuación:

TABLE J3.4 Minimum Edge Distance^[a] from Center of Standard Hole^[b] to Edge of Connected Part, in.	
Bolt Diameter, in.	Minimum Edge Distance
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Over 1 1/4	1 1/4d

^[a] If necessary, lesser edge distances are permitted provided the applicable provisions from Sections J3.10 and J4 are satisfied, but edge distances less than one bolt diameter are not permitted without approval from the engineer of record.

^[b] For oversized or slotted holes, see Table J3.5.

Figura 64. Distancia mínima al borde, in, desde el centro del agujero estándar hasta el borde de la parte conectada

Fuente: (AISC 360-16, 2016), pág. 132.

El factor de fluencia probable y el factor de tensión probable se obtiene a partir de la

Tabla 31:

Tabla 31.

Factores de fluencia y tensión probables para diferentes tipos de acero

Especificación ASTM	Factor de fluencia probable (Ry)	Factor de tensión probable (Rt)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572	1.1	1.25
ASTM A588	1.15	1.15

Fuente: (NEC-SE-AC, 2015)

Los pernos a utilizar serán del material ASTM A-490

$$d_b = 2.54 \text{ cm} \quad R_t = 1.15$$

$$2.54 \leq \frac{19}{2} * \left(1 - \frac{1.3 * 2,530}{1.15 * 4,077} \right) - 0.3$$

$$2.54 \leq 2.83$$

\therefore la distancia mínima al borde es de 3.175 cm

Si bien es cierto la selección del diámetro de los pernos es el correcto para mayor seguridad se asume una distancia mínima al borde ligeramente mayor a la calculada en este caso asumimos:

$$L_c = 5.5 \text{ cm}$$

6.3.3 Cálculo del corte nominal de cada perno

Para continuar con este cálculo lo primero que se debe hacer es asumir un ancho de placa teniendo en cuenta el diámetro de los pernos, la distancia mínima al borde y el ancho del ala de la viga:

$$t_{pl} = 4 \text{ cm} \rightarrow \text{espesor de la placa}$$

$$b_{fpl} = 19 \text{ cm} \rightarrow \text{ancho de la placa}$$

El cortante nominal de cada perno según la norma AISC 358-16 (2016), sección 7.6 se lo obtiene de las siguientes expresiones:

Rn= valor mínimo entre:

$$1 * F_{nv} * A_b \tag{38}$$

$$2.4 * F_{ub} * d_b * t_f \tag{39}$$

$$2.4 * F_{up} * d_b * t_{pl} \tag{40}$$

Donde, Rn es la resistencia a corte nominal, Fnv es la resistencia nominal cortante del perno (ver Figura 65), Fub es la mínima resistencia a la tensión de la viga, Fup es la mínima resistencia a la tensión de la placa, Ab es el área nominal del perno sin incluir la rosca, tf es el espesor del ala de la viga.

TABLE J3.2 Nominal Strength of Fasteners and Threaded Parts, ksi (MPa)		
Description of Fasteners	Nominal Tensile Strength, F_{nt} , ksi (MPa) ^[a]	Nominal Shear Strength in Bearing-Type Connections, F_{nv} , ksi (MPa) ^[b]
A307 bolts	45 (310) ^[c]	27 (186) ^{[c] [d]}
Group A (e.g., A325) bolts, when threads are not excluded from shear planes	90 (620)	54 (372)
Group A (e.g., A325) bolts, when threads are excluded from shear planes	90 (620)	68 (469)
Group B (e.g., A490) bolts, when threads are not excluded from shear planes	113 (780)	68 (469)
Group B (e.g., A490) bolts, when threads are excluded from shear planes	113 (780)	84 (579)
Group C (e.g., F3043) bolt assemblies, when threads and transition area of shank are not excluded from the shear plane	150 (1040)	90 (620)
Group C (e.g., F3043) bolt assemblies, when threads and transition area of shank are excluded from the shear plane	150 (1040)	113 (779)
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are not excluded from shear planes	$0.75F_u$	$0.450F_u$
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are excluded from shear planes	$0.75F_u$	$0.563F_u$

^[a] For high-strength bolts subject to tensile fatigue loading, see Appendix 3.
^[b] For end loaded connections with a fastener pattern length greater than 38 in. (950 mm), F_{nv} shall be reduced to 83.3% of the tabulated values. Fastener pattern length is the maximum distance parallel to the line of force between the centerline of the bolts connecting two parts with one facing surface.
^[c] For A307 bolts, the tabulated values shall be reduced by 1% for each 1/16 in. (2 mm) over five diameters of length in the grip.
^[d] Threads permitted in shear planes.

Figura 65. Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas

Fuente: (AISC 360-16, 2016), pág. 129.

$$F_{nv} = 4,780 \frac{kg}{cm^2} \quad F_{ub} = 4,077 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{up} = 4,077 \frac{kg}{cm^2}$$

$$A_b = \frac{\pi * 2.54^2}{4} = 5.06 \text{ cm}^2$$

$$R_n = \min(1 * 4,780 * 5.06 ; 2.4 * 4,077 * 2.54 * 1.46 ; 2.4 * 4,077 * 2.54 * 4)$$

$$R_n = 24,186.8kg ; 36,285.95kg ; 99,413.57kg$$

$$\therefore R_n = 24,186.8 \text{ kg}$$

6.3.4 Número de pernos en la placa

$$n \geq \frac{1.25 * M_{pr}}{\phi_n * R_n * (d + t_{pl})} \rightarrow \phi_n = 0.90 \quad (41)$$

$$n \geq \frac{1.25 * 64,092.86 \text{ kg} - m}{0.9 * 24,186.8kg * (0.45m + 0.04m)}$$

$$n \geq 7.51 \rightarrow 8 \text{ tornillos}$$

6.3.5 Distancia de la rótula plástica

La distancia de la rótula plástica debe ser medida horizontalmente desde la cara externa de la columna (ver Figura 66) y se calcula con la ecuación (42).

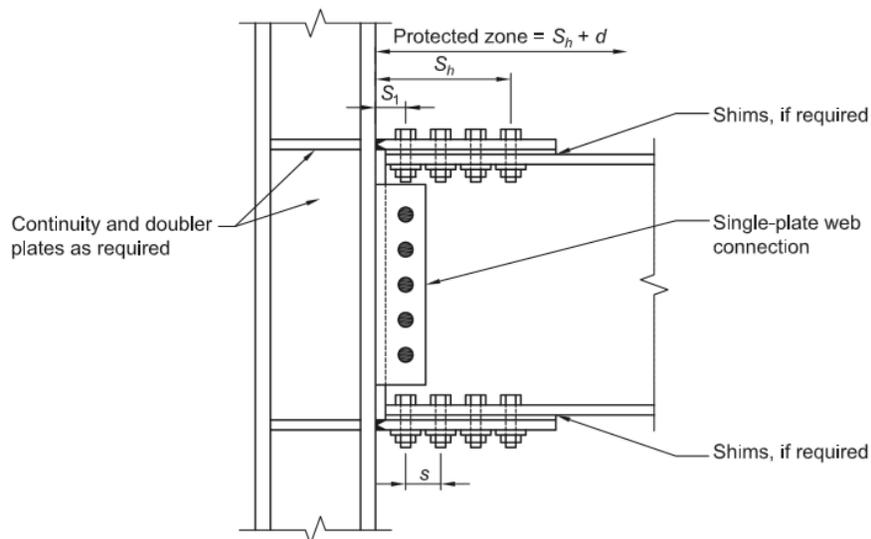


Figura 66. Vista en corte de los elementos de la conexión
Fuente: (AISC 358-16, 2016), pág. 39.

$$Sh = S1 + s * \left(\frac{n}{2} - 1\right) \quad (42)$$

Donde, $S1$ es la distancia desde la cara de la columna a la hilera de tornillos más cercana, s es la separación de las hileras de pernos, Sh es la distancia desde la cara de la columna hasta la última hilera o distancia donde se espera que se forme la rótula plástica.

$$s = 7 \text{ cm} \rightarrow \text{según AISC358 - 16 sección 7.6}$$

$$lc \geq 2 * db \rightarrow \text{según AISC358 - 16 sección 7.6}$$

$$5.5 \geq 2 * 2.54$$

$$5.5 \geq 5.08 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$S1 = 7 \text{ cm} \rightarrow \text{según AISC358 - 16 sección 7.6}$$

$$sh = 7 + 7 * \left(\frac{8}{2} - 1\right) = 28 \text{ cm}$$

6.3.6 Fuerza cortante en la rótula plástica

$$Q_u = 1.410 \frac{tn}{m^2}$$

$$Bh = \frac{4.3 + 4.3}{2} = 4.3 \text{ m}$$

$$W = 1.410 * 4.3 = 6.063 \text{ tn/m}$$

$$W = 6.063 \frac{tn}{m} \approx 6,063 \frac{kg}{m}$$

$$Lh = L - 2 * sh$$

$$L = 9.5 - 0.3 = 9.2m \rightarrow \text{Luz libre}$$

$$Lh = 9.2 - 2 * 0.28 = 8.64 \text{ m} \rightarrow \text{longitud donde actua la carga distribuida}$$

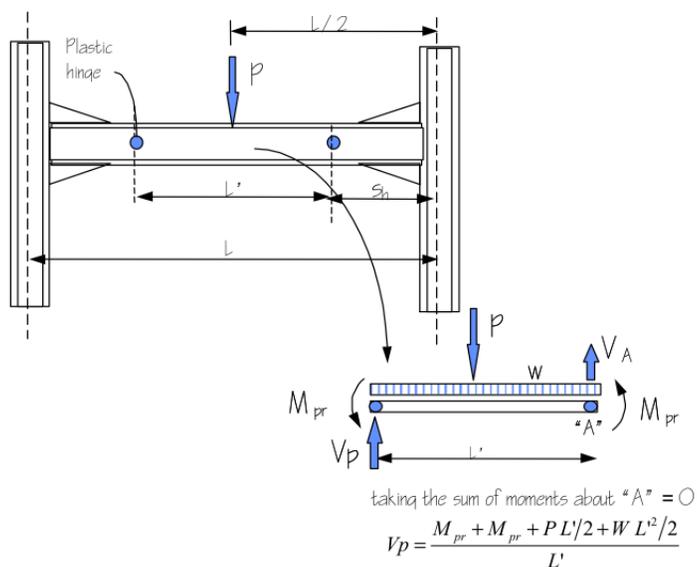


Figura 67. Cálculo de la fuerza cortante producida en la rótula plástica de la viga

Fuente: (FEMA-350, 2000), sección 3.2.6

$$Vh = \frac{Mpr + Mpr + \left(\frac{W * Lh^2}{2}\right)}{Lh} \quad (43)$$

$$Vh = \frac{64,092.86 + 64,092.86 + \left(\frac{6,063 * 8.64^2}{2}\right)}{8.64}$$

$$Vh = 41,028.5 \text{ kg}$$

6.3.7 Momento esperado en la cara de la columna

$$Mf = Mpr + Vh * Sh \quad (44)$$

$$Mf = 64092.86 + 41028.5 * 0.28$$

$$Mf = 75580.8 \text{ kg} - m$$

6.3.8 Fuerza cortante sobre la placa del ala de la viga

$$Fpr = \frac{Mf}{d + tpl} \quad (45)$$

$$Fpr = \frac{75580.8}{0.45 + 0.04}$$

$$Fpr = 154247 \text{ kg}$$

6.3.9 Verificación de la cantidad de pernos

$$n \geq \frac{Fpr}{\phi n * rn} \quad (46)$$

$\phi n = 0.9 \rightarrow$ factor de resistencia para elementos no dúctiles

$$8 \geq \frac{154247}{0.9 * 24186.8}$$

$$8 \geq 7.08 \rightarrow CUMPLE$$

6.3.10 Chequeo del espesor de la placa

$$t_{pl} \geq \frac{F_{pr}}{\phi d * F_y * b_{fpl}} \quad (47)$$

$\phi d = 1 \rightarrow$ factor de resistencia para elementos dúctiles

$$4cm \geq \frac{154247}{1 * 2530 * 19}$$

$$4cm \geq 3.20cm \rightarrow CUMPLE$$

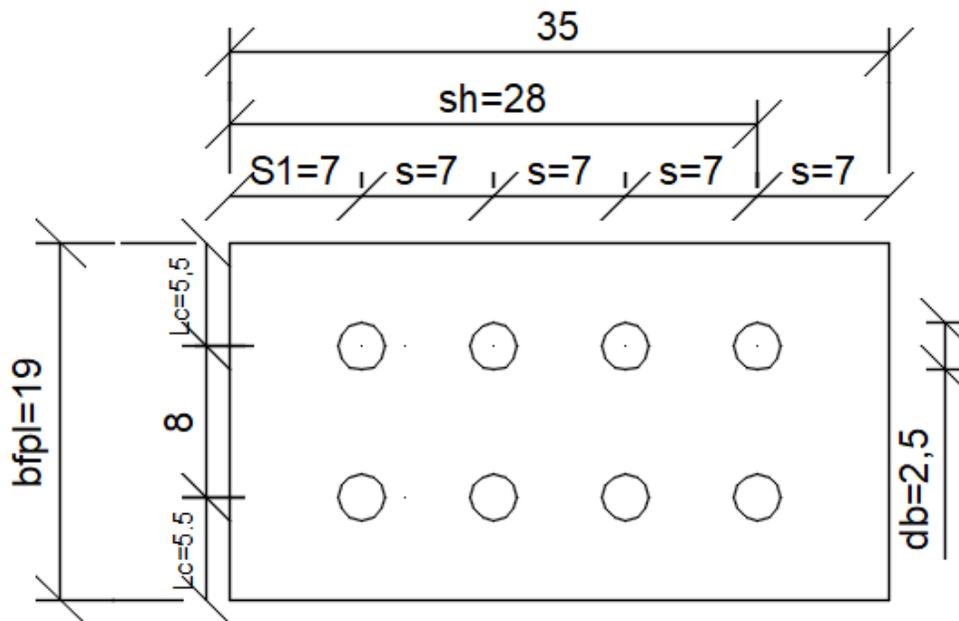


Figura 68. Configuración de la placa diseñada para las alas de la viga

6.3.11 Chequeo a la rotura por tensión de las placas del ala

El cálculo de esta sección está basado en el libro de Diseño de estructuras de acero de Jack McCormac, utilizando las ecuaciones presentadas en la Norma AISC 358-16 (2016), sección 7.6 y J4.

$$F_{pr} \leq \phi_n * R_n \quad (48)$$

$$R_n = F_u * A_e \quad (49)$$

$$A_e = U * A_n \quad (50)$$

$$A_n \leq 0.85 * A_g \quad (51)$$

Donde, R_n es la resistencia nominal, ϕ_n 0.9, es el factor de resistencia para elementos no dúctiles, F_u es la resistencia a tracción mínima del acero, A_e es el área efectiva del elemento, A_n es el área neta del elemento, A_g es el área bruta del elemento.

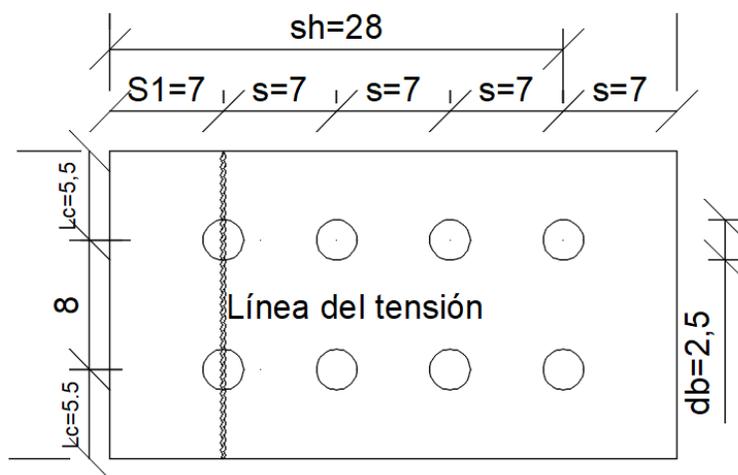


Figura 69. Línea de tensión ejercida por la fuerza en la placa

$$A_g = b_{fpl} * t_{pl}$$

$$A_g = 19 * 4 = 76 \text{ cm}^2$$

$$A_n = A_g - \# \text{ agujeros} * (\emptyset \text{ tornillo} + \frac{1}{8} \text{''}) * t_p$$

Para el número de agujeros se tomará en cuenta solo los que están afectados por la línea de falla de tensión y perpendicular a la acción de la fuerza.

$$\# \text{ agujeros} = 2 \text{ y } \frac{1}{8} \text{''} = 0.32 \text{ cm}$$

$$A_n = 76 - 2 * (2.54 + 0.32) * 4$$

$$A_n = 53.12 \text{ cm}^2$$

$$A_n \leq 0.85 * A_g$$

$$53.12 \leq 0.85 * 76$$

$$53.12 \text{ cm}^2 \leq 64.6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para el cálculo del factor diferido de corte para conexiones de miembros a tracción se toma en cuenta las recomendaciones presentadas en la Figura 70, tomada de la norma AISC360-16 (2016), Cap. 4.

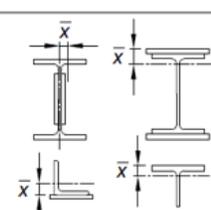
TABLE D3.1			
Shear Lag Factors for Connections to Tension Members			
Case	Description of Element	Shear Lag Factor, U	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of the cross-sectional elements by fasteners or welds (except as in Cases 4, 5 and 6).	$U = 1.0$	—
2	All tension members, except HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or by longitudinal welds in combination with transverse welds. Alternatively, Case 7 is permitted for W, M, S and HP shapes. (For angles, Case 8 is permitted to be used.)	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
3	All tension members where the tension load is transmitted only by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements.	$U = 1.0$ and $A_n = \text{area of the directly connected elements}$	—

Figura 70. Factor de corte diferido para conexiones de miembros a tracción

Fuente: (AISC 360-16, 2016), pág. 30.

$$A_e = 1 * 53.12 = 53.12 \text{ cm}^2$$

$$R_n = 4,077 * 53.12 = 216,570.24 \text{ kg}$$

$$F_{pr} \leq \phi_n * R_n$$

$$154,247 \text{ kg} \leq 0.9 * 216,570.24 \text{ kg}$$

$$154,247 \text{ kg} \leq 194,913.22 \text{ kg} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

6.3.12 Chequeo del ala de la viga por bloque de corte

$$F_{pr} \leq \phi_n * R_n$$

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + U_{sb} * F_u * A_{nt} \leq 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{sb} * F_u * A_{nt}$$

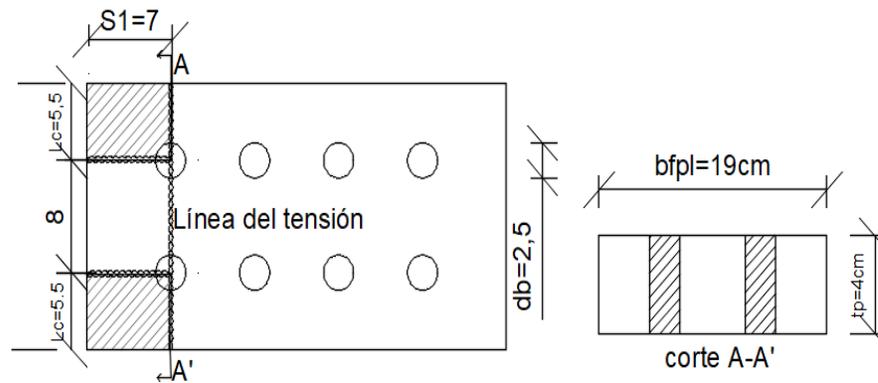


Figura 71. Bloque de cortante en el ala de la viga

$$A_{gv} = \#hileras * S1 * tp$$

$$A_{gv} = 2 * 7 * 4 = 56 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = \#hileras * [(S1 - \#pernos * (db + 0.32)) * tp]$$

$$A_{nv} = 2 * [(7 - 0.5 * (2.54 + 0.32)) * 4] = 44.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = \#hileras * [(Lc - \#pernos * (db + 0.32)) * tp]$$

$$A_{nt} = 2 * [(5.5 - 0.5 * (2.54 + 0.32)) * 4] = 32.56 \text{ cm}^2$$

$$R_n = 0.6 * 4,077 * 44.56 + 1 * 4,077 * 32.56 \leq 0.6 * 2,530 * 56 + 1 * 4,077 * 35.56$$

$$R_n = 241,749.79 \leq 217,755.12$$

$$\therefore R_n = 217755.12 \text{ kg}$$

$$F_{pr} \leq \phi_n * R_n$$

$$154,247 \text{ kg} \leq 0.9 * 217,755.15 \text{ kg}$$

$$154,247 \text{ kg} \leq 195,979.61 \text{ kg} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

6.3.13 Chequeo a pandeo de la placa por compresión

$$F_{pr} \leq \phi_n * R_n$$

Para el cálculo de R_n de acuerdo a la norma AISC 360-10 nos recomienda las siguientes condiciones:

$$\text{si } \frac{K * L_{efec}}{r} \leq 25 \rightarrow R_n = F_y * A_g \rightarrow r = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A_g}}$$

Donde, L_{efec} Longitud efectiva (ver Figura 72), K es el factor de longitud efectiva, A_g es el área bruta del elemento, I_{xx} es la inercia alrededor del eje x, A es el área del elemento.

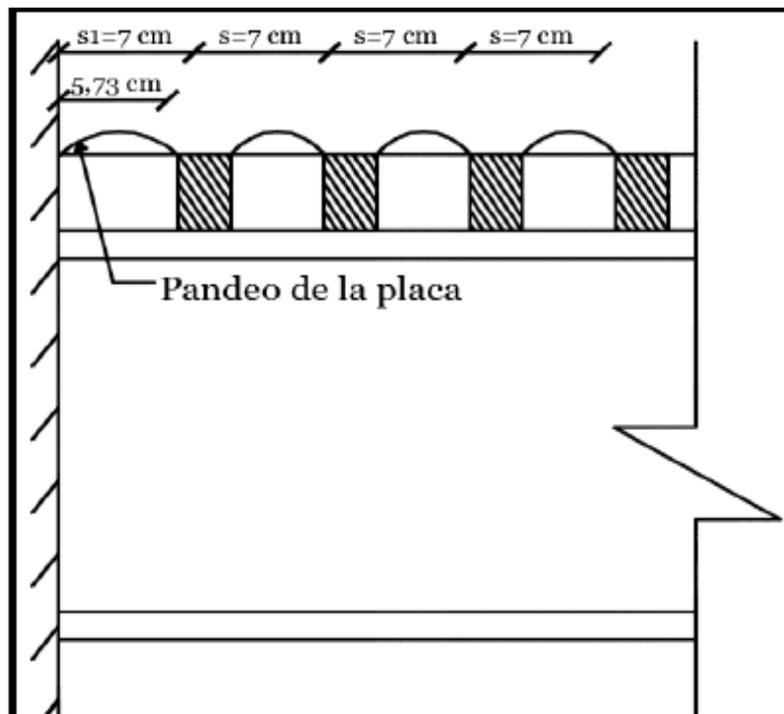


Figura 72. Longitud efectiva de la placa
Fuente: (Vargas, 2017)

$$A_g = b f_{pl} * t_{pl}$$

$$A_g = 19 * 4 = 76 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = \frac{19 * 4^3}{12} = 101.33 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{101.33}{76}} = 1.15 \text{ cm}$$

Para seleccionar el valor del factor de longitud efectiva, nos referimos a la Figura

73.

Tabla 5.1 Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K .						
Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0

Figura 73. Restricciones en los extremos de elementos verticales y factor de longitud efectiva recomendada

Fuente: (McCormac & Csernak, 2012)

$$L_{efec} = 5.73 \text{ cm} \quad K = 1$$

$$\frac{K * L}{r} \leq 25$$

$$\frac{1 * 5.73}{1.15} \leq 25$$

$$4.98 \leq 25 \rightarrow CUMPLE$$

$$Rn = 2,530 * 76 = 192,280 \text{ kg}$$

$$Fpr \leq 0.9 * Rn$$

$$154,247 \text{ kg} \leq 0.9 * 192,280 \text{ kg}$$

$$154,247 \text{ kg} \leq 173,052 \text{ kg} \rightarrow CUMPLE$$

6.3.14 Cortante último de la viga y la unión

$$Vu = \frac{2 * Mpr}{Lh} + Vgr \quad (52)$$

$$Vgr = W * sh \quad (53)$$

$$Vgr = 6,063 * 0.28 = 1,697.64 \text{ kg}$$

$$Vu = \frac{2 * 64,092.86}{4.12} + 1,697.64 = 32,810.7 \text{ kg}$$

$$Vn = 0.6 * Fy * Aw * Cv$$

$$Aw = h * tw \rightarrow \text{área del alma de la viga}$$

$$Aw = (d - 2tf) * tw$$

$$Aw = (45 - 2 * 1.46) * 0.94$$

$$Aw = 39.5552 \text{ cm}^2 \approx 0.00395552 \text{ m}^2$$

Para obtener el coeficiente de corte en el alma (C_v) se tiene que elegir de forma tentativa una opción que cumpla los requerimientos en base al tipo de sección y material de la viga (ver Figura 74).

(1) The web shear strength coefficient, C_{v1} , is determined as follows:

(i) When $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E / F_y}$

$$C_{v1} = 1.0 \quad (\text{G2-3})$$

where

h = for built-up welded sections, the clear distance between flanges,
in. (mm)

= for built-up bolted sections, the distance between fastener lines,
in. (mm)

(ii) When $h/t_w > 1.10\sqrt{k_v E / F_y}$

$$C_{v1} = \frac{1.10\sqrt{k_v E / F_y}}{h/t_w} \quad (\text{G2-4})$$

Figura 74. Cálculo del coeficiente de corte del alma

Fuente: (AISC 360-16, 2016), pág. 71.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{420.8 \text{ mm}}{9.4 \text{ mm}} = 44.76$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 * \sqrt{K_v * \frac{E}{F_y}}$$

Donde, K_v es el coeficiente de pandeo de la plancha del alma.

Como condición inicial se tiene que las vigas no presentan atezadores transversales. A continuación, en la Figura 75 se debe asumir el valor de K_v de acuerdo a lo que dice la norma AISC 360-16 (2016):

(2) The web plate shear buckling coefficient, k_v , is determined as follows:

(i) For webs without transverse stiffeners

$$k_v = 5.34$$

(ii) For webs with transverse stiffeners

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (\text{G2-5})$$

$$= 5.34 \text{ when } a/h > 3.0$$

where

a = clear distance between transverse stiffeners, in. (mm)

Figura 75. Valor del coeficiente de pandeo

Fuente: (AISC 360-16, 2016)

$$\rightarrow K_v = 5.34$$

$$1.10 * \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} = 1.10 * \sqrt{\frac{5,34 * 2,100,000}{2,530}} = 66.58$$

$$44.76 \leq 66.58 \quad \therefore C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 * 2,530 * 39.55 = 60,044.49 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$32,810.7 \text{ kg} \leq 0.75 * 60,044.49 \text{ kg}$$

$$32,810.7 \text{ kg} \leq 45,033.36 \text{ kg} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

6.3.15 Placa a corte unida en el alma de viga y ala de la columna

Esta placa estará unida mediante soldadura de penetración completa en la cara de la columna y en el alma de la viga mediante pernos, esta placa debe estar en capacidad de soportar el esfuerzo a cortante último calculado en el apartado anterior.

6.3.15.1 Resistencia a corte de los pernos

Para el diseño de esta placa serán necesarios realizar varios chequeos de acuerdo a los especificado en la norma AISC 360-16 (2016), sección J3:

$$Rn = Fn * Ab \quad (54)$$

Donde, Rn es la resistencia nominal al corte, Ab es el área bruta del perno, Fn es la tensión de corte nominal.

Para empezar con el cálculo seleccionamos un diámetro de perno y tipo de material.

$$\# \text{ pernos: } 2 \quad \text{Material: A490} \quad d_b = \left(1 \frac{3}{8}\right)'' = 3.5 \text{ cm} \quad Fn = 4,780 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ab = \frac{\pi * 3.5^2}{4} = 9.62 \text{ cm}^2$$

$$Rn = 4,780 * 9.62 = 45,988.99 \text{ kg}$$

$$Vu \leq \phi Rn$$

$$32,810.7 \text{ kg} \leq 0.75 * 45,988.99 \text{ kg}$$

$$32,810.7 \text{ kg} \leq 34,491.74 \text{ kg} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

6.3.15.2 Resistencia al aplastamiento de las perforaciones de pernos

$$Vu \leq \phi Rn \quad (55)$$

$$Rn = 1.2 * Lc' * t * Fu \leq 2.4 * db * t * Fu \quad (56)$$

Para la placa de unión se utilizará acero tipo A36 y la distancia mínima de los tornillos será la marcada por la norma AISC.

$$Lc' = 7cm \quad t = 1.5cm$$

Donde, t es el espesor de la placa diseñada a corte, Lc' es la distancia vertical desde el borde de la placa hasta el centro del perno.

$$Rn = 1.2 * 7 * 1.5 * 4,077 \leq 2.4 * 3.5 * 1.5 * 4,077$$

$$Rn = 51,370.2 \text{ kg} \leq 51,370.2 \text{ kg}$$

$$\therefore Rn = 51,370.2 \text{ kg}$$

$$32,810.7 \text{ kg} \leq 0.75 * 51,370.2 \text{ kg}$$

$$32,810.7 \text{ kg} \leq 38,527.65 \text{ kg} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

6.3.15.3 Resistencia a corte en elementos empernados

En la norma AISC 360-16 (2016) en su sección J4 especifica algunas condiciones de los elementos que componen la conexión y sus elementos, en este caso de las placas, como por ejemplo tenemos las siguientes consideraciones.

Altura total de la placa:

$$Lg = 25 \text{ cm} \quad Bg = 16 \text{ cm}$$

Donde, Lg es la longitud total de la placa, Bg es el ancho total de la placa.

6.3.15.3.1 Fluencia en cortante del elemento

$$Rn1 = 0.6 * Fy * Agv \quad (57)$$

Donde, Agv es el área bruta del elemento, $Rn1$ es la resistencia nominal a corte en fluencia.

$$Agv = Lg * t \quad (58)$$

$$Agv = 25 * 1.5 = 37.5 \text{ cm}^2$$

$$Rn1 = 0.6 * 2,530 * 37.5 = 56,925 \text{ kg}$$

$$\phi = 1 \rightarrow \text{fluencia a corte}$$

$$\phi Rn1 = 1 * 56,925 \text{ kg} = 56,925 \text{ kg}$$

6.3.15.3.2 Ruptura en corte

$$Rn2 = 0.6 * Fu * Anv \quad (59)$$

Donde, Anv es el área neta del elemento, $Rn2$ es la resistencia nominal a corte en ruptura.

$$Anv = Agv - \#agujeros * (\phi \text{tornillo} + 0.32 \text{ cm}) * t$$

$$Anv = 37.5 - 2 * (3.5 + 0.32) * 1.5 = 26.04 \text{ cm}^2$$

$$Rn2 = 0.6 * 4,077 * 26.04 = 63,699.05 \text{ kg}$$

$$\phi = 0.75 \rightarrow \text{corte en ruptura}$$

$$\phi Rn2 = 0.75 * 63,699.05 \text{ kg} = 47,774.29 \text{ kg}$$

Entre los dos valores obtenidos se selecciona el menor:

$$Rn = 47,774.29 \text{ kg}$$

$$Vu \leq \phi Rn$$

$$32,810.7 \text{ kg} \leq 47,774.29 \text{ kg} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

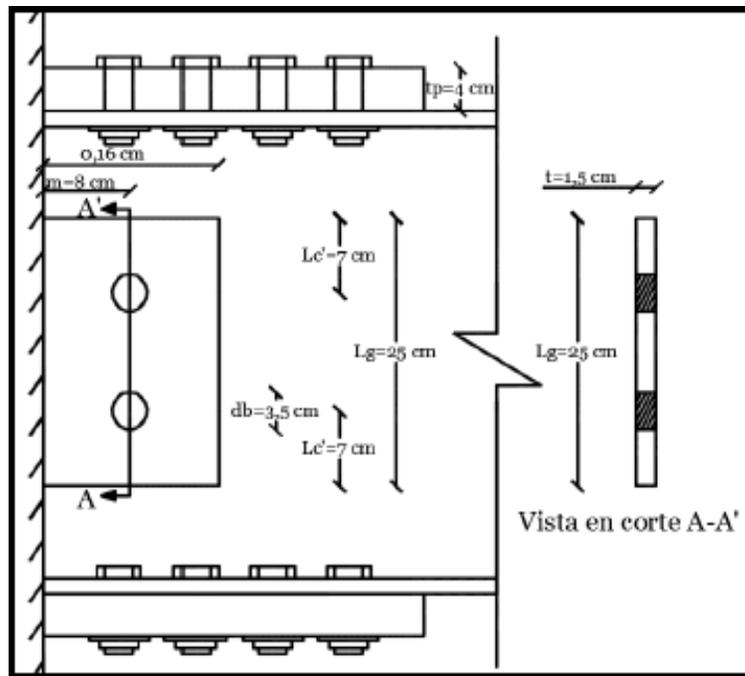


Figura 76. Vista frontal y en corte de los elementos empernados en la placa
Fuente: (Vargas, 2017)

6.3.15.4 Resistencia a corte en los elementos soldados

Para elementos soldados al no existir perforaciones el área bruta es igual al área neta $Anv=Agv$.

6.3.15.4.1 Fluencia en cortante del elemento

$$Rn1 = 0.6 * Fy * Agv \quad (60)$$

$$A_{gv} = L_g * t \quad (61)$$

$$A_{gv} = 25 * 1.5 = 37.5 \text{ cm}^2$$

$$R_{n1} = 0.6 * 2,530 * 37.5 = 56,925 \text{ kg}$$

$$\phi R_{n1} = \phi * R_{n1} = 1 * 56,925 \text{ kg} = 56,925 \text{ kg}$$

6.3.15.4.2 Ruptura en corte

$$R_{n2} = 0.6 * F_u * A_{nv} \quad (62)$$

$$A_{nv} = 37.5 \text{ cm}^2$$

$$R_{n2} = 0.6 * 4,077 * 37.5 = 91,732.5 \text{ kg}$$

$$\phi R_{n2} = 0.75 * 91,732.5 \text{ kg} = 68,799.38 \text{ kg}$$

$$R_n = \phi R_{n1} \leq \phi R_{n2}$$

$$\phi R_n = 56,925 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi R_n$$

$$32,810.7 \text{ kg} \leq 56,925 \text{ kg} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

6.3.15.4.3 Resistencia del bloque de corte soldado

En las placas soldadas al no existir perforaciones se considera que el bloque de corte se forma siguiendo la soldadura.

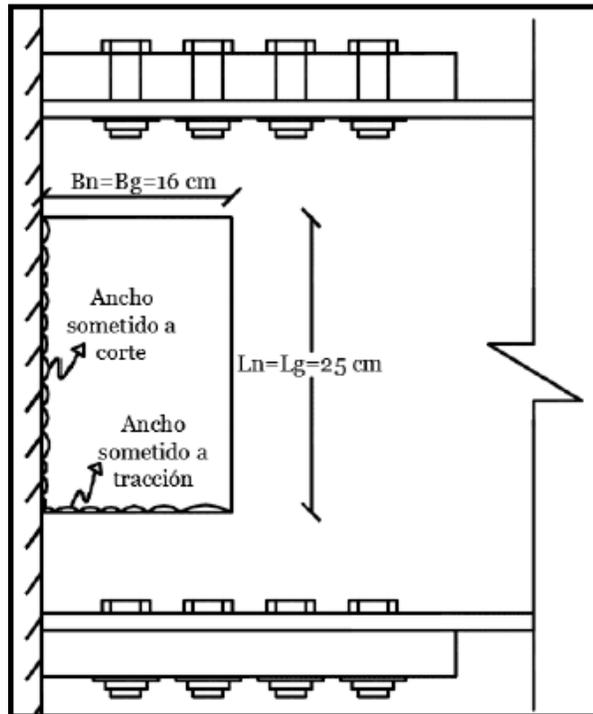


Figura 77. Placa adosada a la columna y sometida a esfuerzos de corte y tracción
Fuente: (Vargas, 2017)

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + U_{sb} * F_u * A_{nt} \leq 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{sb} * F_u * A_{nt}$$

$$U_{sb} = 1 \rightarrow \text{una hilera de pernos} \quad L_g = 25 \text{ cm} \quad B_n = 16 \text{ cm}$$

$$A_{gv} = 1.5 * 25 = 37.5 \text{ cm}^2 = A_{nv}$$

$$A_{nt} = 1.5 * 16 = 24 \text{ cm}^2$$

$$R_n = 0.6 * 4,077 * 37.5 + 1 * 4,077 * 24 \leq 0.6 * 2,530 * 37.5 + 1 * 4,077 * 24$$

$$R_n = 142,185.38 \text{ kg} \leq 154,773 \text{ kg}$$

$$\therefore R_n = 142,185 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi R_n$$

$$32,810.7 \text{ kg} \leq 0.75 * 142,185 \text{ kg}$$

$$32,810.7 \text{ kg} \leq 116,079.75 \text{ kg} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

6.3.15.5 Resistencia del bloque de corte empernado

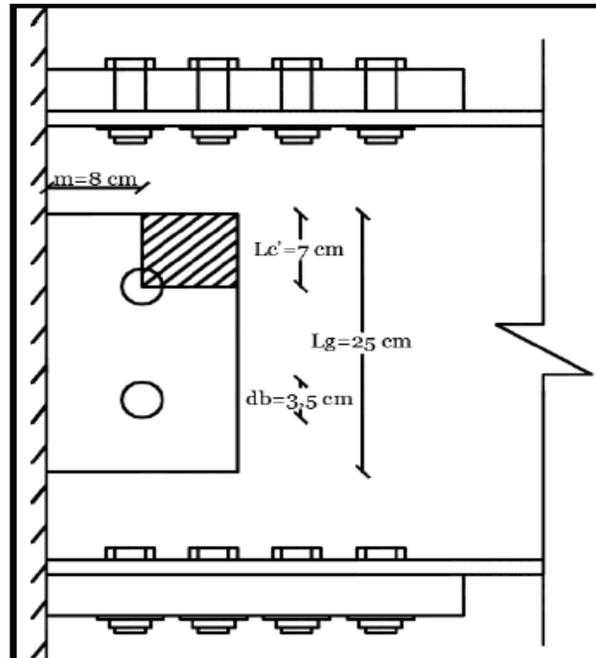


Figura 78. Bloque de corte de elementos empernados

Fuente: (Vargas, 2017)

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \leq 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{sb} * F_u * A_{nt} \quad (63)$$

$$L_{c'} = 7 \text{ cm} \quad m = 8 \text{ cm}$$

$$A_{nv} = \# \text{hileras} * \left[\left(L_{c'} - (\# \text{pernos} * (db + 0.32)) \right) * t \right]$$

$$A_{nv} = 1 * \left[\left(7 - (0.5 * (3.5 + 0.32)) \right) * 1.5 \right] = 7.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = \# \text{hileras} * \left[\left(m - (\# \text{pernos} * (db + 0.32)) \right) * t \right]$$

$$Ant = 1 * \left[\left(8 - (0.5 * (3.5 + 0.32)) \right) * 1.5 \right] = 9.14 \text{ cm}^2$$

$$Agv = \#hileras * (Lc' * t)$$

$$Agv = 1 * (7 * 1.5) = 10.5 \text{ cm}^2$$

$$Rn = 0.6 * 4,077 * 7.64 + 1 * 4,077 * 9.14 \leq 0.6 * 2,530 * 10.5 + 1 * 4,077 * 9.14$$

$$Rn = 55,952.78 \leq 53,202.78$$

$$\therefore Rn = 53202.78 \text{ kg}$$

$$32,810.7 \text{ kg} \leq 0.75 * 53,202.78 \text{ kg}$$

$$32,810.7 \text{ kg} \leq 39,902.1 \text{ kg} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

6.3.16 Chequeo de placas de continuidad

Las placas de continuidad son elementos estructurales que se colocan en la parte interior de la columna a continuación de la viga y su función principal es la de rigidizar el nudo o unión.

El cálculo de estas placas se las realiza siguiendo la normativa FEMA-350 (2000), en su capítulo 3:

$$tcf < 0.4 * \sqrt{1.8 * bf * tf * \frac{Fyb * Ryb}{Fyc * Ryc}} \quad (64)$$

$$tcf < \frac{bf}{6} \quad (65)$$

Donde, t_{cf} es el espesor de la placa de la columna, F_{yb} es el esfuerzo de fluencia de la viga, F_{yc} es el esfuerzo de fluencia de la columna, R_{yb} es el factor de fluencia probable de la viga, R_{yc} es el factor de fluencia probable de la columna.

El factor de fluencia para vigas y columnas es el mismo ya que las dos se componen del acero tipo A36.

$$R_{yb} = R_{yc} = 1.3$$

$$t_{cf} = 0.5 \text{ cm} \quad b_f = 19 \text{ cm} \quad t_f = 1.46 \text{ cm}$$

$$0.5 \leq 0.4 * \sqrt{1.8 * 19 * 1.46 * \frac{2,530 * 1.3}{2,530 * 1.3}}$$

$$0.5 \text{ cm} < 2.11 \text{ cm}$$

$$0.5 < \frac{19}{6}$$

$$0.5 < 3.17 \therefore \text{necesita placas de continuidad}$$

Las placas de continuidad son interiores y se colocara a lo largo de la proyección de la viga, teniendo en cuenta que la columna es una sección compuesta que tiene hormigón en su interior, la placa de continuidad será de igual espesor que las alas de la viga. (ver Figura 79).

$$e = 1.46 \text{ cm}$$

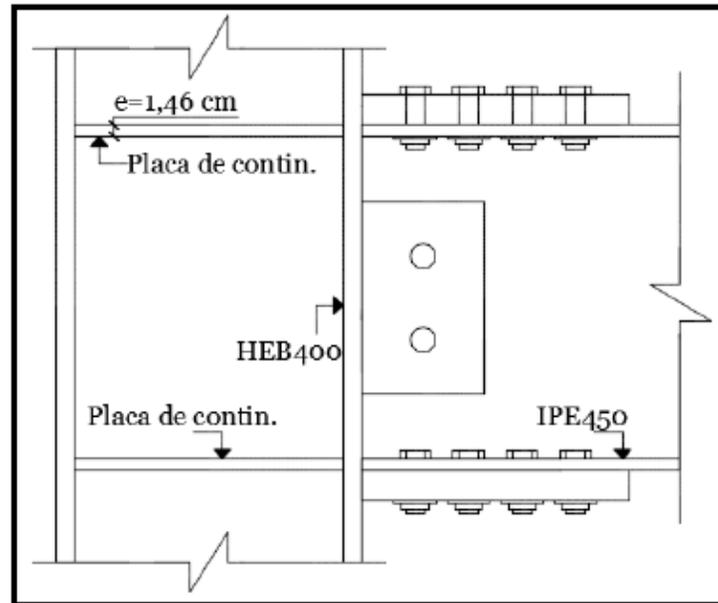


Figura 79. Vista en corte de la colocación de la placa de continuidad

Fuente: (Vargas, 2017)

6.3.17 Chequeo zona de panel

El último paso en el diseño de las conexiones es el chequeo que la unión viga columna se mantenga totalmente rígida.

La resistencia nominal en la zona de panel se la calcula de la siguiente manera ((AISC 360-16, 2016), sección J10).

$$Pr \leq 0.4 * Pc \rightarrow Rn = 0.60 * Fy * dc * tw \quad (66)$$

$$Pr > 0.4 * Pc \rightarrow Rn = 0.60 * Fy * dc * tw * \left(1.4 - \frac{Pr}{Pc}\right) \quad (67)$$

$$Pc = Py = Fy * Ag \quad (68)$$

Donde, P_r es la resistencia a la compresión que se necesita, P_c es la resistencia axial que se dispone, P_y es la resistencia del elemento en fluencia, d_c es el peralte de la columna, t_w es el espesor de la placa de la columna.

$$P_r = 79.152 \text{ tn} \rightarrow \text{Software estructural}$$

$$d_c = 61 \text{ cm}$$

$$A_g = 2 * (61 * 0.5) + 2 * (30 * 0.5) = 91 \text{ cm}^2$$

$$P_c = 2,530 * 91 = 230,230 \text{ kg}$$

$$79,152 \text{ kg} \leq 0.4 * 230,230 \text{ kg}$$

$$79,152 \text{ kg} \leq 92,092 \text{ kg}$$

$$\therefore R_n = 0.60 * F_y * d_c * t_w$$

$$R_n = 0.60 * 2,530 * 61 * 0.5 = 46,299 \text{ kg}$$

$$\phi = 0.90$$

$$V_u \leq \phi R_n$$

$$32,810.7 \text{ kg} \leq 0.90 * 46,299 \text{ kg}$$

$$32,810.7 \text{ kg} \leq 41,669.1 \text{ kg} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

La conexión no necesita reforzamiento en la zona de panel, esto nos lleva a la conclusión que es suficiente para resistir los esfuerzos cortantes.

En el presente trabajo de investigación, al contar con columnas rectangulares ya construidas y por el año de construcción de las mismas, si bien es cierto todos los cálculos realizados cumplen con los requerimientos que presentan las normas citadas para el desarrollo del mismo, se denota que el proceso constructivo será complicado de hacerlo. Por este motivo, se presenta otro tipo de análisis y propuesta para las conexiones viga-columna el mismo que se detalla a continuación.

6.4 Diseño de conexiones mediante diafragmas externos

Esta metodología de diseño fue estudiada y desarrollada en la universidad de Kobe-Japón, este tipo de conexiones sirven principalmente para columnas tubulares circulares y rectangulares compuestas y para vigas tipo I o tubulares (María Belén Arízaga Pino & Coka, 2014).

6.4.1 Determinar el tipo de unión requerido

El tipo de unión requerido se selecciona a partir de las presentadas en la Figura 80.

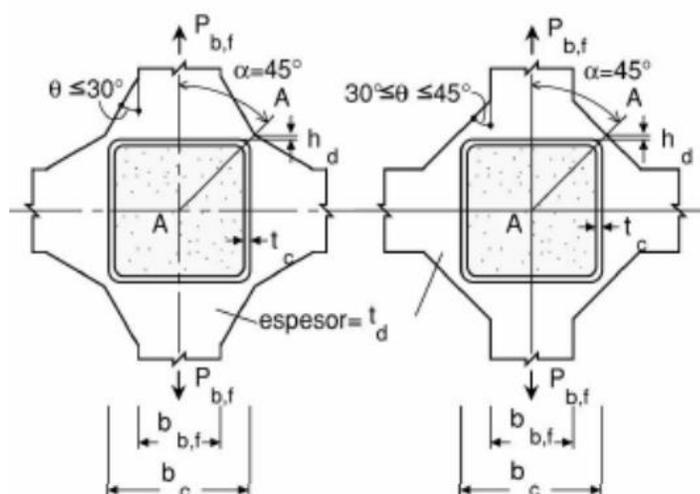


Figura 80. Formas de diafragmas requeridos tipo I y II
Fuente: (María Belén Arízaga Pino & Coka, 2014)

Una vez elegido el tipo de diafragma se asigna valores iniciales y se verifica la validez de estos datos mediante las siguientes igualdades:

$$20 \leq \frac{b_c}{t_c} \leq 50 \quad (69)$$

$$0.75 \leq \frac{t_d}{t_c} \leq 2 \quad (70)$$

$$t_d \geq t_{b,f} \quad (71)$$

$$\frac{h_d}{b_c} \geq \frac{0.1t_{b,f}}{t_d} \rightarrow \text{para diafragma tipo I} \quad (72)$$

$$\frac{h_d}{b_c} \geq \frac{0.15t_{b,f}}{t_d} \rightarrow \text{para diafragma tipo II} \quad (73)$$

En la *Tabla 32*, se muestra las dimensiones asignadas a la conexión.

Tabla 32.

Valores de los parámetros de los elementos

Parámetro	Significado	Valor
bc	Ancho de la columna	30 cm
tc	Espesor placa columna	1.2 cm
td	Espesor placa del diafragma	2.4 cm
Tb, f	Espesor del ala de la viga	1.07 cm
hd	Altura separación columna	5.7 cm
L	Longitud desde el extremo del diafragma a la columna	13.16 cm

$$20 \leq \frac{30}{1.2} \leq 50 \rightarrow \text{lado de 30cm}$$

$$20 \leq 25 \leq 50 \rightarrow CUMPLE$$

$$20 \leq \frac{60}{1.2} \leq 50 \rightarrow \text{lado de } 60\text{cm}$$

$$20 \leq 50 \leq 50 \rightarrow CUMPLE$$

$$0.75 \leq \frac{2.4}{1.2} \leq 2$$

$$0.75 \leq 2 \leq 2 \rightarrow CUMPLE$$

$$2.4 \geq 1.07 \rightarrow CUMPLE$$

$$\frac{5.7}{30} \geq \frac{0.15 * 1.07}{2.4} \rightarrow \text{para diafragma tipo II}$$

$$0.19 \geq 0.06 \rightarrow CUMPLE$$

6.4.2 Demanda de momento en la cara de la columna

Para la demanda de momento de la columna se aplica las ecuaciones (74), (75) y (76).

$$M_f = \frac{sh}{sh - L} \alpha M_{pr} \quad (74)$$

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_x \quad (75)$$

$$C_{pr} = \frac{(f_y + f_u)}{2 * f_y} \leq 1.2 \quad (76)$$

$$f_y = 2,530\text{kg/cm}^2 \quad f_u = 4,077\text{kg/* cm}^2$$

$$C_{pr} = \frac{(2,530 + 4,077)}{2 * 2,530} \leq 1.2$$

$$C_{pr} = 1.31 \leq 1.2 \quad \therefore C_{pr} = 1.2$$

$$Z_x = 557 \text{ cm}^3$$

$$M_{pr} = 1.2 * 1.3 * 2,530 * 557 = 2,198,370 \text{ kg} - \text{cm}$$

Para determinar los valores de sh y L nos referimos a la geometría presentada en la

Figura 81.

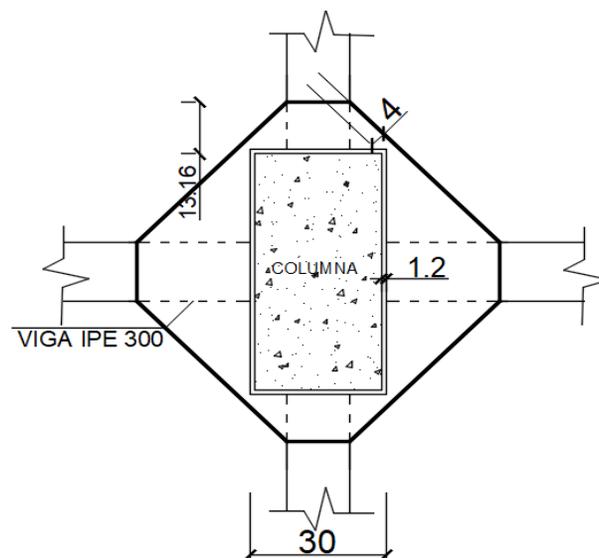


Figura 81. Diafragma tipo II

$$L = 13.16 \text{ cm}$$

$$sh = 13.16 + 10 = 23.16 \text{ cm}$$

$$M_f = \frac{28.16}{28.16 - 13.16} * 1.3 * 2,198,370$$

$$M_f = 5,365,195.26 \text{ kg} - \text{m}$$

6.4.3 Determinar la carga axial traccionada

Para la presente investigación se seleccionó la forma del diafragma tipo II, entonces para calcular la carga axial del área traccionada se calcula mediante las ecuaciones (77) y (78), además, el material del diafragma es de acero tipo A36.

$$P_{bf} = 3.74 * \left(\frac{t_c}{b_c}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{t_d}{b_c}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{t_c + h_d}{b_c}\right)^{\frac{1}{3}} * b_c^2 * f_{d,u} \quad (77)$$

$$P_{bf} = 2.86 * (4t_c + t_d) * t_c * f_{cy} + 3.3 * h_d * t_d * f_{d,y} \quad (78)$$

Donde, P_{bf} es la carga axial en el ala traccionada, t_c es el espesor de la placa de la columna, b_c es el ancho de la columna, t_d es el espesor de la placa del diafragma, h_d es la altura de separación entre la esquina de la columna y la placa del diafragma, $f_{d,u}$ es la resistencia última de tracción del material del diafragma, $f_{d,y}$ es el límite de fluencia del material del diafragma, f_{cy} es el límite de fluencia del material de la columna.

El valor de la carga axial del ala traccionada se selecciona del menor valor de:

$$P_{bf} = 3.74 * \left(\frac{1.2}{30}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{2.4}{30}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{1.2 + 5.7}{30}\right)^{\frac{1}{3}} * 30^2 * 4077$$

$$P_{bf} = 182585 \text{ kg}$$

$$P_{bf} = 2.86 * (4 * 1.2 + 2.4) * 1.2 * 2530 + 3.3 * 5.7 * 2.4 * 2530$$

$$P_{bf} = 176732 \text{ kg}$$

$$\therefore P_{bf} = 176732 \text{ kg}$$

6.4.4 Momento último soportado por la soldadura de la conexión entre el ala de la viga y los diafragmas

Se calcula mediante la ecuación (79).

$$M_{bfu} = P_{bf} * (h_b - t_{bf}) \quad (79)$$

Donde, M_{bfu} es el momento último soportado por la soldadura de conexión entre el ala de la viga y los diafragmas, h_b es la altura de la viga.

$$M_{bfu} = 176732 * (30 - 1.07)$$

$$M_{bfu} = 5112856.76 \text{ kg} - \text{cm}$$

6.4.5 Momento último soportado por las soldaduras del alma

El momento de las soldaduras del ama se obtiene mediante las ecuaciones (80), (81), (82), (83) y (84).

$$M_{b_wu} = m * Z_{plbwn} * f_{by} \quad (80)$$

$$m = \frac{4 * t_c}{d_j} * \sqrt{\frac{b_j * f_{cy}}{t_{bw} * f_{by}}} \quad (81)$$

$$b_j = b_c - 2t_c \quad (82)$$

$$d_j = h_b - 2t_d \quad (83)$$

$$Z_{plbwn} = \frac{t_{bw} * (h_b - 2t_{bf})^2}{4} \quad (84)$$

Donde, M_{b_wu} es el momento último soportado por la soldadura del alma, m es la capacidad resistente a momento adimensional de la soldadura de conexión del alma, b_j y d_j representan la anchura y el canto de la cara del panel del alma de la columna donde el alma de la viga está soldada.

$$b_j = 30 - 2 * 1.2 = 27.6 \text{ cm}$$

$$d_j = 30 - 2 * 2.4 = 25.2 \text{ cm}$$

$$m = \frac{4 * 1.2}{25.2} * \sqrt{\frac{27.6 * 2,530}{0.71 * 2,530}} = 1.18$$

$$Z_{plbwn} = \frac{0.71 * (30 - 2 * 1.07)^2}{4} = 137.77 \text{ cm}^3$$

$$M_{b_wu} = 1.18 * 137.77 * 2,530 = 411,299 \text{ kg} - \text{cm}$$

6.4.6 Verificación de la resistencia última a flexión de la unión en la cara de la columna

Esta verificación se la realiza mediante la ecuación (85) y (86).

$$M_{jcf} \geq M_f \quad (85)$$

$$M_{jcf} = M_{bfu} + M_{b_wu} \quad (86)$$

$$M_{jcf} = 5,112,856.76 + 411,299 = \text{kg} - \text{cm}$$

$$5,524,155.76 \text{ kg} - \text{m} \geq 5,365,195.26 \text{ kg} - \text{m} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

6.4.7 Diseño de las soldaduras del alma de la viga

Esta soldadura debe ser capaz de soportar el cortante que se produce en la cara de la columna y se lo calcula mediante las ecuaciones (87) y (88).

$$V_{bws} = Vh + \frac{M_f}{L} \quad (87)$$

$$Vh = \frac{M_{pr} + M_{pr} + \left(\frac{W * Lh^2}{2}\right)}{Lh} \quad (88)$$

$$Lh = L - 2 * sh$$

$$Lh = 4.8 - 2 * 0.41 = 3.98m$$

$$Vh = \frac{21,983.70 + 21,983.70 + \left(\frac{6,060 * 3.98^2}{2}\right)}{3.98}$$

$$Vh = 23,106.5 \text{ kg}$$

$$V_{bws} = 23,106.5 + \frac{42,010.85}{0.41}$$

$$V_{bws} = 125,572 \text{ kg}$$

6.4.8 Diseño de las soldaduras de las alas de la viga

Esta debe ser capaz de resistirá las sollicitaciones de capacidad máxima de la viga, se calcula mediante la ecuación (89).

$$V_{bfs} = \frac{M_f}{(h_b - t_{bf})} \quad (89)$$

$$V_{bfs} = \frac{42,010.85}{(0.3 - 0.0107)} = 145,216 \text{ kg}$$

6.4.9 Verificación de la resistencia a cortante del alma

La verificación de la resistencia del cortante del alma se verifica con las ecuaciones (90), (91), (92) y (93).

$$V_{cw}^* \geq V_{cw} \quad (90)$$

$$V_{cw} = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{(h_b - t_{bf})} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \quad (91)$$

$$V_{cw}^* = 1.2 \left(A_{cp} \frac{\beta f'_c}{10} + A_{cw} \frac{f_{cy}}{\sqrt{3}} \right) \quad (92)$$

$$\beta = 2.5 \frac{h_{cw} - 2t_{cw}}{h_b - 2t_d} \leq 4 \quad (93)$$

Donde, A_{cp} es el área transversal del panel de hormigón (ver imagen 83), A_{cw} es el área transversal del panel de la columna (ver figura 84), β es la relación entre el canto y la altura del panel de hormigón, t_d es el espesor del diafragma, t_{cw} es el espesor de la pared de la columna, M_{b1} , M_{b2} , V_{c1} , V_{c2} son los momentos flectores de los lados derecho e izquierdo y los esfuerzos cortantes de las columnas en los lados superior e inferior respectivamente (ver Figura 83).

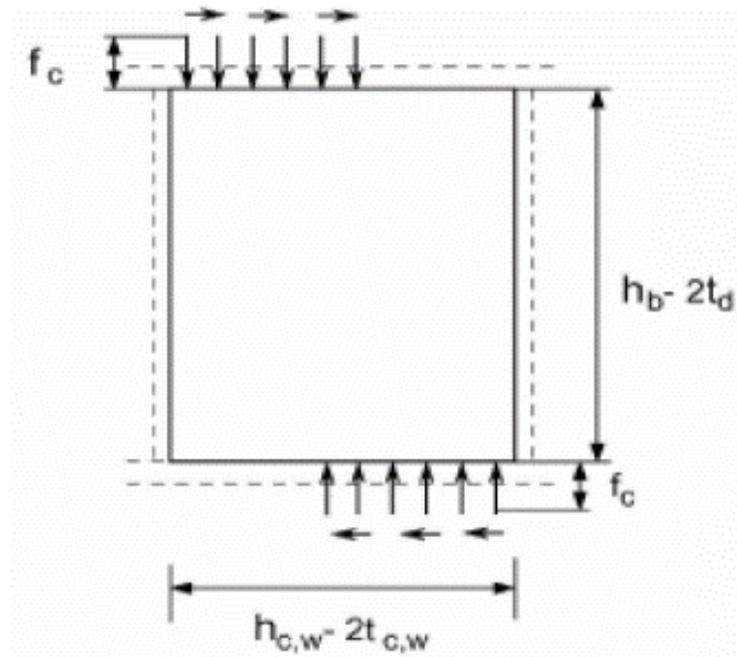


Figura 82. Esfuerzo en el panel de hormigón
Fuente: (María Belén Arízaga Pino & Coka, 2014)

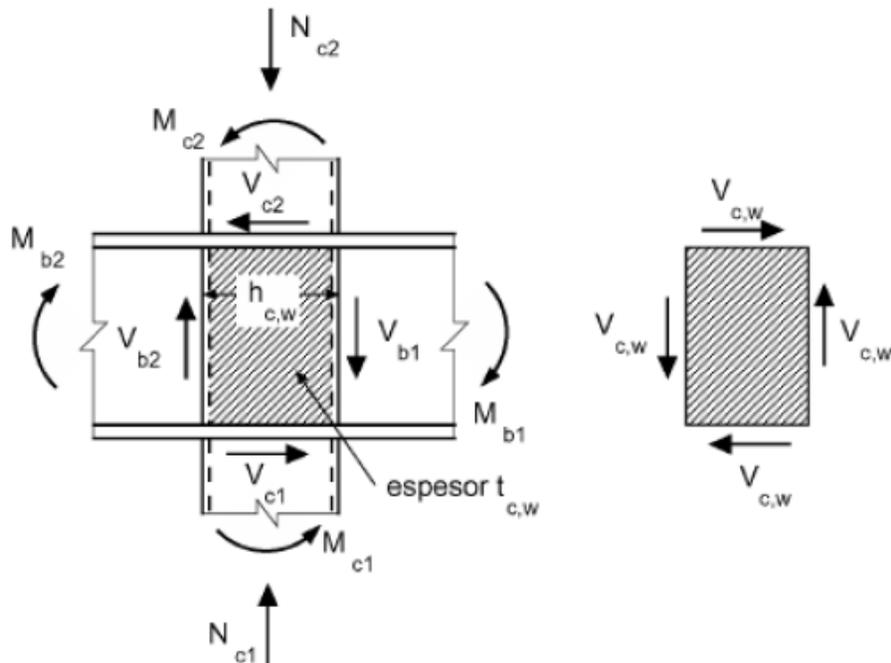


Figura 83. Panel del alma de la columna enmarcado por alas y rigidizadores
Fuente: (María Belén Arízaga Pino & Coka, 2014)

$$M_{b1} = 2,386.4 \text{ kg} - m \quad M_{b2} = 3,785.6 \text{ kg} - m$$

$$V_{c1} = 2,187.6 \text{ kg} \quad V_{c1} = 974.8 \text{ kg}$$

$$A_{cp} = (h_b - 2t_d) * (h_{cw} - 2t_{cw})$$

$$A_{cp} = (30 - 2 * 2.4) * (32.4 - 2 * 1.2)$$

$$A_{cp} = 756 \text{ cm}^2$$

$$A_{cw} = (h_b - 2t_{bf}) * (h_{cw} - 2t_{cw})$$

$$A_{cw} = (30 - 2 * 1.07) * (32.4 - 2 * 1.2)$$

$$A_{cw} = 879.26 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 2.5 * \frac{32.4 - 2 * 1.2}{30 - 2 * 2.4} \leq 4$$

$$\beta = 2.97 \leq 4 \quad \therefore 2.97$$

$$V_{cw} = \frac{2,386.4 + 3,785.6}{(0.3 - 0.0107)} - \frac{2,187.6 + 974.8}{2} = 19,753.1 \text{ kg}$$

$$V_{cw} * = 1.2 \left(756 \frac{2.97 * 180}{10} + 879.26 \frac{2,530}{\sqrt{3}} \right) = 1,589,696.98 \text{ kg}$$

$$1,589,696.98 \text{ kg} \geq 19,753.1 \text{ kg} \quad \rightarrow \text{CUMPLE}$$

NOTA: según las recomendaciones de diseño del AIJ, estipula utilizar en las esquinas de las columnas, uniones soldadas de penetración completa (CJP) para fabricar un diafragma externo continuo, igualmente se recomienda que se utilice uniones soldadas a tope de penetración completa entre la cara de la columna y el diafragma externo (ver Figura 84) (María Belén Arízaga Pino & Coka, 2014).

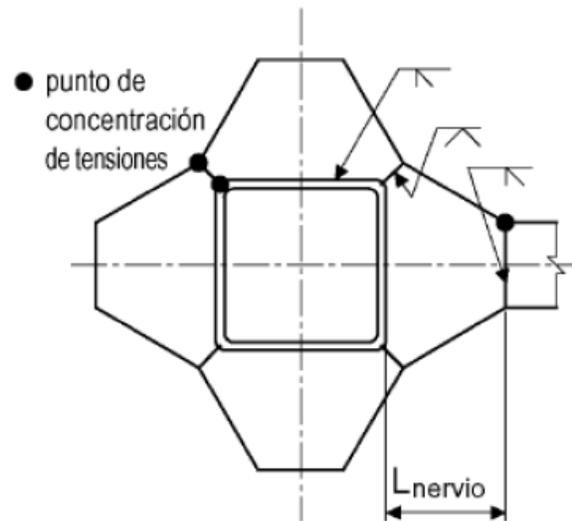


Figura 84. Soldaduras de unión viga columna con diafragmas externos
Fuente:(María Belén Arízaga Pino & Coka, 2014)

6.5 Reforzamiento mediante diagonales rigidizadoras de acero

Una de las alternativas más prácticas y fiables para el reforzamiento estructural de edificaciones es la de colocación de diagonales rigidizadores, ya que, mediante estos elementos se da paso a un sistema estructural combinado que es capaz de aumentar tanto la rigidez como la resistencia y la disipación de energía (Santamaría, 2017).

Este tipo de reforzamiento mejora la capacidad de la estructura de soportar cargas laterales (sismos), así como también disminuye problemas de torsión en planta y periodos de vibración. Aunque esta sea una opción muy favorable no se debe dejar a un lado el chequeo por pandeo que tienen los elementos sometidos a cargas de compresión por cargas axiales (Santamaría, 2017).

En el presente trabajo para el reforzamiento estructural del edificio de la COGMAR se utilizó diagonales de acero tipo X y tipo V invertida (ver Figura 85), este tipo de

arriostramiento en considerado concéntrico es decir cumple la función de disipar la energía ante cargas laterales.

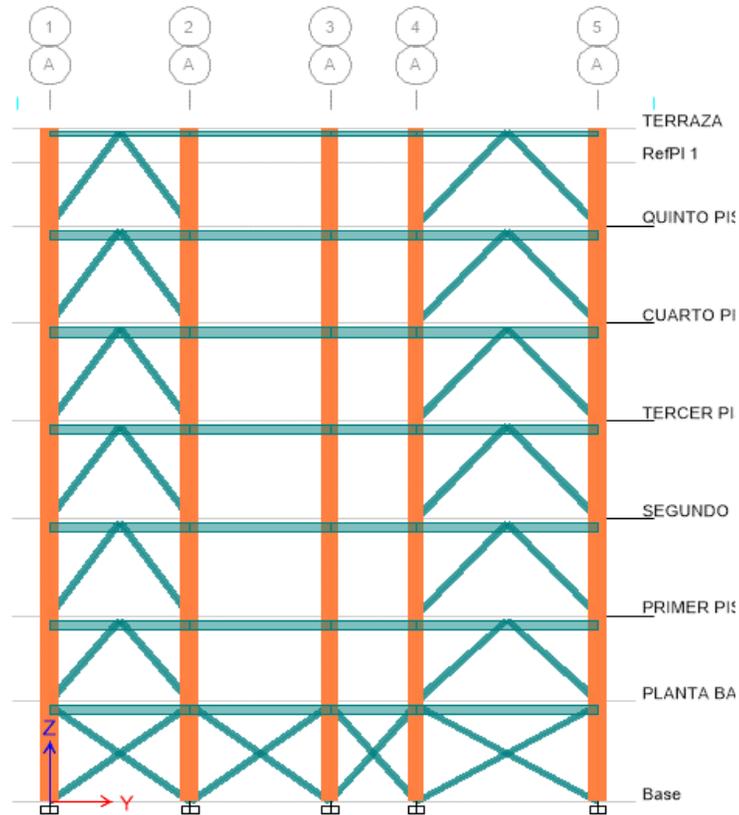


Figura 85. Edificio con diagonales rigidizadoras

En la Figura 86 se muestra el esquema de ubicación de las diagonales en el pódico 5, visto en sentido de análisis X, el perfil introducido es el tubular cuadrado de 250 X 250 mm, de acero tipo A36.

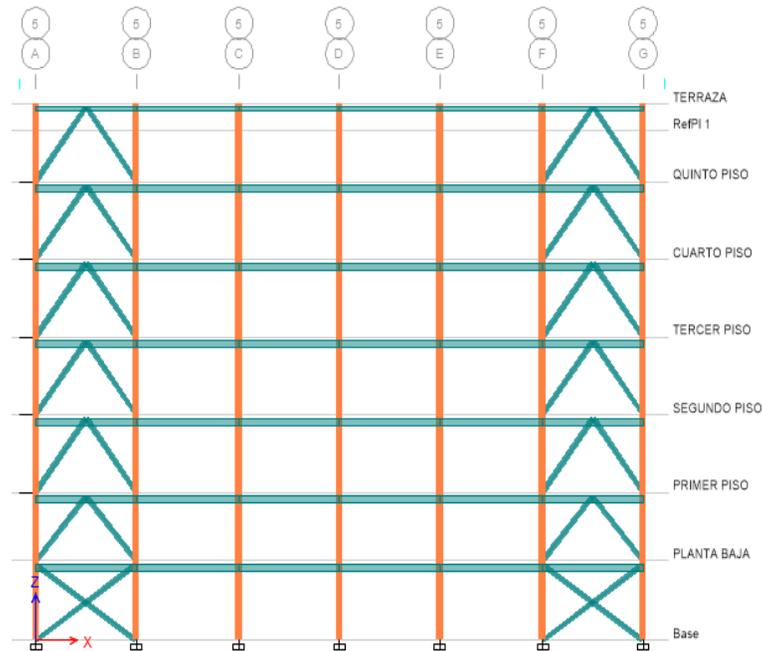


Figura 86. Esquema de ubicación de las diagonales en el pórtico 5

A continuación, en la Tabla 33 se presenta las propiedades geométricas de las diagonales rigidizadoras utilizadas en el modelo de reforzamiento del edificio de la GOGMAR.

Tabla 33.
Perfil utilizado en el reforzamiento estructural

Tamaño (mm)	Espesor (mm)	Área (cm ²)	Inercia (cm ⁴)	Módulo Elástico (cm ³)	Módulo Plástico (cm ³)
250 x 250	10	93.42	8841.86	707.35	832.79

Esta técnica constructiva presenta varias desventajas, una de ellas y la más importante es que las riostras deben ser conectadas a estructuras de hormigón y que por la elevada rigidez las riostras transmiten esfuerzo muy elevados que a veces no pueden ser soportados por la estructura de hormigón aun con refuerzo localizados en

estos elementos, para lo cual algunas veces es necesario cambiar la estrategia de reforzamiento.

Para el diseño de las riostras las condiciones fundamentales son la esbeltez máxima y la capacidad de resistencia, a continuación, se presenta la verificación de los esfuerzos límites de las diagonales rigidizadoras de acero.

6.5.1 Diseño a flexión de las diagonales rigidizadoras

La norma ANSI-AISC indica que los esfuerzos permisibles a tensión de los miembros cargados axialmente vienen dados por la ecuación (94):

$$Fn = 0.6 Fy \quad (94)$$

Donde, Fy es el esfuerzo de fluencia mínimo.

En la Figura 87 se presenta la geometría y características de los materiales utilizados en el diseño del reforzamiento de la edificación tomando en cuenta el vano más cargado.

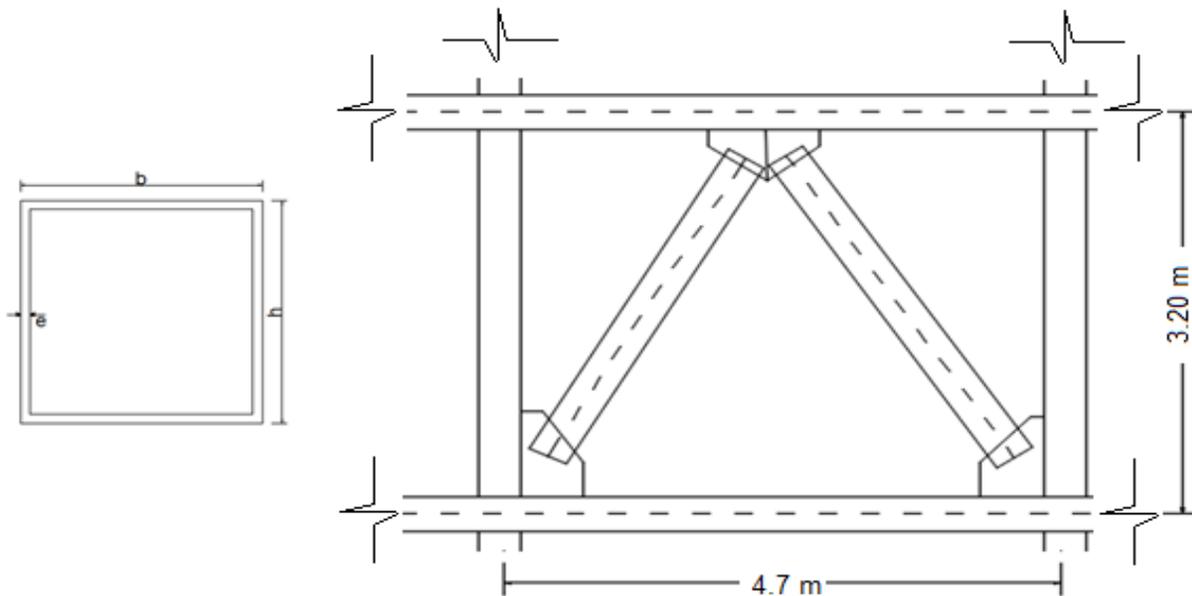


Figura 87. Geometría de los materiales utilizados para las diagonales

Propiedades del acero A36: $E = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$, $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$, $F_u = 4,077.98 \text{ kg/cm}^2$.

La fuerza de tensión máxima f_t viene dada por la ecuación 65:

$$f_t = \frac{P}{A} \quad (95)$$

Donde, P es la carga axial sobre el elemento, A es el área de la sección transversal el perfil utilizado.

$$f_t = \frac{79,152.7 \text{ kg}}{93.42 \text{ cm}^2}$$

$$f_t = 847.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_n = 0.6 * 2,530 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_n = 1,518 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_n \geq f_t \rightarrow OK$$

Observando los resultados obtenidos en el diseño por tensión se concluye que los perfiles utilizados para rigidizar la estructura son aceptables para soportar las sollicitaciones de cargas.

6.5.2 Diseño a compresión de las diagonales rigidizadoras

Para el diseño a compresión de la diagonal se utiliza el mismo procedimiento y recomendaciones del diseño de columnas, lo que nos lleva a entender que la falla más representativa está ligada al pandeo.

Para que un elemento perpendicular no falle a pandeo se debe tomar en cuenta que su relación de esbeltez no sea mayor a 150 mediante el uso de la ecuación (96).

$$\lambda = \frac{K * L}{r} \quad (96)$$

Donde, K es el factor de longitud efectiva, L es la longitud no arriostrada lateralmente del miembro, r es el radio de giro $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$.

El factor K que se toma para esta comprobación es de $K=1.2$, ya que, la idea es restringir la rotación y permitir únicamente la traslación.

A continuación, en la Tabla 34 se presenta la comprobación de relación de esbeltez de los elementos rigidizadores.

Tabla 34.
Relación de esbeltez de los elementos rigidizadores

Diagonal	K	L (cm)	r	Esbeltez	Comprobación
1	1.2	530	9.73	65.374	OK
2	1.2	400	9.73	49.339	OK
3	1.2	620	9.73	76.475	OK
4	1.2	310	9.73	38.238	OK
5	1.2	350	9.73	43.172	OK
6	1.2	400	9.73	49.339	OK
7	1.2	540	9.73	66.607	OK
8	1.2	330	9.73	40.705	OK

Por otro lado, la resistencia admisible para los elementos que soportan cargas axiales afectado por un factor de resistencia para elementos a compresión deberá ser mayor que la carga última de diseño.

$$P_u \leq \phi P_n \quad (97)$$

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (98)$$

La tensión de pandeo por flexión F_{cr} se la determina mediante las siguientes condiciones:

$$si : \frac{K * L}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y \quad (99)$$

$$si : \frac{K * L}{r} > 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.877 * F_e \quad (100)$$

Donde, F_e es la tensión de pandeo elástico (ecuación (101))

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r}\right)^2} \quad (101)$$

A continuación, en la Tabla 35 se presenta los resultados del cálculo de la resistencia nominal a compresión de los perfiles utilizados.

Tabla 35.

Resistencia nominal a compresión de las diagonales

Dia go nal	K	L	R	Esbelt ez	4.71 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Fe	Fcr	Ag	ØPn
1	1.2	530	9.73	65.374	135.7	4849.6	2033.7	505.3	822029.2
2	1.2	400	9.73	49.339	135.7	8514.1	2234.1	505.3	903029.8
3	1.2	620	9.73	76.475	135.7	3543.8	1876.5	669.8	1005432.3
4	1.2	310	9.73	38.238	135.7	14175.4	2347.8	317.3	595894.7
5	1.2	350	9.73	43.172	135.7	11120.5	2300.2	669.8	1232446.9
6	1.2	400	9.73	49.339	135.7	8514.1	2234.1	339.8	607232.8
7	1.2	540	9.73	66.607	135.7	4671.6	2016.8	505.3	815220.3
8	1.2	330	9.73	40.705	135.7	12509.2	2324.6	505.3	939621.7

Como se observa en la Tabla 35 los valores resultantes de la resistencia nominal de pandeo son mucho mayores que la mayor carga ultima de diseño en este caso de 79152.7 kg.

Se puede concluir igualmente que la amplia holgura que presentan estos elementos con respecto a las solicitaciones nos permitiría disminuir las secciones de los perfiles, pero tomando en cuenta que el edificio en cuestión se encuentra en una zona de amplio peligro sísmico y este cimentado sobre un suelo pobre en resistencia, se decide optar por el diseño presentado en este apartado.

6.6 Diseño de las conexiones diagonal-losa/columna

Para el arriostramiento de pórticos en estructuras que están siendo rehabilitadas normalmente se utiliza placas de acero las mismas que se conectan mediante soldadura o pernos a los elementos de hormigón armado, estas conexiones toman el nombre de placas Gusset (ver Figura 88).

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.

En este proyecto de rehabilitación estructural se tomó en cuenta el diseño de conexiones establecidas en la norma AISC 341-10 (2010), capítulo J, sección J4.

En la Figura 88 y en la Tabla 36. se presentan las características geométricas y valores utilizados en el diseño de las conexiones tipo Gusset.

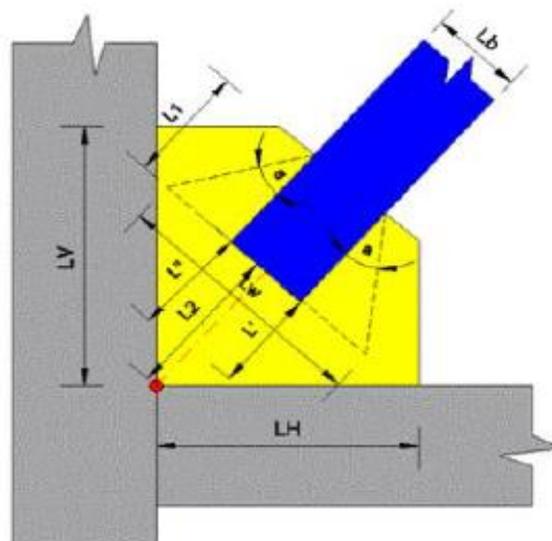


Figura 88. Conexión tipo Gusset
Fuente: (Aguiar, García, Menéndez, Zevallos, & Palacios, 2016)

Tabla 36.*Propiedades geométricas y características de la placa Gusset*

Propiedad	Valor	Unidad
Fluencia del acero (Fy)	2,530	Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad (E)	2,100,000	Kg/cm ²
Fuerza actuante en tensión	105,090	Kg
Fuerza actuante en compresión	99,240.5	Kg
Ángulo de la diagonal (a)	30	grados
Long horizontal (LH)	65	cm
Long vertical (LV)	45	cm
Espesor de la placa (tp)	5/8	In
Longitud 1 (L1)	20	cm
Longitud 2 (L2)	44	cm
Diámetro de la diagonal (Lv)	25	cm
Ángulo con la losa (\emptyset)	49.39	grados
Tipo de suelda	E70xx	electrodo
Espesor de la soldadura	6	mm

Fuente: (Aguiar, García, et al., 2016)

El ángulo de la diagonal (a) se toma como 30 grados en vista que en el año 1923 Dowsell hizo un sinnúmero de pruebas sobre el tema y obtuvo como resultado que los mayores esfuerzos axiales se producían en un ángulo de 30 grados desde la unión con la diagonal, este estudio fue confirmado por Whitmore, es por eso que a esta franja se la conoce como el ancho de Whitmore (Aguiar, Zevallos, Palacios, García, & Menéndez, 2016).

Para el cálculo de la conexión tipo Gusset se utilizó el programa informático de diseño de conexiones desarrollado por el Ing. Henry Coyago en el año 2016, igualmente la comprobación se la realizó con las diagonales que reciben los mayores esfuerzos.

DATOS DE ENTRADA

PLACA GUSSET GEOMETRIA		MATERIALES											
Diametro de Diagonal (Lb)	<input type="text" value="25"/> cm	Material Placa Gusset	<input type="text" value="36"/>										
Angulo de esfuerzos (a)	<input type="text" value="30"/> °	Material Viga Columna	<input type="text" value="36"/>										
Espesor Placa Gusset (tp)	<input type="text" value="1.5875"/> cm	Electrodo	<input type="text" value="E70xx"/>										
Longitud soldadura diagonal (L1)	<input type="text" value="20"/> cm	SOLDADURA											
Longitud vertice a diagonal (L2)	<input type="text" value="44"/> cm	Tamaño soldadura (w)	<input type="text" value="0.6"/> cm										
Longitud Vertical Placa Gusset (LV)	<input type="text" value="45"/> cm	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Espesor de parte unida (mm)</th> <th>Tamaño mínimo de soldadura de filete (mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Hasta 6 inclusive</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>Entre 6 y 13</td> <td>5</td> </tr> <tr> <td>Entre 13 y 19</td> <td>6</td> </tr> <tr> <td>Mayor que 19</td> <td>8</td> </tr> </tbody> </table>		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
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												
Longitud Horizontal Placa Gusset (LH)	<input type="text" value="65"/> cm	El tamaño de soldadura a elegir depende del espesor de la placa gusset											
Angulo Diagonal- Horizontal (θ)	<input type="text" value="49.39"/> °												
Fuerza Tensión de Diagonal	<input type="text" value="99240.5"/> Kg												
Fuerza Compresión de Diagonal	<input type="text" value="79152.7"/> Kg												

Figura 89. Ingreso de datos en el software de diseño de conexiones
Fuente: (Coyago, 2016)

6.6.1 Resistencia a tensión

La resistencia a tensión de los elementos sometidos a cargas vertical debe ser menor que la siguiente expresión:

$$R_n = F_y * A_g \quad (102)$$

Donde, A_g es el área efectiva neta de la plancha de conexión determinado por el método de sección de Whitmore.

Como se observa en la Figura 90, la conexión utilizada cumple con el diseño de resistencia a flexión.

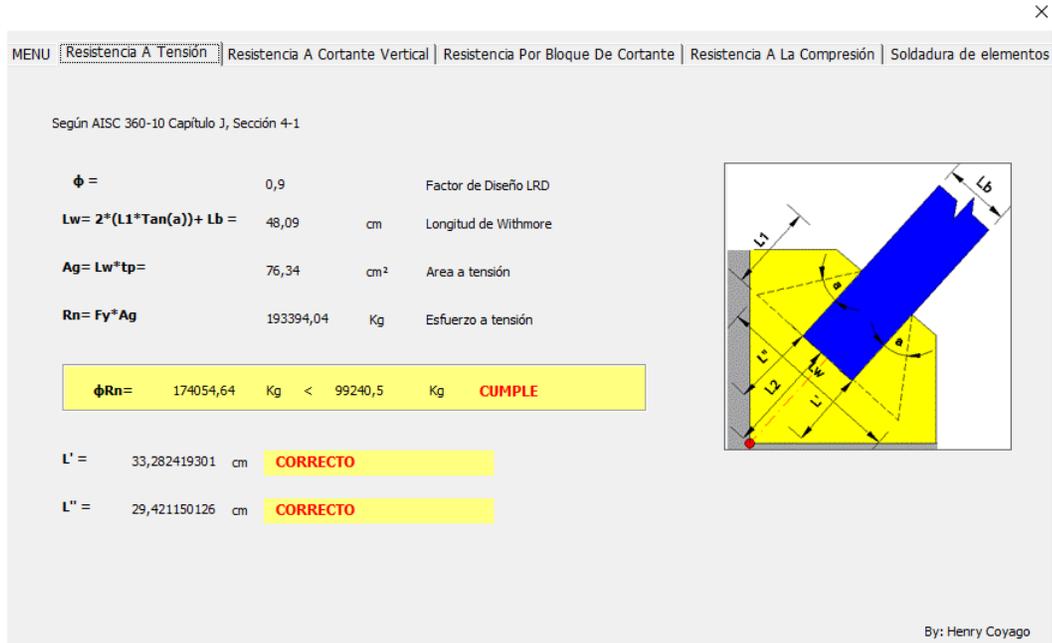


Figura 90. Cálculo de la resistencia a tensión de la conexión
Fuente: (Coyago, 2016)

6.6.2 Resistencia a corte vertical

La resistencia a cortante debe ser menor al valor obtenido mediante la ecuación (103) cuyo cálculo depende de la ecuación (104):

$$Rn = 0.60 * Fy * Agv \quad (103)$$

$$Agv = (L1 + L2) * tp \quad (104)$$

Donde, Agv es el área sección sujeta a cortante.

Este chequeo de igual forma se lo realiza en el software de conexiones como se observa en la Figura 91.

×

MENU | Resistencia A Tensión | **Resistencia A Cortante Vertical** | Resistencia Por Bloque De Cortante | Resistencia A La Compresión | Soldadura de elementos

Según AISC 360-10 Capítulo J, Sección 4-3

$\phi =$	1		Factor de Diseño LRD
$Agv = (L1+L2) * tp =$	101,6	cm ²	Área sección sujeta a cortante
$Rn = 0.6 * Fy * Agv$	154431,5	Kg	Esfuerzo a cortante

$\phi Rn =$	154431,5	Kg	<	99240,5	Kg	CUMPLE
-------------	----------	----	---	---------	----	---------------

By: Henry Coyago

Figura 91. Cálculo de la resistencia a corte de la conexión
Fuente: (Coyago, 2016)

6.6.3 Resistencia por bloque de corte

Esta comprobación hace referencia a la resistencia en la zona de conexión del elemento cuando esta falla por tensión y por cortante y viene dado por la ecuación (105).

$$Rn = 0.6 * Fu * Anv + Ubs * Fu * Agv \quad (105)$$

$$\leq 0.60 Fy * Agv + Ubs * Fu * Ant$$

Donde, Fu es la resistencia última al corte del acero, Ant es el área de corte solicitada a tracción $Ant = Lb * tp$, Ubs es 1 cuando la tracción es uniforme, Anv es el área neta solicitada a corte $Anv = 2 * L1 * tp$, Agv es el área bruta sujeta a cortante.

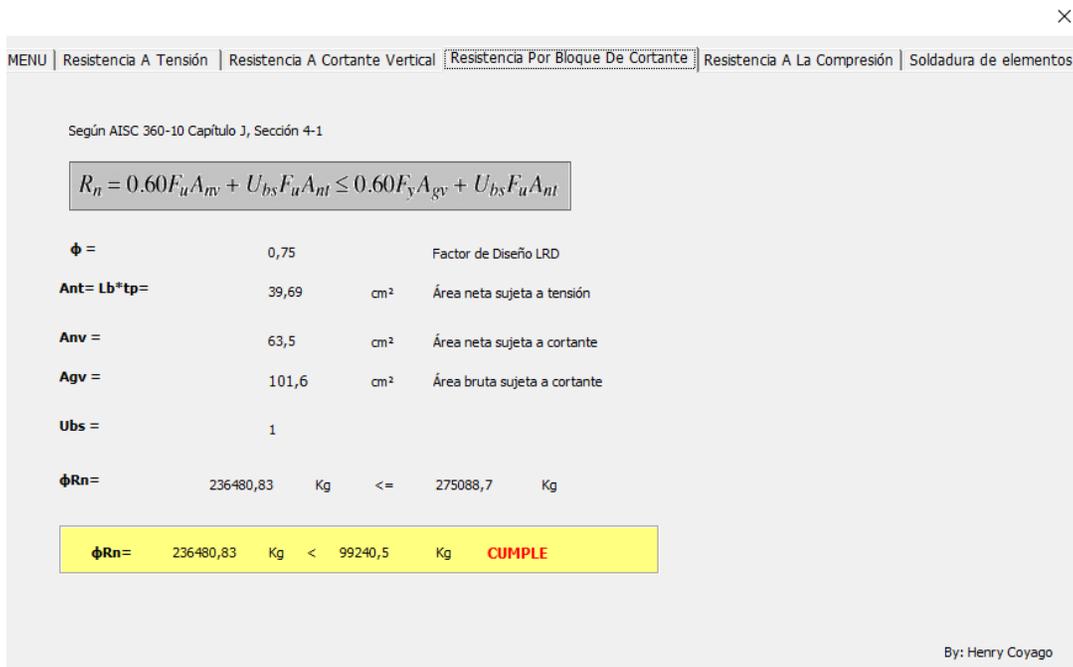


Figura 92. Cálculo de la resistencia por bloque de cortante en la conexión
Fuente: (Coyago, 2016)

6.6.4 Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión se la obtiene mediante el cálculo de la relación de esbeltez de los elementos sometidos a cargas verticales, aplicando los siguientes criterios.

$$\text{si } \frac{K * L}{r} \leq 25 \rightarrow P_n = F_y * A_g \quad (106)$$

$$\text{si } \frac{K * L}{r} > 25 \rightarrow \text{Se aplica las condiciones del capitulo E del ANSI - AISC 341} \quad (107)$$

- 10

Para el cálculo del radio de giro de la sección se toma en cuenta la parte de la placa que entra en compresión, la misma que comprende entre las longitudes L_w y t_p (ecuación (108)), entonces:

$$I_g = \frac{Lw * tp^3}{12} \quad (108)$$

$$A_g = Lw * tp \quad (109)$$

Para el cálculo de la longitud efectiva K de la placa se tomará en cuenta las ecuaciones (110) y (111):

$$L_g = \frac{L_2 + L' + L''}{3} \rightarrow L_g = \text{longitud efectiva} \quad (110)$$

$$K = \frac{K_m}{\sqrt{1 + \frac{1}{1 + \frac{2 * Lw}{L_g}}}} \rightarrow K_m = 1.2 \quad (111)$$

En el caso que la relación $K*L/r$ sea mayor a 25, la resistencia nominal de la placa se calculará en base a lo descrito en la norma AISC 341-10 (2010) donde se dispone cumplir los siguientes criterios:

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (112)$$

$$\text{si : } \frac{K * L}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y \quad (113)$$

$$\text{si : } \frac{K * L}{r} > 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.877 * F_e \quad (114)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r}\right)^2} \quad (115)$$

A continuación, en la Figura 93 se presenta los resultados del cálculo de resistencia nominal por compresión de la conexión para la diagonal:

MENU | Resistencia A Tensión | Resistencia A Cortante Vertical | Resistencia Por Bloque De Cortante | **Resistencia A La Compresión** | Soldadura de elementos

Según AISC 360-10 Capítulo J, Sección 4-6

Revisión de la esbeltez de la placa

When $KL/r \leq 25$ $P_n = F_y A_g$
When $KL/r > 25$, the provisions of Chapter E apply.

$(K \cdot L/r) =$ 81,97

Aplica Capitulo E del AISC

Cálculo del radio de giro de la sección

$I_g =$ 16,03 cm⁴ Momento de inercia
 $A_g =$ 76,34 cm² Área sección a compresión
 $r = \sqrt{I_g/A_g}$ 0,46 cm Radio de giro

Cálculo de factor de longitud efectiva

$L = L_2 + L' + L''/3 =$ 35,57 cm Momento de inercia
 $K_m =$ 1,2
 $K =$ 1,06 Factor de longitud efectiva

Cálculo Aplicando el capítulo E del AISC

$F_e = (n^2 E)/(KL/r)^2$ 2997,94 Ec. E3-4 AISC 2010
 $F_y/F_e =$ 0,85
 $\phi =$ 0,9 Factor de Diseño LRD
 $P_n = F_{cr} \cdot A_g =$ 135498,92 cm Ec. E3-1 AISC 2010

$\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$ $F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{E} \right] F_y$ 1774,94 Ec. E3-2 AISC 2010
 $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$ $F_{cr} = 0.877 F_e$ 2629,19 Ec. E3-3 AISC 2010

$\phi P_n =$ 121949,03 Kg > 79152,7 Kg CUMPLE

By: Henry Coyago

Figura 93. Cálculo de la resistencia por compresión de la conexión
Fuente: (Coyago, 2016)

6.6.5 Diseño de la soldadura de la placa gusset al perfil

Para el diseño de la soldadura se utilizará el electrodo E70xx y se comienza calculando la resistencia del material de la base y la resistencia del material de soldadura, en la Figura 94 se muestra la zona de la soldadura al perfil.

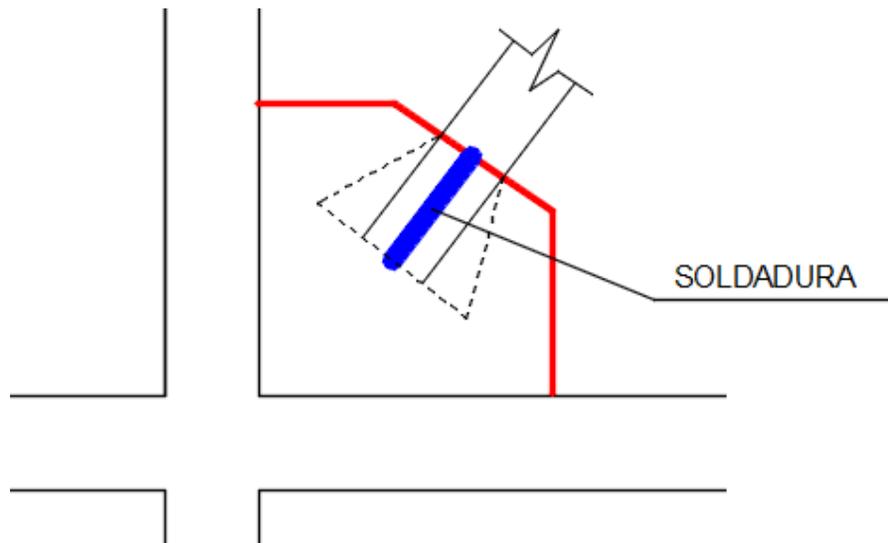


Figura 94. Ubicación de la soldadura entre la placa y el perfil de la diagonal

Para el cálculo del metal de la soldadura se utiliza la ecuación (116).

$$R_n = F_{nw} * A_{we} \quad (116)$$

$$A_{we} = D * L_h \quad (117)$$

Donde, A_{we} es el área efectiva de la soldadura, L_h es la longitud de soldadura, D es el espesor de la soldadura que se propone, F_{nw} es la resistencia nominal del metal de soldadura.

Por otro lado para el cálculo del material de la base se obtiene mediante la aplicación de la ecuación (118).

$$R_n = A_{nbm} * F_{nbm} \quad (118)$$

Donde, F_{nbm} es la tensión nominal del material de base, A_{nbm} es el área transversal del material de base.

A continuación, en la Figura 95 se presenta los resultados del cálculo de la soldadura de la placa gusset al perfil, donde la resistencia de diseño a corte y tensión será el menor valor entre la resistencia del material de base y el metal de soldadura, los mismos que deben ser mayores a las fuerzas de tensión y compresión actuantes para que el diseño esté correcto.

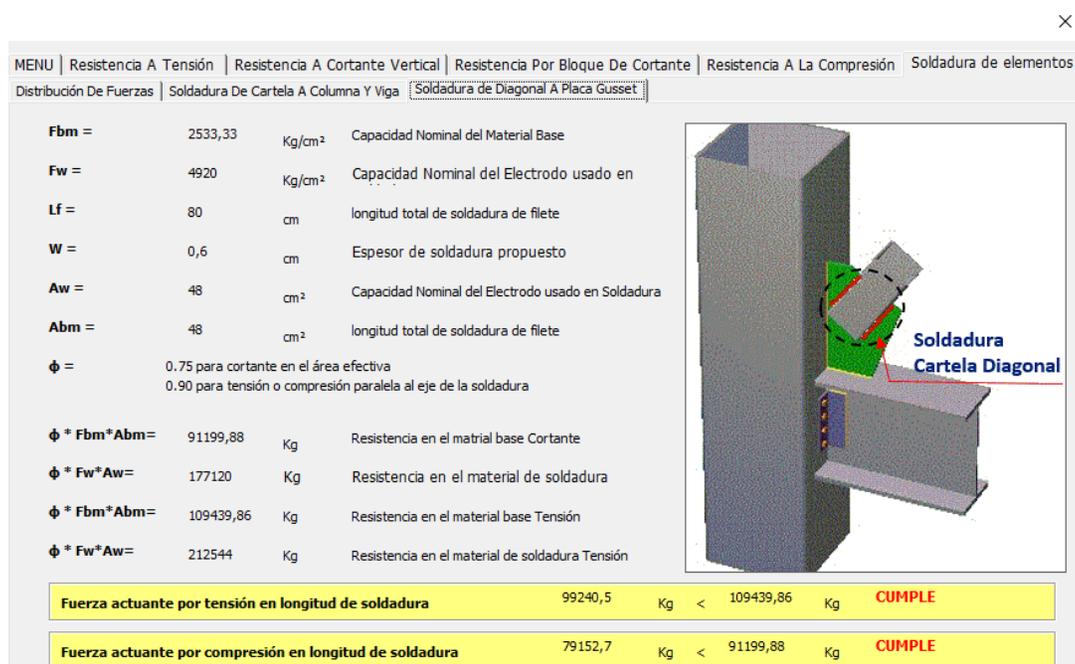


Figura 95. Cálculo del material de soldadura
Fuente: (Coyago, 2016)

6.6.6 Diseño de los pernos para la conexión diagonal-columna/losa

En el diseño de estas conexiones entre la placa y los elementos estructurales como vigas y columnas se lo hará mediante empernado de elementos de acero a los de hormigón, el diseño de conexiones es recomendable hacer el cálculo con el espectro de diseño inelástico con un factor de reducción $R=3$ (la mitad del valor utilizado para el diseño de los demás elementos $R=6$) en vista que estos elementos son muy sensibles para el correcto comportamiento de la estructura.

A continuación, en la Figura 96 se presenta la descomposición de las fuerzas actuantes en la conexión que presenta los esfuerzos más grandes.

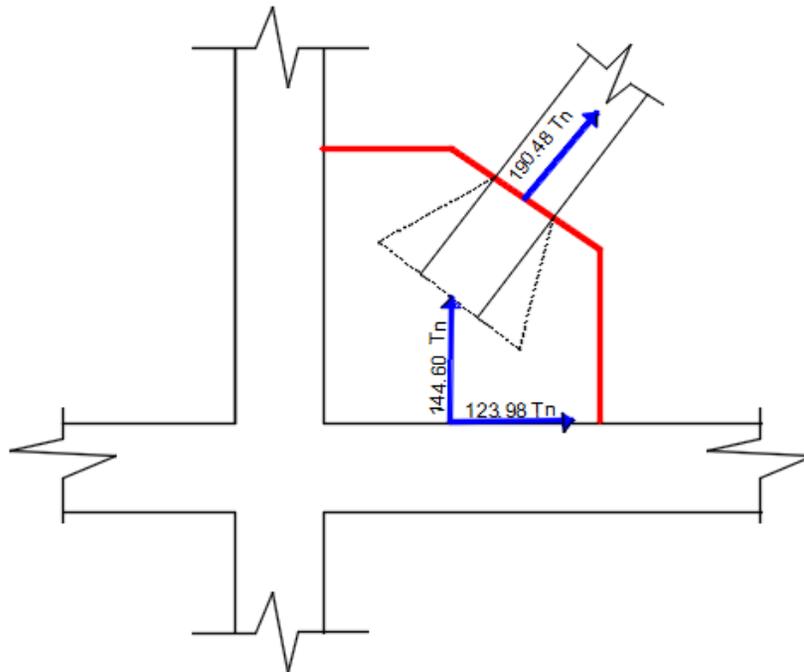


Figura 96. Diagrama del cuerpo libre de la fuerza más grande para el diseño de pernos

6.6.6.1 Conexión diagonal-losa

Para la distribución de los pernos en la placa que será anclada en la losa se toma en cuenta la consideración presentada en la Figura 97, de igual manera en la Tabla 37. se presenta las propiedades mecánicas de los pernos utilizados para este anclaje.

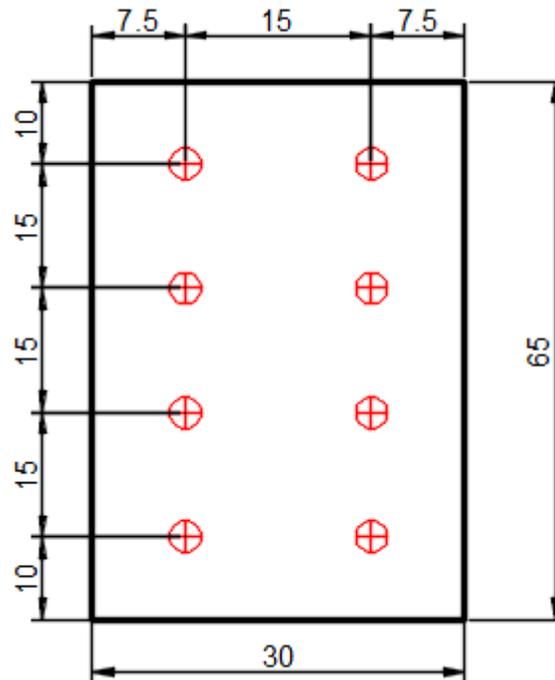


Figura 97. Distribución de pernos en la placa ubicada en la losa

Tabla 37.

Propiedades de los pernos utilizados en el anclaje de la placa a la losa

Parámetro	Valor	Unidad
F_{nv}	4780	Kg/cm ²
F_u	4080	Kg/cm ²
t	1	Cm
d	1	pulg.
n	8	pernos

6.6.6.1.1 Resistencia a tensión de corte de los pernos

La resistencia a tensión de corte de los pernos se la calcula mediante la ecuación

(119):

$$\phi R_n = \phi * F_{nv} * A_b \quad (119)$$

Donde, F_{nv} es la tensión de corte nominal del perno, Ab es el área bruta del perno (ecuación (120)), $\phi = 0.75$.

$$Ab = \frac{\pi * d^2}{4} \quad (120)$$

$$Ab = \frac{\pi * (2.54)^2}{4} = 5.06 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75 * 4,780 * 5.06 = 18,140.1 \text{ kg}$$

De acuerdo al cálculo anterior, la fuerza de un solo perno es de 18.140 Tn, esto quiere decir que esta multiplicada con los 8 pernos se tendría una resistencia a tensión de corte nominal de 145.121 Tn.

La componente que provocaría corte en estos pernos sería la componente horizontal que tiene un valor de 123.98 Tn, es decir el conjunto de pernos utilizado tiene la capacidad de soportar esta tensión de corte.

6.6.6.1.2 Resistencia al aplastamiento de perforación de los pernos

La resistencia al aplastamiento de los pernos se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$R_n = 1.2 * L_c * t * F_u \leq 2.4 * d * t * F_u \quad (121)$$

Donde, F_u es la resistencia última especificada del material conectado, d es el diámetro nominal del perno, L_c es la distancia libre en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde de la perforación adyacente del material, t es el espesor del material conectado.

$$Rn = 1.2 * 8.73 * 1 * 4,080 \leq 2.4 * 2.54 * 1 * 4,080$$

$$Rn = 42,742.1 \text{ kg} \leq 24,871.7 \text{ kg}$$

$$Rn = 24,871.7 \text{ kg}$$

$$\emptyset Rn = 0.75 * 24,871.7 = 18,653.8 \text{ kg}$$

La componente que provocaría aplastamiento en las perforaciones del perno sobre la placa sería la vertical que en este caso es de 144.60 Tn, la capacidad de resistencia al aplastamiento de un solo perno es de 18.653Tn y en el conjunto de 8 pernos sería de 149.230 Tn, es decir el espesor de la placa es el adecuado y no sufrirá cortes por efecto de las perforaciones para los pernos.

6.6.6.1.3 Anclaje de la placa al concreto de la losa

El anclaje de las placas de acero al concreto se lo realizó siguiendo las recomendaciones de la norma ACI 318S-14, en su capítulo 17, donde se hace énfasis a los distintos sistemas de fallas que podrían tener estos elementos si no son realizados de una manera correcta.

Entre todas las fallas que pueden presentar estos anclajes una de las más importantes es la del arrancamiento del concreto, la resistencia nominal al arrancamiento del concreto siempre debe ser mayor a la fuerza de tracción aplicada a un grupo de anclajes y se la obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\emptyset Ncbg \geq Nuag \tag{122}$$

$$N_{cbg} = \frac{A_{nc}}{A_{nco}} * \Psi_{ec,n} * \Psi_{ed,n} * \Psi_{c,n} * \Psi_{cp,n} * N_b \quad (123)$$

Donde, N_{cbg} es la resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes (ecuación (123)), N_{uag} es la fuerza mayorada de tracción aplicada a un grupo de anclajes, A_{nc} es el área de falla proyectada del concreto para un grupo de anclajes, A_{nco} es el área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo, $\Psi_{ec,n}$ es el factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la excentricidad de cargas aplicadas, $\Psi_{ed,n}$ es el factor de modificación de efectos de borde, $\Psi_{c,n}$ es el factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en presencia o ausencia de fisuración en el concreto, N_b es la resistencia básica al arrancamiento del concreto.

El valor de $\Psi_{ec,n}$, según el ACI 318-14 en su capítulo 14.4.2.4, se calcula mediante:

$$\Psi_{ec,n} = \frac{1}{\left[1 + \frac{2e'n}{3h_{ef}}\right]}, \text{ pero este valor no se debe tomar mayor a 1 por tal motivo en el}$$

presente trabajo se toma el valor de 1 para este factor.

El valor del factor de modificación para efectos de borde $\Psi_{ed,n}$ de acuerdo al ACI 318S-14 en su sección 17.4.2.5, indica que este factor se lo calcula mediante una de las ecuaciones (124) O (125) dependiendo que condición satisfaga:

$$\Psi_{ed,n} = 1 \quad \rightarrow \text{ si } C_{a,min} \geq 1.5 h_{ef} \quad (124)$$

$$\Psi_{ed,n} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a,min}}{1.5 h_{ef}} \quad \rightarrow \text{ si } C_{a,min} < 1.5 h_{ef} \quad (125)$$

Donde, $C_{a,min}$ es la mínima distancia desde el centro del anclaje al borde del concreto, h_{ef} es la profundidad efectiva embebida del anclaje.

En las Figura 98 y Figura 99, se muestra los conos de falla que se pueden presentar por tracción y cortante, indicando la ubicación de los valores de h_{ef} y C_{min} . Según el ACI 318S-14, indica que el ángulo del prisma de arrancamiento se da en un ángulo aproximadamente de 35° basado en el método Kappa.

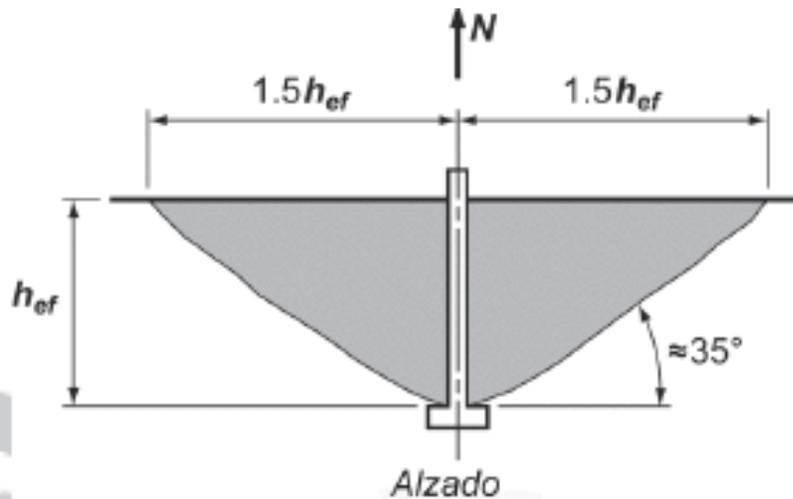


Figura 98. Cono de arrancamiento por tracción
Fuente: (American Concrete Institute, 2014), pág. 244.

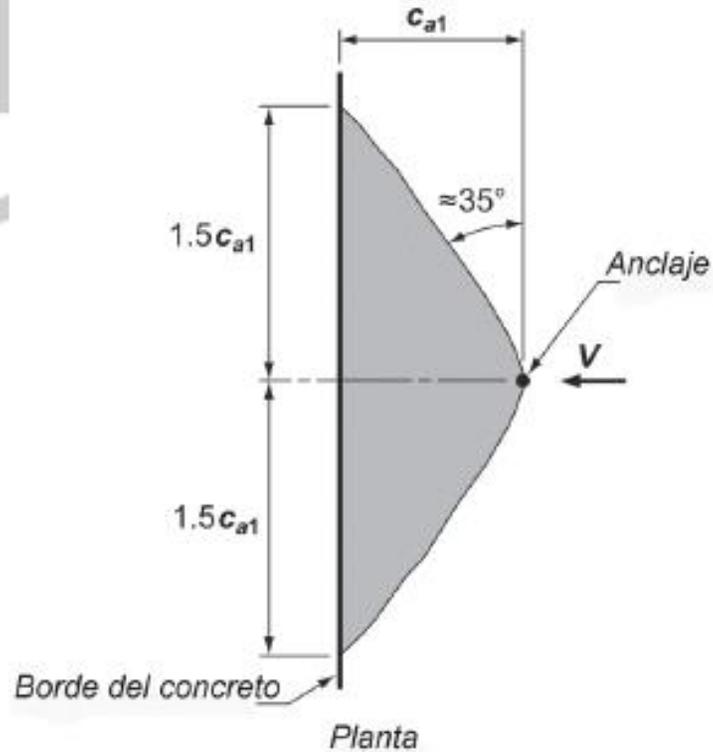


Figura 99. Cono de arrancamiento por cortante
Fuente: (American Concrete Institute, 2014), pág. 244.

El valor de h_{ef} , según el ACI 318S-14 se lo calcula en primera instancia tomando en cuenta la siguiente recomendación $4da \leq h_{ef} \leq 20da$, donde da es el diámetro del perno en uso.

Para este caso se toma un valor de $h_{ef} = 32$ cm en vista que se consideró el anclaje sobrepasando toda la losa de extremo a extremo y así evitar formaciones de conos de falla por arrancamiento del concreto.

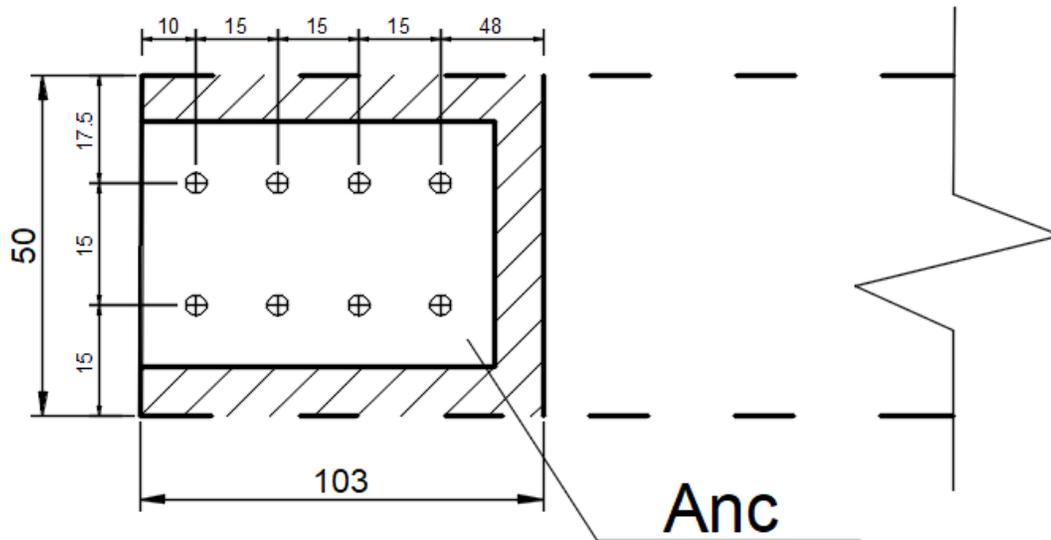


Figura 100. Esquema para el cálculo de Anc en el anclaje de la placa a la losa

En este caso particular donde el sistema constructivo no presenta vigas, el valor tomado de ψ_{ed} , $n=1$, ya que al no presentar bordes que corten la presencia total del cono de arrancamiento no se aplica ninguna reducción en este factor.

El valor de ψ_c , n , según el ACI 318-14 en su sección 17.4.2.6, estipula que el valor de este factor se lo obtiene de la siguiente manera:

ψ_c , $n=1.25$, para anclajes preinstalados

ψ_c , $n=1.4$, para anclajes postinstalados y con el valor de K_c de 17

En este caso se toma el valor de 1.4, ya que los anclajes se instalarán en una edificación ya construida.

A continuación, en la Tabla 38 se presenta los valores adoptados en este apartado para el cálculo de la resistencia nominal al arrancamiento.

Tabla 38.

Factores de modificación adoptados para el cálculo de Nb en el anclaje a la losa

Factor	Valor adoptado
$\Psi_{ec, n}$	1
$\Psi_{ed, n}$	1
$\Psi_{c, n}$	1.4
$\Psi_{cp, n}$	1

Para calcular el parámetro Nb, se utiliza la ecuación (126).

$$Nb = k_c * \lambda_a * \sqrt{f'c} * h_{ef}^{1.5} \quad (126)$$

Donde, K_c es el coeficiente para resistencia básica al arrancamiento, λ_a es el factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas del concreto liviano en aplicaciones de anclaje al concreto, $f'c$ es la resistencia a la compresión del hormigón.

El valor de K_c , conforme al código ACI 318S-14, en su sección 17.4.2.2 indica que para anclajes postinstalados este factor toma el valor de 17, mientras tanto el valor de λ_a de acuerdo a la sección 17.2.6 del mismo código es de 0.8, el valor de $f'c$ deberá ser tomado en MPa para el cálculo.

$$A_{nc} = 50 * 103 = 5,150 \text{ cm}^2$$

$$A_{nc0} = 9 * h_{ef}^2$$

$$A_{nc0} = 9 * 32^2 = 9,216 \text{ cm}^2$$

$$Nb = 17 * 0.8 * \sqrt{18} * 320^{1.5} = 33,0294 \text{ N} \approx 33,680.61 \text{ kg}$$

$$N_{cbg} = \frac{5,150}{9,216} * 1 * 1 * 1.4 * 1 * 33,680.61 = \text{kg}$$

$$\phi N_{cbg} = 0.70 * 26,349.5 = 18,444.7 \text{ kg} \approx 18.44 \text{ Tn}$$

En este caso la resistencia nominal al arrancamiento de un solo perno es de 18.44 Tn y del sistema de 8 pernos es de 147.55 Tn, la carga que produce arrancamiento en el concreto es la componente vertical de tensión que tiene un valor de 144.60 Tn, es decir con el conjunto de 8 pernos es suficiente para soportar la fuerza que produce esta falla.

$$\therefore 147.55 \text{ Tn} \geq 144.60 \text{ Tn} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Una vez realizado el diseño y anclaje al concreto de la placa que va a la losa se procede a realizar el mismo procedimiento con la placa que va a la columna.

6.6.6.2 Conexión diagonal-columna

En la Figura 101 se muestra la distribución de los pernos en la placa de anclaje colocada en la columna y en la Tabla 39 se muestra las propiedades mecánicas y geométricas de los pernos y de la placa.

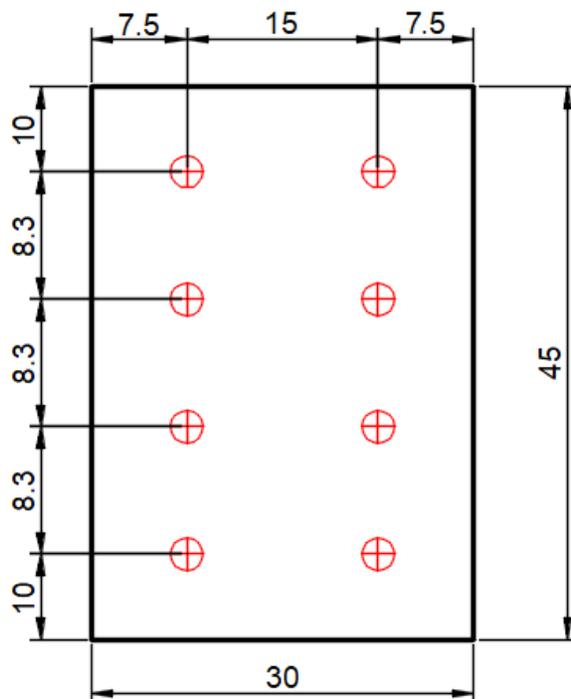


Figura 101. Distribución de pernos en la placa ubicada en la columna

Tabla 39.

Propiedades de los pernos en el anclaje de la placa a la columna

Parámetro	Valor	Unidad
F _{nv}	4,780	Kg/cm ²
F _u	4,080	Kg/cm ²
t	1	cm
d	1	pulgadas
n	8	Número de pernos

6.6.6.2.1 Resistencia a tensión de corte de los pernos

Se aplicarán las mismas ecuaciones del apartado 6.6.6.1.1.

$$\phi R_n = \phi * F_{nv} * A_b$$

$$A_b = \frac{\pi * (2.54)^2}{4} = 5.06 \text{ cm}^2$$

$$\phi Rn = 0.75 * 4,780 * 5.06 = 18140.1 \text{ kg}$$

La resistencia a tensión de corte de un solo perno es de 18.140 Tn y del grupo de pernos es de 145.121 Tn. La fuerza que provoca este efecto es la componente vertical en este caso 144.60 Tn, entonces el diámetro de los pernos utilizados es la adecuada para este caso.

6.6.6.2.2 Resistencia al aplastamiento de perforación de los pernos

$$Rn = 1.2 * 8.73 * 1 * 4,080 \leq 2.4 * 2.54 * 1 * 4,080$$

$$Rn = 42,742.1 \text{ kg} \leq 24,871.7 \text{ kg}$$

$$\therefore Rn = 24,871.7 \text{ kg}$$

$$\phi Rn = 0.75 * 24,871.7 = 18,653.8 \text{ kg} \approx 18.65 \text{ Tn}$$

La resistencia al aplastamiento de un solo perno es de 18.65 Tn, y del grupo de 8 pernos es de 149.230 Tn, y la fuerza actuante de aplastamiento es la componente horizontal es decir 123.98 Tn, en este caso los pernos utilizados son los adecuados.

6.6.6.2.3 Anclaje de la placa al concreto de la columna

Para el cálculo del anclaje al concreto se presenta los factores de modificación (Tabla 40) y valores adoptados (Tabla 41) para la obtención de la resistencia básica al arrancamiento del concreto.

Igualmente se diseñará el anclaje al concreto únicamente del lado más vulnerable (30cm), este cálculo aplicará de igual manera para el lado de 60 cm de la columna.

$$\phi N_{cbg} \geq N_{uag}$$

$$N_{cbg} = \frac{A_{nc}}{A_{nco}} * \Psi_{ec,n} * \Psi_{ed,n} * \Psi_{c,n} * \Psi_{cp,n} * N_b$$

$$N_b = k_c * \lambda_a * \sqrt{f'c} * h_{ef}^{1.5}$$

$$A_{nc} = 83 * 65 = 5,395 \text{ cm}^2$$

$$A_{nco} = 9 * (32)^2 = 9,216 \text{ cm}^2$$

$$N_b = 17 * 0.8 * \sqrt{18} * (320)^{1.5} = 33,0294 \text{ N} \approx 33,029.4 \text{ kg}$$

$$N_{cbg} = \frac{5,395}{9,216} * 1 * 1 * 1.4 * 1 * 33,029.4 = 27,069.3 \text{ kg}$$

$$\phi N_{cbg} = 0.70 * 27,069.3 = 18,948.5 \text{ kg} \approx 18.948 \text{ tn}$$

La resistencia al arrancamiento de un solo perno es de 18.94 tn y del grupo de 8 pernos es de 151.58 tn, este valor es mayor que la fuerza que produce arrancamiento en el sistema que es de 123.98 tn, es decir el diseño de esta placa es correcto

$$\therefore 151.58 \text{ Tn} \geq 123.98 \text{ Tn} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

6.7 Resultados del modelo estructural con diagonales rigidizadoras

La Norma Ecuatoriana de Construcción 2015 especifica cuatro controles necesarios para concluir si un modelo esta correctamente o incorrectamente diseñado, los cuales son enumerados a continuación:

1. Control de periodos
2. Control de los modos de vibración

3. Control de derivas de piso
4. Control del cortante dinámico y estático.

Estos controles se los realiza en el orden de importancia propuesto en este estudio, igualmente dentro de este procedimiento se corrige errores estructurales tales como: la relación viga débil columna fuerte, cantidad de acero de refuerzo, fallas por corte, etc.

A continuación, se detalla los resultados obtenidos en el análisis y diseño del reforzamiento en el edificio de la COGMAR:

6.7.1 Control de periodos

El control de periodos se lo realiza comparando el periodo calculado aproximadamente de manera teórica según la NEC-15 con el periodo obtenido en el primer modo de vibración de la estructura o modo fundamental. La diferencia entre los dos periodos no debe ser más del 30 %, si esta diferencia excede este rango el modelo debe ser verificado considerando que: a mayor rigidez de la estructura los periodos son más cortos y a mayor masa de la estructura los periodos son más largos.

A continuación, se detalla los resultados obtenidos en el presente estudio:

6.7.1.1 Periodo fundamental calculado sin reforzamiento

En la sección 5.3.3.9.1 de este estudio se realizó el cálculo de este periodo, y se obtuvo el siguiente resultado:

$$T_a = 0.771 (s)$$

6.7.1.2 Periodo obtenido en el modelamiento estructural del reforzamiento

El modelamiento y cálculo estructural se realizó en un software especializado para estructuras y luego de realizar las correcciones necesarias se obtuvo en el primero modo de vibración los siguientes resultados:

$$T_a = 0.775 \text{ (s)}$$

$$\% \text{ de variación} = 1.01\% \rightarrow \text{CUMPLE}$$

6.7.2 Control de modos de vibración

En el control de los modos de vibración se debe verificar que en los dos primeros modos exista movimiento traslacional y en el tercer modo de vibración debe existir movimiento rotacional, bajo ningún concepto se debe permitir que en los dos primeros modos de vibración exista rotación, eso indicaría que la edificación es estructuralmente inestable, a continuación, en la Figura 103 se presenta los resultados de los modos de vibración en el modelo de reforzamiento estructural:

TABLA DE PARTICIPACION DE LA MASA									
Case	Mode	T	UX	UY	Sum UX	Sum UY	Sum RZ	COMPROB.	MOVIMIENTO
CASOS MODALES	1	0.774	0.7434	0.0004	0.7434	0.0004	0.0014	0.19	TRASLACION
CASOS MODALES	2	0.699	0.0005	0.7115	0.7439	0.7119	0.0014	0.004	TRASLACION
CASOS MODALES	3	0.413	0.0009	0.0001	0.7448	0.712	0.7369	81733.33	TORSION
CASOS MODALES	4	0.231	0.1616	0.0002	0.9064	0.7122	0.7372	0.19	TRASLACION
CASOS MODALES	5	0.21	0.0002	0.1601	0.9066	0.8723	0.7373	0.06	TRASLACION
CASOS MODALES	6	0.204	0.0003	2.91E-05	0.9069	0.8723	0.7373	0.61	TRASLACION
CASOS MODALES	7	0.132	0.0037	0.0002	0.9105	0.8725	0.8769	3772.97	TORSION
CASOS MODALES	8	0.126	0.0365	1.25E-06	0.9471	0.8725	0.8845	20.82	TRASLACION
CASOS MODALES	9	0.125	0.0033	2.34E-06	0.9504	0.8725	0.8845	3.03	TRASLACION
CASOS MODALES	10	0.113	1.92E-05	0.0489	0.9504	0.9214	0.8848	0.61	TRASLACION
CASOS MODALES	11	0.092	0.0193	1.43E-05	0.9697	0.9214	0.885	1.04	TRASLACION
CASOS MODALES	12	0.089	0.0001	0	0.9698	0.9214	0.885	100.00	TORSION
CASOS MODALES	13	0.089	1.09E-05	0	0.9698	0.9214	0.885	95.98	TORSION
CASOS MODALES	14	0.088	4.71E-06	7.28E-06	0.9698	0.9214	0.8851	479.45	TORSION
CASOS MODALES	15	0.081	0.0001	4.30E-05	0.9699	0.9215	0.8851	0.00	TRASLACION
CASOS MODALES	16	0.081	0.00001	0	0.9699	0.9215	0.8851	0.00	TRASLACION
CASOS MODALES	17	0.081	1.84E-05	0.0207	0.9699	0.9422	0.8857	2.90	TRASLACION
CASOS MODALES	18	0.08	0.0018	0.0005	0.9717	0.9427	0.886	16.67	TRASLACION
CASOS MODALES	19	0.08	5.77E-07	1.02E-06	0.9717	0.9427	0.886	0.00	TRASLACION
CASOS MODALES	20	0.079	0	0.000001	0.9717	0.9427	0.886	0.00	TRASLACION
CASOS MODALES	21	0.079	4.06E-05	1.26E-05	0.9717	0.9427	0.8862	246.18	TORSION

Figura 103. Participación de la masa en los casos modales y modos de vibración

Como se observa en la Figura 103 la mayoría de movimientos presentes en el modelo son de traslación, es decir, el diseño de reforzamiento es correcto, igualmente el porcentaje de participación de la masa en las direcciones principales x e y alcanza el 90 %.

6.7.3 Control de derivas de piso

El control de derivas de piso se hace en base a la norma NEC-15, la cual indica que para edificaciones de hormigón las derivas inelásticas no deben exceder el 2 % de acuerdo a la ecuación (127).

$$\delta i = \delta e * r * 0.75 \quad (127)$$

Para obtener el porcentaje de cortante basal y el espectro de respuesta inelástico (ver Figura 104) en este modelo se utilizó el factor de R=6, pórticos con columnas de

hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente (NEC-SE-DS, 2015) y se obtuvo los siguientes resultados de cortante basal y espectro de diseño (ver Tabla 42).

$$V = 0.1425W$$

Tabla 42.

Datos para construir los espectros de diseño

T (s)	Inelástico	Elástico	T (s)	Inelástico	Elástico
0.0	0.34	2.02	1.30	0.07	0.39
0.05	0.34	2.02	1.35	0.06	0.37
0.08	0.34	2.02	1.40	0.06	0.35
0.15	0.34	2.02	1.45	0.06	0.33
0.21	0.34	2.02	1.50	0.05	0.32
0.27	0.34	2.02	1.55	0.05	0.30
0.33	0.34	2.02	1.60	0.05	0.29
0.39	0.34	2.02	1.65	0.05	0.27
0.44	0.34	2.02	1.70	0.04	0.26
0.45	0.32	1.92	1.75	0.04	0.25
0.51	0.27	1.59	1.80	0.04	0.24
0.57	0.22	1.35	1.85	0.04	0.23
0.63	0.19	1.16	1.90	0.04	0.22
0.7	0.16	0.99	1.95	0.04	0.21
0.75	0.15	0.89	2.00	0.03	0.20
0.79	0.14	0.82	2.05	0.03	0.20
0.80	0.13	0.81	2.10	0.03	0.19
0.85	0.12	0.74	2.15	0.03	0.18
0.90	0.11	0.68	2.20	0.03	0.18
0.95	0.10	0.63	2.25	0.03	0.17
1.0	0.10	0.58	2.30	0.03	0.17
1.05	0.09	0.54	2.35	0.03	0.16
1.10	0.08	0.50	2.40	0.03	0.16
1.15	0.08	0.47	2.45	0.03	0.15

Continúa



1.20	0.07	0.44	2.50	0.02	0.15
1.25	0.07	0.41	2.55	0.02	0.14

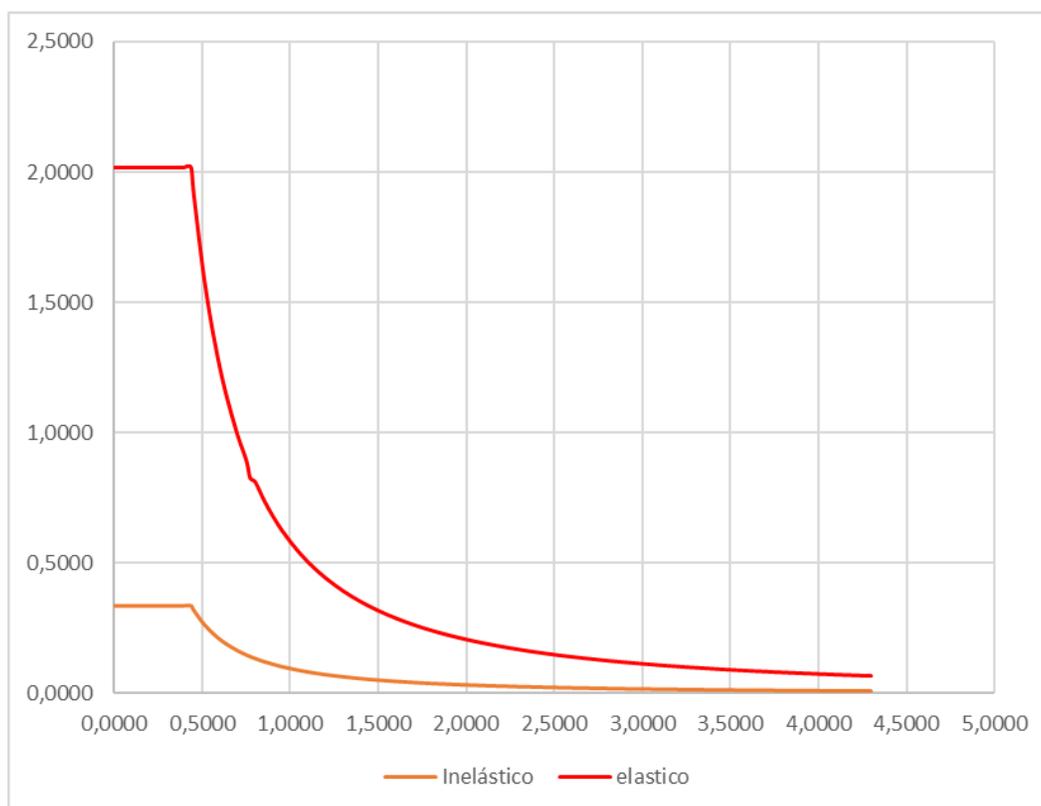


Figura 104. Espectro de diseño elástico e inelástico utilizado en el reforzamiento

En la Tabla 43 se presenta los resultados de las derivas de piso estáticas y dinámicas en la dirección X e Y.

Tabla 43.

Derivas inelásticas del modelo con el reforzamiento estructural

Piso	Sismo estático (%)		Sismo dinámico (%)	
	X	Y	X	Y
Terraza	0.72	0.63	0.63	0.63
Quinto piso	0.855	0.72	0.72	0.72
Cuarto piso	0.945	0.81	0.81	0.81
Tercer piso	0.99	0.87	0.81	0.81

Continúa



Segundo piso	0.945	0.81	0.76	0.76
Primer piso	0.81	0.63	0.67	0.63
Planta baja	0.495	0.225	0.4	0.225

Como se observa en la Tabla 43 las derivas inelásticas no sobrepasan el 1 % por lo que sería necesario optimizar el modelo mediante la disminución de secciones etc., en este estudio se ha decidido no realizar este procedimiento por el hecho que el edificio en cuestión presentaba serios problemas de inestabilidad y mediante este análisis se logró estabilizarlo de una forma adecuada y técnica.

6.7.4 Control del cortante dinámico y estático

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de diseño sísmico menciona que, para edificios regulares el cortante dinámico debe ser por lo menos el 80 % del cortante estático, mientras que edificios irregulares debe ser el 85 %.

El primer paso para este procedimiento es el de igualar el factor de cortante basal estático entre el obtenido en el software de cálculo y el obtenido mediante cálculo manual con el análisis de cargas. A continuación, se presenta la Figura 105, donde se corrige este punto:

11. CORRECCION DEL CORTANTE BASAL			
11.1 Sismo estático			
Peso total de la estructura (W)=	2009.86	t	
Carga muerta (W)=	813.56	t	
Peso total de la estructura + Carga muerta (W)=	2823.42	t	
Cosrtante Basal Inicial (V)=	0.1425		
Fuerza horizontal calculada (Vo)=	402.34		
		FACTOR	1.0000
Fuerza horizontal ETABS (Vo) - X=	402.34		
Fuerza horizontal ETABS (Vo) - Y=	402.34		
Cortante Basal Corregido (Vo)=	0.1425	Ok	
	0.1425	Ok	

Figura 105. Corrección del cortante basal estático

Una vez corregido el cortante estático se procede a corregir el cortante dinámico. A continuación, en la Figura 106 se presenta los resultados de este análisis:

11.1 Sismo dinámico			
	EJE X-X	EJE Y-Y	Resultante
Fuerza Dx (F)=	349.51	9.94	349.65132
Fuerza Dy (F)=	379.27	9.94	379.40023
%sismo (Dinamico/Estatico)	87%	94%	
Factor aceleración corregido (ϵ)=	11.2844	10.3996	
	OK	OK	

Figura 106. Corrección del cortante dinámico

El análisis de resultados obtenidos nos permitió concluir que la propuesta de reforzamiento presentada, cumple con todos los requerimientos establecidos en las normativas en cuanto a diseño estructural.

6.8 Reforzamiento mediante disipadores de energía tipo TADAS

Para el diseño del reforzamiento mediante la utilización de los disipadores de energía con dispositivo TADAS (ver Figura 107) se tomará en cuenta los cálculos anteriores de columnas, vigas y conexiones entre estos elementos, puesto que estos elementos fueron diseñados con cierta holgura que permitirán soportar las solicitaciones que se presenten en esta propuesta de reforzamiento.

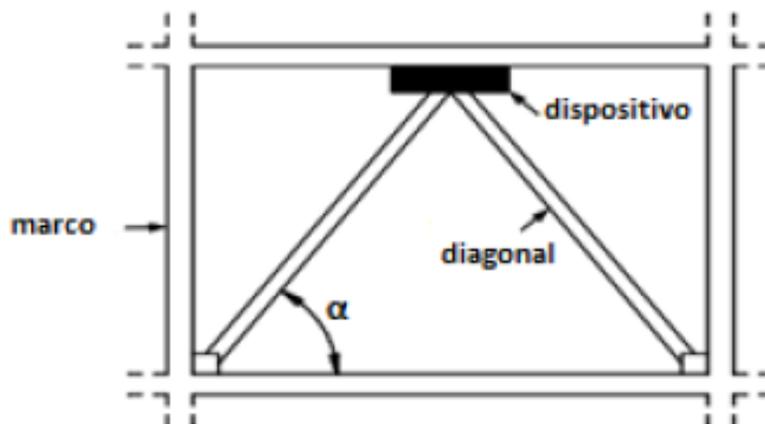


Figura 107. Configuración del modelo con disipador TADAS
Fuente: (Tena & Nangullasmú, 2013)

6.8.1 Diseño de los disipadores TADAS

Para el diseño de este tipo de disipador histerético metálico se toma como referencia la metodología presentada por Aguiar, García, et al. (2016), la cual inicia por dar dimensiones al disipador, posteriormente mediante un modelo bilineal se hallan parámetros que ayudan a la selección del disipador correcto para nuestro modelo, luego se encuentran la energía elástica y de disipación las mismas que dependen de la ductilidad que se ha impuesto a los disipadores, finalmente con todos estos parámetros se calcula el amortiguamiento que deseamos proporcionar a la estructura.

6.8.1.1 Comportamiento mecánico

Las características mecánicas de los disipadores se pueden obtener mediante las propiedades del acero que está siendo utilizado para el resto del reforzamiento, en este caso el acero tipo A36, para una región de alto riesgo sísmico estos disipadores tienen que ser capaces de mantener estas propiedades durante al menos quince o veinte ciclos de desplazamiento en una amplitud que es igual al desplazamiento de diseño.

A continuación, en la Tabla 44 se muestran las propiedades mecánicas de los disipadores tipo TADAS.

Tabla 44.
Propiedades mecánicas de los disipadores TADAS

Parámetro	Valor
Rigidez elástica	$K_{DDE} = \frac{E * b * t^3 * N}{6 * h^3}$
Cortante por fluencia	$F_y = \frac{f_y * b * t^2 * N}{6 * h}$
Desplazamiento lateral por fluencia	$\Delta y = \frac{f_y * h^2}{E * t}$
Cortante plástico o último	$F_u = \frac{f_y * t^2 * b * N}{4 * h}$

Fuente: (Aguiar, García, et al., 2016)

En la Figura 108 se describe un modelo simple donde se representa la manera de como considerar todos los parámetros descritos en la Tabla 44, este modelo tiene la capacidad de tomar en cuenta el endurecimiento por la deformación y comportamiento de histéresis bilineal.

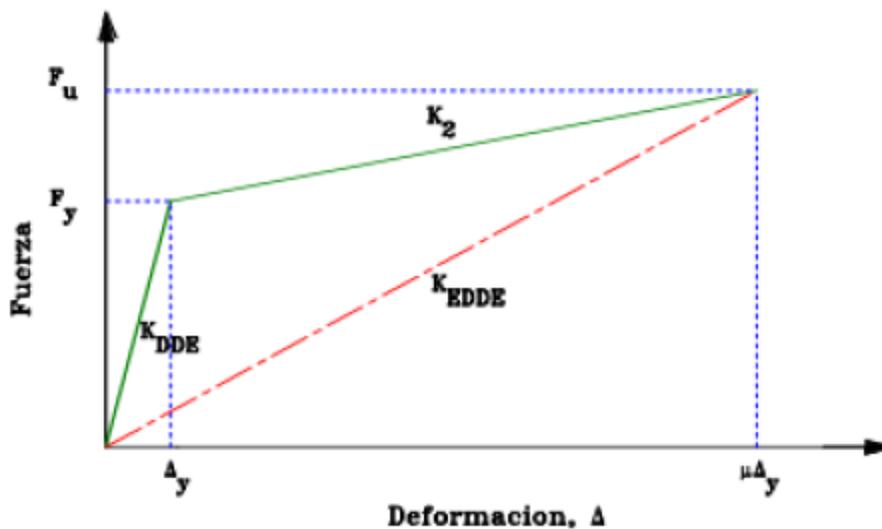


Figura 108. Modelo de histéresis bilineal para el disipador TADAS
Fuente: (Tena & Nangullasmú, 2013)

Por otra parte, la rigidez lateral equivalente del sistema viene dada por la ecuación (128).

$$\frac{1}{K_{Eq}} = \frac{1}{K_{Diag}} + \frac{1}{K_{Dis}} \quad (128)$$

Donde, K_{Eq} es la Rigidez equivalente, K_{Diag} es la rigidez de la diagonal y K_{Dis} es la rigidez efectiva del disipador.

En la Figura 109 se presenta el modelo de análisis de un disipador TADAS sobre un contraviento tipo Chevron (V invertida).

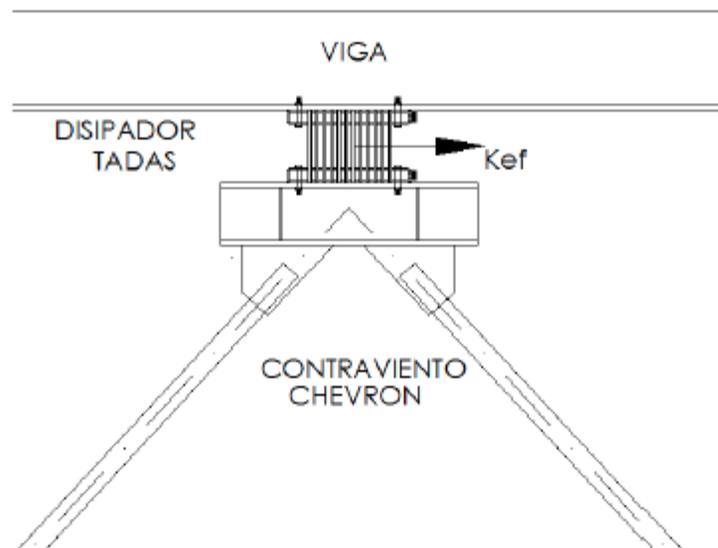


Figura 109. Disipador TADAS en un contraviento tipo V invertida

Fuente: (Aguiar, García, et al., 2016)

Una parte muy importante en el diseño de estructuras con sistemas de amortiguamiento es el balance de energía, para poder delimitar las deformaciones dependiendo de las propiedades de la estructura, este balance viene dado por la ecuación (129).

$$E = E_E + E_D + E_C + E_P \quad (129)$$

Donde, E es la energía acumulada, E_E es la energía elástica, E_D es la energía disipada, E_C es la energía cinética y E_P es la energía potencial.

Luego de un evento sísmico considerable las energías cinética y potencial son cero o muy cercano a cero por lo que no se consideran en este cálculo, el rendimiento de estos disipadores solo se puede mejorar a través de la reducción de la ductilidad o la demanda de disipación de energía por histéresis (Tena & Nangullasmú, 2013).

6.8.1.2 Energía de disipación

La energía de disipación es la porción de energía disipada en un ciclo de histéresis la cual se obtiene mediante la ecuación (130).

$$E_D = 4\Delta_y(F_u\mu - F_u) \quad (130)$$

6.8.1.3 Energía elástica

La energía elástica de un ciclo de histéresis del disipador se calcula mediante la ecuación (131).

$$E_E = \frac{F_u * \mu * \Delta y}{2} \quad (131)$$

6.8.1.4 Ductilidad

Se entiende por ductilidad a la capacidad que tiene un material estructural de soportar deformaciones producidas por solicitaciones externas sin fallar más allá del rango elástico. Muchas veces este término es confundido con la capacidad de

disipación de energía de un material estructural (capacidad que tiene un material de trabajar en el rango inelástico sin perder su resistencia) (Mayorga, 2012).

Este parámetro debe ser tratado con mucho cuidado en el cálculo estructural, ya que la mayoría de los elementos con la misma ductilidad sometidos a las mismas sollicitaciones no siempre se comportan igual, en la Figura 110 se presenta mediante un gráfico este fenómeno (Mayorga, 2012).

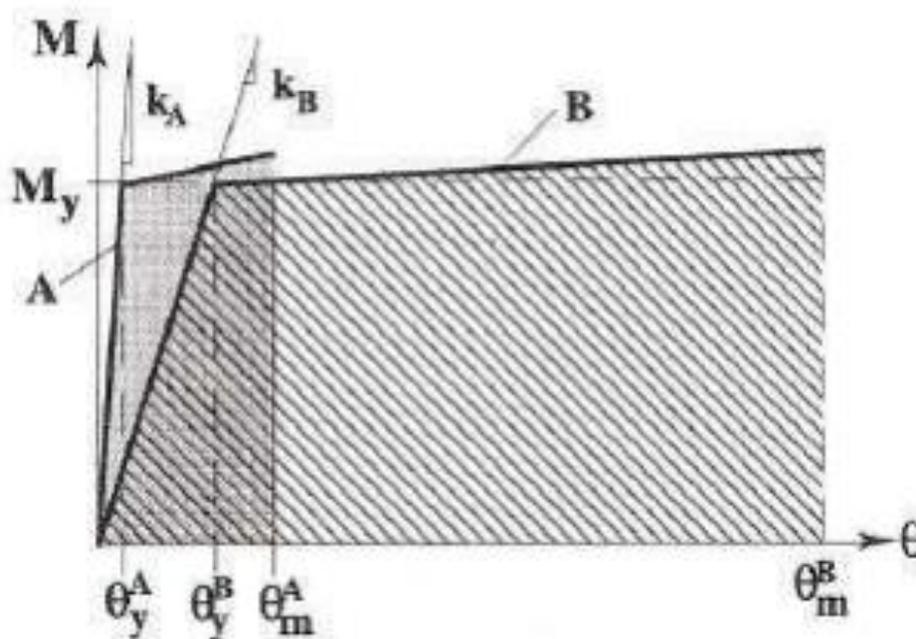


Figura 110. Comportamiento de elementos con la misma ductilidad

Fuente: (Mayorga, 2012)

En la Figura 110 se observa que el elemento B aun teniendo la misma ductilidad que el elemento A, tiene mayor resistencia a las sollicitaciones presentadas en el ensayo.

Para el presente trabajo de investigación, tratando de ser conservadores y al no poder realizar ensayos de ductilidad a los elementos de los disipadores TADAS, se

toma como valor $\mu=10$ para un desplazamiento máximo Δu de 1.51 cm, debido a que en investigaciones previas como la de Tena & Nangullasmú (2013) se logró establecer un rango de ductilidad para estos elementos que van de 10 a 14, con un porcentaje de amortiguamiento del 5 %.

La ductilidad también se puede obtener por medio de la ecuación (132).

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (132)$$

Donde, Δu es el desplazamiento máximo del disipador, Δy es el desplazamiento lateral por fluencia.

6.8.1.5 Amortiguamiento equivalente

Para los disipadores tipo TADAS según Aguiar, García, et al. (2016) se considera el amortiguamiento de tipo viscoso y se lo calcula según la ecuación (133).

$$\xi_{eq} = \frac{2\Delta_y * (K_{DDE} - K_2) * (\mu\Delta_y - \Delta_y)}{\pi W_n^2 * (\mu\Delta_y)^2} \quad (133)$$

Donde, W_n es la frecuencia natural de disipador en función de la rigidez efectiva K_{DDE} y de su la masa sobre el mismo, K_{DDE} es la rigidez efectiva del disipador, K_2 es la rigidez plástica del disipador, μ es el coeficiente de ductilidad del disipador.

6.8.1.6 Coeficiente de amortiguamiento

Este coeficiente es del disipador y se lo puede expresar en función del factor de amortiguamiento equivalente mediante la ecuación (134) (Aguiar, García, et al., 2016).

$$C = \frac{2\Delta_y * (K_{DDE} - K_2) * (\mu\Delta_y - \Delta_y) * T}{\pi^2 * (\mu\Delta_y)^2} \quad (134)$$

Donde, T es el periodo fundamental de vibración de la estructura.

6.8.1.7 Diseño de las diagonales

Para el diseño de las diagonales que soportaran el dissipador, primeramente, se debe definir su rigidez mediante la ecuación (135), luego de eso se debe verificar que estos elementos se mantengan en el rango elástico cuando los dissipadores desarrollen su cortante último de ductilidad, mediante la ecuación (136) se encuentra la carga axial máxima que resistirá cada diagonal (Tena & Nangullasmú, 2013).

$$K_{dia} = \frac{E * A}{L} \quad (135)$$

Donde, E es el módulo de elasticidad de las diagonales, A es el área de las diagonales y L es la longitud de las diagonales.

$$P_{diag} \geq \frac{Fu}{2 * \cos \alpha} \quad (136)$$

$$Fu = K_{EDD} * \mu * \Delta_y \quad (137)$$

Donde, Fu es la fuerza de cortante plástico última, α es el ángulo de la diagonal con el eje horizontal de la estructura.

Esa carga debe tener un factor de seguridad contra el pandeo de 1.5 mediante el cumplimiento de la siguiente condición:

$$\frac{KL}{r} < 5.88 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (138)$$

Donde $K=1$ para diagonales según (McCormac & Csernak, 2012), r es el radio de giro, $E=2,100,000$, $F_y= 2,530$ del acero A36, L es la longitud de la diagonal.

Para el diseño de las diagonales se utiliza la ecuación (139).

$$P_{diag} = \frac{R_c}{1.5} \quad (139)$$

Donde R_c es la resistencia de la diagonal y se calcula mediante la ecuación (140).

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} * A \quad (140)$$

$$\lambda = \frac{Kl}{r} * \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 * E}} \quad (141)$$

Donde, n es un coeficiente adimensional que depende de la sección transversal del elemento en este caso es igual a 1.4.

A continuación, se procede a realizar el cálculo de un disipador TADAS tipo, para esto se seleccionará el marco más vulnerable y con esto se colocará en todos los marcos el mismo disipador diseñado en estas condiciones.

6.8.1.8 Presentación de resultados

En la Tabla 45, se presenta las características geométricas y mecánicas del dispositivo TADAS.

Tabla 45.*Propiedades físicas y mecánicas de los disipadores TADAS*

Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
b	20 cm	Fy	2,530 kg/cm ²
h	20 cm	Δu	1.78 cm
t	3.2 cm	E	2,100,000 kg/cm ²
T	0.771 s	N	30

6.8.1.8.1 Dispositivo TADAS

Para el cálculo de los disipadores (Tabla 46) se tomó como referencia las fuerzas encontradas en el pórtico 5 del primer piso de la estructura la misma que tiene las mayores fuerzas de tensión y compresión con valores de 79.21 tn y 78.79 tn (valores tomados del modelo realizado en un software especializado de estructuras) respectivamente.

Tabla 46.*Diseño de los dispositivos TADAS*

Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
Fy (tn)	129.536	Δu (cm)	1.77
Δy (cm)	0.1506	Kp (tn/cm)	22.730
K _{DEE} (tn/cm)	860.16	Keq (tn/cm)	64.768
Fu	194.304	α (grados)	50.49

Los valores de la energía de disipación, la energía elástica, la ductilidad, el amortiguamiento equivalente y el coeficiente de amortiguamiento de presentan en la Tabla 47.

Tabla 47.*Energías y amortiguamiento del dispositivo TADAS*

Parámetro	Valor
ED (tn)	683.71

Continúa 

EE (tn)	73.44
ξ_{eq}	0.74
C (tn)	11.77
μ	10

6.8.1.8.2 Diagonales para el dispositivo TADAS

Las diagonales utilizadas para este apartado son las mismas que se calcularon en el reforzamiento mediante diagonales rigidizadoras (apartado 6.5), en la Tabla 48 se resumen las características de las mismas.

Tabla 48.

Propiedades de las diagonales para los dispositivos TADAS

Tamaño (mm)	Espesor (mm)	Área (cm ²)	Inercia (cm ⁴)	Módulo Elástico (cm ³)	Módulo Plástico (cm ³)	L (cm)
250 x 250	10	93.42	8841.86	707.35	832.79	369

Se presenta en la Tabla 49 el cálculo de las diagonales Chevron que soportaran al disipador TADAS.

Tabla 49.

Diseño de las diagonales Chevron

Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
K	1	KL/r	37.93
r	9.73	Fu (tn/cm)	97.54
α (grados)	50.49	Fu/2cos α (tn)	31.03
λ	0.42	Rc	223.32
F. S	1.5	P diag. Calc (tn)	148.88

$$\therefore 31.03 \text{ tn} \leq 148.88 \text{ tn} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

En base a los resultados obtenidos se llega a la conclusión que el sistema disipador-diagonal funciona correctamente y no necesita ser evaluado bajo otras circunstancias.

6.8.2 Resultados del modelo estructural con disipadores de energía tipo TADAS

El análisis del modelo estructural se realizará en base a los mismos parámetros con los cuales se analizó el reforzamiento estructural con diagonales rigidizadoras.

6.8.2.1 Control de periodos

El periodo fundamental obtenido mediante los parámetros que establece la norma NEC-15, es de:

$$T_a = 0.771 \text{ s}$$

El periodo fundamental obtenido en el primer modo de vibración del modelo de reforzamiento estructural es de:

$$T_a = 0.85 \text{ s}$$

$$\%variacion = 1.1 \% \rightarrow \text{CUMPLE}$$

6.8.2.2 Control de modos de vibración

A continuación, en la Figura 111 se presenta los modos de vibración de la estructura reforzada mediante los disipadores de energía TADAS y el porcentaje de participación modal de la masa.

TABLA DE PARTICIPACION MODAL										
Caso	Modo	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ	COMPROB.	MOVIMIENTO
		sec								
CASOS MODALES	1	0.85	0.7036	0.0035	0.7036	0.0035	0.0018	0.0018	0.26	TRASLACION
CASOS MODALES	2	0.797	0.0039	0.6934	0.7075	0.697	1.29E-05	0.0019	0.00	TRASLACION
CASOS MODALES	3	0.475	0.0011	0.0001	0.7086	0.697	0.7147	0.7165	64972.73	TORSION
CASOS MODALES	4	0.259	0.1289	0.0007	0.8374	0.6978	0.0002	0.7167	0.16	TRASLACION
CASOS MODALES	5	0.247	0.0143	0.001	0.8518	0.6988	3.75E-05	0.7168	0.26	TRASLACION
CASOS MODALES	6	0.24	0.001	0.1425	0.8528	0.8413	1.90E-05	0.7168	0.01	TRASLACION
CASOS MODALES	7	0.154	0.0012	3.76E-05	0.854	0.8414	0.1214	0.8382	10116.67	TORSION
CASOS MODALES	8	0.151	0.0017	0	0.8557	0.8414	0.0093	0.8475	547.06	TORSION
CASOS MODALES	9	0.143	1.11E-05	0.0095	0.8557	0.8509	2.52E-06	0.8475	0.03	TRASLACION
CASOS MODALES	10	0.143	1.50E-05	7.43E-06	0.8557	0.8509	0.0012	0.8487	7984.03	TORSION
CASOS MODALES	11	0.142	1.17E-06	0.0001	0.8557	0.851	0.0002	0.8489	200.00	TORSION
CASOS MODALES	12	0.142	1.10E-05	0.0003	0.8557	0.8513	0.0005	0.8494	166.67	TORSION
CASOS MODALES	13	0.141	0.042	0.0001	0.8977	0.8513	0.0003	0.8497	0.71	TRASLACION
CASOS MODALES	14	0.138	6.41E-07	0	0.8977	0.8513	0.0002	0.8499	31186.65	TORSION
CASOS MODALES	15	0.138	0	0.0002	0.8977	0.8515	0.0002	0.8501	100.00	TORSION
CASOS MODALES	16	0.138	1.87E-05	0.0109	0.8977	0.8624	4.18E-06	0.8501	0.04	TRASLACION
CASOS MODALES	17	0.137	0	0.0002	0.8977	0.8625	0	0.8501	0.00	TRASLACION
CASOS MODALES	18	0.127	0.0002	0.0393	0.8979	0.9018	0.0001	0.8502	0.25	TRASLACION
CASOS MODALES	19	0.116	0.0071	0.0004	0.905	0.9022	0.0004	0.8506	5.63	TRASLACION
CASOS MODALES	20	0.106	0.0009	0.0003	0.906	0.9025	0.0001	0.8507	11.11	TRASLACION
CASOS MODALES	21	0.103	0.0002	0.0079	0.9061	0.9103	0.0004	0.8511	5.06	TRASLACION

Figura 111. Participación de la masa en los casos modales y modos de vibración de la estructura con disipadores tipo TADAS

En la Figura 111 se observa que los dos primeros modos de vibración tienen movimientos traslacionales y el tercer modo es rotacional, lo que nos indica que la estructura posee buen comportamiento sísmico.

6.8.2.3 Control de derivas

El control de derivas de piso ya con el reforzamiento estructural mediante dispositivos TADAS se presenta en la Tabla 50.

Tabla 50.

Derivas de piso con el modelo de reforzamiento mediante TADAS

Piso	Sismo estático (%)		Sismo dinámico (%)	
	X	Y	X	Y
Terraza	0.81	0.76	0.72	0.72
Quinto piso	1.21	1.08	1.03	1.03
Cuarto piso	1.17	1.06	0.99	0.99
Tercer piso	1.21	1.12	0.99	0.99

Continúa



Segundo piso	1.21	1.06	0.98	0.98
Primer piso	1.03	0.85	0.9	0.9
Planta baja	0.58	0.27	0.54	0.54

Se observa en la Tabla 50 que los porcentajes de las derivas de piso del edificio de la COGMAR cumplen con los requerimientos presentados en la NEC-15, por ende, la estructura es estable.

6.8.2.4 Control del cortante dinámico y estático

A continuación, en la Figura 112 se presenta la corrección del cortante estático de la estructura y en la Figura 113 se presenta la corrección del cortante dinámico.

11. CORRECCION DEL CORTANTE BASAL				
11.1 Sismo estático				
Peso total de la estructura (W)=	2057.59	t		
Carga muerta (W)=	797.52	t		
Peso total de la estructura + Carga muerta (W)=	2855.11	t		
Costante Basal Inicial (V)=	0.1425			
Fuerza horizontal calculada (Vo)=	406.85			
			FACTOR	1.0000
Fuerza horizontal ETABS (Vo) - X=	406.85			
Fuerza horizontal ETABS (Vo) - Y=	406.85			
Cortante Basal Corregido (Vo)=	0.1425		Ok	
	0.1425		Ok	

Figura 112. Corrección del cortante estático de la estructura para el reforzamiento con disipadores TADAS

11.1 Sismo dinámico				
	EJE X-X	EJE Y-Y	Resultante	
Fuerza Dx (F)=	351.78	18.78	352.28093	
Fuerza Dy (F)=	375.04	18.78	375.50991	
%sismo (Dinamico/Estatico)	87%	92%		
Factor aceleración corregido (ϵ)=	11.3259	10.6253		
	OK	OK		

Figura 113. Corrección del cortante dinámico de la estructura para el reforzamiento con disipadores TADAS

Como se puede observar en los apartados anteriores, la estructura se encuentra corregida y estabilizada para soportar cargas sísmicas mediante la utilización de dispositivos de disipación de energía TADAS.

CAPITULO VII

7. Presupuesto referencial para las dos alternativas de reforzamiento

En el presente capítulo se presenta un presupuesto referencial de los dos tipos de reforzamientos presentados en el capítulo anterior, los análisis fueron realizados en el software de análisis de costos PROEXCEL- 2018.

Los precios de los materiales se tomaron como referencia los expresados en la revista de la Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON) de mayo-2019.

7.1 Reforzamiento mediante diagonales rigidizadoras

En la Tabla 51 se presenta el resumen de los rubros más importantes para la ejecución de la alternativa de reforzamiento 1.

Tabla 51.

Presupuesto referencial para el reforzamiento con diagonales rigidizadoras

Ítems	Denominación	Un	Cantidad	Precio unitario	Precio total
1	Tareas Previas				\$ 1,093,222.60
1.1	Derrocamiento de mampostería	m2	2500.00	\$ 4.01	\$ 10,025.00
1.2	Acero para estructuras metálicas tipo A36	kg	257154.00	\$ 3.65	\$ 938,612.10
1.3	Hormigón f'c 180 para columnas	m3	350.00	\$ 45.00	\$ 15,750.00
1.4	Mampostería de bloque liviano	m2	1250.00	\$ 13.80	\$ 17,250.00
1.5	Aditivo expansor	m3	0.90	\$ 30,000.00	\$ 27,000.00
1.6	Mortero 1:3	m3	35.66	\$ 450.00	\$ 16,047.00
1.7	Aditivo para anclaje	m3	0.02	\$ 25,000.00	\$ 500.00
1.8	Limpieza y pintura de acero estructural	kg	257154.00	\$ 0.25	\$ 64,288.50

Continúa



1.9	Limpieza	m2	2500.00	\$ 1.50	\$ 3,750.00
2	Imprevistos	u	2500.00	\$ 3.50	\$ 8,750.00
SUBTOTAL					\$ 1,101,972.60
IVA 12%					\$ 132,236.71
TOTAL					\$1,234,209.31

SON: UN MILLÓN CIENTO UN MIL NOVECIENTOS SETENTA Y DOS CON 60/100 DÓLARES.

7.2 Reforzamiento mediante disipadores de energía tipo TADAS

En la Tabla 52 se presenta el resumen de los rubros más importantes para la ejecución de la alternativa de reforzamiento 2.

Tabla 52.

Presupuesto referencial para el reforzamiento con disipadores de energía tipo TADAS

Ítems	Denominación	Un	Cantidad	Precio unitario	Precio total
1	Tareas Previas				\$ 1,085,922.60
1.1	Derrocamiento de mampostería	m2	2500.00	\$ 4.01	\$ 10,025.00
1.2	Acero para estructuras metálicas tipo A36	kg	255154.00	\$ 3.65	\$ 931,312.10
1.3	Hormigón f'c 180 para columnas	m3	350.00	\$ 45.00	\$ 15,750.00
1.4	Mampostería de bloque liviano	m2	1250.00	\$ 13.80	\$ 17,250.00
1.5	Aditivo expansor	m3	0.90	\$ 30,000.00	\$ 27,000.00
1.6	Mortero 1:3	m3	35.66	\$ 450.00	\$ 16,047.00
1.7	Aditivo para anclaje	m3	0.02	\$ 25,000.00	\$ 500.00
1.8	Limpieza y pintura de acero estructural	kg	257154.00	\$ 0.25	\$ 64,288.50
1.9	Limpieza	m2	2500.00	\$ 1.50	\$ 3,750.00

Continúa 

2	Disipadores TADAS	u	48.00	\$ 2,500.00	\$ 120,000.00
2.1	Imprevistos	u	2500.00	\$ 3.50	\$ 8,750.00
				SUBTOTAL	\$ 1,214,672.60
				IVA 12%	\$ 145,760.71
				TOTAL	\$1,360,433.31

SON: UN MILLÓN TRES CIENTOS SESENTA MIL CUATROCIENTOS TREINTA Y TRES CON 31/100 DÓLARES.

Una vez analizado los precios de las propuestas de reforzamientos se concluye que el método de las diagonales rigidizadoras, es el más económico sobre el método de disipadores de energía TADAS, por lo cual este sería el proyecto recomendado para la rehabilitación del edificio de la COGMAR.

CAPITULO VIII

8. Conclusiones y Recomendaciones

8.1 Conclusiones

- No se puede descartar la posibilidad de ocurrencia de un sismo de magnitud 6 Mw o superiores en la ciudad de Quito. En la actualidad la mayoría de estructuras no se encuentran en capacidad de soportar un sismo de esta magnitud, por lo que es indispensable realizar el estudio y rehabilitación de las edificaciones de la ciudad.
- Los estudios de mecánica de suelos en el sector, mediante el ensayo de refracción sísmica, nos arrojó como resultados que el Complejo Ministerial de Defensa está asentado sobre suelo tipo D y E, es decir sobre suelo con arcilla y roca blanda.
- Como resultado final de la aplicación de la metodología FEMA P-154 a las ocho (8) estructuras del Complejo Militar de Defensa, se tiene que el 72% de las estructuras analizadas necesitan una evaluación estructural detallada, esto se debe principalmente a que son de la categoría C3 (sistema estructural con mampostería no reforzada de relleno), y están asentadas sobre suelo tipo D y E, lo que disminuye el puntaje básico inicial, existen igual estructuras patrimoniales que en el transcurso de los años han recibido readecuaciones que mejoran su puntaje inicial en +1.2 y no necesitarían evaluación estructural detallada.
- La edificación más vulnerable luego del estudio con la metodología FEMA P-154, es el edificio de la Comandancia General de Marina (COGMAR), con un puntaje

de -1.2, debido principalmente a que esta estructura se encuentra situada en una porción de suelo tipo E.

- Como resultado de los estudios estáticos y dinámicos detallados del edificio de la COGMAR, se tiene derivas de piso que van desde 87% al 16% en sismo estático y de 3.86% a 0.6% en el sismo dinámico, esto debido a que el sistema constructivo de esta edificación es de losas planas, es decir, diseñadas únicamente para soportar cargas verticales mas no cargas laterales sísmicas, además que la estructura en mención en el transcurso de los años ha sufrido incrementos considerables de masa que aumentan el cortante basal y por ende la hace más vulnerable a eventos sísmicos.
- Para modelar la estructura y transformarla a sistema sismorresistente, se propone el encamisado de columnas con placas de acero con la cual se formaría una sección compuesta, igualmente se propone colocar vigas de acero tipo IPE bajo la losa, para formar marcos que ayuden a disipar las cargas laterales sísmicas, de igual manera que nos permita controlar el punzonamiento de las losas.
- Se propone la reducción de cargas en la estructura mediante el derrocamiento de la mampostería interior, al ser esta de ladrillo colorado, aumenta considerablemente el peso de la estructura, en su lugar se recomienda la colocación de mampostería de bloque liviano en las separaciones de oficinas y de mamparas de madera o de acero liviano tipo Steel framing en el interior de las oficinas. Igualmente se recomienda la eliminación de la cisterna ubicada en el quinto piso de la estructura.

- El reforzamiento mediante la colocación de diagonales rigidizadoras de acero ayudaron a disminuir las derivas de piso en todo el sistema estructural, con valores que van desde 1% a 0.49% en el sismo estático y de 0.81% a 0.4% en el sismo dinámico, debido a que estos elementos ayudan a dar mayor rigidez a la estructura.
- La propuesta de reforzamiento mediante la colocación de disipadores de energía TADAS, ayuda a la estructura a disminuir las derivas de piso con valores que van desde 1.21% a 0.58% en el sismo estático y de 1.03% a 0.54% en el sismo dinámico, lo que indica que, si bien estos elementos proporcionan mayor rigidez a la estructura, permiten que esta tenga una cierta flexibilidad, comparado con la propuesta anterior, para desplazarse y regresar a su posición de inicio en un evento sísmico.
- La capacidad de disipar energía que poseen los dispositivos TADAS, dependen principalmente de la ductilidad de los elementos de los que están formados, por lo que es de vital importancia realizar ensayos previos al diseño del reforzamiento con estos dispositivos.
- La implementación de estos métodos de reforzamiento, a pesar de representar un incremento económico considerable, la experiencia ha demostrado que es una inversión muy rentable, en vista que, este sistema garantiza la reducción total o parcial de daños a la estructura dando garantía de supervivencia a las personas que la ocupan.

- Como parte sustancial de este estudio, es formar una cultura de prevención, mediante el análisis de vulnerabilidad sísmica, igualmente de incentivar la buena práctica constructiva, mediante la aplicación de todas las normas en los diseños estructurales, no solo para los ingenieros, sino también a las personas inmersas en la industria de la construcción.

8.2 Recomendaciones

- El edificio de la COGMAR, fue construido en el año de 1967, en esa época los códigos de construcción permitían diseñar y construir estructuras sin considerar las cargas sísmicas, motivo por el cual esta y más estructuras contemporáneas, deben ser reforzadas para soportar las cargas laterales con cualquier técnica de reforzamiento.
- Como una consideración muy importante, inclusive si no se decide en proceder con el reforzamiento del edificio de la COGMAR, es que se debería eliminar el tanque cisterna de agua ubicado en el quinto piso del edificio de la COGMAR, en vista que este elemento estructural proporciona cargas muy altas que pueden ocasionar el colapso de la estructura ante un evento sísmico.
- Los análisis y propuestas desarrolladas en este proyecto, se centran únicamente en la superestructura, es decir desde el nivel del suelo hacia arriba, se recomienda antes de elegir cualquier método de reforzamiento, realizar un estudio de las cimentaciones donde está asentada la edificación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R. (2008). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. (E. P. del E. Centro de Investigaciones Científicas, Ed.) (Primera). Sangolquí, Ecuador.
- Aguiar, R. (2017). *Microzonificación sísmica de Quito*. Researchgate.
- Aguiar, R., García, L., Menéndez, E., Zevallos, M., & Palacios, J. (2016). *Análisis y reforzamiento de una estructura afectada por el terremoto del 16 de abril de 2016*. REMAT, 1(3), 1–16.
- Aguiar, R., Zevallos, M., Palacios, J., García, L., & Menéndez, E. (2016). *Reforzamiento de estructuras con disipadores de energía*. (I. P. de G. e H. IPGH, Ed.) (Primera). Portoviejo-Ecuador.
- Aguilar, L. D. (2015). *Evaluación estructural mediante el FEMA 154 del NEC y propuesta de reforzamiento de la Institución Honrar la Vida del D.M.Q.* Universidad Central del Ecuador.
- AISC 341-10. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.
- AISC 358-16. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications ANSI/AISC 358-16*.
- AISC 360-16. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 360-16*.
<https://doi.org/111>
- Al-Chaar, G. (2002). *Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*. US Army Corps of Engineering, (January), 88.

<https://doi.org/10.1016/j.ijproman.2014.06.002>

Alvarado, J. (2008). *Análisis y diseño de un edificio de concreto reforzado estructurado con el sistema losa plana en Zona I del D.F. bajo uso de software de diseño (STAAD Pro. 2007 y ETABS V.9.0)*. Instituto Politécnico Nacional.

Alvarez Valadez, O., & Cházaro Rosario, C. (2010). El Acero Hoy. *Estructura de Acero*, 1(55), 54. Retrieved from <https://www.mendeley.com/viewer/?fileId=3793542f-2ad3-4d35-3bc1-9bddf9629536&documentId=8254c3a3-80ec-3840-8b94-c7ddb9e77688>

American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de Reglamento para el Concreto Estructural (ACI 318S-14)* (Vol. 22). <https://doi.org/10.2307/3466335>

Aponte, J. (2011). *Evaluación de Métodos No Convencionales de Caracterización Geotécnica*. Pontificia Universidad Javeriana.

Arce, S. (2011). *Aplicacion de la metodología HAZUS MH en análisis de Riesgo Sísmico en la infraestructura del anillo Metropolitano de transporte de electricidad*, 39.

ASTM International. (2000). *D 5777-00 Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation*. *Annual Book of ASTM Standards*, 04(08), 1–14. <https://doi.org/10.1520/D5777-00R11E01>

Beauval, C., Marinière, J., Yepes, H., Audin, L., Nocquet, J. M., Alvarado, A., ... Jomard, H. (2018). *A New Seismic Hazard Model For Ecuador*. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108(3), 1443–1464. <https://doi.org/10.1785/0120170259>

- Bonett, R. L. (2003). Vulnerabilidad y daño sísmicos : *concepto y evaluación*. In U. P. de Catalunya (Ed.), *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios*. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada (pp. 9–46). Retrieved from <http://hdl.handle.net/2117/93542>
- Borja, L., & Torres, M. (2015). *Diseño del Reforzamiento Estructural de un Edificio de Departamentos de 4 Plantas Ubicado en el Sector Quitumbe, Ciudad de Quito, Provincia de Pichincha*. Escuela Politécnica Nacional. Retrieved from <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/11859>
- Cando, W., Jaramillo, Ó., Bucheli, J., & Paredes, X. (2018). *Evaluación Técnico-Visual de las estructuras según NEC-SE-RE en el sector “La Armenia 1” para la determinación de riesgo ante fenómenos naturales específicos*. *Revista PUCE*, 106, 111–139.
- Centeno, I., & Pérez, C. (2017). *Análisis comparativo entre el método estático equivalente y el método por desempeño sísmico en el diseño de edificios de estructuras de acero*. Universidad de El Salvador.
- Cevallos, A., Burbano, A., Moreano, R., & Caiza, P. (2018). *Vulnerabilidad de estructuras en base a los periodos de vibración*. *Congreso de Ciencia y Tecnología ESPE*, 13(1), 33–36. <https://doi.org/10.24133/cctespe.v13i1.777>
- Chávez, B. (2016). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Quito - Ecuador y riesgo de pérdida*.
- Chunga, K., & Aguiar, R. (2013). *Microzonación sísmica del Centro Norte de Quito* .

Segunda Jornada de " Investigación científica desde las Aulas (2013).

Coyago, H. (2016). *Desarrollo de un programa en Excel para diseñar placas Gusset*. Aplicación a una estructura con disipadores de energía de UFA-ESPE. *Ciencia*, 18(3).

Do-Soo, M., Young-Joo, L., & Sangmok, L. (2018). *Fragility Analysis of Space Reinforced Concrete Frame Structures with Structural Irregularity in Plan*. *Journal of Structural Engineering*, 144(8), 4018096. <https://doi.org/10.1161/ATVBAHA.107.154294>

EPN. (1994). The Quito, Ecuador, earthquake risk management project, (May 2014).

FEMA-350. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*.

FEMA. (2015). *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook* (Third). <https://doi.org/10.4231/D3M90238V>

FEMA. (2016). *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: Supporting Documentation*. *Disaster Prevention and Management: An International Journal* (Vol. 12). <https://doi.org/10.1108/dpm.2003.07312dab.015>

Ghiglione, M. C. (2002). *Diques clásicos asociados a deformación transcurrente en depósitos sinorogénicos de Mioceno inferior de la Cuenca Austral*. *Revista de La Asociación Geológica Argentina*, 57(2), 103–118.

González, Ó. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado* (4a. ed.). México:

Limusa. Retrieved from <http://ciczac.org/Documentos pdf/Manuales y Aplicaciones/Manuales y aplicaciones de Interes/CONCRETO CUEVAS ULTIMO.pdf>

González, R., & Pájaro, G. (2015). *Comparación entre el método estático equivalente (Norma COVENIN 1756) y el método de análisis no-lineal propuesto por el ATC-40 y FEMA 356 para el diseño sismorresistente de una estructura regular Tipo I*. Universidad Central de Venezuela.

María Belén Arízaga Pino, & Coka, S. G. O. (2014). *“Análisis Y Diseño Sismorresistente De Conexiones Rígidas Para Secciones Tubulares.” Tesis.*

Mauricio, D., & Oñate, S. (2017). *Comportamiento de conexión losa columna en porticos con vigas vanda en nudos interiores*. Escuela politecnica nacional.

Mayorga, C. (2012). *Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo arriostamiento de pandeo restringido. Parte 2 / Mechanical characterization and structural modeling of a buckling restrained braces used as a passive energy dis.* Universidad Nacional de Colombia. Retrieved from <http://www.bdigital.unal.edu.co/7844/>

McCormac, J., & Csernak, S. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero (Quinta)*. México: Alfaomega.

NEC-SE-AC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC: NEC-SE-AC - Estructuras de Acero*. In Norma Ecuatoriana de la Construcción.

NEC-SE-CG. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC: NEC-SE-CG -*

Cargas (No Sísmicas). In Norma Ecuatoriana de la Construcción (pp. 1–32).

NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC: NEC-SE-DS - Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente*. In Norma Ecuatoriana de la Construcción (pp. 1–148).

Ortiz, Ó. (2013). *Sismotectónica y peligrosidad sísmica en Ecuador*. Madrid, Curso 2012-2013, 1, 46. Retrieved from <http://repositorio.educacionsuperior.gob.ec/bitstream/28000/1221/1/T-SENESCYT-000352.pdf>

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*. Universidad Politécnica de Madrid. <https://doi.org/10.1016/j.enpol.2008.03.022>

Parra, H., Benito, M., Gaspar, J., Fernández, A., Luna, M., & Molina, X. (2018). *Estimación de la peligrosidad sísmica en Ecuador continental*.

Quinde, P., & Reinoso, E. (2016). *Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca*. *Ingeniería Sísmica*, 26(94), 1–26. Retrieved from http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2016000100001&lng=es&tlng=es.

Rivera Zeta, M., Piedra Rubio, R., & Paripanca Garcia, Y. (2016). *Ensayos geofísicos de refracción sísmica y medición de ondas de corte (MASW y MAM) para usos de*

cimentación en obras de edificaciones. CIVILIZATE, 8. Retrieved from <http://revistas.pucp.edu.pe/index.php/civilizate/article/viewFile/18630/18868>

Rodríguez, J. (2005). *Aplicacion del método Italiano del índice de vulnerabilidad sísmica en viviendas del asentamiento humano "El Atillo" en el distrito del Rimac*. Universidad Nacional de Ingeniería.

Salcedo, J. (2018). *Gran deslizamiento de tierra destruye un pueblo en Cusco*. Retrieved from <https://larepublica.pe/sociedad/1205200-gran-deslizamiento-de-tierra-destruye-un-pueblo-en-cusco>

Santamaría, D. (2017). *Análisis y diseño sismoresistente del reforzamiento estructural para el edificio Silva Núñez según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15*. Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE.

Tena, A., & Nangullasmú, H. (2013). *Diseño Sísmico De Marcos No Dúctiles De Concreto Reforzado Con Disipadores De Energía Histeréticos: Definición de parámetros de diseño*. *Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Inf*, 13(2), 275–299.

Vargas, P. (2017). *Análisis comparativo de un edificio residencial, irregular de 5 pisos realizado mediante 2 tipos de conexiones precalificadas por el AISC 358-10: Conexión de plancha de ala emperrada (BFP) y sección de viga reducida (RBS)*. Universidad Técnica de Ambato.

Vivienda, M. de desarrollo urbano y. (2014). ACUERDO-0028-NORMAS-NEC2.pdf.

Yepes, H. (2014). *Breve reseña de los sismos provenientes de la falla geológica de*

Quito que han afectado a la Capital. Retrieved from
<https://www.igepn.edu.ec/cayambe/898-breve-reseña-de-los-sismos-provenientes-de-la-falla-geológica-de-quito-que-han-afectado-a-la-capital>

ANEXOS