



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
VICERRECTORÍA INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO
DIRECCION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
MAESTRIA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SÍSMICA

Tesis para la obtención del grado de
Máster en
Ingeniería Estructural y Sísmica

Evaluación del comportamiento estructural de una edificación de mediana altura en acero mediante un diseño sismorresistente convencional y otro por medio del uso de aisladores sísmicos

Elaborado por:

Ing. Gino Guidi Moreno

Tutor de tesis:

Ing. Orlando Cundumi Sánchez, M.Sc., PhD.

Managua, Nicaragua - Junio 2024

DEDICATORIA

Primero y ante todo, mi más profunda gratitud a Dios, por ser mi guía y fuente de fortaleza en cada paso de este viaje. Su presencia inquebrantable ha sido la luz que me ha guiado a través de los desafíos y las alegrías de este recorrido académico.

A mi amada familia, mi compañera de vida Marisol y mis hijos Justin, Ashley y mi princesa Gianna, quienes son el corazón de mi mundo. Gracias por su amor incondicional, su apoyo incansable y su gran paciencia. Gracias por ser mi refugio y motivación constante. Cada palabra en estas páginas lleva un pedazo de la felicidad y el equilibrio que me brindan.

A mis queridos padres, Gino y Ana. Mis hermanos, Mau y Yadi, cuya fe inquebrantable en mis capacidades y su apoyo inagotable han sido pilares fundamentales en mi vida. Su amor y sabiduría han sido la base sobre la cual he construido mis sueños y aspiraciones.

A mi tío César, cuya influencia y ejemplo han sido fuente de inspiración continua. Su sabiduría y sus consejos han sido faros de luz en los momentos de duda y reflexión.

Finalmente, a mis compañeros de la maestría, Francisco y Humberto, por la camaradería, el apoyo mutuo y los momentos compartidos. Cada uno de ustedes ha enriquecido esta experiencia de maneras únicas e invaluables.

Esta tesis es el fruto de un viaje compartido, y cada uno de ustedes ha sido parte esencial de él. Con todo mi corazón, gracias.

AGRADECIMIENTO

Primero, mi más sincera gratitud a Dios, por ser mi guía y fortaleza constante en cada etapa de este viaje académico.

A toda mi familia, por su amor incondicional, apoyo y comprensión, que han sido el pilar fundamental de mi vida y de este logro.

Un agradecimiento especial a mi tutor, el Ing. Orlando Cundumi Sánchez, MSc.,PhD., por su sabiduría, orientación y apoyo inquebrantable a lo largo de mi investigación.

A la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) y su Dirección de Estudios de Posgrado, por brindarme la oportunidad de cursar esta maestría y por ser un espacio de crecimiento académico y personal.

A Fundextensus y todo su personal administrativo y docente, por su colaboración esencial en proporcionar una educación de alto nivel, en conjunto con la UNI, enriqueciendo mi experiencia académica.

A mis compañeros de maestría, Francisco Restrepo, Humberto Marín, David Cabezas, por el compañerismo, apoyo y las largas noches de estudio compartidas. Cada uno de ustedes ha sido parte esencial de este viaje.

Al proyecto Plaza El 27 y a la Arq. Michelle Rodríguez, por su autorización y apoyo en la idealización del proyecto que ha sido fundamental en mi investigación.

A AD Studio y a la Arq. Nancy Aymerich, por su valiosa colaboración en la conceptualización arquitectónica del proyecto.

A Alberto Borbón de Hulera Costarricense, por su entrevista y consejos enriquecedores sobre dispositivos de aislación sísmica.

A mis profesores: Ing. Nelson Lafontaine, PhD., Ing. Roberto Aguiar Falconi, Dr., Ing. Matías Valenzuela, PhD., Ing. Carlos Gómez T., MGIC, Esp., Carlos Alexander Jacomino, PhD., por sus valiosos aportes, consejos y dedicación en asesorarme durante este largo proceso.

A mis colegas: Ing. Gino Guidi S., MSc., Ing. César Guidi S., Ing. Gustavo Gómez O., Ing. Alex Vega V., MSc., Arq. Omar Bonilla S., Ing. Juan Guillermo Zeledón B., Ing. Luigi Madrigal H., Ing. Tobías Chacón S., por sus aportes desde una perspectiva profesional y práctica.

A la Universidad Central de Venezuela, ESRE Estructuras Resilientes, Norte Obras Civiles y a todos mis compañeros, por su diplomado en Diseño Internacional de Estructuras Sismorresistentes, cuyo alto nivel de contenido, enseñanza y docencia fue crucial en mi actualización de conocimientos aplicados en esta investigación.

A mi empresa de consultoría en ingeniería estructural y sísmica: Guidi Estructurales, mis socios Ing. Jose Luis Campos A. y Ing. Gino Guidi S., MSc., y a todos mis colaboradores, por su apoyo constante y su gran paciencia durante todo este proceso.

A mis clientes y amigos, por su presencia y aportes que enriquecieron esta experiencia.

Este trabajo es el resultado de un esfuerzo colectivo y cada uno de ustedes ha jugado un papel invaluable en él. Gracias de todo corazón.

RESUMEN

Esta investigación detalla un análisis comparativo del comportamiento estructural de una edificación de mediana altura en acero en San José, Costa Rica, utilizando tanto un diseño sismorresistente convencional como un enfoque innovador con aisladores sísmicos. A través de un meticuloso estudio, se concluye que la integración de sistemas de aislamiento sísmico es fundamental en regiones de alta actividad sísmica, no solo para mejorar la resistencia estructural, sino también para reducir significativamente los daños durante los terremotos.

Se destaca que, aunque las normativas actuales como las de la American Institute of Steel Construction son exhaustivas en cuanto a seguridad, existe una brecha en la inclusión de tecnologías avanzadas de aislamiento sísmico. La investigación demuestra que el uso de aislamiento sísmico optimiza la eficiencia de los elementos de acero, manteniéndolos mayoritariamente dentro del rango elástico y reduciendo la necesidad de disipación de energía. Esta eficiencia no solo mejora la protección estructural, sino que también simplifica los requisitos de diseño y construcción.

Los hallazgos revelan que las estructuras con aislamiento sísmico son más livianas, más económicas y ofrecen una reducción sustancial en la transmisión de fuerzas sísmicas. Además, se evidencia una notable disminución en las derivas y aceleraciones absolutas, lo que conlleva a una mayor seguridad y a la posibilidad de ocupación inmediata post-evento, especialmente relevante para estructuras esenciales como hospitales y centros de emergencia.

Este estudio subraya la necesidad de una continua actualización y expansión de las normativas de construcción para incluir metodologías avanzadas de análisis y diseño, así como tecnologías de aislamiento sísmico. Se recomienda enfáticamente la realización de

estudios de amenaza sísmica detallados y la aplicación de revisiones por terceros en proyectos de estructuras esenciales, garantizando así la máxima seguridad y resiliencia.

Esta investigación valida el aislamiento sísmico como una solución eficiente y económica en el diseño de estructuras sismorresistentes. Los hallazgos de este estudio no solo contribuyen significativamente al campo de la ingeniería estructural y sísmica, sino que también marcan un avance hacia la construcción de edificaciones más seguras, resilientes y sostenibles en regiones de alto riesgo sísmico.

ABSTRACT

This research details a comparative analysis of the structural behavior of a mid-rise steel building in San José, Costa Rica, utilizing both conventional seismic-resistant design and an innovative approach with seismic isolators. Through meticulous study, it concludes that integrating seismic isolation systems is crucial in high seismic activity regions, not only for enhancing structural resistance but also for significantly reducing damage during earthquakes.

It is highlighted that, while current standards like those of the American Institute of Steel Construction are comprehensive regarding safety, there is a gap in the inclusion of advanced seismic isolation technologies. The research demonstrates that the use of seismic isolation optimizes the efficiency of steel elements, keeping them predominantly within the elastic range and reducing the need for energy dissipation. This efficiency not only improves structural protection but also simplifies design and construction requirements.

The findings reveal that structures with seismic isolation are lighter, more economical, and offer a substantial reduction in seismic force transmission. Moreover, there is a notable decrease in drifts and absolute accelerations, leading to greater safety and the possibility of immediate post-event occupancy, particularly relevant for essential structures like hospitals and emergency centers.

This study underscores the need for continuous updating and expansion of construction norms to include advanced analysis methodologies and seismic isolation technologies. The firm recommendation is made for detailed seismic hazard studies and the application of third-party reviews in essential structure projects, thus ensuring utmost safety and resilience.

This research validates seismic isolation as an efficient and cost-effective solution in seismic-resistant structure design. The findings of this study not only contribute significantly to the field of structural and seismic engineering but also mark a progression towards the construction of safer, more resilient, and sustainable buildings in high seismic risk regions.

ÍNDICE GENERAL

Capítulo 1 – Aspectos generales de la investigación	1
1.1. Introducción	1
1.2. Antecedentes	3
1.3. Planteamiento del problema.....	4
1.4. Objetivos	6
1.4.1. Objetivo general	6
1.4.2. Objetivos específicos.....	6
1.5. Hipótesis.....	7
1.5.1. Hipótesis general	7
1.5.2. Hipótesis específicas	7
1.6. Justificación.....	8
1.7. Limitaciones.....	9
Capítulo 2 – Marco teórico	14
2.1. Filosofía de diseño sismorresistente.....	14
2.2. Amenaza sísmica en Costa Rica	15
2.3. Diseño sismorresistente en Costa Rica	17
2.3.1. Historia del Código Sísmico de Costa Rica	17
2.3.2. Análisis estático.....	18
2.3.3. Análisis dinámico modal espectral.....	19
2.3.4. Análisis dinámico no lineal (Time History)	21
2.4. Provisiones sísmicas para edificios de acero estructural de la AISC.....	22
2.4.1. Antecedentes	22
2.4.2. Consideraciones generales	23
2.4.2.1. Alcance	23
2.4.2.2. Solicitaciones y combinaciones de carga	25
2.4.2.3. Materiales	26
2.4.2.4. Elementos estructurales	26
2.4.2.4.1. Esbeltez de la sección	26
2.4.2.4.2. Zonas protegidas	28
2.4.2.5. Conexiones	30

2.4.2.6. Sistemas estructurales.....	32
2.4.2.6.1. Marcos ordinarios a momento (OMF).....	32
2.4.2.6.2. Marcos intermedios a momento (IMF).....	33
2.4.2.6.3. Marcos especiales a momento (SMF).....	34
2.4.2.6.4. Marcos especiales a base de armaduras (STMF).....	35
2.4.2.6.5. Marcos ordinarios arriostrados concéntricamente (OCBF).....	36
2.4.2.6.6. Marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF).....	37
2.4.2.6.7. Marcos arriostrados excéntricamente (EBF).....	39
2.5. Aislación basal.....	40
2.5.1. Principios de la aislación sísmica.....	40
2.5.2. Tipos de aisladores sísmicos.....	43
2.5.2.1. Aisladores elastoméricos.....	43
2.5.2.1.1. Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento (LDRB).....	44
2.5.2.1.2. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDRB).....	45
2.5.2.1.3. Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB).....	47
2.5.2.2. Aisladores de fricción o deslizadores friccionales.....	48
2.5.2.2.1. Aisladores de fricción con superficie deslizante de teflón.....	49
2.5.2.2.2. Aisladores de fricción con placa de acero inoxidable.....	50
2.5.2.2.3. Aisladores de fricción con dispositivos de amortiguación viscosa.....	52
2.5.2.2.4. Aisladores de fricción de doble deslizamiento.....	53
2.5.2.2.5. Aisladores de fricción con elementos elastoméricos.....	54
2.6. Consideraciones generales para el diseño.....	55
2.6.1. Normas técnicas para el análisis con aisladores.....	56
2.6.1.1. ASCE/SEI 7-22 (American Society of Civil Engineers).....	57
2.6.1.2. NEHRP Provisions (National Earthquake Hazards Reduction Program).....	58
2.6.1.3. EN 15129 (European Standard).....	61
2.6.1.4. Normas Japonesas (JIS).....	63
2.6.1.5. NCh 2745 (Chile).....	64
Capítulo 3 – Metodología.....	67
3.1. Tipo de investigación.....	67
3.2. Nivel de la investigación.....	68
3.3. Diseño de la investigación.....	69

3.4. Variables	69
3.4.1. Variables independientes.....	70
3.4.2. Variable dependiente.....	72
3.5. Inferencia de la investigación.....	73
3.6. Periodo de tiempo de la investigación	75
3.7. Población.....	76
3.8. Muestra.....	77
3.9. Técnicas de investigación	78
Capítulo 4 – Descripción del caso de estudio	81
4.1. Descripción general.....	81
4.2. Referencias arquitectónicas.....	82
4.3. Referencias estructurales.....	87
4.3.1. Estructuración convencional	87
4.3.2. Estructuración con base en aislamiento sísmico	88
4.4. Criterios de diseño.....	90
4.4.1. Códigos y Reglamentos.....	91
4.4.2. Materiales	91
4.4.3. Estudios preliminares	93
4.5. Cargas gravitacionales	95
4.5.1. Carga permanente.....	96
4.5.2. Carga temporal	98
Capítulo 5 – Análisis y diseño mediante un sistema sismorresistente convencional	100
5.1. Zonificación sísmica	100
5.2. Estados límites para diseño de estructuras	101
5.2.1. Estados límites de resistencia	101
5.2.2. Estados límites de servicio	102
5.3. Objetivos de desempeño ante eventos sísmicos.....	102
5.4. Estado límites para diseño de cimentaciones	104
5.4.1. Estado límite de falla.....	104
5.4.2. Estado límite de servicio	106
5.5. Sistema estructural	106
5.5.1. Clasificación de estructuras según la regularidad	113

5.5.1.1. Regularidad en altura.....	113
5.5.1.2. Regularidad en planta.....	113
5.6. Sistema de cimentación.....	116
5.7. Carga sísmica	118
5.7.1. Carga sísmica estática	120
5.7.2. Carga sísmica dinámica.....	121
5.8. Combinaciones de carga	126
5.9. Control de derivas y desplazamientos.....	127
5.10. Revisión del sistema de entrepiso	129
5.10.1. Diafragma rígido	130
5.11. Verificación de la ductilidad global asignada	133
5.12. Diseño estructural de los elementos de acero	137
5.12.1. Diseño de vigas del sistema compuesto	138
5.12.2. Diseño de vigas y columnas pórticos sistema SMF	139
5.12.3. Diseño de vigas y columnas pórticos sistema SCBF	141
5.12.4. Verificación de columna por carga sísmica amplificada.....	143
5.12.5. Verificación de control de rendimiento (Performance Check)	144
5.13. Diseño de conexiones en acero	146
5.14. Diseño de losa de cimentación.....	148
Capítulo 6 - Diseño del aislador sísmico	151
6.1. Lineamientos de diseño para aisladores sísmicos	151
6.2. Parámetros básicos en el desarrollo de diseño para aislamiento sísmico	151
6.3. Diagrama de flujo para el diseño del aislador sísmico tipo LRB.....	153
6.4. Procedimiento de diseño	154
6.6. Resultados del diseño de los aisladores	173
6.6. Datos comerciales del aislador.....	181
6.7. Datos para elementos link de Etabs	182
Capítulo 7 – Análisis y diseño estructural mediante el uso de aisladores sísmicos.....	185
7.1. Marco sismotectónico de Costa Rica y San José	186
7.2. Selección y escalamiento de registros de movimiento sísmico	188
7.3. Espectro de diseño (Espectro Objetivo).....	191
7.3.1. Desagregación sísmica	192

7.3.2. Selección de acelerogramas.....	195
7.3.3. Procedimiento de escalamiento	198
7.4. Análisis dinámico no lineal – ADNL (Tiempo Historia).....	201
7.4.1. Sistema estructural	201
7.4.2. Periodos y frecuencias modales	209
7.4.3. No linealidad en aisladores sísmicos.....	211
7.4.4. No linealidad en elementos estructurales	214
7.4.4.1. Asignación de rótulas plásticas en vigas de concreto.....	215
7.4.4.2. Asignación de rótulas plásticas en columnas de concreto	219
7.4.4.3. Asignación de rótulas plásticas en columnas de acero	221
7.4.4.4. Asignación de rótulas plásticas en arriostres de acero	224
7.5. Comentarios y resultados del análisis	225
7.5.1. Selección del método de análisis.....	226
7.5.3. Selección del amortiguamiento	228
7.5.3. Selección del número de modos	229
7.5.4. Desplazamiento en aisladores	230
7.5.5. Cortante en la base	233
7.5.6. Bucles (lazos) de histéresis en aisladores.....	235
7.5.7. Desplazamiento en la estructura.....	237
7.5.8. Razones de deriva de pisos.....	240
7.5.9. Fuerzas verticales en aisladores	241
7.5.10. Aceleraciones de piso.....	245
7.5.11. Equilibrio energético	246
7.6. Diseño estructural de los elementos de concreto	252
7.7. Diseño estructural de los elementos de acero	253
7.7.1. Diseño de vigas del sistema compuesto	253
7.8. Verificación de control de rendimiento (Performance Check)	255
7.9. Diseño de conexiones en acero	256
7.10. Diseño de losa de aislamiento	258
7.11. Diseño de cimentaciones.....	260
7.12. Validación de diseño para la edificación	261
7.12.1. Fuerzas laterales mínimas requeridas.....	261

Capítulo 8 – Comparativo del comportamiento estructural de las edificaciones.....	265
8.1. Comparativo de parámetros de respuesta sísmica.....	265
8.1.1. Modos de vibración.....	265
8.1.2. Desplazamientos relativos (Derivas).....	266
8.1.3. Aceleraciones absolutas	273
8.1.4. Corte basal.....	276
8.2. Comparativo de elementos estructurales.....	278
8.2.1. Viguetas de entrepiso	279
8.2.2. Vigas de entrepiso	279
8.2.3. Columnas.....	280
8.2.4. Arriostres	282
8.2.5. Cimentación.....	283
8.2.6. Elementos de concreto.....	284
8.2.7. Peso de materiales de acero estructural.....	285
Capítulo 9 – Comparativo de costos de las edificaciones.....	286
Capítulo 10 – Conclusiones	289
Capítulo 11 – Recomendaciones.....	308
Capítulo 12 – Bibliografía	317
Capítulo 13 – Anexos.....	322
13.1. Anexo 1: Informe de suelos “INF 209-19 Escazú D1-Geotecnia”	322
13.2. Anexo 2: Diseño de los elementos de acero sistema convencional	342
13.3. Anexo 3: Diseño de conexiones para sistema convencional.....	406
13.4. Anexo 4: Diseño de losa de cimentación sistema convencional.....	470
13.5. Anexo 5: Hoja de cálculo para aisladores elastoméricos con núcleo de plomo	481
13.6. Anexo 6: Diseño de conexiones para sistema aislado.....	486
13.7. Anexo 7: Diseño de cimentaciones sistema aislado.....	499

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1	Concreto.....	91
Tabla 4.2	Varilla de refuerzo	92
Tabla 4.3	Acero estructural.....	92
Tabla 4.4	Pernos y anclajes.....	92
Tabla 4.5	Soldaduras.....	92
Tabla 4.6	Carga permanente adicional en el entrepiso – Niveles 1 a 7	96
Tabla 4.7	Carga permanente adicional en Losa de Techo – Nivel 8	97
Tabla 4.8	Carga permanente sobre elementos de fachada	98
Tabla 4.9	Carga temporal.....	99
Tabla 5.1	Límites para diferentes condiciones de servicio	102
Tabla 5.2	Objetivos de desempeño sísmico según importancia de la edificación	103
Tabla 5.3	Requisitos para el cumplimiento de los objetivos de desempeño.....	103
Tabla 5.4	Límite superior de la razón de deriva inelástica, Δ_i/H_i	104
Tabla 5.5	Factores de reducción para la capacidad soportante de los suelos	105
Tabla 5.6	Factores de reducción y seguridad para distintos aspectos geotécnicos	106
Tabla 5.7	Asentamiento total admisible.....	106
Tabla 5.8	Propiedades de los elementos a utilizar en la estructura.....	108
Tabla 5.9	Desplazamientos máximos promedio por niveles en la estructura	116
Tabla 5.10	Parámetros sísmicos propios del proyecto.....	118
Tabla 5.11	Parámetros sísmicos debido a la estructuración del sistema del Edificio.....	118
Tabla 5.12	Carga sísmica estática total por dirección de la estructura	121
Tabla 5.13	Períodos y frecuencias modales	122
Tabla 5.14	Factores para desplazamientos y derivas inelásticas	128
Tabla 5.15	Revisión de derivas debido a la carga sísmica en el sentido “X”	128
Tabla 5.16	Revisión de derivas debido a la carga sísmica en el sentido “Y”	128
Tabla 6.1	Definición de aisladores según carga gravitacional.....	175
Tabla 6.2	Resultados del diseño del aislador LRB-1	175
Tabla 6.3	Resultados del diseño del aislador LRB-2.....	177
Tabla 6.4	Resultados del diseño del aislador LRB-3.....	179
Tabla 6.5	Elemento link de Etabs LRB-1	183
Tabla 6.6	Elemento link de Etabs LRB-2	183
Tabla 6.7	Elemento link de Etabs LRB-3	184
Tabla 7.1	Procedimientos de Escalado de Registros de Movimiento del Suelo.....	190
Tabla 7.2	Rango de Periodo de Registros de Movimiento del Suelo para Escalado	191
Tabla 7.3	Parámetros de sismos de control resultantes de la desagregación en San José	194
Tabla 7.4	Criterio de selección de acelerogramas	197
Tabla 7.5	Conjunto de acelerogramas para edificio aislado en suelo S3.....	198
Tabla 7.6	Propiedades de los elementos a utilizar	203

Tabla 7.7	Períodos y frecuencias modales	209
Tabla 7.8	Configuración de acero de refuerzo en vigas de Story-1	215
Tabla 7.9	Configuración de acero de refuerzo en vigas de Losa de Aislamiento.....	216
Tabla 7.10	Configuración de acero de refuerzo en columnas de concreto	219
Tabla 7.11	Desplazamientos máximos de los aisladores en centímetros.....	230
Tabla 7.12	Fuerza cortante en la base y en losa de aislamiento (Toneladas)	233
Tabla 7.13	Fuerzas verticales de compresión en aisladores (Toneladas)	242
Tabla 7.14	Fuerzas cortante en Story 1 (Toneladas).....	262
Tabla 7.15	Fuerzas cortante en losa de aislamiento (Toneladas).....	264
Tabla 8.1	Comparativo de modos de vibración de las edificaciones	266
Tabla 8.2	Comparativo de derivas debido a la carga sísmica en el sentido “X”	272
Tabla 8.3	Comparativo de derivas debido a la carga sísmica en el sentido “Y”	273
Tabla 8.4	Comparativo de viguetas de entrepiso	279
Tabla 8.5	Comparativo de vigas de entrepiso	280
Tabla 8.6	Comparativo de columnas	281
Tabla 8.7	Comparativo de arriostres	282
Tabla 8.8	Comparativo de volúmenes de concreto en cimentación.....	284
Tabla 8.9	Volúmenes de concreto según tipo de elemento.....	284
Tabla 8.10	Lista de materiales por tipo de elemento	285

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1	Zonificación Sísmica de Costa Rica.....	16
Figura 2.2	Diagrama de cuerpo libre de la formulación del análisis estático equivalente.....	19
Figura 2.3	Principales modos de vibración de una estructura	20
Figura 2.4	Diagrama de tiempo-aceleración.....	22
Figura 2.5	Concepto de ductilidad.....	25
Figura 2.6	Tipo de secciones en relación al momento.....	28
Figura 2.7	Representación de la zona protegida en una conexión tipo WUF-W.....	30
Figura 2.8	Elementos involucrados en una conexión	32
Figura 2.9	Mecanismo de rendimiento previsto STMF con miembros de alma diagonal	36
Figura 2.10	Ejemplos de configuraciones de arriostramiento concéntrico.....	38
Figura 2.11	Ejemplos de pórticos arriostrados excéntricamente	40
Figura 2.12	Comportamiento de una estructura de base fija y otra con base aislada	42
Figura 2.13	Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento.....	45
Figura 2.14	Aislador elastomérico de alto amortiguamiento.....	46
Figura 2.15	Aislador elastomérico con núcleo de plomo	48
Figura 2.16	Aislador de fricción con superficie deslizante de teflón	50
Figura 2.17	Aislador de fricción con placa de acero inoxidable.....	51
Figura 2.18	Aislador de fricción con dispositivos de amortiguación viscosa.....	53
Figura 2.19	Aislador de fricción de doble deslizamiento	54
Figura 4.1	Ubicación propuesta para el caso de estudio.....	81
Figura 4.2	Imagen idealizada de la torre médica	82
Figura 4.3	Plano de conjunto idealizado Plaza El 27 – Distrito 3	84
Figura 4.4	Imagen idealizada del conjunto Plaza El 27 – Distrito 3.....	84
Figura 4.5	Planta arquitectónica nivel sótano – Torre Médica	85
Figura 4.6	Planta arquitectónica general nivel 1 – Torre Médica.....	85
Figura 4.7	Planta arquitectónica general niveles 2 a 7 – Torre Médica.....	86
Figura 4.8	Planta arquitectónica general losa de cubierta – Torre Médica.....	86
Figura 4.9	Estructuración convencional Sentido X – SMF y Sentido Y - SCBF.....	88
Figura 4.10	Estructuración con base en aislamiento sísmico Sentido X y Y - OCBF.....	90
Figura 4.11	Ubicación de la exploración	94
Figura 4.12	Valores NSPT.....	94
Figura 4.13	Perfil estratigráfico	95
Figura 4.14	Capacidad de carga admisible en Ton/m ² con F.S.=3	95
Figura 4.15	Asignación de carga permanente en entresijos 1 a 7.....	97
Figura 4.16	Asignación de carga permanente en losa de techo (Nivel 8).....	97
Figura 4.17	Asignación de carga permanente en fachada principal	98
Figura 4.18	Asignación de carga temporal en entresijos 1 a 7	99
Figura 4.19	Asignación de carga temporal en losa de techo (Nivel 8).....	99
Figura 5.1	Zonificación Sísmica de Costa Rica.....	101

Figura 5.2	Valores de K para la excentricidad en placas superficiales.....	105
Figura 5.3	Modelo Estructural – Propuesta Convencional.....	109
Figura 5.4	Planta de Entrepiso Nivel 1 a Nivel 7 – Propuesta Convencional	109
Figura 5.5	Planta de Techo Nivel 8 – Propuesta Convencional	110
Figura 5.6	Elevación Ejes B y G – Propuesta Convencional.....	110
Figura 5.7	Elevación Ejes C y F – Propuesta Convencional	111
Figura 5.8	Elevación Ejes D y E – Propuesta Convencional.....	111
Figura 5.9	Elevación Ejes 2 y 4 – Propuesta Convencional	112
Figura 5.10	Elevación Eje 3 – Propuesta Convencional.....	112
Figura 5.11	Parámetros de medición para irregularidades en diafragmas - efecto torsional.....	115
Figura 5.12	Factor espectral dinámico, FED, para sitios de suelo S3 – ZONA III	119
Figura 5.13	Desplazamiento debido al primer modo de oscilación de la estructura	124
Figura 5.14	Desplazamiento debido al segundo modo de oscilación de la estructura.....	124
Figura 5.15	Desplazamiento debido al tercer modo de oscilación de la estructura.....	125
Figura 5.16	Desplazamiento debido al cuarto modo de oscilación de la estructura.....	125
Figura 5.17	Desplazamiento debido al quinto modo de oscilación de la estructura.....	126
Figura 5.18	Carga total sobrepuesta del sistema de entrepiso	130
Figura 5.19	Luz máxima para control de vibraciones según espesor de losa.....	130
Figura 5.20	Consumo teórico de concreto según espesor de losa.....	130
Figura 5.21	Parámetros de medición para irregularidades en diafragmas	132
Figura 5.22	Medidas de entrantes en entrepisos	132
Figura 5.23	Asignación de rótulas plásticas en eje 3.....	134
Figura 5.24	Asignación de rótulas plásticas en eje D.....	134
Figura 5.25	Curva de capacidad en sentido X de la estructura.....	135
Figura 5.26	Curva de máximo desempeño en sentido X de la estructura.....	135
Figura 5.27	Curva de capacidad en sentido Y de la estructura.....	136
Figura 5.28	Curva de máximo desempeño en sentido Y de la estructura.....	137
Figura 5.29	Diseño por resistencia elementos sección compuesta entrepiso 1.....	138
Figura 5.30	Diseño por deflexiones elementos sección compuesta carga viva - entrepiso 1	138
Figura 5.31	Diseño por vibraciones elementos sección compuesta - entrepiso 1.....	139
Figura 5.32	Diseño de elementos estructurales pórtico SMF Eje 2.....	139
Figura 5.33	Diseño de elementos estructurales pórtico SMF Eje 3.....	140
Figura 5.34	Diseño de elementos estructurales pórtico SMF Eje 4.....	140
Figura 5.35	Diseño de elementos estructurales pórtico SCBF Eje B	141
Figura 5.36	Diseño de elementos estructurales pórtico SCBF Eje D	141
Figura 5.37	Diseño de elementos estructurales pórtico SCBF Eje E.....	142
Figura 5.38	Diseño de elementos estructurales pórtico SCBF Eje G	142
Figura 5.39	Diseño de columnas para carga sísmica amplificada pórtico SCBF Eje D.....	143
Figura 5.40	Objetivo de desempeño – ocupación inmediata – pushover sentido X.....	144
Figura 5.41	Objetivo de desempeño – ocupación inmediata – pushover sentido Y.....	145
Figura 5.42	Conexión viga secundaria a viga maestra	146
Figura 5.43	Conexión viga columna en su eje débil.....	146
Figura 5.44	Conexión de arriostamiento al eje débil.....	147

Figura 5.45 Conexión precalificada a momento End Plate 8ES	147
Figura 5.46 Conexión placa base	147
Figura 5.47 Capacidad admisible del suelo – cimentación resultante	148
Figura 5.48 Esfuerzos VON MISES en el concreto	149
Figura 5.49 Acero de refuerzo en la dirección X-X - Absoluto.....	149
Figura 5.50 Acero de refuerzo en la dirección Y-Y - Absoluto.....	150
Figura 6.1 Diagrama de flujo para el diseño del aislador sísmico tipo LRB	153
Figura 6.2 Reacciones a nivel de losa de aislamiento según combinación CP + 0.5 CT	174
Figura 6.3 Ubicación de aisladores en nivel 0+3.35m (Story 1)	174
Figura 6.4 Diagrama histerético de un aislador elastomérico LRB	181
Figura 6.5 Catálogo de aisladores tipo LRB (LRB-S y LRB-N).....	182
Figura 7.1 Mapa de fallas geológicas de Costa Rica	187
Figura 7.2 Espectro objetivo para sitio de estudio.....	192
Figura 7.3 Resultados de desagregación en ciudad de San José.....	193
Figura 7.4 Espectro de Respuesta Promedio de los 7 pares de acelerogramas.....	201
Figura 7.5 Modelo Estructural – Propuesta con Aislamiento Sísmico	204
Figura 7.6 Planta vigas y capitel aislamiento sísmico – Propuesta con Aislamiento Sísmico .	204
Figura 7.7 Planta de losa de aislamiento sísmico – Propuesta con Aislamiento Sísmico	205
Figura 7.8 Planta de Entrepiso Nivel 2 a Nivel 7 – Propuesta con Aislamiento Sísmico	205
Figura 7.9 Planta de Techo Nivel 8 – Propuesta con Aislamiento Sísmico	206
Figura 7.10 Elevación Ejes B y G – Propuesta con Aislamiento Sísmico.....	206
Figura 7.11 Elevación Ejes C y F – Propuesta con Aislamiento Sísmico	207
Figura 7.12 Elevación Ejes D y E – Propuesta con Aislamiento Sísmico.....	207
Figura 7.13 Elevación Ejes 2 y 4 – Propuesta con Aislamiento Sísmico	208
Figura 7.14 Elevación Eje 3 – Propuesta con Aislamiento Sísmico.....	208
Figura 7.15 Desplazamiento debido al segundo modo de oscilación de la estructura.....	210
Figura 7.16 Desplazamiento debido al tercer modo de oscilación de la estructura.....	211
Figura 7.17 Propiedades generales del aislador Tipo LRB-1	212
Figura 7.18 Propiedades en el sentido vertical del aislador Tipo LRB-1	213
Figura 7.19 Propiedades en los sentidos horizontales del aislador Tipo LRB-1	213
Figura 7.20 Tabla 10.7 para parámetros de rótulas plásticas para vigas de concreto reforzado.	218
Figura 7.21 Rótula plástica asignada a viga de concreto V45X75 AIS Eje 3 entre DE	218
Figura 7.22 Parámetros de rótulas plásticas para columnas de concreto reforzado.....	220
Figura 7.23 Rótula plástica en columna de concreto COL 90x90 Eje 3 intersección D.....	220
Figura 7.24 Parámetros de rótulas plásticas para columnas de acero	223
Figura 7.25 Rótula plástica en columna de acero W14x730 eje 3D entre losa AIS y story 2	223
Figura 7.26 Parámetros de rótulas plásticas para elementos sometidos a carga axial	224
Figura 7.27 Rótula plástica arriostre W8X40 eje 2 entre ejes B y C y entre losa AIS y story 2	225
Figura 7.28 Desplazamiento orbital del aislador K10 para el terremoto Chuetsu Oki - Japón ..	231
Figura 7.29 Historia de desplazamiento del aislador K10 para los 7 pares de terremotos	232

Figura 7.30 Cortantes de piso para terremoto Kocaeli - Turquía	234
Figura 7.31 Historia de cortante en la base para terremoto Kocaeli - Turquía.....	235
Figura 7.32 Bucle histérico para aislador K10 en sentido X	236
Figura 7.33 Bucle histérico para aislador K10 en sentido Y	237
Figura 7.34 Desplazamientos máximos de piso en sentido X	238
Figura 7.35 Desplazamientos máximos de piso en sentido Y	239
Figura 7.36 Historia de desplazamientos máximos en el punto de control – Nivel 8.....	240
Figura 7.37 Máximas derivas en sentido Y debido al terremoto Iwate - Japón.....	241
Figura 7.38 Deformación vertical en aislador K17 debido al terremoto Kobe - Japón	244
Figura 7.39 Historia deformación vertical en aislador K17 debido al terremoto Kobe - Japón .	244
Figura 7.40 Aceleraciones de piso sentido X para los 7 pares de terremotos.....	245
Figura 7.41 Aceleraciones de piso sentido X para los 7 pares de terremotos.....	246
Figura 7.42 Equilibrio energético debido a Darfield – Nueva Zelanda.....	248
Figura 7.43 Equilibrio energético debido a Chi Chi – Taiwan	249
Figura 7.44 Equilibrio energético debido a Chuetsu Oki – Japón	249
Figura 7.45 Equilibrio energético debido a Iwate – Japón	250
Figura 7.46 Equilibrio energético debido a Kocaeli – Turquía	250
Figura 7.47 Equilibrio energético debido a Cinchona – Costa Rica.....	251
Figura 7.48 Equilibrio energético debido a Kobe – Japón.....	251
Figura 7.49 Acero de refuerzo mínimo requerido por resistencia para vigas nivel 0+3.35m.....	252
Figura 7.50 Acero de refuerzo mínimo requerido por resistencia para vigas nivel 0+4.50m.....	252
Figura 7.51 Razón de demanda/capacidad para columnas de concreto (subestructura).....	253
Figura 7.52 Diseño por resistencia elementos sección compuesta entrepiso 2.....	254
Figura 7.53 Diseño por deflexiones elementos sección compuesta carga viva - entrepiso 2	254
Figura 7.54 Diseño por vibraciones elementos sección compuesta - entrepiso 2.....	255
Figura 7.55 Objetivo de desempeño – ocupación inmediata – ADNL	256
Figura 7.56 Conexión viga secundaria a viga maestra	257
Figura 7.57 Conexión empalme de vigas.....	257
Figura 7.58 Esfuerzos VON MISES en el concreto	258
Figura 7.59 Acero de refuerzo en la dirección X-X - Absoluto.....	259
Figura 7.60 Acero de refuerzo en la dirección Y-Y - Absoluto.....	259
Figura 7.61 Planta estructural de cimentaciones – sistema aislado	260
Figura 7.62 Detalle de cimentaciones – sistema aislado.....	261
Figura 8.1 Comparativo de desplazamientos máximos en sentido X	267
Figura 8.2 Comparativo de desplazamientos máximos en sentido Y	268
Figura 8.3 Comparativo de desplazamientos en X sin deformación del sistema de aislación...	270
Figura 8.4 Comparativo de desplazamientos en Y sin deformación del sistema de aislación...	271
Figura 8.5 Comparativo de aceleraciones absolutas en sentido X.....	274
Figura 8.6 Comparativo de aceleraciones absolutas en sentido Y.....	275
Figura 8.7 Comparativo del cortante basal en sentido X.....	277
Figura 8.8 Comparativo del cortante basal en sentido Y	277

Figura 9.1 Tabla de costos para edificio convencional.....	287
Figura 9.2 Tabla de costos para edificio con aislamiento sísmico.....	287

Capítulo 1 – Aspectos generales de la investigación

1.1. Introducción

Costa Rica, un país con una significativa amenaza sísmica, requiere de una rigurosa planificación y diseño sismorresistente para sus edificaciones. A lo largo de las últimas décadas, la comunidad ingenieril costarricense se ha esforzado en la actualización y fortalecimiento de la normativa sismorresistente, buscando asegurar un comportamiento adecuado de las construcciones en eventos sísmicos. El Código Sísmico de Costa Rica 2010 (CSCR-10/14) resalta la necesidad de emplear buenas prácticas de ingeniería, adaptándolas al contexto específico de Costa Rica. Según el Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica (2010), “las investigaciones que se realizan internacionalmente sobre el comportamiento de los materiales, sobre los detalles y las técnicas constructivas, se unen a las investigaciones analíticas y experimentales que se realizan en nuestro país, muchas veces con limitación de recursos, pero que arrojan resultados muy relacionados con nuestra práctica de construcción, nuestros suelos y nuestra sismicidad” (p. xxi).

El uso de concreto reforzado en la construcción de edificaciones es común en Costa Rica, lo cual ha resultado en un desarrollo relativamente menor de estructuras de acero. El uso del acero en construcciones se dirige más frecuentemente a proyectos industriales y comerciales de baja altura. La normativa para el diseño de estructuras de acero es relativamente nueva en el país, lo que limita la práctica y el detalle constructivo en edificaciones de mediana altura con este material.

Es relevante señalar que la implementación de estructuras de acero en edificaciones de mediana altura podría ofrecer numerosos beneficios, incluyendo una mayor resistencia y flexibilidad ante sismos, una construcción más rápida y un menor peso de la estructura. Además,

el acero es un material durable y versátil que puede ser adaptado a diferentes tipos de proyectos y necesidades.

A pesar de estos beneficios, el uso de estructuras de acero en edificaciones de mediana altura en Costa Rica sigue siendo limitado, debido a la reciente introducción de la normativa para su diseño y a la falta de conocimiento y experiencia en su implementación. Por lo tanto, es imprescindible realizar investigaciones y estudios que permitan desarrollar y mejorar la práctica constructiva de estructuras de acero en edificaciones de mediana altura en Costa Rica, y promover su uso entre los profesionales de la ingeniería y la arquitectura en el país.

“El acero estructural posee ventajas sobre otros materiales estructurales, por ejemplo, posee una alta resistencia y elasticidad, además de una secuencia constructiva con una velocidad muy superior al resto de los materiales comúnmente utilizados” (Cerrato, 2019, p. 1). Por ello, resulta de gran interés desarrollar investigaciones que permitan entender el funcionamiento del acero estructural en edificaciones de mediana altura y de ocupación especial, como los hospitales o clínicas médicas.

Según Monzón (2016), el aislamiento sísmico es una práctica que ha ganado popularidad en las últimas décadas. Este sistema consiste en la instalación de dispositivos en la base de las edificaciones para proteger su integridad durante eventos sísmicos al desacoplar las estructuras del movimiento del suelo. Aunque esta práctica es común en países desarrollados, en Costa Rica aún no se utiliza y no está contemplada en la normativa local.

El propósito de esta investigación es evaluar el comportamiento estructural de una edificación de mediana altura de ocupación esencial construida con acero, tanto a través de un diseño sismorresistente convencional como mediante el uso de aisladores sísmicos. Para lograr este objetivo, se implementarán técnicas de análisis y diseño estructural con la ayuda de software

especializado, siguiendo los procedimientos del Código Sísmico de Costa Rica para el diseño convencional, así como las recomendaciones y procedimientos del ASCE 7-22 y otras normativas regionales para la incorporación de aisladores en la base. Será crucial investigar a profundidad el tema del aislamiento sísmico y determinar cuál es el tipo de aislador más adecuado para la edificación objeto de estudio.

1.2. Antecedentes

La gestión de la sismicidad ha sido un aspecto intrínseco en la ingeniería desde las etapas primordiales de la civilización, ejemplificado por los griegos, quienes implementaron la primera noción de aislamiento en la edificación conocida como Palacio de Knossos (2000 A.C.), utilizando una capa de arena, y posteriormente en el Partenón (400 A.C) (Naeim & Kelly, 1999).

La sismicidad se caracteriza, por su naturaleza, en la generación de movimientos horizontales, verticales y rotacionales en el suelo, desencadenados por ondas que se propagan a través del mismo. Estos movimientos se constituyen como la principal causa de daños estructurales en edificaciones, dada su conexión directa con el suelo a través de las fundaciones (Kramer, 2017).

El primer sistema registrado de aislamiento sísmico en una edificación data del año 1880, fruto del desarrollo del profesor de ingeniería John Milne. Este sistema precursor consistía en una construcción sobre una caja de acero, que albergaba esferas del mismo material. Las experiencias obtenidas de ensayos de movimientos sísmicos fueron detalladas y publicadas en 1885 en un informe de la Asociación Británica para el avance de la ciencia.

La tradicional metodología de diseño de edificaciones ha apelado a la ductilidad estructural inherente, la cual, no obstante, presenta dificultades para su comprobación y control. A pesar de las limitaciones de los métodos convencionales, la práctica contemporánea ha

explorado y adoptado técnicas innovadoras de diseño sismorresistente, como lo es el aislamiento basal. El primer edificio documentado utilizando aisladores elastoméricos, una forma de aislamiento basal, fue construido en 1969 en Skopje, Macedonia (La Escuela Pestalozzi) (Rendon, J. 2009).

Esta estrategia de diseño ha demostrado ser altamente eficaz y ha evolucionado hasta convertirse en un sistema confiable y práctico, tal como se ha observado en las respuestas dinámicas de los edificios aislados de base durante los sismos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995 (Aguiar & Chacón Sierra, 2009).

El aislamiento basal, a pesar de ser una técnica de comparativa reciente incorporación, se ha erigido como una estrategia esencial en el diseño sismorresistente. Actualmente, este sistema es ampliamente aceptado en todo el mundo, con notables implementaciones en los Estados Unidos, Japón, Italia, Nueva Zelanda, China y Chile.

1.3. Planteamiento del problema

Los eventos sísmicos son fenómenos naturales de alta intensidad y difícil predicción, que suceden con mayor frecuencia en determinadas zonas y regiones. Dada su ubicación geográfica, Costa Rica es susceptible a la ocurrencia de estos eventos; por lo tanto, resulta imperativo asegurar que las edificaciones de vital importancia, como los hospitales o clínicas médicas, estén operativas inmediatamente después de un terremoto. En Costa Rica, la práctica estándar en ingeniería estructural y sísmica consiste en la aplicación de sistemas sismorresistentes convencionales, conforme a la normativa vigente.

En contraposición, numerosos países desarrollados han implementado soluciones antisísmicas, incluyendo la aplicación de aislamiento sísmico en la base de las edificaciones, desde hace varias décadas. Esta tecnología disminuye la demanda sísmica sobre la estructura,

incrementa su flexibilidad, reduce los daños causados por los eventos sísmicos y asegura el funcionamiento inmediato y adecuado de la edificación. No obstante, en Costa Rica no se utiliza con regularidad el aislamiento sísmico en edificaciones esenciales.

Esta investigación busca contribuir con nuevos conocimientos respecto al comportamiento estructural de edificaciones esenciales construidas con acero y protegidas mediante el uso de aislamiento sísmico en la base. El propósito es evaluar el comportamiento de una edificación de mediana altura en acero mediante el uso de un diseño sismorresistente convencional y otro con aisladores sísmicos, con el objetivo de generar nuevas directrices para futuras normativas costarricenses. La pregunta de investigación que orienta este estudio es: ¿Cuál es el comportamiento estructural de una edificación de mediana altura en acero mediante un diseño sismorresistente convencional y otro mediante el uso de aisladores sísmicos?

Para responder a esta pregunta, se desarrollarán las siguientes etapas:

- Revisión bibliográfica: Se llevará a cabo una revisión exhaustiva de la literatura existente sobre el uso de estructuras de acero en edificaciones de mediana altura, el aislamiento sísmico y su aplicación en edificaciones de ocupación esencial.
- Diseño del modelo: Se diseñará un modelo de edificación de mediana altura de ocupación esencial en acero, siguiendo los procedimientos del Código Sísmico de Costa Rica y utilizando software especializado para el análisis y el diseño estructural. Se desarrollará un diseño convencional y otro utilizando aisladores sísmicos.
- Análisis del modelo: Se realizará un estudio del comportamiento estructural del modelo diseñado mediante técnicas de análisis y software especializado.

- Evaluación de resultados: Se compararán los resultados obtenidos del análisis del modelo diseñado de forma convencional y utilizando aisladores sísmicos, para determinar las ventajas y desventajas de cada enfoque.
- Conclusiones y recomendaciones: A partir de los resultados obtenidos y la revisión bibliográfica realizada, se elaborarán conclusiones y recomendaciones con el objetivo de mejorar la práctica constructiva de estructuras de acero en edificaciones de mediana altura en Costa Rica y promover el uso de aisladores sísmicos en este tipo de edificaciones.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Evaluar el comportamiento estructural de una edificación de mediana altura en acero en la ciudad de San José, Costa Rica, mediante un diseño sismorresistente convencional y otro por medio del uso de aisladores sísmicos.

1.4.2. Objetivos específicos

- Desarrollar el análisis y diseño estructural de una edificación regular de mediana altura en acero estructural y de ocupación esencial, mediante un sistema sismorresistente convencional en el rango lineal (Dinámico Modal Espectral) utilizando la normativa del Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-10/14) y el programa ETABS 19.1.0.
- Elaborar una metodología de diseño para el aislador sísmico más apropiado para edificaciones de mediana altura en San José, Costa Rica, basándose en normativas internacionales.

- Planificar una edificación de mediana altura en acero estructural y de ocupación esencial, incorporando el uso de aisladores sísmicos y aplicando un análisis dinámico no lineal (Tiempo Historia) para simular el comportamiento estructural ante sismos de intensidad moderada a fuerte.
- Comparar el comportamiento estructural de la edificación con el sistema sismorresistente convencional y la edificación con el sistema de aislamiento en la base.
- Efectuar un análisis comparativo de costos según los resultados obtenidos del comportamiento estructural de la edificación según el tipo de sistema aplicado.

1.5. Hipótesis

1.5.1. Hipótesis general

La conceptualización estructural de una edificación de mediana altura en acero será diferente si se utiliza un sistema de aislamiento en la base.

1.5.2. Hipótesis específicas

- La utilización de un sistema de aislación reduce la demanda sísmica en la edificación, mejorando su comportamiento estructural y reduciendo daños en los elementos.
- Debido a la flexibilidad que adquiere la edificación con el sistema de aislamiento sísmico, el detalle constructivo de conexiones de elementos de acero estructural se simplifica y a su vez es capaz de desarrollar una cantidad mínima de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño.

- La utilización del sistema de aislamiento en la base mejora el desempeño estructural de la edificación, garantizando la ocupación inmediata y salvaguardando la vida de las personas.
- El costo de una edificación de mediana altura de acero estructural mediante un sistema de aislamiento sísmico será menor a la edificación con un sistema sismorresistente convencional.

1.6. Justificación

La garantía de sostenibilidad y operatividad de las edificaciones esenciales tras un evento sísmico es de crucial importancia, en especial en regiones con alta amenaza sísmica, como es el caso de Costa Rica. Por tanto, resulta imperativo llevar a cabo investigaciones que permitan analizar y optimizar el comportamiento estructural de estas construcciones, con el objetivo de minimizar los daños y asegurar su rápida reutilización.

En este contexto, el propósito de la presente investigación es evaluar el comportamiento estructural de una edificación de mediana altura, construida con acero y equipada con un sistema de aislamiento sísmico. Se anticipa que la implementación de este sistema de aislamiento pueda contribuir a reducir la demanda sísmica en la estructura, mejorar su comportamiento estructural y disminuir los daños en los elementos. Asimismo, la flexibilidad que la edificación adquiere a través del sistema de aislamiento sísmico podría simplificar el detalle constructivo de las conexiones de elementos de acero estructural, permitiendo que la estructura desarrolle una cantidad mínima de deformación inelástica cuando se ve sometida a las fuerzas sísmicas de diseño.

Los hallazgos de este estudio podrían ser útiles para establecer directrices en futuras normativas costarricenses:

- Implementar metodologías de diseño adaptadas al país para los diferentes tipos de aisladores sísmicos según las necesidades y tipología de edificaciones.
- Valoración de clasificación de sistemas estructurales en acero en conjunto con la implementación de dispositivos de aislamiento sísmico.

Esta investigación invita a nuevos investigadores a implementar diferentes tipologías de edificaciones en conjunto con dispositivos de disipación de energía para realizar análisis comparativos de costos entre el sistema sismorresistente convencional y sistema de aislamiento sísmico y/o disipación de energía.

Adicionalmente, el conocimiento generado a partir de esta investigación podría contribuir a mejorar la sostenibilidad y la operatividad de las edificaciones esenciales en áreas de alto riesgo sísmico, volviéndose de obligatoriedad la implementación de esta práctica de análisis y diseño resultando en un impacto positivo en la sociedad en su conjunto.

1.7. Limitaciones

Alcance del caso de estudio: este estudio se centra en el desarrollo de un modelo arquitectónico idealizado para un sitio de construcción real. Es importante destacar que, aunque el sitio de construcción existe y está en proceso de desarrollo, la propuesta de edificación presentada en este trabajo es puramente conceptual y sirve exclusivamente para fines académicos y de investigación. Esta propuesta no tiene, en el momento actual, intención ni garantía de ser construida tal como se describe en esta tesis.

La propuesta de edificio formulada en este estudio representa una visión idealizada, que ha sido diseñada para explorar posibilidades estructurales y conceptuales en un contexto específico. La viabilidad de su construcción real no ha sido el enfoque principal de esta investigación y, por lo tanto, aspectos como la aprobación de planos, el cumplimiento de

normativas locales, la factibilidad económica y otros factores relevantes en proyectos de construcción reales no han sido exhaustivamente abordados.

Esta limitación es fundamental para comprender el alcance y los objetivos de este trabajo. Mientras que el diseño presentado puede ofrecer perspectivas valiosas y contribuir al campo de la ingeniería estructural, su aplicación práctica en el sitio especificado debe ser considerada con cautela y requiere de análisis adicionales que están fuera del ámbito de esta investigación.

Enfoque de sitio de la investigación: esta investigación se ha enfocado específicamente en una ubicación geográfica determinada, lo cual implica que los hallazgos obtenidos pueden no ser completamente aplicables a otras regiones que presentan condiciones sísmicas, características del suelo y requerimientos normativos en la construcción significativamente diferentes. La peculiaridad de la ubicación seleccionada influye en varios aspectos de la investigación, incluyendo la aplicación de códigos de construcción y las respuestas estructurales a estímulos sísmicos específicos.

La generalización de los resultados a otras regiones requiere precaución, dado que cada zona geográfica posee sus propias características y desafíos únicos en términos de construcción y diseño estructural. Por lo tanto, la replicación y adaptación de este estudio en diferentes ciudades o países sería esencial para evaluar la sensibilidad y aplicabilidad de los resultados frente a las variadas condiciones geográficas y normativas.

Hasta que dichas investigaciones complementarias se realicen, las conclusiones de este estudio deben interpretarse como específicas y pertinentes únicamente al contexto geográfico en el que se ha centrado. Este reconocimiento de la limitación geográfica es fundamental para comprender el alcance de los resultados y su aplicación en la práctica arquitectónica y de ingeniería estructural y sísmica.

Estudio de amenaza sísmica: Una limitación significativa en el desarrollo de esta investigación fue la imposibilidad de realizar un estudio de amenaza sísmica específico y detallado para el sitio exacto del proyecto. Si bien hubiera sido ideal contar con un análisis sísmico particularizado para este lugar, es importante reconocer que este tipo de estudios requiere de una inversión considerable tanto en términos de recursos financieros como de tiempo, lo cual no es siempre factible en un contexto académico.

Dada esta limitación, se optó por utilizar estudios sísmicos más generalizados que abarcan la región en la que se encuentra el sitio. Estos estudios proporcionan una visión amplia de las amenazas sísmicas en la zona, pero no pueden reflejar con precisión las condiciones específicas del sitio exacto del proyecto. Aunque esto permite obtener una comprensión general de los riesgos sísmicos, debe reconocerse que los resultados no tienen el nivel de detalle que proporcionaría un estudio dedicado exclusivamente al sitio en cuestión.

Esta decisión metodológica, tomada por razones prácticas y económicas, influye en la interpretación y aplicación de los resultados obtenidos. Por lo tanto, se recomienda que cualquier extrapolación de estos hallazgos a proyectos específicos en el sitio sea realizada con cautela, teniendo en cuenta esta importante limitación.

Aisladores sísmicos comerciales: Una de las limitaciones de esta investigación es la elección de enfocarse en aisladores sísmicos disponibles en el mercado, en lugar de desarrollar o probar aisladores personalizados. Esta decisión fue motivada principalmente por la necesidad de aplicar soluciones más exactas según las condiciones de entorno. Sin embargo, esta limitación tiene implicaciones importantes en el alcance y aplicabilidad de los resultados obtenidos.

La investigación se centró en generar una metodología de diseño que proporciona parámetros específicos basados en las condiciones exactas de entorno. Esta metodología, arroja

especificaciones que no siempre pueden coincidir con las características de los dispositivos de aislamiento sísmico disponibles comercialmente. Esto significa que, aunque los parámetros de diseño sugeridos son óptimos teóricamente, podrían no ser completamente realizables con los aisladores disponibles en el mercado.

Es importante reconocer que esta discrepancia entre la teoría y la práctica puede limitar la aplicabilidad directa de la metodología de diseño en proyectos reales. Mientras que la metodología ofrece una guía valiosa y detallada para el diseño óptimo, la implementación práctica de estas recomendaciones puede requerir adaptaciones o compromisos debido a las limitaciones de los productos comerciales.

Por lo tanto, aunque la investigación aporta avances significativos en el diseño de aisladores sísmicos para edificios, su aplicación en el mundo real debe considerar la disponibilidad y las características de los aisladores comerciales. Esta limitación subraya la necesidad de un enfoque equilibrado que considere tanto la innovación teórica como la viabilidad práctica en el diseño de sistemas de aislamiento sísmico.

Aspectos del análisis estructural: existen algunas limitaciones en el uso del ETABS para analizar y diseñar estructuras con aislamiento sísmico, pero ninguna de ellas se observó que condujera a inexactitudes significativas. A continuación, se presenta la limitación más importante:

- Efectos globales P- Δ : Los efectos globales P- Δ no pueden ser considerados con precisión al usar método de análisis FNA (Fast Nonlinear Analysis). El manual de referencia de análisis de CSI describe un método para incorporar efectos globales P- Δ en FNA a través de una modificación en la matriz de rigidez inicial, sin embargo, esta modificación resulta en una fuga de amortiguamiento similar a la

reportada en Saris y Constantinou (2010) para elementos tipo enlace (Links). Los efectos de la fuga de amortiguamiento fueron considerables y, en consecuencia, los efectos globales $P-\Delta$ no se consideran en esta investigación. De igual manera esta consideración es aceptable por la misma configuración de la edificación, al ser un edificio muy regular en planta y en altura de antemano puede evidenciarse que los efectos $P-\Delta$ no son significativos ni impactan en los resultados finales de la investigación.

Capítulo 2 – Marco teórico

2.1. Filosofía de diseño sismorresistente

El enfoque del diseño antisísmico, también conocido como sismorresistente, se centra en la capacidad de las estructuras para resistir las fuerzas generadas por los terremotos sin sufrir daños significativos que puedan comprometer su integridad estructural y la seguridad de los ocupantes (Chopra, 2012). Este paradigma de diseño está caracterizado por considerar los desplazamientos y las deformaciones internas, que son las respuestas típicas de las estructuras sometidas a la actividad sísmica (Gueguen, 2013).

“El diseño sismorresistente es un diseño gobernado por desplazamientos y deformaciones internas, pues ese es el efecto que induce la acción sísmica sobre la estructura. Se toleran deformaciones internas que exceden el rango elástico de los materiales, siempre que en el diseño de los elementos y componentes se tomen las medidas necesarias para evitar pérdidas sensibles en su resistencia que puedan afectar la integridad y estabilidad de la estructura, así como su capacidad de resistir cargas como sistema.” (CFIA, 2010, p.1).

La implementación de un diseño sismorresistente eficaz requiere la adopción de varios principios y estrategias:

- Capacidad de deformación: Las estructuras deben estar diseñadas para deformarse de manera controlada durante un terremoto sin sufrir daños catastróficos. Esto implica que la estructura debe ser diseñada con un grado de flexibilidad que le permita adaptarse a las fuerzas sísmicas.
- Ductilidad: Esta es la capacidad de un material de deformarse sin romperse cuando se encuentra bajo tensión. En el diseño antisísmico, es crucial que los componentes

- estructurales tengan una ductilidad adecuada para absorber y disipar la energía generada por un terremoto, evitando su fractura o ruptura (Ghobarah et al., 2019).
- Resistencia adecuada: Para soportar las fuerzas sísmicas, las estructuras deben ser diseñadas con suficiente resistencia. Esto se logra a través de una selección y disposición apropiada de los materiales utilizados en la construcción.
 - Redundancia y distribución de resistencia: La resistencia a las fuerzas sísmicas no debería depender de un solo elemento estructural. Por el contrario, la carga sísmica debería distribuirse entre varios componentes para evitar el colapso total en caso de fallo de uno de ellos.
 - Evitar resonancia: Para evitar una amplificación de la respuesta sísmica, es importante que la frecuencia natural de oscilación de la estructura no coincida con la del terremoto esperado.
 - Consideración de las condiciones del suelo: Las características del suelo pueden influir significativamente en la magnitud y la dirección de las fuerzas sísmicas que afectan a una estructura. Estas condiciones deben ser tenidas en cuenta en el diseño sísmico (Reitherman, 1982).

2.2. Amenaza sísmica en Costa Rica

Costa Rica se encuentra en una ubicación geográfica altamente susceptible a terremotos debido a su posición en el límite convergente de tres placas tectónicas fundamentales: la placa del Caribe, la placa de Cocos y la placa de Nazca. Esta configuración tectónica implica un continuo movimiento e interacción de las placas, lo que se traduce en un entorno de intensa actividad sísmica (Walter et al., 2012).

A lo largo de su historia, este país centroamericano ha sido el escenario de numerosos terremotos de considerable magnitud, dos de los más notorios son el terremoto de Limón en 1991 y el terremoto de Nicoya en 2012, que tuvieron una magnitud de 7.6 en la escala de Richter. Estos sucesos enfatizan la alta vulnerabilidad de Costa Rica ante la actividad sísmica.

Esta amenaza sísmica persistente ha impulsado a Costa Rica a adoptar una serie de regulaciones en términos de construcción y diseño de infraestructuras. Estas regulaciones tienen el propósito de garantizar que los edificios y otras estructuras sean sismorresistentes, lo que significa que pueden resistir de manera efectiva los efectos devastadores de los terremotos.

Es esencial tener en cuenta que la amenaza sísmica no es uniforme en todo el territorio costarricense. La susceptibilidad a los terremotos puede variar de una región a otra, dependiendo de su cercanía a las fallas tectónicas y a otros factores geológicos. Por lo tanto, hay áreas del país que pueden ser más propensas a la actividad sísmica, mientras que otras pueden considerarse relativamente más seguras. La Figura 2.1 ilustra de manera efectiva esta variación en el nivel de riesgo sísmico a lo largo del territorio costarricense.

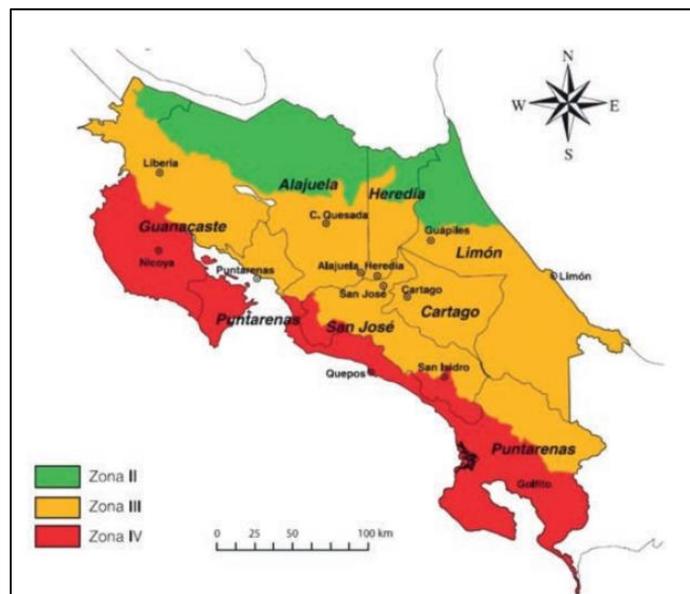


Figura 2.1 Zonificación Sísmica de Costa Rica
Fuente: (Cruz Azofeifa, 2017)

2.3. Diseño sismorresistente en Costa Rica

2.3.1. Historia del Código Sísmico de Costa Rica

La historia del diseño sismorresistente en Costa Rica puede dividirse en dos etapas fundamentales, delineadas por la adopción de un código sísmico específico para la nación. En la fase previa a 1974, Costa Rica no contaba con normativas particulares entorno a la sismorresistencia. Los ingenieros de la época se basaban en regulaciones externas, concretamente en las directrices del "Libro azul" de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California. Los análisis estructurales se realizaban mediante métodos elásticos simplificados, donde las fuerzas laterales estudiadas eran proporcionales al peso de la estructura.

Sin embargo, a inicios de los años 70, se reconoció la necesidad de desarrollar un conjunto de normas sismorresistentes propias para el país. Durante este periodo de transición, la Universidad de Costa Rica empezó a incorporar la Ingeniería Sismorresistente como área de estudio y envió a estudiantes a formarse en este campo en el extranjero. En colaboración con el Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos (CFIA), en 1973 se decidió establecer un código sísmico propio para Costa Rica. Esta iniciativa culminó en 1974 con la publicación del primer Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-74), producto de los esfuerzos de una comisión compuesta por cinco ingenieros destacados (CFIA, 1974).

Desde entonces, el Código ha estado bajo la supervisión de la Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica, la cual se ha encargado de su mantenimiento y actualización. Esta comisión ha presidido la emisión de tres ediciones actualizadas desde 1974. La segunda versión (CSCR-86) incluyó avances significativos como los mapas de isoaceleración y directrices para sistemas prefabricados. La tercera versión (Código Sísmico de Costa Rica - 2002) incorporó valiosas lecciones aprendidas de terremotos recientes y

nuevos estudios de amenaza sísmica, además de la integración de investigaciones vanguardistas en sistemas y materiales estructurales (CFIA, 2002).

La versión más reciente (Código Sísmico de Costa Rica 2010) comprende una revisión exhaustiva de todos sus capítulos, incorporando cambios en el mapa de zonificación sísmica, modificaciones en los parámetros para el cálculo del coeficiente sísmico y estableciendo nuevos criterios de diseño para distintos materiales estructurales (CFIA, 2010).

2.3.2. Análisis estático

La evaluación de una estructura sometida a cargas que no fluctúan con el tiempo es esencial en ingeniería estructural y sísmica, a esto se le denomina análisis estático. La esencia de este análisis radica en que la estructura se asume en estado de equilibrio, donde los efectos dinámicos, tales como las vibraciones y oscilaciones, son desestimados.

El procedimiento del análisis estático conlleva el cálculo de fuerzas y momentos, que posteriormente se comparan con la resistencia de la estructura, con el propósito de asegurar que pueda soportar las cargas para las que fue diseñada. Estas cargas pueden ser de diversas fuentes, como el peso propio de la estructura (carga muerta), las cargas provenientes del uso de la estructura, como las personas y los muebles (cargas vivas), y las cargas ambientales, tales como el viento.

En el contexto sísmico, el análisis estático a veces adquiere el nombre de análisis sísmico estático o análisis sísmico pseudoestático. Aquí, las fuerzas sísmicas se representan como una carga estática equivalente. No obstante, a pesar de la utilidad de este enfoque simplificado para una evaluación preliminar y el diseño de estructuras, existen limitaciones. Este análisis no logra capturar los efectos más complejos de un terremoto real, como la resonancia y los fenómenos de

respuesta dinámica. Para estos casos, los métodos de análisis más sofisticados son necesarios. (Chopra & Yim, 1985).

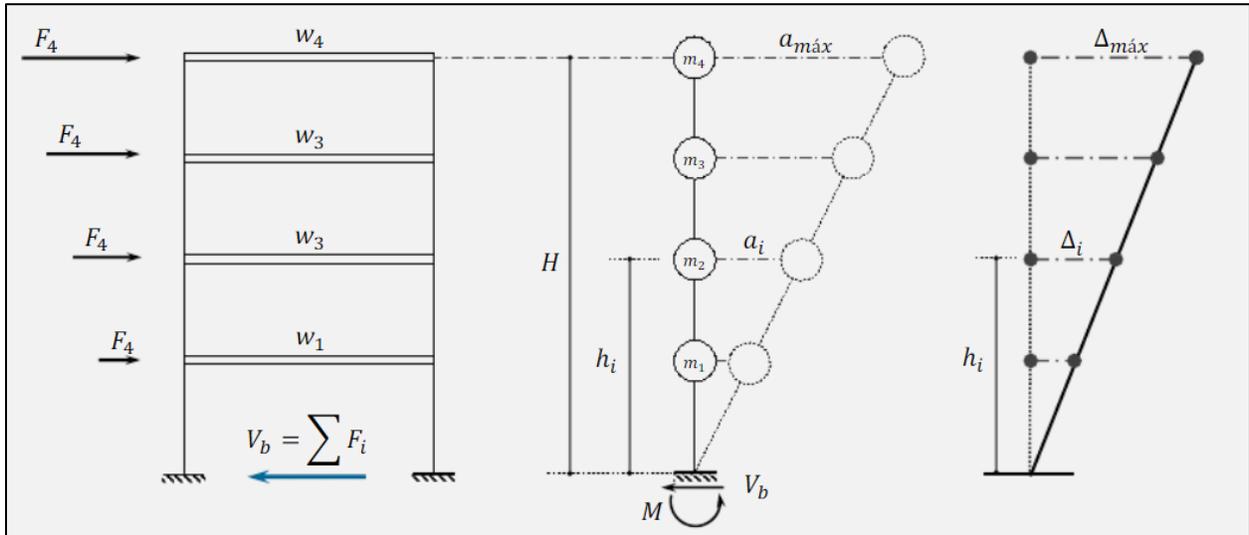


Figura 2.2 Diagrama de cuerpo libre de la formulación del análisis estático equivalente
Fuente: (Jiménez Mucho, 2020)

2.3.3. Análisis dinámico modal espectral

El análisis dinámico modal espectral, fundamental en la ingeniería sísmica, se orienta hacia la anticipación de cómo una estructura reaccionaría a un terremoto. Este procedimiento integra las propiedades vibratorias naturales de la estructura (modos y frecuencias de vibración) con el registro de movimiento terrestre durante un sismo.

La inicial fase del proceso implica realizar un análisis modal de la estructura para identificar sus modos y frecuencias naturales de vibración. Estos modos de vibración corresponden a las formas en las que la estructura vibraría sin la aplicación de ninguna fuerza externa adicional (Chopra, 2012).

Una vez determinados los modos y las frecuencias naturales, se procede a su combinación con un espectro de respuesta sísmica. Este espectro representa la energía emitida en

un terremoto en distintas frecuencias y, generalmente, se sustenta en registros sísmicos históricos que suelen figurar en los códigos de construcción antisísmica.

El último paso consiste en la combinación de las respuestas de la estructura en cada modo para obtener una respuesta total frente al terremoto. Entre los métodos más utilizados para este proceso se encuentra la Suma de Raíces Cuadradas (SRSS) y la Combinación Cuadrática Completa (CQC).

Con este análisis se puede estimar las máximas demandas (desplazamientos, velocidades, aceleraciones, fuerzas, momentos, etc.) que se podrían producir en la estructura durante un terremoto. Comparando estas demandas con la capacidad de la estructura, es posible determinar si la misma es capaz de resistir el terremoto sin colapsar o sufrir daños significativos (Chopra, 2012).

Es relevante destacar que el análisis dinámico modal espectral es una simplificación del comportamiento dinámico real de una estructura durante un terremoto. No siempre puede capturar todos los efectos, especialmente en terremotos de alta intensidad o en estructuras con comportamiento dinámico no lineal. En tales circunstancias, pueden ser necesarios métodos de análisis más avanzados, como el análisis de respuesta temporal no lineal.

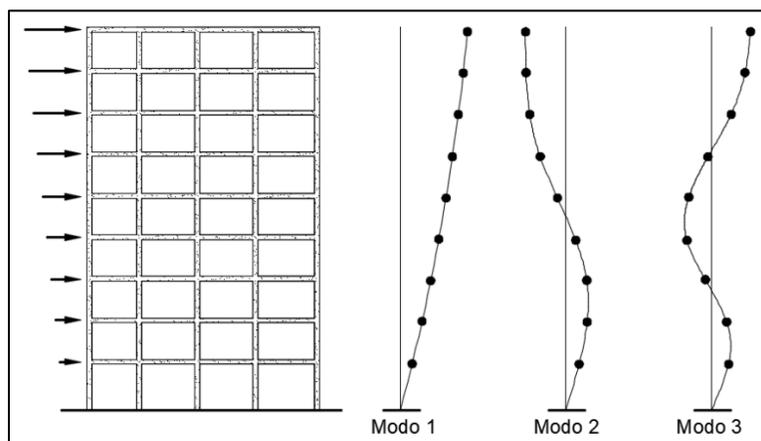


Figura 2.3 Principales modos de vibración de una estructura
Fuente: (Martínez Martínez, 2019)

2.3.4. Análisis dinámico no lineal (Time History)

El análisis dinámico no lineal de respuesta en el tiempo, comúnmente denominado análisis de historia de tiempo, es una forma avanzada de análisis estructural aplicada en la ingeniería civil y sísmica. Este enfoque tiene en cuenta tanto el carácter dinámico del terremoto como el comportamiento potencialmente no lineal de la estructura. Este es un método más sofisticado y realista en comparación con los procedimientos de análisis lineales, ya sean estáticos o dinámicos.

En este análisis, la respuesta estructural a un registro específico de aceleración del suelo, que simboliza el movimiento terrestre durante un terremoto real, es cuidadosamente estudiada. Durante cada instante del tiempo, se calculan las fuerzas internas y las deformaciones en la estructura, basándose en el movimiento del suelo y las características propias de la estructura (FEMA, 2018).

La no linealidad es un componente fundamental en este tipo de análisis. Con frecuencia, bajo cargas de gran magnitud, como las producidas por un terremoto, el comportamiento de la estructura puede tornarse no lineal. Este fenómeno implica que las relaciones entre las fuerzas y las deformaciones dejan de ser proporcionales (como se supone en el análisis lineal), y pueden variar dependiendo del nivel de deformación. Diversos factores pueden provocar la no linealidad, como la fisuración del concreto, el flujo plástico del acero o la interacción suelo-estructura (Chopra & Goel, 2004).

El análisis dinámico no lineal de respuesta en el tiempo aborda estos efectos, permitiendo una representación más precisa de la respuesta de la estructura al sismo. No obstante, este tipo de análisis es más complejo y requiere más tiempo que los métodos lineales, exigiendo además un modelo estructural detallado y una precisión en el registro del terremoto.

Finalmente, cabe destacar que aunque este análisis puede ofrecer una visión detallada de la respuesta de la estructura al sismo, aún existen incertidumbres asociadas con la modelización de la estructura y la predicción del movimiento del suelo. Por lo tanto, los resultados deben interpretarse siempre considerando estas incertidumbres.

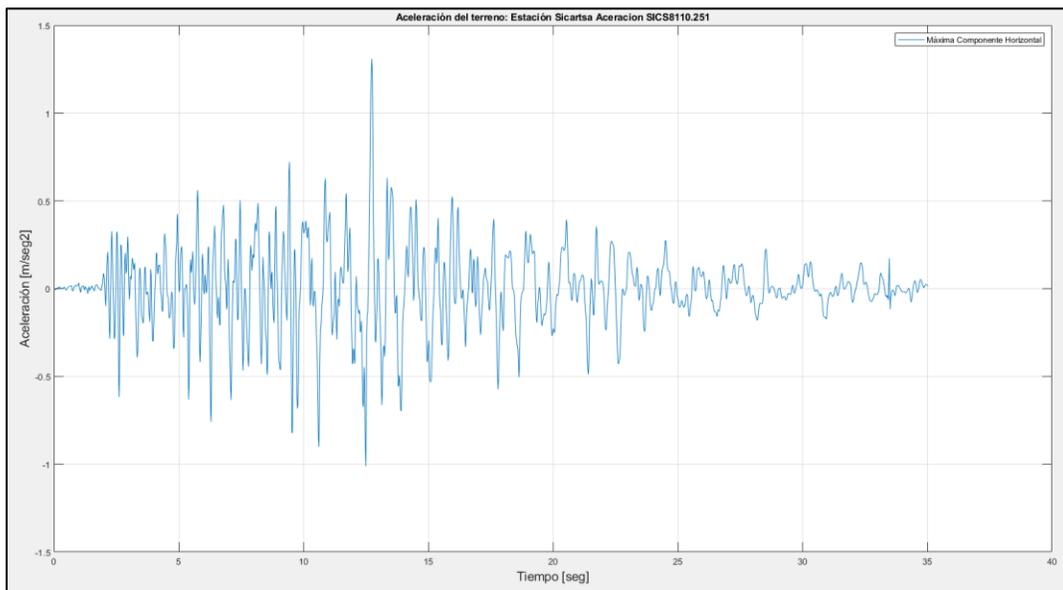


Figura 2.4 Diagrama de tiempo-aceleración
Fuente: (Propia)

2.4. Provisiones sísmicas para edificios de acero estructural de la AISC

2.4.1. Antecedentes

“Hasta la ocurrencia del terremoto de Northridge, California, en 1994 y posteriormente el de Kobe, Japón, en 1995, se pensaba que el estado del arte en el diseño sismorresistente, plasmado en las disposiciones sísmicas del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC, por su nombre en inglés) permitía diseñar estructuras que presentarían un comportamiento dúctil ante solicitaciones sísmicas extremas. Los daños observados por efecto de estos terremotos echaron por tierra esta creencia y pusieron en tela de juicio la filosofía de diseño que se aplicaba hasta ese entonces para producir estructuras sismorresistentes en acero estructural. La cantidad y tipo de fallas observadas, especialmente en estructuras de marcos a

momento, impulsaron el desarrollo de extensas investigaciones experimentales y analíticas sobre el comportamiento de las conexiones en estructuras de acero bajo cargas sísmicas.” (Beltrán, J., & Herrera, R., 2002, p.1).

Se desarrollaron una serie de normas y directrices que se aplican a la construcción de edificios de acero estructural. La norma más relevante para el diseño sísmico es la AISC 341, también conocida como la "Norma de Diseño Sísmico de Construcción de Acero".

AISC 341 abarca una variedad de aspectos relacionados con el diseño sísmico, incluyendo criterios de diseño y detallado, procedimientos de análisis, y requisitos para diferentes tipos de sistemas de resistencia sísmica, como marcos de momento, marcos de viga de acero, sistemas de arriostramiento concéntrico y excéntrico, entre otros.

2.4.2. Consideraciones generales

2.4.2.1. Alcance

La Norma de Diseño Sísmico AISC 341 del American Institute of Steel Construction establece una serie de directrices para la concepción, manufactura y construcción de estructuras de acero que probablemente se sometan a cargas sísmicas. Estas pautas son extensas y abordan una amplia gama de aspectos relacionados con la resistencia a los terremotos de las estructuras de acero.

Esta normativa se aplica a una variedad de estructuras que requieren resistencia a las cargas sísmicas, como los edificios de acero, puentes y torres. Asimismo, la AISC 341 proporciona los lineamientos mínimos para la concepción de elementos estructurales, uniones y sistemas resistentes a las cargas sísmicas. Además, ofrece directrices sobre los métodos de análisis a emplear para evaluar la respuesta de una estructura a un terremoto, incluyendo tanto análisis estáticos como dinámicos.

La AISC 341 no sólo clasifica y define los sistemas de resistencia a las cargas sísmicas, sino que también resalta la importancia de la ductilidad en la concepción de estructuras de acero que resisten cargas sísmicas. Igualmente, esta norma pone de manifiesto los requisitos para la manufactura y construcción de estas estructuras, que incluyen la calidad del material, las labores de soldadura y los procedimientos de inspección.

Finalmente, el American Institute of Steel Construction se compromete a actualizar y mantener la norma 341, lo que asegura que refleje las mejores prácticas y los conocimientos más recientes en el campo del diseño sísmico (AISC, 2016).

La figura 2.5 ilustra cómo la ductilidad influye en el corte basal de diseño (V_b) en una estructura. Se observa que para alcanzar un mismo nivel de deformaciones de diseño ($\Delta_{\text{diseño}}$), una estructura intacta necesita soportar fuerzas mucho mayores en comparación con una estructura dúctil. Dada la variabilidad de las fuerzas sísmicas, construir una estructura que mantenga su comportamiento elástico ante el máximo sismo posible es económicamente inviable. Así, es crucial que las estructuras en áreas sísmicas posean cierto grado de ductilidad, representada por el factor de reducción de respuesta (R). Este factor, al ser mayor, implica la necesidad de mayor ductilidad en la estructura, permitiéndole resistir daños sin colapsar. Un factor R de 1 indica una estructura completamente elástica. La determinación de este factor y su implementación en el cálculo de las fuerzas sísmicas varía por país.

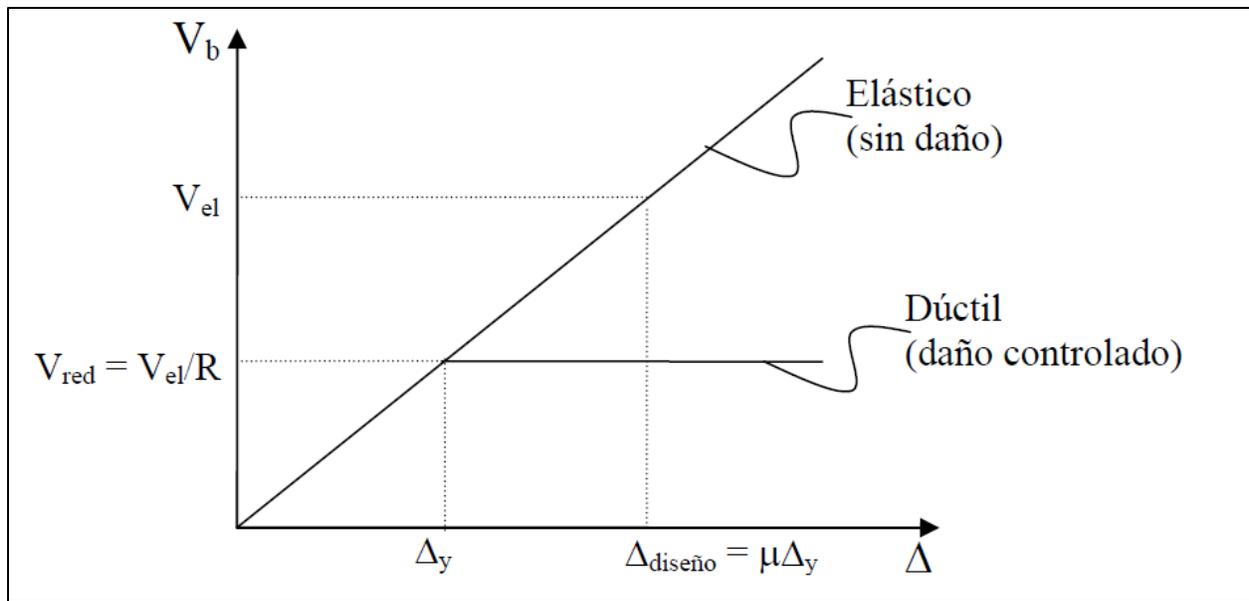


Figura 2.5 Concepto de ductilidad
Fuente: (Beltrán, J., & Herrera, R., 2002)

2.4.2.2. Solicitaciones y combinaciones de carga

Las normativas de la American Institute of Steel Construction (AISC) estipulan que las construcciones de acero deben ser diseñadas para resistir cargas sísmicas. Estas cargas se determinan en base a varios factores, tales como la ubicación geográfica del inmueble, la geología del lugar, el tipo de terreno y la relevancia de la construcción.

Se debe prestar atención a la combinación de cargas a tener en cuenta, que comprenden la carga viva, la carga muerta, las cargas eólicas y las cargas sísmicas. Las cargas sísmicas se combinan con otras cargas mediante el uso de coeficientes de carga y de resistencia para asegurar que la construcción disponga de suficiente capacidad de resistencia.

Es imperativo tener en cuenta los códigos y normativas tanto locales como internacionales al diseñar cualquier tipo de construcción. Su cumplimiento es fundamental para garantizar la integridad estructural y la seguridad de los ocupantes. En este contexto, la

normativa AISC desempeña un papel importante al proporcionar directrices detalladas para el diseño de estructuras de acero resistentes a los terremotos.

2.4.2.3. Materiales

El Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC, por sus siglas en inglés) ha formulado pautas precisas respecto a los materiales óptimos para su uso en áreas de alta actividad sísmica, compendiadas en "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" (AISC, 2016). Los aceros destinados a construcciones en estas regiones deben exhibir características específicas de ductilidad, resistencia y tenacidad, con el fin de resistir las cargas derivadas de un terremoto (AISC, 2016).

Acorde a las provisiones sísmicas de la AISC, los tipos de acero y las normas que deben satisfacer se encuentran meticulosamente detallados. En particular, la normativa AISC 341 dictamina que los aceros estructurales deben adherirse a normas específicas de la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM, por sus siglas en inglés). Los estándares frecuentemente empleados son el ASTM A36, A992, A913, entre otros.

Con relación a las placas de conexión en áreas de alta sismicidad, deben cumplir con estándares ASTM particulares, como el A36, A572 o A588. Asimismo, se exige que las barras de refuerzo utilizadas en la construcción de acero en dichas áreas sigan los estándares ASTM A615 o A706.

2.4.2.4. Elementos estructurales

2.4.2.4.1. Esbeltez de la sección

La esbeltez de una sección, definida como la proporción entre la longitud de un elemento estructural y su radio de giro mínimo, es un factor decisivo en el diseño estructural (Hibbeler, 2017). Este concepto es particularmente relevante en los miembros estructurales comprimidos,

como las columnas, ya que define su capacidad para resistir inestabilidad o pandeo bajo la aplicación de una carga axial.

Se distinguen dos variantes de esbeltez en la planificación de estructuras de acero: la esbeltez local y la esbeltez global. La esbeltez local se refiere a la relación entre la anchura de una placa (como el alma o las alas de un perfil I) y su espesor. Un índice elevado de esbeltez local puede desencadenar un pandeo local, disminuyendo la resistencia del miembro antes de alcanzar la resistencia al pandeo global. Por otro lado, la esbeltez global alude a la relación entre la longitud no constreñida de un miembro y su radio de giro mínimo. Un valor alto de esbeltez global puede desembocar en un pandeo global, donde toda la longitud del miembro se desvía fuera del plano bajo la acción de una carga de compresión (Chen & Atsuta, 2018).

El término "secciones compactas" se utiliza en el diseño de miembros de acero para la construcción. Este término describe una sección cuyas dimensiones permiten alcanzar la capacidad plena de plastificación previa a la aparición del pandeo local. Las secciones compactas son deseables porque posibilitan la utilización completa de la capacidad de plastificación del acero, lo que puede traducirse en diseños más eficientes. Además, ofrecen una resistencia más predecible al pandeo local y son menos propensas a la inestabilidad en comparación con las secciones no compactas o esbeltas (AISC, 2016).

No obstante, es esencial recordar que las secciones compactas no están exentas de pandeo. A pesar de que pueden soportar una mayor deformación antes de fallar, siguen estando sujetas al pandeo global si su esbeltez global es alta. En consecuencia, el diseño de miembros de acero implica el equilibrio de estos y otros factores para lograr una estructura segura y eficiente. En la figura 2.6 se presenta una gráfica de momento (M) – Rotación (θ) según el tipo de

secciones en relación al momento, en la gráfica se especifica momento de fluencia (M_y) y el momento plástico (M_p).

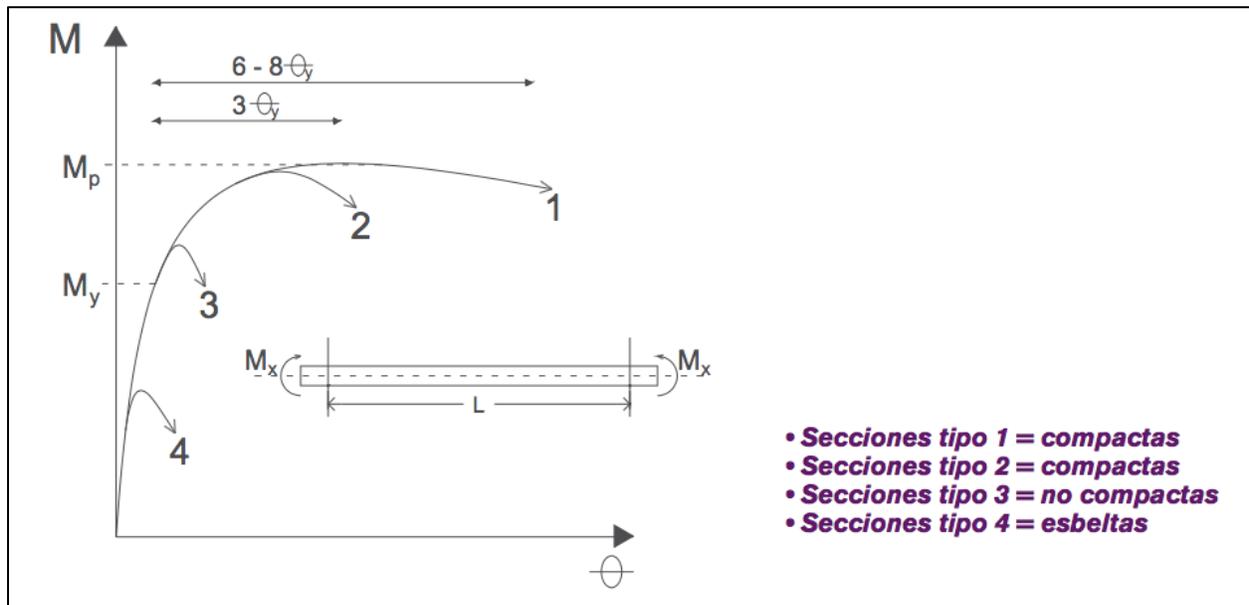


Figura 2.6 Tipo de secciones en relación al momento
Fuente: (Guzmán Mora, n.d.)

2.4.2.4.2. Zonas protegidas

“Durante la documentación de las fallas después del terremoto de Northridge y los posteriores estudios experimentales realizados, se observó que la presencia de irregularidades en ciertas zonas de la estructura metálica generaba puntos débiles que podían producir agrietamiento y la falla anticipada del elemento. Las zonas donde esto ocurría eran normalmente zonas de alta demanda de deformación inelástica, como las regiones donde se producían articulaciones plásticas en las vigas o los extremos de arriostramientos. Las irregularidades observadas incluían: pinchazos de soldadura, piezas utilizadas para facilitar la erección y ensamble de elementos no estructurales, conectores de corte soldados, y perforaciones y cortes con antorcha no suavizados.” (Beltrán, J., & Herrera, R., 2002, p.7).

El concepto de "zonas protegidas" es un término acuñado por el American Institute of Steel Construction (AISC) en sus "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". Estas zonas representan áreas particulares en un miembro o conexión de acero que resultan críticas para la resistencia y la respuesta sísmica de la estructura en su conjunto. Son especialmente diseñadas para experimentar deformaciones plásticas y disipar energía durante un sismo, reforzando así la resistencia sísmica global de la estructura (AISC, 2016).

Las zonas protegidas, según las provisiones sísmicas del AISC, deben mantenerse intactas y libres de alteraciones no permitidas en el diseño estructural original, tales como soldaduras, cortes, taladros, entre otras. Dichas alteraciones podrían debilitar la resistencia y ductilidad de estas áreas vitales.

Existen, comúnmente, tres tipos de zonas protegidas en un sistema de marcos resistentes a momentos:

- Zonas de la unión: corresponden a las áreas donde se producen las uniones entre el alma y las alas de un miembro de viga o de columna. Estas zonas están preparadas para soportar altos niveles de deformación durante un evento sísmico.
- Zonas de panel en marcos con arriostramiento concéntrico: se refieren a las áreas en las uniones de los miembros que forman el panel de arriostramiento.
- Zonas de panel en marcos con arriostramiento excéntrico: son las áreas en las uniones de los miembros que componen el panel de arriostramiento, así como las áreas de los miembros de la viga y de la columna adyacentes a estas uniones.

El diseño y la minuciosa definición de estas zonas protegidas son aspectos primordiales para el rendimiento integral de la estructura durante un evento sísmico. Por ende, estas áreas se

rigen por requisitos de diseño y construcción más rigurosos en comparación con otras secciones de la estructura (Chen & Duan, 2021).

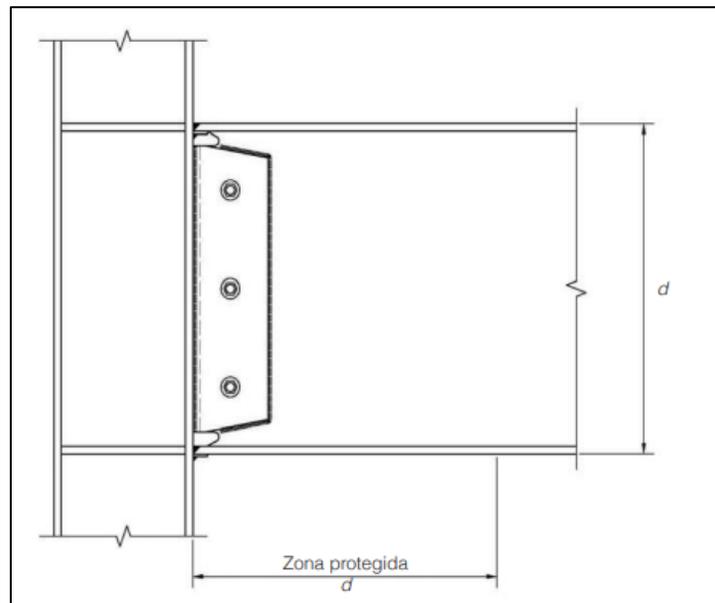


Figura 2.7 Representación de la zona protegida en una conexión tipo WUF-W
Fuente: (CFIA, 2010)

2.4.2.5. Conexiones

Las conexiones son componentes esenciales en cualquier estructura de acero, facilitando la unión de distintos miembros estructurales como vigas y columnas y posibilitando la transferencia de cargas entre ellos. Existen diversas formas de implementar estas conexiones, abarcando técnicas como la soldadura, el uso de pernos y remaches.

El American Institute of Steel Construction (AISC), en sus Provisiones Sísmicas, sostiene que las conexiones, específicamente las intersecciones entre vigas y columnas, son vitales para la resistencia y el comportamiento de la estructura en un evento sísmico. En efecto, estas conexiones deben estar capacitadas para deformarse plásticamente y disipar energía en el transcurso de un terremoto sin sufrir una falla frágil (AISC, 2016).

Existen varios aspectos decisivos de las conexiones dentro del marco de las Provisiones Sísmicas del AISC:

- Conexiones de Momento: El AISC pone énfasis especial en las conexiones de momento, diseñadas específicamente para transferir momentos entre vigas y columnas. Deben tener la capacidad de soportar grandes deformaciones sin fallar, permitiendo así la disipación de energía durante un sismo.
- Zonas Protegidas: En los sistemas resistentes a momentos, las conexiones a menudo comprenden "zonas protegidas". Estas áreas particulares de la conexión están diseñadas para deformarse plásticamente durante un terremoto. Cualquier modificación no autorizada de estas zonas está prohibida, ya que podría comprometer la capacidad de disipación de energía de la conexión.
- Conexiones Pre-calificadas: El AISC ofrece detalles de diseño para diversos tipos de conexiones que han sido "pre-calificadas" para su uso en sistemas resistentes a momentos. Estas conexiones han sido extensamente estudiadas y han evidenciado un rendimiento satisfactorio en terremotos.
- Conexiones de Arriostramiento: Las conexiones de arriostramiento también son fundamentales en el diseño sísmico. Las Provisiones Sísmicas del AISC definen requisitos para las conexiones de arriostramiento en varios tipos de sistemas resistentes a terremotos, incluyendo sistemas de arriostramiento concéntrico y excéntrico.
- Inspección y Pruebas: Las Provisiones Sísmicas del AISC establecen requerimientos para la inspección y las pruebas de las conexiones en estructuras

de acero en áreas de alta actividad sísmica. Estos incluyen la inspección visual, la inspección por ultrasonidos y la radiografía.

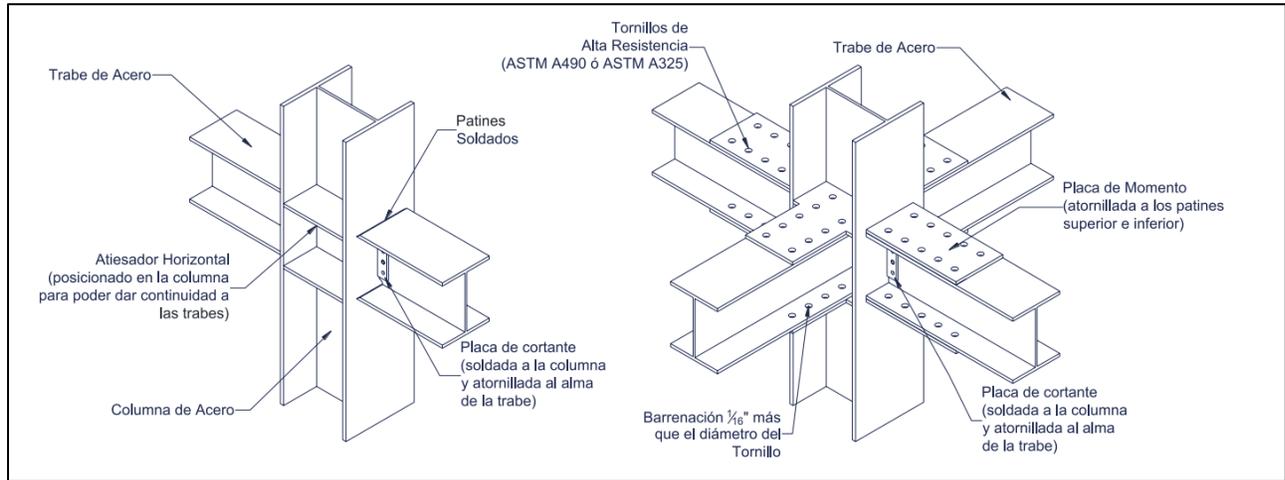


Figura 2.8 Elementos involucrados en una conexión
Fuente: (Chazaro Rosario, 2019)

2.4.2.6. Sistemas estructurales

2.4.2.6.1. Marcos ordinarios a momento (OMF)

Los Marcos Ordinarios a Momento (Ordinary Moment Frames, OMF) representan una de las categorías de sistemas estructurales definidos por el Instituto Americano de la Construcción de Acero (AISC) en sus Provisiones Sísmicas.

Un marco a momento constituye un sistema estructural donde las vigas y las columnas se unen mediante conexiones rígidas capaces de soportar y transferir momentos. Esto implica que, en caso de que una viga o columna se curve bajo una carga determinada, la conexión transmitirá dicho momento a los miembros adyacentes, contribuyendo así a la distribución de la carga.

Respecto a la resistencia sísmica, los OMF son la forma más básica de marcos a momento establecidos por el AISC. Se diseñan para resistir cargas gravitacionales y proveer un mínimo de resistencia sísmica, pero no se prevé que ofrezcan el mismo grado de resistencia o

ductilidad que los Marcos Especiales a Momento (Special Moment Frames, SMF) o los Marcos Intermedios a Momento (Intermediate Moment Frames, IMF) (AISC, 2016).

Los OMF resultan apropiados para su empleo en áreas de escasa actividad sísmica o en edificaciones donde las demandas sísmicas previsibles sean bajas. En dichas situaciones, los OMF pueden representar una solución pragmática y coste-eficiente.

Las Provisiones Sísmicas del AISC presentan requisitos minuciosos para el diseño, la fabricación y la construcción de OMF. Estos comprenden requisitos para las conexiones, los miembros, la estabilidad general del marco y otros aspectos relevantes del diseño y construcción.

Por último, es fundamental destacar que, si bien los OMF son una opción factible en determinados contextos, es siempre trascendental considerar las condiciones específicas del sitio, los requerimientos de diseño y las directrices de los códigos locales y nacionales al seleccionar un sistema estructural para un proyecto en particular.

2.4.2.6.2. Marcos intermedios a momento (IMF)

Los Marcos Intermedios a Momento (Intermediate Moment Frames, IMF), constituyen un modelo de sistema estructural que se inscribe dentro de las Provisiones Sísmicas del Instituto Americano de la Construcción de Acero (AISC), exhibiendo paralelismos con los Marcos Ordinarios a Momento (OMF), no obstante, su diseño se enfoca en proveer una mayor resistencia y ductilidad sísmica (AISC, 2016).

Destacan en su utilidad práctica en contextos de actividad sísmica que oscilan de moderada a alta, o en construcciones donde se proyecten exigencias sísmicas de similar envergadura. En términos comparativos, los IMF se posicionan en un escalón intermedio en términos de resistencia y ductilidad, al contrastarlos con los OMF y los Marcos Especiales a

Momento (Special Moment Frames, SMF), estos últimos reconocidos por su superior resistencia y ductilidad.

A fin de asegurar que los IMF dispongan de la resistencia y ductilidad requeridas para enfrentar la deformación durante un suceso sísmico, se exige que estos cumplan con requisitos adicionales, no estipulados para los OMF. Dichos requerimientos pueden abarcar limitaciones en las proporciones de los miembros, especificaciones en los detalles de las conexiones, y requerimientos de soldadura, entre otros elementos de consideración indispensable.

2.4.2.6.3. Marcos especiales a momento (SMF)

Los Marcos Especiales a Momento (Special Moment Frames, SMF) representan un tipo específico de sistema estructural, contemplado en las Provisiones Sísmicas del Instituto Americano de la Construcción de Acero (AISC), destinado para áreas con alta actividad sísmica (AISC, 2016).

Un marco a momento constituye un sistema en el que las vigas y columnas están interconectadas por medio de conexiones rígidas, que ostentan la capacidad de resistir y transmitir momentos flexionantes. Específicamente en un SMF, estas conexiones están diseñadas para ofrecer una ductilidad destacada, lo que implica que pueden someterse a una considerable cantidad de deformación sin incurrir en fallos. Durante un terremoto, esta ductilidad resulta crucial, ya que permite que el marco disipe energía a través de deformación plástica en respuesta a las cargas sísmicas.

En una comparativa entre los tres tipos de marcos a momento - Marcos Ordinarios a Momento (OMF), Marcos Intermedios a Momento (IMF), y Marcos Especiales a Momento (SMF) - los SMF se diseñan para proporcionar el nivel más alto de resistencia y ductilidad. Esto

los hace particularmente idóneos para su uso en áreas de alta actividad sísmica, o en estructuras donde se prevé que las demandas sísmicas sean altas.

Para garantizar la resistencia y ductilidad requeridas para soportar la deformación durante un evento sísmico, los SMF deben cumplir con requisitos más estrictos en comparación con los OMF e IMF.

2.4.2.6.4. Marcos especiales a base de armaduras (STMF)

Los Marcos Especiales a base de Armaduras (Special Truss Moment Frames, STMF) representan un modelo de sistema estructural resistente a momentos, comúnmente integrado en el diseño sísmico. Este tipo de sistemas se encuentran categorizados y detallados en las Provisiones Sísmicas del Instituto Americano de la Construcción de Acero (AISC) con un propósito bien definido: brindar resistencia y ductilidad significativas en situaciones de actividad sísmica (AISC, 2016).

Un STMF se configura empleando armaduras de acero, que son ensamblajes triangulares formados por vigas y columnas. Estas armaduras están interrelacionadas de tal manera que pueden soportar y transmitir momentos de flexión de gran envergadura. Se destaca la elevada ductilidad de las conexiones presentes en un STMF, en virtud de su capacidad de experimentar una amplia deformación sin llegar a fracturarse. Durante un terremoto, esta característica resulta vital, pues permite que el sistema disipe la energía sísmica a través de la deformación plástica, evitando de esta manera una rotura frágil.

El diseño de los STMF implica consideraciones específicas para asegurar que las conexiones entre los miembros de la armadura sean capaces de resistir los momentos de flexión generados durante un evento sísmico. Las Provisiones Sísmicas de la AISC proveen directrices

minuciosas para el diseño y la construcción de STMF, que incluyen requerimientos para las proporciones de los miembros, detalles de las conexiones y procedimientos de soldadura.

Al igual que con otros sistemas de marcos resistentes a momentos, es trascendental tener en cuenta las condiciones específicas del sitio de construcción, los requerimientos de diseño y los códigos de construcción locales al considerar un STMF para un proyecto determinado.

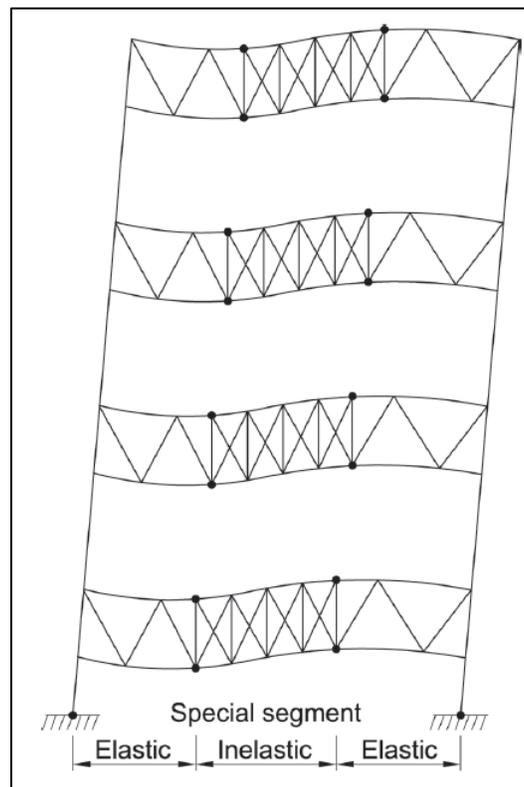


Figura 2.9 Mecanismo de rendimiento previsto STMF con miembros de alma diagonal
Fuente: (ANSI/AISC 341-16, 2016)

2.4.2.6.5. Marcos ordinarios arriostrados concéntricamente (OCBF)

Los Marcos Ordinarios Arriostrados Concéntricamente (Ordinary Concentrically Braced Frames, OCBF) se caracterizan por ser una modalidad de sistema de resistencia lateral empleada en el diseño de edificaciones y estructuras de acero, con el fin de soportar cargas laterales tales como las cargas de viento y las cargas sísmicas. Esta tipología de sistemas está detallada y

definida en las Provisiones Sísmicas del Instituto Americano de la Construcción de Acero (AISC) (AISC, 2016).

Un marco arriostrado concéntricamente consiste en una estructura de acero integrada por vigas y columnas, complementada con arriostramientos diagonales o en formato de X, los cuales se conectan a las vigas y columnas en puntos de convergencia concéntricos o comunes. Esto implica que todos los miembros convergen en una misma conexión en un único punto. La principal función de estos arriostramientos es contrarrestar las cargas laterales operando en tensión (alargamiento) o en compresión (presión), dependiendo de la dirección de la carga lateral.

En el contexto de un OCBF, los arriostramientos, vigas y columnas se diseñan con la finalidad de resistir tanto las cargas gravitacionales como las cargas laterales. Según las indicaciones del AISC, los OCBF representan los sistemas de arriostramiento más elementales y están concebidos para brindar una resistencia sísmica básica. Por tanto, son idóneos para su implementación en áreas con baja actividad sísmica o en edificaciones donde se prevén demandas sísmicas de baja intensidad.

2.4.2.6.6. Marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF)

Los Marcos Especiales Arriostrados Concéntricamente (Special Concentrically Braced Frames, SCBF) constituyen un modelo de sistema de resistencia lateral, frecuentemente integrado en el diseño de estructuras de acero. El objetivo primordial de los SCBF es soportar cargas laterales, las cuales pueden incorporar cargas de viento y cargas sísmicas. Este tipo de sistemas se hallan detallados en las Provisiones Sísmicas del Instituto Americano de la Construcción de Acero (AISC) (AISC, 2016).

Un SCBF se estructura a partir de vigas y columnas, complementadas con arriostramientos dispuestos de forma diagonal o en formato de X. Estos arriostramientos se conectan a las vigas y columnas en puntos concéntricos o comunes, lo que significa que todos los miembros convergen en un único punto de conexión compartido. Los arriostramientos están diseñados para contrarrestar las cargas laterales, operando en tensión (elongación) o en compresión (presión), en función de la dirección de la carga lateral.

Al comparar los Marcos Especiales Arriostrados Concéntricamente (SCBF) con los Marcos Ordinarios Arriostrados Concéntricamente (Ordinary Concentrically Braced Frames, OCBF), los SCBF demuestran ofrecer un nivel superior de resistencia y ductilidad. Esto los posiciona como una opción preferencial en regiones con actividad sísmica de moderada a alta, o en edificaciones donde se anticipa una demanda sísmica considerable.

Las Provisiones Sísmicas de la AISC establecen los requisitos específicos para el diseño y construcción de SCBF, los cuales resultan más rigurosos que los establecidos para los OCBF. Estos pueden incluir restricciones sobre las proporciones de los miembros, detalles de las conexiones y procedimientos de soldadura, entre otros aspectos relevantes.

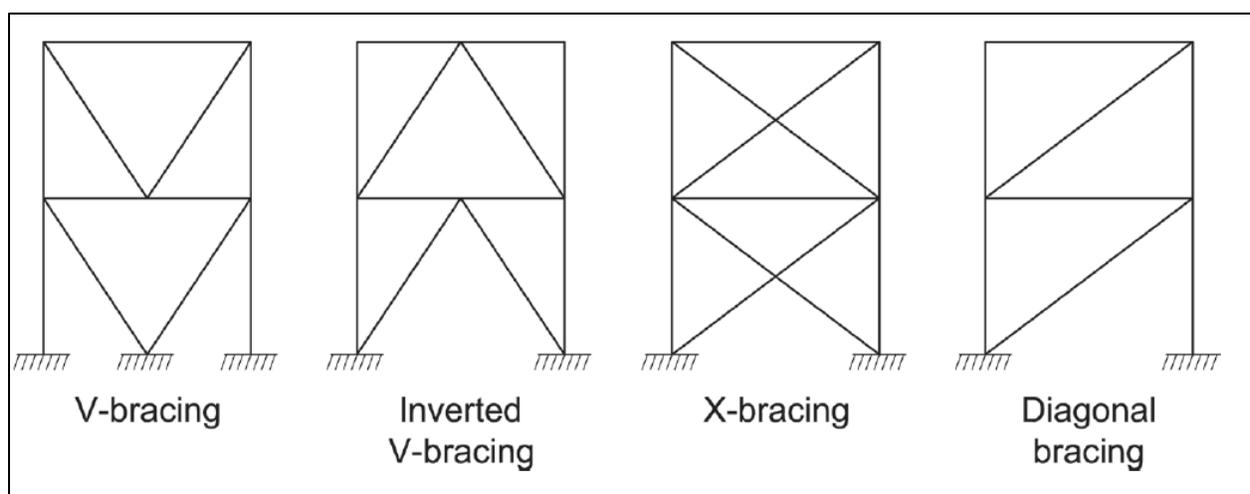


Figura 2.10 Ejemplos de configuraciones de arriostramiento concéntrico
Fuente: (ANSI/AISC 341-16, 2016)

2.4.2.6.7. Marcos arriostrados excéntricamente (EBF)

Los Marcos Arriostrados Excéntricamente (Eccentrically Braced Frames, EBF) se definen como una categoría de sistema estructural orientado a resistir cargas laterales, con énfasis particular en las cargas sísmicas. Como otros sistemas de marcos arriostrados, se encuentran detallados en las Provisiones Sísmicas del Instituto Americano de la Construcción de Acero (AISC) (AISC, 2016).

La configuración de un EBF incluye vigas, columnas y arriostramientos. Sin embargo, se distinguen de los Marcos Arriostrados Concéntricamente (Concentrically Braced Frames, CBF) en la forma en que los arriostramientos se conectan a las vigas y columnas. En un EBF, los arriostramientos se vinculan con los otros componentes de la estructura en puntos no concéntricos, de ahí su denominación. En otras palabras, los arriostramientos se conectan de forma excéntrica, es decir, a una cierta distancia de los centros de las vigas y columnas.

Esta disposición excéntrica genera una capacidad de momento de rotación en los puntos de conexión, lo cual permite a la estructura absorber y disipar energía mediante deformación plástica (deformación permanente) en las zonas de conexión, a las que se alude como "enlaces". Esta habilidad para soportar deformación plástica puede mejorar de manera considerable la capacidad de una estructura para resistir las fuerzas sísmicas sin incurrir en daños de gravedad.

Al igual que con otros tipos de marcos arriostrados, el diseño de EBF debe seguir las pautas específicas establecidas en las Provisiones Sísmicas de la AISC. Esto incluye requisitos para las proporciones de los miembros, detalles de las conexiones, procedimientos de soldadura y más.

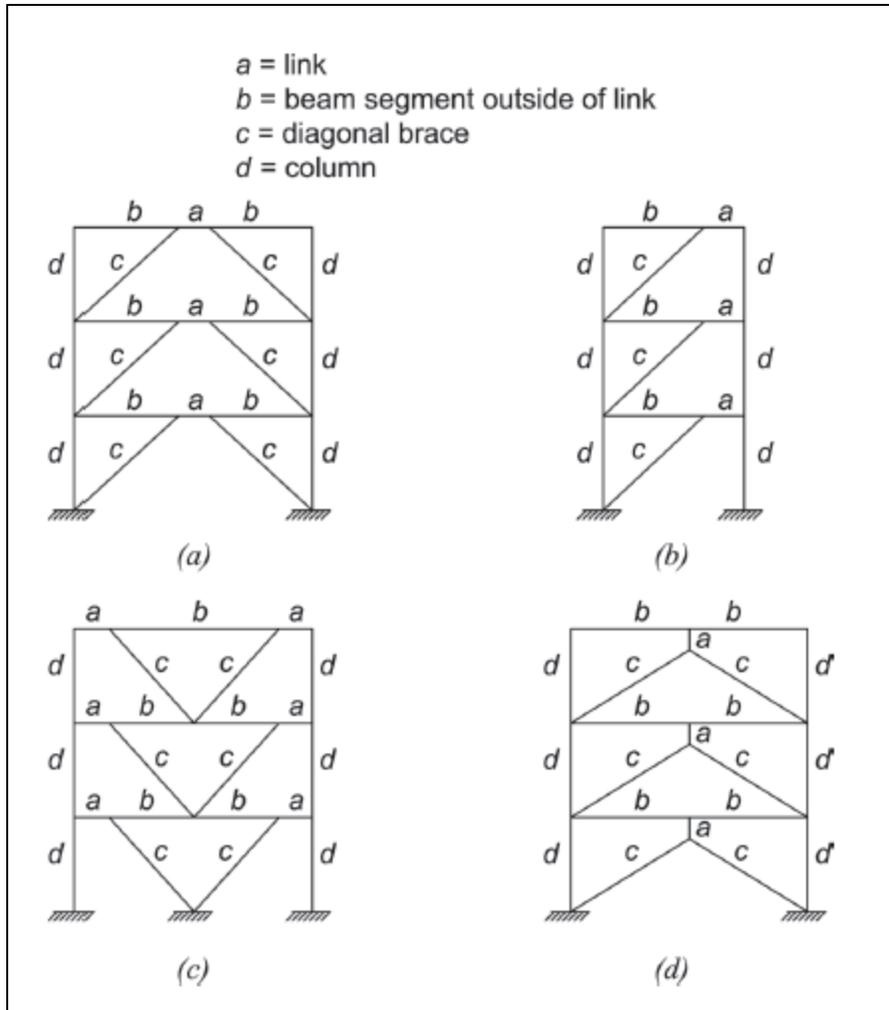


Figura 2.11 Ejemplos de pórticos arriostrados excéntricamente
 Fuente: (ANSI/AISC 341-16, 2016)

2.5. Aislación basal

2.5.1. Principios de la aislación sísmica

El aislamiento sísmico, también denominado aislamiento de base, representa una estrategia de ingeniería avanzada orientada a optimizar la resistencia de las estructuras ante fenómenos sísmicos y vibraciones del terreno. Este método, fundamentado en diversos principios clave, puede coadyuvar en la mitigación de daños y en la prolongación de la vida útil de las estructuras en áreas con alta actividad sísmica.

En primer lugar, el aislamiento sísmico aboga por la separación estructural respecto al suelo. Al instalar aisladores de base entre la estructura del edificio y sus cimientos, el edificio se "desacopla" efectivamente de los movimientos del terreno durante un terremoto. Dicho desacoplamiento atenúa la cantidad de energía sísmica que se propaga a la estructura, permitiendo que los aisladores absorban y disipen la energía (Esteva, 2010).

En segundo lugar, se apunta a la prolongación del período fundamental de vibración. Al diseñar aisladores de base con alta flexibilidad en términos de desplazamiento horizontal, se consigue incrementar el período de vibración de la estructura. Un período de vibración más prolongado implica que la estructura se moverá de forma más lenta en respuesta a un terremoto, lo que puede colaborar en la prevención de daños.

El tercer principio hace referencia a la disipación de energía. Los aisladores de base, a menudo fabricados con materiales como el caucho reforzado con acero, exhiben una alta capacidad para disipar energía. Este amortiguamiento posibilita que una fracción de la energía del terremoto se disipe en forma de calor, aligerando la cantidad de energía que debe soportar la estructura.

Además, los aisladores de base están concebidos para favorecer la restauración del sistema a su posición original tras un evento sísmico, evitando así daños permanentes en la estructura y minimizando el tiempo y coste de las reparaciones post-sísmicas (Reyes, 2018).

Finalmente, es esencial que los aisladores de base sean capaces de resistir las cargas de servicio normales de un edificio, tales como su peso propio y las cargas de uso. Estos deben operar de manera adecuada en condiciones normales, sin provocar vibraciones molestas.

Aunque en diversas regiones se han establecido métodos convencionales de análisis y diseño para edificaciones de acero estructural, aquellas construcciones firmemente ancladas al

suelo pueden transmitir directamente las fuerzas generadas por un terremoto a la estructura de la edificación. En este contexto, el aislamiento sísmico se plantea como una alternativa que permite disminuir la transmisión de fuerzas del suelo hacia la estructura.

En este sentido, el aislamiento sísmico también se fundamenta en la flexibilización y el incremento del amortiguamiento. La flexibilización se logra al utilizar un nivel de aislamiento entre el suelo de cimentación y la estructura superior, lo cual genera una rigidez lateral significativamente inferior a la de la propia estructura. Esto facilita que las deformaciones se produzcan en la interfaz, transmitiendo bajos esfuerzos cortantes a la superestructura y resultando en un movimiento de bloque rígido con deformación y daños mínimos durante la respuesta sísmica.

La siguiente figura ilustra cómo una estructura convencional responde a un evento sísmico y cómo la implementación de aisladores sísmicos en la base altera de manera significativa su comportamiento. La utilización de esta tecnología consigue mitigar las fuerzas derivadas de los desplazamientos relativos entre pisos, evitando así sus consiguientes efectos adversos.

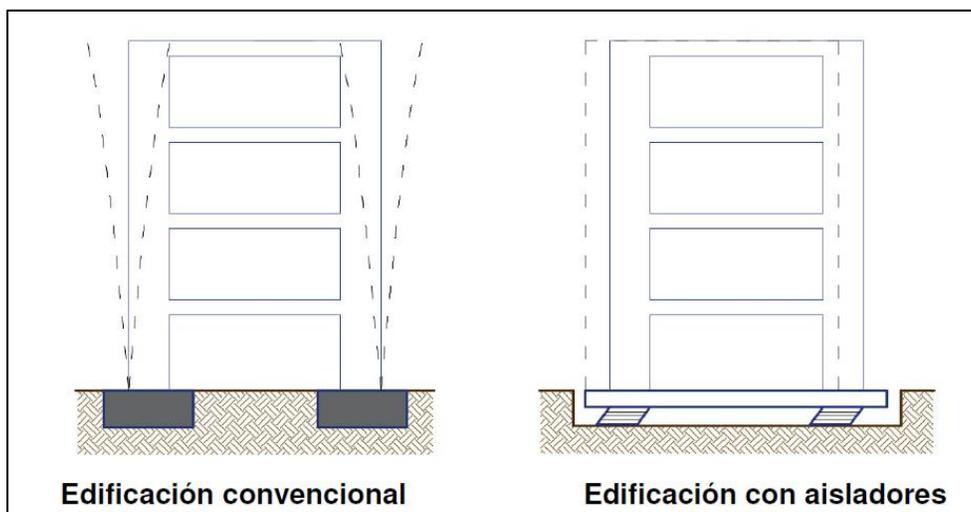


Figura 2.12 Comportamiento de una estructura de base fija y otra con base aislada
Fuente: (Chuman Bermeo & Valladares Ojeda, 2017)

2.5.2. Tipos de aisladores sísmicos

Existen diversas categorías de aisladores sísmicos en el campo de la ingeniería estructural, cada uno con características particulares en relación con sus mecanismos de funcionamiento, los materiales utilizados en su fabricación, los costos vinculados a su implementación, los estudios teóricos que los respaldan y los tipos de estructuras en los que su aplicación resulta más beneficiosa. Entre los aisladores sísmicos más sofisticados se encuentran los aisladores elastoméricos, los aisladores deslizantes y los aisladores que hacen uso de resortes helicoidales y amortiguadores viscosos para mitigar las fuerzas sísmicas.

Este estudio ofrece una descripción detallada de varios tipos de aisladores sísmicos. Sin embargo, en el contexto del análisis estructural, se focalizará principalmente en la aplicación de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

2.5.2.1. Aisladores elastoméricos

Estos dispositivos, conocidos como aisladores sísmicos, están compuestos por un conjunto de capas planas de elastómeros intercaladas con láminas de acero, las cuales están unidas por un proceso de vulcanización. Las capas de elastómeros cumplen la función crítica de proporcionar la flexibilidad lateral necesaria para permitir un desplazamiento horizontal relativo entre la estructura y el suelo durante un evento sísmico. Por otro lado, las láminas de acero confieren la rigidez vertical esencial para soportar las cargas gravitacionales de la estructura en condiciones de servicio normal.

Es importante mencionar que las propiedades de estos aisladores sísmicos están fuertemente ligadas a la magnitud de la deformación a la que se les somete durante un evento sísmico. Además, factores ambientales, como la temperatura y el envejecimiento del material, así como la frecuencia del movimiento sísmico, pueden influir en menor medida en su desempeño.

Como resultado, el estudio y comprensión de estas variables es vital para optimizar la efectividad de estos aisladores en el campo de la ingeniería sísmica.

2.5.2.1.1. Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento (LDRB)

Los aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDRB, por sus siglas en inglés de Low Damping Rubber Bearings) son una estrategia comúnmente utilizada en ingeniería estructural para mitigar los efectos de los terremotos en edificios y otras estructuras (Warn, Whittaker & Constantinou, 2007).

Estos aisladores LDRB constan de láminas alternadas de caucho (elastómero) y acero. El acero proporciona la rigidez necesaria para soportar las cargas verticales, mientras que el caucho brinda la flexibilidad para permitir un desplazamiento horizontal relativo entre la estructura y el suelo durante un sismo.

Warn et al. (2007) destacan que estos aisladores permiten un desplazamiento horizontal controlado durante un terremoto, lo que puede reducir significativamente la demanda de fuerzas sísmicas sobre la estructura, mejorando su resistencia sísmica. Además, los aisladores LDRB pueden ser más eficientes en términos energéticos en comparación con otros tipos de aisladores sísmicos, posiblemente resultando en ventajas de costo y rendimiento a largo plazo.

Sin embargo, existen desafíos asociados con el uso de aisladores LDRB. Su eficacia depende en gran medida de la deformación del elastómero para absorber y disipar la energía sísmica, lo que puede resultar en deformaciones excesivas durante terremotos de gran magnitud y posiblemente causar daños al dispositivo y a la estructura que protege.

El diseño y la implementación de aisladores LDRB deben considerar tanto sus ventajas como sus desafíos. Un análisis cuidadoso es necesario para determinar la idoneidad de estos dispositivos para cada aplicación específica (Wu, Lin & Xiong, 2022).

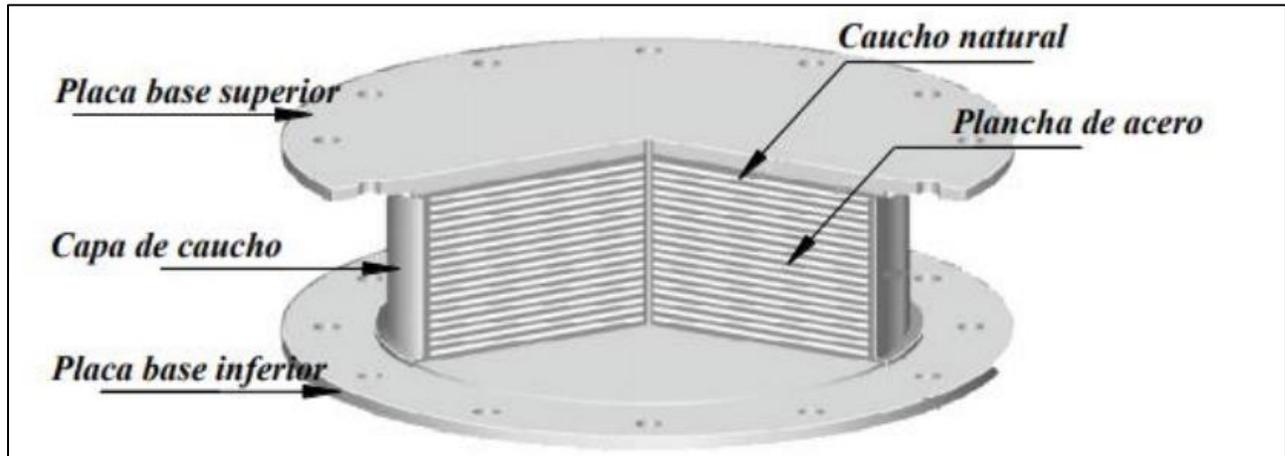


Figura 2.13 Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento
 Fuente: (Bridgestone, 2015)

2.5.2.1.2. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDRB)

Los Aisladores Elastoméricos de Alto Amortiguamiento (High Damping Rubber Bearings, HDRB) representan una solución estratégica en la ingeniería sísmica, cuyo propósito es atenuar las implicaciones destructivas de los terremotos en estructuras y otros tipos de infraestructura (Deringöl & Güneyisi, 2021). Cada aislador HDRB se compone de múltiples capas de acero y elastómero, organizadas de forma alternada. El acero proporciona la rigidez necesaria para resistir las cargas verticales, y el elastómero otorga la flexibilidad crucial para facilitar el desplazamiento horizontal entre la estructura y la base durante un evento sísmico (Deringöl & Güneyisi, 2021).

Una característica sobresaliente de los HDRB es su alto coeficiente de amortiguamiento. Este atributo permite que el dispositivo absorba y disipe una gran cantidad de energía durante un sismo, lo cual puede incrementar la capacidad de la estructura para resistir el daño sísmico (Dwairi, Kowalsky, & Nau, 2007). Además, la flexibilidad inherente de los HDRB puede ayudar a reducir la transmisión de fuerzas sísmicas a la estructura, disminuyendo la demanda en los

miembros estructurales y potencialmente mejorando la seguridad y el rendimiento sísmico de la edificación.

Sin embargo, los HDRB también tienen algunas desventajas que deben ser consideradas. A pesar de su capacidad para disipar la energía sísmica, la dependencia del HDRB en la deformación del elastómero puede resultar en deformaciones excesivas durante terremotos de gran magnitud, potencialmente causando daño al dispositivo y a la estructura que se pretende proteger (Dwairi et al., 2007). Además, las variaciones de temperatura pueden afectar la eficacia de los HDRB, ya que los elastómeros pueden endurecerse o ablandarse en condiciones de frío o calor extremo, respectivamente, alterando su comportamiento (Deringöl & Güneyisi, 2021).

En consecuencia, el diseño y la implementación de los HDRB requieren una cuidadosa evaluación y análisis para equilibrar sus beneficios y desventajas. Las particularidades de la ubicación y la edificación, junto con las regulaciones locales y nacionales, son factores determinantes en la selección y aplicación de estos dispositivos.

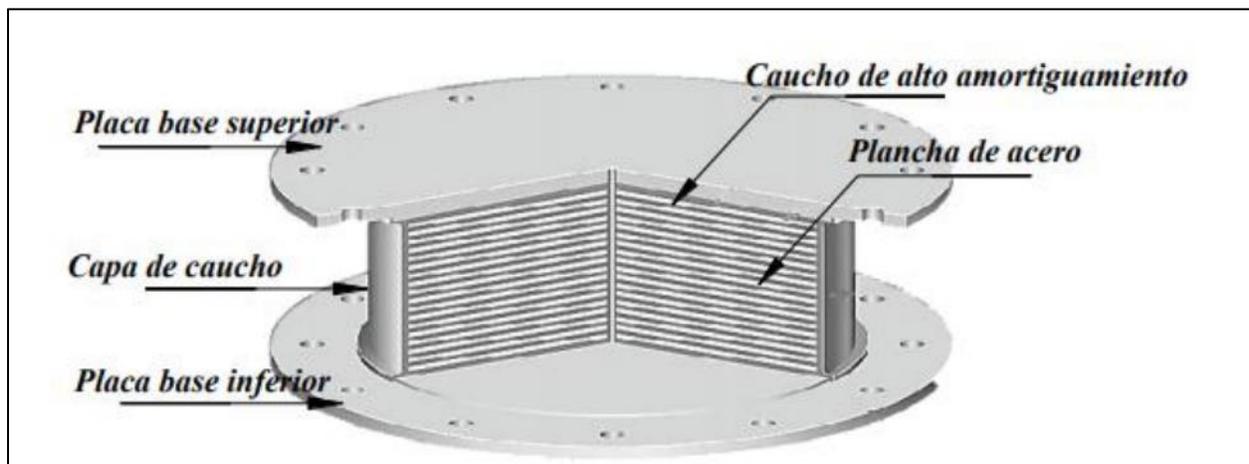


Figura 2.14 Aislador elastomérico de alto amortiguamiento
Fuente: (Bridgestone, 2015)

2.5.2.1.3. Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB)

Los Aisladores Elastoméricos con Núcleo de Plomo (Lead Rubber Bearings, LRB) representan una categoría especializada de dispositivos utilizados en ingeniería estructural para mitigar los efectos destructivos de los terremotos en edificaciones y otras estructuras. Estos dispositivos consisten en una combinación de elastómero (caucho) y un núcleo de plomo, donde el elastómero proporciona la flexibilidad necesaria para permitir el desplazamiento horizontal entre la estructura y el suelo durante un evento sísmico, mientras que el núcleo de plomo contribuye con amortiguación adicional y rigidez para resistir las cargas verticales (Yasar et al., 2023).

El diseño particular de los LRB confiere diversas ventajas en el ámbito de la ingeniería sísmica. En primer lugar, su capacidad para permitir un desplazamiento horizontal controlado durante un terremoto tiene un impacto significativo en la reducción de la demanda de fuerzas sísmicas en la estructura, lo que mejora su resistencia ante eventos sísmicos. Además, la combinación del amortiguamiento proporcionado por el núcleo de plomo y el caucho permite una disipación eficiente de la energía sísmica, salvaguardando así la estructura contra posibles daños.

No obstante, también existen algunas desventajas asociadas a los LRB. Durante terremotos de gran magnitud, la deformación del elastómero puede conducir a un comportamiento no lineal, lo que puede limitar la efectividad de estos dispositivos. Esta situación podría generar una respuesta impredecible del sistema de aislamiento y, potencialmente, ocasionar daños en la estructura. Asimismo, el núcleo de plomo puede experimentar fatiga bajo determinadas condiciones de carga, lo que puede acortar su vida útil.

Por consiguiente, al diseñar e implementar los LRB, es fundamental considerar tanto sus beneficios como sus limitaciones. Se requiere un análisis exhaustivo para determinar la idoneidad de estos dispositivos en cada aplicación específica (Yasar et al., 2023).

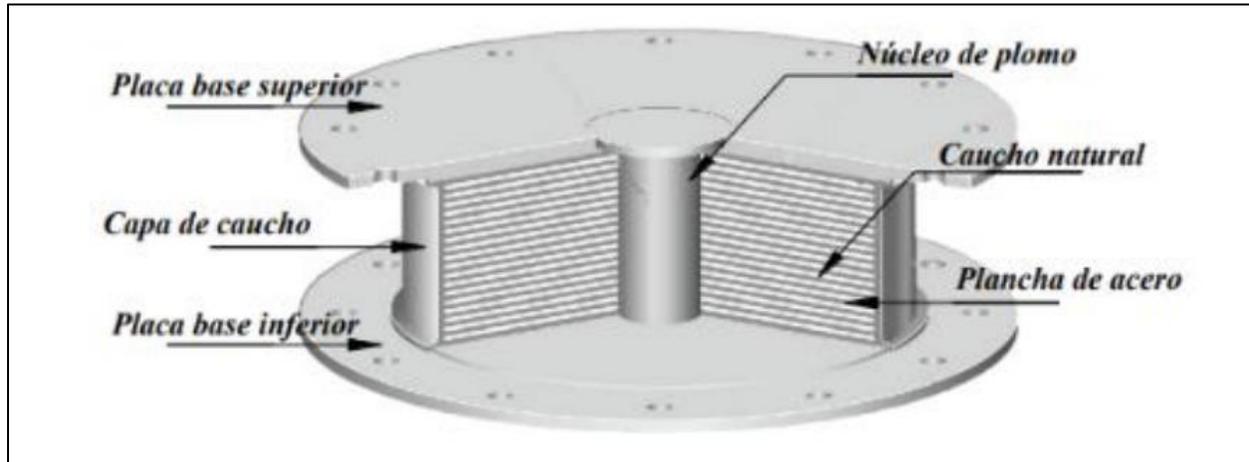


Figura 2.15 Aislador elástico con núcleo de plomo
Fuente: (Bridgestone, 2015)

2.5.2.2. Aisladores de fricción o deslizadores friccionales

Los aisladores de fricción, también conocidos como deslizadores friccionales, son dispositivos utilizados en ingeniería estructural con el propósito de mitigar los efectos perjudiciales de los terremotos en las edificaciones y otras estructuras. Dentro de esta categoría, se identifican diferentes tipos de aisladores de fricción, entre los que se incluyen aquellos con superficie deslizante de teflón, placa de acero inoxidable, dispositivos de amortiguación viscosa, doble deslizamiento y elementos elastoméricos.

Cada tipo de aislador de fricción exhibe características, ventajas y limitaciones específicas. La selección del tipo apropiado se encuentra sujeta a diversos factores, tales como las propiedades inherentes de la estructura, la magnitud anticipada del terremoto y los requisitos de diseño particulares. Estos dispositivos permiten que la estructura experimente un desplazamiento controlado durante un evento sísmico, lo cual se traduce en una reducción de las

fuerzas y aceleraciones transmitidas, salvaguardando así la estructura de potenciales daños significativos.

2.5.2.2.1. Aisladores de fricción con superficie deslizante de teflón

Los aisladores de fricción con superficie deslizante de teflón representan una avanzada solución de ingeniería sísmica destinada a mitigar la transmisión de energía sísmica desde el suelo hacia estructuras de importancia civil, como edificios y puentes (Oviedo & Duque, 2006). Este tipo de dispositivo se basa en la tecnología de aislamiento sísmico, que tiene como objetivo principal la absorción y disipación eficaz de la energía sísmica para minimizar los daños estructurales durante y después de un evento telúrico.

Estos aisladores están compuestos por varios componentes clave: placas de acero, una capa de teflón, un material de amortiguación y un mecanismo de restitución al centro. Las placas de acero se ubican en las capas superior e inferior del aislador, siendo responsables de transmitir las fuerzas desde la estructura al dispositivo de aislamiento. Dichas placas están vinculadas respectivamente a la estructura y a la cimentación.

La capa de teflón, material reconocido por su bajo coeficiente de fricción, funciona como la superficie de deslizamiento principal del aislador. En un evento sísmico, el teflón permite el deslizamiento de las placas de acero entre sí, fenómeno que contribuye a la disipación de una proporción significativa de la energía sísmica, reduciendo así la cantidad de movimiento transmitida a la estructura (Oviedo & Duque, 2006). Adicionalmente, el aislador integra un material de amortiguación, posiblemente un elastómero específico o un tipo de goma, que absorbe y disipa energía adicional y proporciona estabilidad vertical.

Para asegurar que la estructura vuelve a su posición original después de un sismo, los aisladores están equipados con un mecanismo de restitución al centro, que puede basarse en un sistema de resortes o un sistema post-tensado.

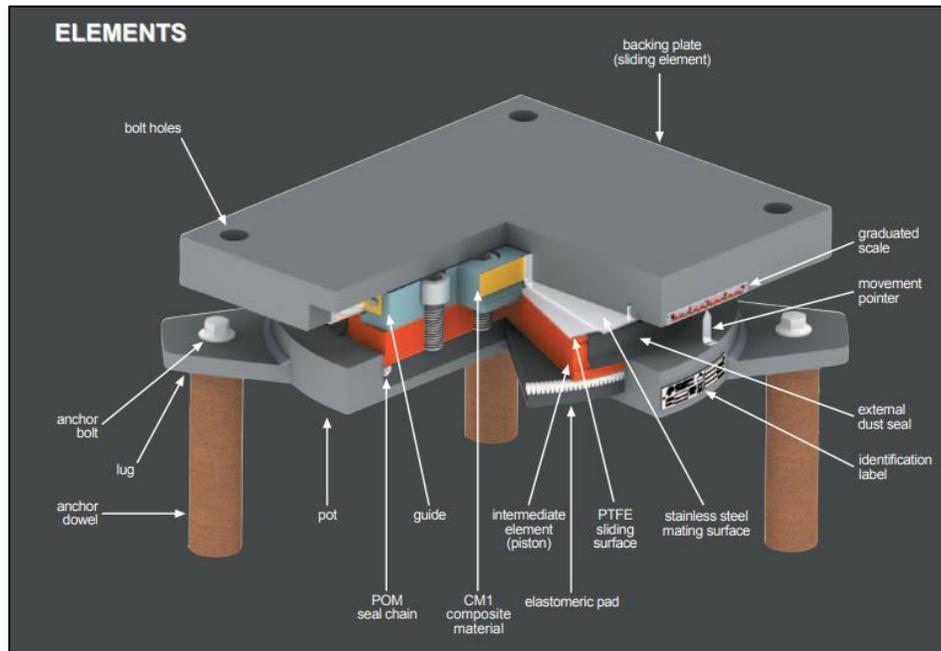


Figura 2.16 Aislador de fricción con superficie deslizante de teflón
Fuente: (Sismica, 2015)

2.5.2.2.2. Aisladores de fricción con placa de acero inoxidable

Los aisladores de fricción con placa de acero inoxidable se han reconocido en el ámbito de la ingeniería sísmica como una estrategia efectiva para la mitigación del riesgo sísmico en construcciones de relevancia civil (Genatios & Lafuente, 2016). Estos componentes estratégicos actúan como un amortiguador para la energía sísmica, reduciendo su transmisión desde el suelo hasta las estructuras.

Las placas de acero inoxidable, que forman las capas externas del aislador y se conectan a la estructura y a la fundación, son fundamentales para el sistema. El acero inoxidable es resistente a la corrosión y ofrece durabilidad excepcional, lo que es especialmente valioso en ambientes adversos o con alta salinidad.

En medio de las placas de acero, se sitúa la capa de deslizamiento. En el evento de un terremoto, permite un movimiento relativo entre las placas de acero. Este movimiento es cuidadosamente controlado por un coeficiente de fricción calibrado, que ayuda a atenuar la transmisión de fuerzas sísmicas a la estructura y a disipar una proporción significativa de la energía sísmica (Genatios & Lafuente, 2016).

Además, estos aisladores también incorporan un material de amortiguación, que podría ser una goma especializada o un elastómero. Este material tiene un papel dual: absorbe y disipa energía adicional y proporciona estabilidad vertical al sistema.

Finalmente, estos aisladores están equipados con un mecanismo de restitución al centro, que puede ser un sistema de resortes o un sistema de post-tensado. Este mecanismo permite que la estructura regrese a su posición original después del evento sísmico, brindando una capacidad de recuperación esencial para el sistema de aislamiento.

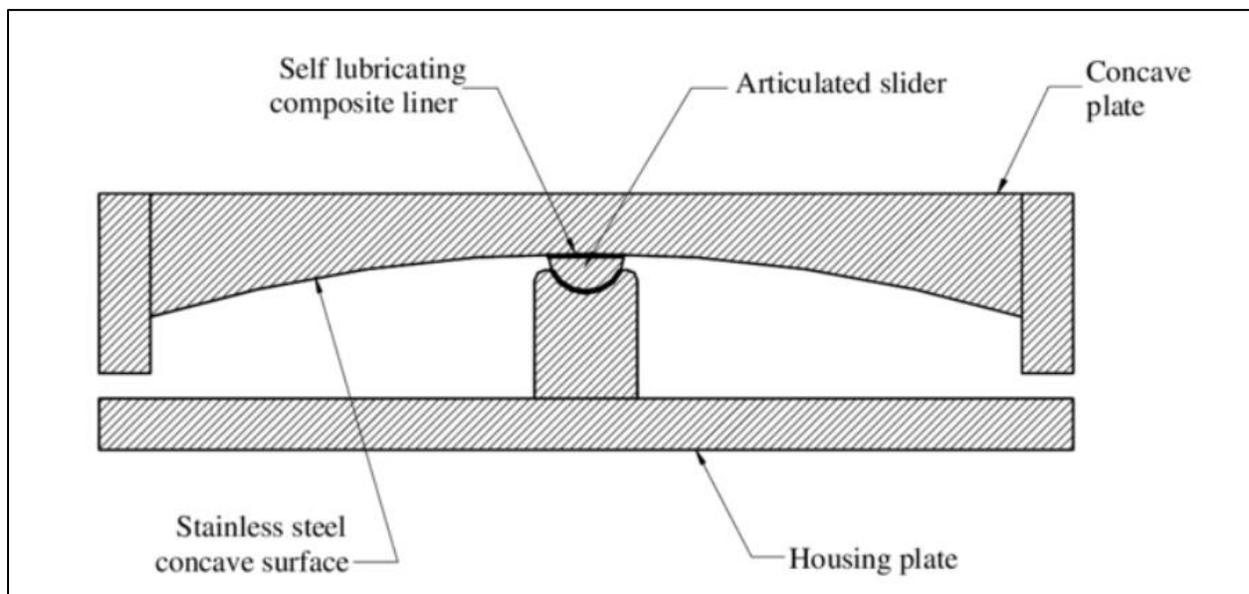


Figura 2.17 Aislador de fricción con placa de acero inoxidable
Fuente: (Mosqueda, Whittaker, Fenves & Mahin, 2004)

2.5.2.2.3. Aisladores de fricción con dispositivos de amortiguación viscosa

Los aisladores de fricción con dispositivos de amortiguación viscosa se han establecido como elementos de ingeniería antisísmica de alta importancia, ofreciendo una doble estrategia para disipar la energía liberada durante un terremoto (Chen & Xiong, 2022). Su diseño se basa en una interfaz de fricción deslizante, la cual permite la disipación de energía a través del deslizamiento controlado entre la estructura y la fundación. Esta interfaz permite que la estructura se mueva en un plano horizontal durante un evento sísmico, disipando una cantidad significativa de energía y limitando la transmisión de fuerzas a la estructura.

Sin embargo, la interfaz de fricción deslizante no es suficiente para disipar toda la energía sísmica. Los aisladores de fricción con dispositivos de amortiguación viscosa complementan su funcionamiento con la incorporación de dispositivos de amortiguación viscosa, que manejan la energía residual. Estos dispositivos de amortiguación viscosa utilizan la resistencia al flujo de un fluido interno para absorber y disipar la energía restante (Chen & Xiong, 2022).

Adicionalmente, estos aisladores también suelen contar con un mecanismo de restitución al centro. Tras la ocurrencia del evento sísmico, este mecanismo facilita el retorno de la estructura a su posición original, lo que es crucial para la funcionalidad y seguridad de la estructura tras el evento sísmico.

Los aisladores de fricción con dispositivos de amortiguación viscosa se presentan como una solución ingeniosa y efectiva en la protección sísmica, combinando diversas técnicas de disipación de energía para salvaguardar las estructuras, proteger vidas humanas y minimizar las pérdidas económicas durante terremotos.

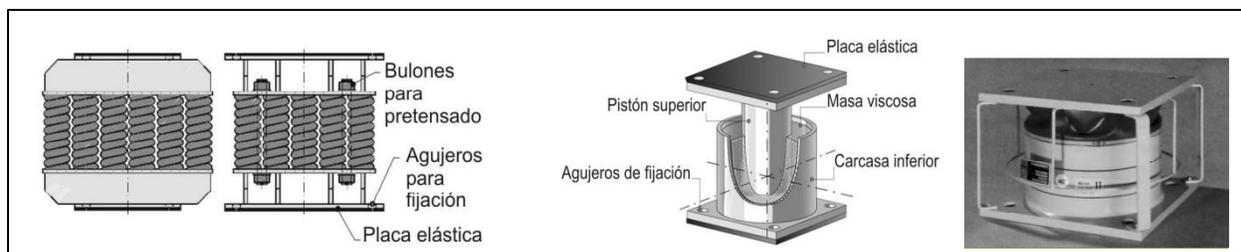


Figura 2.18 Aislador de fricción con dispositivos de amortiguación viscosa
Fuente: (Tornello & Sarrazin, 2008)

2.5.2.2.4. Aisladores de fricción de doble deslizamiento

Los aisladores de fricción de doble deslizamiento representan una estrategia avanzada en el campo de la ingeniería antisísmica, destacando por su capacidad para disipar la energía de las fuerzas sísmicas en dos planos de movimiento (Lu, Huang, Wu, & Wang, 2021). Cada interfaz de deslizamiento en estos aisladores está diseñada para interactuar con diferentes componentes de las fuerzas sísmicas, disipando una porción de la energía total liberada durante un evento telúrico.

El primer plano de deslizamiento se activa en respuesta a las fuerzas horizontales, que suelen ser las más destructivas en un terremoto. Una vez superado un umbral predefinido de energía sísmica, este plano permite un movimiento controlado de la estructura en el plano horizontal, facilitando la disipación de la energía a través de la fricción.

Por otra parte, el segundo plano de deslizamiento se orienta hacia las fuerzas verticales. Aunque estas fuerzas suelen ser menos intensas que las horizontales, aún pueden provocar daños considerables a las estructuras. Este segundo plano permite un movimiento vertical controlado para disipar la energía de estas fuerzas, proporcionando una capa adicional de protección (Lu et al., 2021).

Además, estos aisladores generalmente incorporan un mecanismo de restitución al centro que facilita el retorno de la estructura a su posición original después de un evento sísmico, una

característica esencial para la resiliencia y la funcionalidad de la estructura después de un terremoto.

En conjunto, los aisladores de fricción de doble deslizamiento representan una solución efectiva en la protección sísmica. Su capacidad para disipar la energía en dos planos ofrece una protección superior, minimizando efectivamente el daño estructural y preservando vidas humanas durante los terremotos.

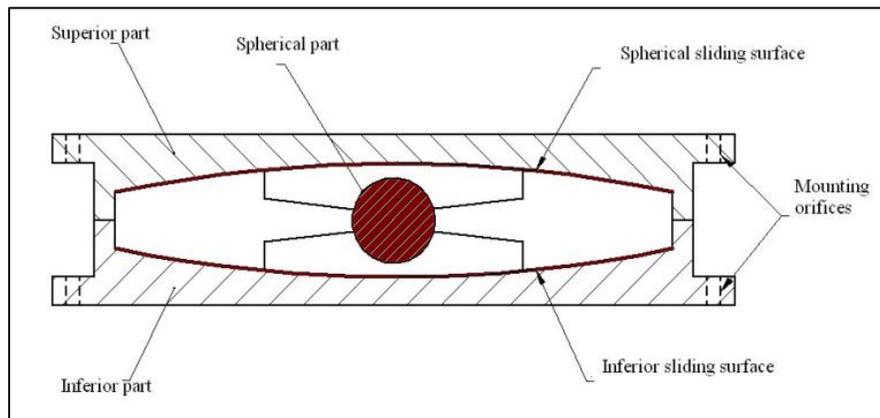


Figura 2.19 Aislador de fricción de doble deslizamiento
Fuente: (Lu, Huang, Wu, & Wang, 2021)

2.5.2.2.5. Aisladores de fricción con elementos elastoméricos

Los aisladores de fricción con elementos elastoméricos emergen como una tecnología híbrida innovadora en el ámbito de la ingeniería antisísmica, combinando las virtudes de los componentes elastoméricos y una placa de deslizamiento para la gestión eficiente de las fuerzas sísmicas (Mirali-Katouli & Abdollahzadeh, 2021).

Los componentes elastoméricos en estos aisladores desempeñan una función fundamental al proporcionar una disipación inicial de energía sísmica. Al someterse a una carga, estos elementos experimentan deformación, permitiendo de este modo la disipación de una porción de la energía a través de la deformación elástica.

Junto a estos elementos, la placa de deslizamiento es un componente decisivo en estos sistemas. Durante un evento sísmico, permite el desplazamiento horizontal controlado de la estructura. Este movimiento genera una fuerza de fricción entre la placa y la estructura, permitiendo una disipación adicional de energía (Mirali-Katouli & Abdollahzadeh, 2021).

Adicionalmente, estos aisladores frecuentemente incorporan un mecanismo de restitución al centro que posibilita el retorno de la estructura a su posición original tras un evento sísmico, garantizando su resiliencia y funcionalidad.

Los aisladores de fricción con elementos elastoméricos representan un enfoque eficaz para la mitigación de riesgos sísmicos. Su diseño único permite la disipación de energía en dos etapas, lo que resulta en una reducción significativa del daño estructural y en una protección superior durante los eventos sísmicos.

2.6. Consideraciones generales para el diseño

En el diseño estructural convencional de edificaciones, se prioriza la inclusión de características tales como resistencia y rigidez, con el objetivo principal de controlar desplazamientos excesivos frente a eventos sísmicos. Este enfoque implica la utilización de sistemas estructurales que proporcionen estas cualidades, permitiendo que la edificación pueda soportar fuerzas de magnitud considerable. En consecuencia, se requieren elementos estructurales diseñados específicamente para resistir estas fuerzas significativas.

Sin embargo, en el caso de las edificaciones con aislamiento sísmico, la filosofía de diseño cambia sustancialmente. En este contexto, la transferencia de fuerzas sísmicas a la estructura se reduce drásticamente, eliminando la necesidad de emplear elementos estructurales de alta resistencia o rigidez. En contraposición al enfoque tradicional, el diseño de edificaciones con aislamiento sísmico se centra en la absorción y disipación de la energía sísmica,

minimizando así la transmisión de estas fuerzas hacia la estructura. Como resultado, la demanda de resistencia y rigidez sobre los elementos estructurales se ve considerablemente disminuida, lo que puede conducir a diseños más eficientes y económicos, al tiempo que se mantiene un alto nivel de seguridad frente a los terremotos.

2.6.1. Normas técnicas para el análisis con aisladores

El uso de aisladores sísmicos en la ingeniería estructural está regido por diversas normas técnicas que establecen las directrices para su diseño, implementación y mantenimiento. Estas normas varían según el país y suelen ser emitidas por entidades normativas nacionales o internacionales. A continuación, se mencionan algunas de las normas técnicas más relevantes:

- ASCE/SEI 7-22 (American Society of Civil Engineers): Esta norma estadounidense proporciona requisitos de carga mínima para los diseños de construcción. Incluye un capítulo sobre Diseño y Análisis de Sistemas Estructurales con Aislamiento Sísmico.
- NEHRP Provisions (National Earthquake Hazards Reduction Program): Este documento es una publicación bienal que proporciona información sobre las últimas investigaciones y avances en la ingeniería antisísmica, incluyendo los aisladores sísmicos.
- EN 15129 (European Standard): Esta norma europea abarca las "Antisísmicas - Dispositivos de aislamiento sísmico", y detalla los requisitos para el diseño, fabricación y uso de dispositivos de aislamiento sísmico.
- Normas Japonesas (JIS): Japón, como país frecuentemente afectado por terremotos, tiene normas detalladas para los aisladores sísmicos, incluyendo la norma JIS B 8821 para los aisladores de goma y la JIS B 8823 para los aisladores deslizantes.

- NCh 2745 (Chile): Esta norma chilena se refiere a los "Requerimientos de diseño y desempeño para el aislamiento sísmico en edificios".

Cada una de estas normas proporciona directrices detalladas para garantizar que los aisladores sísmicos se diseñen e implementen de manera segura y efectiva. Sin embargo, es importante recordar que las normas técnicas específicas pueden variar dependiendo del país y la región, y los ingenieros deben asegurarse de estar al tanto de las normas locales aplicables.

2.6.1.1. ASCE/SEI 7-22 (American Society of Civil Engineers)

La norma ASCE/SEI 7-22, emitida por la American Society of Civil Engineers (ASCE), es un estándar integral en la ingeniería civil y estructural que define los requerimientos de carga mínima para el diseño de construcciones (ASCE, 2022). Este estándar aborda detalladamente el diseño y análisis de estructuras con aislamiento sísmico en su Capítulo 17.

El Capítulo 17, titulado "Diseño y análisis de estructuras y componentes aislados sísmicamente", expone las condiciones de diseño para sistemas con aislamiento sísmico, junto con los procedimientos de análisis permitidos. Establece los criterios para la selección y diseño de aisladores sísmicos, incluyendo las propiedades mecánicas necesarias, los procedimientos de prueba, y los factores de seguridad a considerar (ASCE, 2022).

Además, proporciona directrices para el análisis estructural en la evaluación de la respuesta sísmica de estructuras aisladas. Contempla también la consideración de los efectos de la interacción suelo-estructura en el diseño de edificaciones con aislamiento sísmico. Enfatiza en la estabilidad de la estructura durante y después de un terremoto, incluyendo la estabilidad bajo cargas de gravedad durante el desplazamiento máximo de diseño (ASCE, 2022).

Es importante mencionar que el estándar ASCE/SEI 7-22 se actualiza periódicamente para incorporar los avances más recientes en investigación y desarrollo en el campo de la

ingeniería sísmica. Cada versión de la norma refleja las mejores prácticas en el momento de su publicación, proporcionando a los ingenieros directrices claras y actualizadas para el diseño de estructuras seguras y resilientes.

2.6.1.2. NEHRP Provisions (National Earthquake Hazards Reduction Program)

La norma NEHRP Provisions (National Earthquake Hazards Reduction Program) es un conjunto integral de directrices y requisitos desarrollados en los Estados Unidos con el propósito de mitigar los riesgos asociados con los terremotos. Estas disposiciones son aplicables a diversas tipologías de estructuras, desde edificios residenciales hasta infraestructuras críticas, y engloban una amplia gama de aspectos relacionados con el diseño y la construcción, incluyendo el empleo de aisladores sísmicos.

Los aisladores sísmicos, siendo dispositivos diseñados específicamente para atenuar la respuesta de las estructuras ante las fuerzas sísmicas, se erigen como elementos fundamentales en el marco del aislamiento sísmico. Estos dispositivos están concebidos para absorber y disipar la energía liberada durante un terremoto, lo cual conlleva a una reducción en las cargas transmitidas hacia la superestructura, disminuyendo de este modo el daño estructural.

Dentro del corpus normativo de las NEHRP Provisions, se encuentra el capítulo 18, el cual se dedica de manera específica a los requisitos de diseño relacionados con el aislamiento sísmico. En este capítulo se establecen directrices rigurosas y detalladas para el diseño, selección, instalación y mantenimiento de aisladores sísmicos en estructuras.

El capítulo 18 engloba un conjunto exhaustivo de alcances que se detallan a continuación:

- Definiciones y terminología: En primer lugar, el capítulo 18 proporciona una nomenclatura precisa y definiciones claras que abarcan los conceptos y términos relevantes para el diseño y la implementación de aislamiento sísmico. Esto garantiza un entendimiento común y preciso en el ámbito de la disciplina.
- Selección de aisladores sísmicos: La normativa establece criterios y directrices para la selección adecuada de los aisladores sísmicos en función de las características particulares de la estructura, la ubicación geográfica, las cargas sísmicas previstas y las propiedades del suelo. Aspectos como la capacidad de carga máxima, la capacidad de desplazamiento y la capacidad de recolocación de los aisladores son tenidos en cuenta en este proceso de selección.
- Requisitos de diseño de los aisladores sísmicos: El capítulo establece requisitos específicos que rigen el diseño de los aisladores sísmicos, abordando aspectos como la capacidad de carga, la capacidad de deformación y la capacidad de recolocación. Estos requisitos aseguran que los aisladores sísmicos sean capaces de resistir las fuerzas sísmicas y de proporcionar una respuesta sísmica óptima.
- Diseño estructural de la superestructura: El capítulo delinea consideraciones relevantes para el diseño estructural de la superestructura que se apoya sobre los aisladores sísmicos. Estas consideraciones incluyen la distribución adecuada de cargas, los detalles de conexión entre los aisladores sísmicos y la superestructura, así como la capacidad de deformación y resistencia de los elementos estructurales. Este enfoque busca garantizar una integración estructural adecuada y un funcionamiento sinérgico entre los aisladores sísmicos y la superestructura.

- Requisitos de diseño de la fundación: La normativa establece requisitos específicos para el diseño de la fundación de los aisladores sísmicos, tomando en consideración aspectos como la capacidad de carga y la estabilidad del sistema de fundación. Estos requisitos garantizan una base sólida y estable para los aisladores sísmicos, permitiendo un desempeño óptimo durante eventos sísmicos.
- Procedimientos de diseño y análisis: El capítulo 18 provee métodos y procedimientos para el diseño y análisis de estructuras que incorporan aislamiento sísmico. Estos métodos incluyen técnicas para evaluar la respuesta sísmica de la estructura y para verificar la capacidad de los aisladores sísmicos de acuerdo con los criterios de diseño establecidos.
- Consideraciones de construcción: El capítulo aborda aspectos relacionados con la instalación de los aisladores sísmicos, incluyendo requisitos de cimentación, alineación precisa de los dispositivos y procedimientos de control de calidad durante la fase de construcción. Se proporcionan pautas específicas para inspecciones y pruebas durante la construcción, garantizando así una instalación adecuada de los aisladores sísmicos.
- Mantenimiento y evaluación en servicio: La normativa también brinda recomendaciones para la evaluación, inspección y mantenimiento de los aisladores sísmicos a lo largo de la vida útil de la estructura. Esto incluye inspecciones periódicas, pruebas de rendimiento y, si es necesario, la sustitución de los aisladores sísmicos en caso de daño o envejecimiento.

2.6.1.3. EN 15129 (European Standard)

La norma EN 15129, conocida como European Standard for Seismic Isolation Devices, es una norma europea que establece los requisitos y especificaciones técnicas para los aisladores sísmicos utilizados en estructuras con el objetivo de mitigar los efectos de los terremotos. Esta norma es de gran importancia en el ámbito de la ingeniería sísmica, ya que proporciona directrices detalladas para el diseño, selección, instalación y evaluación de aisladores sísmicos.

En la norma EN 15129 se establecen criterios específicos para los aisladores sísmicos, tanto en términos de su rendimiento como de sus características de diseño. Estos criterios son fundamentales para asegurar la eficacia de los aisladores sísmicos en la reducción de las fuerzas sísmicas y en la protección de las estructuras ante eventos sísmicos. Algunos de los aspectos clave que se abordan en esta norma incluyen:

- Requisitos de rendimiento: La EN 15129 establece requisitos rigurosos de rendimiento que los aisladores sísmicos deben cumplir para garantizar su capacidad de mitigar eficazmente las fuerzas sísmicas. Estos requisitos incluyen criterios relacionados con la capacidad de carga máxima, la capacidad de desplazamiento, la capacidad de amortiguamiento y la capacidad de re-centrado de los aisladores sísmicos.
- Características de diseño: La norma define las características de diseño que deben tener los aisladores sísmicos para cumplir con los requisitos de rendimiento establecidos. Estas características incluyen la capacidad de carga máxima, la rigidez vertical y lateral, la capacidad de deformación y la compatibilidad con otros elementos estructurales. Además, se establecen criterios para la resistencia a la fatiga y la durabilidad de los aisladores sísmicos.

- Selección adecuada: La EN 15129 proporciona directrices para la selección adecuada de los aisladores sísmicos en función de las características específicas de la estructura y del entorno sísmico. Para esto, se deben considerar factores como la carga sísmica esperada, las propiedades del suelo, la geometría de la estructura y las limitaciones de los aisladores sísmicos disponibles en el mercado.
- Diseño estructural: La norma también aborda consideraciones de diseño estructural relacionadas con la integración de los aisladores sísmicos en la superestructura. Esto incluye detalles sobre la distribución de las cargas, la conexión entre los aisladores sísmicos y la superestructura, así como los requisitos para otros elementos estructurales que interactúan con los aisladores sísmicos.
- Instalación y mantenimiento: La EN 15129 establece pautas para la instalación adecuada de los aisladores sísmicos, incluyendo requisitos de cimentación, alineación precisa de los dispositivos y procedimientos de control de calidad durante la instalación. También se proporcionan recomendaciones para el mantenimiento periódico y la inspección de los aisladores sísmicos a lo largo de su vida útil.

Es importante destacar que la EN 15129 es una norma técnica reconocida a nivel europeo y se basa en investigaciones científicas y la experiencia acumulada en el diseño y la implementación de aisladores sísmicos. Esta norma proporciona un marco sólido y riguroso para garantizar la eficacia y el buen desempeño de los aisladores sísmicos en la protección de las estructuras frente a eventos sísmicos.

2.6.1.4. Normas Japonesas (JIS)

Las normas japonesas JIS (Japanese Industrial Standards) desempeñan un papel fundamental en el ámbito de la ingeniería sísmica, ya que establecen los requisitos técnicos y las especificaciones para una amplia gama de productos y tecnologías utilizadas en Japón, incluido el aislamiento sísmico. Estas normas son desarrolladas por la Japanese Industrial Standards Committee (JISC) y son reconocidas por su enfoque riguroso en la protección de las estructuras ante eventos sísmicos.

En el contexto específico del aislamiento sísmico, existen varias normas JIS que proporcionan directrices detalladas para el diseño, fabricación, instalación y evaluación de aisladores sísmicos. Algunas de las normas JIS relevantes en este campo incluyen:

- JIS A 5335: Esta norma establece los requisitos técnicos y las especificaciones para los aisladores sísmicos de base elastomérica. Incluye criterios relacionados con la capacidad de carga, la capacidad de desplazamiento, la durabilidad y la resistencia a la fatiga de estos dispositivos.
- JIS A 5336: Esta norma aborda los requisitos técnicos y las especificaciones para los aisladores sísmicos de fricción. Define criterios relacionados con la capacidad de carga, la capacidad de deslizamiento, la estabilidad y la resistencia al desgaste de los aisladores sísmicos de fricción.
- JIS A 5371: Esta norma se centra en los requisitos técnicos y las especificaciones para los aisladores sísmicos de deslizamiento. Establece criterios relacionados con la capacidad de carga, la capacidad de deslizamiento, la estabilidad y la resistencia al desgaste de estos dispositivos.

- JIS A 5372: Esta norma aborda los requisitos técnicos y las especificaciones para los aisladores sísmicos de alta amortiguación. Incluye criterios relacionados con la capacidad de carga, la capacidad de amortiguamiento, la estabilidad y la resistencia al desgaste de estos dispositivos.

Estas son solo algunas de las normas JIS relevantes en el ámbito del aislamiento sísmico. Cada norma establece requisitos técnicos específicos que deben cumplir los aisladores sísmicos en Japón para garantizar su desempeño adecuado y su capacidad para mitigar los efectos de los terremotos.

2.6.1.5. NCh 2745 (Chile)

La norma chilena NCH 2745, titulada "Diseño Sísmico de Edificios", es una norma técnica integral que establece los requisitos y las directrices para el diseño estructural en Chile, con el propósito de asegurar la resistencia y seguridad de las edificaciones frente a eventos sísmicos. Esta norma desempeña un papel fundamental en el contexto chileno, debido a la alta actividad sísmica que caracteriza al país.

Aunque la NCH 2745 no cuenta con un capítulo específico dedicado exclusivamente al aislamiento sísmico, dicho enfoque se encuentra integrado en el marco más amplio de los requisitos y criterios de diseño sísmico establecidos en la norma. Esta aborda diversos aspectos relacionados con la respuesta estructural ante sismos.

En lo que respecta al aislamiento sísmico, la NCH 2745 proporciona directrices específicas para su implementación en estructuras. Algunos aspectos destacados relacionados con el aislamiento sísmico que se consideran en esta norma incluyen:

- Criterios de diseño: La norma establece criterios de diseño que deben ser seguidos al incorporar aisladores sísmicos en las estructuras. Estos criterios consideran

diversos factores, como la clasificación sísmica de la ubicación geográfica, las propiedades del suelo y las características propias de la estructura, y establecen los parámetros de diseño requeridos para los aisladores sísmicos.

- Requisitos de desempeño: La NCH 2745 establece los requisitos de desempeño que los aisladores sísmicos deben cumplir para asegurar una respuesta adecuada frente a eventos sísmicos. Estos requisitos abarcan aspectos tales como la capacidad de carga, el desplazamiento admisible, el amortiguamiento y la capacidad de re-centrado de los aisladores sísmicos.
- Selección de aisladores sísmicos: La norma proporciona directrices para la selección apropiada de aisladores sísmicos, tomando en cuenta las características específicas de la estructura y el entorno sísmico. Estas directrices consideran aspectos tales como la capacidad de carga requerida, la rigidez deseada y la compatibilidad con otros elementos estructurales.
- Diseño estructural: La norma aborda consideraciones específicas para el diseño estructural de la superestructura que se apoya sobre los aisladores sísmicos. Estas consideraciones incluyen aspectos como la distribución de cargas, los detalles de conexión entre los aisladores sísmicos y la superestructura, y la capacidad de deformación y resistencia de los elementos estructurales.
- Procedimientos de análisis: La NCH 2745 presenta métodos y procedimientos para el análisis sísmico de estructuras que incorporan aislamiento sísmico. Estos métodos incluyen técnicas de modelado y simulación que permiten evaluar la respuesta sísmica de la estructura y verificar el cumplimiento de los requisitos de desempeño establecidos.

La obtención de información más detallada y precisa sobre el diseño de aislamiento sísmico en Chile implica una revisión exhaustiva de las secciones y cláusulas pertinentes de la norma NCH 2745, así como la consulta de fuentes adicionales y estudios especializados en la materia. La revisión minuciosa de la norma NCH 2745 permitirá comprender los requisitos y directrices específicos establecidos para el diseño de aisladores sísmicos en el contexto chileno.

Además, es de suma importancia explorar la literatura científica y técnica especializada en el tema del aislamiento sísmico en Chile. Dichas fuentes adicionales pueden proporcionar un análisis más detallado, enfoques específicos y estudios de casos relevantes que contribuyan a una comprensión más profunda del diseño de aislamiento sísmico en el contexto del país.

La revisión de fuentes complementarias, como artículos científicos, publicaciones académicas y trabajos de investigación previos, permite acceder a investigaciones y desarrollos más recientes en el campo del diseño de aislamiento sísmico en Chile. Estas fuentes complementarias pueden proporcionar información valiosa sobre metodologías avanzadas de diseño, innovaciones tecnológicas y experiencias prácticas en la implementación de aisladores sísmicos en estructuras chilenas.

Capítulo 3 – Metodología

3.1. Tipo de investigación

El dominio de la investigación académica se bifurca en dos direcciones fundamentales: la investigación básica, enfocada en la expansión del conocimiento por su propio valor, y la investigación aplicada, con el objetivo de abordar problemas prácticos y proporcionar soluciones tangibles. Dentro del marco de la última, se enmarca el presente estudio titulado "Evaluación del comportamiento estructural de una edificación de mediana altura en acero mediante un diseño sismorresistente convencional y otro por medio del uso de aisladores sísmicos".

Este trabajo está cimentado en la premisa de la investigación aplicada, con un enfoque decidido en la resolución de una problemática concreta: optimizar la resistencia sísmica en estructuras de mediana altura. Al comparar y analizar la efectividad de los diseños sismorresistentes convencionales y aquellos que incorporan aisladores sísmicos, se busca generar hallazgos que tengan una aplicación práctica inmediata en el campo de la ingeniería estructural y sísmica.

El enfoque aplicado de esta tesis va más allá del análisis teórico de los comportamientos estructurales frente a los sismos, aspira a promover cambios reales y prácticos en esta área. El propósito fundamental es que los resultados obtenidos puedan ser directamente aplicados en el mejoramiento de los métodos de diseño y construcción sismorresistente, demostrando así la trascendencia y la utilidad de esta investigación.

En consecuencia, el título de la tesis encapsula su compromiso con la investigación aplicada y su objetivo de influir positivamente en el desarrollo de las estructuras sismorresistentes. Con la mirada puesta en generar un impacto significativo en la práctica de la ingeniería civil, se espera que esta tesis pueda entregar respuestas y soluciones que beneficien

tanto a los profesionales del campo como a las comunidades que viven y trabajan en edificaciones de mediana altura, fortaleciendo así la esencia de la investigación aplicada en nuestra sociedad.

Según Hernández-Sampieri et al. (2014), “la investigación aplicada tiene como objetivo abordar problemas prácticos y proporcionar soluciones tangibles” (p. 42).

3.2. Nivel de la investigación

El nivel de investigación en el que se sitúa este estudio es el correlacional explicativo. Este tipo de investigación se distingue por su enfoque en el descubrimiento y análisis de relaciones entre variables, y en proporcionar una explicación detallada de estas relaciones.

Una investigación correlacional explicativa no solo identifica la existencia de correlaciones entre variables, sino que también busca entender y explicar la naturaleza de estas correlaciones. Según Tamayo y Tamayo (2003), “la investigación correlacional explicativa pretende responder a las causas de los fenómenos físicos o sociales” (p. 50).

En el caso de esta investigación se buscará analizar y explicar las correlaciones entre las distintas variables involucradas en los diseños sismorresistentes. El análisis correlacional explicativo permitirá entender cómo estas variables se influyen mutuamente y cómo afectan al rendimiento de la edificación durante un evento sísmico.

Al entender estas correlaciones, este trabajo podrá proporcionar recomendaciones sobre cómo optimizar los diseños sismorresistentes y cómo se pueden modificar las variables para mejorar el rendimiento de las edificaciones de mediana altura frente a los sismos.

En este sentido, la elección del nivel correlacional explicativo de investigación refleja el compromiso de esta tesis con la generación de un conocimiento profundo y aplicable que pueda

contribuir a la mejora de las prácticas de diseño y construcción en la ingeniería estructural y sísmica.

3.3. Diseño de la investigación

El diseño de este estudio se enmarca dentro del esquema no experimental. En una investigación no experimental, el investigador no manipula las variables de estudio, sino que las observa tal y como se presentan en su contexto natural. Estas investigaciones se basan en la recolección de datos sin alterar los escenarios, los sujetos de estudio ni las situaciones (Hernández Sampieri et al., 2014, p.129).

En el caso de la presente tesis, el diseño no experimental es el más adecuado. Esta investigación se centrará en el análisis de nuevas edificaciones y de los datos recopilados de las mismas, donde la manipulación directa de las variables no es factible ni ética. Este enfoque permitirá obtener una visión realista y aplicable del comportamiento de las edificaciones de mediana altura frente a los sismos, alineándose de esta manera con el propósito de la investigación aplicada de este estudio.

Finalmente, el diseño no experimental de esta investigación permitirá una comprensión detallada y realista de cómo las diferentes variables interactúan y afectan el rendimiento de las edificaciones de mediana altura durante los sismos. Los hallazgos que se obtengan podrán ser utilizados para formular recomendaciones prácticas para mejorar la resistencia sísmica de las edificaciones, reafirmando así el valor y la relevancia de la investigación aplicada y no experimental en el campo de la ingeniería estructural y sísmica.

3.4. Variables

Las variables en esta investigación se dividen en dos categorías principales: las variables independientes y las variables dependientes. Las variables independientes son los factores que

los investigadores modifican o seleccionan para determinar su relación con las observaciones resultantes (Hernández Sampieri et al., 2014, p. 133). En este caso, las variables independientes incluyen las características del diseño sismorresistente, que se dividen en dos grupos: los métodos convencionales de diseño sismorresistente y los métodos que utilizan aisladores sísmicos.

Por su parte, la variable dependiente es aquella cuyas variaciones dependen de la manipulación de las variables independientes, es el resultado que se está midiendo. En este estudio, la variable dependiente es el comportamiento estructural de la edificación de mediana altura durante un evento sísmico.

El objetivo de este estudio es entender cómo las variables independientes (los diferentes métodos de diseño sismorresistente) afectan a la variable dependiente (el comportamiento de la edificación durante un sismo). A través de la evaluación y el análisis de estas variables, esta investigación busca proporcionar información valiosa que pueda utilizarse para optimizar los métodos de diseño y construcción sismorresistente en el futuro.

3.4.1. Variables independientes

En esta tesis se analizan dos variables independientes que representan modelos de diseño para edificios de mediana altura: el **Diseño Sismorresistente Convencional** y el **Diseño con Aislamiento Sísmico**. Cada modelo consta de diversos indicadores que influyen en su capacidad para resistir eventos sísmicos.

La variable independiente: Diseño Sismorresistente Convencional, se caracteriza por un conjunto de indicadores. Los **Códigos y Normativas** dictan las pautas de diseño y construcción para garantizar la seguridad de las edificaciones (Uribe, 2011, p.25). Los **Materiales** empleados y su calidad influyen en la resistencia de la estructura a los sismos. El **Estudio Geotécnico y**

Mecánica de Suelos es crucial para comprender el comportamiento del terreno, lo que afecta la elección de materiales y estrategias de diseño.

La **Zonificación Sísmica** es otro indicador esencial que permite conocer la intensidad de los movimientos sísmicos que podría enfrentar el edificio. El **Sistema Estructural**, influido por la **Regularidad en Altura** y la **Regularidad en Planta**, determina cómo responderá la edificación ante los eventos sísmicos (Uribe, 2011, p. 8). Los **Estados Límites de Resistencia y de Servicio** y los **Objetivos de Desempeño ante Eventos Sísmicos** definen las condiciones máximas de deformación y esfuerzo a las que puede ser sometida la estructura y la respuesta esperada del edificio frente a un sismo.

Los **Estados Límites para Diseño de Cimentaciones** son esenciales para garantizar la estabilidad de la estructura. Las **Cargas Gravitacionales** y las **Cargas Sísmicas**, junto con las **Combinaciones de Carga**, consideran los diferentes tipos de cargas que la edificación puede soportar. El **Control de Derivas y Desplazamientos** busca minimizar la deformación de la estructura debido a cargas laterales, como las generadas por un terremoto. Por último, el **Diseño de los Elementos** que conforman la estructura es de vital importancia, ya que la resistencia y el comportamiento de cada componente contribuyen al rendimiento general del edificio durante un sismo.

Por otro lado, la variable independiente: Diseño con Aislamiento Sísmico, se caracteriza por indicadores como el **Tipo de Aislador**, que determina la capacidad del edificio para absorber y disipar la energía de un terremoto, y los **Parámetros de Diseño** del aislador, como su **Rigidez Efectiva, Fuerza Lateral, Diámetro y Altura**, que influyen en la efectividad del aislamiento sísmico.

Estos indicadores aportan una comprensión detallada de los componentes y factores que contribuyen a la resistencia sísmica en los diseños convencionales y aquellos con aislamiento sísmico. Todos estos interactúan y afectan a los demás, creando una red de variables que determinan el rendimiento de la edificación durante un evento sísmico. A través de un enfoque de investigación correlacional explicativo, esta tesis busca analizar estas relaciones y proporcionar una comprensión más profunda de cómo se pueden optimizar estos diseños para mejorar la resistencia sísmica en edificios de mediana altura. Según Tamayo (2003), “la investigación correlacional pretende responder a preguntas sobre relaciones de hechos y eventos físicos o sociales” (p.50).

3.4.2. Variable dependiente

La variable dependiente de este estudio es el **Comportamiento Estructural de la Edificación de Mediana Altura durante un Evento Sísmico**. Esta variable engloba diversos indicadores que se centran en la respuesta y resistencia de la edificación durante y después de un terremoto. Cada uno de estos indicadores es un factor crítico que puede determinar el nivel de daño que una estructura puede sufrir durante un evento sísmico y, por lo tanto, su capacidad para proteger a sus ocupantes y mantener su funcionalidad.

Los **Periodos de Vibración** y los **Modos de Vibración** son dos indicadores clave, estos se refieren a la frecuencia y los patrones de oscilación de la estructura en respuesta a las ondas sísmicas.

El **Cortante Basal** es un indicador importante que representa la fuerza horizontal que un sismo puede ejercer en la base de la estructura. Este valor puede influir en la magnitud de las **Fuerzas Internas de los Elementos** de la estructura, que a su vez determinan cómo se distribuyen y resisten las cargas sísmicas.

Las **Derivas, Desplazamientos y Deformaciones** son indicadores que se refieren a los cambios en la forma y la posición de la estructura y sus elementos individuales debido al sismo. Según Uribe (2011), “los niveles aceptables de estos indicadores son cruciales para garantizar la integridad y seguridad estructural durante y después de un evento sísmico” (p. 108).

Las **Reacciones, Excentricidades y Efectos Torsionales** son indicadores que describen la respuesta de la estructura a las cargas sísmicas. Las **Reacciones** son las fuerzas generadas por la estructura en respuesta a las cargas sísmicas, las **Excentricidades** representan la desviación de la carga respecto al centro de rigidez de la estructura, y los **Efectos Torsionales** se refieren a la rotación de la estructura debido a estas cargas excéntricas.

La **Rigidez, Flexibilidad, Resistencia y Ductilidad** son indicadores que describen las propiedades físicas de la estructura y sus elementos. La **Rigidez** se refiere a la capacidad de la estructura para resistir la deformación, mientras que la **Flexibilidad** es su capacidad para deformarse sin romperse. La **Resistencia** es la capacidad de la estructura para soportar las cargas sísmicas, y la **Ductilidad** es la capacidad de deformarse bajo carga sin llegar a romperse.

Todos estos indicadores son factores clave para entender y predecir el comportamiento de una edificación de mediana altura durante un evento sísmico. La interacción y relación entre estos indicadores proporciona un marco integral para evaluar la resistencia sísmica de las edificaciones y para desarrollar métodos de diseño más efectivos y seguros.

3.5. Inferencia de la investigación

La inferencia en esta investigación es un proceso deductivo que comienza con la formulación de hipótesis. Según Hernández Sampieri et al. (2014), “La inferencia constituye un procedimiento mediante el cual se realizan deducciones lógicas a partir de uno o varios enunciados que se asumen verdaderos y que se denominan premisas” (p.299). Las hipótesis se

basan en un marco teórico consolidado sobre el comportamiento estructural de edificios de mediana altura durante un evento sísmico. Este marco teórico se construye a partir de un análisis en profundidad de la literatura académica existente, incluyendo estudios previos, principios de ingeniería y arquitectura, y normativas de construcción relevantes.

Las hipótesis iniciales propuestas en este estudio se centran en la idea de que la elección entre un diseño sismorresistente convencional y un diseño con aislamiento sísmico puede tener un impacto significativo en el rendimiento de un edificio de mediana altura durante un evento sísmico. Estas hipótesis están basadas en los indicadores establecidos para cada tipo de diseño y su posible influencia en los aspectos críticos del comportamiento estructural del edificio durante un terremoto.

Una vez que estas hipótesis han sido formuladas, la investigación se centra en probarlas empíricamente. Esto se lleva a cabo mediante la recopilación y análisis de datos. Según Hernández Sampieri et al. (2014), "Una investigación científica parte de un problema bien delimitado, formula la o las hipótesis pertinentes, realiza la recolección sistemática de los datos, lleva a cabo la contrastación de las hipótesis y extrae una serie de conclusiones respecto al problema investigado" (p.304). Los datos pueden incluir simulaciones de terremotos, pruebas de resistencia y flexibilidad, y estudios de casos de edificios reales. Se utilizan métodos estadísticos rigurosos para determinar la significancia de los resultados y se realizan análisis correlacionales para identificar y medir las relaciones entre las variables independientes y dependientes.

La conclusión de la investigación se basa en la confirmación o refutación de las hipótesis iniciales. Si los resultados de las pruebas empíricas apoyan las hipótesis, entonces se puede concluir que el tipo de diseño tiene un impacto significativo en el comportamiento estructural de los edificios durante un evento sísmico. Si los resultados no apoyan las hipótesis, entonces se

puede concluir que otros factores, más allá del tipo de diseño, son más críticos para determinar el rendimiento de un edificio en un terremoto.

En ambos casos, la investigación contribuirá al cuerpo de conocimiento existente sobre el diseño y la construcción de edificios sismorresistentes, y proporcionará orientación útil para futuros proyectos de construcción en áreas propensas a terremotos. Así, el propósito fundamental de esta investigación es mejorar la seguridad y la resiliencia de las edificaciones de mediana altura en el evento de un terremoto.

3.6. Periodo de tiempo de la investigación

El periodo de tiempo de esta investigación se enmarca en un diseño transversal, donde los datos se recolectan en un solo momento específico. Este enfoque temporal permite capturar una instantánea de la situación y obtener información sobre las variables de interés en ese momento.

El propósito principal de este diseño transversal es describir las variables y analizar su interrelación en el momento de la recolección de datos. Se busca examinar las características y comportamientos de las variables en un punto particular en el tiempo, sin tener en cuenta su evolución a lo largo del tiempo.

Durante el periodo de tiempo de esta investigación, se lleva a cabo la recolección de datos utilizando métodos y técnicas apropiadas para cada variable. Estos métodos pueden incluir encuestas, cuestionarios, observaciones u otras técnicas de recopilación de datos relevantes para las variables en estudio.

Una vez que se han recopilado los datos, se realiza un análisis descriptivo de las variables para obtener una comprensión detallada de su distribución, tendencias y características principales. Además, se exploran las interrelaciones entre las variables a través de análisis estadísticos como correlaciones o pruebas de asociación.

Este diseño transversal permite obtener una visión instantánea de las variables y su interrelación en un momento determinado, lo que brinda información valiosa para comprender la situación en ese punto en el tiempo. Sin embargo, es importante tener en cuenta que este diseño no permite realizar inferencias causales o examinar cambios en las variables a lo largo del tiempo. Por lo tanto, su aplicación es adecuada para el objetivo de describir variables y analizar su interrelación en un momento específico.

3.7. Población

La población en esta tesis está compuesta por las edificaciones de mediana altura construidas con acero estructural. Estas edificaciones constituyen el grupo objetivo de estudio y representan el conjunto de estructuras que se analizarán para obtener conclusiones significativas sobre el comportamiento estructural durante eventos sísmicos.

Las edificaciones de mediana altura en acero estructural son aquellas que se encuentran dentro de un rango específico de alturas, generalmente entre 4 y 12 pisos, y que han sido construidas utilizando acero como material principal para la estructura portante. Estas edificaciones pueden ser de diversos tipos, como edificios residenciales, comerciales, educativos o de industria médica.

La selección de esta población se basa en la relevancia de las edificaciones de mediana altura en acero en el contexto de la ingeniería estructural y sísmica y su susceptibilidad a los eventos sísmicos. Estas edificaciones representan un desafío particular debido a su altura y a las cargas sísmicas a las que están expuestas. Por lo tanto, el estudio de su comportamiento estructural durante eventos sísmicos es fundamental para garantizar su seguridad y resiliencia.

La población de edificaciones de mediana altura en acero estructural puede estar ubicada en diferentes regiones geográficas, ya que los eventos sísmicos pueden ocurrir en diversas partes

del mundo. Por lo tanto, la selección de las edificaciones de estudio puede abarcar una variedad de ubicaciones geográficas para tener en cuenta la diversidad de condiciones sísmicas y prácticas constructivas.

3.8. Muestra

La muestra en esta investigación se define como una muestra no probabilística intencional, específicamente compuesta por una edificación de nueve niveles en acero estructural de ocupación esencial ubicada en la ciudad de San José, Costa Rica. Esta muestra se selecciona de manera deliberada y con un propósito específico, basándose en la relevancia y disponibilidad de la edificación para el estudio.

La elección de esta muestra se debe a varios factores. En primer lugar, la edificación seleccionada cumple con los criterios de interés para el estudio, como ser de mediana altura, construida con acero estructural y clasificada como ocupación esencial. Estos criterios permiten obtener resultados más precisos y aplicables a las edificaciones similares en la región.

Además, la ubicación de la muestra en la ciudad de San José, Costa Rica, tiene en cuenta las condiciones sísmicas de la región y la importancia de la seguridad sísmica en las construcciones. Costa Rica se encuentra en una zona sísmica activa y ha implementado normativas y prácticas de construcción específicas para garantizar la resistencia sísmica de las edificaciones.

Es importante destacar que esta muestra no pretende ser representativa de todas las edificaciones de mediana altura en acero estructural en San José, Costa Rica, ni en ninguna otra ubicación geográfica. Sin embargo, la edificación seleccionada proporciona una oportunidad relevante y viable para analizar el comportamiento estructural durante eventos sísmicos y obtener información valiosa sobre la resiliencia y seguridad sísmica en este tipo de construcciones.

La elección de una muestra no probabilística intencional implica ciertas limitaciones en términos de generalización de los resultados a otras edificaciones o ubicaciones. Sin embargo, esta muestra es valiosa en el contexto específico de esta investigación, ya que permite obtener información detallada y relevante sobre el comportamiento estructural de una edificación de mediana altura en acero estructural en un área sísmica específica.

3.9. Técnicas de investigación

Son métodos o procedimientos específicos utilizados para recolectar, analizar e interpretar datos con el fin de responder a las preguntas de investigación y alcanzar los objetivos establecidos. Según Hernández Sampieri et al. (2014), "las técnicas de investigación son las distintas formas o maneras de obtener la información". Estas técnicas son herramientas prácticas que permiten obtener información relevante y confiable para respaldar las conclusiones y recomendaciones de la tesis. Para este estudio en específico se implementarán las siguientes técnicas de investigación:

- Revisión bibliográfica: La técnica de revisión bibliográfica implica la recopilación, selección y análisis crítico de la literatura existente sobre el diseño sismorresistente de edificaciones de mediana altura y el comportamiento estructural durante eventos sísmicos. Según Hernández Sampieri et al. (2014) "toda investigación debe partir de una revisión exhaustiva de la literatura existente" (p. 545). Esta técnica es de gran relevancia, ya que permite establecer el marco teórico de la investigación, identificar estudios previos relevantes y adquirir conocimiento especializado en el campo.
- Recolección de datos: La recolección de datos para esta investigación se realizará mediante técnicas como la observación directa, mediciones, levantamiento de

planos y registro de datos estructurales, entre otras. Hernández Sampieri et al. (2014) señalan que "la recolección de datos ocurre en los ambientes naturales y cotidianos de los participantes o unidades de análisis" (p.198). Estas técnicas proporcionan información concreta y detallada acerca de los elementos estructurales, las características del diseño sismorresistente y otros indicadores pertinentes a la investigación.

- Análisis de datos: Una vez recopilados los datos, se utilizarán técnicas de análisis estadístico para examinar y explorar las relaciones entre las variables. Hernández Sampieri et al. (2014) mencionan que "el análisis cuantitativo de los datos se lleva a cabo por computadora u ordenador" (p.272). Estas técnicas incluyen análisis descriptivos, pruebas de correlación, análisis de varianza y otras herramientas estadísticas apropiadas para el estudio en cuestión.
- Simulaciones numéricas: Se emplearán simulaciones numéricas utilizando software especializado en análisis estructural y simulaciones sísmicas para modelar y simular el comportamiento de la edificación de mediana altura bajo diferentes condiciones sísmicas. Hernández Sampieri et al. (2014) indican que se utilizan "programas computacionales para analizar cuantitativamente los datos" (p. 272). Estas simulaciones permitirán evaluar aspectos como el rendimiento estructural, las deformaciones, las reacciones y otros aspectos relevantes para comprender el comportamiento sísmico de la edificación.
- Entrevistas o cuestionarios: Se utilizarán entrevistas estructuradas para obtener información adicional de expertos en el campo de la ingeniería sísmica y profesionales relacionados con el diseño y construcción de edificaciones de

mediana altura. Hernández Sampieri et al. (2014) señalan que "las entrevistas semiestructuradas se basan en una guía de asuntos o preguntas" (p. 217). Estas entrevistas permitirán recopilar perspectivas y opiniones calificadas que enriquecerán el estudio.

Capítulo 4 – Descripción del caso de estudio

4.1. Descripción general

En el contexto de la seguridad sísmica de edificaciones esenciales, este estudio se enfoca en una única edificación hospitalaria hipotética de mediana altura, proyectada en acero estructural, ubicada en Plaza El 27 - Distrito 3. Esta plaza se encuentra en la Ruta 27, en el costado sur de la rampa de descenso de salida de Guachipelín, Calle Lindora, Guachipelín, San José, Escazú, 10203, Costa Rica.



Figura 4.1 Ubicación propuesta para el caso de estudio
Fuente: (Google Earth Pro)

Dentro de Plaza El 27 - Distrito 3, esta edificación será sometida a dos enfoques de diseño diferentes, después de un sismo significativo, con el objetivo de resaltar su vitalidad en situaciones de desastre. Uno de estos enfoques implementa dispositivos de aislamiento en la base, mientras que el otro sigue un método tradicional de reforzamiento estructural.



Figura 4.2 Imagen idealizada de la torre médica
Fuente: (AD Studio Arquitectura)

A través de un enfoque académico riguroso, este trabajo evalúa y contrasta los dos diseños dentro del mismo edificio en términos de su respuesta estructural ante eventos sísmicos. El objetivo es destacar la importancia de la resistencia y funcionalidad de las edificaciones hospitalarias de mediana altura construidas en acero estructural, en una ubicación estratégica como Plaza El 27 - Distrito 3. Mediante simulaciones sísmicas y análisis detallados, se busca proporcionar información valiosa para la planificación y construcción de edificios hospitalarios que mantengan su integridad y utilidad en situaciones de emergencia, aprovechando tanto enfoques convencionales como tecnologías innovadoras de aislamiento sísmico.

4.2. Referencias arquitectónicas

La edificación presenta una sólida y funcional distribución arquitectónica que maximiza la utilidad y eficiencia de sus espacios. Comenzando en el nivel del sótano, este se configura como un espacio abierto confinado por muros de retención. El acceso se logra mediante una rampa vehicular, convirtiéndolo en un área de estacionamiento para vehículos. Además de

cumplir con esta función, este nivel alberga cuartos eléctricos, cuartos mecánicos y bodegas, lo que garantiza la organización y seguridad de los servicios esenciales. Las dimensiones generosas de este nivel, 60.00 m x 36.00 m, proporcionan un amplio espacio para todas estas funciones.

A partir del nivel de terreno, que marca el punto de inicio de las plantas generales de la edificación (desde nivel 1 hasta nivel 7), el diseño muestra una disposición que permite un uso eficiente de los espacios interiores. Aunque los detalles exactos de la distribución interna por nivel aún no están detallados, se han establecido elementos clave. Estos incluyen un ducto de comunicación vertical con escaleras, 1 ducto de elevador y cuartos electromecánicos. Un sector con batería de baños, lo que asegura una circulación fluida y acceso a servicios en cada nivel. En ambos extremos del edificio, se han contemplado ductos de escaleras de emergencia (desligados de la estructura principal), priorizando la seguridad en todo momento.

Las dimensiones en planta de estos niveles, 43.60 m x 18 m, proporcionan un equilibrio entre la amplitud y la utilidad funcional de los espacios interiores. Con una altura de 4.5 metros entre cada piso, se fomenta la creación de ambientes abiertos y flexibles que pueden acomodar una variedad de necesidades. Además, en el nivel superior (nivel 8), se ha planteado una losa de cubierta que podría servir para la instalación de equipos electromecánicos.

Por lo tanto, la arquitectura de la torre médica, está diseñada con una disposición lógica y eficiente que permite la adaptabilidad y funcionalidad de cada nivel. Desde el sótano hasta la losa de cubierta, se busca combinar un diseño versátil con elementos esenciales para asegurar la comodidad, seguridad y utilidad de esta edificación de mediana altura construida en acero estructural.

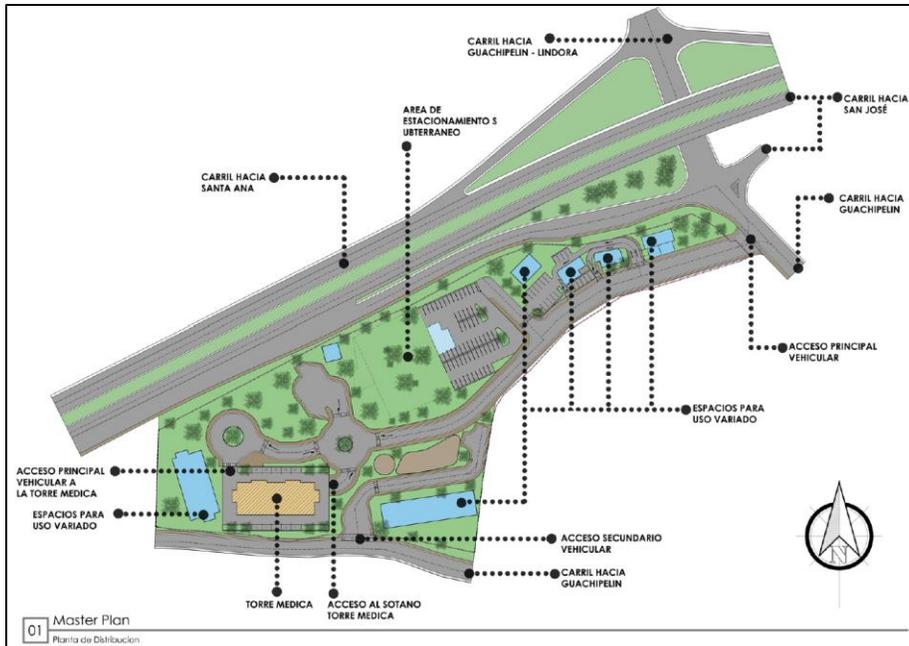


Figura 4.3 Plano de conjunto idealizado Plaza El 27 – Distrito 3
 Fuente: (AD Studio Arquitectura)



Figura 4.4 Imagen idealizada del conjunto Plaza El 27 – Distrito 3
 Fuente: (AD Studio Arquitectura)

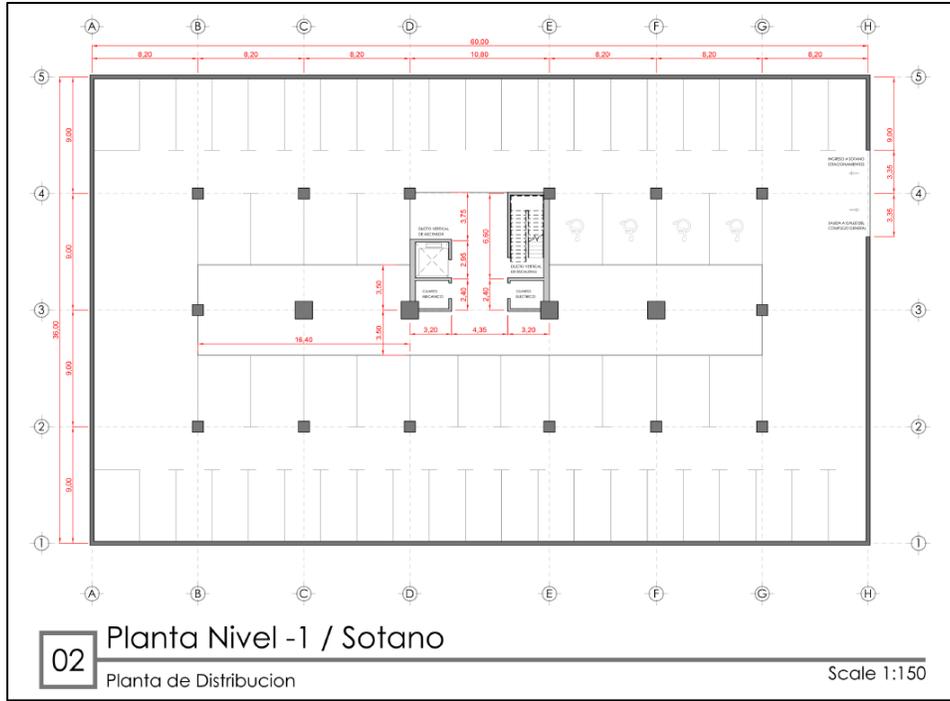


Figura 4.5 Planta arquitectónica nivel sótano – Torre Médica
Fuente: (AD Studio Arquitectura)

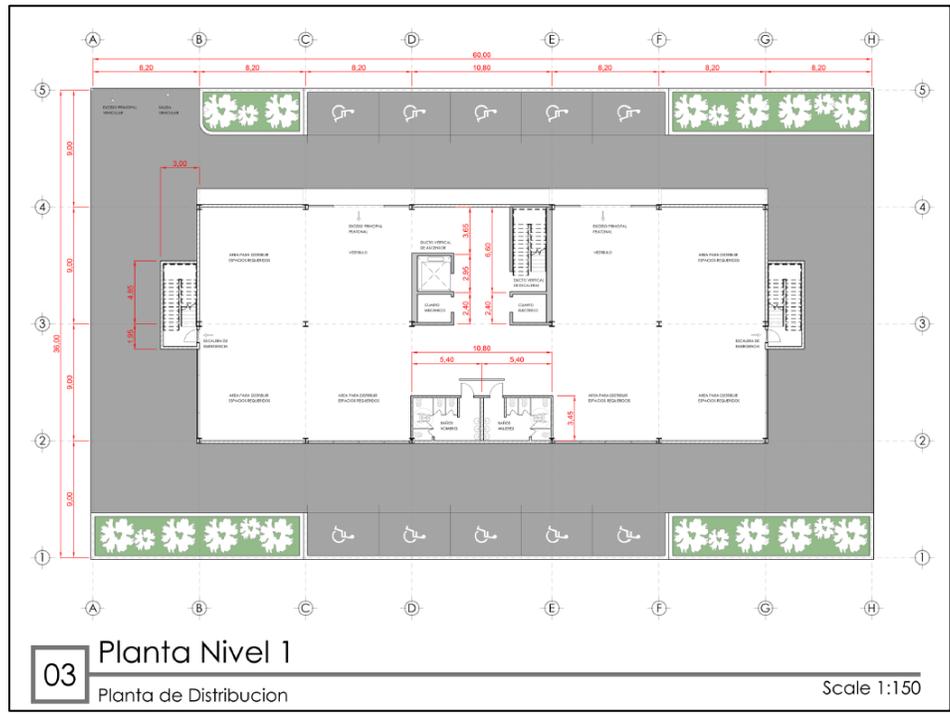


Figura 4.6 Planta arquitectónica general nivel 1 – Torre Médica
Fuente: (AD Studio Arquitectura)

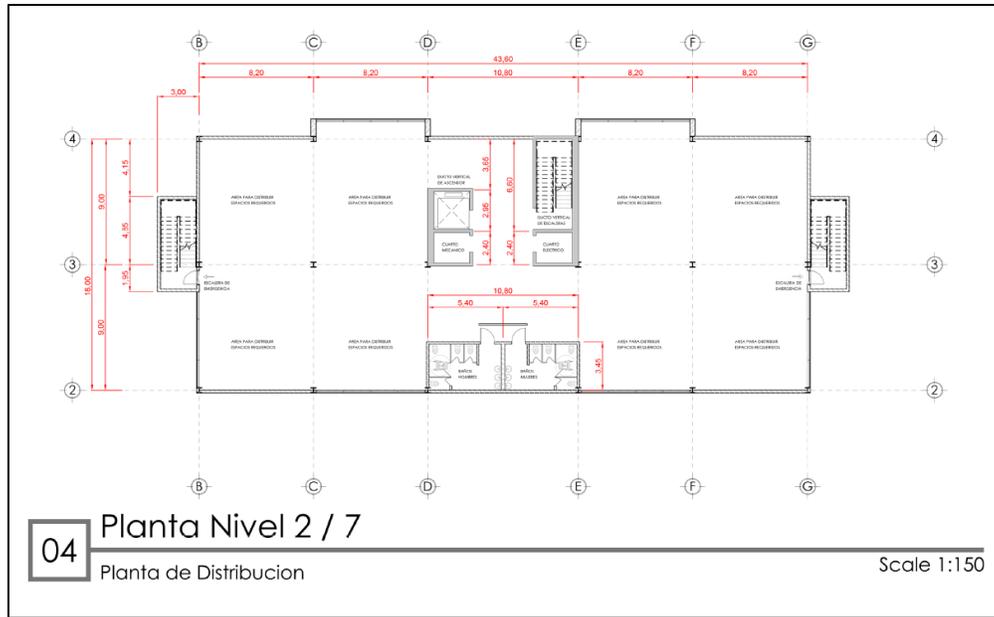


Figura 4.7 Planta arquitectónica general niveles 2 a 7 – Torre Médica
Fuente: (AD Studio Arquitectura)

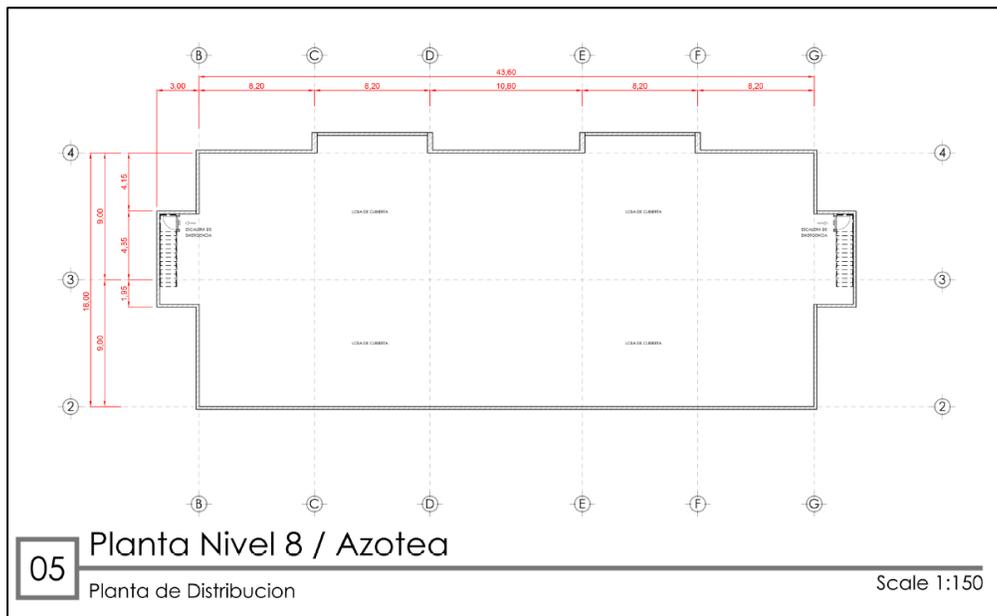


Figura 4.8 Planta arquitectónica general losa de cubierta – Torre Médica
Fuente: (AD Studio Arquitectura)

4.3. Referencias estructurales

Conforme al objetivo previamente establecido, el presente estudio se centra en la aplicación de dos configuraciones estructurales distintas a una edificación arquitectónica específica. En primer lugar, se examina la aplicación de una estructuración convencional, mientras que en segundo término se analiza la aplicación de una estructuración basada en el concepto de aislamiento sísmico. Este enfoque permitirá una evaluación comparativa de los sistemas estructurales, con el fin de comprender sus respectivas ventajas, desventajas y eficacia en términos de respuesta sísmica y seguridad estructural.

4.3.1. Estructuración convencional

Basándonos en las necesidades arquitectónicas y en el número de niveles de la edificación, así como en las disposiciones del Código Sísmico de Costa Rica 2010 – Revisión 2014 y las normativas del AISC, se determina que la estructura debe ser de tipo especial, ya sea SMF (Moment Frame Especial) o SCBF (Special Concentric Braced Frame). Tras realizar un preanálisis y considerar la configuración estructural adecuada, se concluye que la edificación puede ser resuelta con ambas clasificaciones (SMF y SCBF).

En el sentido X de la estructura, se propone que todos los marcos sean SMF, lo que implica que los ejes 2, 3 y 4 participen como parte del sistema sismorresistente. Por otro lado, en el sentido Y se plantea la utilización de un sistema sismorresistente mediante SCBF, aplicados en los marcos de los ejes B y G en su totalidad, y parcialmente en los marcos D y E.

Cabe destacar que todas las losas de entresijos están concebidas como sistema de losa colaborante, compuestas por metaldeck y concreto reforzado. Asimismo, se prevé la instalación de una junta de construcción entre la losa de rodamiento y el edificio en la losa del nivel 0 + 4.5 m. Esta losa de rodamiento, ubicada sobre el sótano, cuenta con una estructuración independiente

respecto al edificio principal; se apoya en columnas adyacentes a las del edificio y en sus extremos se apoya sobre el muro que confina el área del sótano.



Figura 4.9 Estructuración convencional Sentido X – SMF y Sentido Y - SCBF
Fuente: (AD Studio Arquitectura)

4.3.2. Estructuración con base en aislamiento sísmico

Respetando las necesidades arquitectónicas y cumpliendo con las diversas regulaciones y requisitos para la aplicación de aisladores sísmicos, se ha diseñado una configuración estructural diferente a la planteada en la estructuración convencional.

En primer lugar, todas las columnas desde el nivel del sótano hasta el nivel 0+3.35 m se han concebido en concreto reforzado. En la parte superior de estas columnas, se han instalado vigas de amarre para evitar el efecto de columnas en voladizo. Sobre este nivel se han colocado los dispositivos de aislamiento sísmico, un total de 18, ubicados en las intersecciones de los ejes.

Encima de los aisladores, a nivel 0+4.5 m, se ha planificado la losa de aislamiento, la cual está compuesta totalmente de concreto reforzado con un espesor de 30 cm y confinada por vigas de concreto armado. Para esta estructuración, se ha decidido vincular la losa exterior (losa de rodamiento vehicular) al edificio, proporcionando mayor peso sobre los dispositivos de aislamiento sísmico y garantizando la estabilidad del sistema. Los extremos de esta losa se apoyan en los muros del sótano mediante apoyos móviles. Se ha dejado una junta de construcción en todo el perímetro contra el muro del sótano, con la separación máxima de desplazamiento que experimentan los aisladores.

Sobre la losa de aislamiento, a nivel 0+4.5 m, toda la estructura se ha construido en acero estructural. Es fundamental mantener un concepto de "bloque rígido" en la superestructura para cumplir con el periodo objetivo en ambos sentidos de la estructura. Para lograr este comportamiento, se ha optado por estructurar la edificación mediante un sistema OCBF en sentido X y Y. Por lo tanto, el sistema sismorresistente en sentido X se aplica sobre los ejes 2 y 4, y en sentido Y sobre los ejes B, D, E y G.

Los entresijos desde el nivel 0+9.0 m hasta la azotea se han diseñado bajo el mismo concepto de la estructuración convencional, utilizando losa colaborante compuesta por metaldeck y concreto reforzado.



Figura 4.10 Estructuración con base en aislamiento sísmico Sentido X y Y - OCBF
Fuente: (AD Studio Arquitectura)

4.4. Criterios de diseño

Los criterios de diseño constituyen el conjunto de fundamentos, orientaciones y pautas que sitúan el trayecto de concebir y formar un proyecto arquitectónico o de ingeniería.

Enraizados en consideraciones técnicas, operativas, visuales y de seguridad, estos criterios son el cimiento que asegura que la edificación cumpla a cabalidad sus metas y se adapte plenamente a su propósito previsto. Estos lineamientos de diseño son de crucial importancia para asegurar que el desenlace final sea no solo seguro y eficaz, sino también amigable con el medio ambiente y visualmente atractivo. Estos criterios abordan aspectos reglamentarios y códigos de construcción, selección de materiales, análisis previos y estudios detallados, con el propósito de asegurar que el resultado final refleje un enfoque riguroso y profesional en todas las etapas del proceso de diseño y construcción.

4.4.1. Códigos y Reglamentos

Para el diseño de la edificación se utilizó las siguientes normativas:

- CSCR-2010 R14: Código Sísmico de Costa Rica 2010, Revisión 2014
- CCCR-2009: Código de Cimentaciones de Costa Rica
- ASCE 7-22: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures
- ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete
- ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings
- ANSI/AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings
- ANSI/AISC 358-16: Prequalified Connections

4.4.2. Materiales

Para el diseño de la edificación se utilizó los siguientes materiales:

Todo concreto estructural posee las siguientes características:

- Peso Volumétrico: $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$

Tabla 4.1 Concreto			
Esfuerzo a compresión a 28 días f'_c (kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad E_c (kg/cm ²)	Módulo de cortante G (kg/cm ²)	Uso
280	219499	91458	Fundaciones y pedestales
280	219499	91458	Losa de entrepiso y contrapiso

Todo acero estructural posee las siguientes características:

- Módulo de Elasticidad: $E_c = 2.04E+06 \text{ kg/cm}^2$
- Peso Volumétrico: $\gamma_c = 7850 \text{ kg/m}^3$

Norma	Elementos	Específico para	Varilla	Esfuerzo de fluencia f_y (kg/cm ²)
ASTM A706	Pedestales	Detallado Sísmico	#3 o superior	4200
ASTM A706	Placas de Fundación	Sin Detallado Sísmico	#3 o superior	4200

Perfil	Norma ASTM	Esfuerzo de fluencia f_y (kg/cm ²)	Esfuerzo Último f_u (kg/cm ²)
Patín ancho "W"	A992 Gr 50	3515	4570
Angular "L"	A36	2530	4075
Canal "C"	A36	2530	4075
Placa	A36	2530	4075
Barra Lisa	A36	2530	4075
HSS Rectangular	A500 B-46	3230	4075
Laminado en Frío ¹	A653SQGr33	2320	3164

Anclaje	Esfuerzo Nominal en tensión (kg/cm ²)	Esfuerzo Nominal en cortante (kg/cm ²)
A325-N	6320	3790
F1554-N GR36	3045	1625
HAS ROD (HILTI)	5087	3050

Electrodo	Esfuerzo Nominal en tensión (kg/cm ²)	Esfuerzo Nominal en compresión (kg/cm ²)	Esfuerzo Nominal en cortante (kg/cm ²)
E60XX	2520	2520	2520
E70XX	2940	2940	2940

¹ Espesor menor a 6 mm

4.4.3. Estudios preliminares

Como estudio preliminar se facilita el informe de suelos “*INF 209-19 Escazú D1-Geotecnia*” elaborado por la empresa Ingeotecnia de El General FyG S.A. El estudio completo se presenta en el Anexo-1, sin embargo, algunas conclusiones técnicas y resumen de resultados de este estudio son:

- El terreno está compuesto principalmente por materiales arcillosos con un potencial de expansión alto, bajo el cual se encuentran limos arenosos de consistencia variable entre rígida y dura, se logró perforar hasta 3.70 m de profundidad.
- No se determinó la presencia de nivel freático en los sondeos realizados.
- Para el diseño del sistema estructural de transmisión de carga de la superestructura al suelo, se deberán de considerar las capacidades de soporte indicadas, las cuales consideran un factor de seguridad de 3 (F.S.=3).
- Tanto la elección de la cota de cimentación como la verificación de la tensión admisible considerada e idoneidad del tipo de cimentación deberán ser aprobadas en último término por el diseñador de la obra.

De igual manera a continuación se presentan algunas figuras que resumen los resultados del estudio en mención.

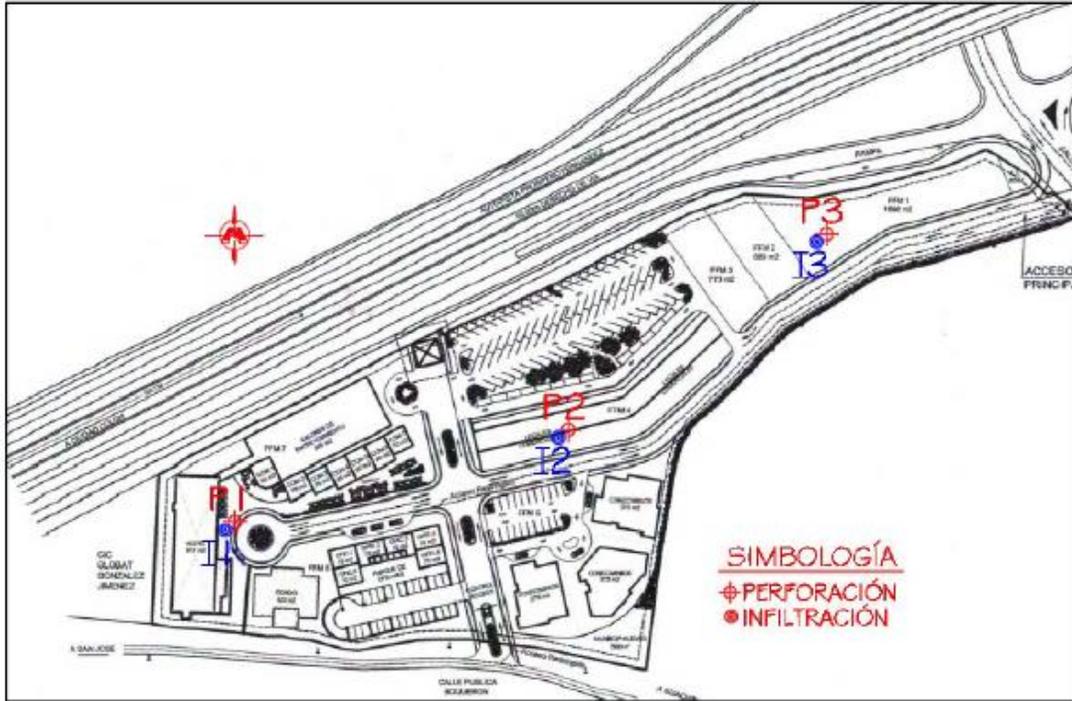


Figura 4.11 Ubicación de la exploración
 Fuente: (INF 209-19 Escazú D1-Geotecnia)

Tramo	Sondeo		
	1	2	3
0.00 - 0.55	6	15	15
0.55 - 1.00	70	12	12
1.00 - 1.45	reb	23	13
1.45 - 1.90	-	26	17
1.90 - 2.35	-	reb	18
2.35 - 2.80	-	-	12
2.80 - 3.25	-	-	20
3.25 - 3.70	-	-	reb

Figura 4.12 Valores NSPT
 Fuente: (INF 209-19 Escazú D1-Geotecnia)

Capa	Descripción del suelo
Capa 1	Limo arcilloso café oscuro, posee vetas amarillentas y cafés, además de partículas meteorizadas. Materiales de consistencia rígida. Clasificación SUCS: MH . Esta capa fue detectada en los sondeos 2 y 3.
Capa 2	Arcilla de alta plasticidad, café grisáceo, posee vetas grises y partículas meteorizadas. Materiales de consistencia rígida. Clasificación SUCS: CH . Esta capa fue detectada subyaciendo el suelo de la capa 1 (se deberá de verificar en campo, se recomienda eliminar dicha capa de material).
Capa 3	Limo arenoso (arena limosa) café claro – grisáceo, posee vetas amarillentas, además de partículas meteorizadas. Materiales de consistencia variable entre medianamente rígida y dura. Clasificación SUCS: MH (SM) . Esta capa fue detectada en el sondeo 1 y subyaciendo el suelo de la capa 2.

Figura 4.13 Perfil estratigráfico
Fuente: (INF 209-19 Escazú D1-Geotecnia)

Nivel de desplante (m)	Sondeo		
	1	2	3
0.55	5.1	12.8	12.8
1.00	20.0	10.2	10.2
1.45	reb	19.6	11.1
1.90	-	20.0	14.5
2.35	-	reb	15.3
2.80	-	-	10.2
3.25	-	-	17.0
3.70	-	-	reb

Figura 4.14 Capacidad de carga admisible en Ton/m2 con F.S.=3
Fuente: (INF 209-19 Escazú D1-Geotecnia)

4.5. Cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales son fuerzas influenciadas por la gravedad terrestre que actúan sobre la estructura, y que representan uno de los aspectos primordiales en la ingeniería civil y arquitectónica. Estas cargas, también denominadas "cargas verticales", engloban el peso propio de los elementos constructivos, así como las cargas permanentes y estáticas ejercidas por los elementos fijos y móviles alojados en el interior del edificio.

El concepto de cargas gravitacionales implica la consideración meticulosa de las masas y distribuciones de peso en la edificación, abarcando desde la carga que ejercen los cimientos hasta

la cubierta. Dichas cargas abarcan el peso de los elementos estructurales, revestimientos, sistemas de climatización, instalaciones eléctricas y sanitarias, mobiliario, y cualquier componente o equipamiento que forma parte del entorno edificado.

En la ciencia de la ingeniería, el análisis y la estimación precisa de las cargas gravitacionales resulta crucial para dimensionar los elementos estructurales, determinar la capacidad de carga de los materiales, y garantizar la seguridad y durabilidad a largo plazo de la edificación. Un entendimiento profundo de estas cargas, combinado con la aplicación de metodologías de diseño adecuadas, constituye un pilar esencial para crear edificaciones que sean no solo funcionales y estéticamente agradables, sino también capaces de resistir las fuerzas gravitacionales que actúan sobre ellas a lo largo de su vida útil.

4.5.1. Carga permanente

La carga permanente en el ámbito de la ingeniería civil y estructural se refiere a las fuerzas y pesos que actúan constantemente sobre una edificación o estructura, independientemente de las circunstancias cambiantes o eventos temporales. También conocida como "carga muerta", esta categoría de carga engloba el peso propio de los elementos constructivos, así como cualquier componente o material que constituya una parte integral y permanente de la estructura (Vinnakota, 2006).

Tabla 4.6 Carga permanente adicional en el entrepiso – Niveles 1 a 7	
Carga	Valor (kg/m ²)
Acabado de Piso	60.0
Mortero de Piso/Nivelación	35.0
Paredes Livianas	50.0
Cielos	35.0
Instalaciones Electromecánicas	45.0
Total	225.0

Nota: El peso propio de los elementos estructurales y el sistema de la losa de entrepiso se incluye en el programa de cálculo

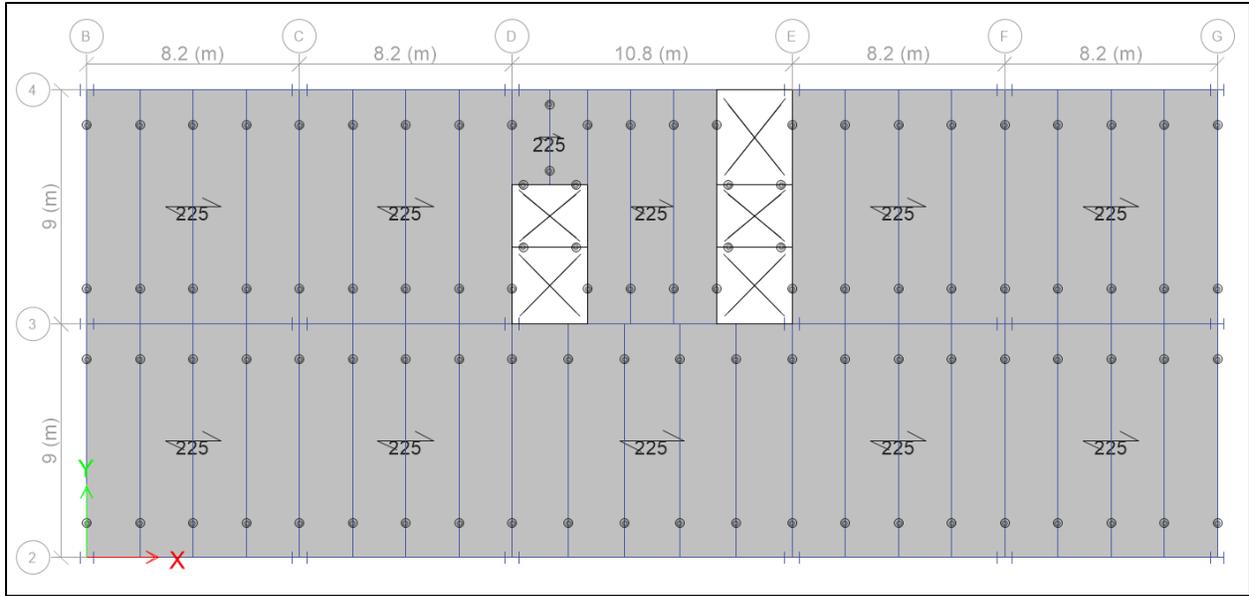


Figura 4.15 Asignación de carga permanente en entresijos 1 a 7
Fuente: (Propia ETABS)

Tabla 4.7 Carga permanente adicional en Losa de Techo – Nivel 8	
Carga	Valor (kg/m ²)
Equipos Electromecánicos	400.0
Total	400.0

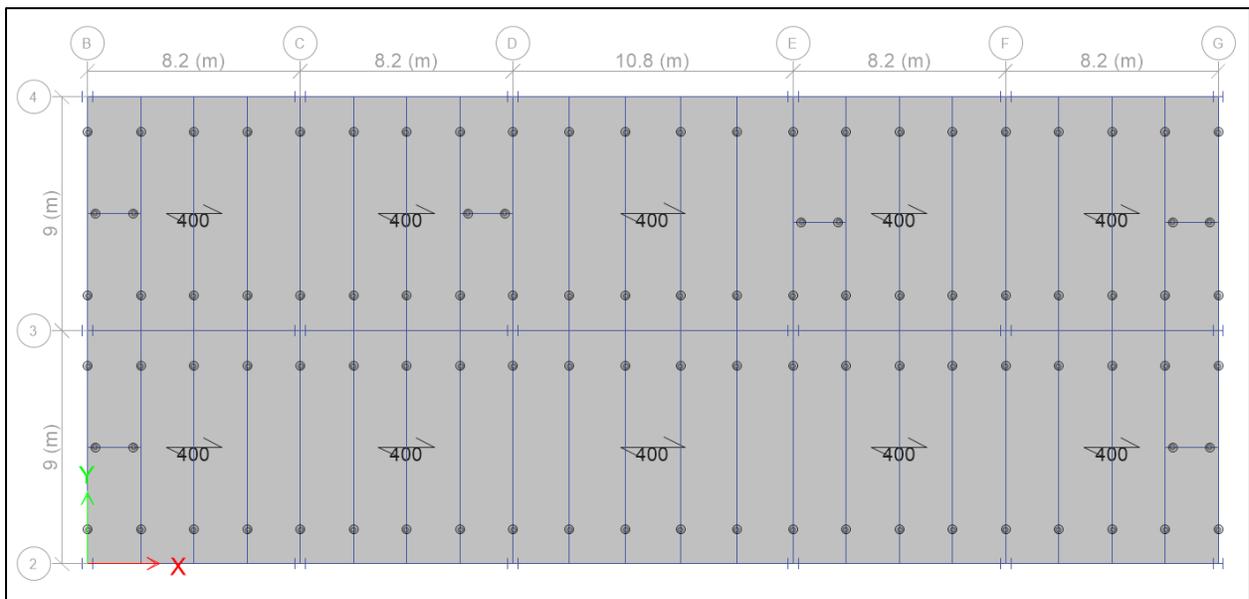


Figura 4.16 Asignación de carga permanente en losa de techo (Nivel 8)
Fuente: (Propia ETABS)

Tabla 4.8 Carga permanente sobre elementos de fachada	
Carga	Valor (kg/m)
Cerramiento de fachadas	260.0
Total	260.0

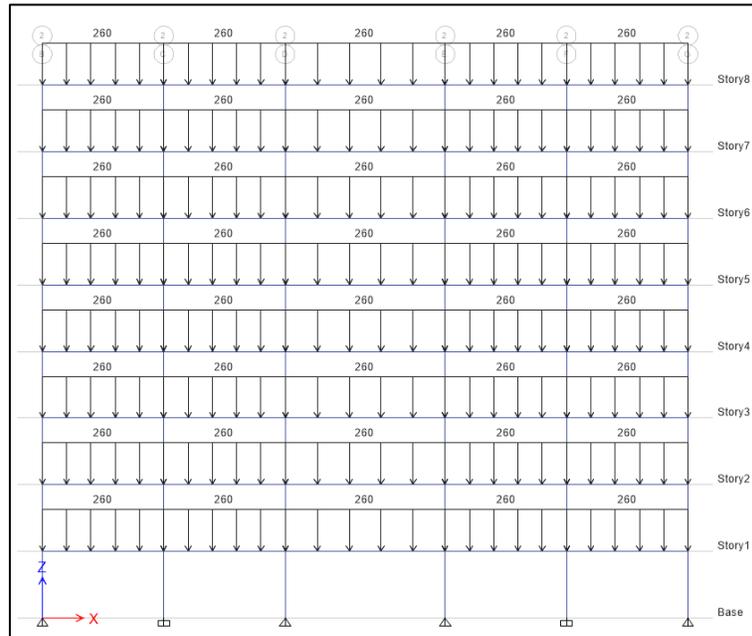


Figura 4.17 Asignación de carga permanente en fachada principal
Fuente: (Propia ETABS)

4.5.2. Carga temporal

La carga temporal, en el ámbito de la ingeniería civil y estructural, se refiere a las fuerzas y presiones que actúan sobre una estructura o edificación en momentos específicos y temporales, en contraste con las cargas permanentes que son constantes. También conocida como "carga viva" o "carga variable", esta categoría de carga involucra las cargas transitorias que resultan de la ocupación humana, movimientos de objetos, equipos, vehículos y otros factores que cambian a lo largo del tiempo.

La carga temporal es de naturaleza variable y se ajusta a las circunstancias cambiantes y la utilización momentánea de la estructura (Vinnakota, 2006).

Tabla 4.9 Carga temporal		
Nivel	Uso	Valor (kg/m ²)
Entrepisos	Hospitales y Similares	400.0
Losa de Techo	Azotea pendiente menor 5%	200.0

Nota: Debido a que no existe una distribución arquitectónica detallada se asume conservadoramente la carga de pasillos

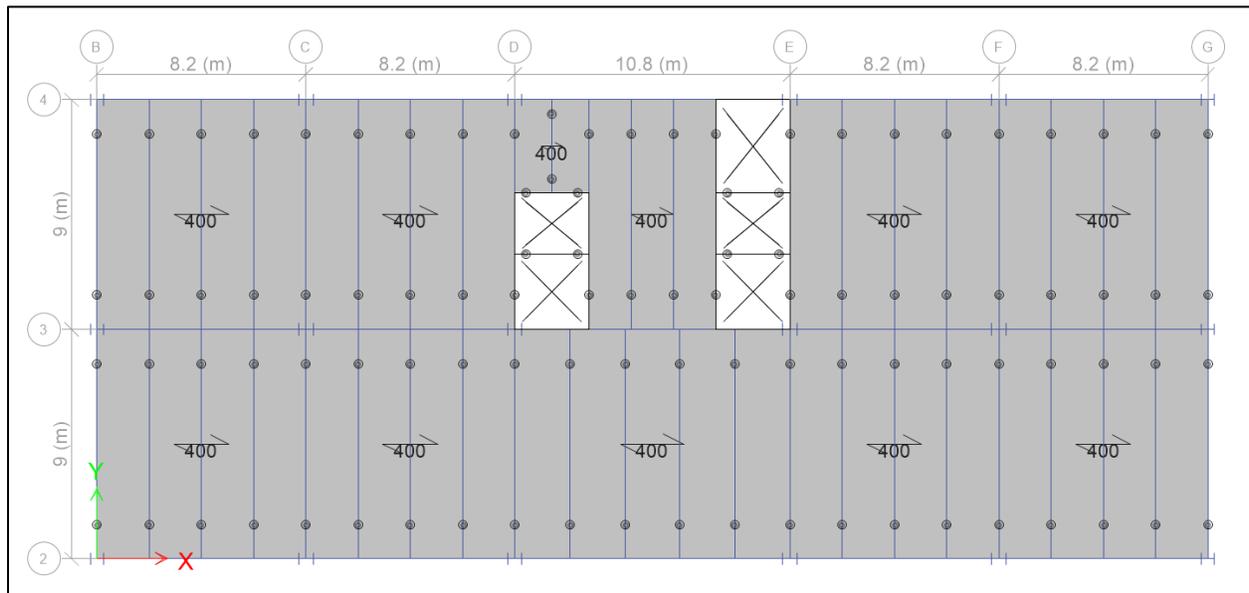


Figura 4.18 Asignación de carga temporal en entresijos 1 a 7
Fuente: (Propia ETABS)

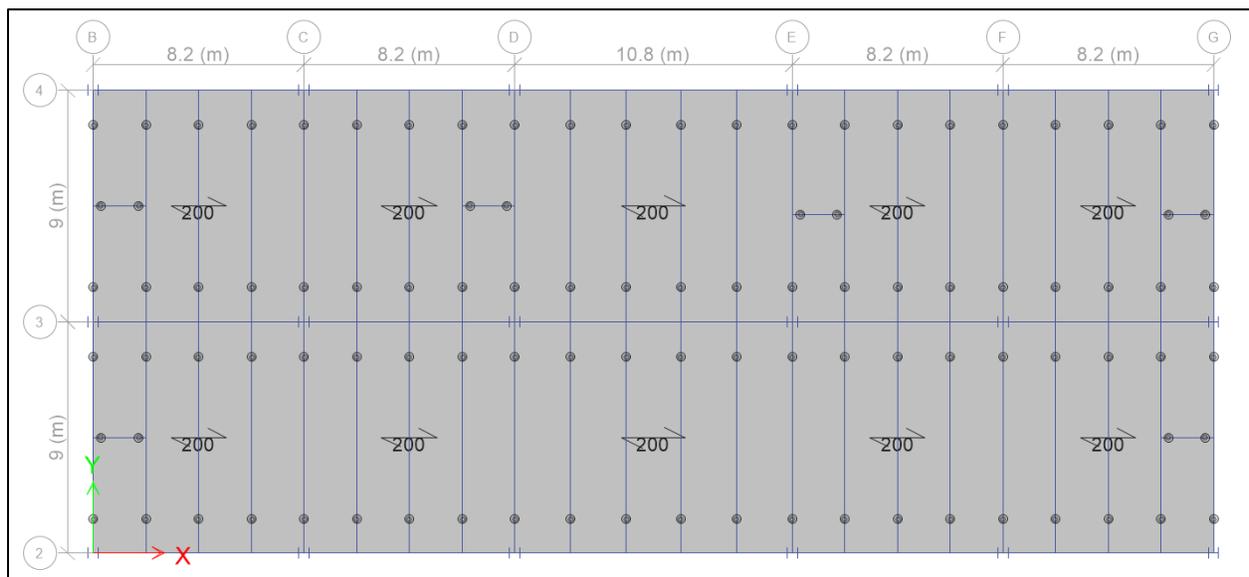


Figura 4.19 Asignación de carga temporal en losa de techo (Nivel 8)
Fuente: (Propia ETABS)

Capítulo 5 – Análisis y diseño mediante un sistema sismorresistente convencional

5.1. Zonificación sísmica

La zonificación sísmica se refiere a la delimitación geográfica de áreas en una región o país en función de su nivel de riesgo sísmico. Estas áreas se categorizan de acuerdo con la probabilidad de ocurrencia de terremotos y la intensidad sísmica esperada en cada una de ellas. La zonificación sísmica es un componente clave en la planificación y diseño de estructuras y edificaciones, ya que influye en los requisitos de diseño y construcción para asegurar su resistencia ante eventos sísmicos.

En la zonificación sísmica, las áreas se clasifican en diferentes zonas, cada una con niveles de riesgo sísmico crecientes. Las zonas generalmente se etiquetan con letras o números para identificar su nivel de riesgo. Las zonas sísmicas se basan en una variedad de factores, incluyendo la actividad tectónica, la historia de terremotos pasados y la ubicación geográfica.

La zonificación sísmica es esencial para determinar los requisitos de diseño y construcción adecuados para diferentes tipos de edificaciones y estructuras, considerando su ubicación en relación con las zonas de riesgo. Las normativas de construcción y códigos de diseño a menudo se adaptan a la zonificación sísmica, estableciendo parámetros específicos para resistir las cargas sísmicas en función de la intensidad prevista en cada zona.

El proyecto tiene la siguiente ubicación:

- País: Costa Rica
- Provincia: San José
- Cantón: Escazú
- Distrito: San Rafael

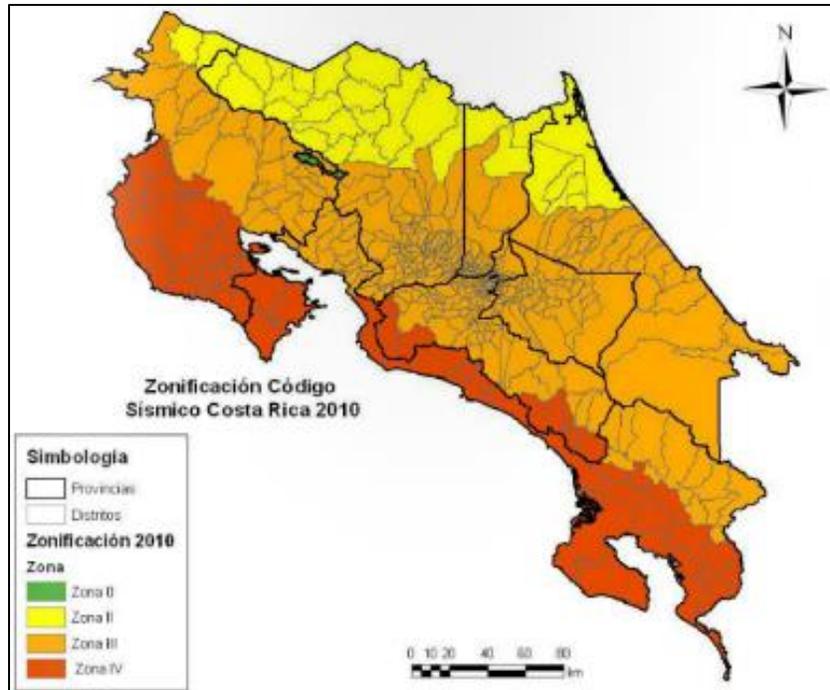


Figura 5.1 Zonificación Sísmica de Costa Rica
Fuente: (CSCR, 2010)

5.2. Estados límites para diseño de estructuras

5.2.1. Estados límites de resistencia

Los estados límites de resistencia para el proyecto se revisan y cumplen con la filosofía de las Especificaciones de Diseño con Factores de Carga y Resistencia (Load and Resistance Factor Design Specifications); **LRFD**, por sus siglas en inglés. La resistencia de diseño de cada componente estructural o del ensamblaje debe ser igual a la resistencia requerida o superior a esta, de acuerdo con las cargas nominales factorizadas. Se resume con la ecuación:

$$\Phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i$$

Donde:

- Φ = factor de resistencia correspondiente a R_n
- R_n = resistencia nominal
- γ_i = factor de carga correspondiente a Q_i

- Q_i = efecto de carga nominal

La resistencia de diseño suministrada debe ser mayor o igual a la resistencia requerida.

5.2.2. Estados límites de servicio

Son asociados con los requerimientos funcionales de la estructura bajo condiciones normales de servicio. Se utilizan para evitar el mal funcionamiento de la estructura por el uso cotidiano. No ocasionan fallas en la estructura, pero pueden causar molestias a los ocupantes y/o problemas en los elementos no estructurales. Incluyen limitaciones de deflexiones de vigas, desplazamientos laterales de columnas, rotaciones de conexiones, vibraciones de pisos, entre otros (Vinnakota, 2006). El diseño del proyecto debe cumplir con los estados límites de la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Límites para diferentes condiciones de servicio	
Deflexión en vigas debido a carga temporal	L/360
Deflexión en vigas debido a carga permanente + carga temporal	L/240
Deflexión en vigas debido a carga temporal de techo	L/180
Deflexión en vigas debido a carga permanente + carga temporal de techo	L/120
Razón de deriva inelástica debido a carga de sismo	$H/80 = 0.0125$

5.3. Objetivos de desempeño ante eventos sísmicos

El proyecto debe cumplir con los objetivos de desempeño sísmico asignados según el CSCR-2010. Estos objetivos se definen acorde a la categoría de la estructura y al nivel de demanda sísmica, como se muestra en la tabla 5.2. El proyecto se clasifica en el grupo **A** como una **Edificación e instalación esencial**; por lo que, el objetivo de desempeño ante un **sismo fuerte** es garantizar que la estructura brinde **Operatividad**.

Categoría de Edificación según importancia	Demanda sísmica	Nivel de desempeño sísmico
A: Edificaciones e instalaciones esenciales	Extremo (I=1.25)	Operativo
B: Edificaciones e instalaciones riesgosas	Extremo (I=1.25)	Seguridad de vida
C: Edificaciones de ocupación especial	Fuerte (I=1.00)	Operativo
D: Edificaciones de ocupación normal	Fuerte (I=1.00)	Seguridad de vida
E: Edificaciones misceláneas	Moderado (I=0.75)	Seguridad de vida

Para cumplir los objetivos de desempeño se establecen los requisitos mostrados en la tabla 5.3. En el caso del proyecto **se prohíbe** la posibilidad de irregularidad grave, con requisitos de ductilidad local **Moderada/óptima** y con límites **especiales** de desplazamientos relativos.

Categoría de Edificación según importancia	Posibilidad de irregularidad grave	Límites a los desplazamientos relativos	Requisitos de ductilidad local
A: Esencial	Se prohíbe	Especial	Óptima
B: Riesgosa	Se prohíbe	Normal	Moderada/Óptima
C: Especial	Se prohíbe	Especial	Moderada/Óptima
D: Normal	Se permite	Normal	Moderada/Óptima
E: Miscelánea	Se permite	Normal	Moderada/Óptima

Según la categoría de importancia de la edificación se determina el límite superior de la razón de deriva inelástica que a su vez depende del sistema estructural utilizado. Los valores se muestran en la tabla 5.4. Para el proyecto aplica la limitación **especial** de deriva inelástica.

Sistema Estructural	Limitación Especial para Edificaciones A y C	Limitación Normal para Edificaciones B, D y E
Marco	0.0125	0.020
Dual	0.0125	0.018
Muro	0.0100	0.010
Voladizo	0.0125	0.020
Otros	0.0065	0.010

5.4. Estado límites para diseño de cimentaciones

La cimentación es el elemento soportante de una estructura, no solo incluye la placa que es la parte estructural que transmite la carga de la superestructura al suelo, sino también al suelo o roca soportante (CCCR, 2009). La cimentación debe cumplir con los estados límites para asegurar un correcto comportamiento geomecánico y estructural.

5.4.1. Estado límite de falla

Consiste en comparar la resistencia del terreno con los esfuerzos resultantes de las acciones de diseño (CCCR, 2009). Se debe garantizar el comportamiento adecuado ante la falla de la capacidad de soporte local o general del suelo, falla estructural de los elementos de la cimentación, deslizamiento y volcamiento.

Los elementos estructurales de la cimentación se diseñan por la metodología LRFD. Para determinar la presión ejercida sobre el terreno por placas superficiales, se siguen las indicaciones del capítulo 4 del CCCR-2009. En el caso de presión biaxial se utilizan los factores K recomendados por AASHTO y estipulados por la sección 4.2.3 del CCCR-2009 (figura 5.2).

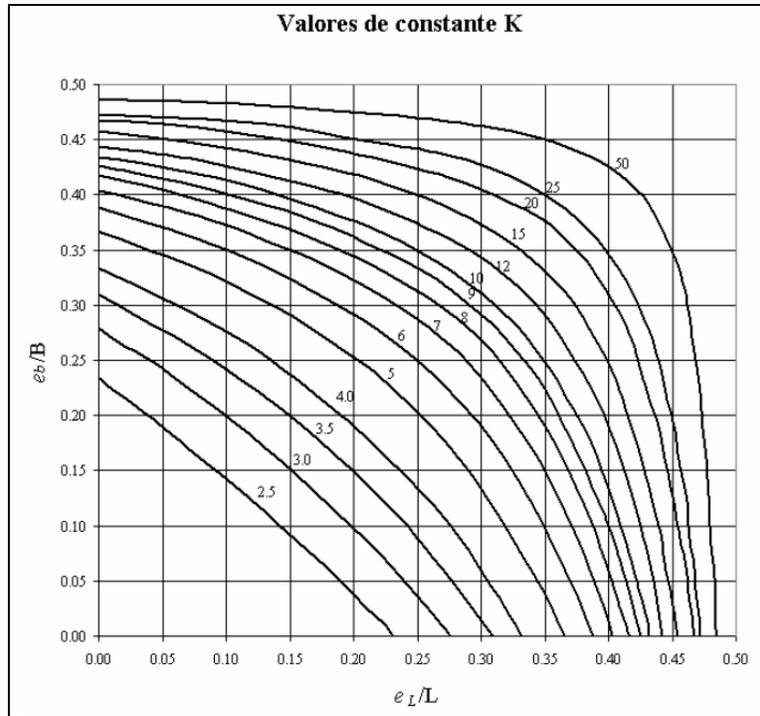


Figura 5.2 Valores de K para la excentricidad en placas superficiales
Fuente: (CCCR, 2009)

El CSCR-2010 realiza una modificación a los factores de reducción de capacidad soportante del terreno y son los que se utilizan para la revisión de dicho estado límite.

Tabla 5.5 Factores de reducción para la capacidad soportante de los suelos		
Combinación	Relación q_{min}/q_{max}	Factor de reducción Φ
Estática (6-1 y 6-2)	≥ 0.25	0.45
Estática (6-1 y 6-2)	< 0.25	0.60
Dinámica (6-3 y 6-4)	≥ 0.25	0.65
Dinámica (6-3 y 6-4)	< 0.25	0.85

Los estados límite de falla ante volcamiento y deslizamiento deben cumplir con los factores de reducción o de seguridad según el cuadro 3.4 del CCCR-2009.

Tabla 5.6 Factores de reducción y seguridad para distintos aspectos geotécnicos		
Concepto	Factor de reducción Φ	Factor de seguridad mínimo FS
Deslizamiento para caso estático	0.9	1.50
Deslizamiento para caso dinámico	0.9	1.15
Vuelco	0.7	1.50

5.4.2. Estado límite de servicio

Consiste en comparar los movimientos y deformaciones máximos aceptables por la estructura con los movimientos y las deformaciones inducidas por las acciones de diseño (CCCR, 2009). Se debe garantizar el comportamiento adecuado ante asentamientos, inclinaciones medias y deformaciones diferenciales.

Tabla 5.7 Asentamiento total admisible		
Tipo	Factor limitativo	Asentamiento máximo
Asentamiento total	Estructuras con muros de mampostería	25-50 mm
Inclinación o giro	Estabilidad frente al vuelco	Varía
Asentamientos diferenciales	Marcos de concreto reforzado/Acero	(0.0025-0.004)L
	Muros de concreto reforzado/Acero	0.003L

5.5. Sistema estructural

El sistema estructural de una edificación de mediana altura, en el marco de un enfoque sismorresistente convencional, se refiere a la configuración integral de elementos y sistemas diseñados para proporcionar estabilidad, resistencia y seguridad frente a las cargas gravitacionales y laterales, especialmente en presencia de eventos sísmicos. Este sistema se

compone de una interacción dinámica y proporcionada de componentes que distribuyen y transmiten cargas a través de la estructura, con el fin de asegurar la integridad y funcionalidad del edificio.

En el contexto específico del modelo sismorresistente convencional para edificaciones de mediana altura, se implementa un sistema dual que abarca dos enfoques complementarios de diseño sísmico. En primer lugar, se emplea un sistema de marcos de acero tipo SMF (Special Moment Frames), caracterizados por su capacidad para disipar energía mediante la deformación inelástica controlada de los elementos estructurales en momentos de sismo. Estos marcos son especialmente diseñados para proporcionar ductilidad y capacidad de absorción de energía en zonas sujetas a grandes fuerzas laterales.

En segundo lugar, se integran marcos arriostrados de acero tipo SCBF (Special Concentrically Braced Frames), cuya función primordial es la de proporcionar rigidez y resistencia lateral a la estructura ante la acción sísmica. Estos marcos, mediante sistemas de arriostre, canalizan y redistribuyen las fuerzas laterales generadas por un sismo, minimizando así los desplazamientos y deformaciones de la estructura y permitiendo un control eficaz de las tensiones en los elementos.

El sistema de entrepisos conceptualizados como diafragmas rígidos, contribuye significativamente a la respuesta sísmica global de la edificación. Se compone de losas de acero (metaldeck) con concreto reforzado en su parte superior, unidas mediante conectores de cortante. La inserción estratégica de conectores de cortante en la unión entre el acero y el concreto asegura una transferencia efectiva de las cargas entre estos materiales, generando un sistema eficiente en términos de resistencia, deformabilidad y control de vibraciones.

Esta composición de sistemas, basada en marcos de acero de distintos tipos y un sistema de entrepisos híbrido, se sincroniza para establecer un sistema dual que aborda los desafíos sísmicos desde múltiples perspectivas. El enfoque SMF y el uso de marcos tipo SCBF en conjunto con el sistema de entrepisos optimizado, maximizan la capacidad de respuesta ante sismos, estableciendo un equilibrio entre rigidez, resistencia y ductilidad que es esencial para enfrentar los desafíos sísmicos de manera eficaz y confiable.

En la tabla 5.8 se muestran las características de los distintos elementos utilizados en el proyecto y en las figuras 5.3 a 5.10 se muestra el modelo tridimensional del proyecto.

Tabla 5.8 Propiedades de los elementos a utilizar en la estructura		
Sección	Material	Forma
W8X40	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W8X48	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W8X67	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W10X54	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W14X233	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W14X311	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W14X370	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W14X426	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W14X500	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W14X730	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W16X26	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W21X62	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W30X108	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W33X130	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W36X150	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange

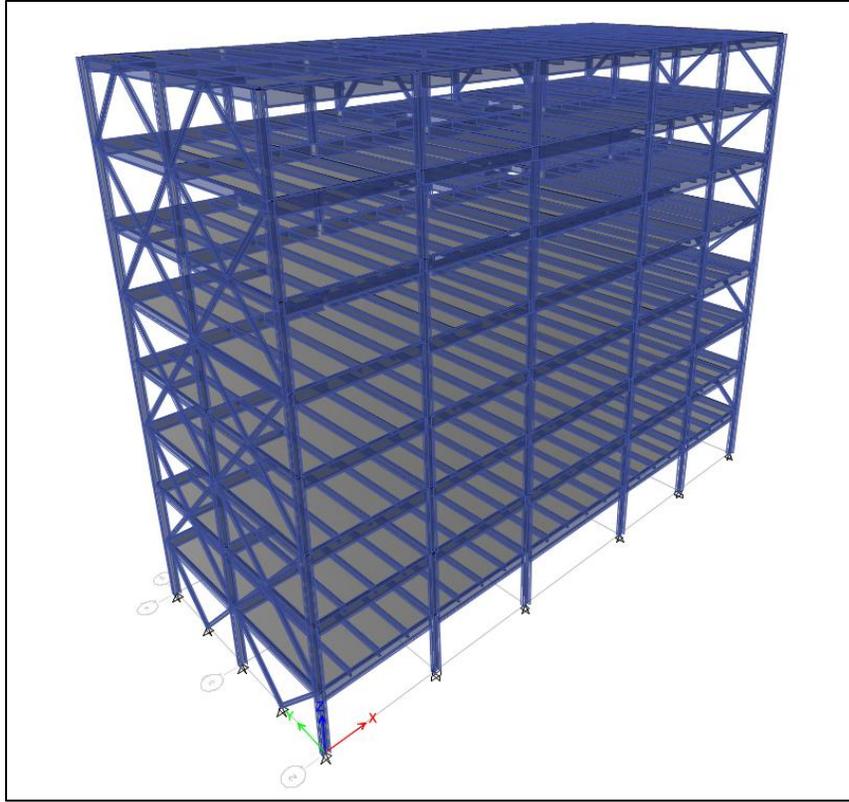


Figura 5.3 Modelo Estructural – Propuesta Convencional
Fuente: (Propia ETABS)

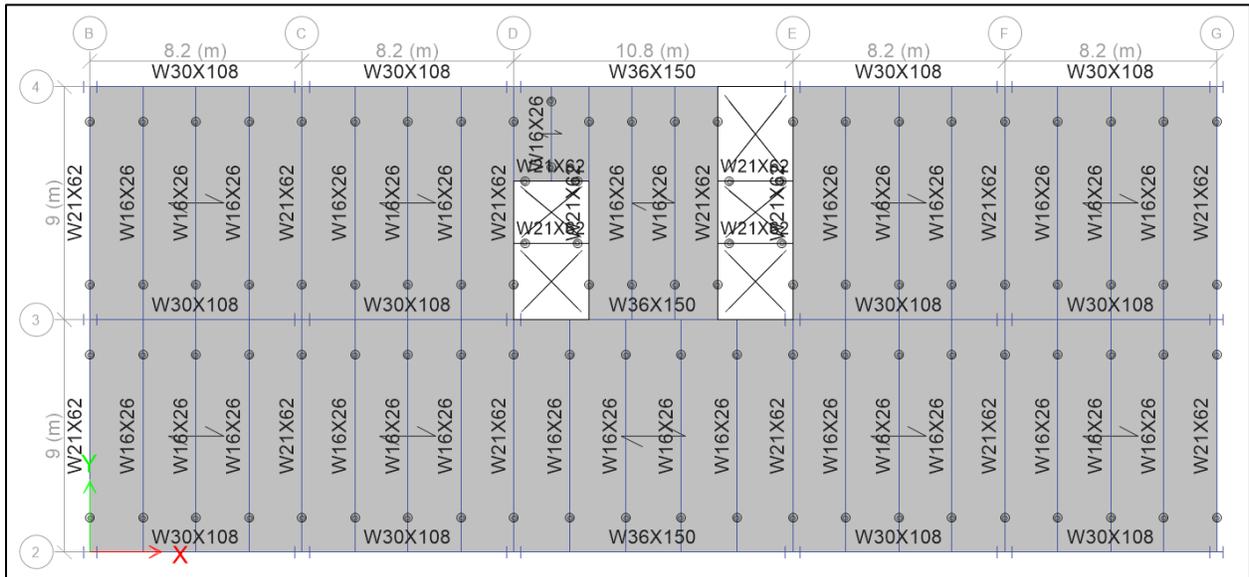


Figura 5.4 Planta de Entrepiso Nivel 1 a Nivel 7 – Propuesta Convencional
Fuente: (Propia ETABS)

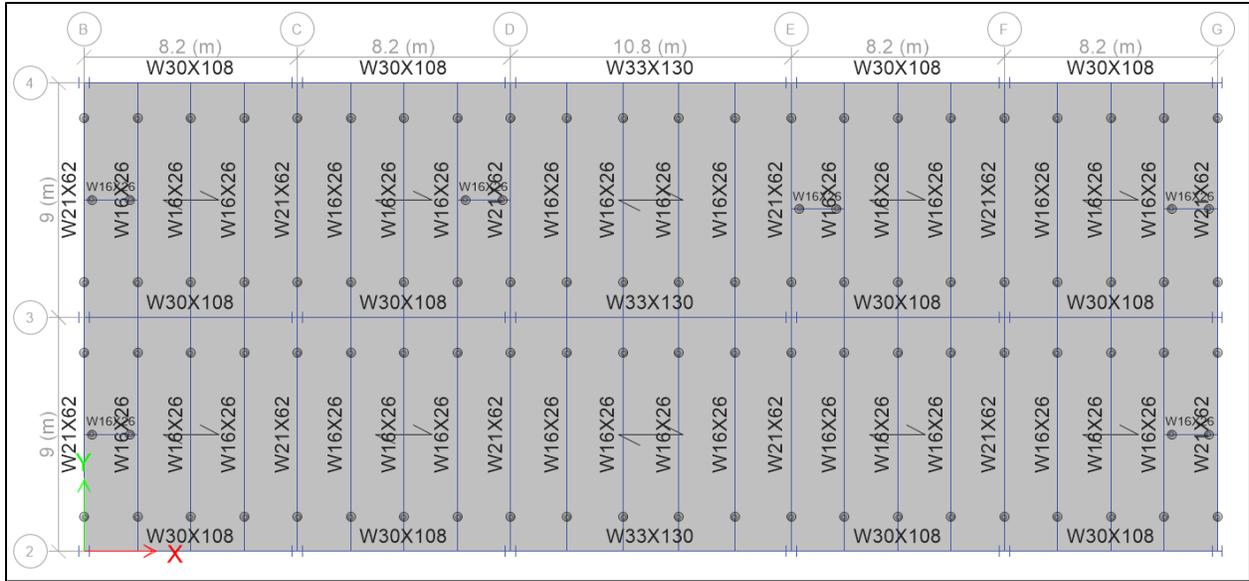


Figura 5.5 Planta de Techo Nivel 8 – Propuesta Convencional
Fuente: (Propia ETABS)

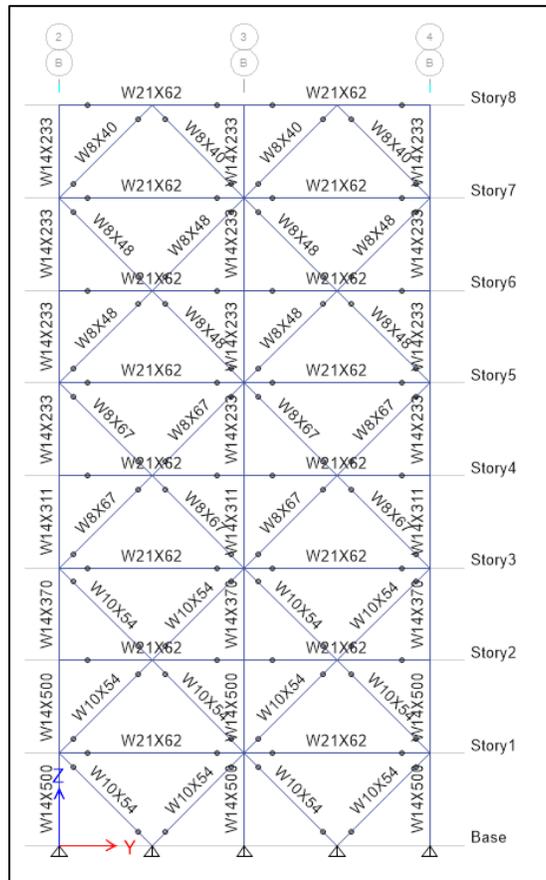


Figura 5.6 Elevación Ejes B y G – Propuesta Convencional
Fuente: (Propia ETABS)

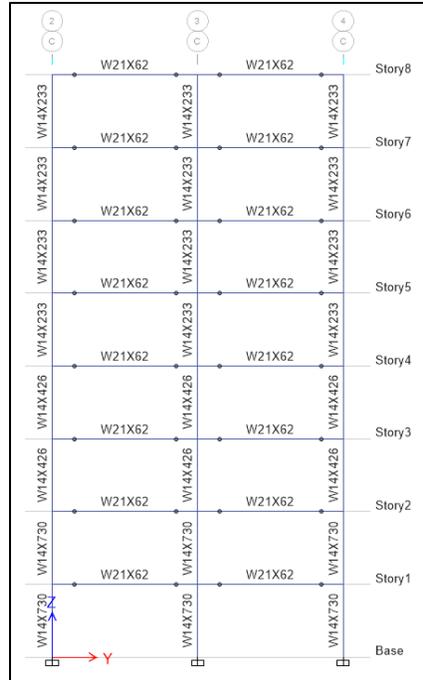


Figura 5.7 Elevación Ejes C y F – Propuesta Convencional
Fuente: (Propia ETABS)

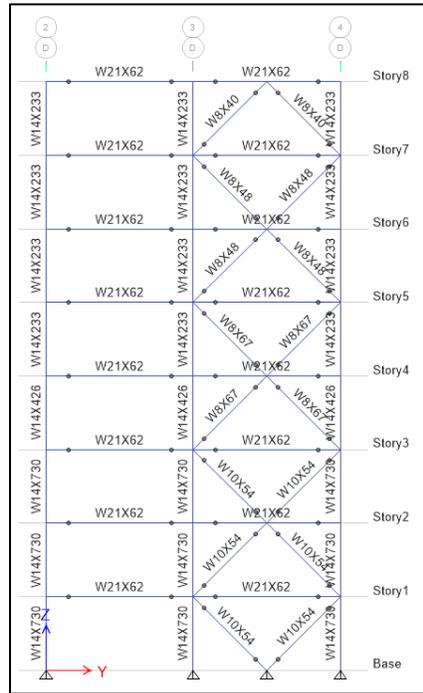


Figura 5.8 Elevación Ejes D y E – Propuesta Convencional
Fuente: (Propia ETABS)

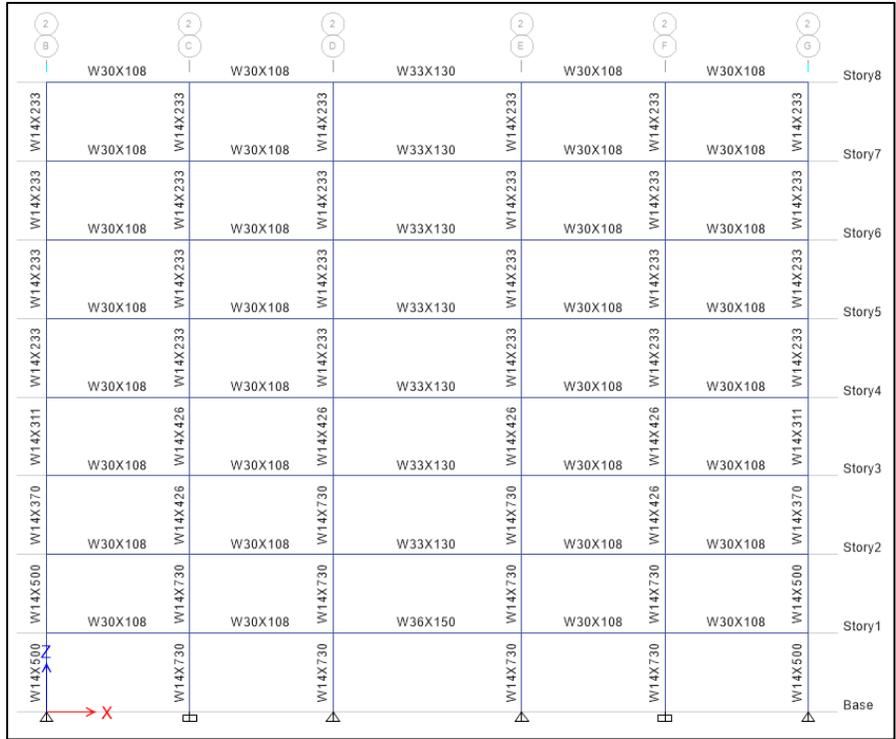


Figura 5.9 Elevación Ejes 2 y 4 – Propuesta Convencional
Fuente: (Propia ETABS)

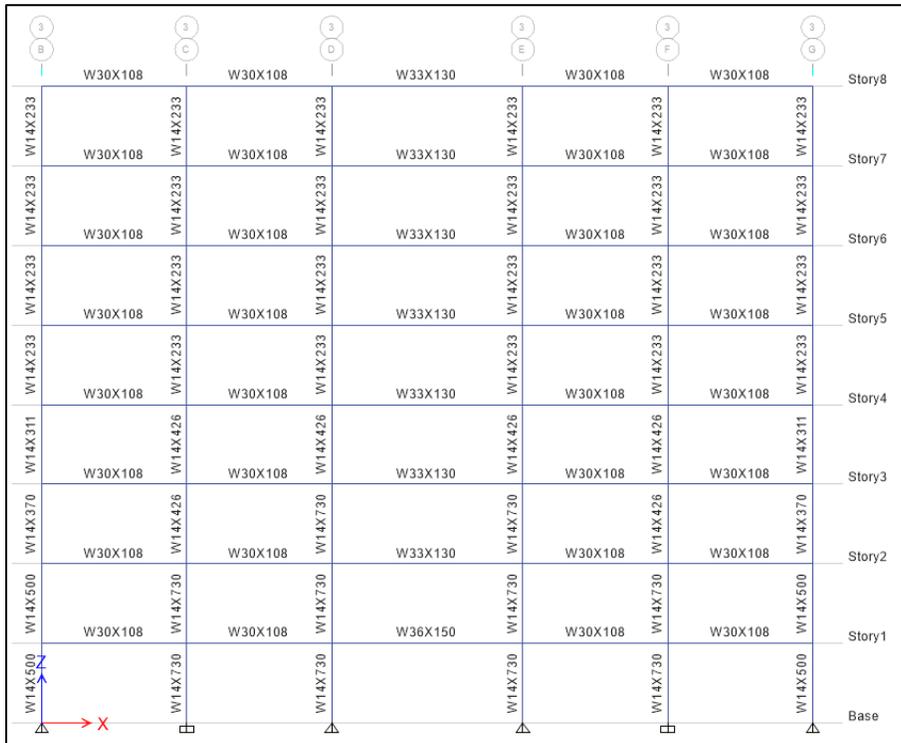


Figura 5.10 Elevación Eje 3 – Propuesta Convencional
Fuente: (Propia ETABS)

5.5.1. Clasificación de estructuras según la regularidad

Basado en el Código Sísmico de Costa Rica 2010 en su revisión 2014 se clasifica la regularidad de la estructura en altura y en planta. A continuación, se hace el extracto del código.

5.5.1.1. Regularidad en altura

Se considera que una edificación de varios pisos es regular en altura cuando satisface cada uno de los requisitos siguientes:

- Todos los elementos verticales de los sistemas simorresistentes son continuos desde la cimentación hasta el nivel superior de cada uno de estos elementos, sin discontinuidades o desfases horizontales en ningún nivel.
- Los diafragmas de todos los niveles salvo el nivel de techo, que podría no serlo, son diafragmas rígidos.
- La capacidad en cortante de cada piso en ambas direcciones horizontales no es menor que la capacidad en cortante del piso superior inmediato.

5.5.1.2. Regularidad en planta

Se considera que un edificio es regular en planta cuando satisface cada uno de los siguientes requisitos:

- Para cada nivel i la excentricidad, o distancia entre los centros de masa y rigidez, en cada una de las direcciones ortogonales x , y no excede en más del 5% la dimensión en planta en la respectiva dirección.

$$\frac{e_{xi}}{D_{xi}} \leq 0.05$$

$$\frac{e_{yi}}{D_{yi}} \leq 0.05$$

donde:

e_{xi} , e_{yi} = componentes de la excentricidad en el nivel i , en las direcciones x , y respectivamente.

D_{xi} , D_{yi} = dimensiones en planta en las direcciones x , y del nivel i .

Las componentes de excentricidad e_{xi} y e_{yi} se pueden calcular de la siguiente forma:

$$e_{xi} = \frac{1}{K_{yi}} \sum_j (K_{yi}^j \cdot x_j)$$

$$e_{yi} = \frac{1}{K_{xi}} \sum_j (K_{xi}^j \cdot y_j)$$

donde:

x_i , y_i = componentes en las direcciones x , y , de la distancia del centro de masa al elemento resistente,

$K_{xi} = \sum_j K_{xi}^j$, rigidez de traslación del nivel i en la dirección x ,

$K_{yi} = \sum_j K_{yi}^j$, rigidez de traslación del nivel i en la dirección y ,

K_{xi}^j , K_{yi}^j = rigidez en las direcciones x , y , de los elementos resistentes verticales o inclinados j que llegan al nivel i . Deben considerarse todos los elementos verticales o inclinados (columnas, muros, riostras laterales, etc.) que vinculan el nivel i con los niveles inferior y superior. El cálculo de estas rigideces puede

hacerse suponiendo al elemento empotrado en sus extremos. Para pisos que contengan entresuelos (“mezzanines”) o niveles interrumpidos, el cálculo de su rigidez se hace para la altura total del piso, con la debida consideración de los efectos del entresuelo o nivel interrumpido, en las columnas o muros que estén ligados a él.

De manera alternativa se considera que se satisface este requisito si se comprueba que en cada nivel y para el modo de oscilación predominante en la dirección x o en la dirección y , la rotación multiplicada por la dimensión transversal máxima del edificio en ese nivel no excede el 30% del desplazamiento del centro de masa en cada dirección.

- La estructura ofrece resistencia en al menos dos ejes diferentes en cada dirección ortogonal.
- La proyección, en un plano horizontal, de los centros de masa de todos los niveles está circunscrita por un rectángulo de dimensiones iguales al 10% de las máximas dimensiones del edificio en cada dirección ortogonal. Igual restricción deben satisfacer los centros de rigidez calculados anteriormente.

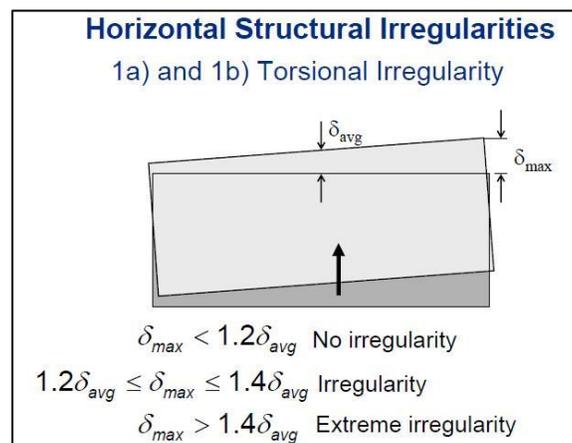


Figura 5.11 Parámetros de medición para irregularidades en diafragmas - efecto torsional
Fuente: (Folleto de clase Ing. Carlos Gómez Tórréz)

Tabla 5.9 Desplazamientos máximos promedio por niveles en la estructura					
Nivel	Tipo de Carga	Dirección	Máximo (mm)	Promedio (mm)	Ratio
Nivel 8	SH	X	60.950	60.064	1.015
Nivel 8	SH	Y	34.622	32.981	1.050
Nivel 7	SH	X	57.300	56.499	1.014
Nivel 7	SH	Y	31.141	29.654	1.050
Nivel 6	SH	X	51.386	50.689	1.014
Nivel 6	SH	Y	27.050	25.753	1.050
Nivel 5	SH	X	43.594	43.015	1.013
Nivel 5	SH	Y	22.525	21.443	1.050
Nivel 4	SH	X	34.353	33.881	1.014
Nivel 4	SH	Y	18.362	17.478	1.051
Nivel 3	SH	X	25.631	25.262	1.015
Nivel 3	SH	Y	14.392	13.697	1.051
Nivel 2	SH	X	16.564	16.321	1.015
Nivel 2	SH	Y	9.437	8.980	1.051
Nivel 1	SH	X	7.772	7.653	1.016
Nivel 1	SH	Y	4.632	4.406	1.051

Como se puede observar en información anterior, los valores son menores a 1.2; por lo tanto, no existe irregularidad torsional.

5.6. Sistema de cimentación

La placa de cimentación, comúnmente referida como "mat foundation" o losa flotante, se destaca como una solución integral para la distribución eficaz de cargas en condiciones de suelo desafiantes. Este tipo de cimentación, caracterizada por su extensión horizontal considerable, es

implementada en proyectos donde las condiciones del subsuelo presentan limitaciones en términos de capacidad portante o cuando las cargas estructurales impuestas por la edificación son excepcionalmente elevadas.

La elección de una losa flotante no es arbitraria; surge de un análisis detallado del perfil del suelo y de las exigencias estructurales específicas del proyecto. La losa se compone de concreto armado, con un refuerzo de acero meticulosamente dispuesto tanto en su parte superior como inferior. Este refuerzo es esencial no solo para controlar la fisuración inducida por flexión, sino también para proporcionar una resistencia adecuada frente a las fuerzas de compresión y tracción que actúan sobre la estructura.

El diseño de la losa flotante debe considerar diversos factores, como la rigidez y resistencia necesarias para soportar y redistribuir las cargas verticales y laterales. Su capacidad para distribuir uniformemente las cargas sobre una amplia área la convierte en una opción preferida en terrenos con baja capacidad portante. Además, esta característica es invaluable en zonas propensas a sismos o sujetas a cargas laterales significativas, como vientos fuertes, donde la losa flotante proporciona una base estable y resistente.

Los beneficios de una losa flotante van más allá de la mera funcionalidad estructural. En comparación con cimentaciones individuales, pueden ofrecer una solución más eficiente y económica en ciertas circunstancias. Su aplicación requiere, sin embargo, una cuidadosa planificación y un análisis geotécnico exhaustivo. Factores como la capacidad portante del suelo, la presencia de capas compresibles y la variabilidad del nivel freático son cruciales en el diseño de una cimentación de este tipo.

5.7. Carga sísmica

La carga sísmica es la acción aplicada a las estructuras por un terremoto. La acción es un movimiento del terreno que contiene componentes verticales y horizontales. La componente predominante es la horizontal, la cual genera las demandas más significativas en la estructura. La componente vertical generalmente es 50% menor, excepto en zonas epicentrales que puede ser igual de significativa que la componente horizontal.

Los parámetros para determinar la carga sísmica del proyecto dependen de la zona y de la estructuración escogida.

Tabla 5.10 Parámetros sísmicos propios del proyecto			
Zona Sísmica	Tipo de Suelo	Aceleración Efectiva aef (g)	Importancia del proyecto
III	S3	0.36	1.25 (Esencial)

Tabla 5.11 Parámetros sísmicos debido a la estructuración del sistema del Edificio			
Características	Sentido X	Sentido Y	Estructura
Sistema Sismorresistente	SMF	SCBF	SCBF // SMF
Sistema Estructural	Marco	Muro	Dual
Regularidad	Regular	Regular	Regular
Ductilidad Local	Óptima	Óptima	Óptima
Ductilidad Global (μ)	6.0	3.0	3.0
Sobre-resistencia	2	2	2

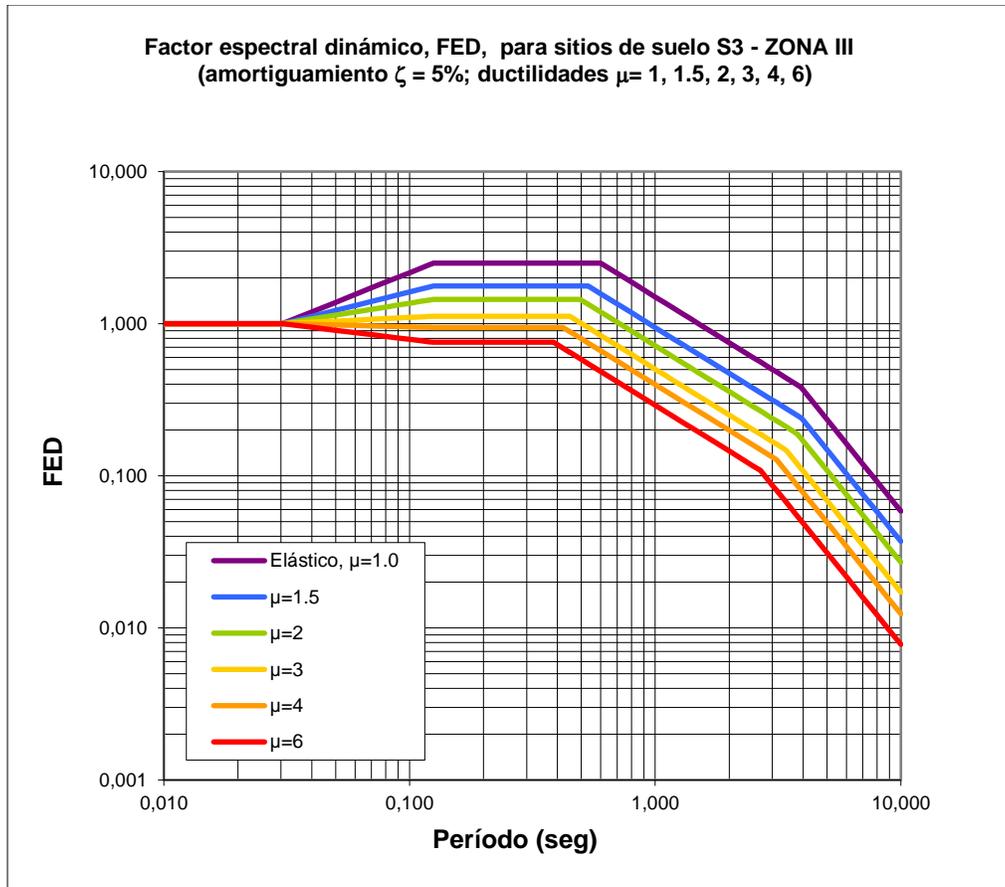


Figura 5.12 Factor espectral dinámico, FED, para sitios de suelo S3 – ZONA III
Fuente: (CSCR, 2010)

La carga sísmica se determina, a partir de las masas asignadas a cada nivel.

El coeficiente sísmico se obtiene con la siguiente fórmula:

$$C_{sis} = \frac{a_{ef} * I * FED}{SR} = \frac{0.36 * 1.25 * FED}{2} = 0.225 * FED$$

Donde:

C_{sis} = Coeficiente sísmico.

a_{ef} = Aceleración pico efectiva de diseño en la base de la estructura, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad según la zona sísmica y el sitio de cimentación.

I = Factor de importancia de la edificación.

FED = Factor espectral dinámico: Factor que modifica la aceleración de un sistema de un grado de libertad con respecto a la aceleración pico efectiva de diseño. Es función de la zona sísmica, del sitio de cimentación, de la ductilidad global asignada al sistema estructural, de su periodo de vibración y de su amortiguamiento.

SR = Factor de sobrerresistencia. Cuando se utilizan los métodos de análisis estático o dinámico, la sobrerresistencia es igual a 2.0 para estructuras tipo marco, dual y muro, e igual a 1.2 para estructuras tipo voladizo y otros. Cuando se utilizan métodos alternos de análisis la sobrerresistencia no debe aparecer como denominador en el coeficiente sísmico C_{sis} sino como lo que realmente es: un incremento de la capacidad nominal sismorresistente para estimar la capacidad real sismorresistente. En consecuencia, para los métodos alternos de análisis, el valor de la sobrerresistencia que se asigna a la demanda sísmica es $SR = 1.0$, pero se debe utilizar una sobrerresistencia $SR = 1.2$ para estimar la capacidad real sismorresistente de la estructura.

Para el cálculo del método dinámico lineal, se introduce el *FED* en el programa ETABS y se multiplica por el siguiente factor de escala (FE_{sis}):

$$FE_{sis} = \frac{a_{ef} * I * g}{SR} = \frac{0.36 * 1.25 * 9.81}{2} = 2.207 \left[\frac{kg}{m} \right]$$

El valor *FE_{sis}* es referencial, en el programa utilizado de cálculo (ETABS 19.1.0), el espectro se genera de manera automática por la versión utilizada. Se aplicó un factor de escala de 9.81.

5.7.1. Carga sísmica estática

La carga sísmica calculada por el método estático cuantifica los efectos del sismo sobre la edificación mediante el análisis elástico-lineal del sistema estructural solicitado por un conjunto

de fuerzas estáticas horizontales aplicadas en cada uno de sus niveles. El valor de estas fuerzas es el resultado de suponer un primer modo de oscilación cuyos componentes en cada nivel son proporcionales a su altura y un cortante en la base igual al producto del coeficiente sísmico por el peso total de la edificación (CSCR,2010).

La carga sísmica calculada por el método estático se utiliza para verificar la carga dinámica y brindar el sentido adecuado a la dirección de las reacciones del método dinámico lineal.

Tabla 5.12 Carga sísmica estática total por dirección de la estructura				
Dirección	Período predominante T_n (s)	Factor Espectral Dinámico (FED)	Coefficiente sísmico	Cortante Basal (ton)
Sentido X	1.577	0.322	0.072	365
Sentido Y	0.78	0.649	0.146	735

5.7.2. Carga sísmica dinámica

La carga sísmica calculada por el método dinámico lineal o método de superposición modal espectral corresponde a la suposición de un comportamiento elástico y lineal de la estructura y se calculan sus modos de oscilación y sus correspondientes períodos. Aprovechando las propiedades de ortogonalidad de los modos de oscilación con respecto a la masa y a la rigidez de la estructura, se desacoplan las ecuaciones del movimiento. Al desacoplar las ecuaciones para cada modo de oscilación “j”, se calculan los desplazamientos máximos de la estructura durante el sismo y sus correspondientes deformaciones y fuerzas internas, utilizando el coeficiente sísmico “ C_j ” asociado al período de oscilación “ T_j ”. Los valores máximos obtenidos para cada modo de

oscilación son combinados y así se obtiene la estimación probabilística de la respuesta máxima de cada parámetro de interés de la estructura (CSCR, 2010).

Debe existir al menos un 90% de la masa participativa para que sea válido el cálculo determinado. En las figuras 5.13 a 5.17 se representan gráficamente los primeros cinco modos de oscilación que representan un alto porcentaje de participación de su masa, de igual se presenta en la tabla 5.13 el detalle de los modos de vibración que superan el 90% de la masa participativa.

Tabla 5.13 Períodos y frecuencias modales				
Modo	Período (s)	Frecuencia (Ciclo/s)	Frecuencia angular (rad/s)	Valor propio (rad ² /s ²)
1	1.577	0.634	3.985	15.880
2	0.780	1.282	8.056	64.898
3	0.607	1.646	10.343	106.980
4	0.543	1.841	11.565	133.756
5	0.308	3.251	20.428	417.301
6	0.294	3.407	21.406	458.230
7	0.293	3.412	21.439	459.640
8	0.293	3.418	21.478	461.293
9	0.292	3.426	21.526	463.351
10	0.291	3.438	21.602	466.648
11	0.291	3.441	21.622	467.524
12	0.278	3.594	22.583	509.991
13	0.278	3.599	22.611	511.276
14	0.278	3.601	22.628	512.038
15	0.277	3.605	22.649	512.992
16	0.277	3.605	22.650	513.026
17	0.277	3.606	22.656	513.304

Tabla 5.13 Períodos y frecuencias modales

Modo	Período (s)	Frecuencia (Ciclo/s)	Frecuencia angular (rad/s)	Valor propio (rad ² /s ²)
18	0.277	3.608	22.671	513.974
19	0.277	3.609	22.674	514.117
20	0.277	3.609	22.679	514.333
21	0.277	3.612	22.692	514.934
22	0.277	3.615	22.711	515.778
23	0.277	3.616	22.717	516.079
24	0.276	3.624	22.773	518.589
25	0.276	3.627	22.789	519.357
26	0.275	3.631	22.812	520.406
27	0.275	3.632	22.819	520.718
28	0.275	3.633	22.826	521.045
29	0.275	3.633	22.829	521.182
30	0.273	3.658	22.981	528.120

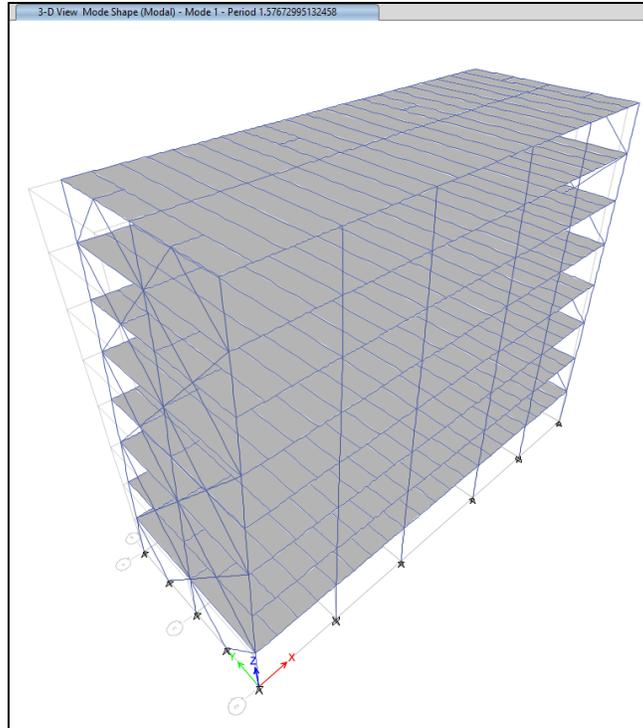


Figura 5.13 Desplazamiento debido al primer modo de oscilación de la estructura
Fuente: (Propia ETABS)

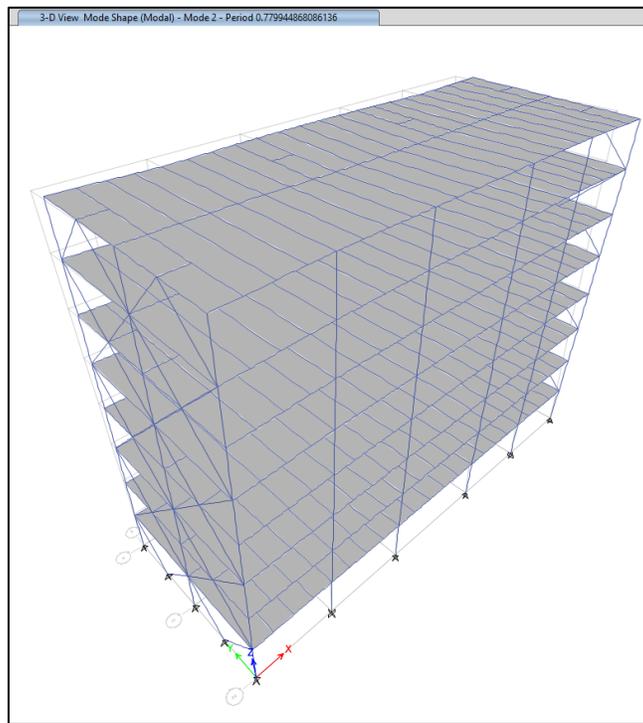


Figura 5.14 Desplazamiento debido al segundo modo de oscilación de la estructura
Fuente: (Propia ETABS)

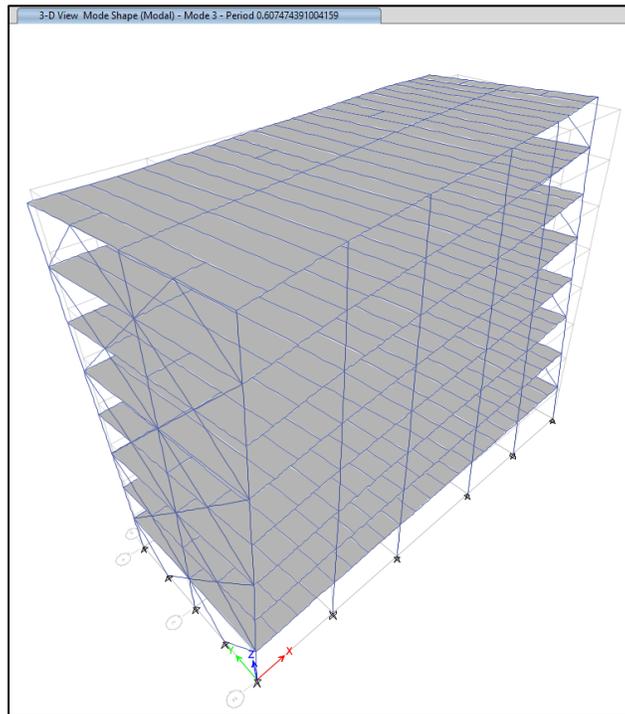


Figura 5.15 Desplazamiento debido al tercer modo de oscilación de la estructura
Fuente: (Propia ETABS)

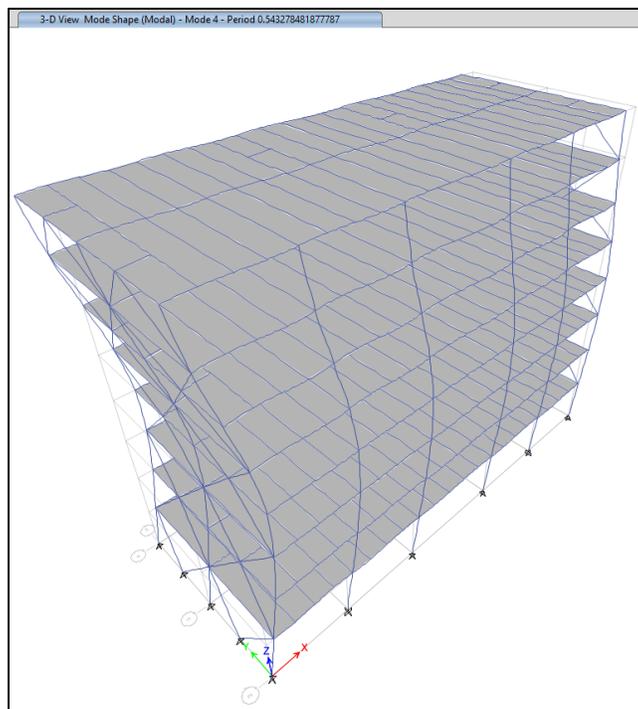


Figura 5.16 Desplazamiento debido al cuarto modo de oscilación de la estructura
Fuente: (Propia ETABS)

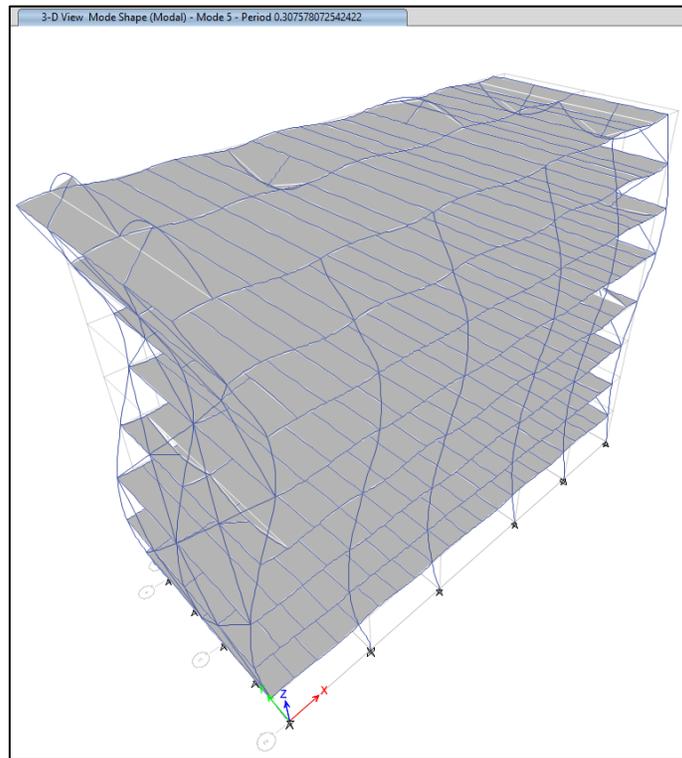


Figura 5.17 Desplazamiento debido al quinto modo de oscilación de la estructura
Fuente: (Propia ETABS)

5.8. Combinaciones de carga

La estructura se diseña por la metodología de factores de carga y resistencia (LRFD, por sus siglas en inglés). Se utilizan las siguientes combinaciones de cargas sugeridas en el Código Sísmico de Costa Rica 2010 – Revisión 2014 en su capítulo 6:

- $CU = 1.4 CP$
- $CU = 1.2 CP + 1.6 f_R CT + 1.6 CE$
- $CU = 1.05 CP + f_I f_R CT \pm CS + CE$
- $CU = 0.95 CP \pm CS + CE$

donde:

CU = carga última de diseño

CP = carga permanente

CT = carga temporal

CS = carga sísmica

CE = carga por empuje

El factor f_I está dado por:

$f_I = 0.5$ para ocupaciones de baja probabilidad de ocupación plena de carga temporal a la hora del sismo.

$f_I = 1.0$ para edificaciones con alta probabilidad de ocupación plena de carga temporal a la hora del sismo, como: bodegas, sitios de reunión pública, estacionamientos públicos, etc.

$f_I = 0.0$ para techos de reducción de carga temporal.

f_R = Factor de reducción de carga temporal.

El producto ($f_I f_R$) no puede ser menor que 0.5.

5.9. Control de derivas y desplazamientos

Los desplazamientos horizontales en cada nivel y las derivas generadas por el efecto de la carga sísmica se deben calcular según la sección 7.6 del CSCR-2010 – Revisión 2014. Los límites de la deriva se determinan a partir de la sección 7.8 del CSCR-2010.

$$\delta_i = \alpha * \mu * SR * \delta_i^e$$

$$\Delta_i = \mu * SR * \Delta_i^e$$

donde:

δ_i = Desplazamiento inelástico

$\delta_{i,e}$ = Desplazamiento elástico

Δ_i = Deriva inelástica

$\Delta_{i,e}$ = Deriva elástica

μ = Ductilidad Asignada

α = Factor de desplazamiento inelástico

SR = Factor de sobrerresistencia

Tabla 5.14 Factores para desplazamientos y derivas inelásticas				
Factor de desplazamiento inelástico (α)	Ductilidad global asignada (μ)	Factor de sobrerresistencia (SR)	Límite de deriva para estructura	
			Sentido X	Sentido y
0.7	3.0	2.0	0.0125	0.0125

Tabla 5.15 Revisión de derivas debido a la carga sísmica en el sentido "X"							
Nivel	Altura (mm)	$\delta_{i,e}$ (mm)	δ_i (mm)	$\Delta_{i,e}$ (mm)	Δ_i (mm)	Δ_i/H_i	Razón
1	4500	7.77	32.63	7.77	46.62	0.010360	0.83
2	9000	16.56	69.55	8.79	52.74	0.011720	0.94
3	13500	25.63	107.65	9.07	54.42	0.012093	0.97
4	18000	34.35	144.27	8.72	52.32	0.011627	0.93
5	22500	43.59	183.08	9.24	55.44	0.012320	0.99
6	27000	51.38	215.80	7.79	46.74	0.010387	0.83
7	31500	57.30	240.66	5.92	35.52	0.007893	0.63
8	36000	60.95	255.99	3.65	21.90	0.004867	0.39

Tabla 5.16 Revisión de derivas debido a la carga sísmica en el sentido "Y"							
Nivel	Altura (mm)	$\delta_{i,e}$ (mm)	δ_i (mm)	$\Delta_{i,e}$ (mm)	Δ_i (mm)	Δ_i/H_i	Razón
1	4500	4.63	19.45	4.63	27.78	0.006173	0.49
2	9000	9.44	39.65	4.81	28.86	0.006413	0.51
3	13500	14.39	60.44	4.95	29.70	0.006600	0.53
4	18000	18.36	77.11	3.97	23.82	0.005293	0.42
5	22500	22.52	94.58	4.16	24.96	0.005547	0.44
6	27000	27.05	113.61	4.53	27.18	0.006040	0.48
7	31500	31.14	130.79	4.09	24.54	0.005453	0.44
8	36000	34.62	145.40	3.48	20.88	0.004640	0.37

De manera preliminar se puede concluir observando la información de la tabla 5.15 que el diseño de la estructura por la metodología convencional estará regido por la limitante en desplazamientos y derivas sugeridas por el Código Sísmico de Costa Rica 2010 – Revisión 2014.

5.10. Revisión del sistema de entrepiso

El sistema de entrepiso que se utiliza para el edificio es la losa colaborante, conocida también como losa compuesta y/o metaldeck. Esta solución estructural combina los elementos tradicionales del concreto reforzado con una lámina de acero perfilada. Esta combinación ofrece un sistema de piso que se beneficia tanto de la resistencia a la compresión del concreto como de la resistencia a la tracción del acero.

La lámina de acero perfilada actúa como un encofrado permanente durante la construcción y, una vez que el concreto ha curado, trabaja conjuntamente con él para resistir las cargas. Estas láminas suelen estar corrugadas o perfiladas para mejorar la adherencia entre el acero y el concreto.

Para el proyecto se utiliza como referencia el manual técnico de METALCO, empresa costarricense dedicada a la fabricación de elementos de acero. A continuación, se presenta la información utilizada para el diseño de los entrepisos.

Grado 40 Metaldeck 2" calibre 22 (0.70mm)						
Luz (m)	100	110	120	130	140	150
Carga total sobrepuesta (Kgf/m²)						
2.0	1006	1118	1209	1280	1331	1362
2.1	958	1065	1151	1219	1268	1297
2.2	915	1016	1099	1164	1210	1238
2.3	875	972	1051	1113	1157	1184
2.4	838	932	1008	1067	1109	1135
2.5	805	894	967	1024	1065	1090
2.6	765	860	930	985	1024	1048
2.7	696	817	896	948	986	1009
2.8	634	746	862	914	951	973
2.9	579	681	788	883	918	939
3.0	529	623	722	824	887	908
3.1		571	661	755	852	879
3.2		523	606	693	782	851
3.3		479	557	637	719	803
3.4			511	585	661	739
3.5			469	538	608	671
3.6			431	495	552	599
3.7				450	493	533
3.8						
3.9						
4.0						
Luz máxima sin apuntalamiento (m)						
	2.01	1.92	1.84	1.77	1.71	1.66

Figura 5.18 Carga total sobrepuesta del sistema de entrepiso
Fuente: (Metalco)

Espesor total de losa h (mm)						
100	110	120	130	140	150	
Luz máxima por vibraciones (m)*						
3.00	3.30	3.60	3.90	4.20	4.50	

Figura 5.19 Luz máxima para control de vibraciones según espesor de losa
Fuente: (Metalco)

Espesor total de losa h (mm)						
100	110	120	130	140	150	
Consumo teórico de concreto (m³/m²)						
0.072	0.082	0.092	0.102	0.112	0.122	

Figura 5.20 Consumo teórico de concreto según espesor de losa
Fuente: (Metalco)

5.10.1. Diafragma rígido

Para la clasificación del diafragma rígido se siguen las recomendaciones del Código Sísmico de Costa Rica 2010 – Revisión 2014. Explícitamente se indica lo siguiente:

Los diafragmas de piso deben ser diseñados para las fuerzas cortante y flexión, resultantes de las cargas laterales de diseño.

El diseño de los entrepisos requiere que se consideren las fuerzas presentes por la transferencia de cargas a los elementos en sus bordes y se deberán detallar los elementos colectores y de borde para asegurar la transferencia de fuerzas a los sistemas sismorresistentes.

Especial cuidado se debe tener si se presenta alguna de las siguientes condiciones:

- En algún nivel de la configuración en planta tiene entrantes o reducciones.
- Los diafragmas tienen discontinuidades o variaciones abruptas de rigidez o aberturas.
- Los sistemas sismorresistentes no son paralelos ni ortogonales entre sí.

Los diafragmas de entrepiso, siempre y cuando posean rigidez y resistencia adecuadas, se pueden considerar como diafragmas infinitamente rígidos en su plano, capaces de transmitir horizontalmente las fuerzas sísmicas a los sistemas sismorresistentes. Cuando el diafragma es rígido, las cargas horizontales del sismo de cada nivel se distribuyen a los elementos verticales o inclinados resistentes según su contribución a la rigidez lateral total.

Para efectos de distribuir las fuerzas cortantes de piso y momentos torsionales, un diafragma se considera rígido si la deformación lateral máxima del diafragma en su propio plano es menor o igual a dos veces el promedio de las derivas máxima y mínima del diafragma. En caso contrario el diafragma se considera flexible.

Alternativamente, se podrá considerar que el diafragma es infinitamente rígido si se cumplen todas las siguientes condiciones:

- Relación largo/ancho menor que 3.
- No existen entrantes, reducciones, o discontinuidades en el diafragma.*

- Dimensión máxima en planta del edificio menor o igual a 50 m.
- Losa o sobrelosa de concreto con un espesor mínimo de 6 cm.

Se concluye del extracto presentado del Código Sísmico de Costa Rica 2010 – Revisión 2014 que los diafragmas del edificio se consideran como rígidos.

* Se procede hacer una validación para los entrantes del contrapiso:

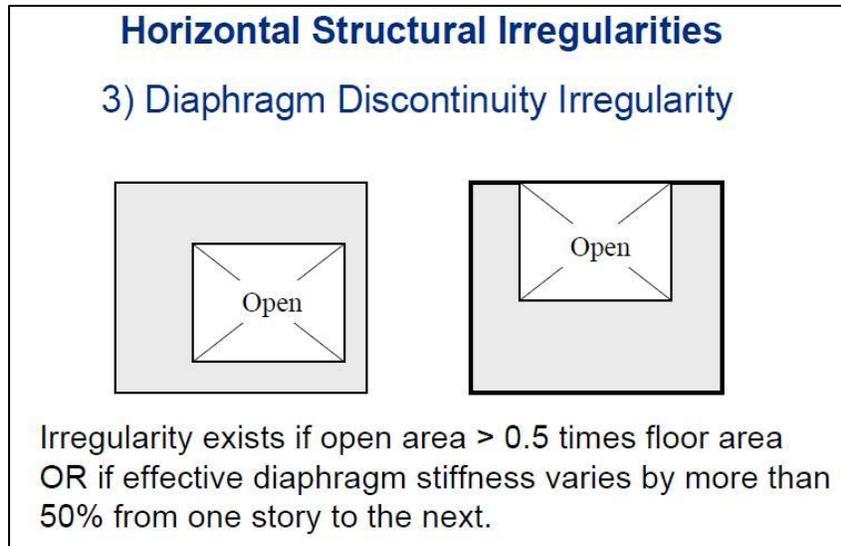


Figura 5.21 Parámetros de medición para irregularidades en diafragmas
Fuente: (Folleto de clase Ing. Carlos Gómez Tórréz)

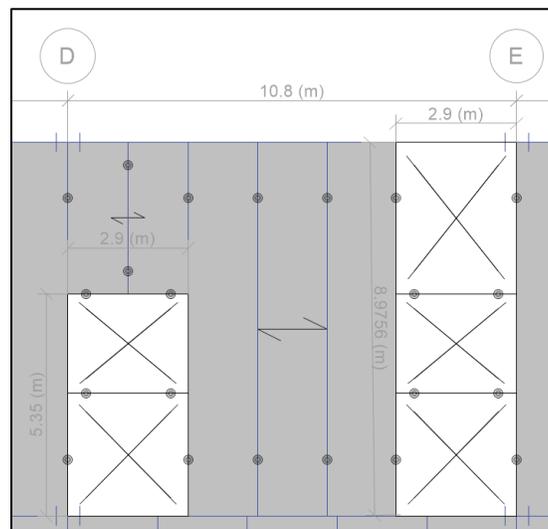


Figura 5.22 Medidas de entrantes en entrepisos
Fuente: (Propia ETABS)

El porcentaje de aberturas en el diafragma (41.615 m²), representa un 5.3% del área del diagrama (784.8 m²), por lo tanto, no existe la irregularidad de discontinuidad del diafragma.

5.11. Verificación de la ductilidad global asignada

Debido a que el método convencional de análisis y diseño propuesto por el Código Sísmico de Costa Rica 2010 – Revisión 2014 refiere la escogencia de la ductilidad global asignada del sistema mediante clasificaciones del tipo de estructura y su regularidad, se procedió a validar dicha escogencia o estimación mediante un análisis estático no lineal. Se realizó un análisis pushover en sentido X y sentido Y para la obtención de las curvas de capacidad de la estructura y mediante el método de coeficientes del ASCE 41-13 (NSP) se obtiene los puntos de desempeño para sus capacidades máximas y de esta manera verificar que las ductilidades del sistema en efecto están cercanas a las asumidas y propuestas por el método convencional de análisis y diseño (modal espectral).

Esta verificación permitió garantizar la buena escogencia de las secciones estructurales de la edificación según requerimientos para sistemas SMF - SCBF que pudieran cumplir por capacidad y por control de derivas.

Para poder realizar el análisis estático no lineal se procedió con la asignación de las rótulas plásticas en los elementos, a continuación, se muestra como ejemplo la asignación que se efectuó para los marcos sobre eje 3 y eje D

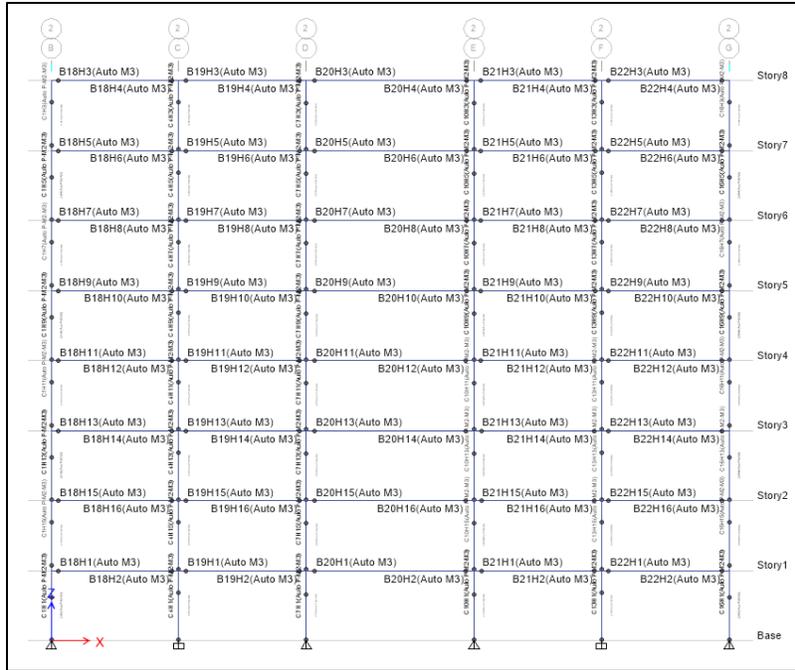


Figura 5.23 Asignación de rótulas plásticas en eje 3
Fuente: (Propia ETABS)

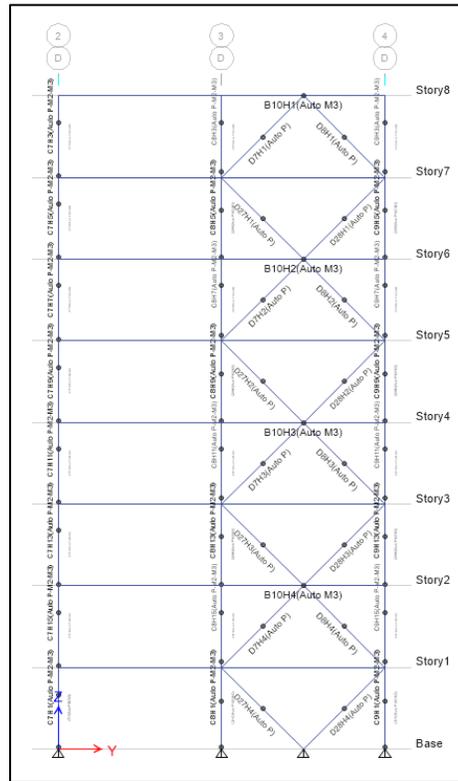


Figura 5.24 Asignación de rótulas plásticas en eje D
Fuente: (Propia ETABS)

Como resultado del análisis no lineal en sentido X se obtiene la siguiente curva de capacidad.

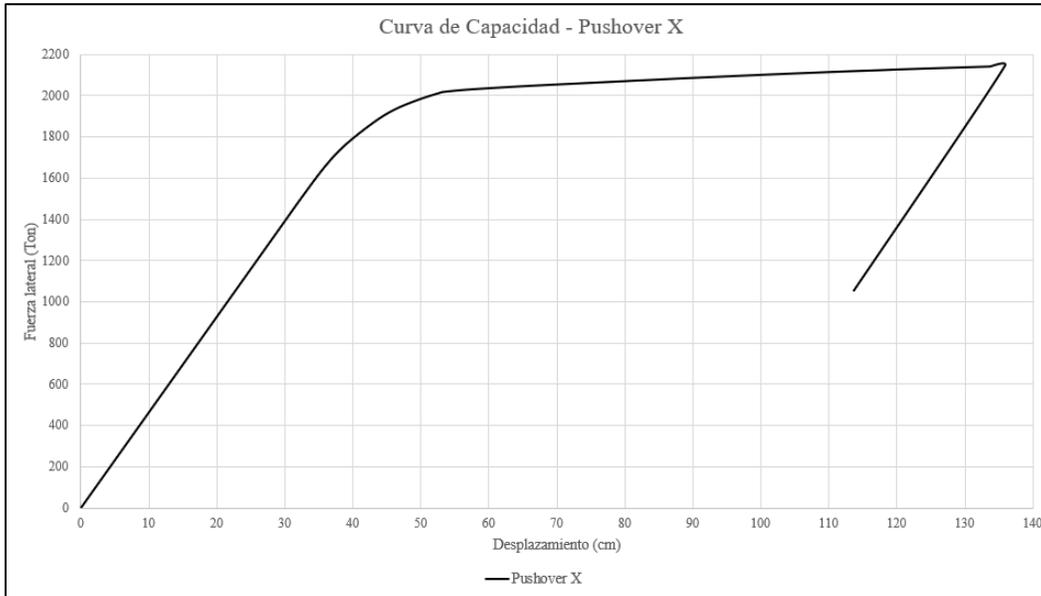


Figura 5.25 Curva de capacidad en sentido X de la estructura
Fuente: (Propia)

Aplicando el método de coeficientes del ASCE 41-13 (NSP) se obtiene el punto máximo de desempeño para validar la ductilidad del sistema en esa dirección.

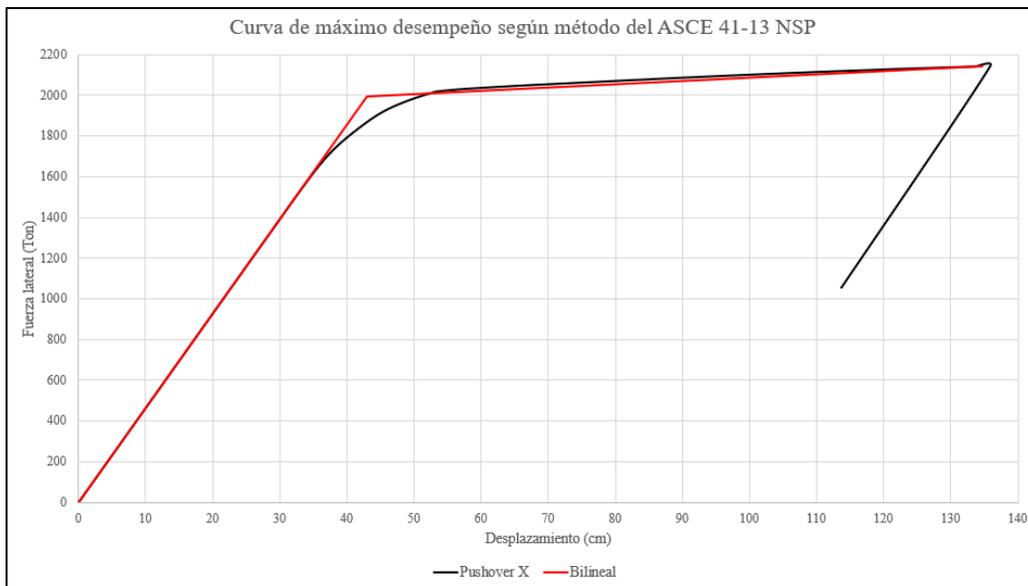


Figura 5.26 Curva de máximo desempeño en sentido X de la estructura
Fuente: (Propia)

De la figura 5.26 se observa un comportamiento dúctil del sistema en el sentido X, donde la ductilidad es el cociente del desplazamiento último (134.74 cm) entre el desplazamiento cedente (42.97 cm). Por lo tanto:

$$\mu_x = \frac{134.74}{43.00} = 3.13$$

Con base al valor anterior, se puede concluir que la ductilidad es muy cercana a la asumida mediante la metodología convencional de diseño.

De igual manera se procede con el análisis no lineal en el sentido Y de la estructura donde se obtiene la siguiente curva de capacidad.

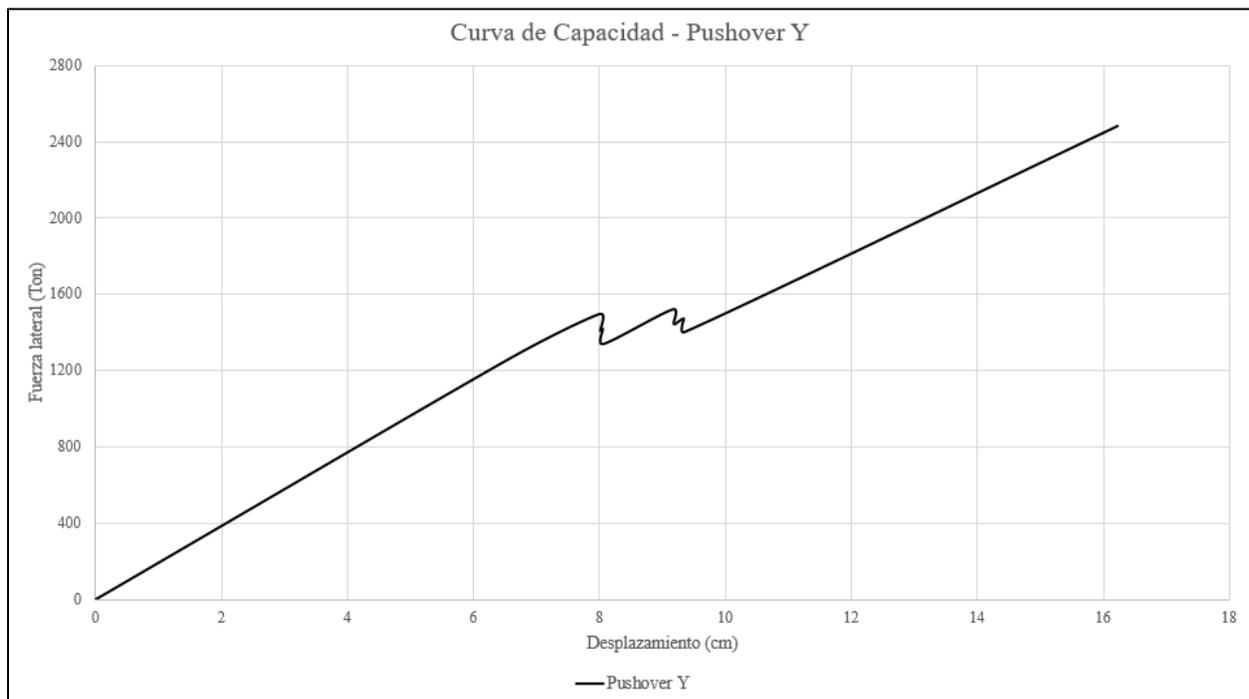


Figura 5.27 Curva de capacidad en sentido Y de la estructura
Fuente: (Propia)

Aplicando el método de coeficientes del ASCE 41-13 (NSP) se obtiene el punto máximo de desempeño para validar la ductilidad del sistema en esa dirección.

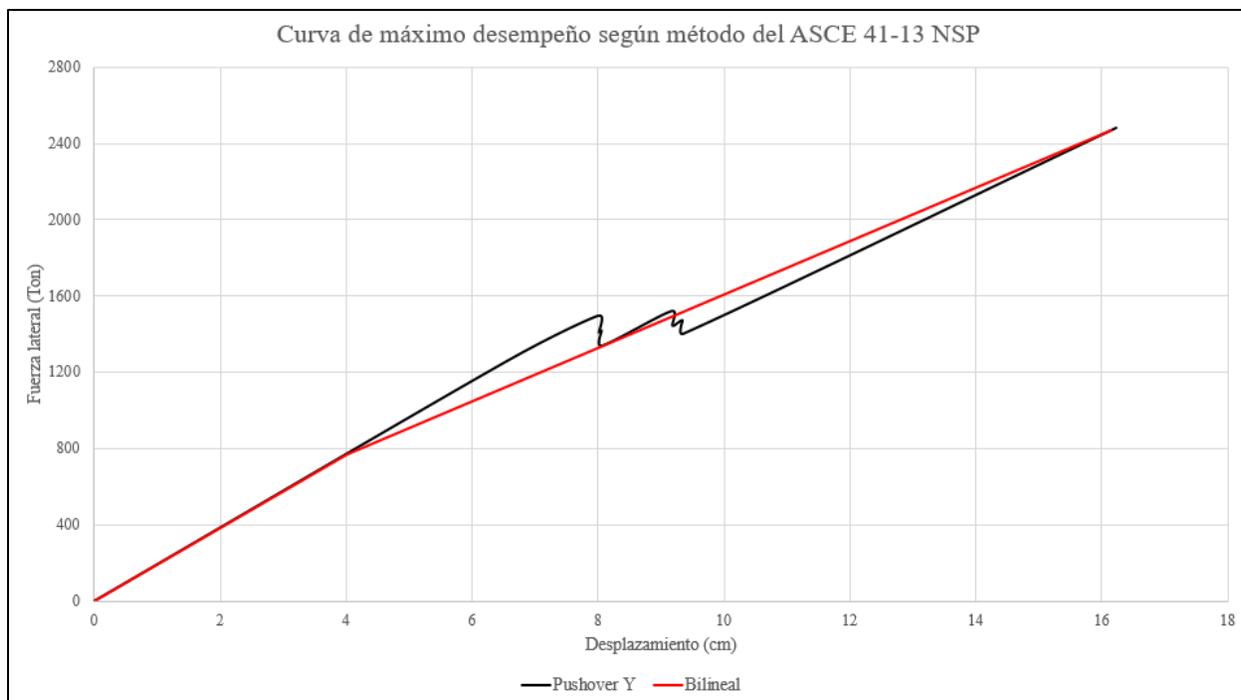


Figura 5.28 Curva de máximo desempeño en sentido Y de la estructura
Fuente: (Propia)

De la figura 5.28 se observa un comportamiento dúctil del sistema en el sentido Y, donde la ductilidad es el cociente del desplazamiento último (16.14 cm) entre el desplazamiento cedente (4.02 cm). Por lo tanto:

$$\mu_y = \frac{16.14}{4.02} = 4.01$$

Con base al valor anterior, se puede concluir que la ductilidad supera a la asumida mediante la metodología convencional de diseño, lo cual nos sitúa en una posición conservadora.

5.12. Diseño estructural de los elementos de acero

La memoria de cálculo para el diseño de elementos de acero se presenta en el Anexo 2.

5.12.1. Diseño de vigas del sistema compuesto

A continuación, se muestran los resultados del diseño de los elementos estructurales que componen el entrepiso: diseño por capacidad, diseño por deflexiones y diseño por vibraciones. Por tratarse de entrepisos simétricos se mostrará como ejemplo los resultados del entrepiso 1.

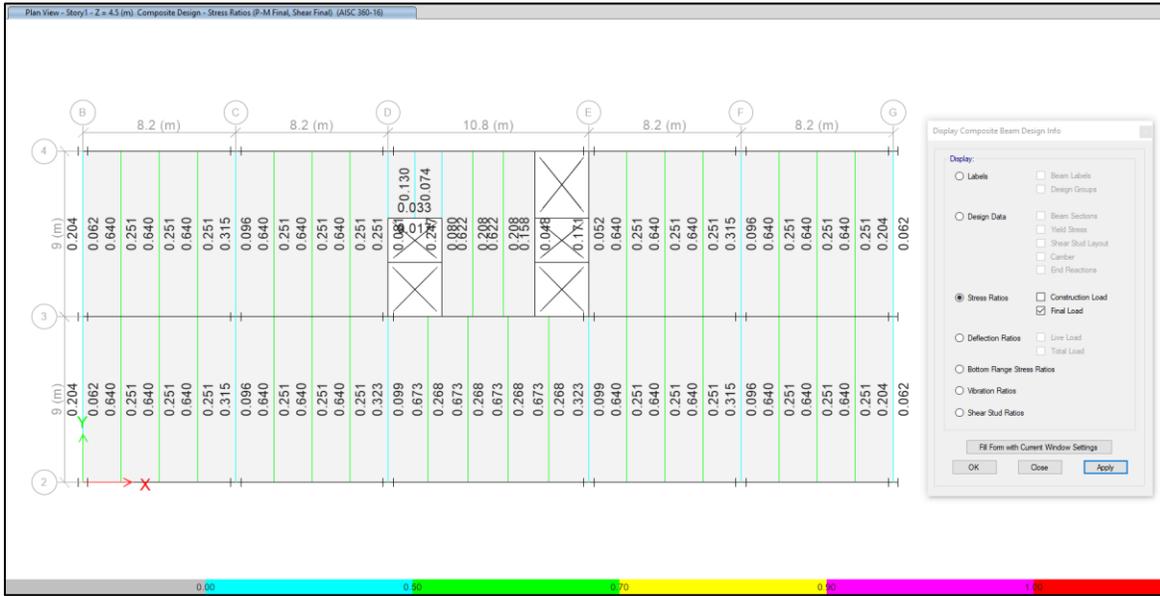


Figura 5.29 Diseño por resistencia elementos sección compuesta entrepiso 1
Fuente: (Propia ETABS)

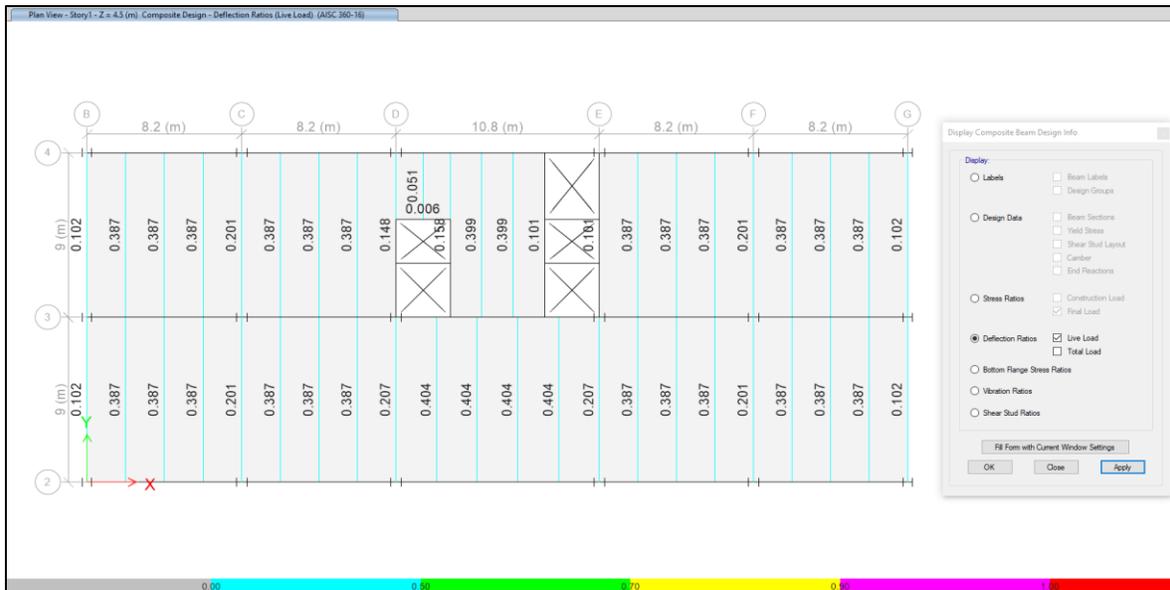


Figura 5.30 Diseño por deflexiones elementos sección compuesta carga viva - entrepiso 1
Fuente: (Propia ETABS)

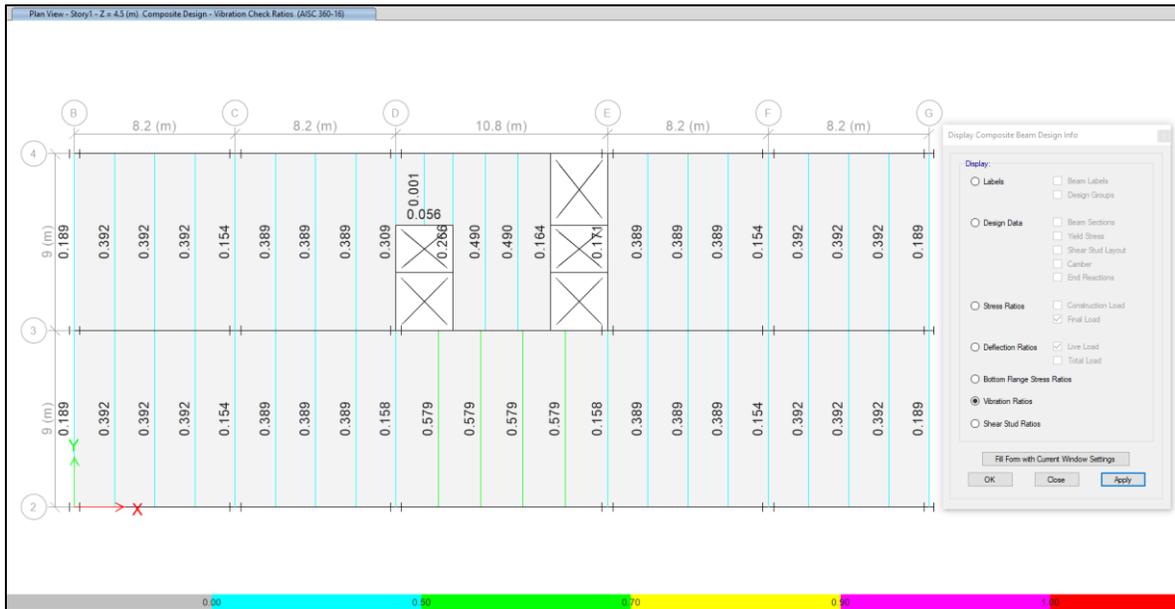


Figura 5.31 Diseño por vibraciones elementos sección compuesta - entrespiso 1
Fuente: (Propia ETABS)

5.12.2. Diseño de vigas y columnas pórticos sistema SMF

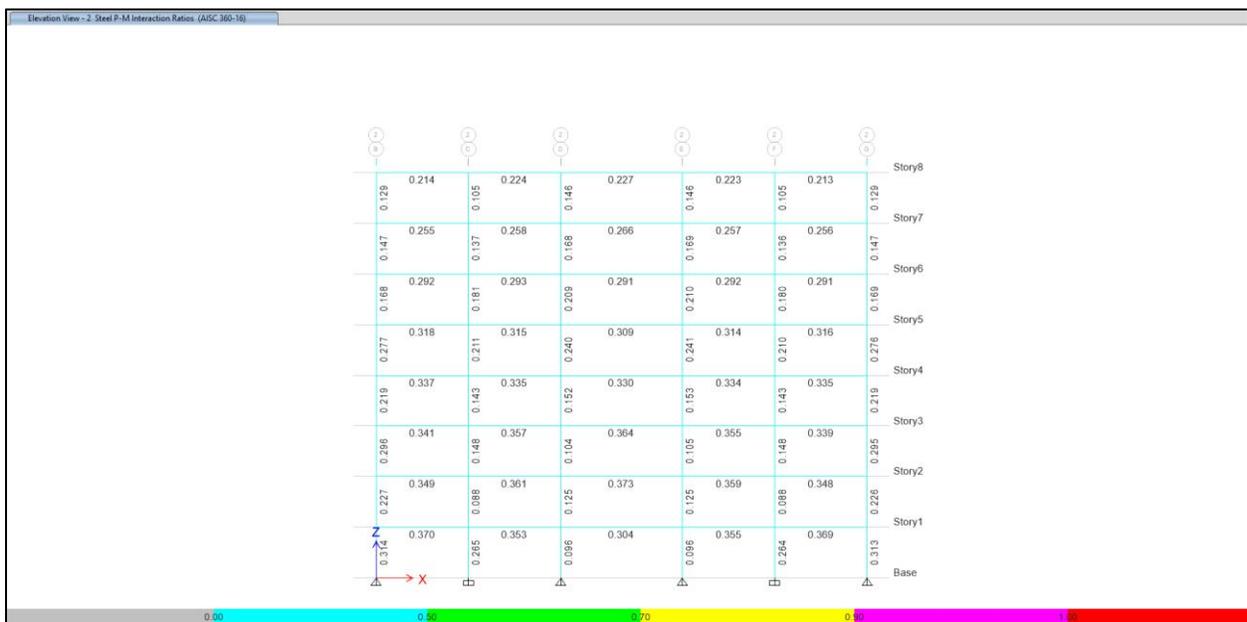


Figura 5.32 Diseño de elementos estructurales pórtico SMF Eje 2
Fuente: (Propia ETABS)

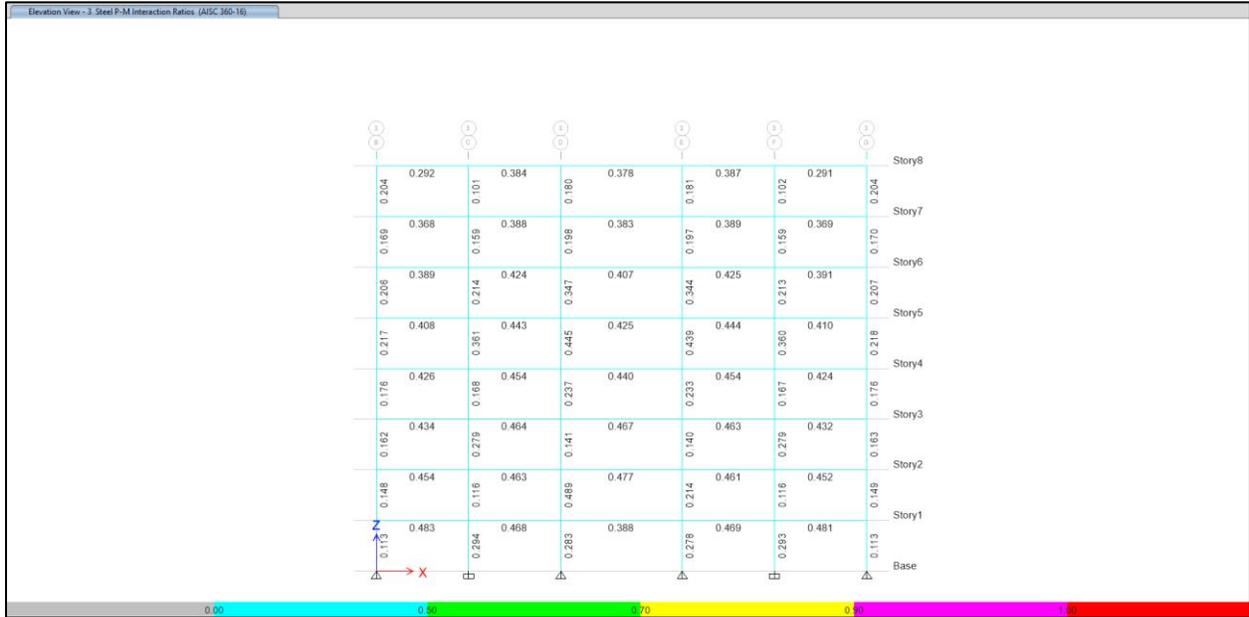


Figura 5.33 Diseño de elementos estructurales pórtico SMF Eje 3
Fuente: (Propia ETABS)

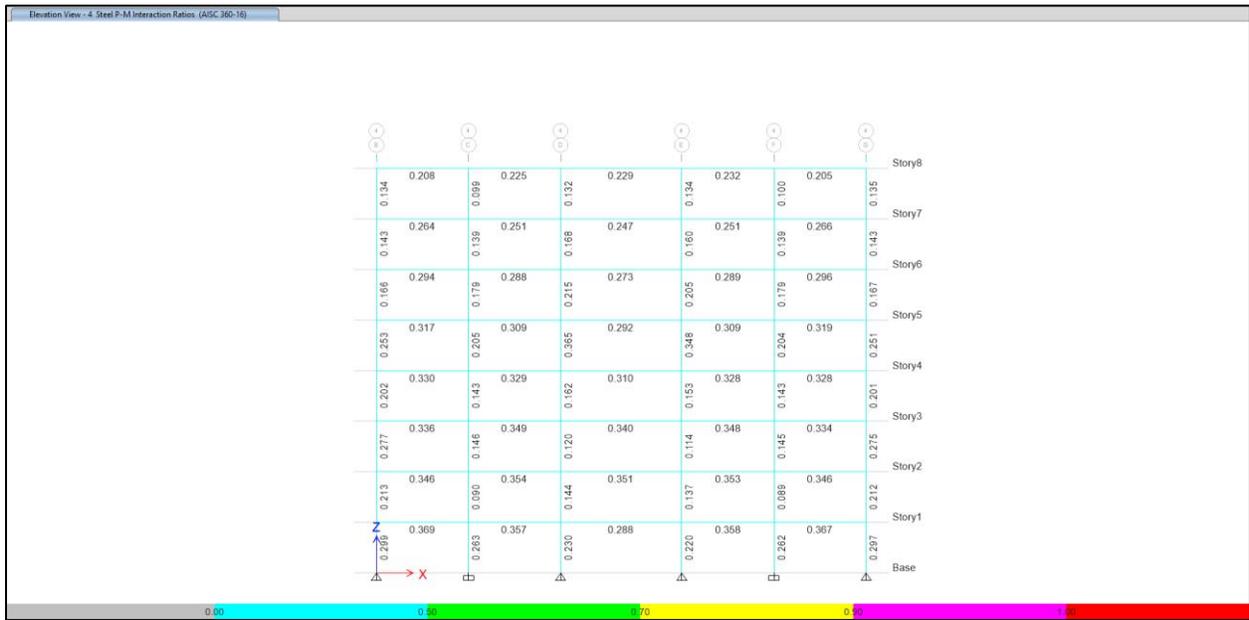


Figura 5.34 Diseño de elementos estructurales pórtico SMF Eje 4
Fuente: (Propia ETABS)

5.12.3. Diseño de vigas y columnas pórticos sistema SCBF

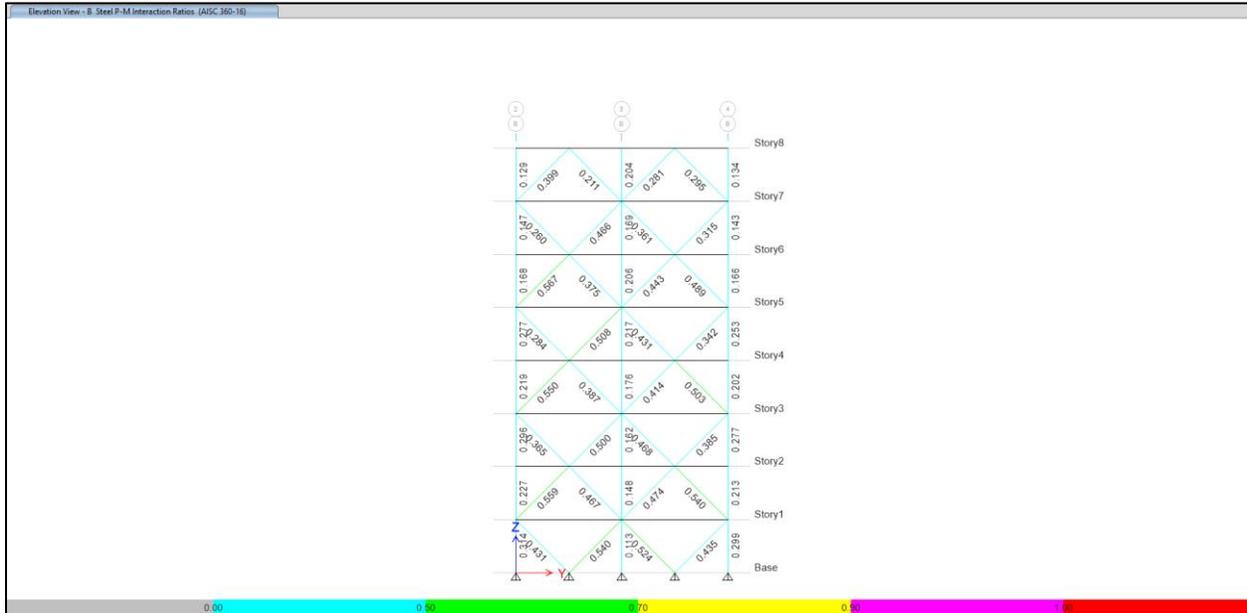


Figura 5.35 Diseño de elementos estructurales pórtico SCBF Eje B
Fuente: (Propia ETABS)

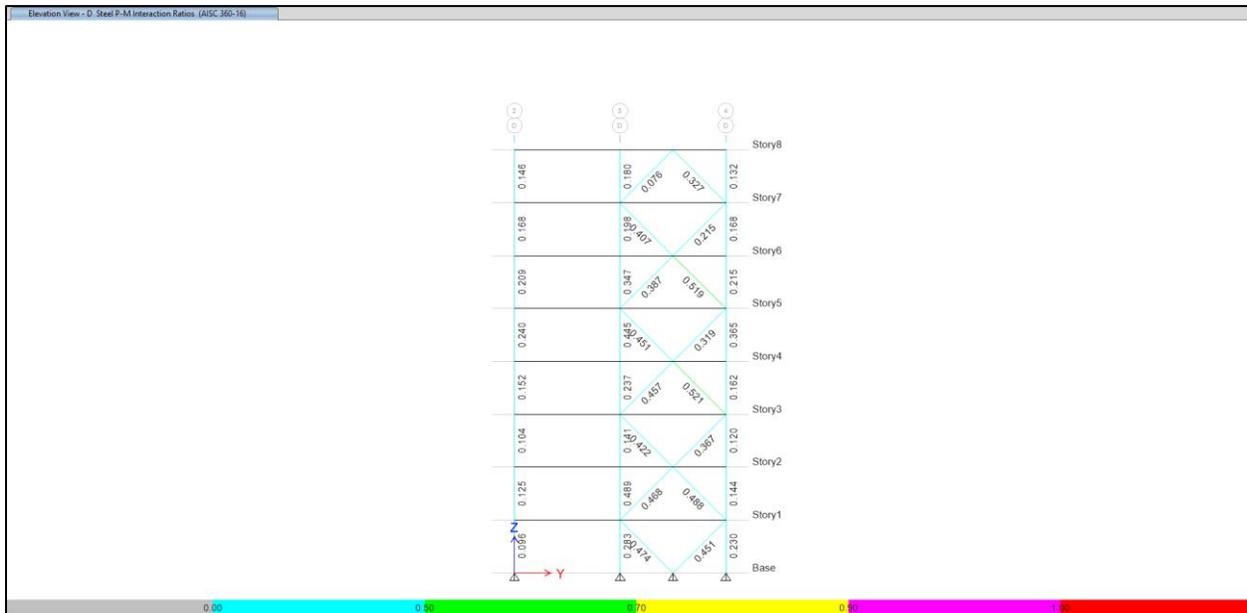


Figura 5.36 Diseño de elementos estructurales pórtico SCBF Eje D
Fuente: (Propia ETABS)

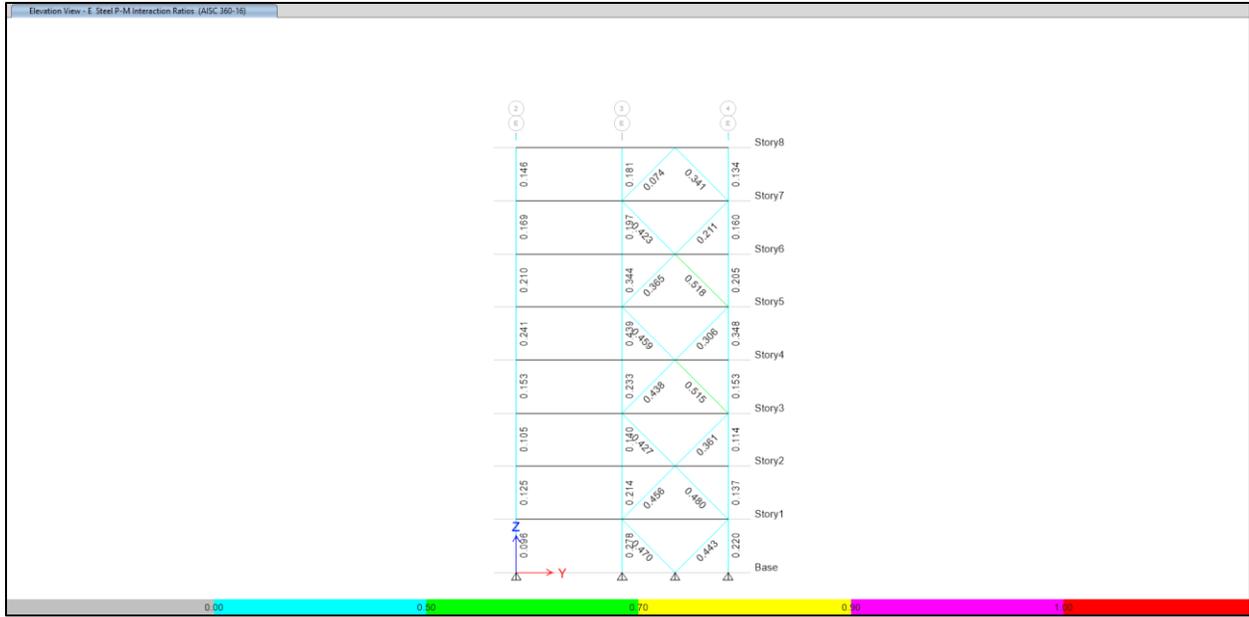


Figura 5.37 Diseño de elementos estructurales pórtico SCBF Eje E
Fuente: (Propia ETABS)

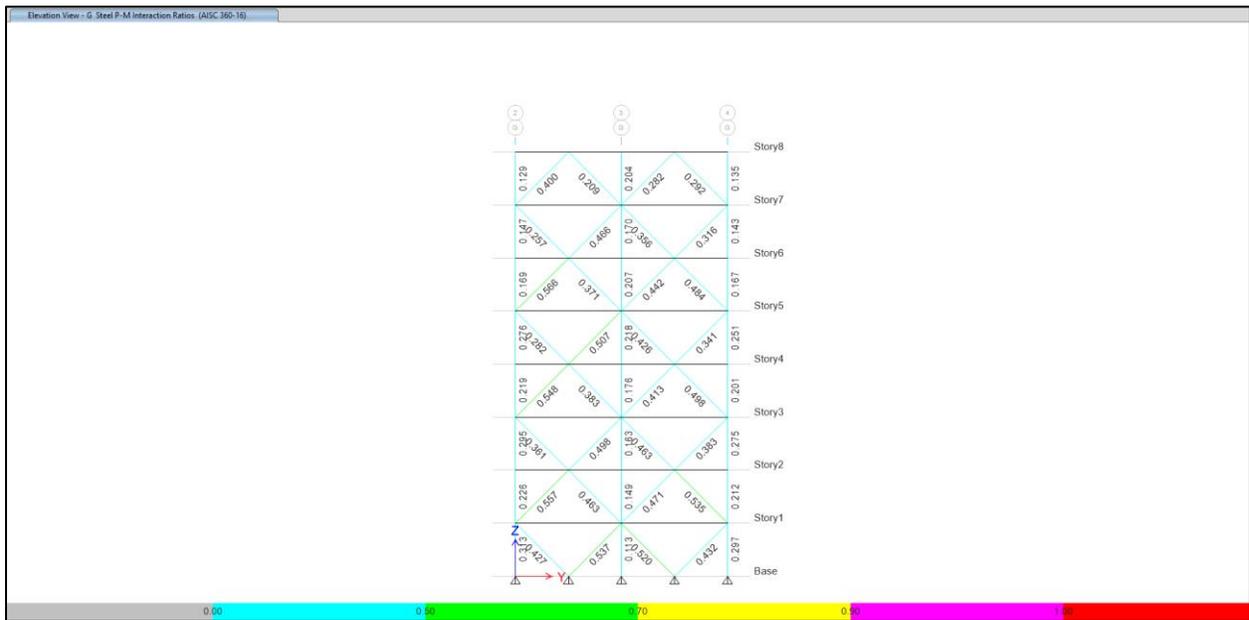


Figura 5.38 Diseño de elementos estructurales pórtico SCBF Eje G
Fuente: (Propia ETABS)

5.12.4. Verificación de columna por carga sísmica amplificada

Para este tipo de sistemas es de vital importancia verificar que las columnas cumplan la demanda por carga sísmica amplificada, por lo tanto, se procede a crear las combinaciones para la verificación de este caso, según CSCR-10 en su capítulo 10

- $CSA = 1.3125 CP + CT + SR * CS$
- $CSA = 1.3125 CP + CT - SR * CS$
- $CSA = 0.7875 CP + SR * CS$
- $CSA = 0.7875 CP - SR * CS$

donde:

CSA = carga sísmica amplificada

CP = carga permanente

CT = carga temporal

CS = carga sísmica

SR = sobre resistencia

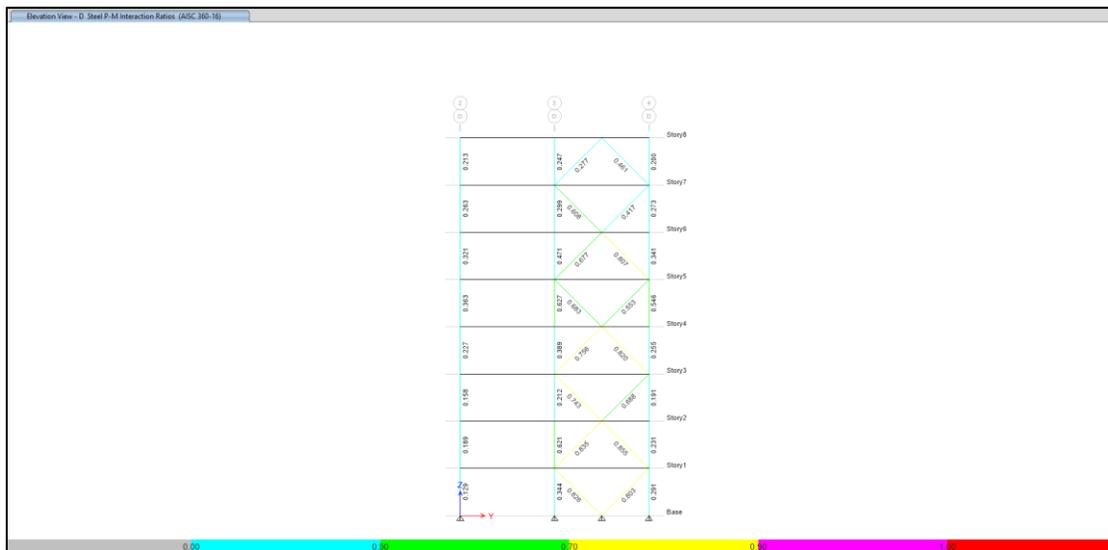


Figura 5.39 Diseño de columnas para carga sísmica amplificada pórtico SCBF Eje D
Fuente: (Propia ETABS)

Para el pórtico SBCF más crítico, se obtiene una demanda/capacidad de 0.627 para carga sísmica amplificada por lo tanto cumple.

5.12.5. Verificación de control de rendimiento (Performance Check)

Se procede a verificar la clasificación asumida mediante el método convencional de análisis y diseño propuesto por el Código Sísmico de Costa Rica 2010 – Revisión 2014, que clasifica la estructura como esencial (ocupación inmediata).

La verificación se realiza para el objetivo de desempeño de la estructura para el sismo máximo considerado (MCE).

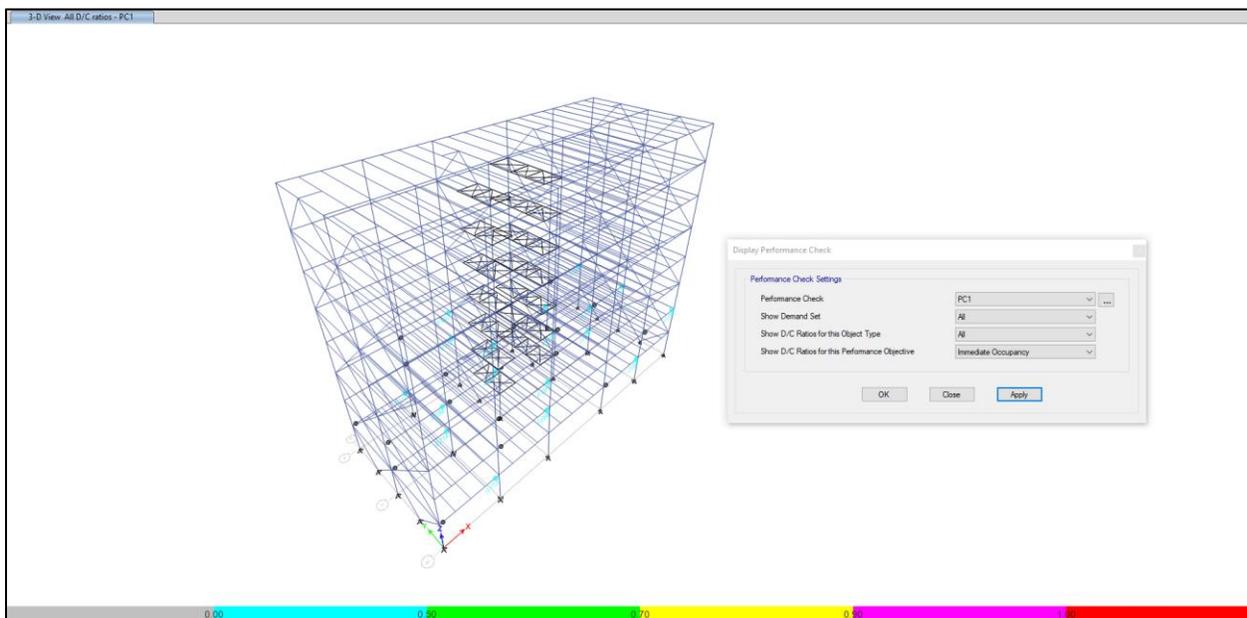


Figura 5.40 Objetivo de desempeño – ocupación inmediata – pushover sentido X
Fuente: (Propia ETABS)

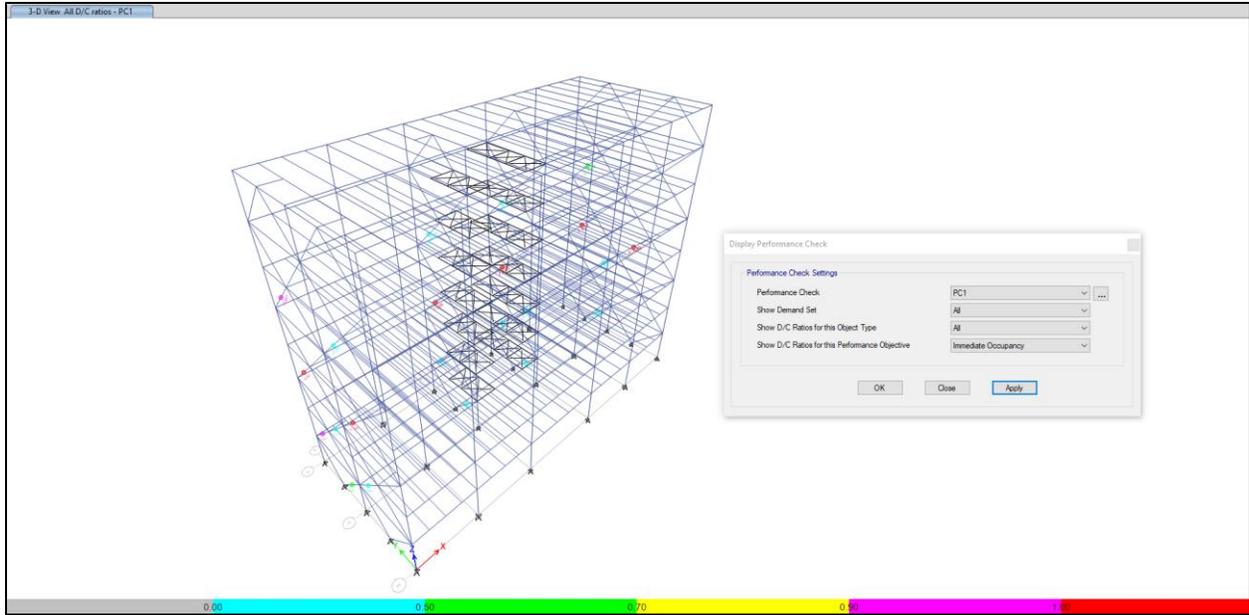


Figura 5.41 Objetivo de desempeño – ocupación inmediata – pushover sentido Y
Fuente: (Propia ETABS)

De las dos figuras anteriores se puede concluir que la normativa mediante su método de análisis y diseño convencional no puede garantizar de manera exacta el objetivo de desempeño de las estructuras, en el sentido X la estructura cumple para el objetivo de desempeño de ocupación inmediata, pero en sentido Y algunas de las rótulas plásticas sobre pasan el límite de demanda/capacidad (D/C) para ese mismo objetivo, si todas cumpliendo para el objetivo de seguridad de vida.

Es importante recalcar que el alcance de este capítulo era realizar el análisis y diseño de la edificación siguiendo estrictamente la práctica convencional que recomiendan las normas, por esta razón se aceptan los resultados obtenidos anteriormente, los cuales de manera objetiva se mantienen dentro de un rango muy aceptable.

5.13. Diseño de conexiones en acero

Se presenta a continuación algunas conexiones básicas aplicables al modelo, esta investigación no pretende ser exhaustiva en este aspecto, pero si como un alcance mínimo se definen las conexiones básicas para este tipo de proyecto. Para efectos gráficos se hizo uso del software en diseño de conexiones metálicas: IDEA STATICA CONNECTION. Para revisión del cálculo específico de las conexiones se puede consultar el Anexo 3, donde se presentan las memorias de cálculo realizadas en Mathcad y aplicando la metodología de diseño sugerida por el AISC 358-16.

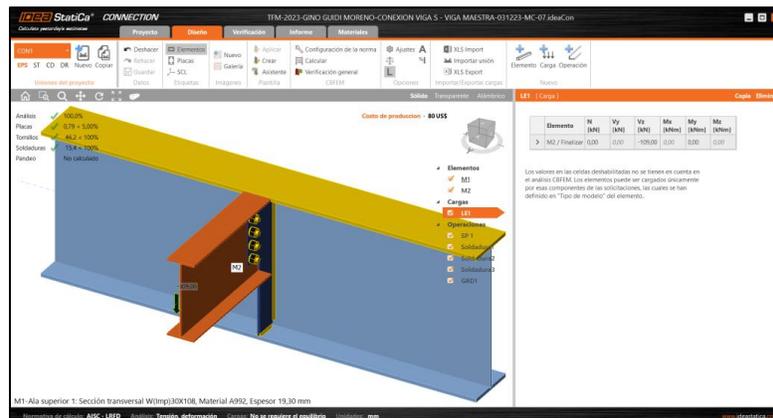


Figura 5.42 Conexión viga secundaria a viga maestra
Fuente: (Propia IDEA STATICA CONNECTION)

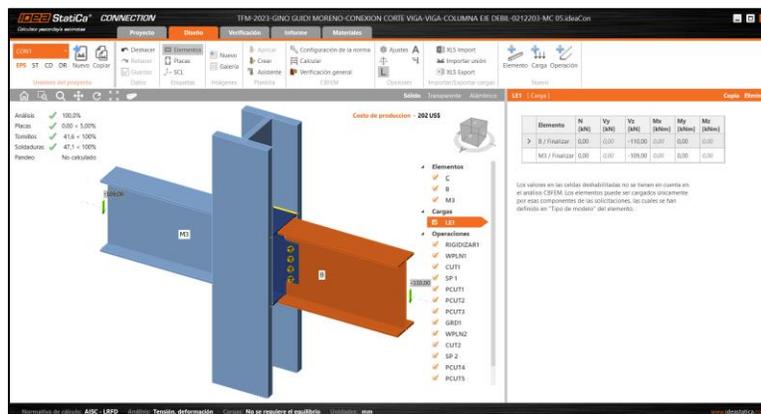


Figura 5.43 Conexión viga columna en su eje débil
Fuente: (Propia IDEA STATICA CONNECTION)

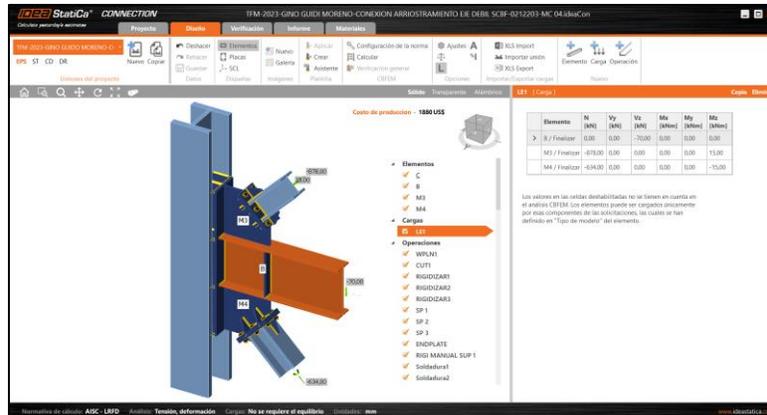


Figura 5.44 Conexión de arriostramiento al eje débil
Fuente: (Propia IDEA STATICA CONNECTION)

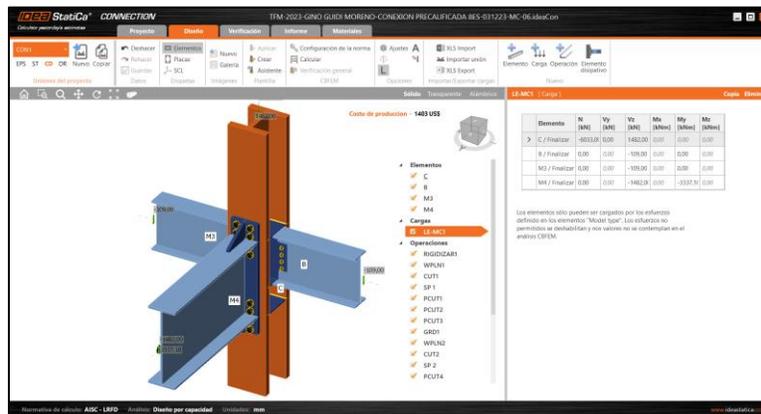


Figura 5.45 Conexión precalificada a momento End Plate 8ES
Fuente: (Propia IDEA STATICA CONNECTION)

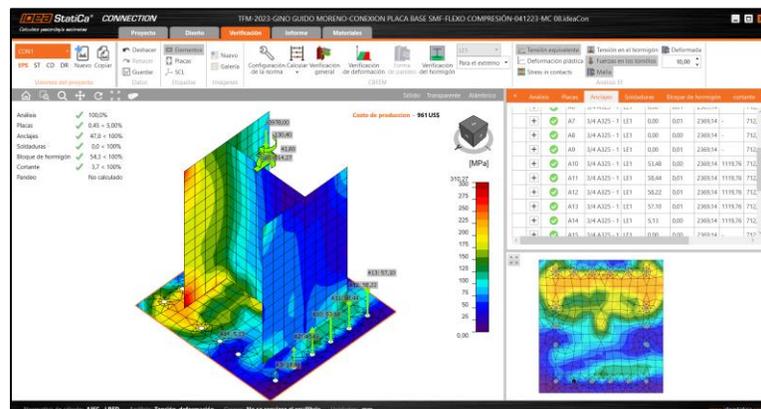


Figura 5.46 Conexión placa base
Fuente: (Propia IDEA STATICA CONNECTION)

5.14. Diseño de losa de cimentación

Debido a los resultados del análisis lo más conveniente y práctico como solución de cimentación para la edificación concebida bajo un sistema sismorresistente convencional es una losa flotante o “mat foundation”, tal cual se hizo su descripción en el apartado 5.6 de este capítulo. Para detalle de la memoria de cálculo se puede consultar el Anexo 4.

A continuación, se hace una descripción de los resultados del diseño:

- Por las condiciones de suelo, se asumió un nivel de desplante de 2.60 m, se propone una sustitución de 1.40 m de material selecto lastre compactado al 95% P.M. y un espesor de losa de 1.20 m en concreto reforzado.

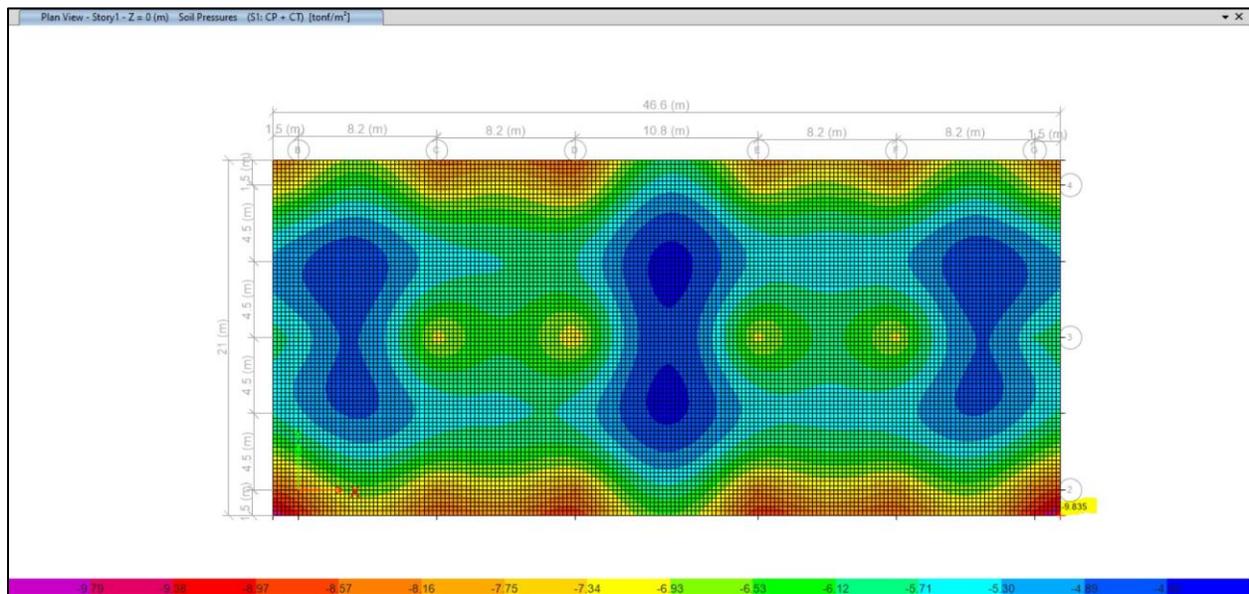


Figura 5.47 Capacidad admisible del suelo – cimentación resultante
Fuente: (Propia SAFE)

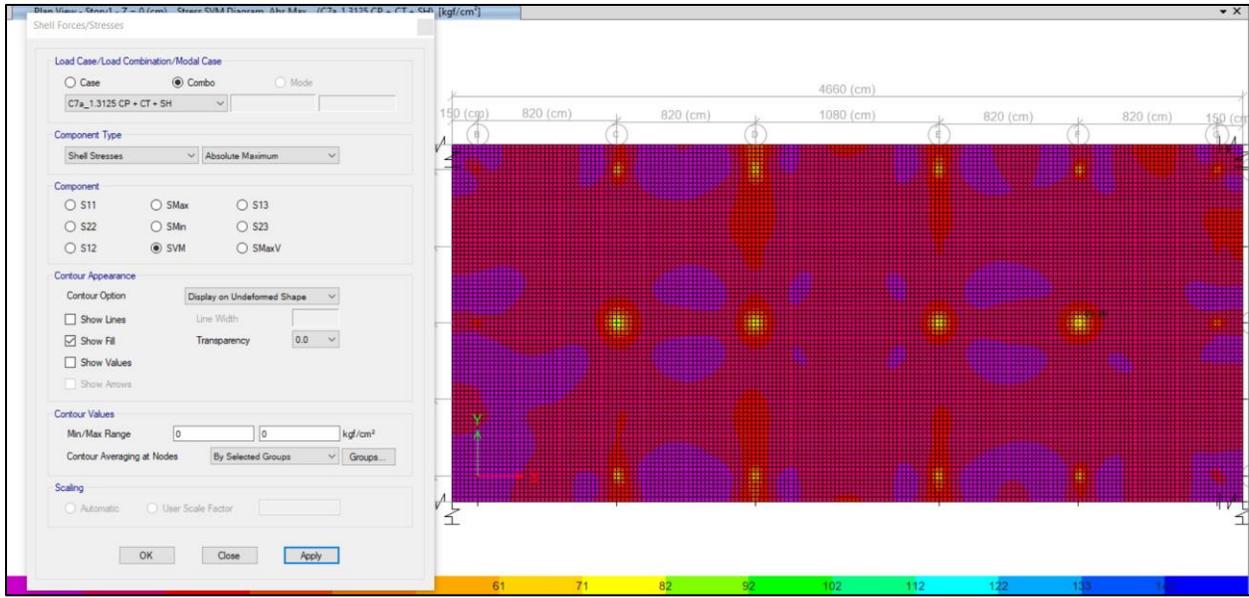


Figura 5.48 Esfuerzos VON MISES en el concreto
Fuente: (Propia SAFE)

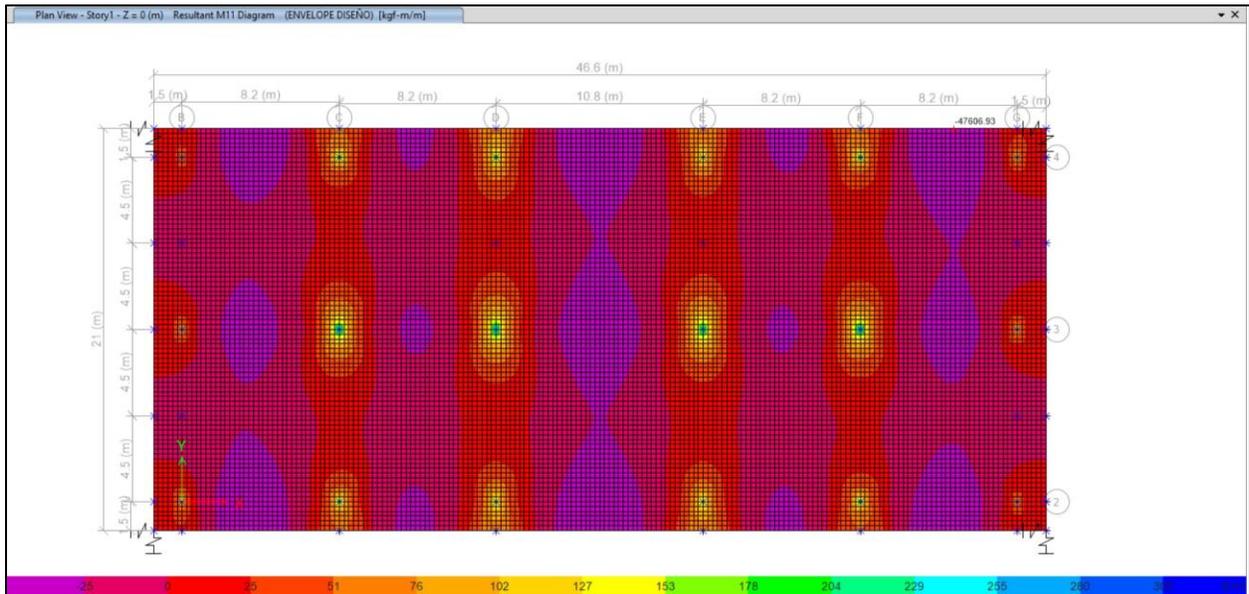


Figura 5.49 Acero de refuerzo en la dirección X-X - Absoluto
Fuente: (Propia SAFE)

En las zonas centrales de la losa se colocará varilla #4@100 mm c.a.c.

Se debe colocar 1#7@50 mm como refuerzo en zonas de ubicación apoyo de columnas de la estructura.

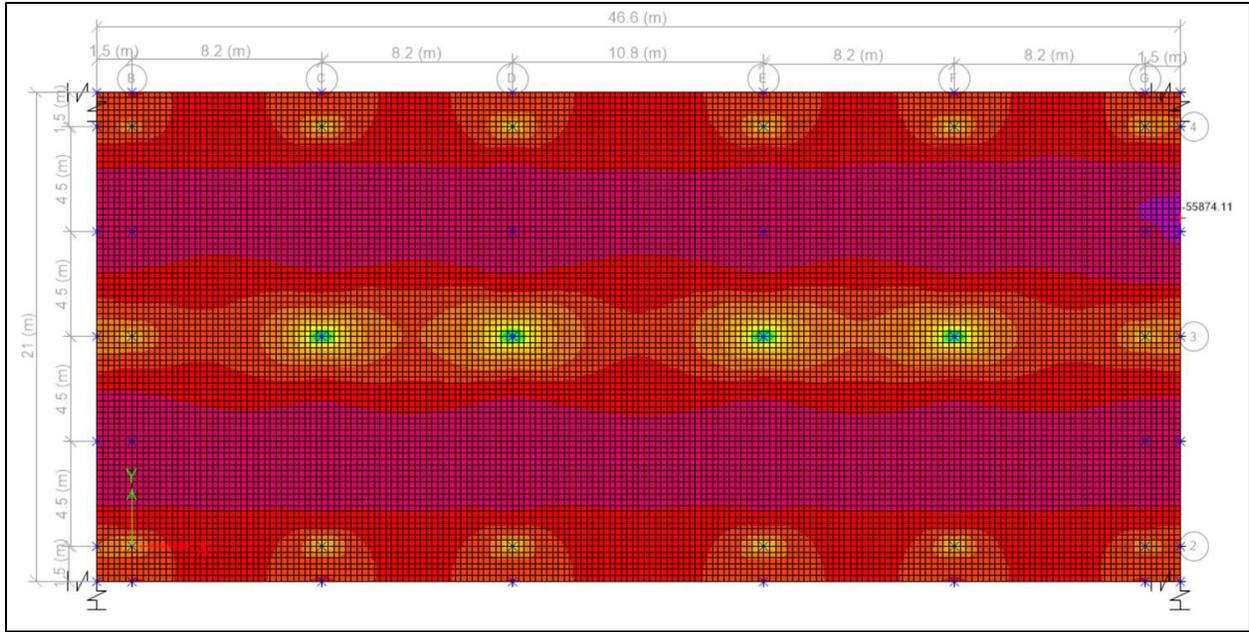


Figura 5.50 Acero de refuerzo en la dirección Y-Y - Absoluto
Fuente: (Propia SAFE)

En las zonas centrales de la losa se colocará varilla #5@150 mm c.a.c.

Se debe colocar 1#8@70 mm como refuerzo en zonas de ubicación apoyo de columnas de la estructura.

Capítulo 6 - Diseño del aislador sísmico

6.1. Lineamientos de diseño para aisladores sísmicos

Debido a la ausencia de normativa para el diseño de aisladores sísmicos en el CSCR-10/14, este capítulo propone una guía con lineamientos de diseño siguiendo los parámetros establecidos por las normas de Estados Unidos, Chile y Perú (ASCE 7-22, NCh 2745 y NTP E.031). Se tendrán en cuenta los puntos importantes de cada una de las normas para el diseño de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (Lead Rubber Bearing, siglas en inglés LRB).

Se tiene como objetivo presentar una metodología que cumpla con los parámetros de diseño de aisladores sísmicos para que pueda ser utilizada en Costa Rica y demás países donde todavía no se tenga alguna norma o guía.

6.2. Parámetros básicos en el desarrollo de diseño para aislamiento sísmico

El diseño convencional de edificaciones demanda proporcionar rigidez y resistencia para poder controlar desplazamientos desmedidos frente a un movimiento sísmico. Los sistemas estructurales deben estar preparados y diseñados para cumplir con este objetivo.

En construcciones con aislamiento sísmico, no es imprescindible aplicar el enfoque mencionado previamente, ya que la transmisión de fuerzas se reduce considerablemente. El periodo fundamental de la estructura es amplio, lo cual otorga mayor flexibilidad y disminuye los desplazamientos relativos en la superestructura. Independientemente del dispositivo de aislamiento sísmico empleado, es crucial cumplir con ciertos requisitos para asegurar el adecuado desempeño de la edificación aislada.

Las consideraciones mínimas que se deben aplicar al diseñar un aislador sísmico son las siguientes:

- El dispositivo de aislamiento sísmico debe estar diseñado para resistir tanto el peso inherente de la estructura como las cargas adicionales, manteniendo factores de seguridad apropiados.
- Suministrar una alta flexibilidad en la dirección horizontal con el objetivo de incrementar el periodo de vibración fundamental de la estructura, lo cual contribuye a disminuir la aceleración espectral.
- Asegurar una elevada rigidez en la dirección vertical, lo que permite prevenir la amplificación en dicho sentido y preservar la estabilidad de la estructura frente a terremotos de alta intensidad.
- Proporcionar un nivel apropiado de amortiguación con el objetivo de reducir la distorsión en el mecanismo de aislamiento.
- Ofrecer una elevada resistencia para sostener las distorsiones cortantes ocasionadas por un terremoto de considerable envergadura.
- Es necesario proveer la rigidez adecuada en relación con las cargas de uso, con el fin de prevenir vibraciones excesivas.
- El mecanismo de aislamiento debe tener una durabilidad mínima equivalente al periodo de vida útil de una construcción diseñada con cimientos fijos.
- Garantizar sistemas de acceso que permitan la realización de mantenimiento, supervisión y reemplazo de los elementos de aislamiento sísmico.
- La eficacia del mecanismo de aislamiento no debe estar restringida a la presencia de un terremoto intenso; dicho sistema ha de ser efectivo tanto durante el sismo como después de este, con el fin de resistir las posibles réplicas.

- El mecanismo de aislamiento debe mantener su eficacia en un espectro habitual de condiciones meteorológicas y ambientales.

6.3. Diagrama de flujo para el diseño del aislador sísmico tipo LRB

A continuación, se presenta un diagrama de flujo en donde se ilustra el procedimiento de diseño.

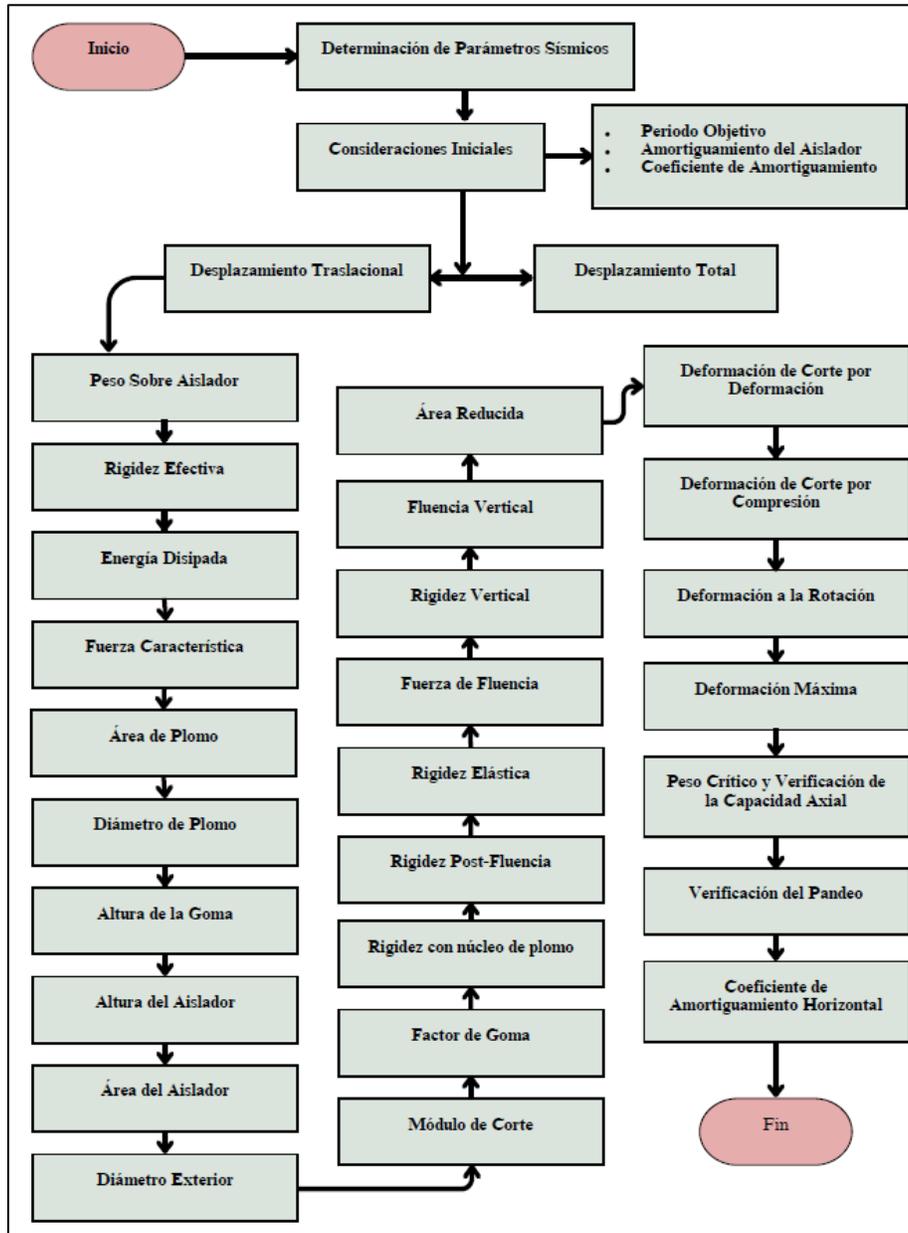


Figura 6.1 Diagrama de flujo para el diseño del aislador sísmico tipo LRB
Fuente: (Propia)

6.4. Procedimiento de diseño

El objetivo es proponer una metodología de diseño integral que considere, de manera cautelosa, todos los pasos mencionados en las tres normas consultadas, con el fin de ser implementada en países donde no existen regulaciones específicas para el diseño de aisladores sísmicos. Para lograr esto, se tomó como base el estudio titulado "Guía internacional para el diseño de aisladores sísmicos en países sin normativa de aisladores sísmicos". (Meza, Quintanilla & Orihuela, 2022). En el Anexo 5 se puede observar la hoja de cálculo del procedimiento.

Determinación de parámetros sísmicos (Meza et al., 2022)

Se debe obtener el espectro sísmico adecuado para el uso de aisladores; las tres normas consultadas sugieren dos metodologías para la construcción del espectro: la primera, mediante parámetros relacionados a la zonificación sísmica, sitios de cimentación (tipos de suelos), aceleración pico efectiva de diseño, importancia de la edificación, regularidad del sistema estructural, tipo de sistema estructural y sobrerresistencia; la segunda, mediante el método no lineal dinámico de respuesta en el tiempo.

En caso de aplicarse la alternativa primera, se recomienda construir un espectro elástico, mismo que deberá ser afectado por un factor mínimo de 1.25 hasta 1.5 para obtener el sismo máximo considerado. Si se aplica la alternativa segunda, se recomienda construir un espectro de tiempo historia utilizando al menos 3 pares de acelerogramas.

Consideraciones iniciales (Meza et al., 2022)

Se deben tener las siguientes consideraciones iniciales previo al inicio del procedimiento de diseño de los aisladores sísmicos:

- a) Periodo Objetivo (T_{obj}): se asume inicialmente que el periodo efectivo de la estructura aislada en el máximo desplazamiento es mínimo tres veces el periodo de la estructura con

base fija, pero es muy recomendable para obtener buenos resultados aplicar un periodo bastante amplio.

- b) Amortiguamiento del aislador (β_d): para aisladores tipo LRB de manera conservadora se puede elegir un porcentaje de amortiguamiento entre 15% a 30%.
- c) Coeficiente de amortiguamiento (B_M): para aisladores tipo LRB se pueden aplicar los siguientes coeficientes de amortiguamiento según el porcentaje de amortiguamiento del aislador, en caso de requerirse un dato con mayor exactitud se realiza mediante interpolación lineal.

15% amortiguamiento: $B_M = 1.35$

20% amortiguamiento: $B_M = 1.50$

25% amortiguamiento: $B_M = 1.60$

30% amortiguamiento: $B_M = 1.70$

Cálculo del desplazamiento traslacional (Meza et al., 2022)

El desplazamiento traslacional es un movimiento en línea recta a lo largo de un plano horizontal, sin rotación. Se calcula de la siguiente manera:

$$D_M = \frac{S_a \cdot T_{Obj}^2 \cdot g}{4 \cdot \pi^2 \cdot B_M}$$

Donde:

D_M : Desplazamiento traslacional

S_a : Pseudoaceleración espectral elástica

T_{Obj} : Periodo efectivo de la estructura aislada

g : gravedad

B_M : Coeficiente de amortiguamiento, correspondiente a la razón entre la ordenada espectral para el 5% de amortiguamiento y la ordenada espectral para el amortiguamiento efectivo β_d correspondiente al desplazamiento traslacional D_M

Cálculo del desplazamiento total (Meza et al., 2022)

El desplazamiento total, D_{TM} , en los componentes del sistema de aislamiento sísmico debe tener en cuenta el desplazamiento adicional originado por la torsión, tanto real como accidental. Para esto, es necesario calcularlo considerando la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la posición más crítica de la masa excéntrica. El desplazamiento total, D_{TM} , no será menor que $1.15 D_M$

$$D_{TM} = 1.15 \cdot D_M$$

Sin embargo, según Pérez (2019) el desplazamiento total, D_{TM} , de los elementos de un sistema de aislamiento no debe ser menor que lo prescrito en las siguientes ecuaciones:

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) + \left(\frac{12 \cdot e}{b^2 + d^2} \right) \right]$$

Donde:

D_{TM} : Desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento, en la dirección del análisis.

y : Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés, medida perpendicularmente a la dirección de la sollicitación sísmica considerada.

b : Dimensión menor de la proyección en planta de la estructura, medida perpendicularmente a la dimensión mayor, d .

d : Dimensión mayor de la proyección en planta de la estructura.

e : Excentricidad obtenida como la suma de la distancia en planta entre el centro de masa de la estructura sobre la interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más la excentricidad accidental, tomada como el 5% de la mayor dimensión en planta del edificio en dirección perpendicular a la fuerza sísmica considerada.

P_T : Razón entre el periodo traslacional efectivo del sistema de aislamiento y el periodo rotacional efectivo del sistema de aislamiento; calculada mediante un análisis dinámico o como se indica en la ecuación siguiente, pero no requiere ser menor que 1:

$$P_T = \frac{1}{r_a} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{r_a} (x^2 + y^2)}{N}}$$

Donde:

r_a : Radio de giro del sistema de aislamiento, en mm, el cual es igual a $\frac{1}{12} (b^2 + d^2)^{\frac{1}{2}}$ en sistemas de aislamiento con planta rectangular de dimensiones $b \times d$.

N : Número de aisladores

x_i, y_i : Distancias horizontales entre el centro de masas del sistema de aislamiento y aislador i -ésimo, medidas en las direcciones de los ejes del sistema de aislamiento.

Peso de la estructura dividido entre la cantidad de aisladores (Meza et al., 2022)

Del análisis convencional de la edificación se obtiene el máximo peso de la estructura considerando las combinaciones de cargas propuestas en las normativas y se divide entre la cantidad de aisladores:

$$W = \frac{\text{Peso de la estructura}}{\# \text{ de aisladores}}$$

Donde:

W : Peso en cada aislador

Rigidez Efectiva (Meza et al., 2022)

La capacidad efectiva de resistencia y control de un aislador frente a las fuerzas y desplazamientos generados en un evento sísmico se denomina rigidez efectiva. Su cálculo se realiza de la siguiente forma:

$$K_{eff} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot W}{T_{obj} \cdot g}$$

Donde:

K_{eff} : Rigidez efectiva

W : Peso en cada aislador

T_{Obj} : Periodo efectivo de la estructura aislada

g : gravedad

Energía disipada en cada ciclo histerético (Meza et al., 2022)

La cantidad de energía que un aislador sísmico absorbe y transforma en calor a lo largo de un ciclo completo de carga y descarga, conocida como energía disipada en cada ciclo histerético, se puede calcular de la siguiente forma:

$$W_D = 2 \cdot \pi \cdot K_{eff} \cdot D_M^2 \cdot \beta_d$$

Donde:

W_D : Energía disipada en cada ciclo histerético

K_{eff} : Rigidez efectiva

D_M : Desplazamiento traslacional

β_d : Amortiguamiento del aislador

Fuerza característica (Meza et al., 2022)

El valor específico de fuerza empleado para describir el comportamiento de un aislador sísmico bajo cargas sísmicas se conoce como fuerza característica. El cálculo de este parámetro se realiza de la siguiente forma:

$$Q = \frac{W_D}{[4 \cdot (D_M - D_y)]}$$

Donde:

Q : Fuerza característica

W_D : Energía disipada en cada ciclo histerético

D_M : Desplazamiento traslacional

D_y : Desplazamiento de fluencia

Se debe realizar un proceso iterativo dando inicio con $D_y=0$ m calculando la rigidez elástica y la rigidez post fluencia, en donde K_1 , K_2 y D_y son lo siguiente:

$$K_1 = \alpha \cdot K_2$$

$$K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D_M}$$

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$$

Donde:

K_1 : Rigidez Elástica

α : Factor de amplificación (generalmente es 10)

K_2 : Rigidez post fluencia

K_{eff} : Rigidez efectiva

Q : Fuerza característica

D_M : Desplazamiento traslacional

D_y : Desplazamiento de fluencia

Área de plomo (Meza et al., 2022)

Debido a su capacidad para absorber energía y su naturaleza dúctil, el plomo es un material comúnmente utilizado en la fabricación de aisladores sísmicos. Estos aisladores están compuestos por un núcleo de plomo rodeado de capas de caucho y acero. Para calcular el área de plomo se aplica la siguiente ecuación:

$$A_p = \frac{Q}{\tau_y}$$

Donde:

A_p : Área del plomo

Q : Fuerza característica

τ_y : Valor de tensión de fluencia del plomo, generalmente el valor es de 1019 Ton/m²

Diámetro de plomo (Meza et al., 2022)

Se recomienda un diámetro no menor a 10 cms, de igual manera, el diámetro de plomo se calcula de la siguiente manera:

$$D_{pb} = 2 \cdot \sqrt{\frac{A_p}{\pi}}$$

Donde:

D_{pb} : Diámetro de plomo

A_p : Área del plomo

Altura de la goma (Meza et al., 2022)

El elastómero, o goma, en un aislador sísmico es un elemento esencial que aporta flexibilidad y capacidad de deformación al aislador. La altura del elastómero se puede calcular utilizando el siguiente método:

$$H_r = \frac{D_M}{\gamma_s}$$

Donde:

H_r : Altura de la goma

D_M : Desplazamiento traslacional

γ_s : Deformación lateral por corte, generalmente el valor es de 150%

Altura del aislador (Meza et al., 2022)

La altura del aislador sísmico está relacionada con su capacidad para permitir el desplazamiento horizontal y vertical de la estructura durante un terremoto. La altura de la goma se calcula de la siguiente manera:

$$H_l = h + 2 \cdot t_{ext}$$

$$h = n \cdot t_r + (n - 1)t_s$$

$$n = \frac{H_r}{t_r}$$

Donde:

H_l : Altura total del aislador

h : Altura de aislador de goma y acero

t_{ext} : Placas externas de acero (se asumen de 2.54 cms de espesor)

n : Número de láminas de goma, debe ser un número entero

t_r : Espesor de la goma, generalmente el valor es de 0.006 m

t_s : Espesor del acero, generalmente el valor es de 0.003 m

Área del aislador (sólo goma) (Meza et al., 2022)

El área de un aislador sísmico se refiere a la superficie de contacto entre el aislador y las partes de la estructura que está soportando, como la base del edificio y la placa de aislamiento superior. El área del aislador sísmico influye en la distribución de carga y en la capacidad del aislador para resistir y disipar las fuerzas sísmicas durante un terremoto. El área del aislador se calcula de la siguiente manera:

$$A = \frac{P_{max}}{\sigma_{AC}}$$

Donde:

A : Área del aislador (sólo goma)

P_{max} : Carga máxima de un aislador debido a los resultados del diseño según la normativa aplicada

σ_{AC} : Tensión admisible de la goma, generalmente el valor es de 900 Ton/m²

Diámetro exterior del aislador (Meza et al., 2022)

El diámetro exterior se refiere a la dimensión máxima del aislador en su dirección horizontal, es decir, la medida a lo largo del plano horizontal en el que se asienta el aislador. El diámetro del aislador se calcula de la siguiente manera:

$$D_e = 2 \sqrt{\frac{A + A_p}{\pi}}$$

Donde:

D_e : Diámetro exterior

A: Área del aislador (sólo goma)

A_p : Área del plomo

Módulo de corte de la goma (Meza et al., 2022)

El módulo de corte de la goma en un aislador sísmico es una propiedad mecánica clave que influye en su rendimiento y capacidad para proteger una estructura durante un evento sísmico. El módulo de corte, también conocido como módulo de rigidez al corte o módulo G, es una medida de la resistencia de la goma a la deformación cuando se aplica una fuerza de corte. En términos simples, es una medida de cuánto se deforma la goma cuando se somete a fuerzas de corte, como las que se producen durante un terremoto. El módulo de corte de la goma se calcula de la siguiente manera:

$$G = \frac{K_{eff} \cdot H_r}{A}$$

Donde:

G: Módulo de corte de la goma

K_{eff} : Rigidez efectiva

H_r : Altura de la goma

A: Área del aislador (sólo goma)

Factor de forma (Meza et al., 2022)

El factor de forma en un aislador sísmico es un parámetro que se utiliza para describir la relación entre la rigidez del aislador en la dirección vertical y en la dirección horizontal. Este factor es importante para el diseño y el rendimiento de los aisladores sísmicos, ya que influye en la capacidad del aislador para disipar la energía y en su comportamiento bajo cargas sísmicas. El factor de forma se calcula de la siguiente manera:

$$S = \frac{D_e^2 - D_{pb}^2}{4 \cdot D_e \cdot t_r}$$

Donde:

S : Factor de forma

D_e : Diámetro exterior

D_{pb} : Diámetro de plomo

t_r : Espesor de la goma, generalmente el valor es de 0.006 m

Rigidez del aislador con núcleo de plomo (Meza et al., 2022)

La rigidez de un aislador sísmico con núcleo de plomo se refiere a la resistencia que ofrece el aislador a la deformación cuando se somete a cargas sísmicas. La rigidez del aislador con núcleo de plomo se calcula de la siguiente manera:

$$K_p = 1.15 \cdot K_{eff}$$

Donde:

K_p : Rigidez del aislador con núcleo de plomo

K_{eff} : Rigidez efectiva

Rigidez post fluencia del aislador con núcleo de plomo (Meza et al., 2022)

La rigidez post fluencia de un aislador sísmico con núcleo de plomo se refiere a la resistencia que ofrece el aislador a la deformación después de que el núcleo de plomo haya experimentado una deformación plástica. La fluencia en este contexto se refiere a la deformación plástica permanente del núcleo de plomo cuando se somete a cargas cíclicas durante un evento sísmico. La rigidez post fluencia del aislador con núcleo de plomo se calcula de la siguiente manera:

$$K_{2p} = K_p - \frac{Q}{D_M}$$

Donde:

K_{2p} : Rigidez post fluencia del aislador con núcleo de plomo

K_p : Rigidez del aislador con núcleo de plomo

Q : Fuerza característica

D_M : Desplazamiento traslacional

Rigidez elástica del aislador con núcleo de plomo (Meza et al., 2022)

La rigidez elástica de un aislador sísmico con núcleo de plomo se refiere a la resistencia que ofrece el aislador a la deformación dentro de su rango elástico, es decir, antes de que el núcleo de plomo experimente una deformación plástica. En esta etapa, cuando se retira la carga aplicada, el aislador vuelve a su forma original sin deformaciones permanentes. La rigidez elástica del aislador con núcleo de plomo se calcula de la siguiente manera:

$$K_{1p} = (6.5 \text{ a } 13)K_{2p}$$

Donde:

K_{1p} : Rigidez elástica del aislador con núcleo de plomo

K_{2p} : Rigidez post fluencia del aislador con núcleo de plomo

Fuerza de fluencia del aislador (Meza et al., 2022)

La fuerza de fluencia en un aislador sísmico con núcleo de plomo se refiere al nivel de carga o esfuerzo al que el núcleo de plomo comienza a experimentar una deformación plástica, es decir, deformación permanente. La fuerza de fluencia del aislador se calcula de la siguiente manera:

$$F_y = Q + K_p \cdot D_y$$

Donde:

F_y : Fuerza de fluencia del aislador

Q : Fuerza característica

K_p : Rigidez del aislador con núcleo de plomo

D_y : Desplazamiento de fluencia

Rigidez vertical del aislador (Meza et al., 2022)

La rigidez vertical de un aislador sísmico se refiere a la resistencia que ofrece el aislador a la deformación en la dirección vertical cuando se somete a cargas verticales, como la carga muerta y la carga viva de la estructura. La rigidez vertical del aislador se calcula de la siguiente manera:

$$K_v = \frac{E_v \cdot A}{H_r} + \frac{E_l \cdot A_p}{h}$$

$$E_v = \frac{1}{\frac{1}{6 \cdot G \cdot S^2} + \frac{4}{3K}}$$

Donde:

K_v : Rigidez vertical del aislador

E_v : Módulo de rigidez vertical (compresión de acero-goma)

A : Área del aislador (sólo goma)

H_r : Altura de la goma

E_l : Módulo de elasticidad del plomo, generalmente el valor es 1400000 Ton/m²

A_p : Área del plomo

h : Altura de aislador de goma y acero

G : Módulo de corte de la goma

S: Factor de forma

K : Módulo de compresibilidad de la goma, generalmente el valor es 200000 Ton/m²

Fluencia vertical del aislador (Meza et al., 2022)

La fluencia vertical en un aislador sísmico se refiere a la deformación lenta y progresiva que ocurre en la dirección vertical cuando el aislador está sometido a una carga sostenida a lo largo del tiempo. La fluencia vertical del aislador se calcula de la siguiente manera:

$$f_v = \frac{\sqrt{\frac{K_v}{K_{eff}}}}{T_{Obj}}$$

Donde:

f_v : Fluencia vertical del aislador

K_v : Rigidez vertical del aislador

K_{eff} : Rigidez efectiva

T_{Obj} : Periodo efectivo de la estructura aislada

Área reducida (Meza et al., 2022)

El área reducida se calcula de la siguiente manera:

$$A_R = A \cdot 2 \cdot \frac{\left[D_e^2 \cdot \sin^{-1} \left(\frac{\sqrt{D_e^2 - D_{TM}^2}}{D_e} \right) - D_{TM} \cdot \sqrt{D_e^2 - D_{TM}^2} \right]}{\pi \cdot D_e^2}$$

Donde:

A_R : Área Reducida

A : Área del aislador (sólo goma)

D_e : Diámetro exterior

D_{TM} : Desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento, en la dirección del análisis.

Deformación de corte por deformación (Meza et al., 2022)

La deformación de corte en un aislador sísmico se refiere al desplazamiento relativo entre las capas superior e inferior del aislador debido a las fuerzas sísmicas aplicadas. La deformación de corte por deformación se calcula de la siguiente manera:

$$\gamma_D = \frac{D_{TM}}{H_r}$$

Donde:

γ_D : Deformación de corte por deformación

D_{TM} : Desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento, en la dirección del análisis.

H_r : Altura de la goma

Deformación de corte por compresión (Meza et al., 2022)

La deformación de corte por compresión en un aislador sísmico ocurre cuando el aislador está sometido a cargas verticales y horizontales simultáneas durante un evento sísmico. La deformación de corte por compresión se calcula de la siguiente manera:

$$\gamma_c = 6 \cdot S \cdot \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_c = \frac{\frac{P_{max}}{A}}{E_0 \cdot (1 + 2 \cdot k \cdot S^2)}$$

$$E_0 = f \cdot G$$

Donde:

γ_c : Deformación de corte por compresión

S : Factor de forma

ε_c : Módulo de compresión

P_{max} : Carga máxima de un aislador debido a los resultados del análisis

A : Área del aislador (sólo goma)

E_o : Módulo elástico

k : Constante empírica que está relacionada al corte

$$G \leq 50 \text{ psi} \rightarrow k = 0.90$$

$$G \leq 70 \text{ psi} \rightarrow k = 0.85$$

$$G \leq 90 \text{ psi} \rightarrow k = 0.75$$

$$G \leq 150 \text{ psi} \rightarrow k = 0.65$$

f : Factor de fábrica, generalmente el valor es 4

G : Módulo de corte de la goma

Deformación a la rotación (Meza et al., 2022)

La deformación a la rotación en un aislador sísmico se refiere al ángulo de rotación que experimenta el aislador debido a las fuerzas sísmicas aplicadas. La deformación a la rotación se calcula de la siguiente manera:

$$\gamma_r = 0.375 \cdot \left(\frac{D_e}{t_r} \right)^2 \cdot \frac{\theta}{n}$$

Donde:

γ_r : Deformación a la rotación

D_e : Diámetro exterior

t_r : Espesor de la goma, generalmente el valor es de 0.006 m

θ : 0.0003 radianes sólo para aisladores de forma circular

n : Número de láminas de goma, debe ser un número entero

Deformación máxima (Meza et al., 2022)

La deformación máxima se calcula de la siguiente manera:

$$\gamma_{max} : \gamma_D + \gamma_c + \gamma_r \leq 5.00$$

Donde:

γ_{max} : Deformación máxima

γ_D : Deformación de corte por deformación

γ_c : Deformación de corte por compresión

γ_r : Deformación a la rotación

Peso crítico y verificación de la capacidad axial (Meza et al., 2022)

El peso crítico en un aislador sísmico se refiere a la carga axial máxima que puede soportar el aislador sin sufrir un colapso o una falla en su capacidad de proteger la estructura durante un evento sísmico. El peso crítico se calcula de la siguiente manera:

$$P_{\text{crítico}} = \frac{\pi}{\sqrt{8}} \cdot G \cdot S \cdot \frac{D_e}{n \cdot t_r} \cdot A_r$$

$$P_{\text{crítico}} \geq P_{\text{max}}$$

Donde:

$P_{\text{crítico}}$: Peso crítico

G : Módulo de corte de la goma

S : Factor de forma

D_e : Diámetro exterior

n : Número de láminas de goma, debe ser un número entero

t_r : Espesor de la goma, generalmente el valor es de 0.006 m

A_R : Área Reducida

P_{max} : Carga máxima de un aislador debido a los resultados del diseño según la normativa

Verificación del pandeo (Meza et al., 2022)

La verificación del pandeo en aisladores sísmicos es un proceso que asegura que los aisladores no fallen debido a inestabilidades bajo cargas verticales y horizontales durante un evento sísmico. Se deben seguir los siguientes cálculos para la verificación del pandeo:

$$P_s = (G \cdot A)_{eff} = G \cdot A_s$$

$$A_s = A \cdot \frac{H_l}{H_r}$$

Donde:

P_s : Fuerza de corte efectiva

G : Módulo de corte de la goma

A : Área del aislador (sólo goma)

A_s : Área de corte efectiva, para un aislador LRB, incluye el núcleo de plomo

H_l : Altura total del aislador

H_r : Altura de la goma

$$P_E = \frac{\pi^2 \cdot (E \cdot I)_{eff}}{H_l^2}$$

Donde:

P_E : Carga de Euler para una columna sin deformación al esfuerzo de corte

$(E \cdot I)_{eff}$: Rigidez a la inclinación o también conocida como “tilting”

H_I : Altura total del aislador

$$(E \cdot I)_{eff} = \frac{1}{3} \cdot E_v \cdot I$$

Donde:

$(E \cdot I)_{eff}$: Rigidez a la inclinación o también conocida como “tilting”

E_v : Módulo de rigidez vertical (compresión de acero-goma)

I : Inercia del aislador

$$I = \frac{\pi}{4} \cdot \left[\left(\frac{D_e}{2} \right)^4 - \left(\frac{D_{pb}}{2} \right)^4 \right]$$

Donde:

I : Inercia del aislador

D_e : Diámetro exterior

D_{pb} : Diámetro de plomo

$$P_{crit-pandeo} = \frac{P_s}{2} \cdot \sqrt{1 + 4 \cdot \frac{P_E}{P_s}} - 1$$

$$\frac{P_{crit-pandeo}}{P_{max}} \geq F.S \rightarrow F.S > 1$$

Donde:

$P_{crit-pandeo}$: Carga crítica para un fenómeno de pandeo

P_s : Fuerza de corte efectiva

P_E : Carga de Euler para una columna sin deformación al esfuerzo de corte

P_{max} : Carga máxima de un aislador debido a los resultados del diseño según la normativa

$F.S$: Factor de seguridad

Coefficiente de amortiguamiento horizontal (Meza et al., 2022)

El coeficiente de amortiguamiento en aisladores sísmicos es una medida de la capacidad del aislador para disipar energía y reducir las vibraciones y las fuerzas transmitidas a la estructura durante un evento sísmico. El coeficiente de amortiguamiento horizontal se calcula de la siguiente manera:

$$C = \frac{\beta_d \cdot K_p \cdot T_{Obj}}{\pi}$$

Donde:

C : Coeficiente de amortiguamiento horizontal

β_d : Amortiguamiento del aislador

K_p : Rigidez del aislador con núcleo de plomo

T_{Obj} : Periodo efectivo de la estructura aislada

6.6. Resultados del diseño de los aisladores

Se toma como punto de partida las reacciones a nivel de la losa de aislamiento debido a cargas gravitacionales y específicamente de la combinación: CP + 0.5 CT. Haciendo un análisis de la salida de datos se procede a plantear una solución con tres tipos de aisladores (Tabla 6.1), todos LRB, para un total de 18 aisladores en el proyecto colocados en el nivel 0+3.35 m (ver figura 6.3). En la figura 6.2 se puede observar la reacción (Toneladas) en cada nodo.

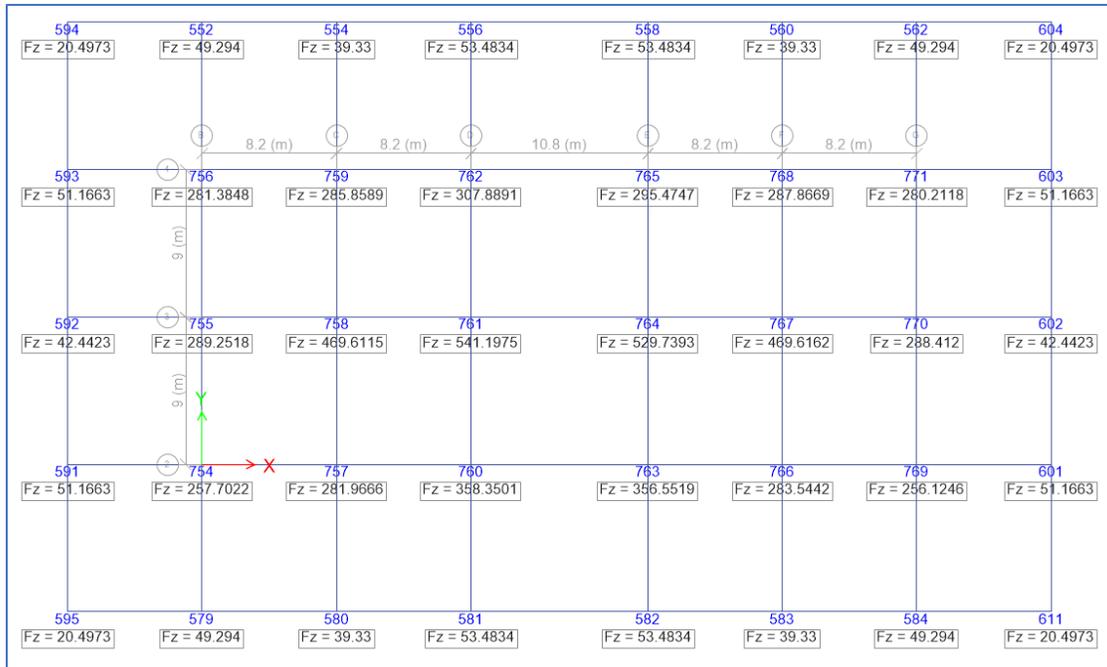


Figura 6.2 Reacciones a nivel de losa de aislamiento según combinación CP + 0.5 CT
Fuente: (Propia ETABS)

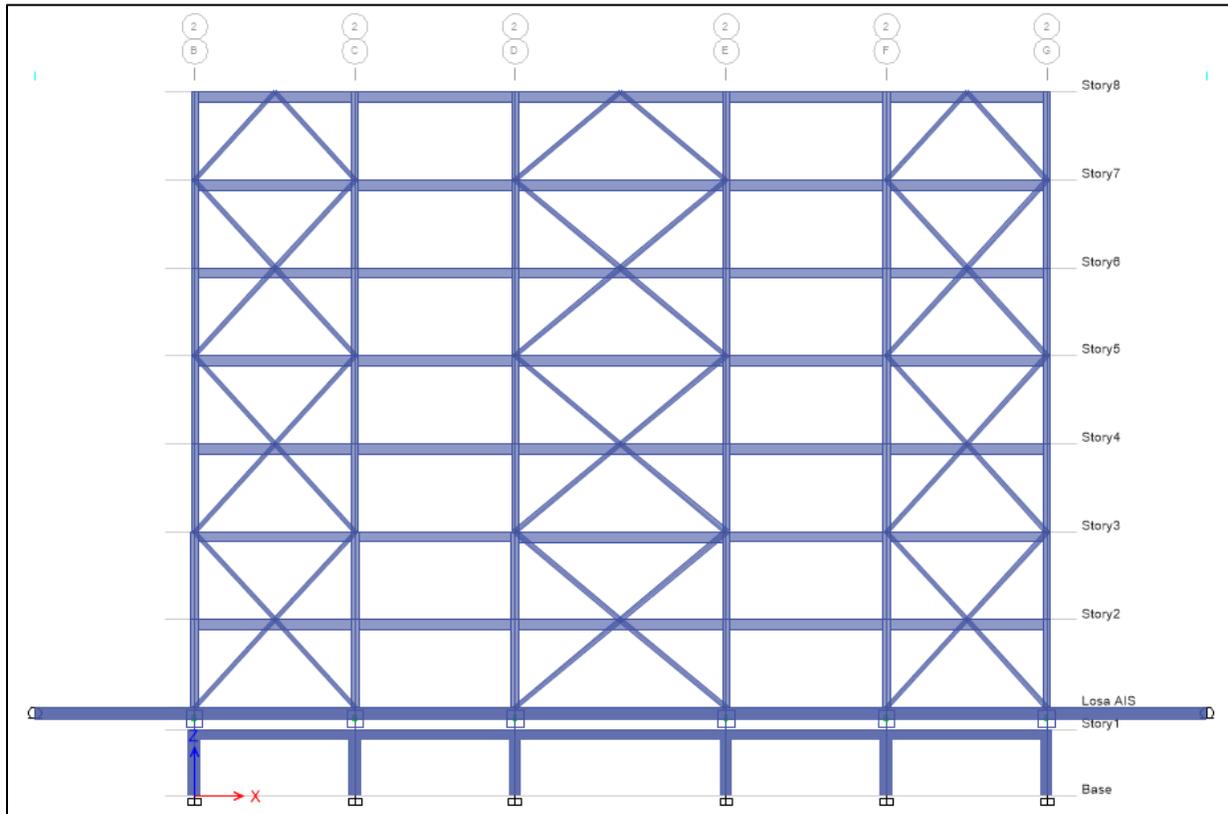


Figura 6.3 Ubicación de aisladores en nivel 0+3.35m (Story 1)
Fuente: (Propia ETABS)

Tipo de Aislador	Nodo de Aplicación	Carga Gravitacional (Ton)
LRB-1	758-761-764-767	545
LRB-2	757-759-760-762-763-765-766-768	360
LRB-3	754-755-756-769-770-771	360*

*Se configura igual a LRB-2 para cumplir con cálculo de Pértico y controles torsionales en los extremos de la edificación

A continuación, se muestran las tablas resumen con los resultados de diseño de los 3 aisladores.

Tabla 6.2
Resultados del Diseño del Aislador
Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo (LRB-1)

Descripción	Símbolo		Unidades
Pseudoaceleración	S_a	0.135	g
Periodo Objetivo	T_{Obj}	4.500	seg
Gravedad	g	9.807	m/s ²
Amortiguamiento LRB	β_D	30.000	%
Coefficiente de Amortiguamiento	B_M	1.700	
Desplazamiento Traslacional	D_M	0.399	m
Desplazamiento Total	D_{TM}	0.459	m
Peso en cada aislador	W	545.000	Ton
Rigidez Efectiva (Rigidez Horizontal) del aislador	K_{eff}	108.342	Ton/m
Energía disipada en cada ciclo histerético	W_D	32.589	Ton*m
Fuerza Característica	Q	23.495	Ton
Valor de tensión de fluencia del plomo	τ_y	1019.000	Ton/m ²
Diametro de Plomo	D_{pb}	0.171	m
Altura de la goma del Aislador	H_r	0.266	m
Deformación lateral por corte	γ_s	150.000	%
Altura del Aislador	H	0.453	m
Espesor de placas externas de acero	t_{ext}	0.025	m
Altura de aislador de goma y acero	H_l	0.402	m

Número de láminas de goma	n	45.000	u
Espesor de la goma	t_r	0.006	m
Espesor del acero	t_s	0.003	m
Area del Aislador (sólo goma)	A	0.606	m ²
Carga máxima de un aislador	P_{max}	545.000	Ton
Tensión admisible de la goma	σ_{AC}	900.000	Ton/m ²
Diametro exterior del Aislador	D_e	0.895	m
Módulo de Corte de la goma	G	47.647	Ton/m ²
Factor de forma	S	35.909	
Rigidez del aislador con núcleo de plomo	K_p	124.593	Ton/m
Rigidez post-fluencia del aislador con núcleo de plomo	K_{2p}	65.777	Ton/m
Rigidez elástica del aislador con núcleo de plomo	K_{1p}	657.773	Ton/m
Fuerza de fluencia del aislador	F_y	30.063	Ton
Rigidez vertical del aislador	K_v	322727.985	Ton/m
Módulo de rigidez vertical (compresión de acero-goma)	E_v	106617.1232	Ton/m ²
Módulo de elasticidad del plomo	E_l	1400000.000	Ton/m ²
Módulo de compresibilidad de la goma	K	200000.000	Ton/m ²
Fluencia vertical del aislador	f_v	12.129	Hz
Area reducida	A_R	0.228	m ²
Deformación de corte por deformación	γ_D	1.725	
Deformación de corte por compresión	γ_C	0.526	
Deformación a la rotación	γ_r	0.556	
Deformación máxima $\leq g_{max}$ propuesto	γ_{max}	2.807	✓
Deformación máxima propuesta	γ_{max} propuesto	5.000	
Peso crítico	$P_{critico}$	1434.461	Ton
Factor de seguridad ($P_{critico}/P_{max}$) > 1	$F.S$	2.632	✓
Fuerza de corte efectiva	P_s	43.553	Ton
Area de corte efectiva, incluye el núcleo de plomo	A_s	0.914	m ²
Carga de Euler para una columna sin deformación al esfuerzo de corte	P_E	68159.280	Ton
Rigidez a la inclinación	$(E X I)_{eff}$	1116.034	Ton/m
Inercia del aislador	I	0.031	m ⁴
Carga crítica para un fenómeno de pandeo	$P_{crit-pandeo}$	1722.089	Ton
Factor de seguridad de pandeo > 1	$F.S$	3.160	✓
Coefficiente de amortiguamiento horizontal	C	53.540	Ton*seg/m
Relación (Ratio) de rigidez post-fluencia	K_2/K_1	0.1	

Tabla 6.3
Resultados del Diseño del Aislador
Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo (LRB-2)

Descripción	Símbolo		Unidades
Pseudoaceleración	S_a	0.135	g
Periodo Objetivo	T_{Obj}	4.500	seg
Gravedad	g	9.807	m/s ²
Amortiguamiento LRB	β_D	30.000	%
Coefficiente de Amortiguamiento	B_M	1.700	
Desplazamiento Traslacional	D_M	0.399	m
Desplazamiento Total	D_{TM}	0.459	m
Peso en cada aislador	W	360.000	Ton
Rigidez Efectiva (Rigidez Horizontal) del aislador	K_{eff}	71.565	Ton/m
Energía disipada en cada ciclo histerético	W_D	21.527	Ton*m
Fuerza Característica	Q	15.520	Ton
Valor de tensión de fluencia del plomo	τ_y	1019.000	Ton/m ²
Diametro de Plomo	D_{pb}	0.139	m
Altura de la goma del Aislador	H_r	0.266	m
Deformación lateral por corte	γ_s	150.000	%
Altura del Aislador	H	0.453	m
Espesor de placas externas de acero	t_{ext}	0.025	m
Altura de aislador de goma y acero	H_l	0.402	m
Número de láminas de goma	n	45.000	u
Espesor de la goma	t_r	0.006	m
Espesor del acero	t_s	0.003	m
Area del Aislador (sólo goma)	A	0.400	m ²
Carga máxima de un aislador	P_{max}	360.000	Ton
Tensión admisible de la goma	σ_{AC}	900.000	Ton/m ²
Diametro exterior del Aislador	D_e	0.727	m
Módulo de Corte de la goma	G	47.647	Ton/m ²
Factor de forma	S	29.185	
Rigidez del aislador con núcleo de plomo	K_p	82.300	Ton/m
Rigidez post-fluencia del aislador con núcleo de plomo	K_{2p}	43.449	Ton/m
Rigidez elástica del aislador con núcleo de plomo	K_{1p}	434.492	Ton/m
Fuerza de fluencia del aislador	F_y	19.858	Ton
Rigidez vertical del aislador	K_v	192457.182	Ton/m

Módulo de rigidez vertical (compresión de acero-goma)	E_v	92821.40114	Ton/m2
Módulo de elasticidad del plomo	E_l	1400000.000	Ton/m2
Módulo de compresibilidad de la goma	K	200000.000	Ton/m2
Fluencia vertical del aislador	f_v	11.524	Hz
Area reducida	A_R	0.101	m2
Deformación de corte por deformación	γ_D	1.725	
Deformación de corte por compresión	γ_C	0.647	
Deformación a la rotación	γ_r	0.367	
Deformación máxima $\leq g_{max}$ propuesto	γ_{max}	2.739	✓
Deformación máxima propuesta	$\gamma_{max\ propuesto}$	5.000	
Peso crítico	$P_{critico}$	420.696	Ton
Factor de seguridad ($P_{critico}/P_{max}$) >1	$F.S$	1.169	✓
Fuerza de corte efectiva	P_s	28.769	Ton
Area de corte efectiva, incluye el núcleo de plomo	A_s	0.604	m2
Carga de Euler para una columna sin deformación al esfuerzo de corte	P_E	25891.556	Ton
Rigidez a la inclinación	$(E X I)_{eff}$	423.946	Ton/m
Inercia del aislador	I	0.014	m4
Carga crítica para un fenómeno de pandeo	$P_{crit-pandeo}$	862.183	Ton
Factor de seguridad de pandeo >1	$F.S$	2.395	✓
Coefficiente de amortiguamiento horizontal	C	35.366	Ton*seg/m
Relación (Ratio) de rigidez post-fluencia	K_2/K_1	0.1	

Tabla 6.4
Resultados del Diseño del Aislador
Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo (LRB-3)

Descripción	Símbolo	Unidades
Pseudoaceleración	S_a	0.135 g
Periodo Objetivo	T_{Obj}	4.500 seg
Gravedad	g	9.807 m/s ²
Amortiguamiento LRB	β_D	30.000 %
Coefficiente de Amortiguamiento	B_M	1.700
Desplazamiento Traslacional	D_M	0.399 m
Desplazamiento Total	D_{TM}	0.459 m
Peso en cada aislador	W	360.000 Ton
Rigidez Efectiva (Rigidez Horizontal) del aislador	K_{eff}	71.565 Ton/m
Energía disipada en cada ciclo histerético	W_D	21.527 Ton*m
Fuerza Característica	Q	15.520 Ton
Valor de tensión de fluencia del plomo	τ_y	1019.000 Ton/m ²
Diametro de Plomo	D_{pb}	0.139 m
Altura de la goma del Aislador	H_r	0.266 m
Deformación lateral por corte	γ_s	150.000 %
Altura del Aislador	H	0.453 m
Espesor de placas externas de acero	t_{ext}	0.025 m
Altura de aislador de goma y acero	H_l	0.402 m
Número de láminas de goma	n	45.000 u
Espesor de la goma	t_r	0.006 m
Espesor del acero	t_s	0.003 m
Area del Aislador (sólo goma)	A	0.400 m ²
Carga máxima de un aislador	P_{max}	360.000 Ton
Tensión admisible de la goma	σ_{AC}	900.000 Ton/m ²
Diametro exterior del Aislador	D_e	0.727 m
Módulo de Corte de la goma	G	47.647 Ton/m ²
Factor de forma	S	29.185
Rigidez del aislador con núcleo de plomo	K_p	82.300 Ton/m
Rigidez post-fluencia del aislador con núcleo de plomo	K_{2p}	43.449 Ton/m
Rigidez elástica del aislador con núcleo de plomo	K_{1p}	434.492 Ton/m

Fuerza de fluencia del aislador	F_y	19.858	Ton
Rigidez vertical del aislador	K_v	192457.182	Ton/m
Módulo de rigidez vertical (compresión de acero-goma)	E_v	92821.40114	Ton/m ²
Módulo de elasticidad del plomo	E_l	1400000.000	Ton/m ²
Módulo de compresibilidad de la goma	K	200000.000	Ton/m ²
Fluencia vertical del aislador	f_v	11.524	Hz
Area reducida	A_R	0.101	m ²
Deformación de corte por deformación	γ_D	1.725	
Deformación de corte por compresión	γ_C	0.647	
Deformación a la rotación	γ_r	0.367	
Deformación máxima $\leq g_{max}$ propuesto	γ_{max}	2.739	✓
Deformación máxima propuesta	$\gamma_{max\ propuesto}$	5.000	
Peso crítico	$P_{critico}$	420.696	Ton
Factor de seguridad ($P_{critico}/P_{max}$) >1	$F.S$	1.169	✓
Fuerza de corte efectiva	P_s	28.769	Ton
Area de corte efectiva, incluye el núcleo de plomo	A_s	0.604	m ²
Carga de Euler para una columna sin deformación al esfuerzo de corte	P_E	25891.556	Ton
Rigidez a la inclinación	$(E X I)_{eff}$	423.946	Ton/m
Inercia del aislador	I	0.014	m ⁴
Carga crítica para un fenómeno de pandeo	$P_{crit-pandeo}$	862.183	Ton
Factor de seguridad de pandeo >1	$F.S$	2.395	✓
Coefficiente de amortiguamiento horizontal	C	35.366	Ton*seg/m
Relación (Ratio) de rigidez post-fluencia	K_2/K_1	0.1	

6.6. Datos comerciales del aislador

Una vez que se ha finalizado con el diseño detallado del aislador, es necesario enfatizar en algunos datos que regularmente son los utilizados por los fabricantes de aisladores. Para esta investigación en particular se presenta como referencia la información de aisladores de la empresa italiana Freyssinet. En el alcance de esta investigación no se utilizarán parámetros comerciales y se efectuará el análisis con los datos teóricos que se presentaron en las tablas 6.2 a 6.4. Del catálogo Earthquake protection devices ISOSISM range se presentan posibles datos para los dispositivos LRB (figura 6.5) que desde una perspectiva profesional y no académica se deben de ajustar y coordinar para la obtención de resultados finales de análisis y diseño. En la práctica profesional es muy recomendable interactuar con el proveedor y diseñar en conjunto con el fabricante dispositivos específicos basados en la información detallada, resultado del diseño del proyecto en específico. En la figura 6.4 se muestra la ley de comportamiento y su modelo hysterético para este tipo de aisladores.

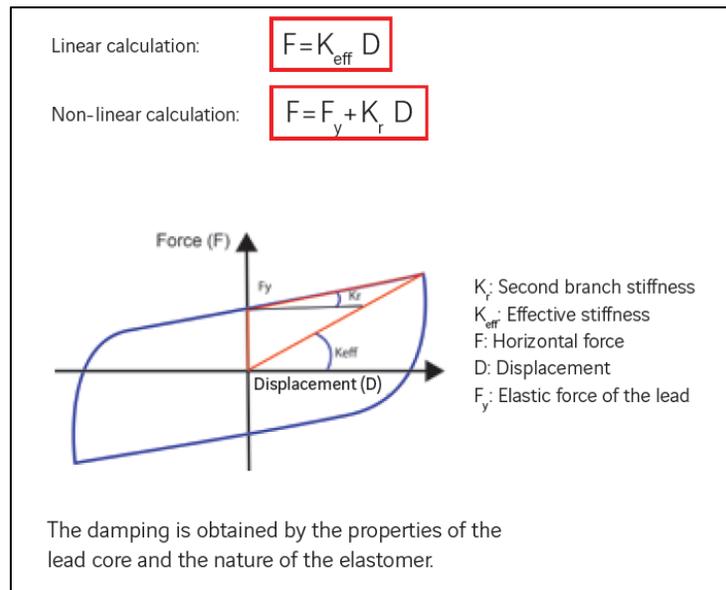
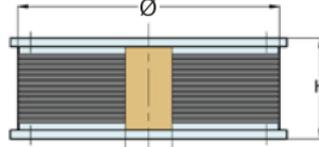


Figura 6.4 Diagrama histerético de un aislador elastomérico LRB
Fuente: (Freyssinet)

Range

Different types of rubber compound are available with nominal shear modulus G variable from 0.4 MPa till 1.15 MPa.

\emptyset : Isolator diameter
 V_{max} : Maximum vertical load under zero displacement
 V_{seism} : Maximum vertical load under maximum displacement
 K_{eff} : Effective stiffness of the isolator at dbd
 H : Total height of the isolator
 T_r : Total elastomer thickness
 Δ_{max} : Maximum horizontal displacement
 Q_d : Characteristic strength
 K_p : Post-elastic stiffness at dbd
 ξ_{eff} : Effective damping at dbd
 dbd: Seismic design displacement



\emptyset	T_r	LRB - S									LRB - N								
		H	Δ_{max}	dbd	V_{max}	V_{seism}	K_p (dbd)	Q_d (dbd)	K_{eff} (dbd)	ξ_{eff} (dbd)	H	Δ_{max}	dbd	V_{max}	V_{seism}	K_p (dbd)	Q_d (dbd)	K_{eff} (dbd)	ξ_{eff} (dbd)
mm	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN/mm	kN	kN/mm	%	mm	mm	mm	kN	kN	kN/mm	kN	kN/mm	%
300	45	114	110	65	1,200	1,000	0.45	29	0.90	29	114	95	55	1,500	1,800	0.80	48	1.68	29
300	70	154	170	97	800	300	0.29	29	0.60	29	154	150	83	1,400	700	0.51	48	1.09	29
350	55	130	135	82	2,000	1,400	0.49	39	0.97	29	130	115	68	2,100	2,600	0.89	69	1.90	30
350	75	162	185	107	1,500	600	0.37	39	0.74	29	172	160	90	2,000	1,400	0.65	69	1.42	30
400	60	138	150	83	2,600	2,000	0.61	52	1.24	29	138	130	70	2,700	3,300	1.08	86	2.30	29
400	90	186	225	125	2,000	700	0.40	51	0.82	29	196	195	105	2,500	1,700	0.71	85	1.52	30
450	72	150	180	103	2,900	2,400	0.62	65	1.25	29	160	155	87	2,900	4,300	1.12	112	2.41	30
450	108	204	260	148	2,400	800	0.42	64	0.86	29	214	230	128	2,700	1,800	0.74	111	1.61	30
500	84	168	210	123	3,700	2,900	0.65	79	1.29	29	178	180	103	3,600	5,400	1.18	132	2.45	29
500	126	231	290	160	3,000	1,000	0.47	80	0.98	29	251	270	147	3,300	2,000	0.79	131	1.68	30
550	90	187	225	125	4,400	3,900	0.76	97	1.53	29	187	195	105	4,200	6,200	1.34	166	2.92	30
550	144	268	320	180	4,000	1,200	0.51	97	1.05	29	278	310	173	4,000	2,200	0.83	164	1.77	30
600	98	205	245	138	6,000	4,600	0.82	115	1.66	29	205	210	115	5,900	7,600	1.47	191	3.13	29
600	147	282	350	200	4,900	1,500	0.56	115	1.13	29	302	315	177	5,600	3,300	0.97	189	2.04	29
650	105	216	260	148	7,200	5,700	0.90	135	1.81	29	231	225	125	7,000	8,900	1.61	231	3.46	30
650	161	304	380	212	6,000	1,800	0.61	136	1.26	29	329	350	192	6,500	3,800	1.04	230	2.24	30
700	119	238	295	172	8,400	6,400	0.91	156	1.81	29	253	255	145	8,200	10,300	1.64	259	3.43	29
700	168	315	410	232	7,900	2,300	0.66	156	1.33	29	350	365	202	7,700	5,100	1.16	258	2.44	29
750	133	260	330	187	9,500	6,900	0.95	179	1.91	29	285	285	157	9,200	11,300	1.69	306	3.64	30
750	168	325	420	238	9,200	3,400	0.74	178	1.49	29	350	365	202	8,900	7,400	1.33	304	2.83	30
800	136	270	340	193	11,100	8,400	1.04	203	2.09	29	270	295	163	10,800	13,200	1.87	337	3.93	29
800	176	330	440	252	10,800	4,000	0.80	201	1.60	29	350	380	212	10,500	8,800	1.44	335	3.02	30

Range given for guidance. Other models can be considered upon request.

Figura 6.5 Catálogo de aisladores tipo LRB (LRB-S y LRB-N)
 Fuente: (Freysinet)

6.7. Datos para elementos link de Etabs

Para el análisis estructural de la edificación, se deben modelar los aisladores en el programa de cálculo (los dispositivos académicos). Específicamente en Etabs se crea el elemento tipo link para incorporar las características del aislador a utilizar tanto para análisis lineal como para análisis no lineal. A continuación, se presentan las tablas con los datos mínimos requeridos para la elaboración de los elementos tipo link.

Tabla 6.5
Elemento LINK de ETABS
Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo (LRB-1)

Descripción	Símbolo		Unidades
Amoriguamiento efectivo	ζ_{eff}	30.000	%
Altura total del Aislador	H	0.453	m
Area del Aislador (sólo goma)	A	0.606	m ²
Rigidez elástica del aislador con núcleo de plomo	K_{lp}	657.773	Ton/m
Fuerza de fluencia del aislador	F_y	30.063	Ton
Rigidez vertical del aislador	K_v	322727.985	Ton/m
Rigidez Efectiva (Rigidez Horizontal) del aislador	K_{eff}	108.342	Ton/m
Coeficiente de amoriguamiento horizontal	C	53.540	Ton*seg/m
Relación (Ratio) de rigidez post-fluencia	K_2/K_1	0.1	

Tabla 6.6
Elemento LINK de ETABS
Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo (LRB-2)

Descripción	Símbolo		Unidades
Amoriguamiento efectivo	ζ_{eff}	30.000	%
Altura total del Aislador	H	0.453	m
Area del Aislador (sólo goma)	A	0.400	m ²
Rigidez elástica del aislador con núcleo de plomo	K_{lp}	434.492	Ton/m
Fuerza de fluencia del aislador	F_y	19.858	Ton
Rigidez vertical del aislador	K_v	192457.182	Ton/m
Rigidez Efectiva (Rigidez Horizontal) del aislador	K_{eff}	71.565	Ton/m
Coeficiente de amoriguamiento horizontal	C	35.366	Ton*seg/m
Relación (Ratio) de rigidez post-fluencia	K_2/K_1	0.100	

Tabla 6.7
Elemento LINK de ETABS
Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo (LRB-3)

Descripción	Símbolo		Unidades
Amoriguamiento efectivo	ζ_{eff}	30.000	%
Altura total del Aislador	H	0.453	m
Area del Aislador (sólo goma)	A	0.400	m ²
Rigidez elástica del aislador con núcleo de plomo	K_{lp}	434.492	Ton/m
Fuerza de fluencia del aislador	F_y	19.858	Ton
Rigidez vertical del aislador	K_v	192457.182	Ton/m
Rigidez Efectiva (Rigidez Horizontal) del aislador	K_{eff}	71.565	Ton/m
Coeficiente de amoriguamiento horizontal	C	35.366	Ton*seg/m
Relación (Ratio) de rigidez post-fluencia	K_2/K_1	0.100	

Capítulo 7 – Análisis y diseño estructural mediante el uso de aisladores sísmicos

En el campo de la ingeniería estructural moderna, la implementación de aislamiento sísmico en el diseño de edificaciones de mediana altura representa una estrategia vanguardista, orientada a mejorar la resiliencia y la funcionalidad de las estructuras ante eventos sísmicos. Este enfoque innovador se distingue por su capacidad de desacoplar eficazmente la estructura del movimiento sísmico del suelo, limitando así la transmisión de fuerzas sísmicas a la superestructura y protegiendo la integridad del edificio. La aplicación de aisladores sísmicos en la base de la edificación es una técnica que no solo absorbe y disipa la energía sísmica, sino que también permite movimientos controlados y predecibles de la estructura durante un sismo.

El espíritu de este enfoque radica en el uso del análisis dinámico no lineal para el diseño por desempeño. Esta metodología avanzada permite una simulación detallada y realista de la respuesta de la estructura bajo condiciones sísmicas, considerando las propiedades no lineales tanto de los aisladores sísmicos como de los materiales de construcción. Al emplear este análisis, se puede prever con precisión cómo responderá la estructura en diversos escenarios de terremotos, asegurando que se cumplan los objetivos de desempeño establecidos, que para el caso de esta investigación es la ocupación inmediata post-sismo. Esta estrategia implica un cambio significativo en la práctica del diseño estructural, priorizando no solo la seguridad, sino también la continuidad operativa y la rápida recuperación después de un terremoto.

Una innovación clave de este enfoque es la posibilidad de utilizar marcos de acero ordinarios (OMF) y marcos con arriostramiento concéntrico ordinario (OCBF) en edificaciones con aislamiento sísmico. A diferencia de los sistemas de marcos resistentes a momento especial (SMF) y de marcos con arriostramiento concéntrico (SCBF) requeridos en diseños convencionales, los OMF y OCBF, al estar integrados en un sistema de aislamiento sísmico, enfrentan demandas sísmicas reducidas. Esto se debe a que la mayor parte de la energía sísmica

es absorbida y disipada por los aisladores en la base, lo que disminuye las fuerzas y deformaciones que actúan sobre la superestructura. Como resultado, los OMF y OCBF, que son sistemas de menor detallamiento sísmico y por ende más económicos que los SMF o SCBF, se convierten en una opción viable y eficiente, ofreciendo una solución segura y coste-efectiva para la construcción de edificaciones de uso esencial en acero en zonas sísmicas.

Este enfoque integral, que combina el diseño innovador con aislamiento sísmico y un análisis dinámico no lineal, representa un paso adelante en el diseño de estructuras resilientes y funcionales. Al permitir el uso de OMF y OCBF en edificaciones aisladas, se abre un nuevo horizonte en la ingeniería sísmica, uno que no solo enfatiza la seguridad estructural, sino que también promueve la rápida recuperación y minimiza las interrupciones post-sismo, un factor crucial para la sostenibilidad y la resiliencia urbana en el mundo contemporáneo.

7.1. Marco sismotectónico de Costa Rica y San José

Costa Rica se localiza en una región geotectónica compleja, posicionada en la confluencia de las placas tectónicas del Caribe, Coco, Nazca y la microplaca de Panamá. Estas placas presentan movimientos relativos que oscilan entre 2 y 9 cm por año, conllevando a manifestaciones geológicas como el vulcanismo activo y una pronunciada sismicidad tanto superficial como intermedia. Históricamente, en el transcurso de los últimos cinco siglos, se ha documentado una serie de sismos destructivos en el territorio costarricense, con magnitudes que fluctúan entre 5.5 y 7.8 Mw. Estos eventos sísmicos están estrechamente vinculados con fuentes de fallamiento cortical y procesos de subducción.

Desde una perspectiva sismotectónica, Costa Rica puede segmentarse en dos provincias distintas. La provincia noroeste, que se emplaza primordialmente dentro de la placa del Caribe, y la provincia sureste, situada en la microplaca de Panamá. Estas dos provincias están separadas

por una frontera tectónica denominada Cinturón Deformado del Norte de Panamá, que se extiende a lo largo de la región caribeña costarricense y prosigue hacia las regiones central y norte del país, como se muestra en la figura 7.1. Es relevante señalar que ambos cinturones de fallas tienen el potencial de generar sismos superficiales de carácter destructivo, particularmente cuando sus magnitudes superan $M > 5.0$.

La configuración sismotectónica de Costa Rica comprende diversas estructuras, las cuales han sido caracterizadas y diferenciadas en función de criterios como su estilo tectónico, extensión geográfica, geomorfología, así como registros de sismicidad histórica e instrumental. Estas estructuras son esenciales para llevar a cabo evaluaciones detalladas sobre la amenaza sísmica en el ámbito nacional. Las principales estructuras sismotectónicas que se encuentran en Costa Rica son: zona de subducción, el arco volcánico, el escarpe de Hess, zona de fractura de Panamá, cinturón deformado del norte de Panamá.

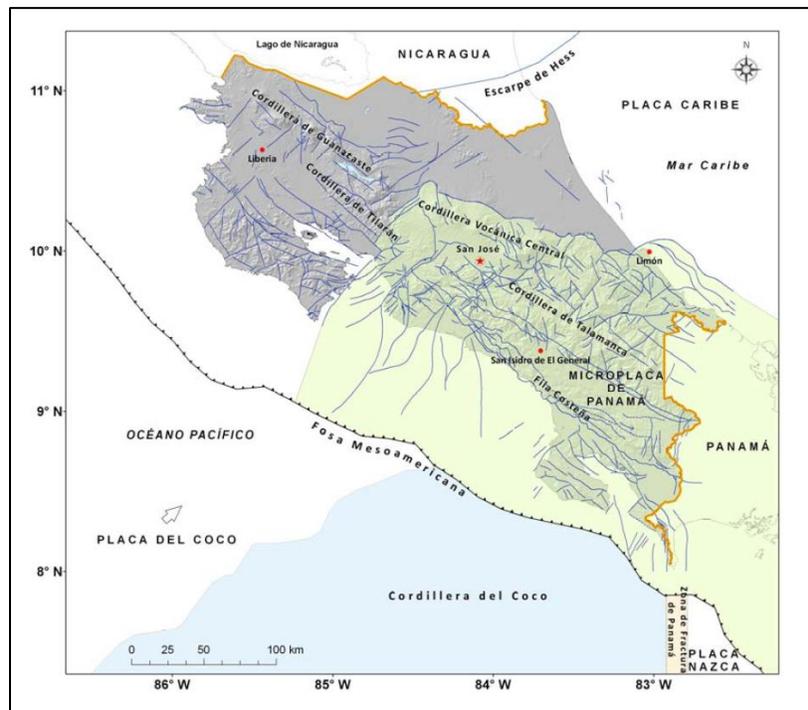


Figura 7.1 Mapa de fallas geológicas de Costa Rica
Fuente: (Climent, Á., Rojas, W., Alvarado, G. E., & Benito, B., 2008)

7.2. Selección y escalamiento de registros de movimiento sísmico

El análisis tiempo historia, ya sea de naturaleza lineal o no lineal, involucra la aplicación secuencial de aceleraciones sísmicas temporales a un modelo matemático específico de una estructura. La adecuada elección y calibración de las historias temporales de aceleración del movimiento sísmico horizontal son cruciales para obtener resultados con relevancia. En el ámbito del análisis estructural tridimensional, se recurre a registros bidimensionales. Posteriormente, se examina el método de selección y calibración de registros de movimiento sísmico conforme a las directrices estipuladas en 2015 NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples (FEMA P-1051) que para el contexto de esta investigación le llamaremos “Provisiones NEHRP” y las directrices estipuladas en el ASCE 7, elucidando la elección y calibración de movimientos sísmicos bidimensionales.

Las Provisiones NEHRP permiten el uso del análisis de tiempo historia en tres lugares distintos. El primer lugar se refiere al procedimiento de análisis de historia de respuesta lineal del Capítulo 12 del ASCE. El segundo alude al procedimiento de análisis de historia de respuesta no lineal en el Capítulo 16 del ASCE. Finalmente, el tercer lugar se refiere al diseño de estructuras con sistemas de aislamiento sísmico o adicional disipación de energía en los Capítulos 17 y 18 del ASCE.

Al emplear el análisis de historia de respuesta no lineal conforme al ASCE, es imperativo elegir y adaptar un conjunto de movimientos sísmicos para su introducción como historias de aceleración terrestre. Cada sección posee criterios distintos para la elección y calibración de los registros de historia de aceleración sísmica. Asimismo, cada método de análisis estipula una cantidad específica de registros requeridos y directrices para su calibración al espectro deseado.

Es esencial ofrecer dos componentes ortogonales para cada evento sísmico y, previo al análisis, adaptar cada componente para que refleje el riesgo sísmico real en el sitio.

Existen principalmente dos métodos para modificar el movimiento sísmico: el escalado de amplitud y la coincidencia espectral. En el primer caso, el propósito es alinear el espectro de pseudoaceleración derivado del registro ajustado a un espectro de diseño predeterminado. En contraste, la coincidencia espectral modifica de manera no uniforme el registro original para que el espectro de respuesta de pseudoaceleración se asemeje al perfil deseado. Para esta investigación se elige hacer la coincidencia espectral.

Con sistema de aislamiento sísmico se aplican los requisitos del capítulo 17 del ASCE para movimientos sísmicos del suelo. Estos acelerogramas se seleccionan, escalan y aplican de manera similar al capítulo 16 del ASCE, con la excepción de que se requiere un mínimo de siete pares en lugar de once pares de acelerogramas. El uso de siete pares de movimientos es consistente con la práctica actual y fue considerado un número adecuado por el comité del ASCE para estimar la respuesta media para un nivel de peligro dado. El ASCE requiere que estos siete pares de componentes de aceleración de movimiento del suelo horizontal deben seleccionarse de registros reales de terremotos y escalarse para coincidir con el espectro de sismo máximo esperado (espectro objetivo).

El capítulo 17 del ASCE reconoce dos tipos de métodos de escalado: escalado de amplitud y coincidencia espectral. La tabla 7.1 enumera los requisitos del ASCE según el método de escalado y la proximidad a una falla activa, de igual manera, se enumeran los respectivos rangos de periodos de interés para el escalado.

Tabla 7.1 Procedimientos de Escalado de Registros de Movimiento del Suelo		
Método de Escalado	Proximidad del Sitio a una Falla Activa	Estructuras Aisladas Sísmicamente
Escalado de Amplitud	Dentro de 5 kms	Cada par de componentes debe ser rotado hacia las direcciones FN y FP de la falla causante y escalado de manera que el espectro promedio (de los siete registros) de los componentes FN y FP no sea menor al 100% y 50%, respectivamente, de la ordenada del espectro MCE correspondiente entre el rango de periodo mostrado en la Tabla 7.2
	Otros sitios	Para cada par de componentes horizontales, se debe construir un espectro SRSS y el espectro SRSS promedio (de los siete pares de registros) no debe caer por debajo de la ordenada MCE correspondiente entre el rango de periodo mostrado en la Tabla 7.2 Un factor de escala idéntico se aplica a ambos componentes de un par.
Coincidencia Espectral	Dentro de 5 kms	El método no debe ser utilizado, a menos que: 1) se utilice un espectro de respuesta específico del sitio, y 2) las características del pulso estén incluidas en los espectros y se conserven en los movimientos individuales del suelo.
	Otros sitios	Para cada par de componentes horizontales, se debe construir un espectro SRSS y el espectro SRSS promedio (de los siete pares de registros) no debe caer por debajo de la ordenada MCE correspondiente entre el rango de periodo mostrado en la Tabla 7.2 El par de movimientos del suelo debe ser escalado de manera que el espectro de respuesta de un componente del par sea al menos del 90% de la ordenada del espectro MCE correspondiente entre el rango de periodo según la Tabla 7.2

Definiciones: Falla Normal (FN), Falla Paralela (FP), Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), MCE (Sismo máximo esperado)

Tabla 7.2 Rango de Periodo de Registros de Movimiento del Suelo para Escalado		
Método de Escalado	Proximidad del Sitio a una Falla Activa	Estructuras Aisladas Sísmicamente
Escalado de Amplitud	Dentro de 5 kms	$0.2T_M$ a $1.25 T_M$
	Otros sitios	$0.75T_M$ a $1.25 T_M$
Coincidencia Espectral	Dentro de 5 kms	$0.2T_M$ a $1.25 T_M$
	Otros sitios	

T_M = Periodo efectivo de la estructura aislada en el máximo desplazamiento D_M

Verificar el cumplimiento con el ASCE implica usar los registros de movimiento de suelo escalados, que típicamente consisten en valores de aceleración (en unidades de g, cm/s², etc.) en incrementos constantes de tiempo (por ejemplo, 0.01 segundos) para construir un espectro de respuesta con 5% de amortiguamiento para cada una de las dos componentes horizontales. Para ambos, escalado de magnitud y coincidencia espectral, se calcula la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de las componentes y se compara con el espectro objetivo. El espectro SRSS promedio (de los siete pares de registro) no debe estar por debajo de la ordenada correspondiente del espectro objetivo, entre el rango de periodo de interés mostrado en la tabla 7.2.

7.3. Espectro de diseño (Espectro Objetivo)

El espectro objetivo se deriva a partir de datos históricos de terremotos, modelos de predicción de peligro sísmico y/o análisis de registros sísmicos. Suele ser comparado con espectros de respuesta derivados de registros reales de terremotos para validar o calibrar análisis sísmicos, como en el análisis de tiempo historia. Para el sitio de esta investigación se propone el siguiente espectro objetivo (figura 7.2).

PARAMETROS CSCR-10/14

Zona	III
Suelo	S3
a_{ef}	0.36
I	1.25
μ	1.0
Regular	
Ductilidad Local Optima	
Tipo Muro	
SR	1.0
FED	2.5

COEFICIENTE SISMICO

$$C = \frac{a_{ef} * I * FED}{SR}$$

$$C = 1.125$$

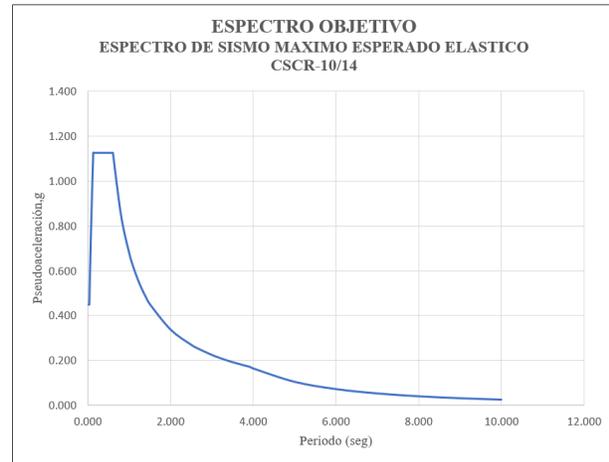


Figura 7.2 Espectro objetivo para sitio de estudio
Fuente: (Propia)

7.3.1. Desagregación sísmica

La desagregación sísmica es una técnica utilizada en la evaluación de la amenaza sísmica para determinar las características de los terremotos que contribuyen más significativamente a la amenaza sísmica en un sitio específico. Esta técnica descompone o desagrega la amenaza sísmica total en diferentes contribuciones según magnitud, distancia, y, a veces, mecanismo focal del terremoto.

El objetivo principal de la desagregación sísmica es identificar las características de los eventos sísmicos (por ejemplo, la magnitud y la distancia del epicentro) que dominan la amenaza sísmica para un sitio específico. Esta información es esencial para comprender y modelar adecuadamente el riesgo sísmico y para diseñar estructuras que puedan resistir los efectos de tales terremotos.

Para esta investigación se toma como referencia el Proyecto Resis II: Evaluación de la amenaza sísmica en Costa Rica de mayo del 2008, donde se muestran resultados específicos para la ciudad de San José, sitio donde se ubica el proyecto de estudio. Parte de estos resultados del informe del Proyecto Resis es la desagregación sísmica. En la figura 7.3 se presentan los

resultados de la desagregación para los movimientos objeto dados por los valores de PGA (aceleración pico efectiva del suelo) y SA (Pseudo aceleración de la estructura – 1seg) obtenidos en el cálculo de la amenaza para periodos de retorno de 500 y 2500 años. Se tienen así las contribuciones parciales de distintos intervalos de magnitud y distancia a esos movimientos objeto, resultando un total de cuatro gráficos que componen la figura de desagregación en la ciudad de San José. Con ello se trata de tener una idea de los sismos de control que más contribuyen a los movimientos de corto y largo periodo del movimiento, con la menor y mayor probabilidad de excedencia para las que se realizó el estudio. Los sismos de control que resultan de la interpretación de los resultados previos se indican en tabla 7.3.

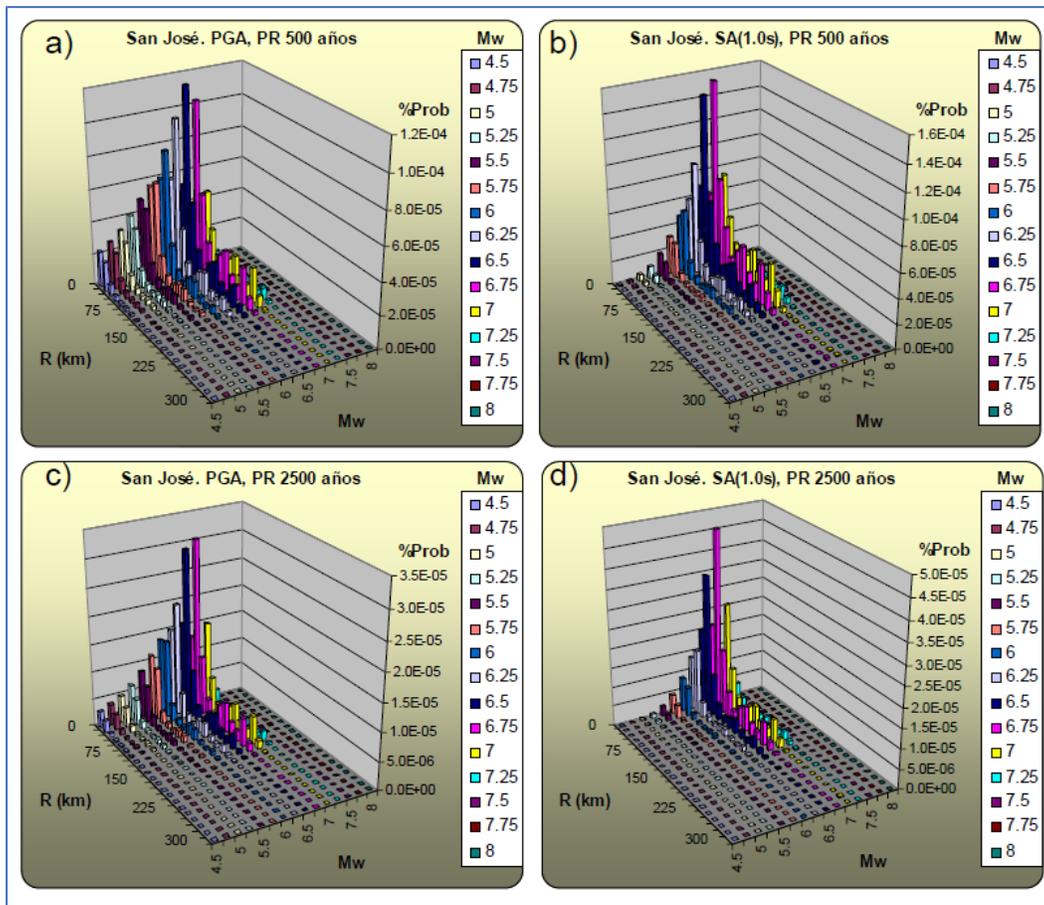


Figura 7.3 Resultados de desagregación en ciudad de San José
Fuente: (Climent, Á., Rojas, W., Alvarado, G. E., & Benito, B., 2008)

Aceleración	Periodo de Retorno (PR) (años)	Sismo de Control	
		M _w	R (Km)
PGA	500	6.5	15
SA(0.2 s)	500	6.5	15
SA(1.0 s)	500	6.75	15
PGA	1000	6.5	15
SA(0.2 s)	1000	6.5	15
SA(1.0 s)	1000	6.75	15
PGA	2500	6.75	15
SA(0.2 s)	2500	[6.5, 6.75]	15
SA(1.0 s)	2500	6.75	15

El estudio de la desagregación sísmica tiene como objetivo identificar los sismos predominantes asociados a los pares magnitud-distancia dominantes (M,R) en relación con diferentes periodos de retorno. Es notable que, en muchas situaciones, las gráficas que representan la contribución a la amenaza exhiben distribuciones bimodales. Esto sugiere la presencia de dos sismos de control potenciales en diferentes rangos de distancia, aunque, en la mayoría de los casos, uno de estos sismos muestra una densidad de probabilidad más elevada.

Además, se observan variaciones significativas en función del periodo de retorno y del periodo estructural. Esto indica que el sismo de control puede fluctuar dependiendo de ambos factores. La influencia relativa de una fuente sísmica sobre otra está vinculada a la probabilidad de excedencia considerada (o periodo de retorno) y al periodo de movimiento que se está analizando. Para periodos cortos, es probable que los sismos cercanos ejerzan una mayor influencia, mientras que, para periodos de movimiento más extensos, los sismos distantes

adquieren mayor relevancia debido a que sus espectros contienen más información en dichos periodos.

Al analizar los resultados específicos para la ciudad de San José, se determinó que la distribución de contribuciones de los pares (M,R) a la amenaza en San José difiere de otros casos estudiados, mostrando una modalidad única que se relaciona con un solo sismo de control. Para un periodo de retorno de 500 años, este sismo tiene una magnitud aproximada de 6.5 y una distancia R de 15 km. Con un periodo de retorno de 2500 años, la magnitud del sismo aumenta ligeramente, alcanzando valores cercanos a 6.75.

7.3.2. Selección de acelerogramas

Se procederá a seleccionar 7 pares de acelerogramas como lo recomienda el capítulo 17 del ASCE. La selección de registros de movimientos sísmicos se efectúa en dos fases. Durante la Fase 1, se realiza una preselección de registros en la base de datos atendiendo a criterios como magnitud, distancia respecto a la falla, mecanismos de fuente, condiciones del suelo en el sitio y rango de frecuencias viables. Como referencia se utiliza la base de datos del Laboratorio de Ingeniería Sísmica (LIS) de la Universidad de Costa Rica y la base de datos del PEER Ground Motion Database. Esta fase permite flexibilidad en los rangos seleccionados, ya que la Fase 2 se centra en elegir registros que concuerden adecuadamente con un espectro de referencia (Espectro Objetivo), que considera varios de los criterios previos. Los detalles de los criterios para ambas fases y un resumen de valores y rangos de selección se presentan en la Tabla 7.4.

Criterios de la Fase 1:

- Régimen Tectónico: Se priorizan registros del mismo régimen tectónico que el presente en el lugar de estudio. Las opciones habituales incluyen regiones tectónicas activas, regiones continentales estables y zonas de subducción.

- Magnitud y Distancia: Se basan en la desagregación del peligro para un período específico. La selección apunta a registros con magnitudes y distancias semejantes para garantizar compatibilidad espectral y duracional. La duración está más vinculada a la magnitud que a la distancia.
- Condiciones del Suelo del Sitio: Aunque estas condiciones tienen un impacto considerable en los movimientos sísmicos, se reflejan en la forma espectral de la Fase 2. Por ello, se establecen límites razonables sin ser demasiado restrictivos.
- Frecuencia del Registro Sísmico: Solo se contemplan registros procesados para RHA, teniendo en cuenta principalmente la frecuencia mínima viable tras el proceso de filtrado.

Criterios de la Fase 2:

- Forma Espectral: La conformación del espectro de respuesta es esencial al elegir registros.
- Factor de Escala: Se acostumbra a establecer un límite para este factor, usualmente entre 0.25 y 4.0 (no se aplicará en esta investigación).
- Máximos Movimientos de un Solo Evento: A pesar de su relevancia menor en comparación con la forma espectral y el factor de escala, es habitual restringir la cantidad de movimientos de un único evento sísmico a tres o cuatro registros, siempre que sea viable.

Tabla 7.4 Criterio de selección de acelerogramas		
Parámetro de Selección		Conjunto de movimientos para $T_M = 4.50$ s
Régimen Tectónico	Objetivo de desagregación	Fuentes corticales y subducción
	Rango de Selección	Fuentes corticales y subducción
Magnitud (M_w)	Objetivo de desagregación	6.7
	Rango de Selección	≥ 6.2
Distancia entre el sitio y la fuente (Km)	Objetivo de desagregación	15
	Rango de Selección	0-25
V_{s30} (m/s)	Objetivo de desagregación (S3)	180-350
	Rango de Selección	180-350
Rango de período para coincidir con el espectro de diseño (seg.)		0.900 – 5.625
Máximos movimientos de un único evento		3

Durante la segunda etapa del proceso de selección de registros sísmicos, se procede a ajustar cada movimiento potencial para que armonice, en promedio, con el espectro de referencia dentro del rango temporal de interés. Posteriormente, se determinan las sumas de las discrepancias cuadráticas entre el espectro del movimiento telúrico y el espectro de referencia. El propósito subyacente es identificar aquellos movimientos con una conformación espectral congruente. Aquellos siete registros que satisfacen íntegramente los criterios de selección y que presentan la menor suma de errores cuadráticos son adoptados como el conjunto representativo de movimientos telúricos.

A continuación, la tabla que detalla las características de los movimientos sísmicos.

Tabla 7.5 Conjunto de acelerogramas para edificio aislado en suelo S3						
Registro	Año	Nombre	M _w	Tipo de Fuente	Estación	Distancia (Km)
1	2010	Darfield, Nueva Zelanda	7.0	Transcurrente	Linc	7.11
2	2009	Cinchona, Costa Rica	6.2	Local	Alex F.	22.77
3	2008	Iwate, Japón	6.9	Falla Inversa	Kitakami Yanagiharach	16.44
4	2007	Chuetsu-oki, Japón	6.8	Falla Inversa	Kashiwazaki	10.97
5	1999	Chi-Chi, Taiwan	7.6	Falla Inversa	TCU051	7.64
6	1999	Kocaeli, Turquía	7.5	Transcurrente	Yarimca	4.83
7	1995	Kobe, Japón	6.9	Transcurrente	Kakogawa	22.50

7.3.3. Procedimiento de escalamiento

Para el procedimiento de escalamiento se utilizan como herramientas de apoyo los programas SeismoSignal y SeismoMatch. A continuación, se describe el proceso:

- Corrección de línea base: Para los registros seleccionados se verifica la corrección de línea base. La corrección de línea base se realiza para aislar y analizar la parte del registro que es relevante para el estudio de la respuesta sísmica de una estructura o sitio específico.
- Índice de Intensidad de Arias: Es un procedimiento utilizado en la sismología para ajustar la medida de la intensidad de un terremoto, en particular, la medida de la energía acumulativa liberada durante un terremoto. El propósito de esta corrección es tener en cuenta las variaciones en la distancia epicentral y la atenuación del suelo, de manera que la medida refleje con mayor precisión la intensidad real del terremoto en un lugar específico.

- Definición del espectro objetivo: Antes de iniciar el proceso de ajuste, es necesario definir un espectro objetivo. Este espectro puede provenir de un reglamento de diseño sísmico, de un análisis probabilístico de amenaza sísmica o de cualquier otra fuente confiable. Para este estudio se toma el espectro de la normativa CSCR-10/14 que se mostró en el apartado 7.2.1.
- Selección de acelerogramas a ajustar: Se escogen 14 acelerogramas reales con características similares al escenario de interés (en términos de magnitud, distancia epicentral, tipo de fallas, etc.). La descripción de los acelerogramas se presentó en tabla 7.5
- Cálculo del espectro de respuesta original: Utilizando los acelerogramas seleccionados, se calculan sus espectros de respuesta elástica para diferentes periodos de vibración.
- Ajuste en el dominio de la frecuencia: El ajuste se realiza en el dominio de la frecuencia, utilizando la transformada de Fourier del acelerograma. La idea es modificar la amplitud y/o fase del acelerograma original en el dominio de la frecuencia para que su espectro de respuesta se aproxime al espectro objetivo.
 - Se calcula la transformada de Fourier del acelerograma original.
 - Se determina un factor de corrección en el dominio de la frecuencia que permita que el espectro de respuesta del acelerograma ajustado se acerque al espectro objetivo.
 - Se multiplica la transformada de Fourier del acelerograma original por el factor de corrección.

- Se realiza la transformada inversa de Fourier para obtener el acelerograma ajustado en el dominio del tiempo.
- Verificación: Una vez ajustado el acelerograma, se vuelve a calcular su espectro de respuesta para verificar que este se acerca al espectro objetivo en el rango de periodos de interés (0.900 – 5.625).
- Iteración: Es común que se requieran varias iteraciones del proceso de ajuste para lograr un acercamiento adecuado al espectro objetivo. Se configuró el programa (Seismomatch) para un proceso de 1000 iteraciones para una tolerancia del 10%.
- Revisión de características temporales: Es esencial asegurarse de que el acelerograma ajustado conserve características físicamente razonables en el dominio del tiempo, como la duración, amplitud máxima, entre otros.
- Validación final: Se compara el espectro de respuesta del acelerograma ajustado con el espectro objetivo para asegurar que cumple con los criterios de aceptación.

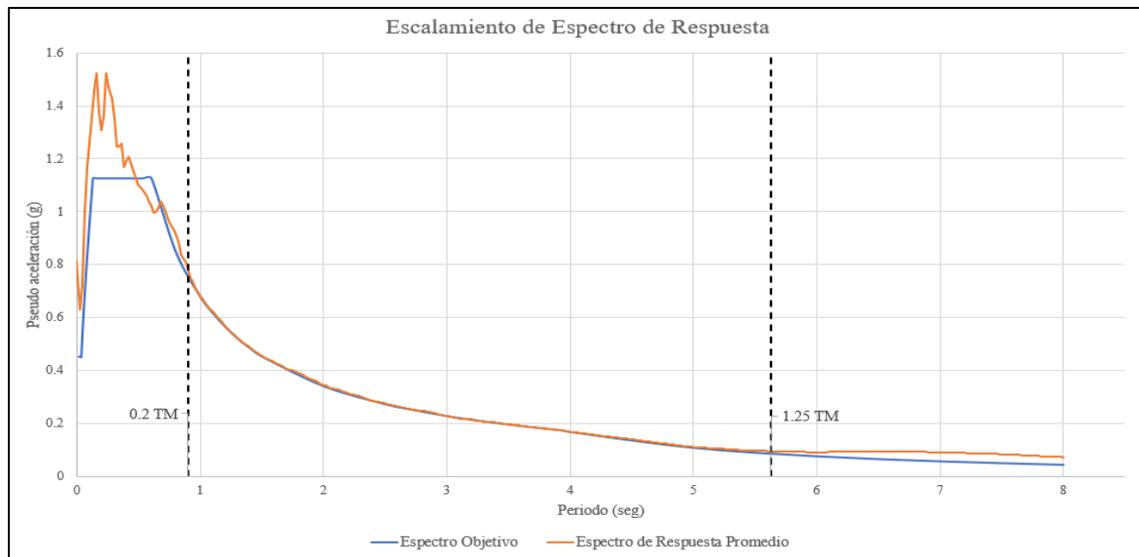


Figura 7.4 Espectro de Respuesta Promedio de los 7 pares de acelerogramas
Fuente: (Propia)

7.4. Análisis dinámico no lineal – ADNL (Tiempo Historia)

El análisis dinámico no lineal de respuesta en el tiempo, esencial en la ingeniería civil y sísmica, ofrece una evaluación detallada y realista de cómo las estructuras responden a terremotos. A diferencia de los métodos de análisis lineales, este enfoque considera tanto el carácter dinámico del sismo como el comportamiento no lineal de la estructura bajo cargas extremas. Aunque más complejo y tiempo intensivo, este análisis es crucial para diseñar y evaluar estructuras en zonas sísmicas, pese a ciertas incertidumbres en la modelización de la estructura y la predicción del movimiento del suelo.

7.4.1. Sistema estructural

El sistema estructural para el edificio con base aislada se planifica con marcos arriostrados concéntricos ordinarios (OCBF). Los OCBF proporcionan la rigidez y resistencia lateral necesarias para su comportamiento de “bloque rígido” de la superestructura según el periodo objetivo (T_M). A diferencia de los SMF y SCBF empleados en el sistema de base fija, el OCBF en un sistema aislado enfrenta menores demandas sísmicas gracias a la eficacia de los

aisladores en la base, lo que permite el uso de elementos estructurales de acero menos rígidos y más económicos.

El sistema de entrepisos, esencial para la integridad estructural global, se compone de losas de acero (metaldeck) con concreto reforzado, unidos por conectores de cortante. Estos diafragmas rígidos juegan un papel crucial en la transferencia y distribución de las cargas laterales y gravitacionales, asegurando una colaboración efectiva entre el concreto y el acero. La sinergia entre los entrepisos y los sistemas de marcos optimiza la respuesta sísmica de la edificación, mejorando la resistencia, deformabilidad y control de vibraciones.

La implementación de aisladores sísmicos transforma fundamentalmente la manera en que la estructura responde a los sismos. Estos dispositivos permiten que la edificación experimente un movimiento sísmico reducido, lo que resulta en menores esfuerzos y deformaciones en los componentes estructurales. Además, la capacidad de los aisladores para disipar energía contribuye a una reducción significativa de los daños durante y después de un terremoto, facilitando la ocupación inmediata de la edificación, que para objetivo de esta investigación es crucial debido a su clasificación: esencial.

En conjunto, el sistema estructural de una edificación de mediana altura con base aislada, compuesto por marcos sismorresistentes tipo OCBF y un sistema de entrepisos optimizado, proporciona un equilibrio efectivo entre flexibilidad y resistencia. Este sistema no solo mejora la seguridad y la durabilidad de la edificación frente a sismos, sino que también ofrece ventajas económicas y operativas, destacando su capacidad para minimizar interrupciones y acelerar la recuperación post-evento. En la tabla 7.6 se muestran las características de los distintos elementos utilizados en la propuesta de edificación con aislamiento sísmico en la base y en las figuras 7.5 a 7.14 se muestra el modelo tridimensional de la estructura.

Tabla 7.6 Propiedades de los elementos a utilizar		
Sección	Material	Forma
COL 65x65	CONCRETO $F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	Columna Cuadrada
COL 90x90	CONCRETO $F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	Columna Cuadrada
VIG 25x50	CONCRETO $F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	Viga Rectangular
VIG 35x70	CONCRETO $F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	Viga Rectangular
VIG 45x70	CONCRETO $F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	Viga Rectangular
HSS 8x8x1/2	ASTM A500 Gr B46	Steel Tube
W8X40	ASTM A500 Gr B46	Steel I/Wide Flange
W8X48	ASTM A500 Gr B46	Steel I/Wide Flange
W14X82	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W14X109	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W14X132	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W14X159	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W14X176	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W14X193	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W14X257	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W14X311	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W14X730	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W16X26	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W21X44	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W21X62	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W24X68	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange
W33X118	ASTM A992 Gr 50	Steel I/Wide Flange

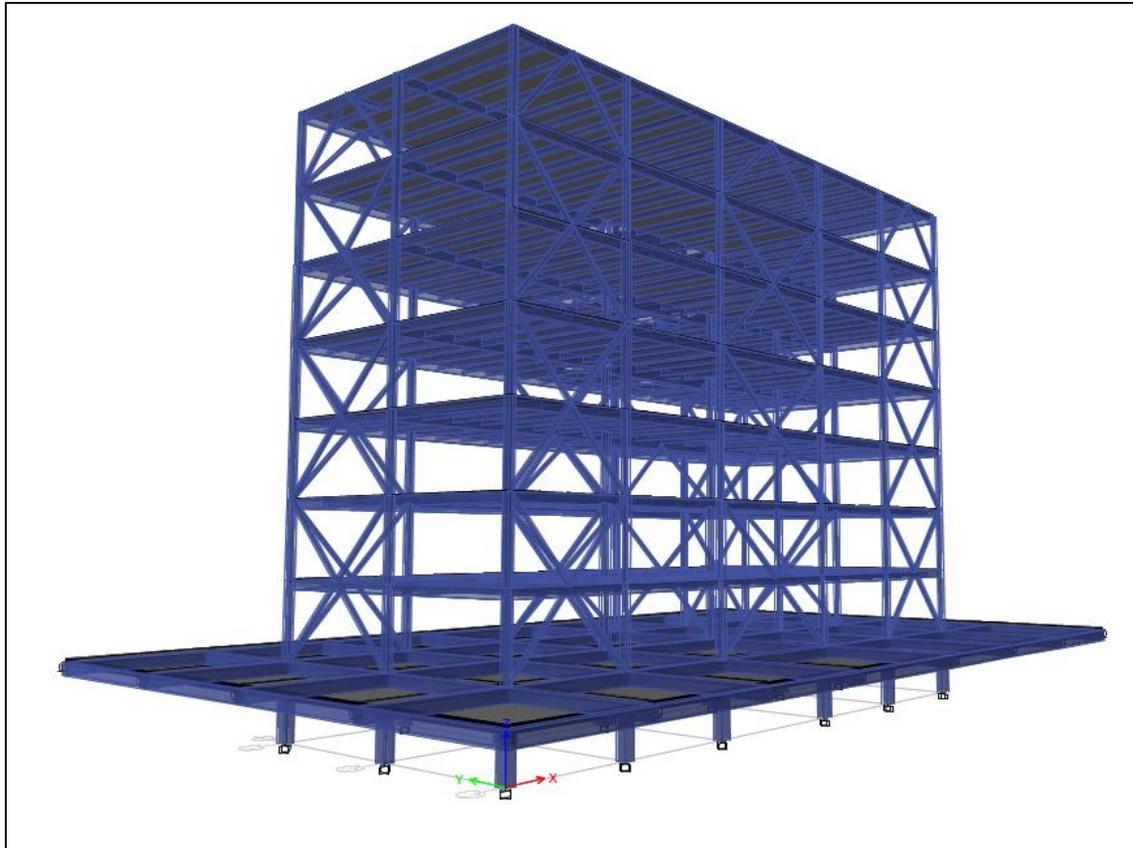


Figura 7.5 Modelo Estructural – Propuesta con Aislamiento Sísmico
Fuente: (Propia ETABS)



Figura 7.6 Planta vigas y capitel aislamiento sísmico – Propuesta con Aislamiento Sísmico
Fuente: (Propia ETABS)

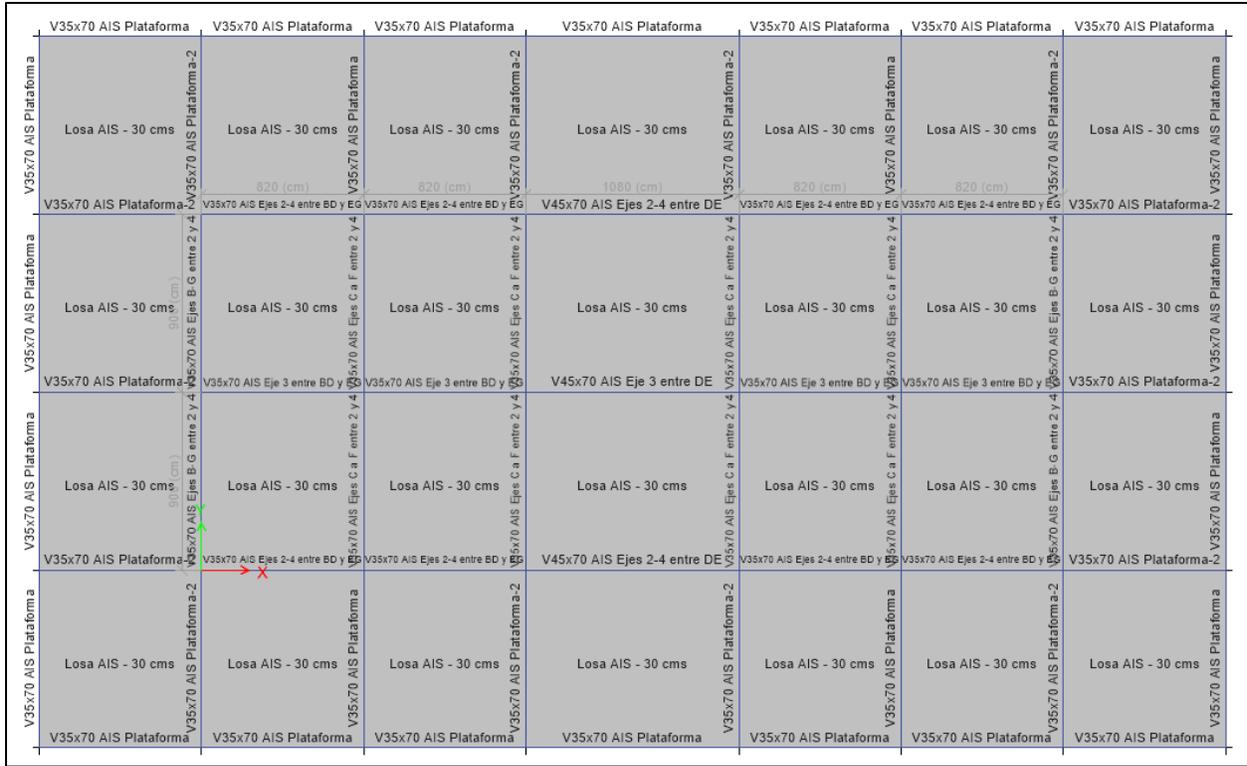


Figura 7.7 Planta de losa de aislamiento sísmico – Propuesta con Aislamiento Sísmico
Fuente: (Propia ETABS)

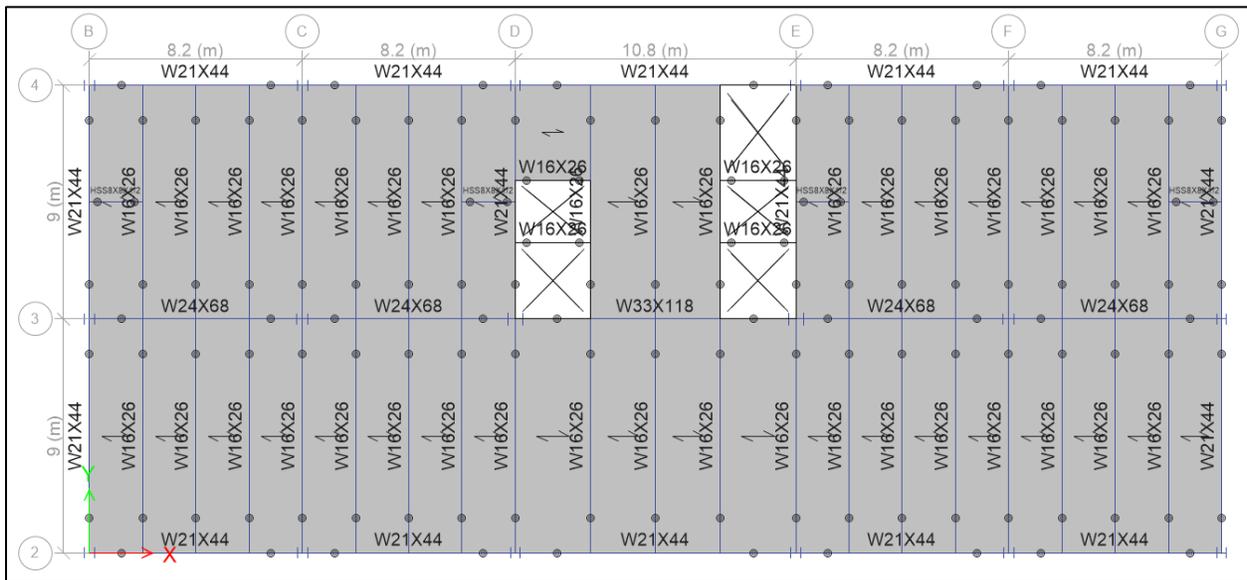


Figura 7.8 Planta de Entrepiso Nivel 2 a Nivel 7 – Propuesta con Aislamiento Sísmico
Fuente: (Propia ETABS)

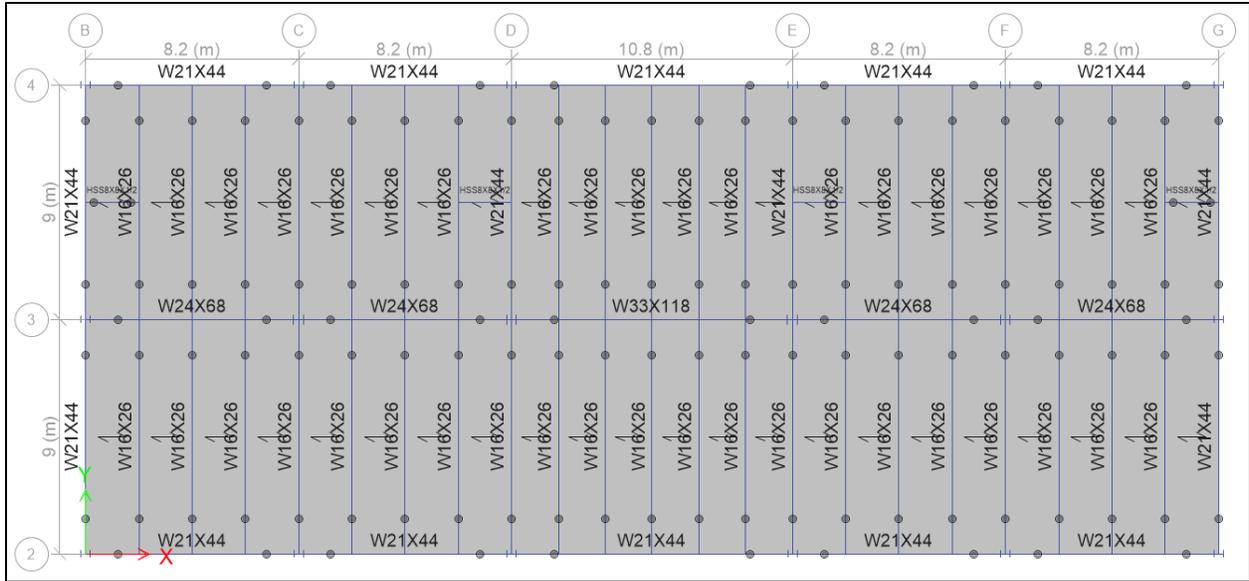


Figura 7.9 Planta de Techo Nivel 8 – Propuesta con Aislamiento Sísmico
Fuente: (Propia ETABS)

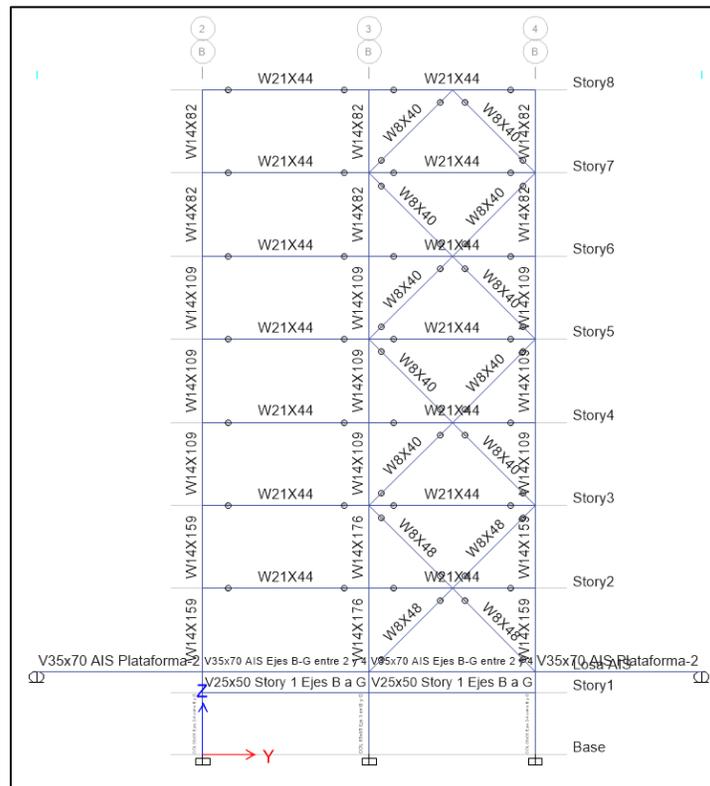


Figura 7.10 Elevación Ejes B y G – Propuesta con Aislamiento Sísmico
Fuente: (Propia ETABS)

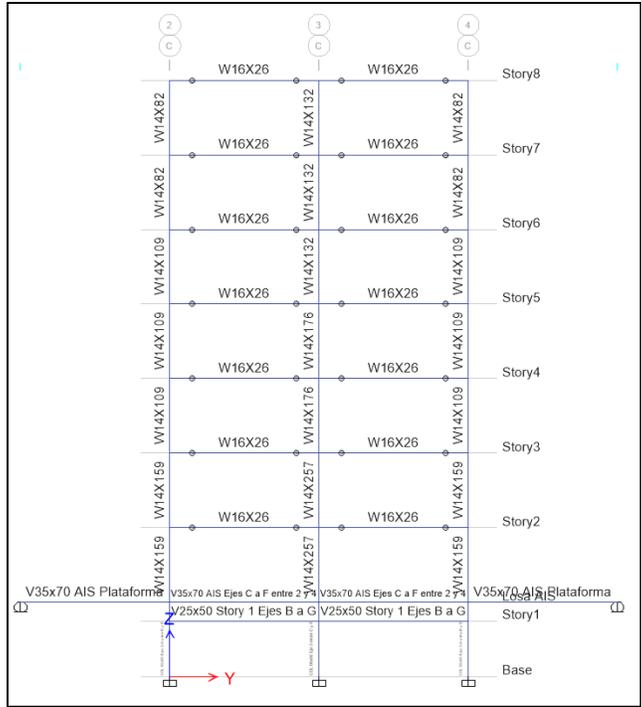


Figura 7.11 Elevación Ejes C y F – Propuesta con Aislamiento Sísmico
Fuente: (Propia ETABS)

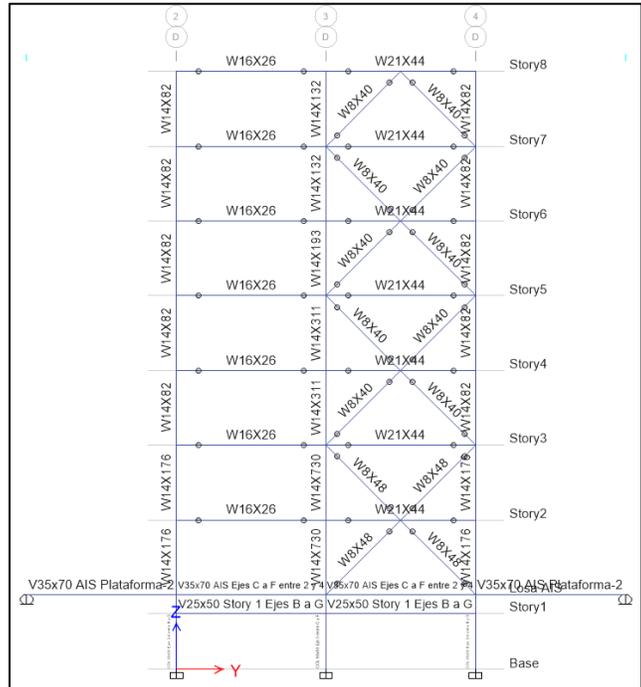


Figura 7.12 Elevación Ejes D y E – Propuesta con Aislamiento Sísmico
Fuente: Propia ETABS)

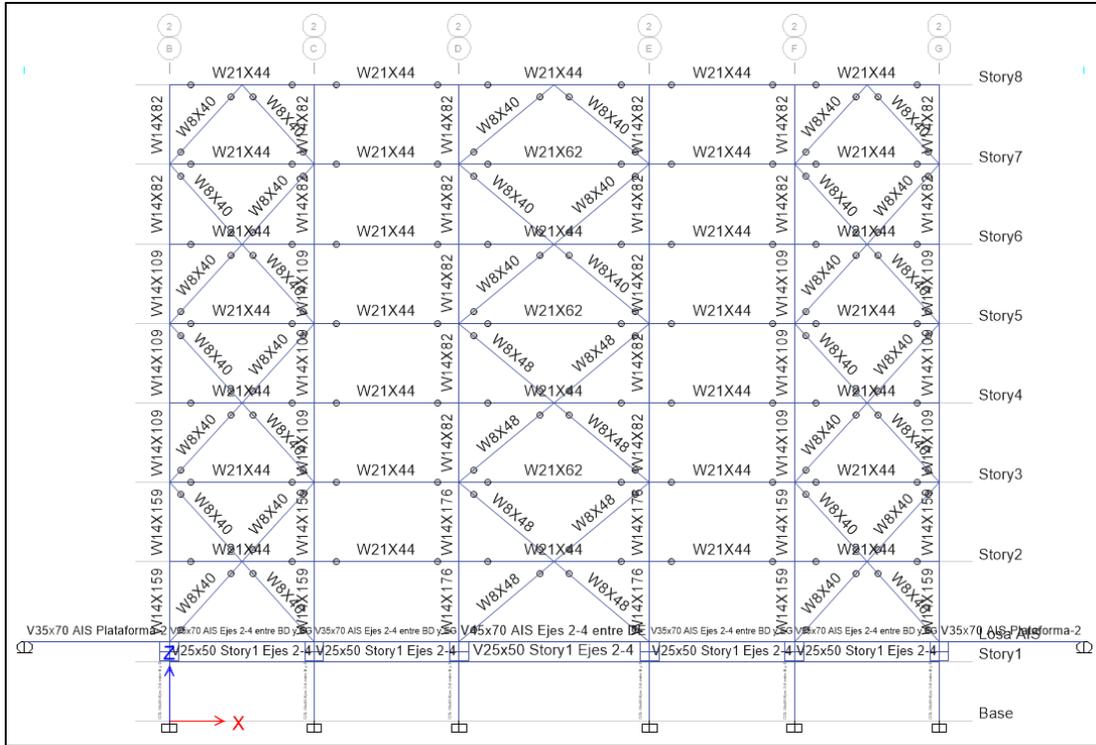


Figura 7.13 Elevación Ejes 2 y 4 – Propuesta con Aislamiento Sísmico
Fuente: (Propia ETABS)



Figura 7.14 Elevación Eje 3 – Propuesta con Aislamiento Sísmico
Fuente: (Propia ETABS)

7.4.2. Periodos y frecuencias modales

Debe existir al menos un 90% de la masa participativa para que sea válido el cálculo determinado. En las figuras 7.15 y 7.16 se representan gráficamente los modos traslacionales de oscilación que superan el 90% de la masa participativa. El modo uno es rotacional, con una participación del 98% de la masa. Para el modo dos traslacional la participación de masa es del 98% en UY y para el modo tres traslacional la participación de masa es del 98% en UX, ambos para un periodo de 4.5 segundos coincidiendo con el periodo objetivo (T_M) propuesto. En la tabla 7.7 se presentan los primeros 24 modos de oscilación de la estructura base aislada.

Tabla 7.7 Períodos y frecuencias modales				
Modo	Período (s)	Frecuencia (Ciclo/s)	Frecuencia angular (rad/s)	Valor propio (rad ² /s ²)
1	4.910	0.204	1.280	1.638
2	4.582	0.218	1.371	1.881
3	4.563	0.219	1.377	1.896
4	0.535	1.869	11.746	137.962
5	0.471	2.125	13.349	178.198
6	0.304	3.290	20.672	427.333
7	0.269	3.713	23.327	544.146
8	0.260	3.850	24.188	585.056
9	0.187	5.335	33.524	1123.846
10	0.079	12.633	79.377	6300.675
11	0.076	13.105	82.340	6779.824
12	0.071	14.144	88.871	7898.091
13	0.069	14.548	91.409	8355.664
14	0.067	14.922	93.759	8790.834
15	0.066	15.055	94.595	8948.147

Tabla 7.7 Períodos y frecuencias modales				
Modo	Período (s)	Frecuencia (Ciclo/s)	Frecuencia angular (rad/s)	Valor propio (rad ² /s ²)
16	0.043	23.214	145.859	21274.766
17	0.042	23.980	150.673	22702.420
18	0.042	24.007	150.839	22752.252
19	0.041	24.466	153.725	23631.351
20	0.024	42.260	265.530	70506.355
21	0.023	42.583	267.558	71587.134
22	0.023	42.632	267.863	71750.660
23	0.023	44.322	278.484	77553.390
24	0.022	44.663	280.627	78751.283

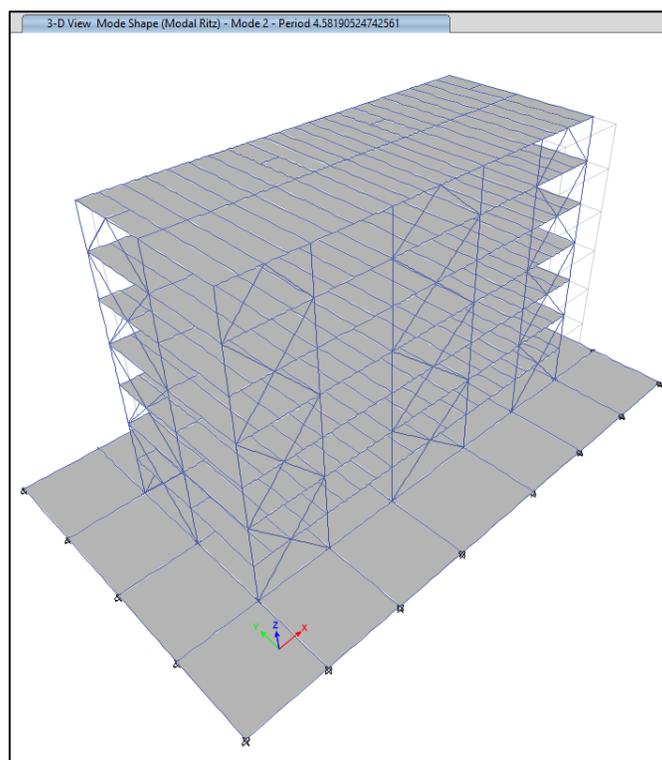


Figura 7.15 Desplazamiento debido al segundo modo de oscilación de la estructura
Fuente: (Propia ETABS)

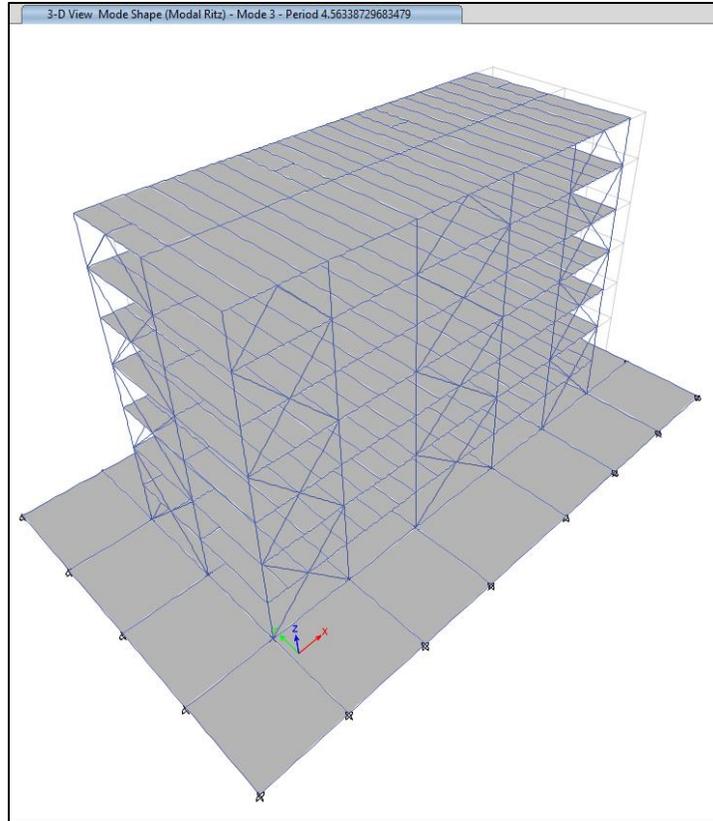


Figura 7.16 Desplazamiento debido al tercer modo de oscilación de la estructura
Fuente: (Propia ETABS)

7.4.3. No linealidad en aisladores sísmicos

Los aisladores sísmicos se caracterizan por su comportamiento no lineal, esencial en la absorción y disipación de energía sísmica. A diferencia de elementos estructurales convencionales, los aisladores sísmicos muestran una relación no lineal entre fuerza y desplazamiento, lo que permite a las estructuras soportar movimientos intensos del suelo, reduciendo la transmisión de fuerzas a la superestructura.

La histéresis y la degradación de rigidez y fuerza son aspectos fundamentales de esta no linealidad. La histéresis, la diferencia en la respuesta del material durante la carga y descarga, es crucial para mantener la integridad estructural durante y después de sismos. La modelización precisa de la histéresis es un desafío técnico importante para representar adecuadamente la respuesta de los aisladores bajo condiciones sísmicas. Además, la degradación de la rigidez y la

fuerza de los aisladores bajo cargas cíclicas es un componente crítico que afecta la fiabilidad a largo plazo de la estructura.

Con la información del capítulo 6, inciso 7 se procedió a modelar el comportamiento no lineal de los aisladores sísmicos. En las siguientes figuras se muestra como ejemplo, los datos del programa de análisis y cálculo, para el aislador tipo LRB-1.

The screenshot displays the 'General' properties dialog for an LRB-1 isolator. The 'General' section includes fields for 'Link Property Name' (LRB-1), 'Link Type' (Rubber Isolator), and 'Link Property Notes'. It also features buttons for 'P-Delta Parameters', 'Acceptance Criteria', and 'Modify/Show Notes...'. The 'Total Mass and Weight' section shows 'Mass' (0.02039 tonf-s²/m), 'Weight' (0.2 tonf), and three 'Rotational Inertia' values (0.0022, 0.0011, and 0.0011 tonf-m-s²). The 'Factors for Line and Area Springs' section includes 'Link/Support Property is Defined for This Length When Used in a Line Spring Property' (0.453 m) and 'Link/Support Property is Defined for This Area When Used in an Area Spring Property' (0.61 m²). The 'Directional Properties' section is a table with columns for Direction, Fixed, NonLinear, and Properties, showing settings for U1, U2, U3 and R1, R2, R3. The 'Stiffness Options' section includes dropdowns for 'Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases' (Effective Stiffness from Zero, Else Nonlinear) and 'Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping' (Initial Stiffness (K0)), along with a 'Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor' (1). 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Figura 7.17 Propiedades generales del aislador Tipo LRB-1
Fuente: (Propia ETABS)

Identification	
Property Name	LRB-1
Direction	U1
Type	Rubber Isolator
NonLinear	No

Linear Properties	
Effective Stiffness	322727.985 tonf/m
Effective Damping	53.54 tonf-s/m

Figura 7.18 Propiedades en el sentido vertical del aislador Tipo LRB-1
Fuente: (Propia ETABS)

Identification	
Property Name	LRB-1
Direction	U2
Type	Rubber Isolator
NonLinear	Yes

Linear Properties	
Effective Stiffness	108.342 tonf/m
Effective Damping	53.54 tonf-s/m

Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0 m

Nonlinear Properties	
Stiffness	657.773 tonf/m
Yield Strength	30.063 tonf
Post Yield Stiffness Ratio	0.1

Figura 7.19 Propiedades en los sentidos horizontales del aislador Tipo LRB-1
Fuente: (Propia ETABS)

7.4.4. No linealidad en elementos estructurales

La no linealidad en elementos estructurales y las rótulas plásticas son de vital importancia para desarrollar estructuras capaces de resistir y sobrevivir a condiciones adversas manteniendo su integridad y funcionalidad, ante cargas extremas como las sísmicas.

La no linealidad en elementos estructurales refiere a una relación entre las cargas aplicadas y las deformaciones resultantes que no es proporcional. Esto significa que, bajo ciertas condiciones, como cargas extremas o deformaciones significativas, el comportamiento de los elementos estructurales, como vigas y columnas, no sigue un patrón predecible y lineal. Este comportamiento no lineal puede ser el resultado de la no linealidad geométrica, donde las deformaciones de la estructura afectan su respuesta global, o la no linealidad del material, donde el material excede su límite elástico y comienza a comportarse de manera plástica.

Las rótulas plásticas son zonas localizadas dentro de un miembro estructural donde ocurren deformaciones plásticas significativas bajo cargas extremas. Funcionan como puntos de articulación, permitiendo que la estructura se deforme de manera controlada y absorba energía, sin llegar al colapso. La formación de estas rótulas es un mecanismo de defensa ya que permite a la estructura soportar y disipar las fuerzas generadas por movimientos sísmicos intensos.

La ductilidad, que es la capacidad de un material para deformarse plásticamente sin perder su capacidad de soportar carga, es una propiedad intrínseca de las rótulas plásticas y es fundamental en el diseño sismorresistente. La distribución estratégica de las rótulas plásticas en la estructura es vital para controlar dónde y cómo ocurren las deformaciones. Esta planificación cuidadosa evita la formación de rótulas plásticas en zonas críticas que podrían llevar a un colapso catastrófico de la estructura.

Además, las rótulas plásticas juegan un papel crucial en la absorción y disipación de energía durante eventos sísmicos. Al formarse, estas rótulas permiten que la estructura absorba

parte de la energía del sismo, reduciendo la cantidad transferida al resto de la estructura y ayudando así a prevenir daños mayores o un colapso total.

7.4.4.1. Asignación de rótulas plásticas en vigas de concreto

Previo a la asignación de las rótulas plásticas en las vigas de concreto, es necesario proceder con el diseño del elemento y la configuración del acero de refuerzo. En las siguientes tablas se muestra el detalle de la información.

Tabla 7.8 Configuración de acero de refuerzo en vigas de Story-1		
Viga	Configuración	Área de Acero (cm ²)
V25x50 Story 1 Ejes 2-4	Acero Superior-Extremos: 2#5	4.00
	Acero Superior-Centro: 2#5	4.00
	Acero Inferior-Extremos: 2#5	4.00
	Acero Inferior-Centro: 2#5	4.00
V25x50 Story 1 Eje 3	Acero Superior-Extremos: 2#5	4.00
	Acero Superior-Centro: 2#5	4.00
	Acero Inferior-Extremos: 2#5	4.00
	Acero Inferior-Centro: 2#5	4.00
V25x50 Story 1 Ejes B a G	Acero Superior-Extremos: 2#5	4.00
	Acero Superior-Centro: 2#5	4.00
	Acero Inferior-Extremos: 2#5	4.00
	Acero Inferior-Centro: 2#5	4.00

Tabla 7.9 Configuración de acero de refuerzo en vigas de Losa de Aislamiento		
Viga	Configuración	Área de Acero (cm ²)
V35x70 AIS Ejes 2-4 entre BD y EG	Acero Superior-Extremos: 4#8 + 4#9	46.04
	Acero Superior-Centro: 4#8	20.40
	Acero Inferior-Extremos: 4#8	20.40
	Acero Inferior-Centro: 4#8 + 1#8	25.50
V45x70 AIS Ejes 2-4 entre DE	Acero Superior-Extremos: 4#8 + 5#10	60.00
	Acero Superior-Centro: 4#8	20.40
	Acero Inferior-Extremos: 4#10	31.68
	Acero Inferior-Centro: 4#10 + 3#10	55.44
V35x70 AIS Eje 3 entre BD y EG	Acero Superior-Extremos: 2#8 + 4#9	35.84
	Acero Superior-Centro: 2#8	10.20
	Acero Inferior-Extremos: 4#8	20.40
	Acero Inferior-Centro: 4#8 + 1#8	25.50
V45x70 AIS Eje 3 entre DE	Acero Superior-Extremos: 4#8 + 5#10	60.00
	Acero Superior-Centro: 4#8	20.40
	Acero Inferior-Extremos: 4#10	31.68
	Acero Inferior-Centro: 4#10 + 3#10	55.44
V35x70 AIS Ejes B-G entre 2 y 4	Acero Superior-Extremos: 2#9 + 5#10	52.42
	Acero Superior-Centro: 2#9	12.82
	Acero Inferior-Extremos: 4#9	25.64
	Acero Inferior-Centro: 4#9 + 1#9	32.05
V35x70 AIS Ejes C a F entre 2 y 4	Acero Superior-Extremos: 2#9 + 5#10	52.42
	Acero Superior-Centro: 2#9	12.82
	Acero Inferior-Extremos: 4#9	25.64
	Acero Inferior-Centro: 4#9	25.64

Tabla 7.9 Configuración de acero de refuerzo en vigas de Losa de Aislamiento		
Viga	Configuración	Área de Acero (cm ²)
V35x70 AIS Plataforma	Acero Superior-Extremos: 2#8 + 4#8	30.60
	Acero Superior-Centro: 2#8	10.20
	Acero Inferior-Extremos: 3#8	15.30
	Acero Inferior-Centro: 3#8 + 1#8	20.40
V35x70 AIS Plataforma-2	Acero Superior-Extremos: 2#9 + 5#10	52.42
	Acero Superior-Centro: 2#9	12.82
	Acero Inferior-Extremos: 4#9	25.64
	Acero Inferior-Centro: 4#9 + 3#9	44.87

Nota: Aros según distribución, Extremos #4@12 cm y Centro #4@25 cms

Se procede asignar las rótulas plásticas en las vigas de concreto según procedimiento establecido en el ASCE 41-13 y específicamente según los parámetros especificados en la tabla 10.7 del mismo documento.

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions		Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a			
		Plastic Rotations Angle (radlans)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radlans)			
		a	b		Performance Level			
					IO	LS	CP	
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
ρ_{bal}								
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	$\geq 6 (0.5)$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	$\geq 6 (0.5)$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^c"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Figura 7.20 Tabla 10.7 para parámetros de rótulas plásticas para vigas de concreto reforzado
Fuente: (ASCE 41-13)

Como ejemplo de asignación de rótula plástica se muestra el detalle de la viga de concreto V45x75 AIS Eje 3 entre DE en la siguiente figura.



Figura 7.21 Rótula plástica asignada a viga de concreto V45X75 AIS Eje 3 entre DE
Fuente: (Propia ETABS)

7.4.4.2. Asignación de rótulas plásticas en columnas de concreto

Al igual que en las vigas de concreto, en las columnas, previo a la asignación de las rótulas plásticas, es necesario proceder con el diseño del elemento y la configuración del acero de refuerzo. En la siguiente tabla se muestra el detalle de la información.

Tabla 7.10 Configuración de acero de refuerzo en columnas de concreto		
Columna	Configuración	Área de Acero (cm ²)
COL 65x65 Ejes 2-4 entre B y G	Acero Longitudinal: 24#9	154.80
	Aros de Confinamiento: #4@12	
COL 90x90 Eje 3 entre C y F	Acero Longitudinal: 20#9+4#10	161.76
	Aros de Confinamiento: #4@12	
COL 65x65 Eje 3 en B y G	Acero Longitudinal: 24#8	122.40
	Aros de Confinamiento: #4@12	

Se procede asignar las rótulas plásticas en las columnas de concreto según procedimiento establecido en el ASCE 41-13 y específicamente según los parámetros especificados en la tabla 10.8 del mismo documento.

Como ejemplo de asignación de rótula plástica se muestra en la figura 7.23 el detalle de la columna de concreto COL 90x90 Eje 3 intersección D.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio ^c	Plastic Rotations Angle (radians)		
	a	b		Performance Level		
				IO	LS	CP
Condition i.^b						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
$\frac{A_s f'_s}{A_g f'_c}$						
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003
≤ 0.1	≤ 0.002		0.027	0.034	0.2	0.005
≥ 0.6	≤ 0.002		0.005	0.005	0.0	0.002
Condition ii.^b						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d_j f'_c}$				
$\frac{A_s f'_s}{A_g f'_c}$		$b_w d_j f'_c$				
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.^b						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
$\frac{A_s f'_s}{A_g f'_c}$						
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^b						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
$\frac{A_s f'_s}{A_g f'_c}$						
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^cWhere $P > 0.7A_s f'_s$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Figura 7.22 Parámetros de rótulas plásticas para columnas de concreto reforzado
Fuente: (ASCE 41-13)

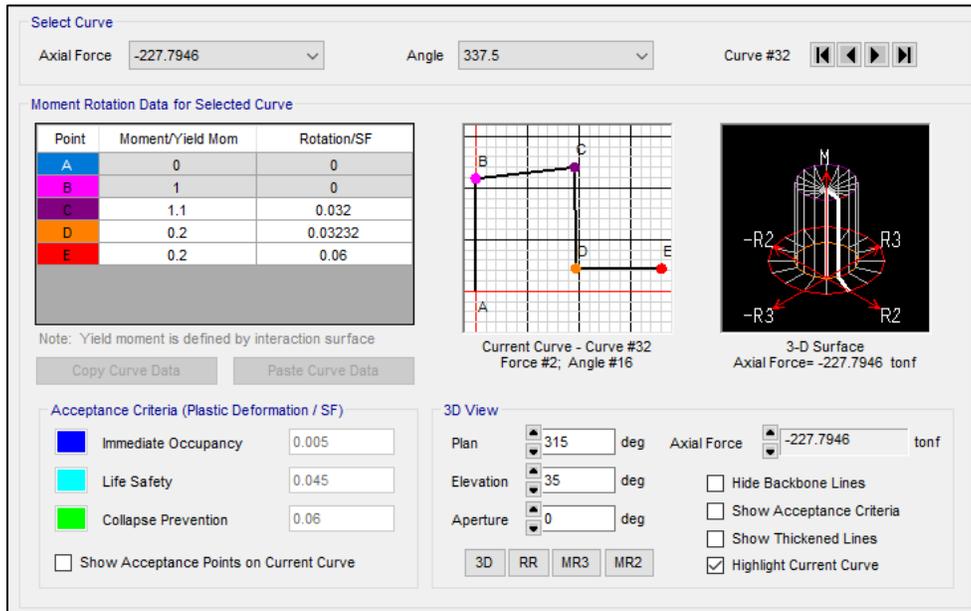


Figura 7.23 Rótula plástica en columna de concreto COL 90x90 Eje 3 intersección D
Fuente: (Propia ETABS)

7.4.4.3. Asignación de rótulas plásticas en columnas de acero

Para las columnas de acero se asignan las rótulas plásticas según procedimiento establecido en el ASCE 41-13 y específicamente según los parámetros especificados en la tabla 9.6 del mismo documento. En la asignación se toma de manera automática las características geométricas y de material de la sección de acero previamente designada. Para las columnas en los marcos arriostrados se considera la rótula plástica después de la conexión tipo “gusset”.

Como ejemplo de asignación de rótula plástica se muestra en la figura 7.25 el detalle de la columna de acero W14x730 eje 3 intersección D, entre losa de aislamiento (AIS) y story 2.

Component/Action	m-Factors for Linear Procedures ^a				
	IO	Primary		Secondary	
		LS	CP	LS	CP
Beams—Flexure					
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	2	6	8	10	12
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	1.25	2	3	3	4
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used.				
Columns in Compression or Tension—Flexure^{b,c}					
For $ P_{UF} /P_{ye} < 0.2$					
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \left(1 - 0.71 \frac{ P_{UF} }{P_{ye}}\right)$	2	6	8	10	12
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \left(1 - 1.83 \frac{ P_{UF} }{P_{ye}}\right)$	1.25	1.25	2	2	3
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used.				
For $ P_{UF} /P_{ye} \geq 0.2$					
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \left(2.93 - \frac{ P_{UF} }{P_{ye}}\right) \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$1.5 \left(1 - \frac{5}{3} \frac{ P_{UF} }{P_{ye}}\right) + 1 > 1$	$7.5 \left(1 - \frac{5}{3} \frac{ P_{UF} }{P_{ye}}\right) + 1 > 1$	$10.5 \left(1 - \frac{5}{3} \frac{ P_{UF} }{P_{ye}}\right) + 1 > 1$	$13.5 \left(1 - \frac{5}{3} \frac{ P_{UF} }{P_{ye}}\right) + 1 > 1$	$16.5 \left(1 - \frac{5}{3} \frac{ P_{UF} }{P_{ye}}\right) + 1 > 1$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \left(2.33 - \frac{ P_{UF} }{P_{ye}}\right) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$0.375 \left(1 - \frac{5}{3} \frac{ P_{UF} }{P_{ye}}\right) + 1 > 1$	$0.375 \left(1 - \frac{5}{3} \frac{ P_{UF} }{P_{ye}}\right) + 1 > 1$	$1.5 \left(1 - \frac{5}{3} \frac{ P_{UF} }{P_{ye}}\right) + 1 > 1$	$1.5 \left(1 - \frac{5}{3} \frac{ P_{UF} }{P_{ye}}\right) + 1 > 1$	$3 \left(1 - \frac{5}{3} \frac{ P_{UF} }{P_{ye}}\right) + 1 > 1$
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used.				

continues

Table 9-6 (Continued). Acceptance Criteria for Linear Procedures—Structural Steel Components

Component/Action	<i>m</i> -Factors for Linear Procedures ^a					
	IO	Primary			Secondary	
		LS	CP	LS	CP	
Column Panel Zones—Shear						
For $IP_{UF}/P_{ye} \leq 0.4$	1.5	8	11	12	12	
For $IP_{UF}/P_{ye} > 0.4$	$2.5/3 (1 - IP_{UF}/P_{ye}) + 1$	$35/3 (1 - IP_{UF}/P_{ye}) + 1$	$50/3 (1 - IP_{UF}/P_{ye}) + 1$	$55/3 (1 - IP_{UF}/P_{ye}) + 1$	$55/3 (1 - IP_{UF}/P_{ye}) + 1$	
Fully Restrained Moment Connections—Flexure^e						
Welded unreinforced flange (WUF) ^d	1.0	$4.3 - 0.083d$	$3.9 - 0.043d$	$4.3 - 0.048d$	$5.5 - 0.064d$	
Bottom haunch in WUF with slab	2.3	2.7	3.4	3.8	4.7	
Bottom haunch in WUF without slab	1.8	2.1	2.5	2.8	3.3	
Welded cover plate in WUF ^e	$3.9 - 0.059d$	$4.3 - 0.067d$	$5.4 - 0.090d$	$5.4 - 0.090d$	$6.9 - 0.118d$	
Improved WUF—bolted web ^e	$2.0 - 0.016d$	$2.3 - 0.021d$	$3.1 - 0.032d$	$4.9 - 0.048d$	$6.2 - 0.065d$	
Improved WUF—welded web	3.1	4.2	5.3	5.3	6.7	
Free flange ^e	$4.5 - 0.065d$	$6.3 - 0.098d$	$8.1 - 0.129d$	$8.4 - 0.129d$	$11.0 - 0.172d$	
Reduced beam section ^e	$3.5 - 0.016d$	$4.9 - 0.025d$	$6.2 - 0.032d$	$6.5 - 0.025d$	$8.4 - 0.032d$	
Welded Flange Plates						
a. Flange plate net section	2.5	3.3	4.1	5.7	7.3	
b. Other limit states	Force-controlled					
Welded bottom haunch	2.3	3.1	3.8	4.6	5.9	
Welded top and bottom haunch	2.4	3.1	3.9	4.7	6.0	
Welded cover—plated flanges	2.5	2.8	3.4	3.4	4.2	
Partially Restrained Moment Connections—Flexure						
Top and Bottom Clip Angle ^f						
a. Shear failure of rivet or bolt (limit state 1) ^g	1.5	4	6	6	8	
b. Tension failure of horizontal leg of angle (limit state 2)	1.25	1.5	2	1.5	2	
c. Tension failure of rivet or bolt (limit state 3) ^g	1.25	1.5	2.5	4	4	
d. Flexural failure of angle (limit state 4)	2	5	7	7	14	
Double Split Tee ^f						
a. Shear failure of rivet or bolt (limit state 1) ^g	1.5	4	6	6	8	
b. Tension failure of rivet or bolt (limit state 2) ^g	1.25	1.5	2.5	4	4	
c. Tension failure of split tee stem (limit state 3)	1.25	1.5	2	1.5	2	
d. Flexural failure of split tee (limit state 4)	2	5	7	7	14	
Bolted Flange Plate ^f						
a. Failure in net section of flange plate or shear failure of bolts or rivets ^g	1.5	4	5	4	5	
b. Weld failure or tension failure on gross section of plate	1.25	1.5	2	1.5	2	
Bolted End Plate						
a. Yield of end plate	2	5.5	7	7	7	
b. Yield of bolts	1.5	2	3	4	4	
c. Failure of weld	1.25	1.5	2	3	3	

Composite Top and Clip Angle Bottom^f					
a. Failure of deck reinforcement	1.25	2	3	4	6
b. Local flange yielding and web crippling of column	1.5	4	6	5	7
c. Yield of bottom flange angle	1.5	4	6	6	7
d. Tensile yield of rivets or bolts at column flange	1.25	1.5	2.5	2.5	3.5
e. Shear yield of beam flange connections	1.25	2.5	3.5	3.5	4.5
Shear connection with slab ^g	$2.4 - 0.011d_{bg}$	—	—	$13.0 - 0.290d_{bg}$	$17.0 - 0.387d_{bg}$
Shear connection without slab ^g	$8.9 - 0.193d_{bg}$	—	—	$13.0 - 0.290d_{bg}$	$17.0 - 0.387d_{bg}$
Eccentrically Braced Frame (EBF) Link Beam—Shear and Flexure^{h,i}					
For $IP_{UF}/P_{ye} < 0.2$					
a. $e \leq \frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}}$ (Shear-Controlled)	1.5	9	13	13	15
b. $e \geq \frac{2.6 M_{CE}}{V_{CE}}$ (Flexure-Controlled)	Same as for Beams and Columns				
c. $\frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6 M_{CE}}{V_{CE}}$ (Shear-Flexure)	Linear interpolation shall be used.				
For $IP_{UF}/P_{ye} \geq 0.2$					
a. $e \leq \frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}}$ (Shear-Controlled)	$3/4 (1 - 5/3 IP_{UF}/P_{ye}) + 1 \geq 1$	$12 (1 - 5/3 IP_{UF}/P_{ye}) + 1 \geq 1$	$18 (1 - 5/3 IP_{UF}/P_{ye}) + 1 \geq 1$	$18 (1 - 5/3 IP_{UF}/P_{ye}) + 1 \geq 1$	$21 (1 - 5/3 IP_{UF}/P_{ye}) + 1 \geq 1$
b. $e \geq \frac{2.6 M_{CE}}{V_{CE}}$ (Flexure-Controlled)	Same as for Columns				
c. $\frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6 M_{CE}}{V_{CE}}$ (Shear-Flexure)	Linear interpolation shall be used.				
Braces in Compression (except EBF braces)					
a. Slender ^k $\frac{KL}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_y}$					
1. W, I, 2L in-plane ^k , 2C in-plane ^k	1.25	6	8	7	9
2. 2L out-of-plane ^k , 2C out-of-plane ^k	1.25	5	7	6	8
3. HSS, pipes, tubes, L	1.25	5	7	6	8
b. Stocky ^{k,l} $\frac{KL}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$					
1. W, I, 2L in-plane ^k , 2C in-plane ^k	1.25	5	7	6	8
2. 2L out-of-plane ^k , 2C out-of-plane ^k	1.25	4	6	5	7
3. HSS, pipes, tubes	1.25	4	6	5	7

continues

Table 9-6 (Continued). Acceptance Criteria for Linear Procedures—Structural Steel Components

Component/Action	<i>m</i> -Factors for Linear Procedures ^a				
	IO	Primary		Secondary	
		LS	CP	LS	CP
c. Intermediate	Linear interpolation between the values for slender and stocky braces (after application of all applicable modifiers) shall be used.				
Braces in Tension (except EBF braces) ^m	1.25	5 ^{n,o}	7 ^{n,o}	8 ^{o,p}	10 ^{o,p}
Buckling-Restrained Braces ^{q,r}	2.3	5.6	7.5	7.5	10
Columns in Tension (except EBF Columns)	1.25	3	5	6	7
Steel Plate Shear Walls—Shear ^s	1.5	8	12	12	14
Diaphragm Components					
a. Diaphragm shear yielding or panel or plate buckling	1.25	2	3	2	3
b. Diaphragm chords and collectors—full lateral support	1.25	6	8	6	8
c. Diaphragm chords and collectors—limited lateral support	1.25	2	3	2	3

^a Regardless of the modifiers applied, *m* need never be taken as less than 1.0.
^b $P_{u,c}$ (compression or tension) is computed in accordance with Section 7.5.2.1.2. For rectangular or square sections used as columns, replace $b_f/2t_f$ with b/t , replace 0.30 with 0.55, and replace 0.38 with 1.12.
^c Where $|P_{u,c}|/P_{y,c} > 0.6$, the column shall remain elastic for flexure ($m = 1$).
^d Tabulated values shall be modified as indicated in Section 9.4.2.4.2, Item 4.
^e d is the beam depth; $d_{b,p}$ is the depth of the bolt group.
^f Web plate or stiffened seat shall be considered to carry shear. Without shear connection, action shall not be classified as secondary. If $d_b > 18$ in., multiply *m*-factors by $18/d_b$, but values need not be less than 1.0.
^g For high-strength bolts, divide values by 2.0, but values need not be less than 1.25.
^h Values are for link beams with three or more web stiffeners. If no stiffeners, divide values by 2.0, but values need not be less than 1.25. Linear interpolation shall be used for one or two stiffeners.
ⁱ Assumes ductile detailing for flexural link, in accordance with AISC 341.
^j In addition to consideration of connection capacity in accordance with Section 9.5.2.4.1, values for braces shall be modified for connection robustness as follows: Where brace connections do not satisfy the requirements of AISC 341, Section F2.6, the acceptance criteria shall be multiplied by 0.8.
^k Stitches for built-up members: Where the stitches for built-up braces do not satisfy the requirements of AISC 341, Section F2.5b, the acceptance criteria shall be multiplied by 0.5.
^l Section compactness: Acceptance criteria applies to brace sections that are concrete-filled or seismically compact according to Table D1.1 of AISC 341 for highly ductile members. Where the brace section is noncompact according to Table B4.1 of AISC 360, the acceptance criteria shall be multiplied by 0.5. For intermediate compactness conditions, the acceptance criteria shall be multiplied by a value determined by linear interpolation between the seismically compact and the noncompact cases.
^m For tension-only bracing, *m*-factors shall be divided by 2.0 but need not be less than 1.25.
ⁿ For 2L, HSS, pipe, and single angle, *m*-factors shall be multiplied by 0.8.
^o In addition to consideration of connection capacity in accordance with Section 9.5.2.4.1, values for braces shall be modified for connection robustness as follows: Where brace connections do not satisfy the requirements of AISC 341, Section F2.6, the acceptance criteria shall be multiplied by 0.8.
^p For 2L, HSS, pipe, and single angle, *m*-factors shall be multiplied by 0.7.
^q Maximum strain of the buckling-restrained brace (BRB) core shall not exceed 2.5%.
^r If testing to demonstrate compliance with Section 9.5.4.2 is not available, the acceptance criteria shall be multiplied by 0.7.
^s Applicable if stiffeners, or concrete backing, is provided to prevent buckling.

Figura 7.24 Parámetros de rótulas plásticas para columnas de acero

Fuente: (ASCE 41-13)

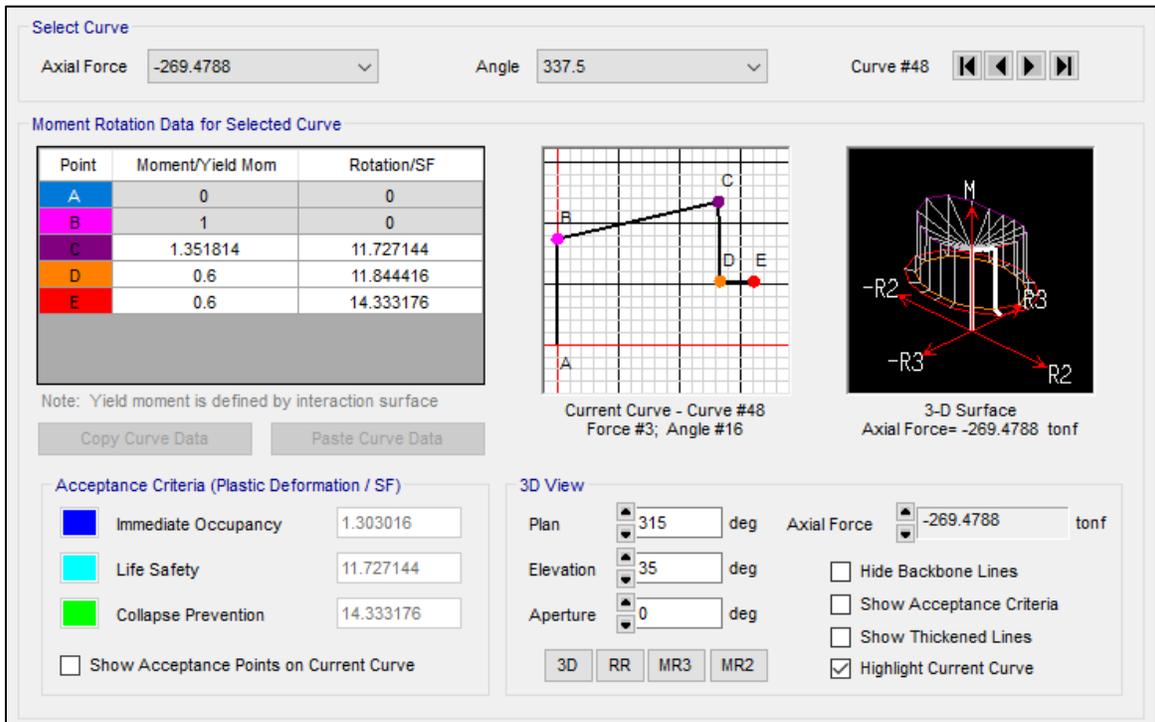


Figura 7.25 Rótula plástica en columna de acero W14x730 eje 3D entre losa AIS y story 2

Fuente: (Propia ETABS)

7.4.4.4. Asignación de rótulas plásticas en arriostres de acero

Para los arriostres de acero se asignan las rótulas plásticas según procedimiento establecido en el ASCE 41-13 y específicamente según los parámetros especificados en la tabla 9.7 del mismo documento. En la asignación se toma de manera automática las características geométricas y de material de la sección de acero previamente designada.

Como ejemplo de asignación de rótula plástica se muestra en la figura 7.27 el detalle del arriostre de acero W8X40 eje 2 entre ejes B y C y entre losa de aislamiento (AIS) y story 2.

Table 9-7. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components—Axial Actions

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Deformation		Residual Strength Ratio	Plastic Deformation		
	a	b		IO	LS	CP
Braces in Compression (except EBF braces)^{a,b}						
a. Slender $\frac{KL}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane ^c , 2C in-plane ^c	0.5Δ _c	10Δ _c	0.3	0.5Δ _c	8Δ _c	10Δ _c
2. 2L out-of-plane ^c , 2C out-of-plane ^c	0.5Δ _c	9Δ _c	0.3	0.5Δ _c	7Δ _c	9Δ _c
3. HSS, pipes, tubes	0.5Δ _c	9Δ _c	0.3	0.5Δ _c	7Δ _c	9Δ _c
4. Single angle	0.5Δ _c	12Δ _c	0.3	0.5Δ _c	9Δ _c	12Δ _c
b. Stocky ^d $\frac{KL}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane ^c , 2C in-plane ^c	1Δ _c	8Δ _c	0.5	0.5Δ _c	7Δ _c	8Δ _c
2. 2L out-of-plane ^c , 2C out-of-plane ^c	1Δ _c	7Δ _c	0.5	0.5Δ _c	6Δ _c	7Δ _c
3. HSS, pipes, tubes	1Δ _c	7Δ _c	0.5	0.5Δ _c	6Δ _c	7Δ _c
c. Intermediate	Linear interpolation between the values for slender and stocky braces (after application of all applicable modifiers) shall be used.					
Braces in Tension (except EBF braces)^{e,f,g}						
1. W	10Δ _T	13Δ _T	0.6	0.5Δ _T	10Δ _T	13Δ _T
2. 2L	9Δ _T	12Δ _T	0.6	0.5Δ _T	9Δ _T	12Δ _T
3. HSS	9Δ _T	11Δ _T	0.6	0.5Δ _T	8Δ _T	11Δ _T
4. Pipe	8Δ _T	9Δ _T	0.6	0.5Δ _T	7Δ _T	9Δ _T
5. Single angle	10Δ _T	11Δ _T	0.6	0.5Δ _T	8Δ _T	10Δ _T
Beams, columns in tension (except EBF beams, columns) ^f	5Δ _T	7Δ _T	1.0	0.5Δ _T	6Δ _T	7Δ _T
Buckling-restrained braces ^{h,i,j}	13.3Δ _y	13.3Δ _y	1.0	3.0Δ _y	10Δ _y	13.3Δ _y

^aΔ_c is the axial deformation at expected buckling load.
^bIn addition to consideration of connection capacity in accordance with Section 9.5.2.4.1, values for braces shall be modified for connection robustness as follows: Where brace connections do not satisfy the requirements of AISC 341, Section F2.6, the acceptance criteria shall be multiplied by 0.8, unless the connections and their behavior have been explicitly included in the model.
^cStitches for built-up members: Where the stitches for built-up braces do not satisfy the requirements of AISC 341, Section F2.5b, the values of a, b, and all acceptance criteria shall be multiplied by 0.5.
^dSection compactness: Modeling parameters and acceptance criteria apply to brace sections that are concrete-filled or seismically compact according to Table D1.1 of AISC 341. Where the brace section is noncompact according to Table B4.1 of AISC 360, the acceptance criteria shall be multiplied by 0.5. For intermediate compactness conditions, the acceptance criteria shall be multiplied by a value determined by linear interpolation between the seismically compact and the noncompact cases.
^eΔ_T is the axial deformation at expected tensile yielding load.
^fFor tension-only bracing, acceptance criteria shall be divided by 2.0. For rod bracing, the modeling parameters and acceptance criteria specified for pipe in tension shall be used, and then acceptance criteria shall be divided by 2.0.
^gIn addition to consideration of connection capacity in accordance with Section 9.5.2.4.1, values for braces shall be modified for connection robustness as follows: Where brace connections do not satisfy the requirements of AISC 341, Section F2.6, the acceptance criteria shall be multiplied by 0.8 except for IO, unless the connections and their behavior have been explicitly included in the model.
^hΔ_y is the axial deformation at the expected brace capacity per Section 9.5.4.2.2.
ⁱMaximum strain of the BRB core shall not exceed 2.5%.
^jIf testing to demonstrate compliance with Section 9.5.4.4.3 is not available, the acceptance criteria and modeling parameters shall be multiplied by 0.7.

Figura 7.26 Parámetros de rótulas plásticas para elementos sometidos a carga axial
Fuente: (ASCE 41-13)

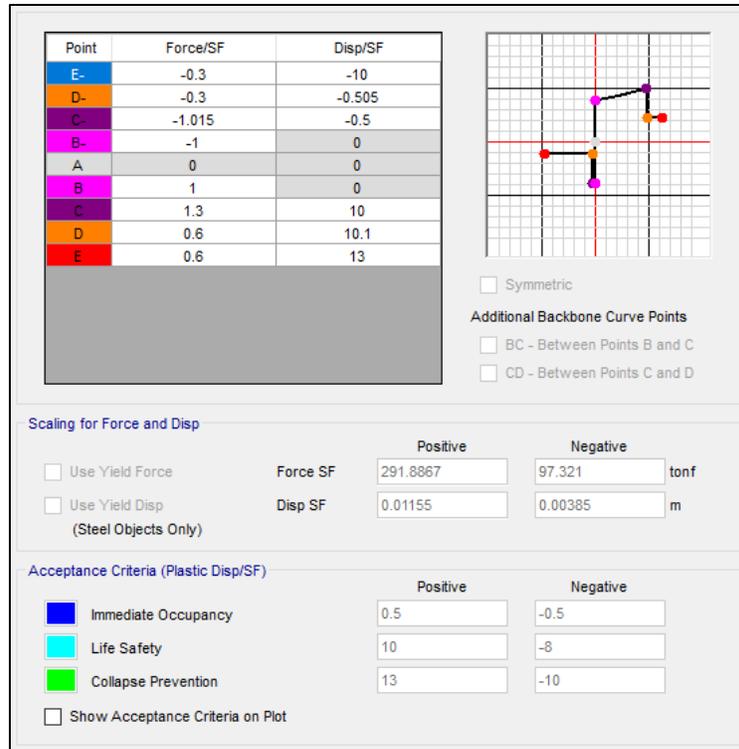


Figura 7.27 Rótula plástica arriostre W8X40 eje 2 entre ejes B y C y entre losa AIS y story 2
Fuente: (Propia ETABS)

7.5. Comentarios y resultados del análisis

En el desarrollo avanzado del modelo estructural, se empleó el software ETABS Ultimate 19.1.0, ajustándose a métodos ampliamente reconocidos en la práctica contemporánea de análisis y diseño estructural. Este proceso implicó una modelación detallada del edificio, que no solo incorporó sus características arquitectónicas intrínsecas, sino que también efectuó ajustes específicos para optimizar su respuesta ante movimientos sísmicos. Para la representación de componentes estructurales como vigas, riostras y columnas, se recurrió a la utilización de elementos de marco con posicionamiento nodal en las líneas centrales de conexión. En el caso de las losas de entrepiso, se adoptó un enfoque de modelado tipo membrana para su integración en el análisis. Esencialmente, los elementos que constituyen la subestructura y superestructura y que desempeñan una función importante en la resistencia sísmica del edificio, fueron modelados con

un enfoque no lineal. Esto permitió una evaluación de su comportamiento y capacidad de disipación de energía en escenarios de movimiento telúrico. Complementariamente, los aisladores sísmicos se representaron mediante elementos de enlace no lineales, cuyas especificaciones y resultados de desempeño se detallan en este mismo capítulo del estudio. Este enfoque metodológico garantiza una comprensión profunda y una evaluación precisa de la respuesta estructural del edificio frente a cargas sísmicas, alineándose con los estándares actuales de ingeniería estructural y diseño sismorresistente. A continuación, se presentan algunas suposiciones que se implementaron en el desarrollo del análisis, así como los resultados obtenidos.

7.5.1. Selección del método de análisis

En el contexto del Análisis de Historia de Respuesta No Lineal (NLRHA) en ETABS, se destacan dos metodologías principales: la integración directa y el Análisis No Lineal Rápido (FNA). A diferencia de la integración directa, que emplea un enfoque iterativo para resolver las ecuaciones de movimiento en cada intervalo de tiempo y conlleva una alta demanda computacional, el FNA adopta una estrategia basada en la descomposición modal adecuada para sistemas lineales. En este método, la respuesta no lineal de los elementos se trata como fuerzas desequilibradas que se añaden a las cargas externas. El FNA es especialmente efectivo en estructuras con una limitada cantidad de elementos no lineales, como en el caso de edificios aislados sísmicamente. Por estas razones y su eficiencia en tiempo de análisis, el FNA fue el método seleccionado para el estudio en cuestión.

El FNA en ETABS se caracteriza por su eficiencia computacional, lo que lo hace idóneo para análisis de historias de tiempo. Este método se enfoca principalmente en un comportamiento elástico lineal, donde las respuestas no lineales se limitan a un número reducido de miembros

predefinidos, representados en su mayoría por objetos de enlace. Estos objetos pueden simular dispositivos de amortiguación, aisladores y otras tecnologías de disipación de energía, alineándose con la práctica de diseño de "Capacity Design". Este enfoque busca asegurar suficiente ductilidad en mecanismos inelásticos predefinidos, mientras los sistemas elásticos mantienen suficiente resistencia.

La eficiencia del FNA proviene de la separación del vector de fuerza de los objetos no lineales $R_{\{NL\}}(t)$ de la matriz de rigidez elástica y las ecuaciones de movimiento amortiguadas. Los Vectores Ritz dependientes de la carga representan las relaciones de equilibrio dentro del sistema estructural elástico. En cada incremento de tiempo, las ecuaciones modales se resuelven de manera exacta, mientras que las fuerzas en los grados de libertad no lineales predefinidos se solucionan mediante un proceso iterativo que converge para satisfacer el equilibrio.

El proceso para implementar el FNA en ETABS incluye la creación del modelo analítico, la definición de la fuente de masa, la modificación del caso de carga modal para utilizar Vectores Ritz y la definición de la función de tiempo y el caso de carga de historia de tiempo para el análisis. Durante el análisis, los datos del caso de carga modal se coordinan con el caso de carga de historia de tiempo, ofreciendo varias opciones para revisar los resultados, como la visualización gráfica de las fuerzas de los miembros por paso de tiempo y la creación de animaciones de video.

El FNA se destaca por ser generalmente más preciso y eficiente que los métodos de integración directa. Su precisión depende de la adecuación de las formas modales, mientras que la integración directa requiere pasos de tiempo pequeños para una caracterización precisa del comportamiento dinámico. El manejo del amortiguamiento también varía entre estos métodos.

Dada la sensibilidad de los resultados a los parámetros físicos, las condiciones de carga y la técnica analítica aplicada, especialmente en estructuras irregulares y sistemas no lineales avanzados, se recomienda aplicar FNA a una serie de modelos que simulan diferentes escenarios computacionales para obtener una comprensión más profunda y comparativa del comportamiento estructural.

7.5.3. Selección del amortiguamiento

Investigaciones previas han revelado desafíos y posibles complicaciones inherentes a la asignación de propiedades de amortiguamiento en el análisis de edificaciones con sistemas de aislamiento en la base. De manera específica, la utilización del amortiguamiento de Rayleigh en la superestructura exige una atención meticulosa para prevenir un incremento desproporcionado del amortiguamiento en los primeros modos o modos de "aislamiento", los cuales están predominantemente influenciados por la deformación del aislador y el movimiento traslacional rígido de la superestructura (Hall 2006, Ryan y Polanco 2008). Asimismo, se ha identificado que el amortiguamiento viscoso en los aisladores no es generalmente recomendable, dado que este tipo de disipación energética se encuentra ya contemplada en la respuesta histerética de la estructura. Una problemática conocida como "fuga de amortiguamiento" se presenta cuando la rigidez inicial de los elementos aisladores se emplea para formular un componente proporcional a la rigidez en la matriz global de amortiguamiento (Sarlis y Constantinou 2010).

Resulta fundamental que los usuarios tengan la capacidad de controlar los coeficientes de amortiguamiento asignados a modos individuales, así como el amortiguamiento viscoso atribuido a los elementos aisladores, funcionalidades ambas permitidas por el método de Análisis No Lineal Rápido (FNA) en ETABS. La manipulación de los ratios de amortiguamiento en modos específicos es posible mediante la utilización de ajustes de amortiguamiento modal, que son tanto intuitivos como sencillos de implementar.

En el contexto de este estudio, se estableció un único coeficiente de amortiguamiento aplicable a todos los modos (2.5%), empleando ajustes modales para asignar diferentes coeficientes a los modos de aislamiento. En prácticas de diseño habituales, se suele asumir que los ratios de amortiguamiento modal varían entre 0 – 2.5% para los modos de aislamiento y entre 2.5 - 5% para modos no aislados o estructurales. La reducción de los ratios de amortiguamiento en los modos de aislamiento, en comparación con los modos estructurales, se justifica por las limitadas deformaciones de la superestructura en dichos modos y el amortiguamiento restringido proporcionado por elementos como cubiertas de fosa y conexiones de servicios en el plano de aislamiento.

7.5.3. Selección del número de modos

El método FNA requiere un número suficiente de modos para caracterizar adecuadamente las propiedades dinámicas de la estructura. En ETABS, las formas modales pueden calcularse como eigenvectores exactos (la selección predeterminada) o como vectores Ritz dependientes de la carga. Wilson (2004) recomienda seleccionar vectores Ritz para aplicaciones de NLRHA. Esto conduce a un procedimiento más eficiente desde el punto de vista computacional, ya que se eliminan las formas modales que son ortogonales a la carga y no contribuyen a la respuesta. En general, aumentar el número de modos considerados en el análisis mejora la caracterización dinámica, pero con el compromiso de un tiempo de análisis adicional. Aunque se alcanzó el 98% de la masa participativa con solo dos modos en ambas direcciones horizontales, se aplicaron 235 modos para lograr la convergencia en todas las respuestas considerando los tipos de cargas gravitacionales, de aceleración en todas sus direcciones y la de los links.

7.5.4. Desplazamiento en aisladores

El desplazamiento máximo del aislador se utiliza en el diseño para determinar la capacidad de desplazamiento requerida del sistema de aislamiento. En la tabla 7.11 se muestran los desplazamientos máximos de los aisladores.

Tabla 7.11 Desplazamientos máximos de los aisladores en centímetros							
Aislador	Darfield	Chi Chi	Chuetsu Oki	Iwate	Kocaeli	Cinchona	Kobe
K1	34.30	35.98	31.86	25.11	42.38	27.90	36.33
K2	34.39	36.38	31.93	25.17	42.94	28.21	36.68
K3	34.38	36.36	31.92	25.16	43.14	28.12	36.57
K5	34.40	36.34	31.94	25.18	43.38	28.00	36.43
K6	34.41	36.32	31.94	25.18	43.56	27.91	36.31
K7	34.35	35.91	31.88	25.16	43.36	27.41	35.74
K8	34.70	36.03	32.33	25.37	42.46	27.99	36.42
K9	34.82	36.47	32.43	25.44	43.05	28.32	36.80
K10	34.84	36.46	32.45	25.45	43.24	28.23	36.69
K11	34.85	36.44	32.45	25.46	43.48	28.11	36.55
K12	34.82	36.42	32.42	25.45	43.66	28.02	36.43
K13	34.72	35.96	32.34	25.40	43.44	27.50	35.84
K14	34.16	35.94	31.99	25.07	42.41	27.94	36.36
K15	34.25	36.36	32.07	25.13	42.96	28.23	36.69
K16	34.24	36.34	32.05	25.12	43.15	28.14	36.59
K17	34.26	36.32	32.07	25.14	43.40	28.02	36.44
K18	34.27	36.30	32.07	25.14	43.58	27.93	36.33
K19	34.21	35.87	32.02	25.12	43.39	27.45	35.78

Nota: Total de aisladores 18, por temas de reenumeración se pierde K4

Se puede observar en los datos anteriores que el mayor desplazamiento se da para el terremoto de Kocaeli – Turquía, y el menor desplazamiento para el de Iwate – Japón. De la tabla 7.9 se puede obtener el promedio de los desplazamientos máximos de los 7 pares de terremotos, dando como resultado 33.65 cm. Este promedio de desplazamiento máximo se ve reflejado de manera aproximada en el terremoto de Chuetsu Oki – Japón; para una mejor interpretación gráfica del comportamiento, en la siguiente figura se muestra la órbita de desplazamiento del centro del aislador K10 para este terremoto.

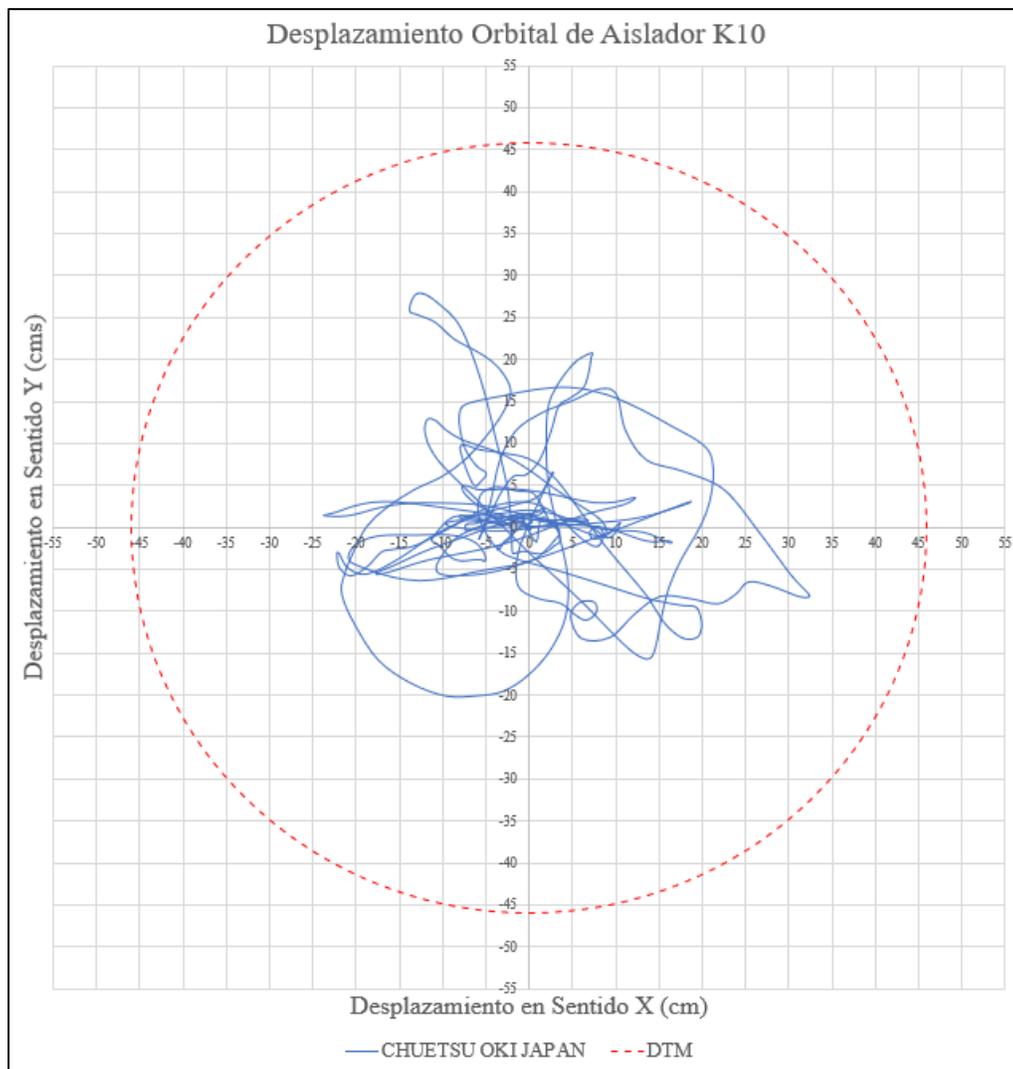


Figura 7.28 Desplazamiento orbital del aislador K10 para el terremoto Chuetsu Oki - Japón
Fuente: (Propia)

La figura 7.29 muestra la historia de desplazamiento del aislador K10 para los 7 pares de terremotos en las direcciones X e Y

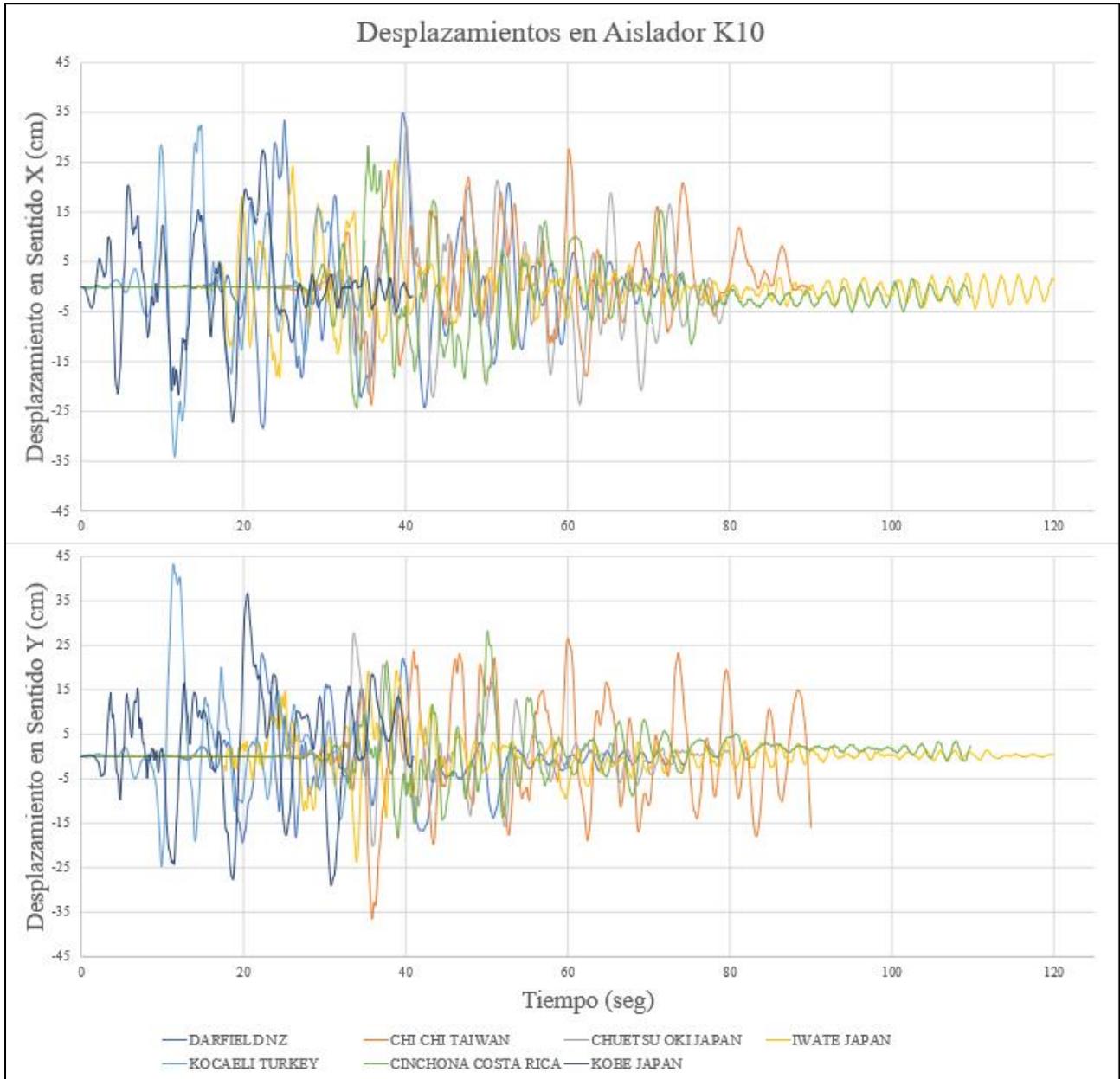


Figura 7.29 Historia de desplazamiento del aislador K10 para los 7 pares de terremotos
Fuente: (Propia)

7.5.5. Cortante en la base

La fuerza cortante en la base representa la máxima carga horizontal que una estructura puede experimentar durante un evento sísmico. Su cálculo, que implica la suma de todas las fuerzas horizontales actuando en la estructura, se utiliza para determinar la resistencia requerida de la superestructura frente a cargas sísmicas. En la tabla 7.12 se presentan los máximos cortantes en la base de la edificación y en la losa de aislamiento para cada par de terremotos en los sentidos X e Y.

Tabla 7.12 Fuerza cortante en la base y en losa de aislamiento (Toneladas)								
	Cortante Base Vx		Cortante Base Vy		Cortante AIS Vx		Cortante AIS Vy	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
Darfield	606.05	-729.97	690.57	-834.87	564.81	-593.06	514.32	-484.21
Chi Chi	751.94	-753.09	804.73	-745.65	475.33	-592.57	646.29	-523.82
Chuetsu Oki	664.26	-671.46	658.79	-902.60	556.37	-513.83	477.86	-542.22
Iwate	1002.42	-1100.36	730.72	-985.67	464.88	-507.97	524.30	-502.33
Kocaeli	749.15	-854.75	625.77	-919.65	631.10	-526.38	528.15	-617.16
Cinchona	698.47	-665.20	746.56	-883.46	552.59	-585.23	454.03	-597.19
Kobe	971.97	-959.50	814.40	-880.15	530.94	-519.99	605.47	-666.98

De la tabla anterior, se obtiene como máximo cortante en la base (absoluto) el del terremoto de Iwate – Japón con 1100.36 Ton y el mínimo cortante en la base (absoluto) el del terremoto Chuetsu Oki – Japón con 664.26 Ton. El promedio del cortante en la base (absoluto) para los 7 pares de terremotos es de 800.08 Ton y el promedio del cortante en la losa de aislamiento (absoluto) para los 7 pares de terremotos es de 561.99 Ton, lo que representa un 70% con respecto al promedio del cortante en la base. A manera de respuesta gráfica se presenta en figura 7.30 la distribución de cortante en el sentido X de la estructura y en todos los pisos para el

terremoto de Kocaeli – Turquía, que muestra el comportamiento promedio de los 7 pares de terremotos. De igual manera se presenta en Figura 7.31 la historia del cortante para el mismo terremoto.

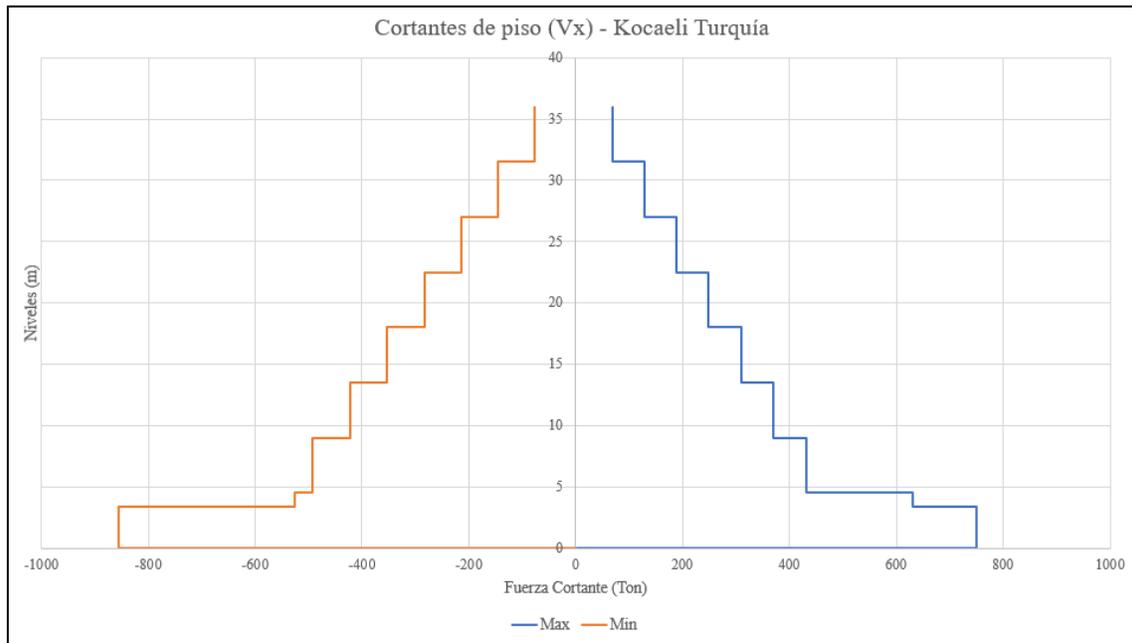


Figura 7.30 Cortantes de piso para terremoto Kocaeli - Turquía
Fuente: (Propia)

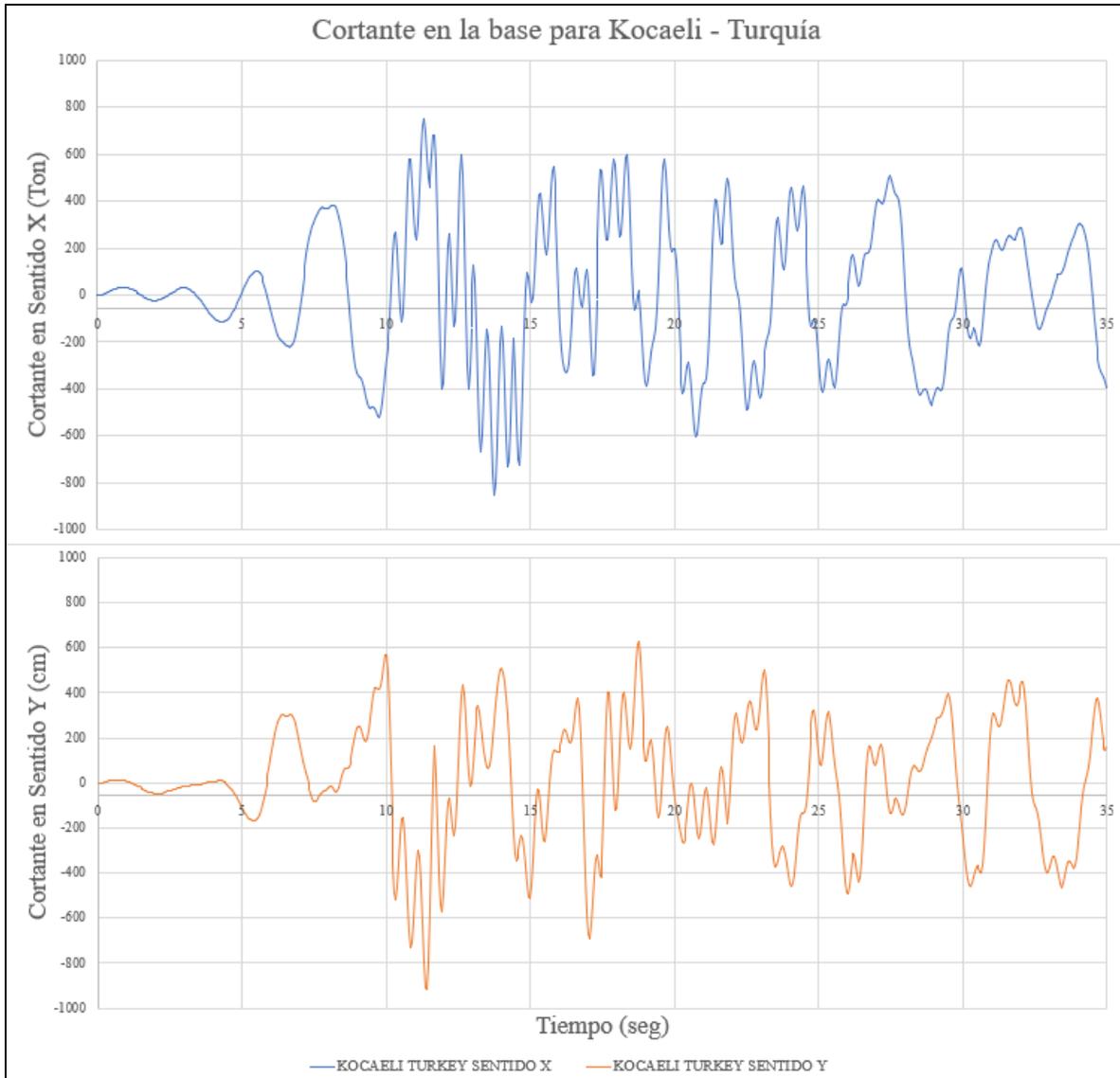


Figura 7.31 Historia de cortante en la base para terremoto Kocaeli - Turquía
Fuente: (Propia)

7.5.6. Bucles (lazos) de histéresis en aisladores

Los lazos histeréticos en aisladores generalmente no se utilizan para diseño, sin embargo, sirven para verificar que el modelo analítico está correcto. En aisladores sísmicos, la histéresis se refiere a la capacidad del material del aislador para disipar energía a través de ciclos repetidos de carga y descarga durante un terremoto. Cuando un terremoto ocurre, el aislador experimenta

deformaciones cíclicas, y el bucle de histéresis representa la relación entre la fuerza aplicada y la deformación del aislador.

Los bucles de histéresis muestran cómo el dispositivo disipa energía. La forma y el área del bucle indican la eficiencia de la disipación de energía. Un área más grande del bucle significa una mayor disipación de energía sísmica. Continuando con los resultados del aislador K10 se presentan en gráficas 7.32 y 7.33 los bucles histéricos en sentido X y sentido Y para los 7 pares de terremotos.

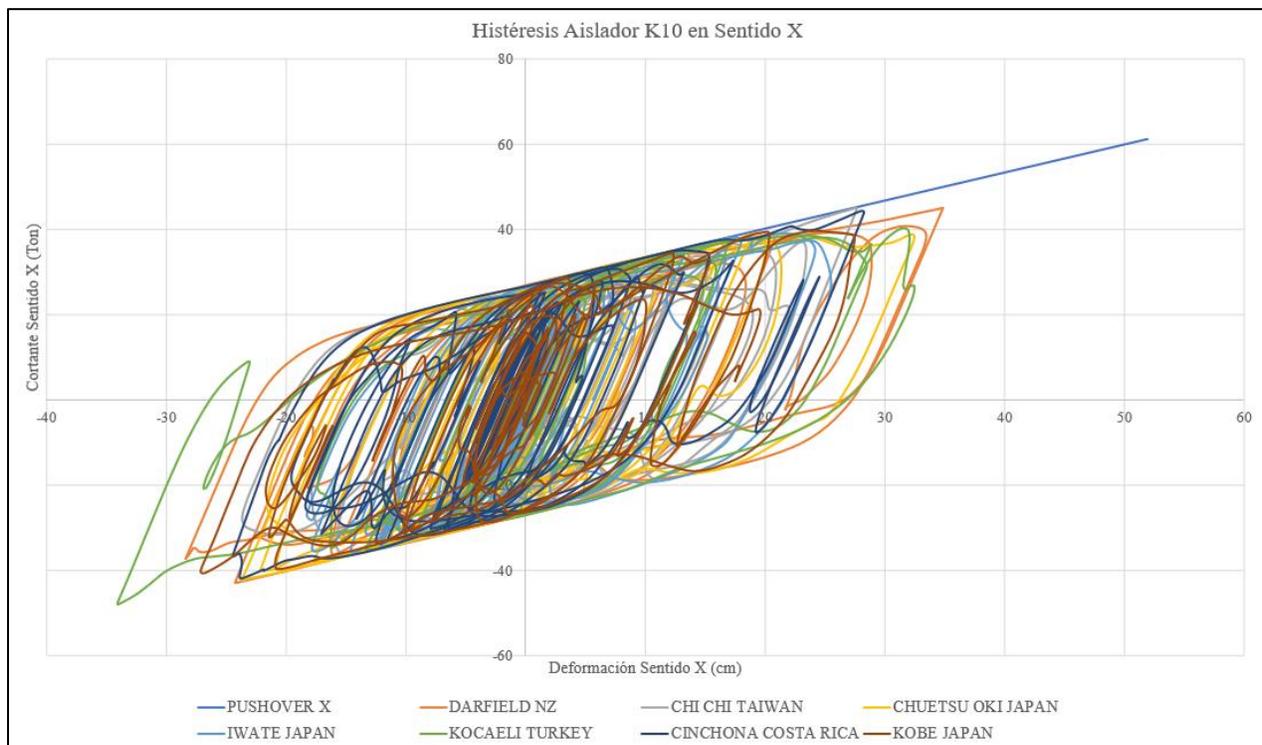


Figura 7.32 Bucle histérico para aislador K10 en sentido X
Fuente: (Propia)

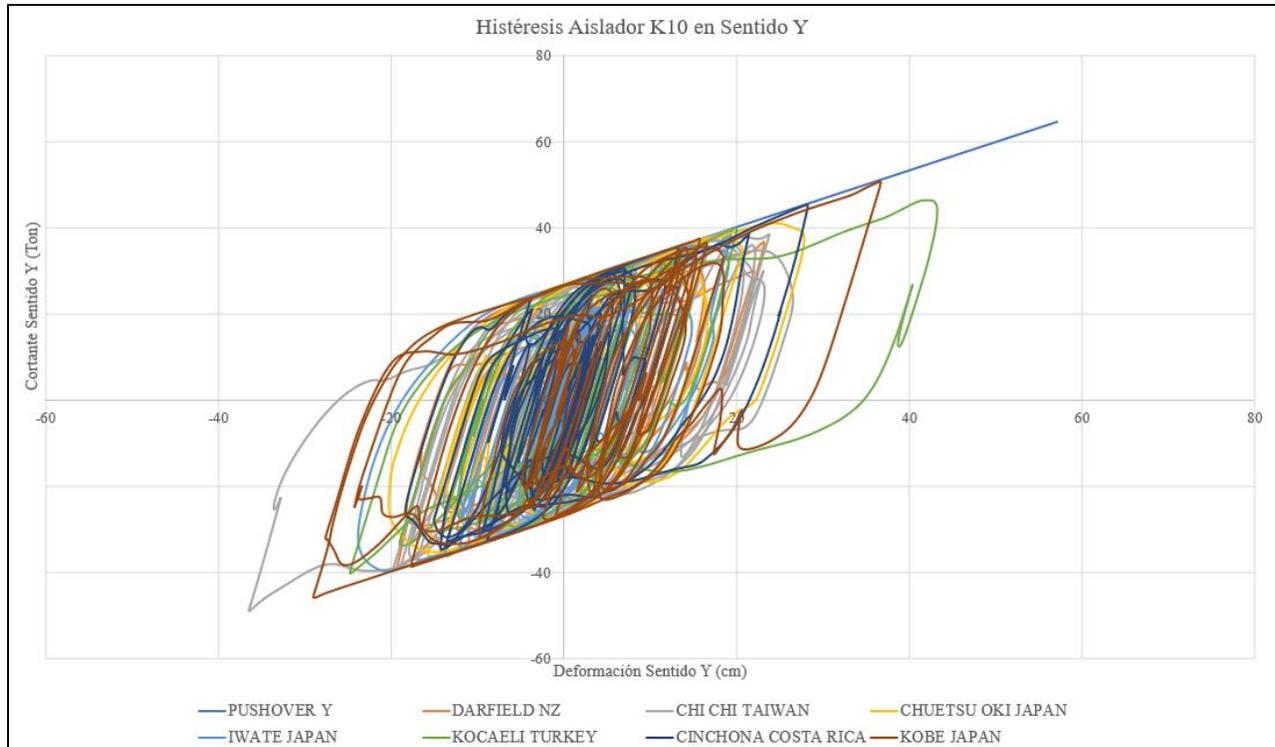


Figura 7.33 Bucle histéretico para aislador K10 en sentido Y
Fuente: (Propia)

7.5.7. Desplazamiento en la estructura

La edificación conceptualmente se puede dividir en 2 bloques, un primer bloque llamado subestructura donde se ubica los elementos de concreto (vigas y columnas) y el sistema de cimentación. Sobre el nivel 0+3.35 m se da el segundo bloque llamado superestructura que se compone de la losa de aislamiento y todos los elementos de acero con sus losas de entrepiso.

El mayor desplazamiento se da en los dispositivos de aislamiento sísmico y el comportamiento de la superestructura es de “bloque rígido” donde los desplazamientos relativos entre los pisos son muy pequeños. En la figura 7.34 y 7.35 se muestran los máximos desplazamientos por piso de la edificación para los 7 pares de terremotos en sentido X y sentido Y respectivamente. En la figura 7.36 se muestra la historia de desplazamiento en el punto de control (Nivel 8) para los 7 pares de terremotos.

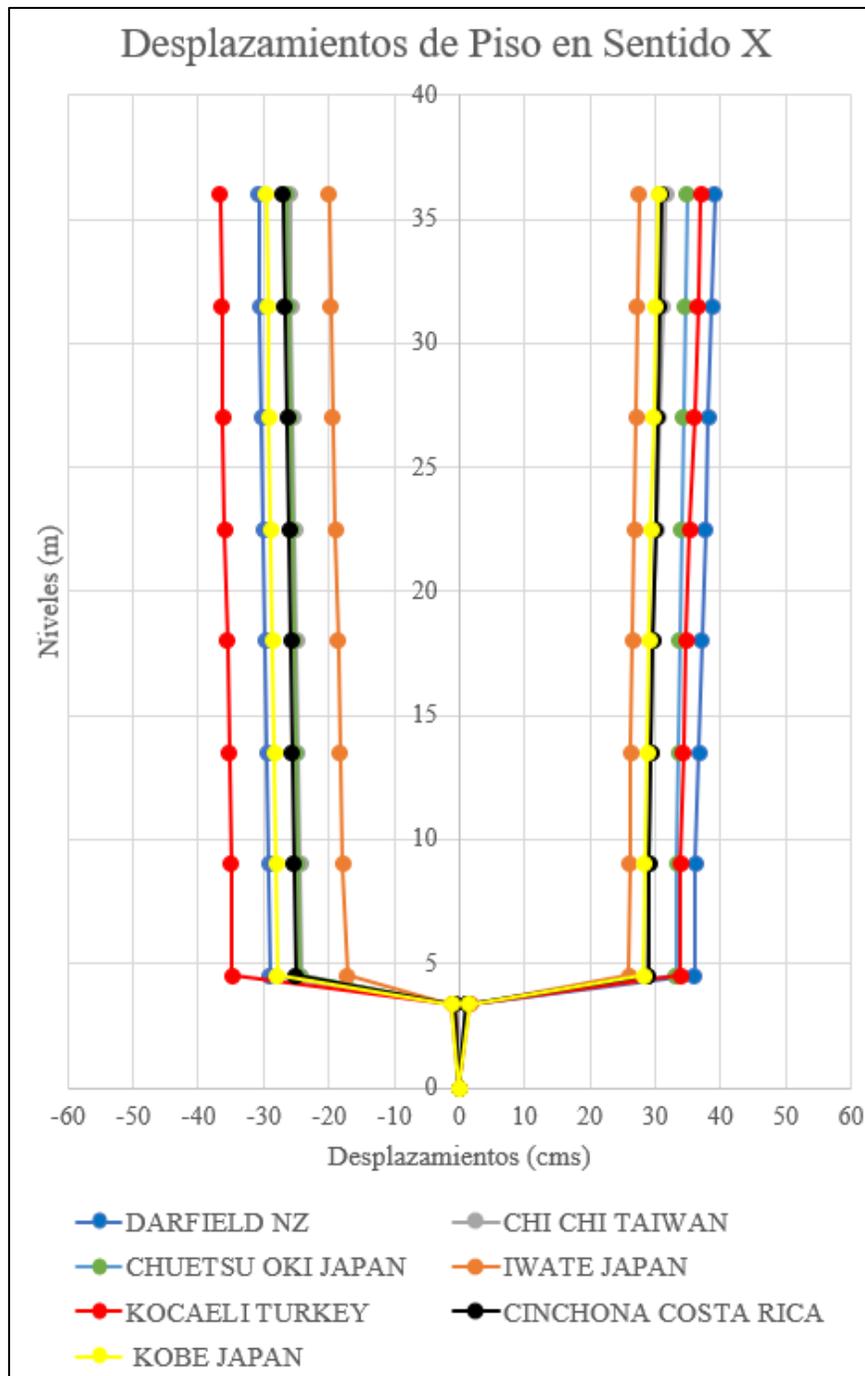


Figura 7.34 Desplazamientos máximos de piso en sentido X
Fuente: (Propia)

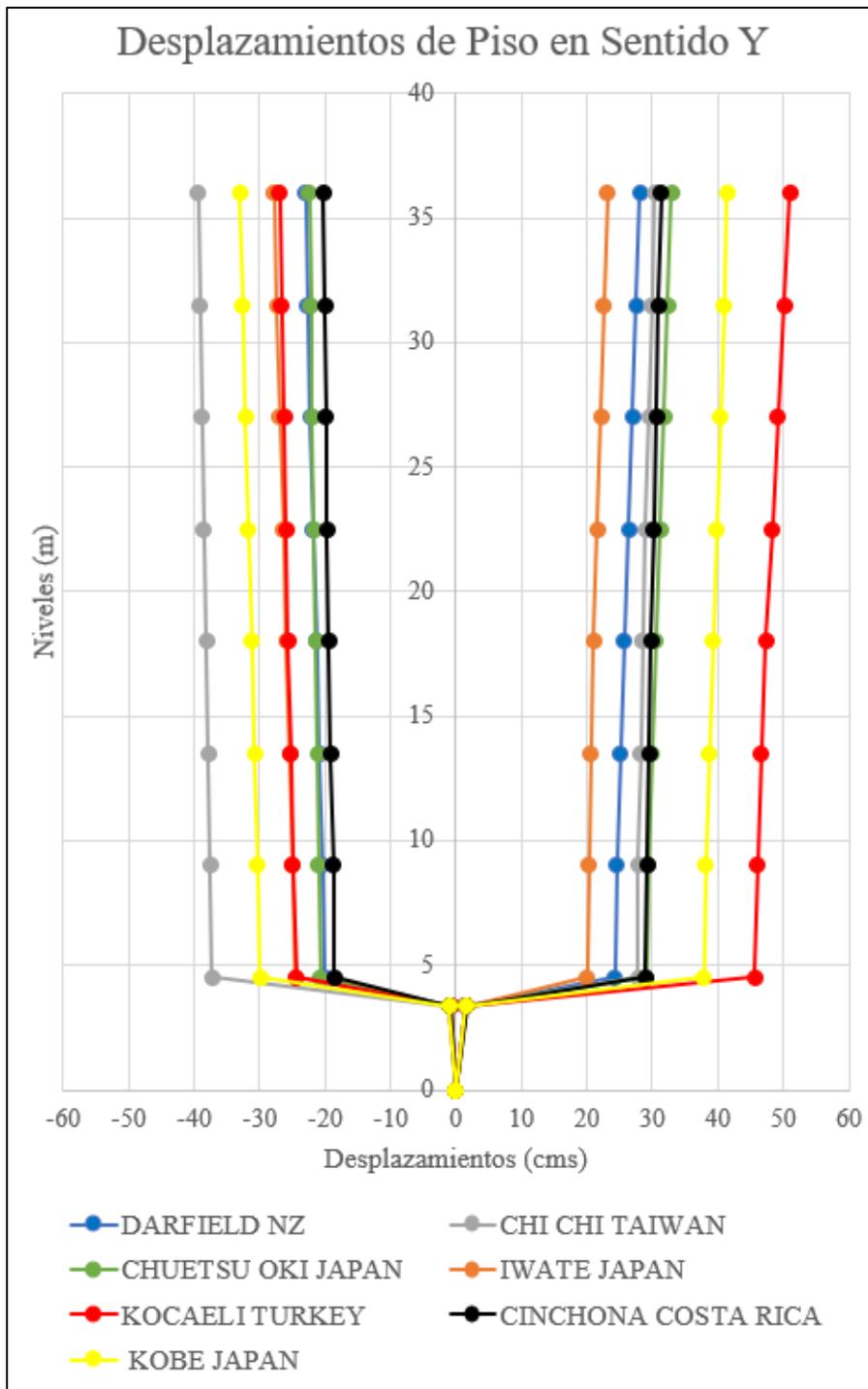


Figura 7.35 Desplazamientos máximos de piso en sentido Y
Fuente: (Propia)

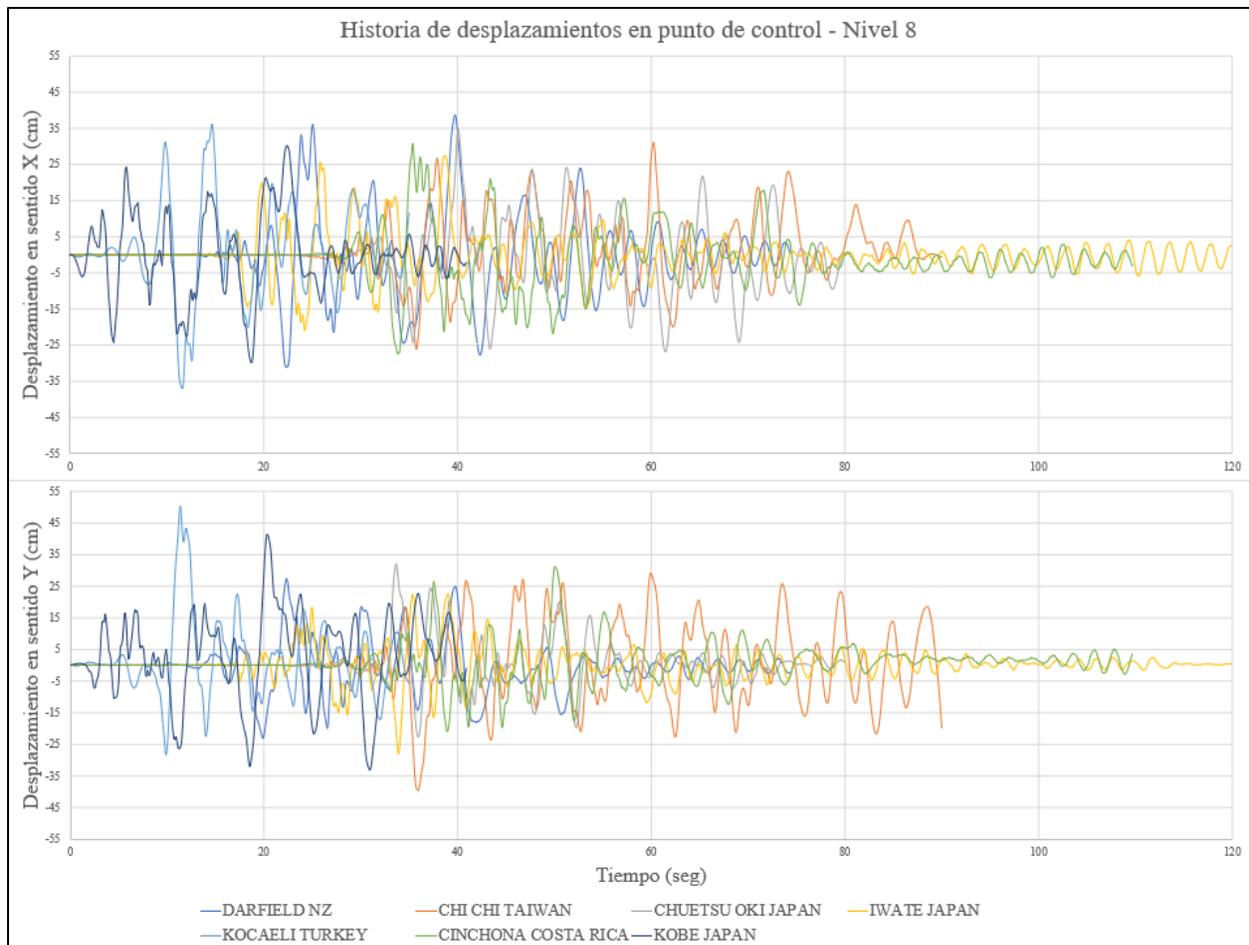


Figura 7.36 Historia de desplazamientos máximos en el punto de control – Nivel 8
Fuente: (Propia)

7.5.8. Razones de deriva de pisos

Las razones máximas de deriva entre pisos obtenidas están en el orden de 0.15-0.25 %, muchísimo menores a las exigidas por el Código Sísmico de Costa Rica 2010 – Revisión 2014 que define como deriva máxima 1.25 % para el diseño convencional. Las derivas se limitaron debido al concepto de “bloque rígido” que se planificó en la superestructura.

Como resultado gráfico en la figura 7.37 se muestra las máximas derivas en el sentido Y que se dan por el terremoto de Iwate – Japón.

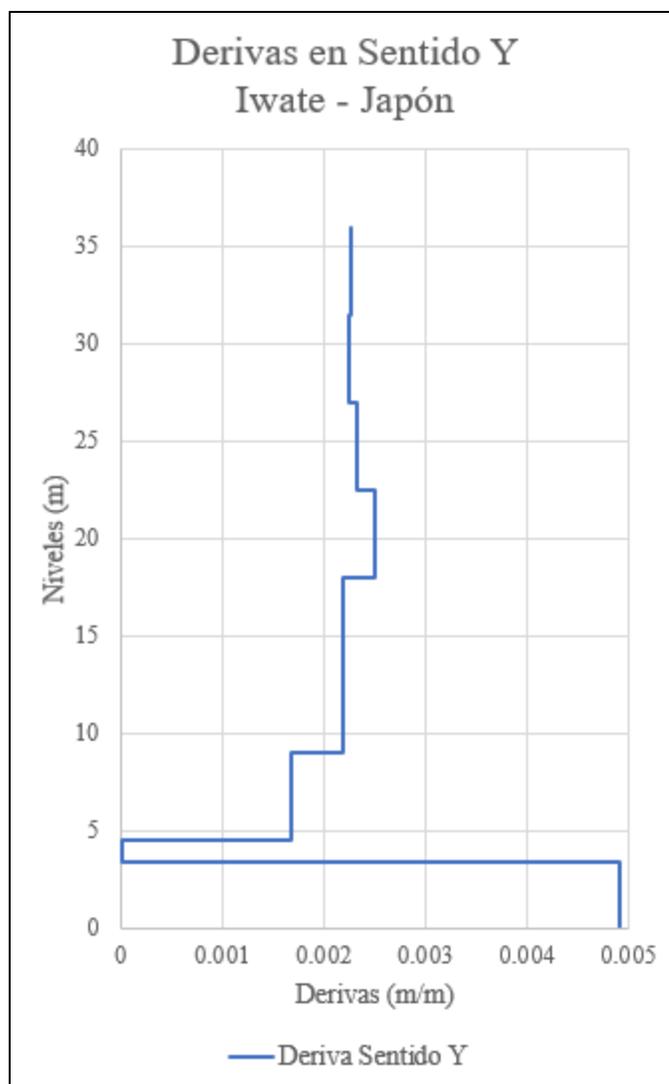


Figura 7.37 Máximas derivas en sentido Y debido al terremoto Iwate - Japón
Fuente: (Propia)

7.5.9. Fuerzas verticales en aisladores

Las fuerzas verticales máximas en compresión de los aisladores se utilizan en el diseño para la subestructura, fundaciones del edificio y para los mismos aisladores. De igual manera es de suma importancia verificar que para la historia en todos los terremotos los dispositivos se mantengan en compresión, no es recomendable tener tensiones en ningún aislador. En la tabla 7.13 se muestran las fuerzas máximas y mínimas en compresión que experimentan los dispositivos sometidos a los 7 pares de terremotos. De la información obtenida se destaca que la

menor compresión es de 29.57 Ton y la mayor de 899.05 Ton, ambas se presentan para el terremoto de Kobe – Japón. El promedio de fuerza de compresión es de 391.67 Ton, valor que se encuentra dentro del rango de los parámetros de diseño de los aisladores presentado en el capítulo 6.

Tabla 7.13 Fuerzas verticales de compresión en aisladores (Toneladas)								
	Darfield		Chi Chi		Chuetsu Oki		Iwate	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
K1	-162.63	-415.21	-158.70	-448.85	-176.08	-427.48	-90.34	-501.03
K2	-206.92	-458.17	-174.66	-460.47	-195.50	-443.05	-121.59	-526.15
K3	-254.39	-548.34	-249.52	-588.20	-270.12	-563.41	-169.90	-647.65
K5	-283.79	-579.22	-246.44	-581.48	-270.47	-561.64	-182.79	-658.71
K6	-181.74	-431.89	-178.00	-465.46	-195.04	-444.23	-110.13	-517.24
K7	-187.92	-441.74	-155.25	-443.95	-176.38	-426.59	-101.70	-510.43
K8	-101.89	-529.32	-126.84	-547.02	-93.84	-520.09	-73.93	-550.89
K9	-532.94	-539.51	-533.93	-538.81	-533.44	-539.37	-531.80	-540.87
K10	-370.27	-837.47	-401.70	-893.81	-334.96	-803.68	-297.48	-853.18
K11	-357.61	-810.96	-387.66	-817.55	-366.81	-823.88	-355.70	-826.05
K12	-532.84	-539.46	-533.81	-538.90	-533.37	-539.31	-531.61	-540.81
K13	-100.20	-512.33	-118.27	-549.76	-77.18	-497.64	-47.85	-556.49
K14	-155.39	-518.48	-142.84	-505.25	-139.93	-516.85	-145.02	-595.26
K15	-226.00	-474.22	-192.26	-459.08	-209.78	-451.82	-198.26	-512.08
K16	-145.47	-627.73	-116.39	-606.96	-113.33	-609.20	-115.48	-659.45
K17	-127.41	-659.70	-36.20	-591.18	-133.42	-672.81	-67.87	-752.55
K18	-207.36	-449.21	-210.57	-427.16	-200.61	-442.37	-175.18	-501.34
K19	-164.89	-567.28	-98.55	-527.63	-156.48	-560.88	-108.09	-645.96

Tabla 7.13 Fuerzas verticales de compresión en aisladores (Toneladas)						
	Kocaeli		Cinchona		Kobe	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max
K1	-138.39	-445.43	-176.45	-441.19	-113.60	-491.64
K2	-176.72	-481.62	-181.52	-443.83	-134.33	-504.99
K3	-226.16	-583.07	-270.67	-578.99	-196.70	-637.87
K5	-247.42	-606.79	-254.40	-562.46	-198.89	-633.47
K6	-157.74	-462.27	-195.56	-457.76	-133.26	-507.84
K7	-157.07	-465.42	-162.38	-427.18	-114.51	-488.82
K8	-74.22	-491.74	-107.48	-519.84	-90.60	-551.49
K9	-533.48	-539.72	-532.53	-539.69	-533.23	-540.21
K10	-392.79	-808.17	-355.27	-875.60	-348.46	-899.05
K11	-297.13	-801.60	-351.84	-818.49	-368.89	-829.64
K12	-533.35	-539.69	-532.36	-539.78	-533.08	-540.33
K13	-83.16	-509.13	-72.47	-548.25	-93.31	-550.21
K14	-127.10	-614.26	-131.37	-554.94	-117.10	-489.40
K15	-216.98	-443.68	-197.88	-435.75	-175.53	-476.36
K16	-130.25	-735.68	-112.31	-661.54	-120.25	-587.53
K17	-137.93	-577.79	-47.18	-639.55	-29.57	-645.42
K18	-189.15	-502.38	-212.21	-457.42	-204.59	-443.36
K19	-142.31	-506.11	-97.48	-535.14	-95.84	-542.83

Nota: Total de aisladores 18, por temas de reenumeración se pierde K4

Como respuesta gráfica, en la figura 7.38 se muestra la deformación vertical debido a la carga axial sobre el aislador K17 por el terremoto de Kobe – Japón. En la figura 7.39 se muestra la historia de la deformación vertical para ese mismo terremoto en el mismo aislador K17.

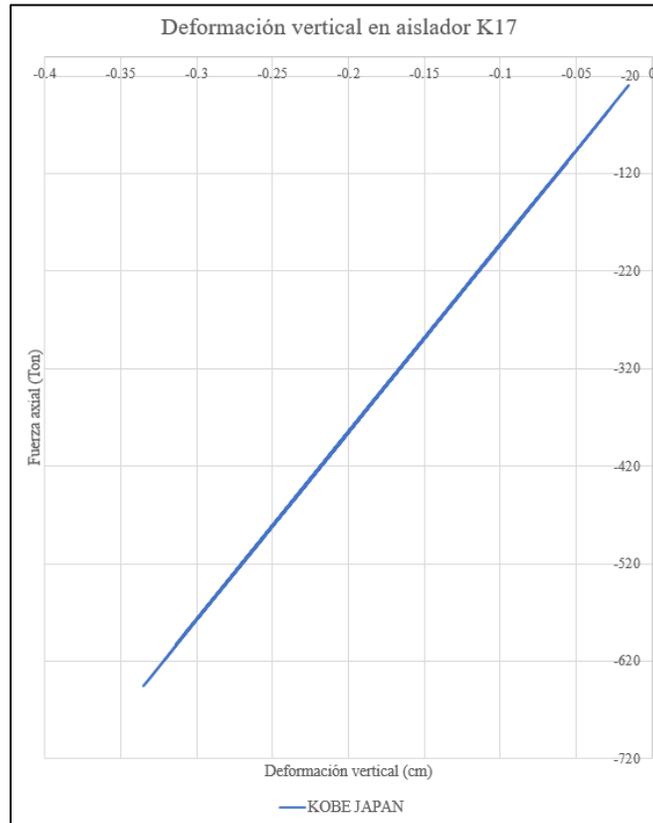


Figura 7.38 Deformación vertical en aislador K17 debido al terremoto Kobe - Japón
Fuente: (Propia)

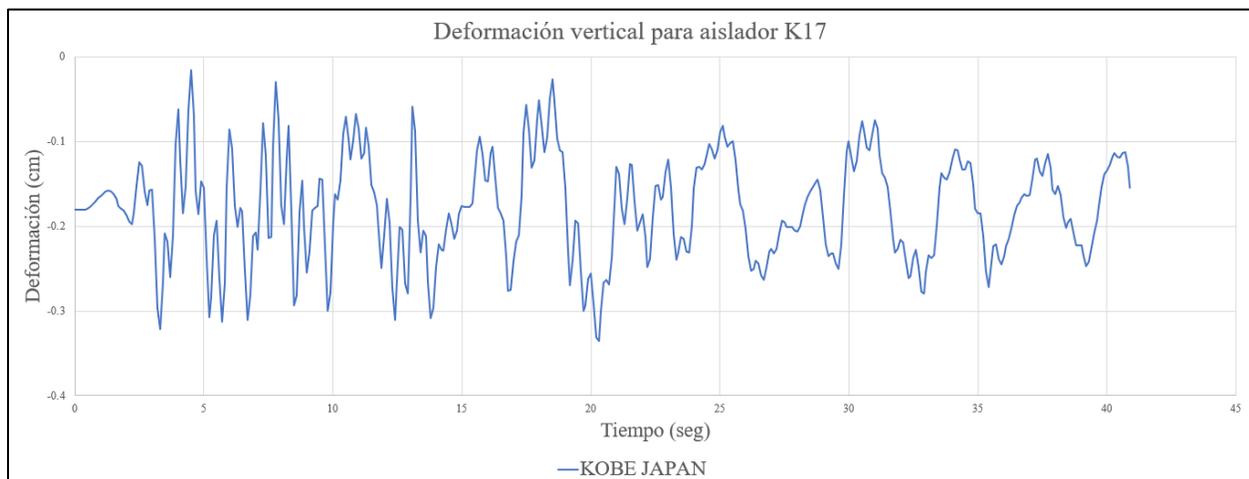


Figura 7.39 Historia deformación vertical en aislador K17 debido al terremoto Kobe - Japón
Fuente: (Propia)

7.5.10. Aceleraciones de piso

Los límites de aceleración de piso no están incluidos en las normativas, este es el caso para el Código Sísmico de Costa Rica 2010 – Revisión 2014. No se requiere la evaluación de la aceleración del piso para el diseño, sin embargo, si se consideran regularmente cuando se realizan diseños por desempeño. Las aceleraciones de piso son sensibles a los efectos de modos superiores, lo que las hace más difíciles de predecir. En la figura 7.40 y 7.41 se presentan las aceleraciones de piso de los 7 pares de terremotos para el sentido X y sentido Y respectivamente.

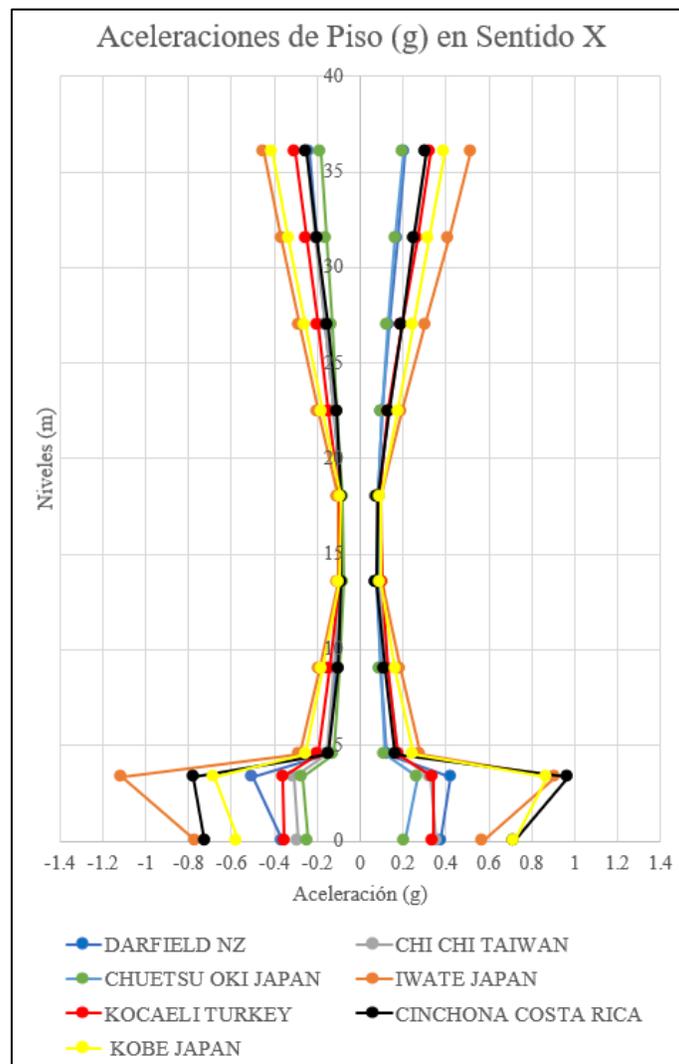


Figura 7.40 Aceleraciones de piso sentido X para los 7 pares de terremotos
Fuente: (Propia)

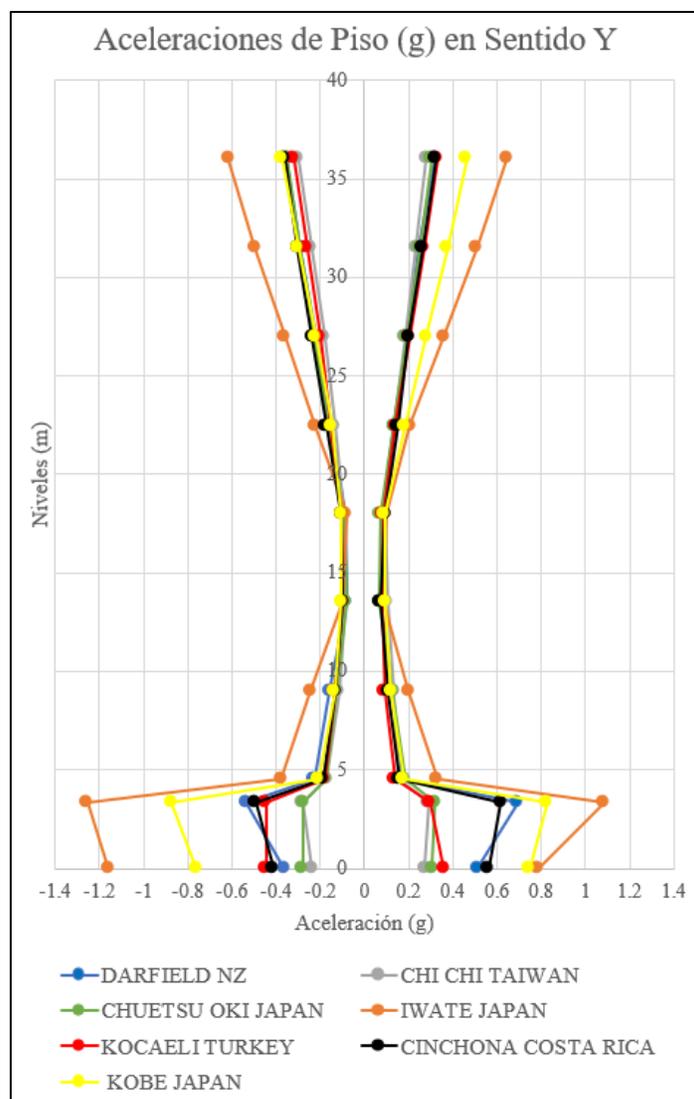


Figura 7.41 Aceleraciones de piso sentido X para los 7 pares de terremotos
Fuente: (Propia)

De las figuras anteriores se puede observar que las mayores aceleraciones se dan en el nivel 0+3.35 m, justo antes del nivel de losa de aislamiento, en todos los casos se observa una reducción de la respuesta de la superestructura donde claramente es notorio la disipación de energía que realizan los dispositivos de aislamiento sísmico.

7.5.11. Equilibrio energético

Mediante el equilibrio energético se puede comprender y evaluar la respuesta de la estructura bajo cargas dinámicas, especialmente durante eventos sísmicos. Este principio se

centra en la relación y equivalencia entre la energía que ingresa a una estructura y la energía que es absorbida o disipada por la misma. El análisis detallado del equilibrio energético abarca diversas formas de energía:

- Energía cinética: se refiere a la energía asociada con el movimiento de la estructura. Esta energía es un componente crítico durante las oscilaciones y desplazamientos estructurales inducidos por fuerzas sísmicas.
- Energía potencial: es la energía almacenada en los elementos estructurales cuando se deforman elásticamente bajo cargas. Cuando una estructura es sometida a una carga, como la fuerza de un terremoto, los elementos estructurales (como vigas, columnas, etc.) pueden experimentar deformaciones. Mientras estas deformaciones estén dentro del límite elástico del material, la energía se almacena en forma de energía potencial elástica. Esta energía puede ser liberada cuando la carga se elimina, permitiendo que la estructura vuelva a su forma original.
- Amortiguamiento global: El amortiguamiento global ayuda a controlar las respuestas de la estructura durante los sismos, reduciendo la magnitud de las vibraciones y, por lo tanto, el riesgo de daños. Es un factor crítico en el diseño de edificios resistentes a sismos.
- Amortiguamiento viscoso no lineal: Se basa en la idea de que la energía de vibración de la estructura se disipa a través de fuerzas de amortiguamiento proporcionales a la velocidad de movimiento de la estructura. En el modelado sísmico, se suelen utilizar modelos de amortiguamiento como el de Rayleigh, que es una combinación de amortiguamiento proporcional a la masa y a la rigidez de la estructura.

- Amortiguamiento histerético no lineal: es la energía disipada inelásticamente, esta energía es absorbida por las deformaciones inelásticas para el caso específico de los dispositivos de aislamiento sísmico.

En las siguientes figuras se muestran las gráficas de equilibrio energético para cada uno de los 7 pares de terremotos.

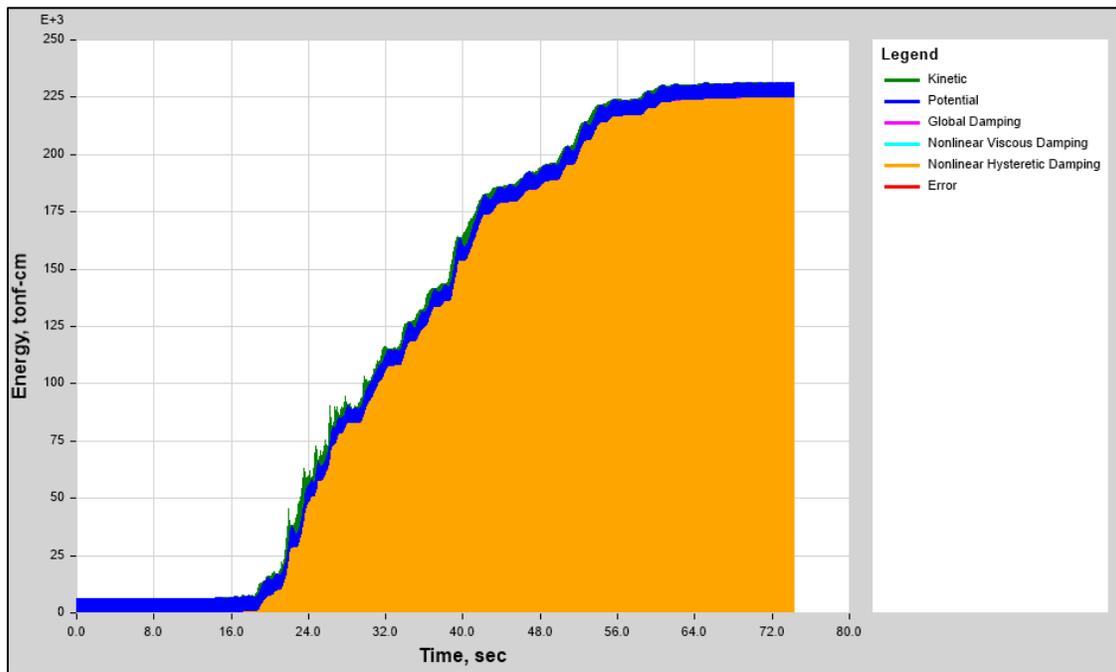


Figura 7.42 Equilibrio energético debido a Darfield – Nueva Zelanda
Fuente: (Propia ETABS)

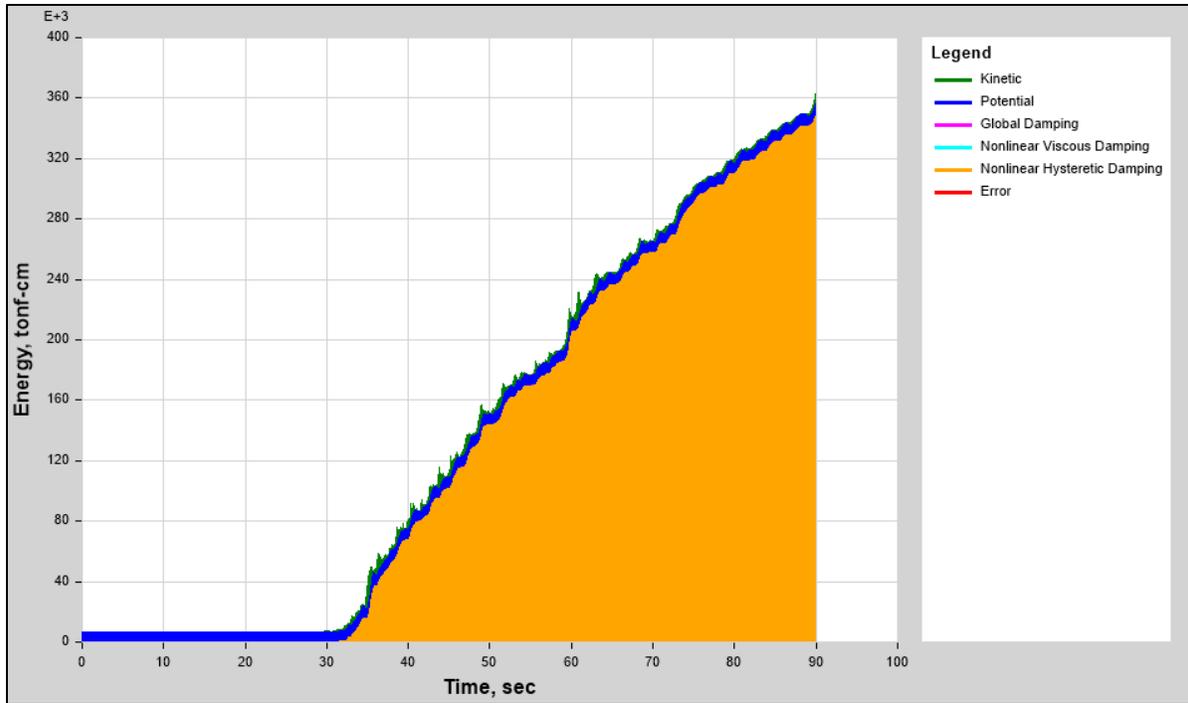


Figura 7.43 Equilibrio energético debido a Chi Chi – Taiwan
Fuente: (Propia ETABS)

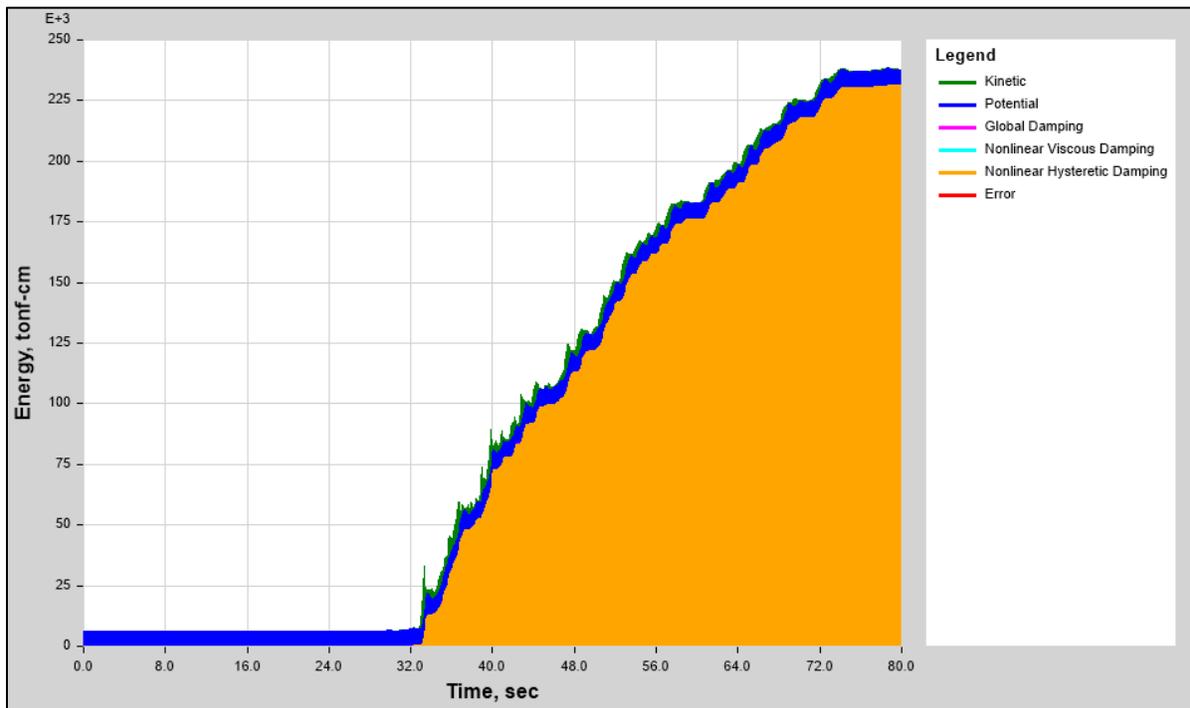


Figura 7.44 Equilibrio energético debido a Chuetsu Oki – Japón
Fuente: (Propia ETABS)

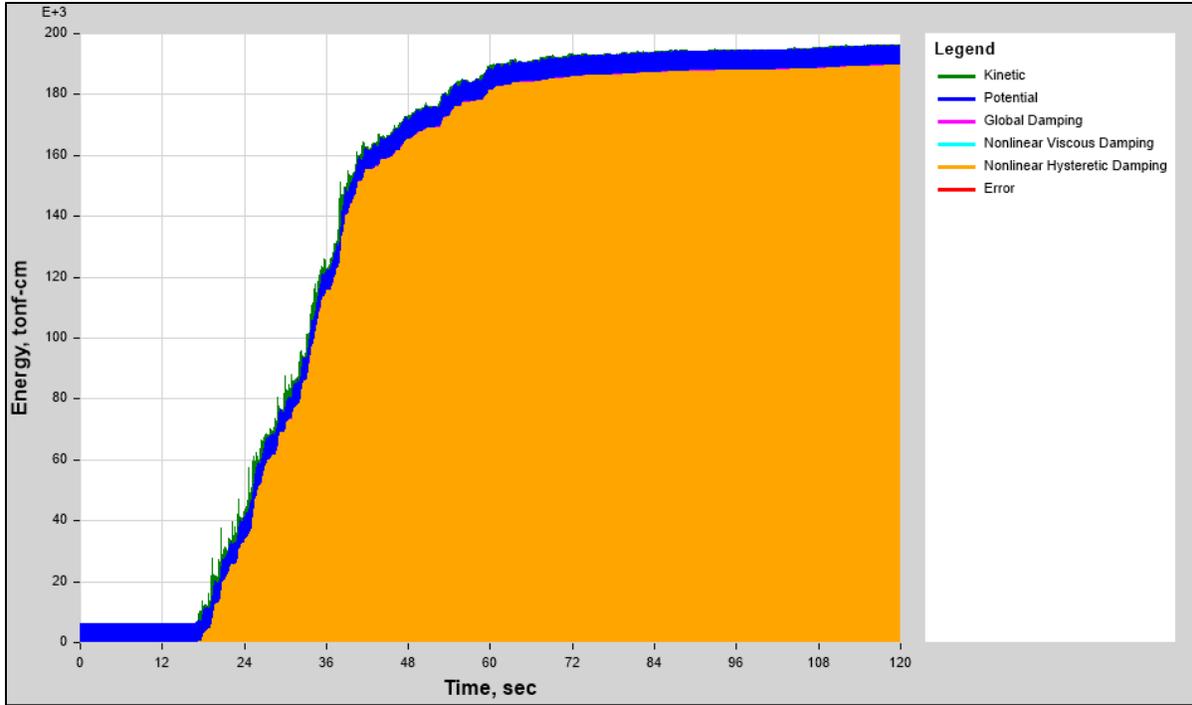


Figura 7.45 Equilibrio energético debido a Iwate – Japón
Fuente: (Propia ETABS)

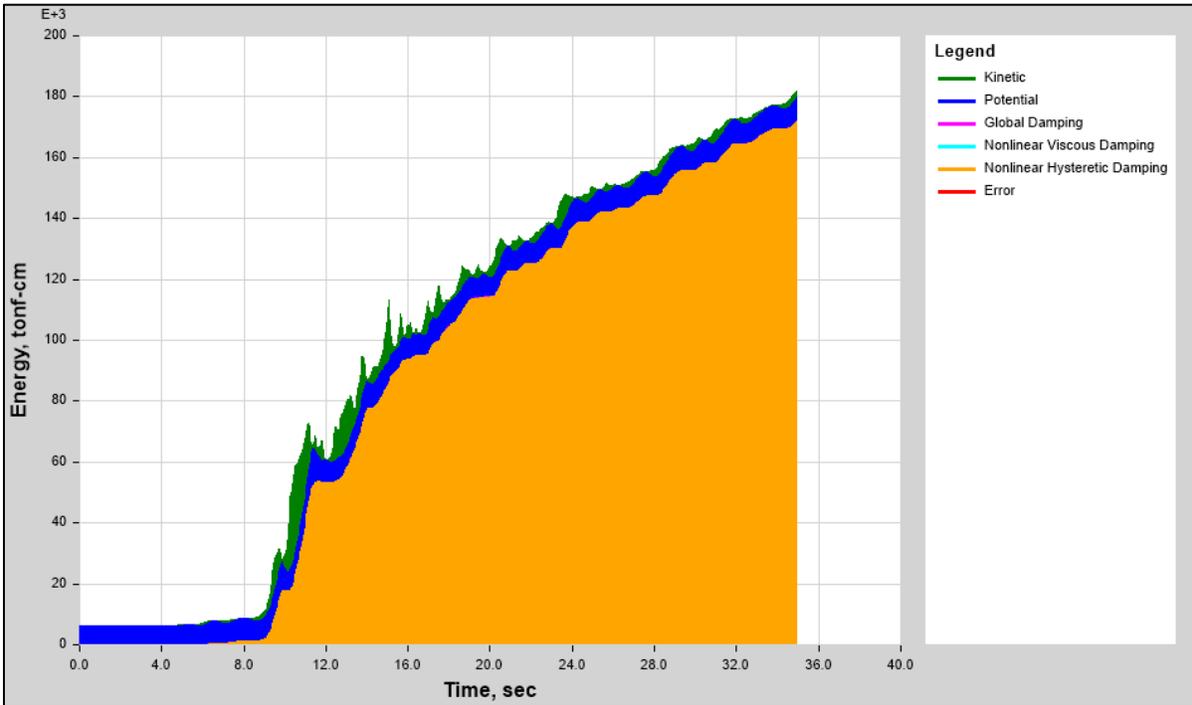


Figura 7.46 Equilibrio energético debido a Kocaeli – Turquía
Fuente: (Propia ETABS)

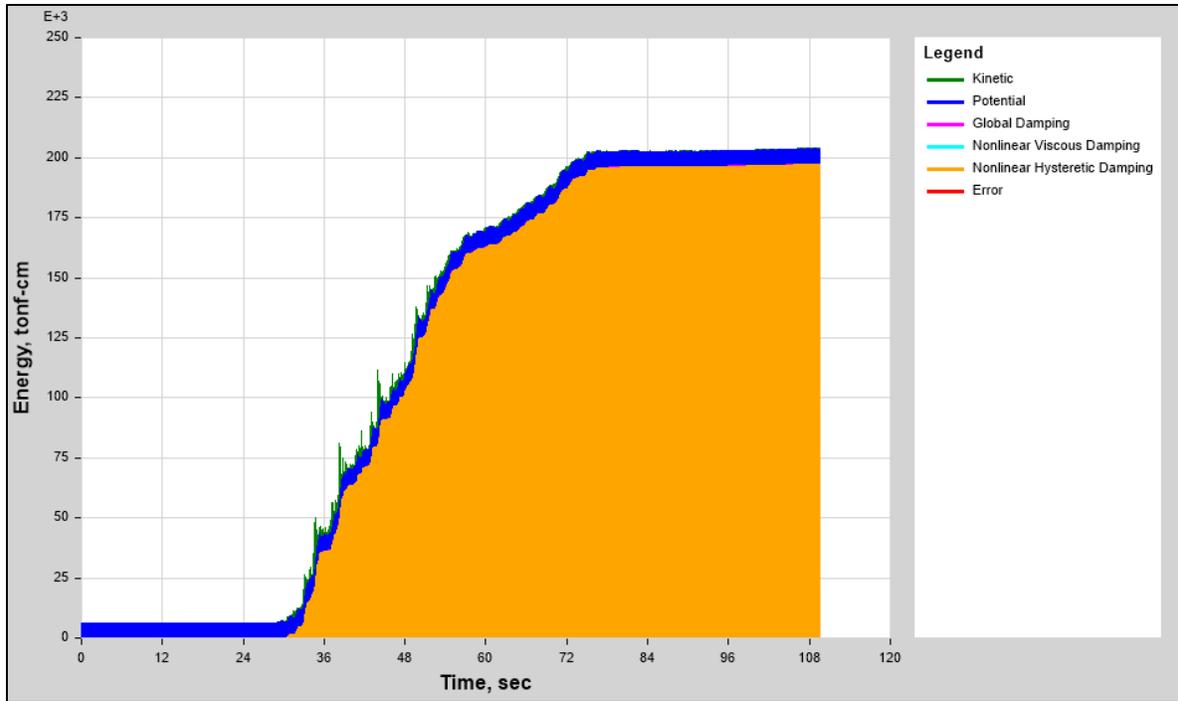


Figura 7.47 Equilibrio energético debido a Cinchona – Costa Rica
Fuente: (Propia ETABS)

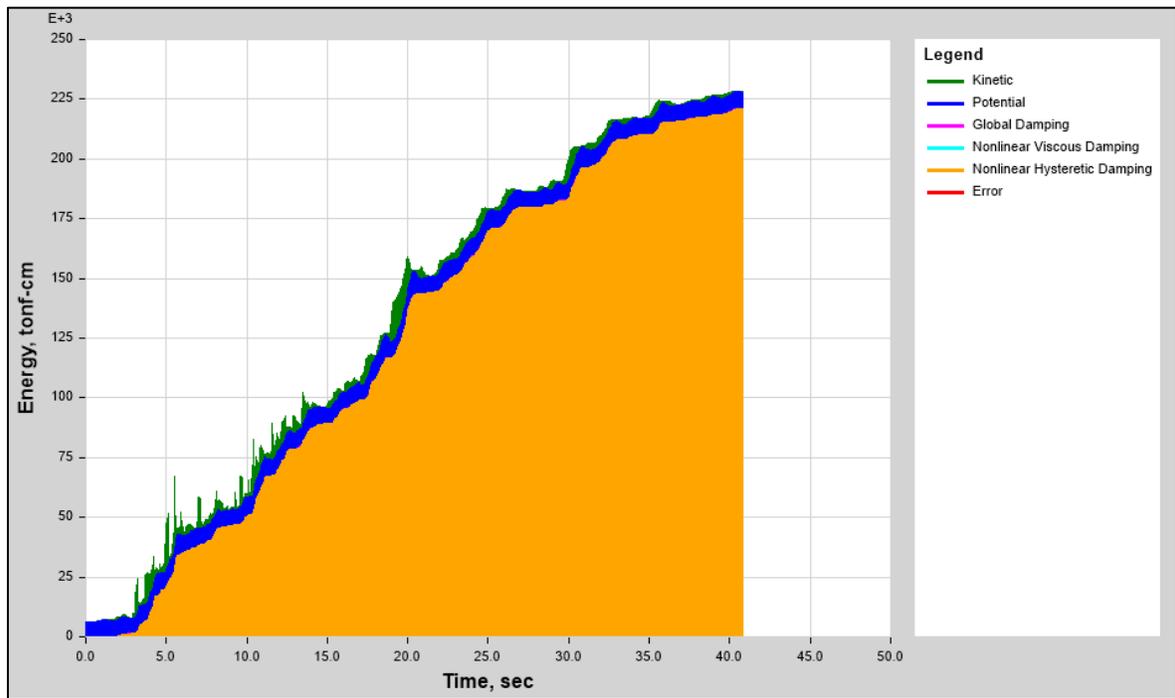


Figura 7.48 Equilibrio energético debido a Kobe – Japón
Fuente: (Propia ETABS)

7.6. Diseño estructural de los elementos de concreto

Los elementos de concreto son los que componen la subestructura y la losa de aislamiento. Estos elementos fueron predimensionados y reforzados para hacer el análisis dinámico no lineal, tal cual se mostraron en el capítulo 7.4.4.1 y 7.4.4.2. A continuación, se muestran los resultados para cargas gravitacionales de demanda/capacidad para elementos viga y elementos columna.

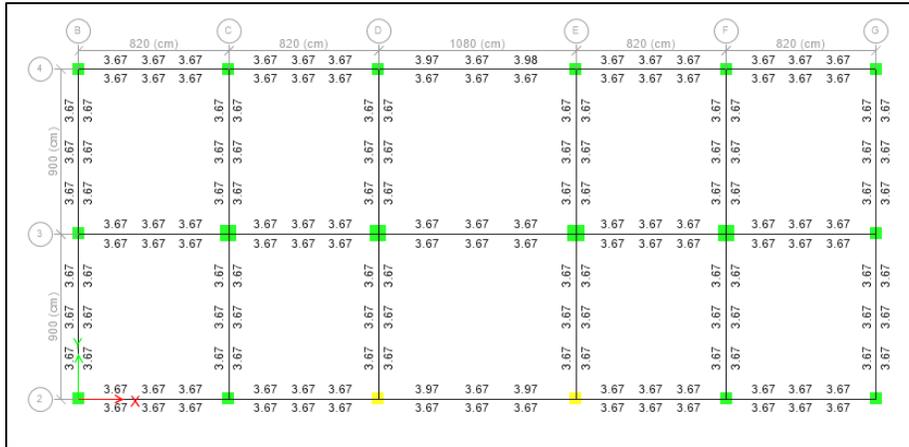


Figura 7.49 Acero de refuerzo mínimo requerido por resistencia para vigas nivel 0+3.35m
Fuente: (Propia ETABS)

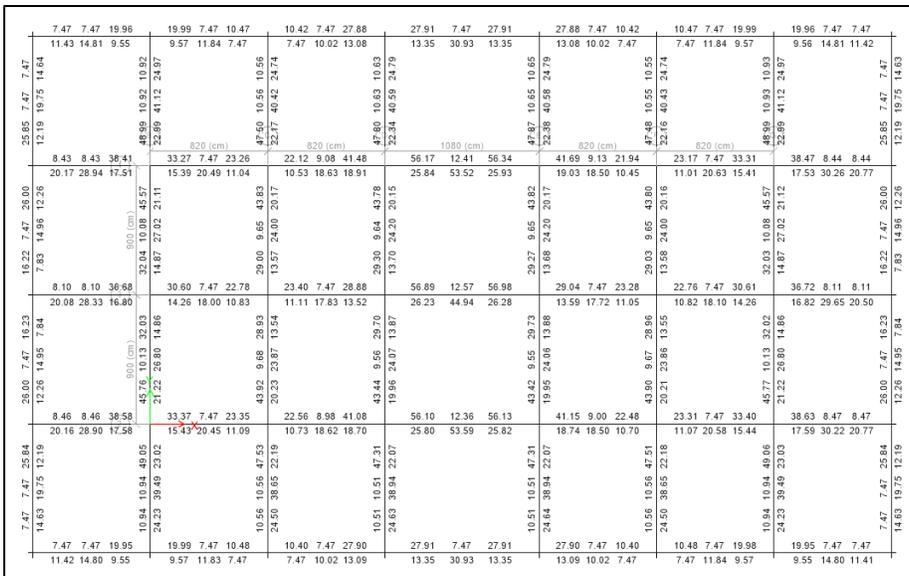


Figura 7.50 Acero de refuerzo mínimo requerido por resistencia para vigas nivel 0+4.50m
Fuente: (Propia ETABS)

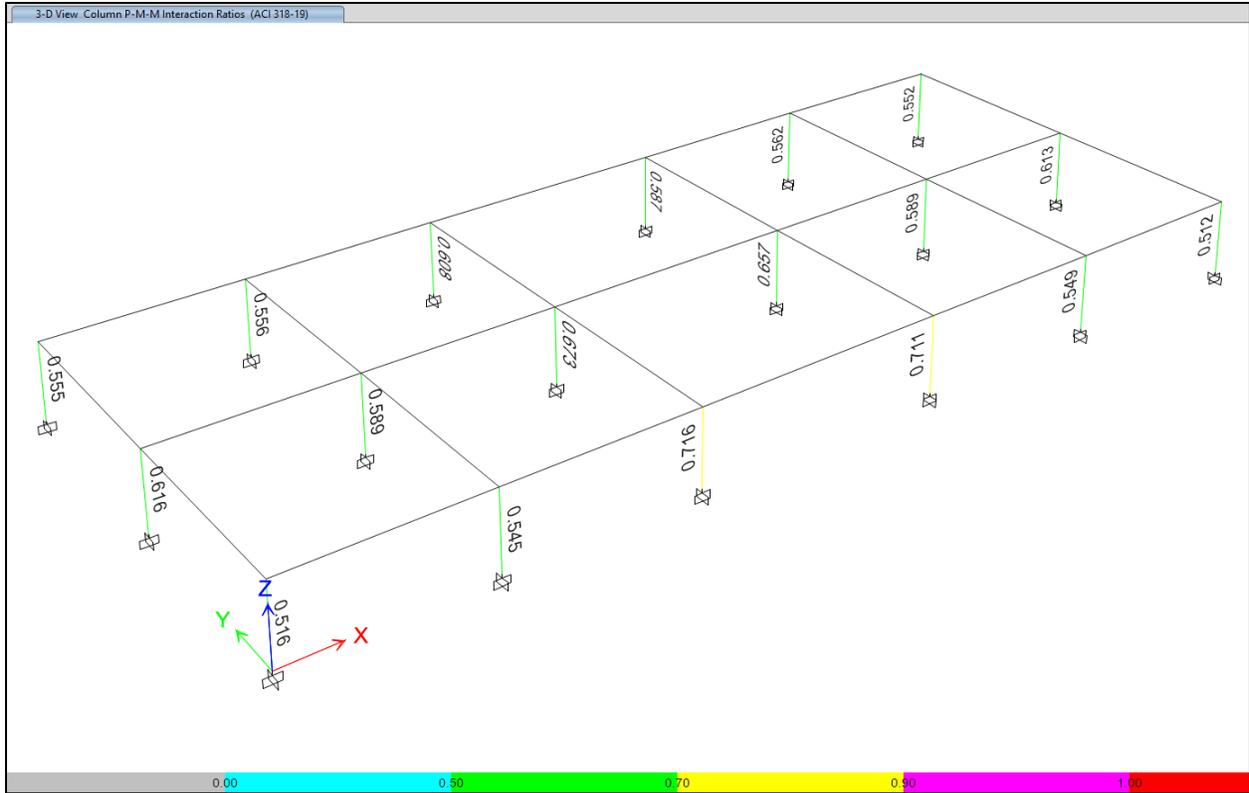


Figura 7.51 Razón de demanda/capacidad para columnas de concreto (subestructura)
Fuente: (Propia ETABS)

7.7. Diseño estructural de los elementos de acero

7.7.1. Diseño de vigas del sistema compuesto

A continuación, se muestran los resultados del diseño de los elementos estructurales que componen el entrepiso: diseño por capacidad, diseño por deflexiones y diseño por vibraciones.

Por tratarse de entrepisos simétricos se mostrará como ejemplo los resultados del entrepiso 2.

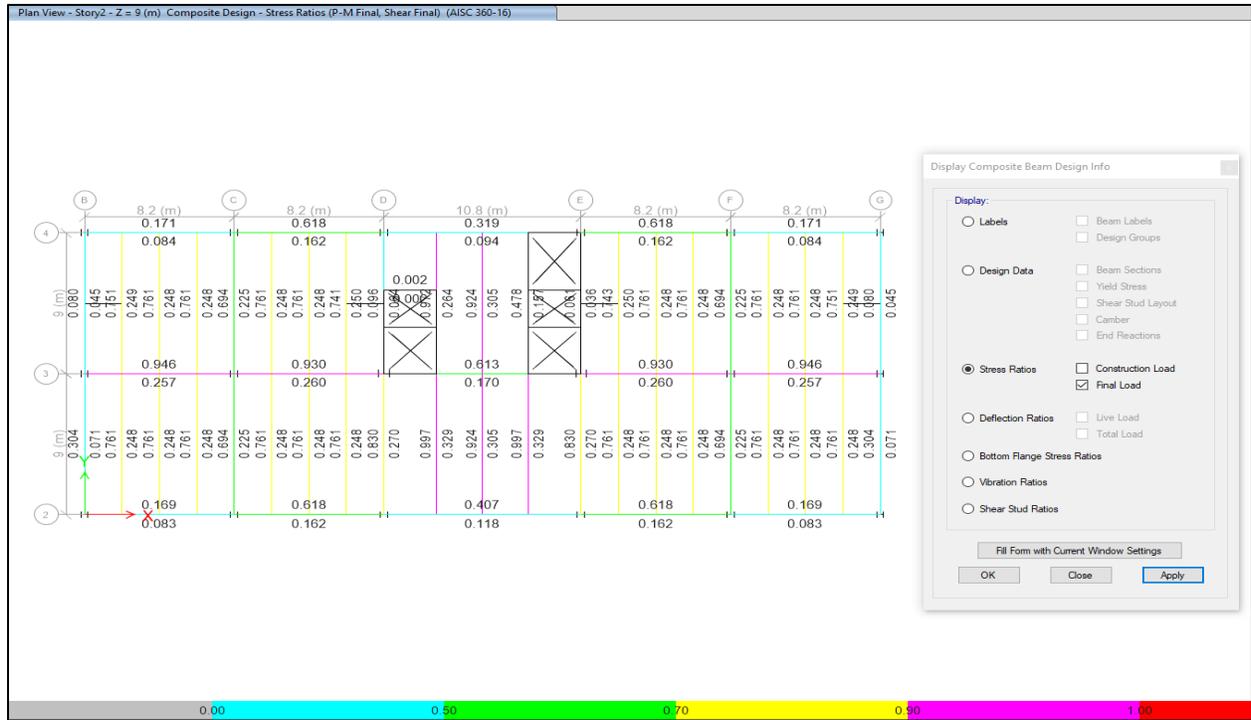


Figura 7.52 Diseño por resistencia elementos sección compuesta entrepiso 2
Fuente: (Propia ETABS)

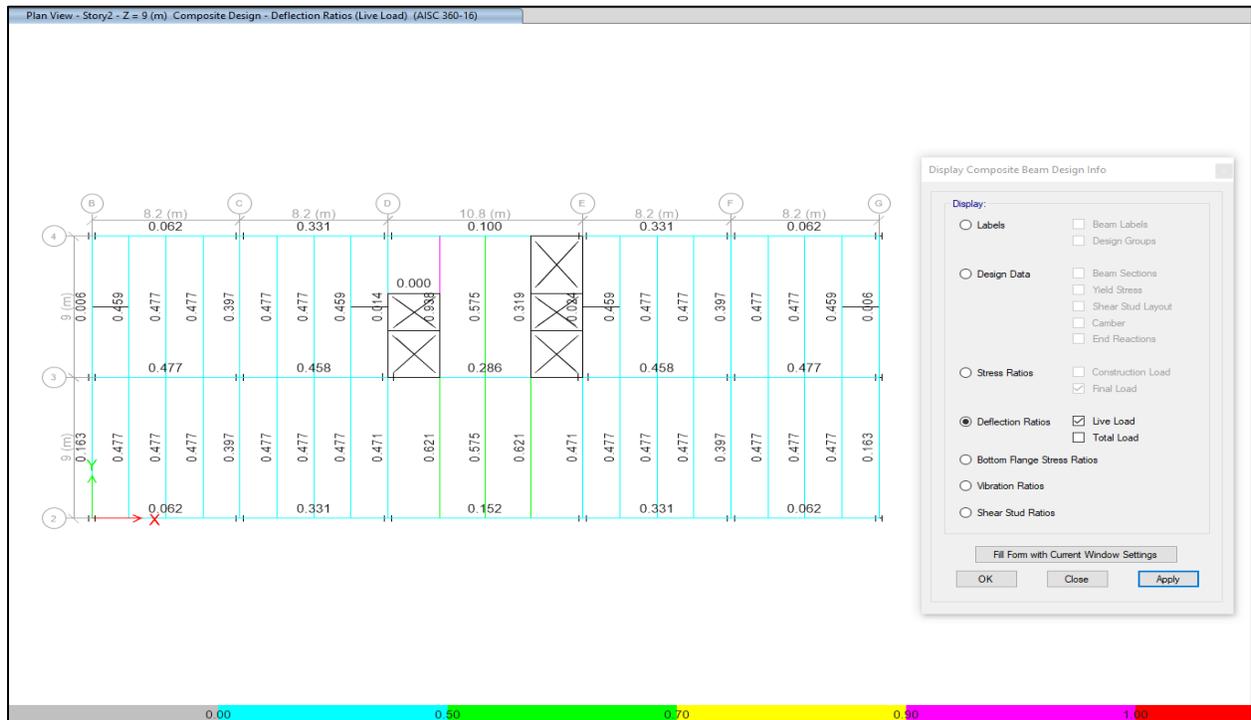


Figura 7.53 Diseño por deflexiones elementos sección compuesta carga viva - entrepiso 2
Fuente: (Propia ETABS)

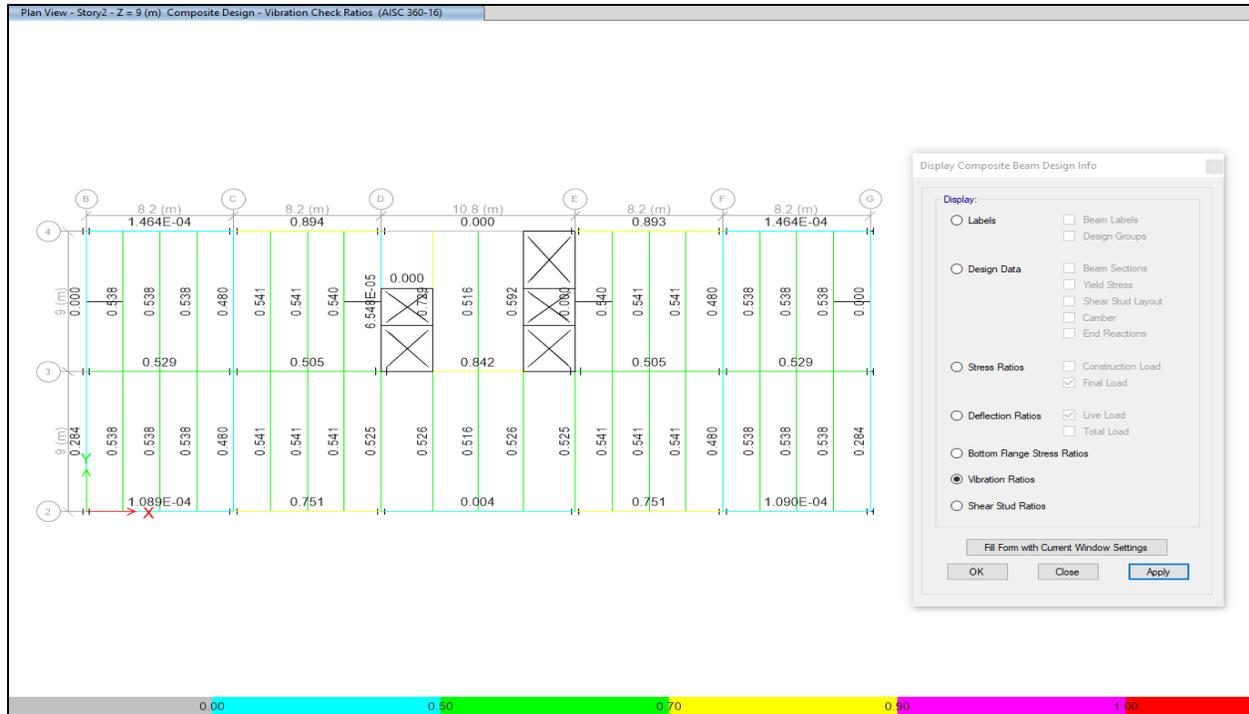


Figura 7.54 Diseño por vibraciones elementos sección compuesta - entrepiso 2
Fuente: (Propia ETABS)

7.8. Verificación de control de rendimiento (Performance Check)

A continuación, se muestran los resultados del diseño por desempeño para el nivel de ocupación inmediata: después de un evento repentino, como un terremoto, se puede ocupar inmediatamente el edificio. El daño estructural es menor, sin deformaciones permanentes, y los sistemas mecánicos y eléctricos funcionan correctamente.

Para el diseño se toman los 7 pares de terremotos generando un caso de carga que combine las respuestas promediadas y que puedan valorarse los elementos sismo resistentes mediante los resultados de las rótulas plásticas previamente asignadas y de los elementos link que representan los dispositivos de aislamiento sísmico.

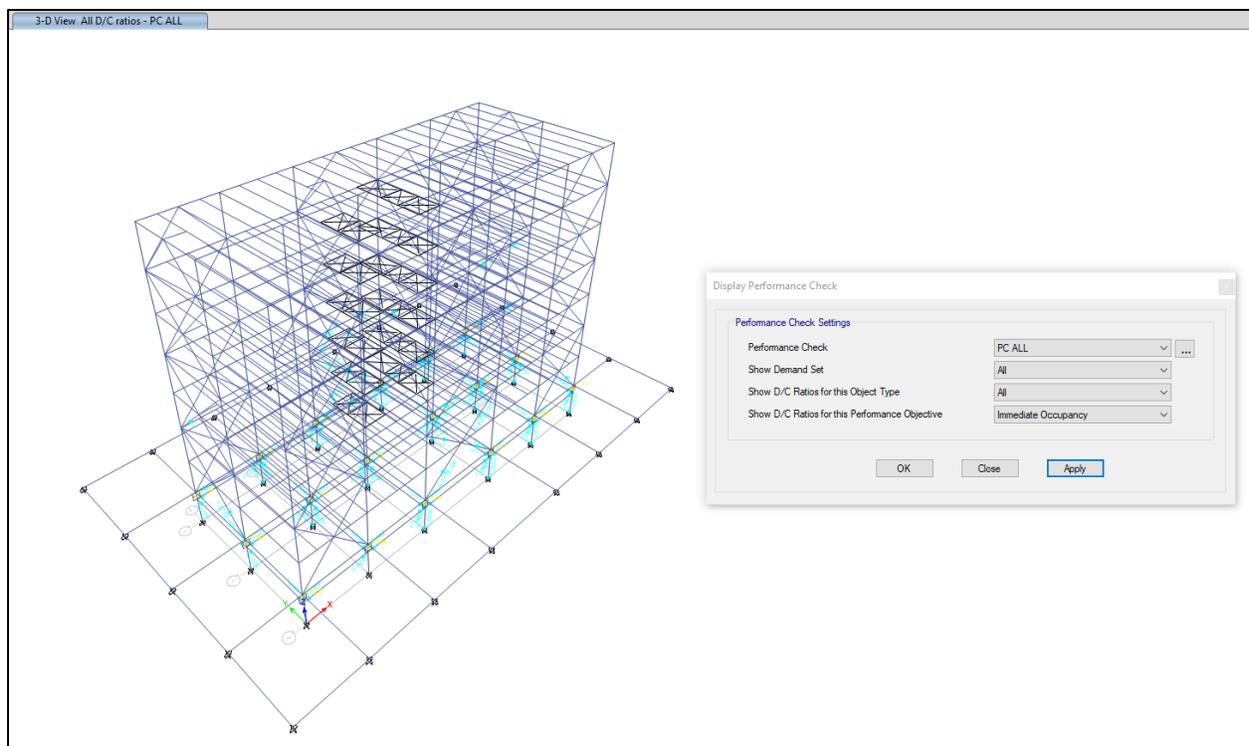


Figura 7.55 Objetivo de desempeño – ocupación inmediata – ADNL
Fuente: (Propia ETABS)

De la figura anterior se puede observar que son muy pocos los elementos que tienen una pequeña incursión en el rango inelástico. En la superestructura la mayoría de los elementos se mantienen elásticamente excepto algunos elementos tipo riostra que incursionan en la no linealidad y que son los elementos designados para disipar energía.

7.9. Diseño de conexiones en acero

Se presenta a continuación algunas conexiones básicas aplicables al modelo, esta investigación no pretende ser exhaustiva en este aspecto, pero si como un alcance mínimo se definen las conexiones básicas para este tipo de proyecto. Para efectos gráficos se hizo uso del software en diseño de conexiones metálicas: IDEA STATICA CONNECTION. Para revisión del cálculo específico de las conexiones se puede consultar el Anexo 6, donde se presentan las memorias de cálculo realizadas en Mathcad y según la normativa AISC 360-16 para diseño de conexiones de sistemas OCBF y OMF.

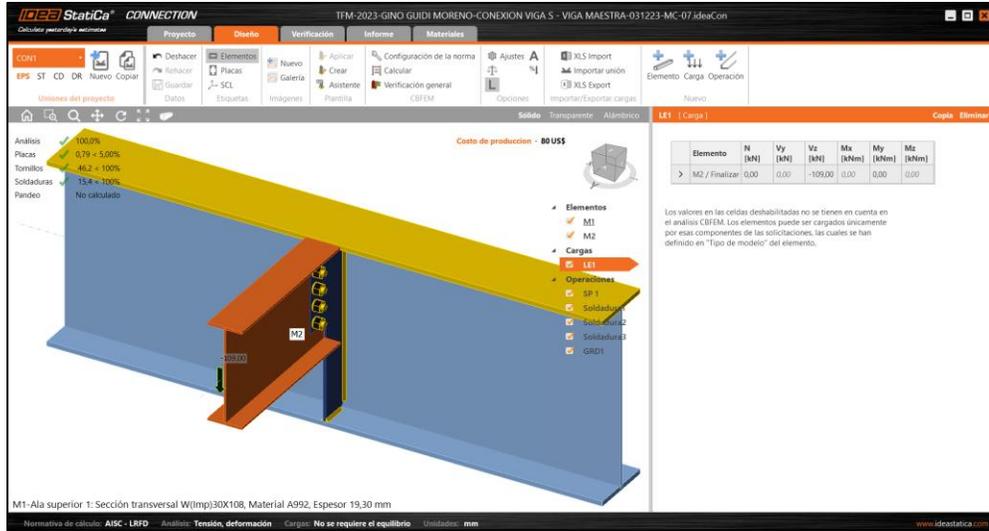


Figura 7.56 Conexión viga secundaria a viga maestra
Fuente: (Propia IDEA STATICA CONNECTION)

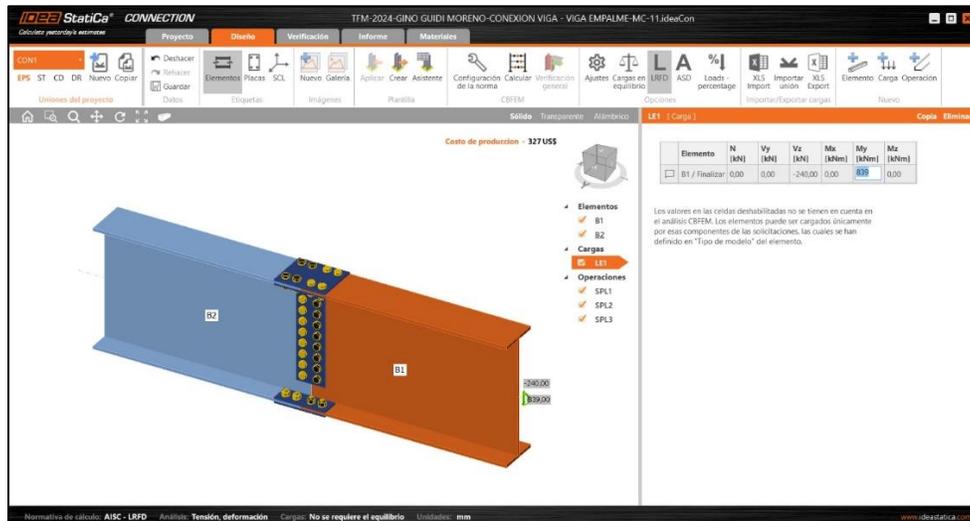


Figura 7.57 Conexión empalme de vigas
Fuente: (Propia IDEA STATICA CONNECTION)

7.10. Diseño de losa de aislamiento

Para el diseño de la losa de aislamiento se utilizó el programa de Etabs, en el cual se definió una losa maciza de 30 cms de espesor en concreto $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ y se dibujaron los “design strips” de un ancho de metro para obtener el acero de refuerzo por metro lineal. Se planificó para que fuesen dos mallas de refuerzo (superior e inferior) en ambos sentidos (X e Y).

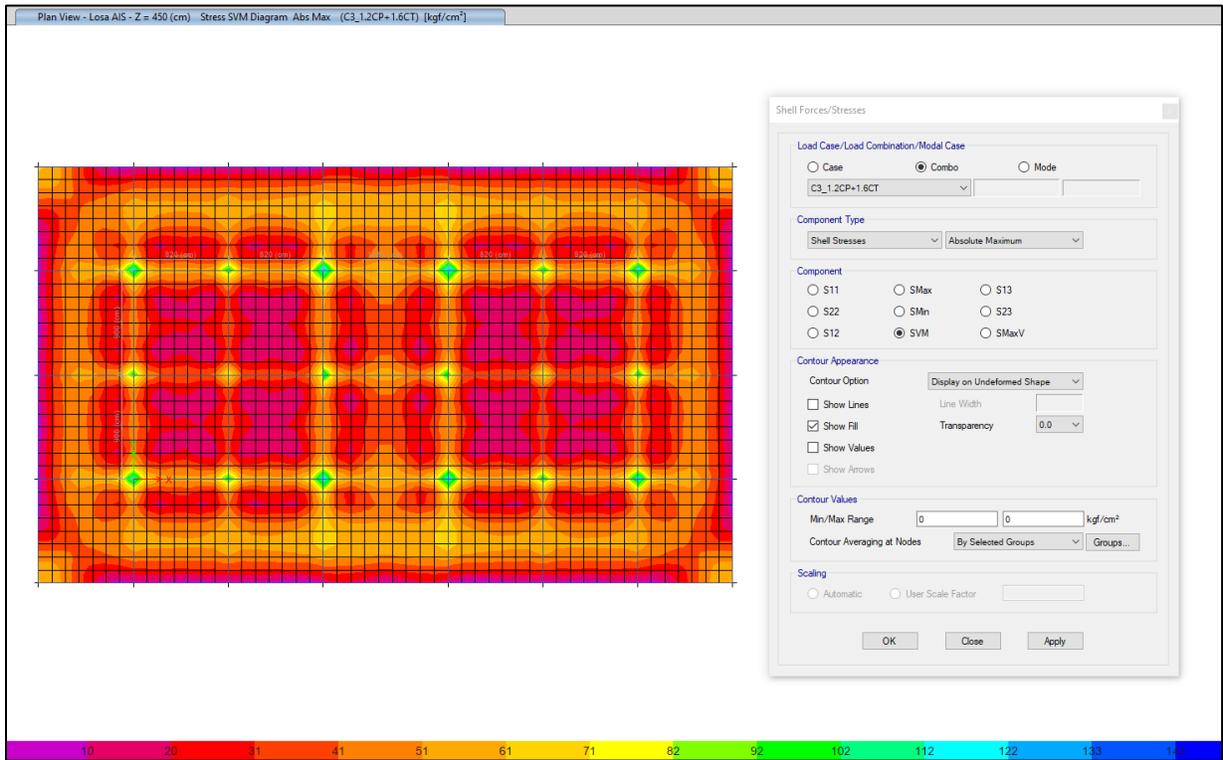


Figura 7.58 Esfuerzos VON MISES en el concreto
Fuente: (Propia ETABS)

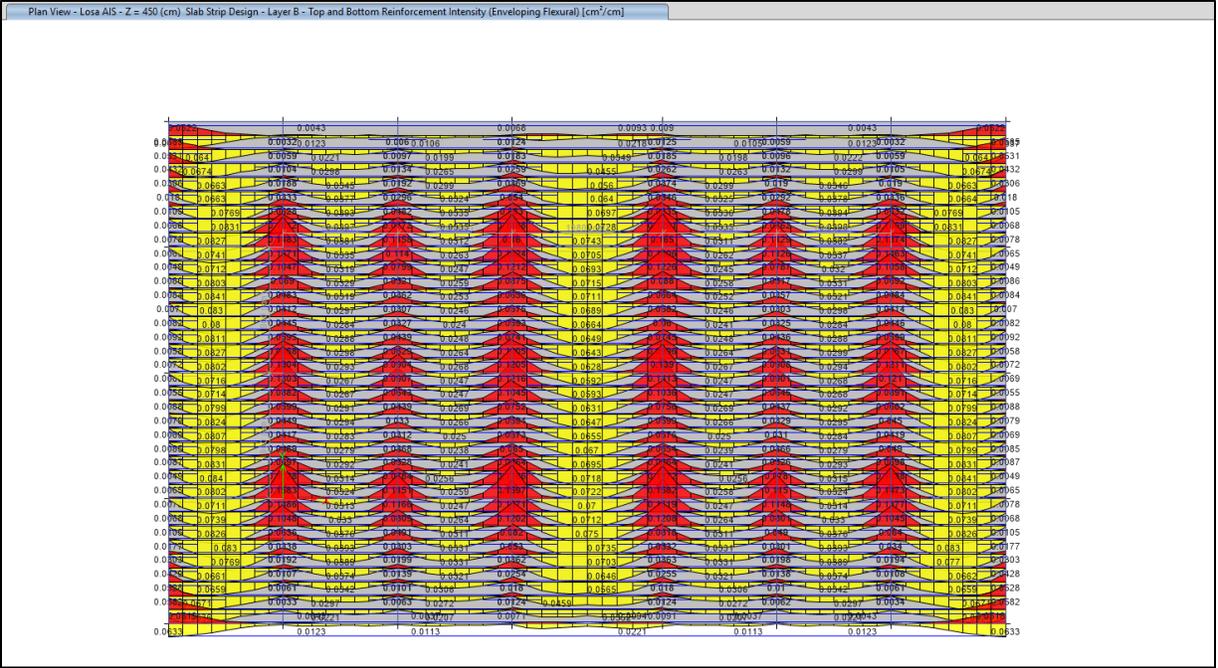


Figura 7.59 Acero de refuerzo en la dirección X-X - Absoluto
Fuente: (Propia ETABS)

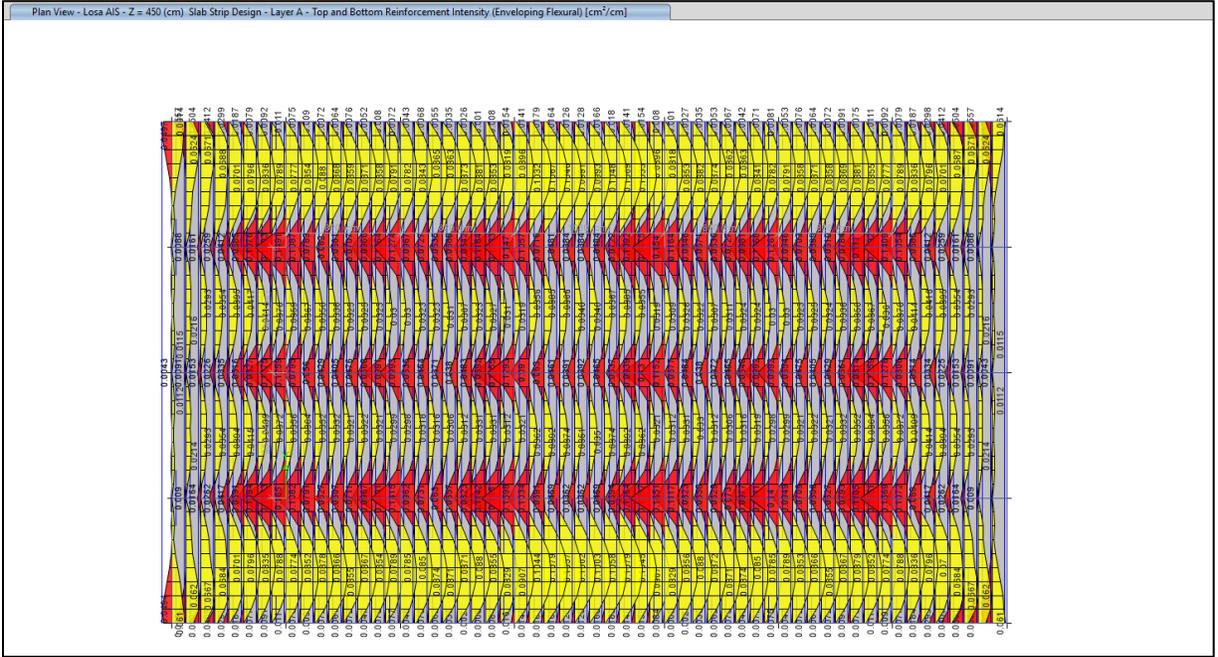


Figura 7.60 Acero de refuerzo en la dirección Y-Y - Absoluto
Fuente: (Propia ETABS)

Para los resultados obtenidos en figuras 7.61 y 7.62 y para una simplificación constructiva de la losa de aislamiento se propone el siguiente detallado constructivo:

Losa de 30 cms de espesor en concreto $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ con doble malla de varilla #5@120mm c.a.c.

7.11. Diseño de cimentaciones

Debido a la configuración y estructuración de la edificación con aislamiento sísmico se procedió a planificar una solución de cimentaciones bajo el concepto de placas aisladas. Se aplicaron los resultados obtenidos del análisis estructural (reacciones gravitacionales y sísmicas).

Para mayor detalle de cálculo se puede observar el Anexo 7.

A continuación, se presentan los resultados gráficos debido al diseño de cimentaciones.

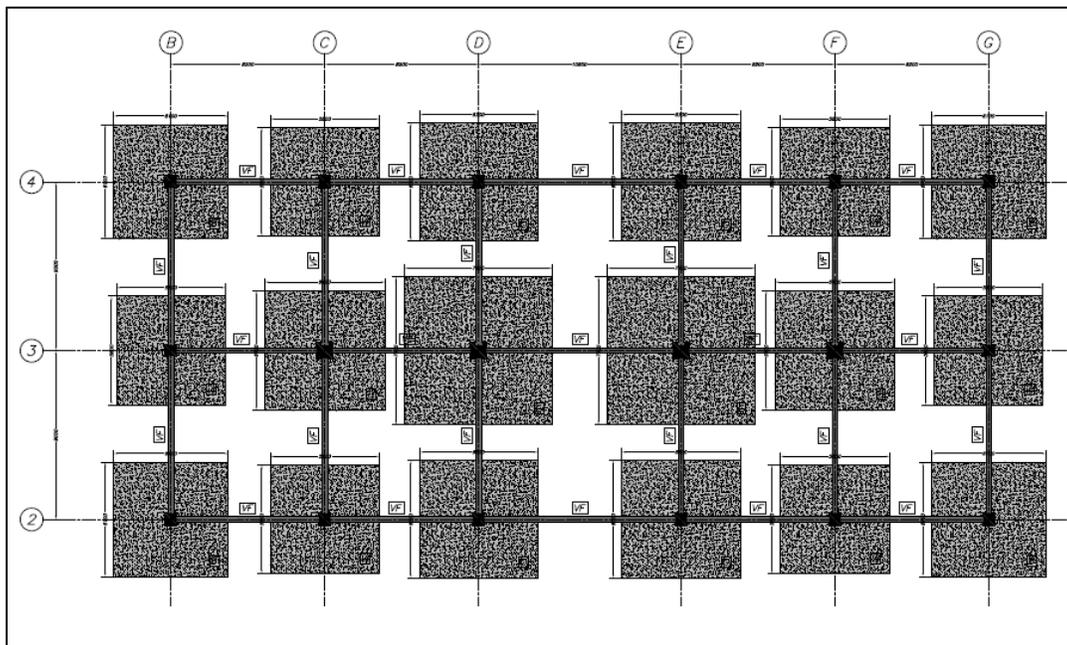


Figura 7.61 Planta estructural de cimentaciones – sistema aislado
Fuente: (Propia)

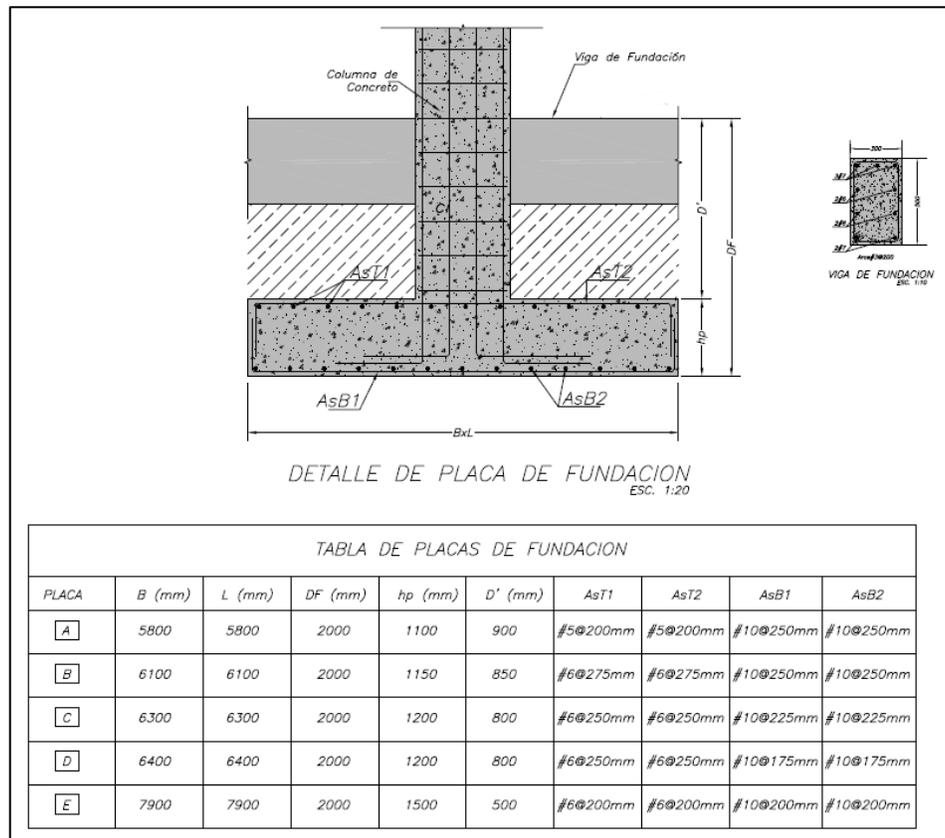


Figura 7.62 Detalle de cimentaciones – sistema aislado
Fuente: (Propia)

7.12. Validación de diseño para la edificación

Se revisan parámetros mínimos para revisión y validación del diseño de la estructura. Estos parámetros se fundamentan en las normas internacionales consultadas para el diseño de edificaciones con aislamiento sísmico.

7.12.1. Fuerzas laterales mínimas requeridas

Para la subestructura: sistema de aislamiento sísmico, la cimentación, y elementos estructurales bajo el sistema de aislamiento deben ser diseñados para resistir una fuerza sísmica lateral mínima V_b , usando todos los requisitos aplicables para estructuras no aisladas y como se indica en la siguiente ecuación, considerando las propiedades del sistema de aislamiento sísmico

$$V_b = k_M D_M$$

Donde:

V_b : Fuerza cortante total en el sistema de aislamiento sísmico o en los elementos bajo el nivel de aislamiento.

k_M : Rigidez efectiva del sistema de aislamiento sísmico en la dirección horizontal de análisis

D_M : Desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico

Tabla 7.14 Fuerzas cortante en Story 1 (Toneladas)				
	Cortante Vx		Cortante Vy	
	Max	Min	Max	Min
V_b	575.60	-575.60	575.60	-575.60
Darfield	606.05	-729.97	690.57	-834.87
Chi Chi	751.94	-753.09	804.73	-745.65
Chuetsu Oki	664.26	-671.46	658.79	-902.60
Iwate	1002.42	-1100.36	730.72	-985.67
Kocaeli	749.15	-854.75	625.77	-919.65
Cinchona	698.47	-665.20	746.56	-883.46
Kobe	971.97	-959.50	814.40	-880.15

Como se observa en tabla anterior la subestructura se diseñó para el promedio de los cortantes de los 7 pares de terremotos: 800 Ton, siendo este valor superior a al requerimiento mínimo V_b .

Para la superestructura: todos los elementos por encima del nivel de aislamiento deben ser diseñados utilizando todos los requisitos aplicables para una estructura no aislada, para una fuerza de corte mínima, V_s , determinada considerando las propiedades del sistema de aislamiento sísmico.

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a}$$

Donde:

R_a : Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura sobre el sistema de aislamiento, calculado como $3/8R_0$, pero no menor que 1 ni mayor que 2.

R_0 : Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura sobre base fija, dependiente de las características de la estructura.

V_{st} : Fuerza cortante no reducida actuante sobre los elementos por encima del nivel de base como se indica en la siguiente ecuación.

$$V_{st} = V_b \left(\frac{P_s}{P} \right)^{1-2.5\beta_M}$$

Donde:

P : Peso sísmico de la estructura sobre la interfaz de aislamiento.

P_s : Peso sísmico efectivo de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, calculado en forma similar a P pero sin incluir el nivel de base.

β_M : Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento sísmico para el desplazamiento traslacional D_M (expresado como fracción del amortiguamiento crítico).

Tabla 7.15 Fuerzas cortante en losa de aislamiento (Toneladas)

	Cortante Vx		Cortante Vy	
	Max	Min	Max	Min
V _s	512.00	-512.00	512.00	-512.00
Darfield	564.81	-593.06	514.32	-484.21
Chi Chi	475.33	-592.57	646.29	-523.82
Chuetsu Oki	556.37	-513.83	477.86	-542.22
Iwate	464.88	-507.97	524.30	-502.33
Kocaeli	631.10	-526.38	528.15	-617.16
Cinchona	552.59	-585.23	454.03	-597.19
Kobe	530.94	-519.99	605.47	-666.98

Como se observa en tabla anterior la superestructura se diseñó para el promedio de los cortantes de los 7 pares de terremotos: 546 Ton, siendo este valor superior a al requerimiento mínimo V_s.

Se puede concluir que el diseño realizado para la estructura con aislamiento sísmico cumple para cargas laterales mínimas exigidas en normativas internacionales.

Capítulo 8 – Comparativo del comportamiento estructural de las edificaciones

La resiliencia ante eventos sísmicos constituye un desafío crítico y en constante evolución. La seguridad y la integridad de las edificaciones en zonas de alta actividad sísmica no solo son una preocupación para los ingenieros y arquitectos, sino también para la sociedad en general. Este capítulo se centra en el análisis comparativo entre dos enfoques predominantes en el diseño de estructuras sismorresistentes: el diseño convencional sismorresistente y el diseño de edificaciones con sistemas de aislamiento sísmico.

La metodología del diseño convencional se basa en el principio de proporcionar a las estructuras la rigidez necesaria para resistir las fuerzas sísmicas, por otro lado, el diseño aplicando aislamiento sísmico ofrece un enfoque diferente, buscando disipar y absorber la energía sísmica, minimizando así la transferencia de fuerzas a la edificación (superestructura).

A continuación, se exponen parámetros de la respuesta sísmica de ambas metodologías de diseño y resultados de sus elementos estructurales.

8.1. Comparativo de parámetros de respuesta sísmica

8.1.1. Modos de vibración

Los modos de vibración se refieren a las formas características en las que una estructura puede vibrar naturalmente. Cada modo tiene una frecuencia específica, conocida como frecuencia natural, y una forma de deformación asociada, conocida como modo de forma. En la siguiente tabla se presenta el comparativo de modos de vibración de la estructura convencional (fija) y la estructura aislada.

Tabla 8.1 Comparativo de modos de vibración de las edificaciones

Modo	Edificio Base Fija			Edificio Aislado		
	Periodo (seg)	Comportamiento	% Masa	Periodo (seg)	Comportamiento	% Masa
1	1.577	Traslacional X	79.28	4.910	Rotacional Z	98.16
2	0.780	Traslacional Y	79.74	4.582	Traslacional Y	98.08
3	0.607	Rotacional Z	80.74	4.563	Traslacional X	97.88

De la tabla anterior se puede observar la gran diferencia de periodos de vibración entre ambas estructuras. Para la estructura base fija es notoria la respuesta de la estructuración SMF en sentido X y SCBF en sentido Y, siendo este último mucho más rígido. En la estructura aislada, en el comportamiento traslacional se observa que prácticamente el periodo de vibración para ambos sentidos es el mismo y su coincidencia con el periodo objetivo propuesto. Gracias a la incorporación de aisladores la estructura se flexibiliza, sin embargo, el comportamiento de la superestructura es de “bloque rígido”.

En los porcentajes de masa participativa es muy notorio la regularidad de la edificación, pero se evidencia mucho mejor comportamiento en la edificación aislada.

8.1.2. Desplazamientos relativos (Derivas)

Los desplazamientos relativos se refieren a la diferencia de movimiento entre distintos puntos de una estructura o edificación durante un terremoto. Es importante asegurarse de que las estructuras puedan soportar y absorber estos desplazamientos sin colapsar.

Las edificaciones deben ser diseñadas con un balance entre flexibilidad y resistencia. Demasiada rigidez puede provocar fracturas frágiles, mientras que excesiva flexibilidad puede llevar a deformaciones irreversibles.

En las siguientes figuras se muestra el comparativo de los desplazamientos máximos que experimenta la estructura de base fija y la estructura aislada.

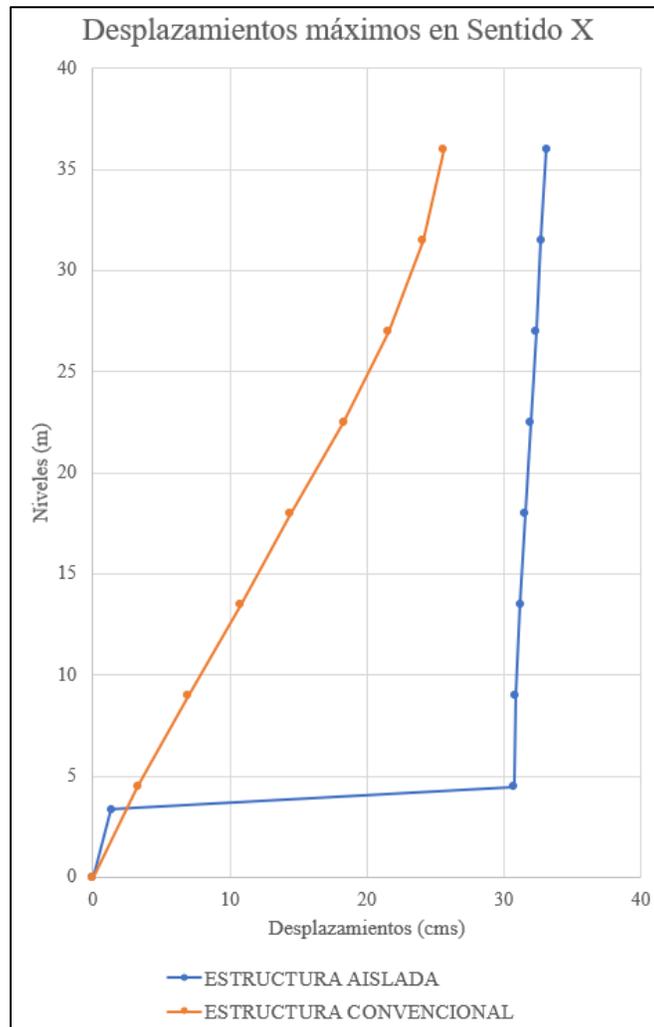


Figura 8.1 Comparativo de desplazamientos máximos en sentido X
Fuente: (Propia)

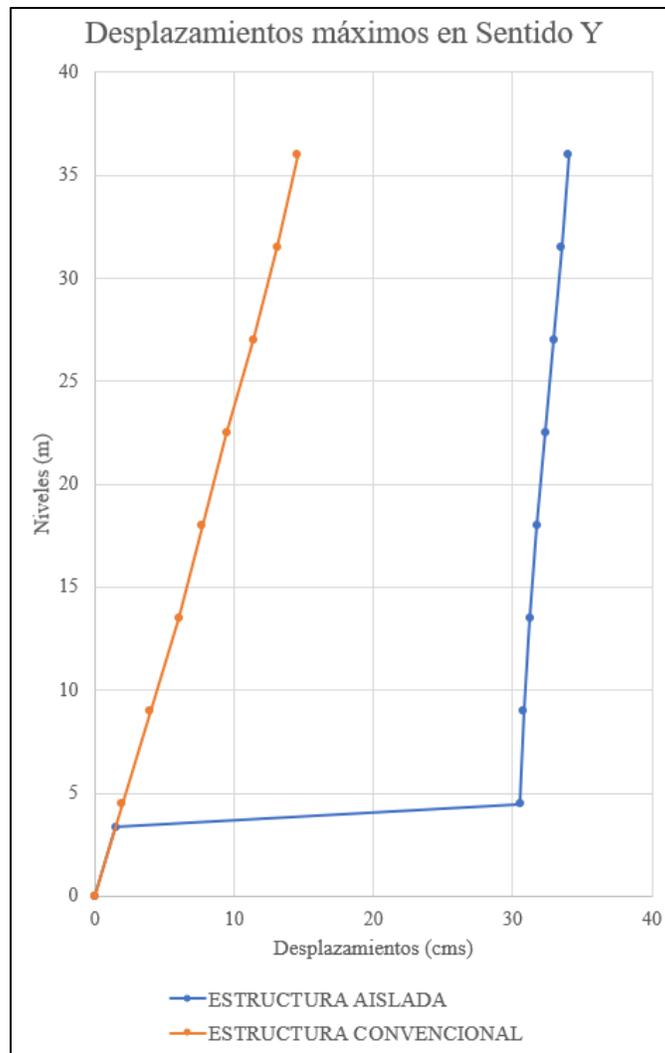


Figura 8.2 Comparativo de desplazamientos máximos en sentido Y
Fuente: (Propia)

En el análisis de las figuras 8.1 y 8.2, se evidencia un comportamiento diferenciado en la respuesta sísmica de una estructura con aislamiento comparada con una convencional. Específicamente, en la estructura con aislamiento, se observa que el desplazamiento más significativo se localiza en la interfaz de aislación. Este fenómeno resulta en una notable estabilidad de los pisos superiores, que mantienen una distorsión mínima en altura, comportándose como “bloque rígido”.

Por otro lado, la estructura sin aislamiento muestra un patrón distinto. Aunque no presenta un desplazamiento respecto al suelo tan pronunciado como el edificio aislado, la curva de desplazamiento indica una amplificación progresiva de los mismos en cada nivel a medida que se asciende en altura. Este comportamiento es característico de las estructuras convencionales. Cabe destacar que esta deformación progresiva en los elementos de cada nivel es un mecanismo fundamental para la disipación de la energía sísmica. En contraste, en el edificio con aislamiento, esta disipación energética se concentra primordialmente en el nivel de aislación, donde se produce una gran deformación en dicha interfaz.

Para proporcionar una mayor claridad respecto a lo anteriormente expuesto, se procederá a comparar los desplazamientos máximos de cada piso en relación al nivel de fundación de cada estructura. Es importante destacar que, en el caso de la estructura aislada, se realizará la sustracción del desplazamiento propio del sistema de aislación. Esta comparativa se ilustra en figuras 8.3 y 8.4, donde se presentan las curvas correspondientes a cada estructura y los valores de deformación de cada nivel, según la dirección observada.

A partir de este análisis, se constata que en el sentido X la estructura con aislamiento sísmico reduce sustancialmente los desplazamientos comparativamente con la estructura convencional, este comportamiento es esperable ya que en la propuesta de estructuración del edificio aislado se incorporaron sistemas de arriostramiento en el sentido X que rigidizan la estructura y mejoran su comportamiento de “bloque rígido”.

Para el sentido Y de la edificación sucede algo similar, pero en menor medida, se observa mayor desplazamiento en la estructura fija, pero el diferencial es mucho menor respecto a la estructura aislada. Este comportamiento también es esperable ya que en la estructuración de la

edificación aislada se eliminaron sobre los ejes de fachada arriostramientos, flexibilizando la estructura en ese sentido, pero sin perder el concepto de “bloque rígido”.

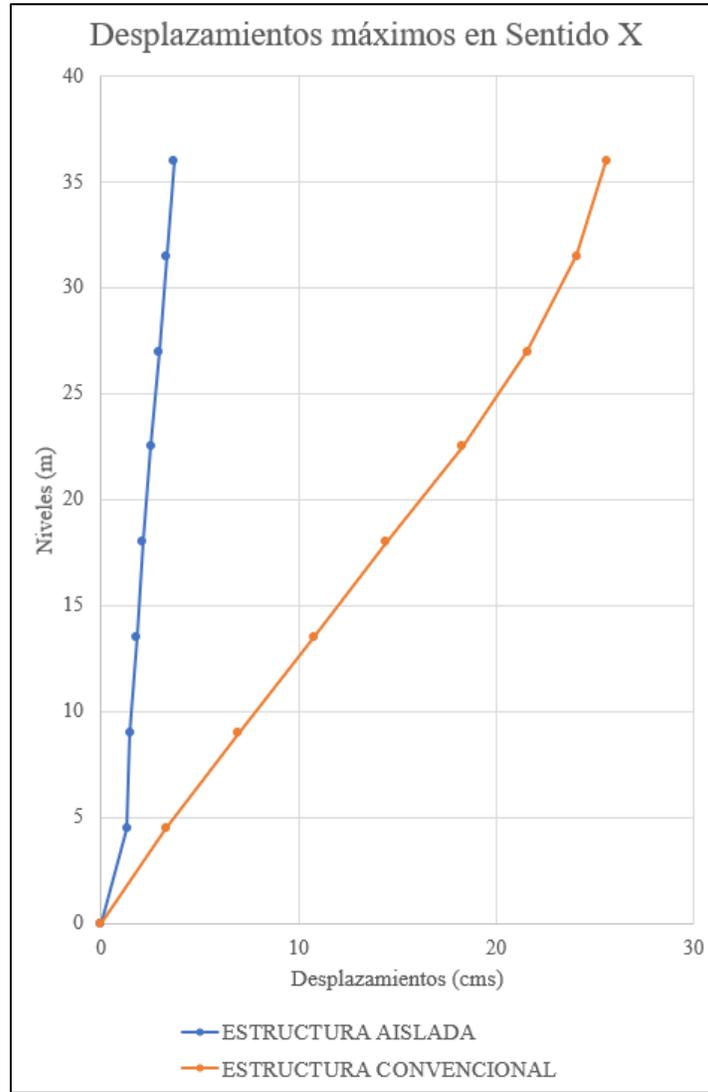


Figura 8.3 Comparativo de desplazamientos en X sin deformación del sistema de aislación
Fuente: (Propia)

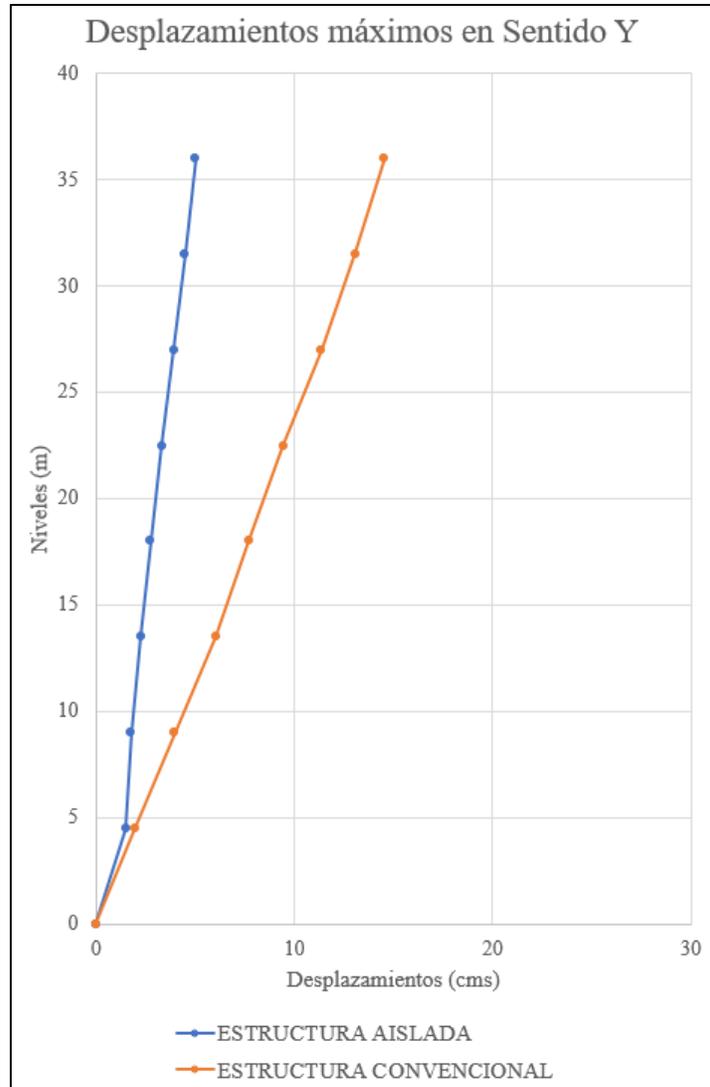


Figura 8.4 Comparativo de desplazamientos en Y sin deformación del sistema de aislación
Fuente: (Propia)

En relación con la estructura aislada, es imperativo destacar la necesidad de implementar detalles constructivos específicos debido a los niveles de desplazamiento generados en la interfaz de aislamiento. Esta necesidad surge particularmente en las conexiones de instalaciones, donde se requiere el uso de conexiones flexibles para acomodar los movimientos diferenciales. Además, es crucial adoptar precauciones especiales en áreas como accesos y escaleras que intersectan el sistema de aislación, para asegurar la integridad estructural y funcional de estos elementos.

Estos requisitos específicos en la construcción de estructuras aisladas implican la adopción de soluciones constructivas adaptadas. Dichas soluciones, si bien requieren una atención detallada en el diseño y ejecución, no suelen representar grandes desafíos desde el punto de vista técnico o constructivo. Aunque el diseño de estructuras aisladas conlleva consideraciones adicionales en comparación con construcciones convencionales, estas pueden ser abordadas eficazmente con técnicas y prácticas de ingeniería establecidas, asegurando así la funcionalidad y seguridad de la estructura en su conjunto.

Visto el tema de los desplazamientos máximos respecto al nivel del suelo, se analiza propiamente el aspecto de los desplazamientos relativos o derivas, para ello se muestran en las siguientes tablas los comparativos.

Tabla 8.2 Comparativo de derivas debido a la carga sísmica en el sentido "X"				
Nivel	Altura (mm)	Δ_i/H_i Base Fija	Δ_i/H_i Base Aislada	Porcentaje de Reducción
1	4500	0.010360	0.00295	72%
2	9000	0.011720	0.00029	98%
3	13500	0.012093	0.00073	94%
4	18000	0.011627	0.00073	94%
5	22500	0.012320	0.00091	93%
6	27000	0.010387	0.00090	91%
7	31500	0.007893	0.00088	89%
8	36000	0.004867	0.00083	83%

Nivel	Altura (mm)	Δ_i/H_i Base Fija	Δ_i/H_i Base Aislada	Porcentaje de Reducción
1	4500	0.006173	0.00337	45%
2	9000	0.006413	0.00058	91%
3	13500	0.006600	0.00105	84%
4	18000	0.005293	0.00108	80%
5	22500	0.005547	0.00133	76%
6	27000	0.006040	0.00133	78%
7	31500	0.005453	0.00126	77%
8	36000	0.004640	0.00116	75%

De las tablas anteriores se puede observar un porcentaje muy alto en la reducción de derivas, esto ratifica el gran aporte que el sistema de aislamiento brinda al comportamiento estructural de la edificación. Las derivas se reducen significativamente gracias al comportamiento de bloque rígido que se da en la superestructura de la edificación aislada. Importante destacar que el control de distorsiones es directamente proporcional al control de daños, esto significa sin duda alguna, que la edificación con aislamiento sísmico tendrá muy pocos daños a la hora de ser sometida a un evento extremo.

8.1.3. Aceleraciones absolutas

Las aceleraciones absolutas de piso son medidas que indican la magnitud de la aceleración experimentada en diferentes niveles de un edificio durante un terremoto. Proporcionan una idea clara de cómo un edificio responde a las fuerzas sísmicas, al medir la aceleración en diferentes pisos, se pueden entender mejor cómo las vibraciones del terremoto afectan a toda la estructura.

A continuación, se realiza una comparativa entre las respuestas de las aceleraciones absolutas de la estructura con aislación sísmica y la estructura convencional de base fija. Este análisis proporciona evidencia adicional que permite evaluar las ventajas de implementar sistemas de aislación sísmica, enfocándose particularmente en sus efectos sobre los componentes

y contenido de la edificación. En las figuras 8.5 y 8.6 se ilustra el perfil de las aceleraciones absolutas máximas registradas en cada piso y para cada edificación, considerando ambas direcciones.

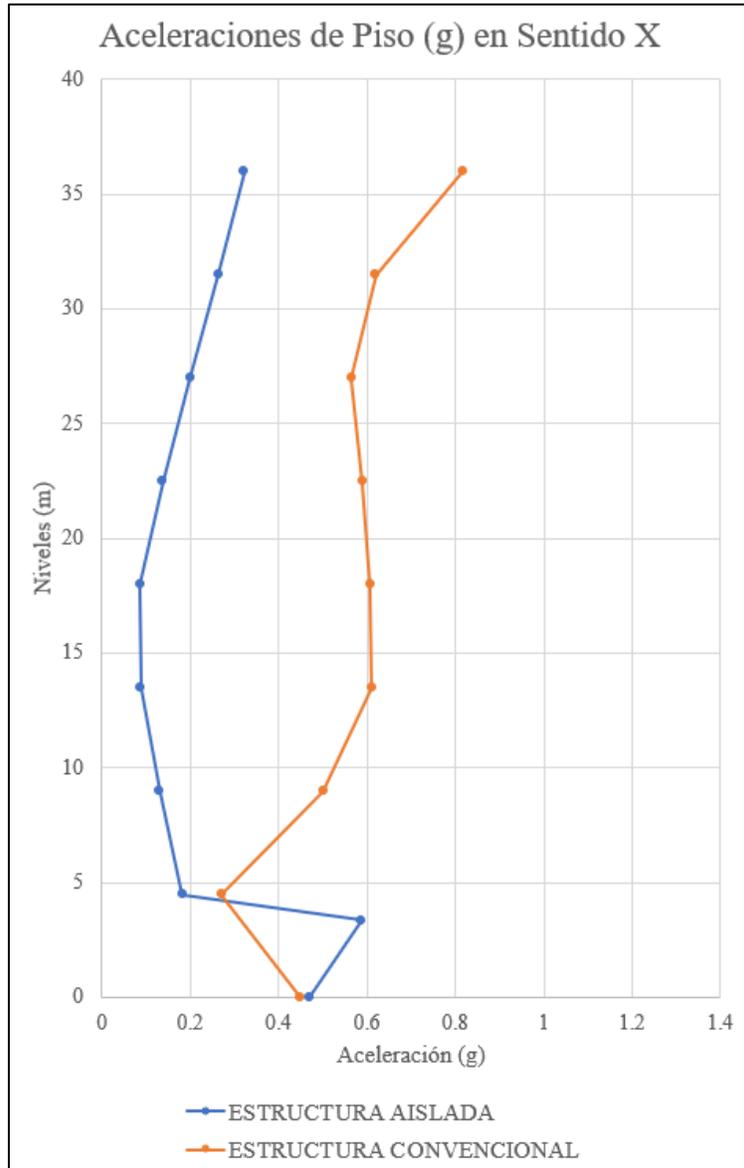


Figura 8.5 Comparativo de aceleraciones absolutas en sentido X
Fuente: (Propia)

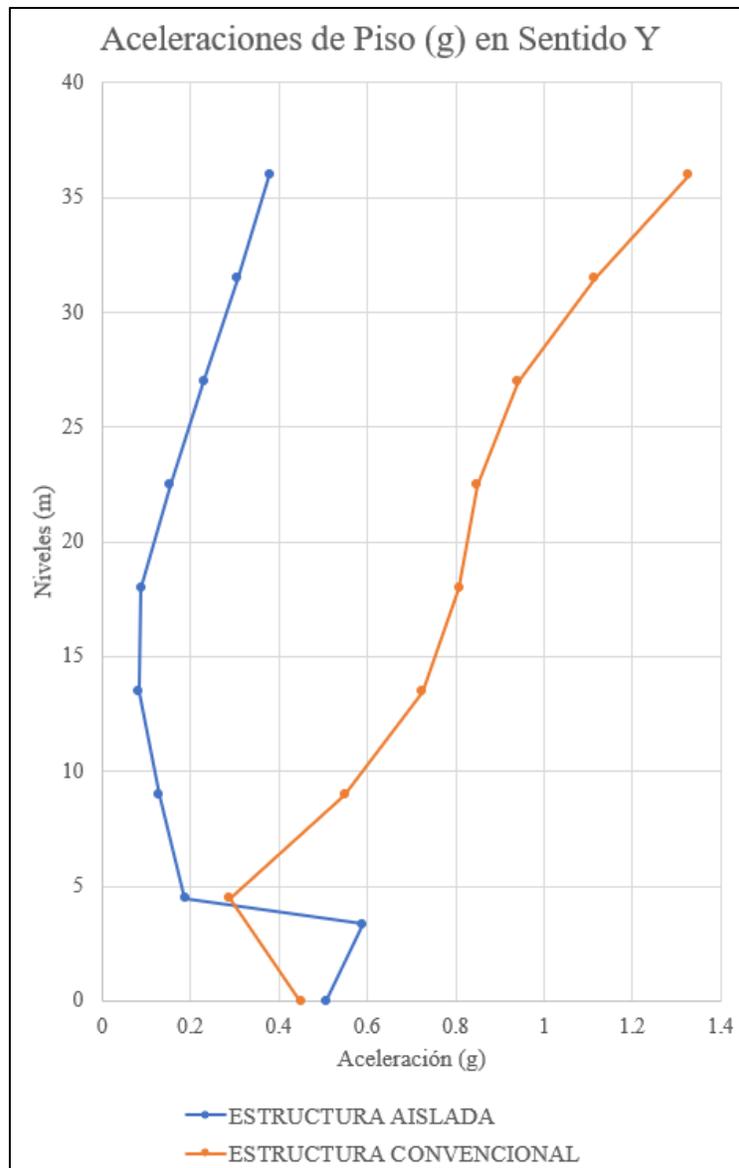


Figura 8.6 Comparativo de aceleraciones absolutas en sentido Y
Fuente: (Propia)

El análisis de los datos presentados en las figuras 8.5 y 8.6 permite concluir que el sistema de aislación ejerce un impacto significativo en la mitigación de las aceleraciones sísmicas. Específicamente, se observa que las aceleraciones absolutas en la superestructura del edificio aislado son considerablemente inferiores en comparación con las de la estructura de base fija. Los datos revelan que la aceleración en la base del edificio alcanza aproximadamente 0.50g,

este valor se reduce drásticamente a 0.18g en la dirección X y a 0.19g en la dirección Y gracias al sistema de aislación, lo que implica una atenuación aproximada del 62% de la aceleración transmitida a la superestructura.

Además, se observa que las aceleraciones en la estructura aislada experimentan variaciones relativamente leves sobre el sistema de aislación. Esto representa una ventaja comparativa significativa frente a la estructura de base fija. En esta última, las amplificaciones de las aceleraciones absolutas a lo largo de la altura del edificio son de mayor magnitud, llegando incluso a más del doble de la aceleración del suelo. Este fenómeno contrasta con las reducidas amplificaciones observadas en la edificación de base aislada, evidenciando la eficacia del sistema de aislación sísmica implementado.

8.1.4. Corte basal

En continuidad con la evaluación de resultados, un parámetro esencial es la respuesta del corte basal y su distribución en altura, ya que estos factores reflejan el nivel de esfuerzos a los que está sometida la estructura durante un evento sísmico. El corte basal, en particular, es indicativo de las fuerzas cortantes totales ejercidas en la base de la estructura, mientras que su distribución a lo largo de la altura del edificio revela cómo estos esfuerzos se transmiten y varían entre los diferentes niveles.

En las figuras 8.7 y 8.8 se ilustra de manera detallada el comportamiento del corte basal y su distribución en altura para la edificación con aislamiento sísmico y la edificación convencional de base fija, para ambas direcciones. Este análisis es de suma importancia para comprender la eficacia de los sistemas de aislación en la mitigación de las fuerzas sísmicas. Al comparar la distribución de los cortantes de piso entre el edificio con aislación sísmica y el de base fija, se pueden identificar diferencias significativas en la forma en que cada tipo de estructura responde a las cargas sísmicas.

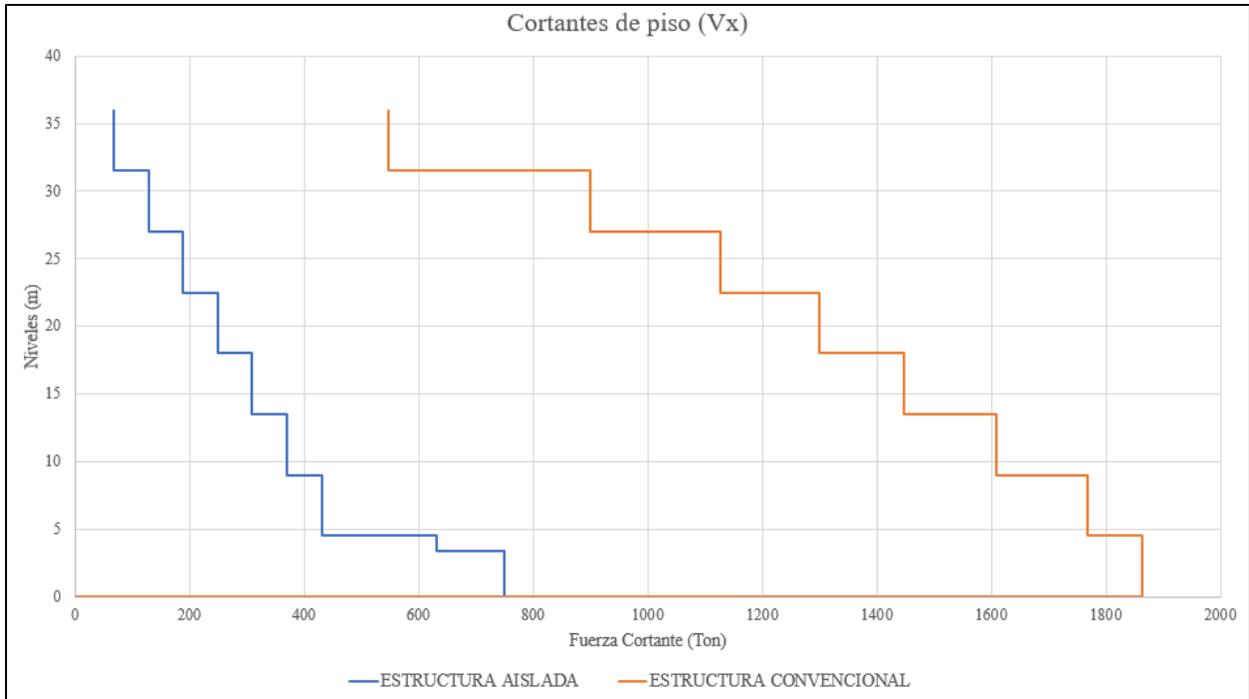


Figura 8.7 Comparativo del cortante basal en sentido X
Fuente: (Propia)

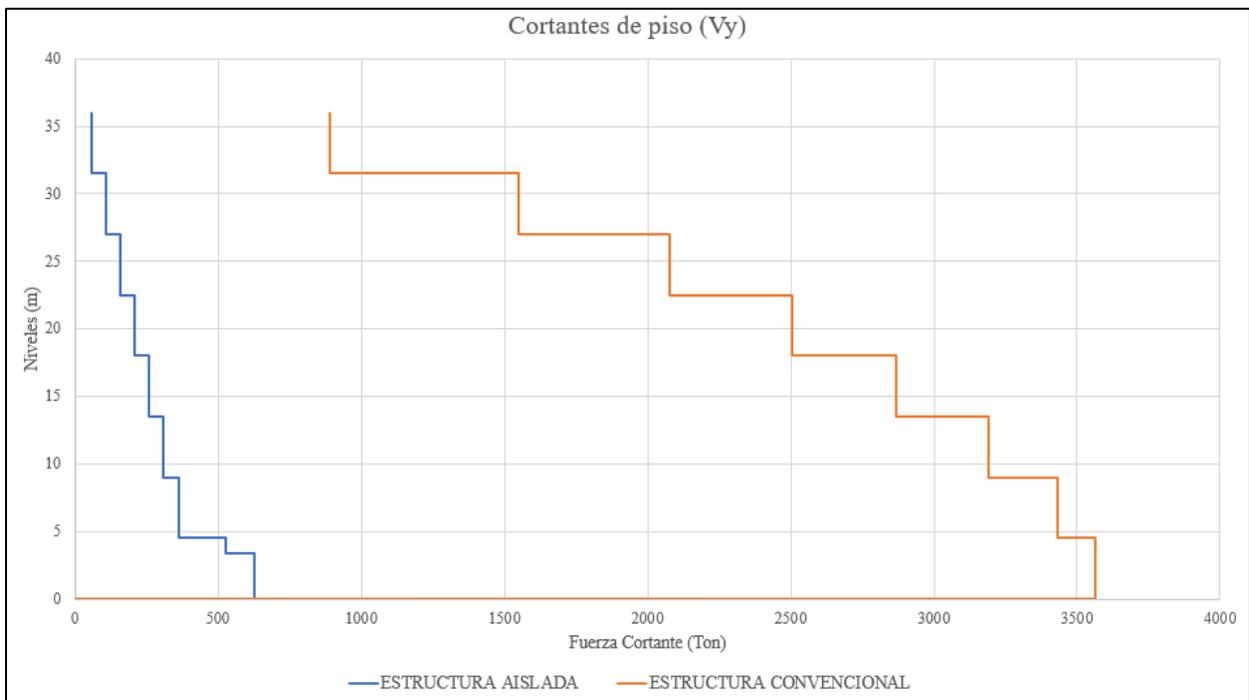


Figura 8.8 Comparativo del cortante basal en sentido Y
Fuente: (Propia)

Una distribución adecuada de los cortantes de piso es fundamental para garantizar la seguridad y la integridad estructural. Los cortantes elevados en la base y su disminución progresiva hacia niveles superiores son características deseables en edificaciones aisladas, evidenciando una redistribución de fuerzas que contribuye a la estabilidad y a la reducción de daños durante un terremoto.

8.2. Comparativo de elementos estructurales

Durante el transcurso de esta investigación, se ha emprendido un detallado análisis comparativo entre dos metodologías de diseño estructural en el ámbito de la ingeniería sísmica: una edificación sismorresistente convencional frente a una edificación dotada de un avanzado sistema de aislamiento sísmico. Este proceso comparativo ha culminado en el diseño integral de ambas tipologías de edificaciones, destacándose la selección de elementos estructurales que incorporan predominantemente el acero estructural, complementados por el uso de concreto reforzado en ciertas aplicaciones específicas.

En este segmento particular del estudio, se desplegará un análisis detallado de los diversos elementos estructurales que constituyen el sistema estructural de ambas edificaciones. Este análisis no se limitará únicamente a una evaluación técnica de las características y funcionalidades de estos elementos, sino que además se extenderá para establecer las bases que permitirán realizar una estimación detallada de los presupuestos y costos asociados a cada uno de ellos.

El objetivo de esta parte de la investigación es ofrecer un panorama claro y comprensivo de las diferencias y similitudes entre los sistemas estructurales de las edificaciones convencionales y las dotadas de aislamiento sísmico, permitiendo así una valoración equilibrada y fundamentada de cada enfoque. Este análisis se proyecta como un recurso valioso para la toma

de decisiones en el campo de la ingeniería estructural sísmica, especialmente en la fase de planificación y presupuestación de proyectos en zonas propensas a terremotos.

8.2.1. Viguetas de entrepiso

Las viguetas de entrepiso son los elementos estructurales que dan soporte a la losa de entrepiso, estos elementos son de carácter gravitacional y fueron diseñados para transmitir las cargas permanentes y temporales para ambas edificaciones.

Tabla 8.4 Comparativo de viguetas de entrepiso		
Nivel	Estructura Base Fija	Estructura Base Aislada
	VIG-1	VIG-1
1	W16X26	NA
2	W16X26	W16X26
3	W16X26	W16X26
4	W16X26	W16X26
5	W16X26	W16X26
6	W16X26	W16X26
7	W16X26	W16X26
8	W16X26	W16X26

NA: No aplica elemento de acero para ese nivel

De la tabla 8.4 se observa que prácticamente el sistema de viguetas de entrepiso es el mismo para ambas edificaciones, la diferencia radica únicamente en el nivel 1 que para la estructura de base aislada este nivel es la losa de aislamiento que se conceptualizó en concreto reforzado.

8.2.2. Vigas de entrepiso

Las vigas de entrepiso, tanto de carga como de amarre, están diseñadas para resistir las cargas gravitacionales como las cargas sísmicas según corresponda. A continuación, se presenta el comparativo de los elementos según tipología de edificación.

Nivel	Estructura Base Fija				Estructura Base Aislada			
	V1	V2	V3	V4	V1	V2	V3	V4
1	W21X62	W21X62	W30X108	W36X150	NA	NA	NA	NA
2	W21X62	W21X62	W30X108	W33X130	W21X44	W16X26	W24X68	W33X118
3	W21X62	W21X62	W30X108	W33X130	W21X44	W16X26	W24X68	W33X118
4	W21X62	W21X62	W30X108	W33X130	W21X44	W16X26	W24X68	W33X118
5	W21X62	W21X62	W30X108	W33X130	W21X44	W16X26	W24X68	W33X118
6	W21X62	W21X62	W30X108	W33X130	W21X44	W16X26	W24X68	W33X118
7	W21X62	W21X62	W30X108	W33X130	W21X44	W16X26	W24X68	W33X118
8	W21X62	W21X62	W30X108	W33X130	W21X44	W16X26	W24X68	W33X118

NA: No aplica elemento de acero para ese nivel

Se puede observar de la tabla anterior que todas las vigas que componen la estructura aislada son mucho más livianas, esto principalmente se da por los requerimientos de diseño según la clasificación de la estructura. En el caso de la edificación convencional su clasificación fue SMF y SCBF, mientras que para la estructura de base aislada su clasificación fue OCBF en ambos sentidos.

8.2.3. Columnas

Las columnas están diseñadas para resistir cargas gravitacionales, sin embargo, son parte del sistema sismorresistente para ambas tipologías de edificaciones. En el caso particular de la edificación base fija estos elementos controlan los desplazamientos laterales debido a la acción sísmica. En la tabla 8.6 se muestra el comparativo de columnas de ambas edificaciones.

Tabla 8.6 Comparativo de columnas						
Eje 2	Estructura Base Fija			Estructura Base Aislada		
Nivel	C1	C2	C3	C1	C2	C3
1	W14X500	W14X730	W14X730	NA	NA	NA
2	W14X500	W14X730	W14X730	W14X159	W14X159	W14X176
3	W14X370	W14X426	W14X730	W14X159	W14X159	W14X176
4	W14X311	W14X426	W14X426	W14X109	W14X109	W14X82
5	W14X233	W14X233	W14X233	W14X109	W14X109	W14X82
6	W14X233	W14X233	W14X233	W14X109	W14X109	W14X82
7	W14X233	W14X233	W14X233	W14X82	W14X82	W14X82
8	W14X233	W14X233	W14X233	W14X82	W14X82	W14X82
Eje 3	Estructura Base Fija			Estructura Base Aislada		
Nivel	C1	C2	C3	C1	C2	C3
1	W14X500	W14X730	W14X730	NA	NA	NA
2	W14X500	W14X730	W14X730	W14X176	W14X257	W14X730
3	W14X370	W14X426	W14X730	W14X176	W14X257	W14X730
4	W14X311	W14X426	W14X426	W14X109	W14X176	W14X311
5	W14X233	W14X233	W14X233	W14X109	W14X176	W14X311
6	W14X233	W14X233	W14X233	W14X109	W14X132	W14X193
7	W14X233	W14X233	W14X233	W14X82	W14X132	W14X132
8	W14X233	W14X233	W14X233	W14X82	W14X132	W14X132
Eje4	Estructura Base Fija			Estructura Base Aislada		
Nivel	C1	C2	C3	C1	C2	C3
1	W14X500	W14X730	W14X730	NA	NA	NA
2	W14X500	W14X730	W14X730	W14X159	W14X159	W14X176
3	W14X370	W14X426	W14X730	W14X159	W14X159	W14X176
4	W14X311	W14X426	W14X426	W14X109	W14X109	W14X82
5	W14X233	W14X233	W14X233	W14X109	W14X109	W14X82
6	W14X233	W14X233	W14X233	W14X109	W14X109	W14X82
7	W14X233	W14X233	W14X233	W14X82	W14X82	W14X82
8	W14X233	W14X233	W14X233	W14X82	W14X82	W14X82

NA: No aplica elemento de acero para ese nivel

De la tabla anterior se concluye que la estructura de base fija por su sistema estructural requiere de alta rigidez para controlar los desplazamientos y derivas causados por la acción sísmica. Existe una gran diferencia entre los elementos columnas de cada tipología de edificación que sin duda tendrán un impacto importante en los costos de obra metálica.

8.2.4. Arriostres

Ambas edificaciones se estructuraron con sistemas de marcos arriostrados, en el caso de la edificación de base fija solamente se aplicaron en el sentido Y clasificando la estructura como SCBF. Para la edificación con aislamiento sísmico se aplicó una estructuración de OCBF en ambos sentidos para lograr un concepto de “bloque rígido” y obtener el periodo objetivo en ambas direcciones. Los sistemas de marco arriostrado aportan rigidez y resistencia ante acciones sísmicas. A continuación, se presenta la tabla con el comparativo de elementos tipo riostras para ambas tipologías de edificación.

Tabla 8.7 Comparativo de arriostres						
Eje 2	Estructura Base Fija			Estructura Base Aislada		
Nivel	AR1	AR2	AR3	AR1	AR2	AR3
1	NA	NA	NA	NA	NA	NA
2	NA	NA	NA	W8X40	W8X48	W8X40
3	NA	NA	NA	W8X40	W8X48	W8X40
4	NA	NA	NA	W8X40	W8X48	W8X40
5	NA	NA	NA	W8X40	W8X48	W8X40
6	NA	NA	NA	W8X40	W8X40	W8X40
7	NA	NA	NA	W8X40	W8X40	W8X40
8	NA	NA	NA	W8X40	W8X40	W8X40
Eje 3	Estructura Base Fija			Estructura Base Aislada		
Nivel	AR1	AR2	AR3	AR1	AR2	AR3
1	NA	NA	NA	NA	NA	NA
2	NA	NA	NA	NA	NA	NA
3	NA	NA	NA	NA	NA	NA
4	NA	NA	NA	NA	NA	NA
5	NA	NA	NA	NA	NA	NA
6	NA	NA	NA	NA	NA	NA
7	NA	NA	NA	NA	NA	NA
8	NA	NA	NA	NA	NA	NA

Eje 4	Estructura Base Fija			Estructura Base Aislada		
Nivel	AR1	AR2	AR3	AR1	AR2	AR3
1	NA	NA	NA	NA	NA	NA
2	NA	NA	NA	W8X40	W8X48	W8X40
3	NA	NA	NA	W8X40	W8X48	W8X40
4	NA	NA	NA	W8X40	W8X48	W8X40
5	NA	NA	NA	W8X40	W8X48	W8X40
6	NA	NA	NA	W8X40	W8X40	W8X40
7	NA	NA	NA	W8X40	W8X40	W8X40
8	NA	NA	NA	W8X40	W8X40	W8X40
Eje B-G	Estructura Base Fija			Estructura Base Aislada		
Nivel	AR1	AR2		AR1	AR2	
1	W10X54	W10X54		NA	NA	
2	W10X54	W10X54		NA	W8X48	
3	W10X54	W10X54		NA	W8X48	
4	W8X67	W8X67		NA	W8X40	
5	W8X67	W8X67		NA	W8X40	
6	W8X48	W8X48		NA	W8X40	
7	W8X48	W8X48		NA	W8X40	
8	W8X40	W8X40		NA	W8X40	
Eje D-E	Estructura Base Fija			Estructura Base Aislada		
Nivel	AR1	AR2		AR1	AR2	
1	NA	W10X54		NA	NA	
2	NA	W10X54		NA	W8X48	
3	NA	W10X54		NA	W8X48	
4	NA	W8X67		NA	W8X40	
5	NA	W8X67		NA	W8X40	
6	NA	W8X48		NA	W8X40	
7	NA	W8X48		NA	W8X40	
8	NA	W8X40		NA	W8X40	

NA: No aplica elemento de acero para ese nivel

De la tabla 8.7 se observa que existen similitudes en las secciones de arriostres para ambas tipologías de edificaciones, sin embargo, en la edificación con aislamiento sísmico siempre predominan secciones más livianas. Debido a la estructuración de esta última, OCBF en ambos sentidos existen un incremento en la cantidad de arriostres.

8.2.5. Cimentación

En los capítulos 5 y 7 se detallaron las diferentes soluciones de cimentación según la tipología de la edificación. Para el edificio de base fija una losa de fundación flotante fue la

solución de cimentación, para la edificación con aislamiento sísmico se logró solucionar los cimientos mediante un sistema de placas aisladas con vigas de amarre. En esta sección en específico se hará el comparativo de volúmenes de concreto.

Tabla 8.8 Comparativo de volúmenes de concreto en cimentación		
Tipo	Estructura Base Fija	Estructura Base Aislada
Losa Flotante	1,174 m ³	NA
Placa Aislada	NA	889 m ³

NA: No aplica

De la tabla 8.8 se concluye que la solución de cimentación tipo losa flotante es mucho más masiva que la solución de cimentación de la edificación con aislamiento sísmico.

8.2.6. Elementos de concreto

Debido a la estructuración de la edificación con aislamiento sísmico, fue necesario la incorporación de elementos en concreto reforzado. En el nivel de sótano todas las columnas son de este material y todas ellas se unen con una retícula de vigas también de concreto reforzado para controlar desplazamientos laterales diferenciales. Sobre este nivel (0+3.35 m) se colocan los aisladores sísmicos, que a su vez en su parte superior se fijan a la losa de aislamiento sísmico. Esta última losa está compuesta de una retícula de vigas de concreto reforzado y ella misma se planificó en este mismo material. En la tabla 8.9 se detalla cada uno de estos elementos y sus volúmenes de concreto, esto aplica únicamente para la edificación con aislamiento sísmico y así quedará reflejado en la tabla.

Tabla 8.9 Volúmenes de concreto según tipo de elemento		
Tipo	Estructura Base Fija	Estructura Base Aislada
Columnas sótano	NA	31 m ³
Vigas de amarre 0+3.35 m	NA	30 m ³
Vigas de aislamiento	NA	140 m ³
Losa de aislamiento	NA	635 m ³

NA: No aplica

8.2.7. Peso de materiales de acero estructural

El principal material que compone la edificación en estudio es el acero estructural. Las secciones utilizadas para la estructuración de ambas tipologías de edificación son las secciones tipo W. En esta sección se presenta un comparativo de peso de las edificaciones, pero se realiza a partir del nivel 2 y hasta el nivel de azotea, debido a que en este rango de niveles ambas edificaciones se pueden considerar “iguales”. El área específica de este comparativo es de 6,278 m² que hace referencia aproximadamente a 785 m² por planta.

Estructura Base Fija			Estructura Base Aislada		
Tipo	Material	Peso (Ton)	Tipo	Material	Peso (Ton)
Columna	A992Fy50	247	Columna	A992Fy50	126
Viga	A992Fy50	307	Viga	A992Fy50	193
Arriostre	A992Fy50	43	Arriostre	A992Fy50	56
		597			375

De la tabla 8.10 se observa una gran diferencia de peso entre la estructura de base fija y la estructura con aislamiento sísmico. La estructura de base fija tiene un peso aproximado de 95 kg/m², mientras que la edificación con aislamiento sísmico tiene un peso aproximado de 60 kg/m². Lo anterior representa una diferencia del 58% entre tipología de estructuras.

Capítulo 9 – Comparativo de costos de las edificaciones

El principio fundamental de la implementación del aislamiento sísmico en edificaciones ha sido históricamente la protección y el control de daños estructurales. No obstante, con el avance de la tecnología en dispositivos de aislamiento y la adopción de métodos de diseño alternativos, ha surgido un enfoque renovado que no solo prioriza la seguridad y el control de daños, sino que también enfatiza la optimización estructural. Esta evolución ha abierto la posibilidad de que las edificaciones con aislamiento sísmico resulten más rentables desde un punto de vista económico en comparación con aquellas diseñadas mediante metodologías convencionales.

En el presente capítulo, se examinará de forma detallada los costos asociados a dos tipologías de edificaciones: edificios convencionales de base fija y edificios con aislamiento sísmico. La base de este análisis de costos se fundamenta en los resultados de diseño obtenidos a lo largo de esta investigación. Se ha adoptado una metodología que considera los rendimientos utilizados por diversas empresas constructoras en Costa Rica, complementado con un análisis de los precios promedio de los materiales en el mercado local.

Además, se ha tomado en cuenta el costo de los dispositivos de aislamiento sísmico, basándose en un precio promedio obtenido a través de conversaciones con proveedores regionales y ajustado a las especificaciones técnicas definidas en este estudio. El costo total del aislador sísmico incluye diversos aspectos como el prototipo, ensayos de laboratorio, entrega e instalación en el proyecto.

Es importante destacar que el análisis de costos se centra exclusivamente en los costos directos del proyecto. Los costos indirectos no se han considerado en este estudio debido a que

se presume que serían similares para ambas tipologías de edificaciones y, por tanto, no influirían significativamente en la comparación de costos.

Este enfoque permite una evaluación integral de la viabilidad económica de las estructuras con aislamiento sísmico en comparación con los diseños convencionales, proporcionando así una perspectiva valiosa sobre la eficiencia de costos en el contexto de la construcción sismorresistente.

A continuación, se presentan las tablas con las diferentes partidas para cada uno de los casos.

Detalle de costos directos para edificio convencional base fija						
ITEM	ACTIVIDAD	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIT	COST UNIT	COSTO
1.01	Losa de fundación	Losa de concreto armado según especificaciones 120cm de espesor	1,174.00	m3	\$ 498.18	\$ 584,861.48
1.02	Columnas metálicas	Columnas metálicas de fundaciones a la azotea	311,492.00	kg	\$ 3.81	\$ 1,186,784.52
1.03	Arriostres	Arriostres metálicos del primer nivel a la azotea	48,997.00	kg	\$ 3.81	\$ 186,678.57
1.04	Entrepisos metálicos	Losa de concreto liviana del 2 nivel hasta la azotea, inclusive	6,280.00	m2	\$ 91.97	\$ 577,554.69
1.05	Estructura entrepisos metálicos	Estructura metálica del 2 nivel hasta la azotea, inclusive	351,393.00	kg	\$ 3.81	\$ 1,338,807.33
					TOTAL	\$ 3,874,686.59

Nota: Costos en dólares americanos (US\$)

Figura 9.1 Tabla de costos para edificio convencional
Fuente: (Propia)

Detalle de costos directos para edificio con aislamiento sísmico						
ITEM	ACTIVIDAD	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIT	COST UNIT	COSTO
1.01	Fundaciones	Fundaciones de concreto armado y vigas de fundación	888.70	m3	\$ 441.62	\$ 392,467.35
1.02	Losa de aislamiento	Losa de concreto armado según especificaciones 30cm de espesor	635.00	m3	\$ 370.94	\$ 235,547.65
1.03	Vigas de aislamiento	Vigas de concreto armado para soporte de la losa de aislamiento 35x70cm	140.00	m3	\$ 1,509.23	\$ 211,292.67
1.05	Vigas de amarre nivel 0+3.35 m	Vigas de concreto armado para amarres de columnas sótano 25x50cm	29.50	m3	\$ 1,334.81	\$ 39,376.83
1.06	Columnas de concreto	Columnas de concreto entre fundaciones y losa de aislamiento	30.70	m3	\$ 2,049.02	\$ 62,904.90
1.07	Columnas metálicas	Columnas metálicas del primer nivel a la azotea	125,915.00	kg	\$ 3.81	\$ 479,736.15
1.08	Arriostres	Arriostres metálicos del primer nivel a la azotea	55,578.00	kg	\$ 3.81	\$ 211,752.18
1.09	Entrepisos metálicos	Losa de concreto liviana del 2 nivel hasta la azotea, inclusive	5,495.00	m2	\$ 91.97	\$ 505,375.15
1.10	Estructura entrepisos metálicos	Estructura metálica del 2 nivel hasta la azotea, inclusive	193,005.00	kg	\$ 3.81	\$ 735,349.05
1.11	Aisladores sísmicos	Dispositivos de aislamiento sísmico con núcleo de plomo (LRB)	18.00	unid	\$ 24,950.00	\$ 449,100.00
					TOTAL	\$ 3,322,901.92

Nota: Costos en dólares americanos (US\$)

Figura 9.2 Tabla de costos para edificio con aislamiento sísmico
Fuente: (Propia)

A partir del análisis detallado de las Figuras 9.1 y 9.2, se deduce que la edificación dotada de aislamiento sísmico presenta una mayor eficiencia económica en comparación con la edificación convencional de base fija. Este hallazgo no solo refuerza la relevancia de integrar prácticas de planificación que prioricen la protección sísmica en estructuras esenciales, sino que también subraya la importancia de adoptar un enfoque holístico en el diseño estructural. La combinación de estructuras de acero con elementos de concreto reforzado, junto con la implementación de dispositivos de aislamiento sísmico y un análisis y diseño estructural especializado, emerge como una estrategia integral que contribuye significativamente a la optimización de los costos constructivos.

En este estudio en particular, se ha demostrado que la estructura con aislamiento sísmico incurre en un costo menor en comparación con su contraparte convencional. De manera específica, se evidencia una reducción de costos del orden del 14% para un costo directo por metro cuadrado, situándose en aproximadamente USD\$ 470. Este resultado es indicativo de las ventajas económicas inherentes al uso de tecnologías de aislamiento sísmico en el diseño de edificaciones. Además, resalta la importancia de una evaluación cuidadosa y metódica de los costos en el proceso de diseño, enfatizando la factibilidad de adoptar soluciones innovadoras en ingeniería sísmica no solo desde una perspectiva técnica, sino también económica.

Este análisis proporciona evidencia concreta que apoya la implementación de sistemas de aislamiento sísmico como una alternativa viable y costeable, especialmente en regiones propensas a terremotos. Asimismo, refuerza el argumento a favor de una aproximación más integrada y multidisciplinaria en la ingeniería estructural, donde la seguridad, la eficiencia y la sostenibilidad económica son consideradas de manera conjunta en la planificación y construcción de infraestructuras resilientes.

Capítulo 10 – Conclusiones

Al culminar esta investigación, nos posicionamos en el capítulo de conclusiones, un segmento donde se condensan las reflexiones y hallazgos significativos emergidos del estudio. Este capítulo no solo busca resumir los aspectos clave descubiertos durante la investigación, sino también proporcionar una síntesis integradora que conecta estos descubrimientos con implicaciones más amplias en el campo de la ingeniería estructural y sísmica. Cada conclusión presentada aquí es el resultado de un análisis detallado y meticuloso, enfocado en la evaluación de sistemas de diseño sismorresistente y de aislamiento sísmico, su viabilidad, eficiencia y aplicación en el contexto de zonas de alta actividad sísmica. Al reflejar sobre las conclusiones de este estudio, es importante reconocer su potencial para influir en futuras prácticas de ingeniería, normativas de construcción y estrategias de mitigación de riesgos. Así, este capítulo no solo cierra la presente investigación, sino que también abre caminos para futuras indagaciones y aplicaciones prácticas en la ingeniería estructural sísmica. A continuación, se presentan una serie de conclusiones que pueden ser de utilidad para futuras investigaciones o ampliaciones del tema:

- En regiones y países sujetos a una elevada amenaza sísmica, la formulación y actualización periódica de una normativa local específicamente orientada a la resistencia sísmica adquiere una importancia crítica. Este marco normativo no solo debe reflejar los últimos avances y entendimientos en la ingeniería sísmica, sino también adaptarse a las características geológicas y estructurales locales. La relevancia de mantener estas normativas actualizadas es paralela a la necesidad de que la comunidad de ingeniería esté constantemente informada y capacitada en relación con estos estándares. La educación continua y la actualización de conocimientos en esta área son fundamentales para garantizar que las prácticas de

diseño y construcción estén alineadas con las mejores y más actuales estrategias de mitigación de riesgos sísmicos. Este compromiso con la educación y actualización profesional no solo eleva los estándares de seguridad en la construcción, sino que también juega un rol crucial en la protección de vidas y propiedades ante eventos sísmicos.

- La conclusión derivada de este estudio enfatiza que las provisiones sísmicas establecidas por la American Institute of Steel Construction (AISC) se caracterizan por su exhaustividad y rigurosidad, reflejando una metodología detallada que favorece el diseño de edificaciones en acero convencionales con altos estándares de seguridad. Sin embargo, se identifica una notable brecha en la clasificación y tratamiento de sistemas estructurales que integran tecnologías avanzadas de aislamiento sísmico y disipación de energía. Esta laguna en la normativa actual sugiere la necesidad de una revisión y expansión de las directrices de la AISC para abarcar de manera efectiva las complejidades y especificidades asociadas a estos sistemas híbridos. El reconocimiento y la incorporación adecuada de estas tecnologías emergentes en las normativas y prácticas de diseño no solo ampliarían el alcance de las regulaciones existentes, sino que también fomentarían una innovación segura y eficiente en la ingeniería sísmica de estructuras de acero. La inclusión de estas consideraciones es vital para asegurar que la normativa se mantenga alineada con los avances tecnológicos y las necesidades cambiantes del campo de la ingeniería estructural.
- En el diseño de edificaciones de mediana altura con elementos estructurales de acero y la implementación de aislamiento sísmico, se observa una optimización

notable de estos componentes de acero. Este avance se debe en gran medida a la aplicación de metodologías alternativas de análisis y diseño, como el análisis de empuje progresivo, tiempo-historia y el diseño basado en desempeño. Estas técnicas avanzadas permiten demostrar que la mayoría de los elementos que conforman la superestructura se mantienen dentro del rango elástico, minimizando así la necesidad de disipación de energía.

Como consecuencia, se evidencia que los detalles constructivos de las conexiones y las exigencias de las disposiciones sísmicas estipuladas por la American Institute of Steel Construction (AISC) pueden considerarse mínimas. En términos más específicos, estas disposiciones se clasifican como Marcos de Momento Ordinarios (OMF) y Marcos Concentrados de Rigidez (OCBF). Esta clasificación menos exigente se atribuye al hecho de que el dispositivo de aislamiento sísmico asume la responsabilidad principal de disipar la energía sísmica. Por lo tanto, las aceleraciones transmitidas a la parte superior de la estructura se reducen significativamente.

Esta conclusión subraya la eficacia del aislamiento sísmico no solo en términos de protección estructural, sino también en la simplificación de los requisitos de diseño y construcción. Al trasladar la carga de la disipación de energía del esqueleto estructural a los dispositivos de aislamiento, se facilita un diseño más eficiente y económico, manteniendo al mismo tiempo los altos estándares de seguridad exigidos en zonas sísmicas.

- A lo largo de esta investigación, se ha establecido de manera evidente que el aislamiento sísmico es una práctica consolidada y ampliamente adoptada en

numerosos países, especialmente en aquellos con un mayor grado de desarrollo. Históricamente, el impulso detrás de la adopción de estas prácticas y aplicaciones ha sido la necesidad de proteger y controlar los daños en estructuras esenciales durante eventos sísmicos. Sin embargo, en tiempos recientes, la tecnología relacionada con el aislamiento sísmico ha experimentado una notable evolución, resultando en una diversidad creciente de opciones en dispositivos de aislamiento sísmico. Esta expansión ha conducido a una mayor competitividad en el mercado, lo que a su vez ha influido en la reducción de los costos de aplicación de estas tecnologías.

Este cambio en el panorama tecnológico y económico ha generado un giro en la percepción del aislamiento sísmico, desplazándolo de ser una medida centrada únicamente en la protección, hacia una que considera también la optimización y eficiencia en costos. Este enfoque renovado apunta hacia la construcción de estructuras resilientes, donde la confianza del profesional en ingeniería estructural y sísmica en sus diseños y proyectos es cada vez mayor. Este desarrollo no solo mejora la viabilidad económica de las técnicas de aislamiento sísmico, sino que también eleva el estándar de seguridad y funcionalidad de las edificaciones en zonas de riesgo sísmico, marcando un avance significativo en la búsqueda de soluciones integrales que combinen protección, eficiencia y sostenibilidad.

- La aplicación de la metodología sismorresistente convencional revela que la normativa vigente está orientada primordialmente hacia la seguridad, tomando en cuenta una amplia gama de parámetros críticos. Sin embargo, se ha identificado que muchos de estos parámetros operan bajo suposiciones teóricas, cuya

verificación y validación práctica presenta desafíos significativos. Ejemplos destacados de esto incluyen conceptos como la ductilidad y los factores de reducción (R), cuya cuantificación exacta en escenarios reales puede ser compleja. Este escenario subraya la necesidad de un conocimiento avanzado y un mayor grado de especialización en metodologías alternativas para la comprobación efectiva de estos parámetros. La capacidad de aplicar y comprender en profundidad estas metodologías alternativas es esencial para garantizar que los diseños sismorresistentes no solo cumplan con las normativas de seguridad, sino que también reflejen con precisión las capacidades reales de las estructuras bajo cargas sísmicas.

La conclusión de este aspecto de la investigación pone de relieve la importancia de una formación continua y especializada para los profesionales en el campo de la ingeniería sísmica. Esta formación debe ir más allá de la mera aplicación de normativas y adentrarse en la comprensión y análisis crítico de las suposiciones y limitaciones inherentes a los modelos y parámetros convencionales. Al hacerlo, se puede mejorar significativamente la precisión y la fiabilidad de los diseños sismorresistentes, contribuyendo así a la creación de estructuras más seguras y resilientes.

- Al considerar propuestas de diseño estructural para edificaciones de mediana altura utilizando acero estructural, la selección de la metodología de análisis y diseño se revela como un factor crítico, dada su influencia directa en las decisiones estructurales finales. En escenarios donde se opta por una metodología convencional, empleando análisis dinámico modal espectral y adhiriéndose a las

normativas sísmicas actuales para estructuras de acero, es habitual recurrir a sistemas preestablecidos como Marcos de Momento Especiales (SMF) y Marcos Concentrados de Rigidez (SCBF).

No obstante, la adopción de metodologías alternativas, especialmente aquellas que incorporan dispositivos de aislamiento sísmico, conduce a un enfoque estructural fundamentalmente distinto. En estos casos, se hace imperativo buscar soluciones estructurales que se alineen y complementen eficazmente con las características y requisitos de los sistemas de aislamiento sísmico.

En consecuencia, la conclusión derivada de esta parte de la investigación es que la conceptualización estructural de una edificación de mediana altura en acero experimentará variaciones significativas dependiendo de si se adoptan metodologías convencionales o se opta por enfoques que integran aislamiento sísmico. Esta diferencia en la conceptualización estructural no es meramente técnica, sino que también tiene implicaciones prácticas y económicas, afectando aspectos como la selección de materiales, los detalles constructivos y la eficiencia global del diseño. Por lo tanto, esta observación subraya la necesidad de una consideración cuidadosa y contextualizada de la metodología de diseño elegida, en función de los objetivos específicos de seguridad, funcionalidad y eficiencia en cada proyecto.

- La investigación revela que las normativas consultadas en relación con los procedimientos para el diseño de sistemas de aislamiento sísmico presentan similitudes considerables entre sí. Esta uniformidad en las directrices sugiere una oportunidad significativa para el desarrollo de procedimientos "universales" en el

diseño de aislamiento sísmico, que puedan ser adaptados a las necesidades y características específicas de diferentes regiones. La creación de estos procedimientos universales, que contemplen la variabilidad geológica y sísmica regional, representa un paso adelante en la estandarización de prácticas de diseño sismorresistente.

Además, la elaboración de códigos regionales personalizados cobra una importancia crucial en este contexto. Estos códigos, al estar específicamente adaptados a las condiciones locales, proporcionan una base más relevante y confiable para la toma de decisiones de diseño. Por lo tanto, la implementación de códigos regionales no solo aumenta la relevancia y eficacia de las medidas de diseño sísmico, sino que también ofrece a los profesionales una mayor confianza en la ejecución de sus proyectos.

Esta conclusión subraya la importancia de una continua inversión en investigación y desarrollo de normativas en ingeniería sísmica. Así, se contribuye a la evolución de prácticas de diseño más seguras, eficientes y adaptadas, garantizando que las estructuras no solo cumplan con los estándares internacionales de seguridad, sino que también estén específicamente diseñadas para resistir los desafíos sísmicos únicos de cada región.

- La realización de pruebas exhaustivas en los dispositivos de aislamiento sísmico es, sin lugar a dudas, un aspecto crucial en la garantía de seguridad y eficacia de las estructuras sismorresistentes. Es imperativo que se establezcan normativas estrictas que aseguren que todos los dispositivos de aislamiento sísmico sean sometidos a ensayos y pruebas completas antes de su instalación en el sitio de

construcción. La integridad de estos dispositivos es fundamental, ya que serán sometidos a fuerzas sísmicas reales a lo largo de su vida útil. Por lo tanto, es esencial que ingenieros, propietarios y usuarios finales tengan la certeza absoluta de que cada dispositivo ha sido rigurosamente probado y certificado por expertos en la materia.

Con la implementación de estos dispositivos y su uso obligatorio en estructuras esenciales, se prevé un aumento en la demanda de servicios de laboratorio especializados en pruebas de aislamiento sísmico. Este incremento en la demanda podría conducir, eventualmente, a una reducción en los costos asociados con la producción y control de calidad de estos dispositivos, debido a la economía de escala y la mayor competencia en el mercado. Este efecto tendría un impacto positivo no solo en términos de costos, sino también en la disponibilidad y accesibilidad de opciones de aislamiento sísmico de alta calidad para una variedad más amplia de proyectos de construcción.

Esta conclusión resalta la importancia de un marco normativo robusto y de un ecosistema de pruebas y certificación bien establecido, que juntos aseguren la implementación efectiva y segura de tecnologías de aislamiento sísmico en la industria de la construcción. Estas medidas son fundamentales para fomentar la confianza en estas tecnologías y para garantizar la resiliencia a largo plazo de las edificaciones frente a eventos sísmicos.

- La realización de estudios de amenaza sísmica en los lugares destinados para el desarrollo de proyectos constructivos es una tarea de necesidad imperativa y de vital importancia. Esta premisa se vuelve aún más crítica cuando se trata de

análisis dinámicos no lineales, en los cuales el conocimiento detallado y preciso de la amenaza sísmica local juega un rol fundamental. La selección apropiada de los niveles de amenaza sísmica a los que estará sujeta una edificación es un componente esencial en el proceso de diseño estructural, especialmente en regiones con un historial significativo de actividad sísmica.

La determinación precisa de la amenaza sísmica no solo informa el diseño de la estructura en términos de resistencia y flexibilidad, sino que también guía la selección y el dimensionamiento de los sistemas de aislamiento sísmico y otras medidas de mitigación. En consecuencia, la precisión en la estimación de la amenaza sísmica influye directamente en la efectividad y la eficiencia de las estrategias de diseño adoptadas para garantizar la seguridad y la durabilidad de la estructura frente a los eventos sísmicos.

Esta conclusión subraya la importancia de integrar estudios de amenaza sísmica como una parte integral del proceso de planificación y diseño en proyectos de construcción, especialmente en áreas propensas a terremotos. Al hacerlo, se establecen las bases para una toma de decisiones informada y metódica que prioriza la protección de la vida humana y la integridad de las infraestructuras.

- La capacitación adecuada, experiencia, conocimiento profundo y especialización del profesional son requisitos indispensables para el desarrollo exitoso de proyectos que involucran estructuras sismorresistentes y sistemas de aislamiento sísmico. La competencia en la selección de métodos de análisis adecuados, la aplicación efectiva de programas de cálculo estructural y la adhesión a

metodologías probadas y confiables deben ser consideradas como estándares mínimos en la gestión de tales proyectos.

La importancia de estos proyectos exige un enfoque riguroso, no solo en el diseño y ejecución inicial, sino también en la verificación y validación a través de procesos de revisión por pares (peer review). Estos procesos de chequeo y revisión son cruciales para asegurar que todos los aspectos del diseño y construcción cumplan con los más altos estándares de calidad, seguridad y eficacia.

En el caso de estructuras esenciales, tales como hospitales, estaciones de bomberos, y otros edificios críticos en la respuesta ante emergencias, debería ser obligatoria la implementación de protocolos de trabajo rigurosos, incluyendo revisiones por terceras partes independientes. Estas revisiones añaden una capa adicional de escrutinio y seguridad, garantizando que la estructura no solo cumpla con los códigos y normativas actuales, sino que también resista efectivamente las demandas impuestas por eventos sísmicos.

Esta conclusión resalta la necesidad de una gestión profesional altamente calificada y meticulosa en el diseño y construcción de estructuras sismorresistentes. Asimismo, enfatiza la importancia de establecer y seguir protocolos de revisión y verificación rigurosos, especialmente en edificaciones que desempeñan funciones vitales en la comunidad. Estas prácticas no solo elevan el estándar de la ingeniería estructural y sísmica, sino que también refuerzan la confianza pública en la integridad y resiliencia de las infraestructuras críticas.

- La investigación realizada proporciona evidencia concluyente de que la aplicación de aislamiento sísmico en estructuras conlleva un aumento significativo en su período fundamental. Este cambio en el período de la estructura conlleva una reducción correspondiente en la demanda sísmica, lo que resulta en una mejora notable en el comportamiento estructural general. Esta optimización se manifiesta no solo en una mayor eficiencia de los elementos estructurales de la superestructura, sino también en una reducción sustancial de los daños, tanto en la estructura misma como en sus componentes no estructurales.

Los beneficios del aislamiento sísmico se extienden a sistemas vitales como los mecánicos y eléctricos, que a menudo son susceptibles a daños durante eventos sísmicos. Al reducir la transmisión de fuerzas sísmicas a estos componentes, el aislamiento sísmico mejora la resiliencia de la edificación en su conjunto. Esto no solo implica una mayor seguridad para los ocupantes y una reducción en los costos de reparación post-sísmica, sino también una continuidad operativa mejorada en instalaciones esenciales.

Esta conclusión resalta la importancia del aislamiento sísmico como una estrategia integral para el diseño de edificaciones en zonas propensas a terremotos. Al mejorar el comportamiento estructural y reducir los daños en los sistemas no estructurales, el aislamiento sísmico emerge como una solución eficaz para aumentar la seguridad, la sostenibilidad y la funcionalidad de las edificaciones en el contexto de la ingeniería sísmica.

- Durante la investigación, se realizó una verificación meticulosa de los desplazamientos relativos en las dos tipologías de estructuras estudiadas. Los

resultados de este análisis indican claramente que la estructura equipada con aislamiento sísmico exhibe derivas (desplazamientos laterales) considerablemente menores en comparación con la estructura convencional. Esta característica es fundamental, ya que implica que, en el caso de un evento sísmico extremo, la edificación con aislamiento sísmico sufrirá daños mínimos o incluso nulos.

La significativa reducción en las derivas no solo contribuye a la integridad estructural durante y después de un terremoto, sino que también cumple con los objetivos de desempeño críticos, como la ocupación inmediata y la operatividad post-evento. En otras palabras, las edificaciones con aislamiento sísmico no solo están diseñadas para sobrevivir a terremotos, sino también para mantener su funcionalidad, minimizando las interrupciones y permitiendo una rápida recuperación y continuidad de las operaciones.

Esta conclusión destaca el aislamiento sísmico como una solución altamente efectiva en el diseño de estructuras resilientes, capaces de resistir impactos sísmicos significativos sin comprometer su usabilidad. Así, el aislamiento sísmico no solo protege la estructura física y sus ocupantes, sino que también asegura la continuidad de las funciones críticas en el escenario de desastres naturales, alineándose con los objetivos modernos de sostenibilidad y resiliencia en la ingeniería estructural y sísmica.

- El análisis de las aceleraciones absolutas en la edificación equipada con aislamiento sísmico revela una reducción significativa de estas aceleraciones en comparación con la estructura convencional. Esta disminución en las aceleraciones es un indicador crucial del mejoramiento en el comportamiento

estructural de edificaciones con aislamiento sísmico. La atenuación de las aceleraciones no sólo implica una menor fuerza sísmica ejercida sobre la estructura, sino que también reduce de manera considerable el riesgo de daños durante eventos sísmicos extremos.

La importancia de este hallazgo radica en su contribución directa a la seguridad y durabilidad de la estructura. Al limitar las aceleraciones transmitidas a la superestructura, el aislamiento sísmico actúa como un mecanismo eficaz para proteger no solo los elementos estructurales, sino también los componentes no estructurales y los sistemas mecánicos y eléctricos dentro del edificio.

Esta reducción en las aceleraciones absolutas asegura que la estructura no solo permanezca intacta, sino que también mantenga su funcionalidad después de un terremoto, alineándose con los objetivos de diseño orientados a la resiliencia y la ocupación inmediata post-evento. Por lo tanto, la implementación de aislamiento sísmico emerge como una estrategia integral en el diseño de edificaciones en zonas de alto riesgo sísmico, ofreciendo una solución efectiva para minimizar daños y garantizar la seguridad y el bienestar de los ocupantes.

- La investigación concluye de manera contundente que la estructura dotada de aislamiento sísmico no sólo posee una configuración estructural óptima, sino que también es considerablemente más liviana en comparación con la estructura convencional de base fija. Este aspecto se ve claramente reflejado en los análisis comparativos del corte basal entre ambas tipologías de edificaciones.

La ligereza de la estructura con aislamiento sísmico se traduce en una serie de ventajas significativas. En primer lugar, una estructura más liviana implica

generalmente menores fuerzas sísmicas actuando sobre ella debido a su menor masa. Esto, a su vez, lleva a una reducción en la demanda de resistencia y rigidez en los elementos estructurales, permitiendo una optimización en el uso de materiales y en el diseño general de la estructura.

Además, los menores valores de corte basal en la estructura con aislamiento sísmico demuestran una eficacia superior en la disipación y absorción de energía sísmica. Esto no solo contribuye a la seguridad y estabilidad de la edificación durante un terremoto, sino que también puede tener un impacto positivo en términos de costos de construcción y mantenimiento.

La adopción del aislamiento sísmico no solo mejora el comportamiento sísmico de la estructura, sino que también ofrece una solución más eficiente y económica, destacándose como una opción preferente en el diseño de nuevas edificaciones en zonas propensas a terremotos. Estos hallazgos subrayan la importancia de considerar el aislamiento sísmico no solo como una medida de protección, sino también como una estrategia integral de optimización estructural.

- La comparación entre los elementos estructurales de las dos tipologías de edificaciones, la convencional y la equipada con aislamiento sísmico, arrojó resultados reveladores. Se determinó que los elementos estructurales en la edificación con aislamiento sísmico son notablemente más eficientes en comparación con su contraparte convencional. Esta eficiencia se manifiesta en varios aspectos clave del diseño estructural.

En primer lugar, la eficiencia se refleja en la reducción del tamaño y la cantidad de materiales requeridos para cada elemento estructural. Debido a la menor

demanda sísmica impuesta por el aislamiento sísmico, los elementos como columnas, vigas y conexiones pueden ser diseñados para soportar cargas menores, lo que se traduce en un uso más eficiente de los recursos y una reducción en los costos de material.

Además, esta eficiencia también implica una mejor respuesta a las cargas sísmicas. Los elementos estructurales en la edificación con aislamiento sísmico están sometidos a menores niveles de estrés y deformación durante eventos sísmicos, lo que incrementa su durabilidad y reduce la probabilidad de daños significativos.

En términos de diseño y construcción, la eficiencia de los elementos estructurales en las edificaciones con aislamiento sísmico ofrece un margen más amplio para la innovación y la optimización. Esto no solo mejora la calidad y seguridad de la construcción, sino que también abre nuevas posibilidades en la arquitectura y el diseño estructural.

Por lo tanto, los resultados de esta comparativa subrayan la superioridad del aislamiento sísmico como una estrategia integral en el diseño de estructuras, no solo en términos de seguridad y resistencia sísmica, sino también en la eficiencia y sostenibilidad de los elementos estructurales.

- Uno de los descubrimientos más significativos de esta investigación radica en la constatación de que la edificación de mediana altura, diseñada con elementos de acero estructural, resulta ser más económica cuando se incorpora aislamiento sísmico en la base, en comparación con la misma edificación desarrollada mediante metodologías convencionales sismorresistentes. Este hallazgo trasciende

la comprensión previa de la función del aislamiento sísmico, destacándolo no solo como una medida esencial para la protección y el control de daños durante eventos sísmicos, sino también como un factor clave en la optimización económica de los proyectos de construcción.

Esta observación pone de relieve la relevancia de los dispositivos de aislamiento sísmico no solo desde un punto de vista de ingeniería estructural y seguridad, sino también en términos de eficiencia económica. La reducción en los costos asociados con la implementación de aislamiento sísmico representa un cambio paradigmático en el diseño de edificaciones sismorresistentes, ofreciendo una alternativa más rentable a las prácticas convencionales.

La posibilidad de alcanzar una mayor optimización en los diseños, junto con la reducción de los costos, abre nuevas oportunidades para la adopción más amplia de técnicas de aislamiento sísmico en la industria de la construcción. Este enfoque no solo mejora la resiliencia de las edificaciones ante terremotos, sino que también promueve una mayor sostenibilidad en el sector de la construcción, al combinar de manera efectiva la seguridad, la funcionalidad y la rentabilidad.

Por lo tanto, este hallazgo destaca la importancia de continuar explorando y desarrollando soluciones de aislamiento sísmico, no solo para avanzar en la seguridad estructural, sino también para impulsar la eficiencia económica en la construcción de edificaciones en zonas de alta actividad sísmica.

- La implementación de aislamiento sísmico en edificaciones ha demostrado mejorar de manera significativa el desempeño estructural ante eventos sísmicos.

Uno de los resultados más notables de esta aplicación es la posibilidad de alcanzar

el nivel de desempeño de "ocupación inmediata", caracterizado por daños mínimos o nulos, y lo que es aún más crucial, el desempeño de seguridad de vida garantizada. Este aspecto es especialmente relevante en edificaciones de mediana altura construidas con acero estructural y equipadas con sistemas de aislamiento sísmico.

El uso de aislamiento sísmico en tales estructuras no solo incrementa su capacidad para resistir y absorber las fuerzas sísmicas, sino que también permite que estas edificaciones sean clasificadas como estructuras esenciales. Esta clasificación es fundamental, ya que implica que los edificios no solo están diseñados para sobrevivir a terremotos severos, sino también para mantener su funcionalidad y operatividad inmediatamente después de estos eventos.

Este enfoque en la operatividad post-evento es crucial para estructuras que desempeñan roles críticos en la comunidad, como hospitales, estaciones de emergencia, y centros de datos, entre otros. La capacidad de estas edificaciones para continuar operando sin interrupciones significativas después de un terremoto puede tener un impacto profundo en la capacidad de respuesta a emergencias y en la recuperación de la comunidad en su conjunto.

La aplicación de aislamiento sísmico no solo ofrece beneficios en términos de protección de la estructura y seguridad de los ocupantes, sino que también establece un nuevo estándar en la funcionalidad y resiliencia de edificios de mediana altura en zonas sísmicas. Este hallazgo subraya la importancia de incorporar estrategias de aislamiento sísmico en el diseño de edificaciones, especialmente aquellas que desempeñan funciones esenciales en la sociedad.

- Esta investigación contribuye significativamente a reforzar la aplicabilidad y viabilidad de los dispositivos de aislamiento sísmico en la construcción de edificaciones esenciales y, potencialmente, en una variedad más amplia de edificaciones. Al hacerlo, se alinea con el enfoque emergente en el diseño estructural que prioriza la resiliencia, enfatizando la importancia de asegurar que las estructuras estén diseñadas para resistir eventos sísmicos extremos con un daño mínimo o inexistente, y que la ocupación inmediata post-evento se convierta en la norma.

Este estudio subraya un cambio paradigmático en la ingeniería estructural, donde el diseño para la seguridad de vida, aunque sigue siendo un pilar fundamental, está siendo complementado y en algunos casos superado por la búsqueda de la resiliencia. La resiliencia en este contexto no solo se refiere a la capacidad de una estructura para resistir terremotos, sino también a su habilidad para recuperarse rápidamente de tales eventos, asegurando así la continuidad de las operaciones y la funcionalidad inmediata.

La tecnología avanzada y los desarrollos en ingeniería estructural y sísmica están abriendo nuevas posibilidades para lograr este objetivo. La aplicación de aislamiento sísmico es un claro ejemplo de cómo la innovación técnica puede mejorar la resiliencia de las edificaciones. Esta investigación apoya la idea de que la resiliencia no debe ser una consideración exclusiva para estructuras críticas o de alto valor, sino un estándar integrado en el diseño de una amplia gama de edificaciones.

En conclusión, esta investigación valida la necesidad de un cambio en el enfoque de diseño estructural, desde uno centrado principalmente en la seguridad de vida hacia uno que incorpore plenamente la resiliencia como un objetivo clave. Esto implica no solo sobrevivir a los terremotos, sino también garantizar que las estructuras sean capaces de mantener su funcionalidad esencial en el período posterior al evento, marcando así un avance significativo en la ingeniería estructural y sísmica contemporánea.

Capítulo 11 – Recomendaciones

Tras una exhaustiva exploración y análisis de los aspectos clave en el diseño y la implementación de sistemas de aislamiento sísmico en estructuras de mediana altura, este capítulo de recomendaciones busca proporcionar directrices prácticas y orientaciones estratégicas basadas en los hallazgos de la investigación. Las recomendaciones aquí presentadas tienen como objetivo guiar a profesionales de la ingeniería estructural y sísmica, formuladores de políticas, y demás partes interesadas, hacia la adopción de enfoques más seguros, eficientes y resilientes en el diseño de edificaciones. Estas sugerencias no solo se centran en la mejora de la seguridad y la funcionalidad de las estructuras en entornos sísmicos, sino también en la optimización de los costos y la eficiencia de la construcción. El propósito es fomentar la incorporación de prácticas innovadoras y tecnologías avanzadas en la ingeniería estructural, contribuyendo así a un futuro en el que las edificaciones no solo sean capaces de resistir eventos sísmicos extremos, sino que también promuevan la sostenibilidad y la resiliencia en el entorno construido. A continuación, las siguientes recomendaciones:

- La comunidad de ingeniería en cada país, especialmente en aquellos con una alta amenaza sísmica, debe asumir la responsabilidad de mantener y actualizar sus normativas para reflejar los avances y desafíos actuales en la ingeniería sismorresistente. Es altamente recomendable que estas normativas expandan su alcance para incluir procedimientos detallados destinados a métodos alternativos de análisis y diseño. Esto implica la formación de una comisión de expertos dedicada a la revisión y actualización constante de las normativas, incorporando avances como los procedimientos de diseño por desempeño y las tecnologías de aislamiento sísmico y disipación de energía.

Además, es crucial que las comunidades ingenieriles trabajen de forma colaborativa para desarrollar normativas regionales. Estas normativas, aunque no sean vinculantes para cada país individualmente, pueden servir como referencia de buenas prácticas y establecer acuerdos comunes en la ingeniería sismorresistente. La creación de estos estándares regionales no solo fomentaría una mayor coherencia y colaboración entre los países, sino que también garantizaría que las estrategias y prácticas de diseño estructural estén alineadas con los conocimientos y tecnologías más recientes.

Esta recomendación subraya la importancia de un enfoque proactivo y colaborativo en la actualización y desarrollo de normativas en ingeniería sísmica.

Al hacerlo, se asegura que las estructuras diseñadas y construidas en regiones de alta actividad sísmica no solo cumplan con los estándares de seguridad actuales, sino que también estén preparadas para enfrentar los desafíos futuros en un mundo en constante cambio.

- Se insta a la expansión de investigaciones que se enfoquen en la implementación práctica de sistemas sismorresistentes en estructuras de acero, integrando tecnologías de aislamiento sísmico y sistemas de disipación de energía. La realización de este tipo de investigaciones es esencial para generar una base sólida de documentación técnica y casos de estudio que puedan ser utilizados por organizaciones normativas, como la American Institute of Steel Construction (AISC), para el desarrollo y actualización de sus normativas. Estas normativas deben estar adaptadas para abarcar la combinación de estas tecnologías avanzadas, así como para incluir la aplicación de métodos de análisis y diseños alternativos.

La ampliación de la investigación en este campo es crucial para el avance en el diseño de estructuras más seguras, eficientes y optimizadas. Además, es importante que estos estudios reflejen modelos que se acerquen más a las condiciones reales que las estructuras enfrentarán durante eventos sísmicos. Esto no solo mejorará la comprensión de cómo se comportan realmente las estructuras bajo estas condiciones, sino que también proporcionará información valiosa para mejorar las prácticas de diseño y construcción en la ingeniería estructural y sísmica.

Por lo tanto, esta recomendación subraya la necesidad de un compromiso continuo con la investigación aplicada y teórica en el campo de la ingeniería sismorresistente. Al hacerlo, se facilita el desarrollo de soluciones de diseño más efectivas y realistas, contribuyendo significativamente a la seguridad y la resiliencia de las infraestructuras en zonas sísmicas.

- Se insta a continuar y expandir investigaciones que exploren el diseño de edificaciones utilizando una combinación de diferentes materiales y la aplicación de variadas tecnologías de aislamiento sísmico, incluyendo la integración de dispositivos de aislamiento con sistemas de disipación de energía. Dado el notable avance tecnológico en la actualidad y el contexto de globalización que facilita un acceso sin precedentes a la información, se presentan oportunidades únicas para realizar pruebas y ensayos más rigurosos y avanzados. Estos pueden garantizar la construcción de edificaciones seguras, resilientes y económicamente viables. Se sugiere que las futuras investigaciones se enfoquen en el desarrollo de edificaciones que no solo sean capaces de resistir eventos sísmicos sin incurrir en

daños significativos, permitiendo así la ocupación inmediata post-evento, sino que también sean competitivas en términos de costos de planificación y construcción.

Este enfoque debe dirigirse hacia el diseño por resiliencia, buscando crear estructuras que no solo sobrevivan a los desafíos sísmicos, sino que también se recuperen rápidamente de ellos, manteniendo su funcionalidad y minimizando las interrupciones.

Por lo tanto, esta recomendación resalta la importancia de un enfoque de diseño integrador que considere la diversidad de tecnologías y materiales disponibles, así como las prácticas más avanzadas en ingeniería sísmica. Al perseguir este enfoque, se promueve no solo la seguridad y la funcionalidad en las edificaciones, sino también la sostenibilidad y la eficiencia económica en la industria de la construcción.

- Se sugiere enfáticamente que, en el contexto de la aplicación de metodologías convencionales de análisis y diseño estructural, se establezcan procedimientos adicionales para la verificación de aquellos parámetros que las normativas asumen o imponen. Es particularmente recomendable que las normativas incluyan la exigencia de realizar verificaciones a través de análisis estáticos no lineales como mínimo. Esta práctica permitiría validar parámetros críticos como la ductilidad, así como los objetivos de desempeño de las edificaciones en condiciones sísmicas. El propósito de esta recomendación es asegurar que los parámetros y suposiciones utilizados en el diseño convencional sean no solo teóricamente sólidos, sino también prácticamente viables y efectivos. La implementación de análisis estáticos no lineales como parte del proceso de verificación aportaría una capa

adicional de rigor y precisión al proceso de diseño, contribuyendo a la creación de edificaciones que no solo cumplan con las normativas existentes, sino que también exhiban un desempeño real óptimo durante eventos sísmicos.

Por lo tanto, esta recomendación subraya la necesidad de un enfoque más integral y detallado en la verificación de los parámetros de diseño en la ingeniería estructural. Al adoptar estos procedimientos adicionales, se fortalece la confiabilidad y la seguridad de las estructuras, asegurando que los objetivos de desempeño sean alcanzados de manera efectiva en la práctica.

- Se recomienda enfáticamente que en las próximas actualizaciones de la normativa costarricense de construcción y diseño estructural se incorporen procedimientos específicos para el diseño de dispositivos de aislamiento sísmico y sistemas de disipación de energía. Esta inclusión debería ser complementada con una expansión en la gama de metodologías alternativas de análisis y diseño estructural disponibles para los profesionales en el campo.

La integración de directrices claras y detalladas sobre el uso de tecnologías de aislamiento y disipación sísmica es crucial, dada la creciente evidencia de su eficacia en la mejora de la seguridad y resiliencia de las estructuras en zonas sísmicas. Además, al proporcionar una base normativa sólida para estas tecnologías, se facilitaría su adopción más amplia en la práctica de ingeniería, asegurando que los diseños estructurales no solo cumplan con los estándares de seguridad actuales, sino que también estén alineados con las mejores prácticas internacionales y los avances tecnológicos.

Por otro lado, la ampliación de las metodologías de análisis y diseño permitiría a los ingenieros costarricenses abordar de manera más efectiva y precisa las complejidades inherentes a los proyectos de construcción modernos. Esto incluye la capacidad de modelar mejor el comportamiento de las estructuras bajo cargas sísmicas y la adaptación de los diseños a las características específicas de cada proyecto.

Estas actualizaciones normativas no solo reflejarían el estado actual del conocimiento y la tecnología en ingeniería sísmica, sino que también promoverían una cultura de innovación y excelencia en el diseño estructural en Costa Rica.

Estas mejoras normativas son fundamentales para garantizar que las edificaciones en el país no solo sean seguras y duraderas, sino también económicamente viables y adaptadas a los desafíos del siglo XXI.

- Se recomienda encarecidamente que las normativas regionales establezcan como obligatoria la aplicación de aislamiento sísmico o dispositivos de disipación de energía en la construcción de estructuras esenciales. Esta medida tiene como objetivo primordial garantizar que dichas estructuras no solo resistan eventos sísmicos sin sufrir daños significativos, sino que también mantengan su funcionalidad inmediatamente después de tales eventos.

La inclusión de requisitos para el aislamiento sísmico y dispositivos de disipación de energía en las normativas para estructuras esenciales, como hospitales, estaciones de bomberos, centros de comunicación y otros edificios críticos, es vital para asegurar que estas edificaciones puedan seguir operando efectivamente después de un sismo. La capacidad de estas estructuras para mantener operaciones

continuas y servicios esenciales en el período post-sísmico es crucial para las labores de respuesta a emergencias y la recuperación de la comunidad.

Por lo tanto, esta recomendación destaca la importancia de adoptar un enfoque proactivo en la normativa de construcción, donde la resiliencia sísmica y la ocupación inmediata post-evento son consideradas como elementos fundamentales en el diseño de estructuras esenciales. Estas medidas no solo elevan el estándar de seguridad y protección para los ocupantes y usuarios de estas edificaciones, sino que también contribuyen a la estabilidad y resiliencia a largo plazo de las comunidades en regiones sísmicamente activas.

- Se recomienda enfáticamente que, para la construcción de estructuras esenciales, se haga obligatorio llevar a cabo estudios detallados de amenaza sísmica específicos para el sitio donde se desarrollará el proyecto. Esta recomendación subraya la necesidad de una comprensión profunda y completa de todas las condiciones geológicas, geotécnicas y del entorno en la ubicación del proyecto, como un requisito indispensable para el diseño y la construcción exitosa de estructuras críticas.

La realización de estos estudios de amenaza sísmica debe incluir un análisis exhaustivo de la actividad sísmica histórica y potencial de la zona, las características del suelo, y cualquier otro factor geológico relevante que pueda afectar la respuesta de la estructura durante un terremoto. Este análisis detallado es fundamental para garantizar que el diseño estructural esté adecuadamente calibrado para resistir las fuerzas sísmicas específicas que podrían afectar al edificio, maximizando así la seguridad y la resiliencia de la estructura.

Para estructuras esenciales, como hospitales, centros de emergencia, y otros edificios clave en la respuesta a desastres, esta recomendación es aún más crucial.

Estas estructuras no solo deben ser capaces de soportar eventos sísmicos con daños mínimos, sino que también deben estar en condiciones de continuar operando eficazmente después de tales eventos para servir a la comunidad en tiempos críticos.

Por lo tanto, la inclusión de estudios de amenaza sísmica detallados como parte del proceso de planificación y diseño para estructuras esenciales no solo es una medida prudente, sino una necesidad absoluta para asegurar la resiliencia y la funcionalidad continua de estas infraestructuras vitales en regiones propensas a terremotos.

- Se recomienda firmemente que, para el desarrollo de proyectos de estructuras esenciales, se establezca como requisito obligatorio la realización de revisiones por parte de terceros. Estos terceros deben ser profesionales altamente calificados y especializados en el campo de la ingeniería estructural y sísmica, con la capacidad y experiencia necesarias para evaluar y validar de manera objetiva los análisis y diseños propuestos.

La revisión por terceros implica un proceso de escrutinio independiente, en el cual expertos ajenos al equipo de diseño original examinan detalladamente todos los aspectos del proyecto, desde los cálculos estructurales hasta las metodologías de diseño y las especificaciones de los materiales. Este proceso asegura un nivel adicional de verificación que contribuye a mitigar los riesgos de errores o supervisión en el diseño, lo cual es crucial para estructuras que desempeñan

funciones vitales en la sociedad, como hospitales, centrales eléctricas, escuelas y otras infraestructuras críticas.

La exigencia de revisión por terceros para proyectos de estructuras esenciales no solo eleva el estándar de calidad y seguridad del proyecto, sino que también proporciona una mayor confianza tanto a los desarrolladores como a los usuarios finales de que la estructura cumple con los más altos estándares de diseño y construcción. Además, esta práctica fomenta la transparencia y la responsabilidad en el proceso de diseño y construcción, elementos esenciales para garantizar la confianza pública en la seguridad y resiliencia de las infraestructuras críticas.

En resumen, la implementación de revisiones por terceros calificados en el desarrollo de estructuras esenciales es una medida clave para garantizar la integridad, la seguridad y la funcionalidad a largo plazo de estas edificaciones, especialmente en regiones susceptibles a eventos sísmicos.

Capítulo 12 – Bibliografía

- Aguiar, R., & Chacón Sierra, M. (2009). Aislamiento sísmico de estructuras. *Informativo Tecnológico*, 20(1), 15-26.
- American Institute of Steel Construction. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341-16). AISC.
- American Society of Civil Engineers. (2014). *ASCE standard ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (7-16)*. American Society of Civil Engineers.
- American Society of Civil Engineers. (2022). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (7-22)*. American Society of Civil Engineers.
- Asociación costarricense de Geotecnia. (2009). *Código de Cimentaciones de Costa Rica* (2da Ed.2009, 3era reimpresión 2015). Editorial Tecnológica de Costa Rica. ISBN: 978-9977-66-212-1.
- Beltrán, J., & Herrera, R. (2002). *Las nuevas disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural de la AISC*. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- Bridgestone. (2015, junio). Seismic Isolation Product Line-up. Recuperado el 23 de julio de 2023, de https://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/pdf/catalog_201506.pdf
- Building Seismic Safety Council. (1997). *NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures 1997 edition: Part 1: Provisions (FEMA 302)*. Federal Emergency Management Agency.
- Cerrato, M. A. P. (2019). *Desempeño sísmico de edificaciones de acero de mediana y gran altura* (Tesis de maestría, Universidad Nacional de Ingeniería).
- Chazaro Rosario, C. (2019). Diseño de conexiones. Gerdau Corsa. https://www.gerdaucorsa.com.mx/sites/mx_gerdau/files/PDF/DISENO%20DE%20CONEXIONES_2019-min-min.pdf
- Chen, W., & Duan, L. (2021). *Structural stability: Theory and implementation*. Elsevier.
- Chen, W. F., & Atsuta, T. (2018). *Theory of beam-columns, volume 1: In-plane behavior and design*. Springer.
- Chen, X., & Xiong, J. (2022). Seismic resilient design with base isolation device using friction pendulum bearing and viscous damper. *Engineering Structures*, 252, 113641.

- Chopra, A. K. (2012). *Dinámica de estructuras: teoría y cálculo de la respuesta sísmica*. Pearson Educación.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2004). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 33, 903-927.
- Chopra, A. K., & Yim, S. C.-S. (1985). Simplified earthquake analysis of structures with foundation uplift. *Journal of Structural Engineering*, 111(4).
- Chuman Bermeo, A. E., & Valladares Ojeda, C. I. (2017). *Análisis y diseño estructural comparativo de una edificación de quince niveles, con y sin aisladores sísmicos elastoméricos con núcleo de plomo, ubicada en el Distrito de Pimentel* [Tesis de grado, Universidad de San Martín de Porres]. Lima.
- Climent, Á., Rojas, W., Alvarado, G. E., & Benito, B. (2008). *Evaluación de la amenaza sísmica en Costa Rica*. Proyecto Resis II. Red Sismológica Nacional (RSN:ICE-UCR); Escuela Centroamericana de Geología (UCR); Instituto Costarricense de Electricidad (ICE); Universidad Politécnica de Madrid.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA). (1974). *Código Sísmico de Costa Rica 1974* (1ra ed.). CFIA.
- Colegio Federado de Ingenieros. (2002). *Código Sísmico de Costa Rica*. Editorial Tecnológica de Costa Rica
- Colegio Federado de Ingenieros. (2010). *Código Sísmico de Costa Rica*. Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Cruz Azofeifa, M. F. (2017). Filosofía para el diseño sismo-resistente considerada en el código sísmico de Costa Rica. *Revista CFIA*, Edición (270), 86.
- Deringöl, A. H., & Güneyisi, E. M. (2021). Seismic response of base-isolated buildings with high damping rubber bearings having different design characteristics.
- Dwairi, H. M., Kowalsky, M. J., & Nau, J. M. (2007). Equivalent damping in support of direct displacement-based design. *Journal of Earthquake Engineering*, 11(4), 512-530.
- European Committee for Standardization. (2009). EN 15129: *The European standard on anti-seismic devices*.
- Esteva, L. (2010). Aislamiento sísmico mediante dispositivos elastoméricos y deslizantes. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 15(2), 189-209.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2016). *NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples* (FEMA P-1051).
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2018). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures* (FEMA P-1050-2)

- Genatios, C., & Lafuente, M. (2016). *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras*. Serie GeóPOLIS Ingeniería Sísmica. CAF-Banco de Desarrollo de América Latina.
- Ghobarah, A., Aly, N. M., & El Attar, M. (2019). Performance level criteria and evaluation. En P. Fajfar & H. Krawinkler (Eds.), *Seismic design methodologies for the next generation of codes*. AA Balkema.
- Gueguen, P. (Ed.). (2013). *Seismic vulnerability of structures*. John Wiley & Sons, Inc.
- Guzmán Mora, A. (n.d.). Gmoralexv2. Recuperado de <https://gmoralexv2.weebly.com/>
- Hall, J. F. 2006. Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 525-545.
- Hernández-Sampieri, R., Fernández-Collado, C., & Baptista-Lucio, P. (2014). *Metodología de la investigación (6a ed.)*. McGraw-Hill.
- Hibbeler, R.C. (2017). *Mechanics of Materials*. Pearson.
- Instituto Nacional de Normalización. (2003). *NCh2745-2003*
- Japanese Standards Association. (2022). *JIS B 8821* (13th ed.).
- Jiménez Mucho, C. (2020). Ingeniería Sísmica de Edificaciones. *Análisis Sísmico Estático Según La Norma Peruana E.030-2019*, (pág. 2). Lima, Perú.
- Kramer, S. L. (2017). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Pearson.
- Lu, L.-Y., Huang, H.-W., Wu, Y., & Wang, S.-J. (2021). Theory and experimental verification of a double sliding isolator with variable curvature. *Department of Civil Engineering, National Cheng Kung University*
- Martínez Martínez, J. Z. (2019). *Estudio estadístico de patologías en edificaciones y su influencia en la vulnerabilidad sísmica durante el sismo 19S-2017* [Tesis de licenciatura]. Ciudad de México.
- Mirali-Katouli, G., & Abdollahzadeh, G. (2021). A new proposed Friction Multi-layered Elastomeric Seismic Isolator (FMESI). *Structural Engineering and Mechanics*, 77(3), 407-416.
- Monzón, R. E. U. (Año). *Comparación del comportamiento estructural de edificación de concreto, utilizando aisladores elastoméricos en la base* (Tesis de maestría, Universidad de San Carlos de Guatemala).
- Mosqueda, G., Whittaker, A., Fenves, G., & Mahin, S.A. (2004). *Experimental and analytical studies of the Friction Pendulum system for the seismic protection of bridges* (Report No. UCB/EERC 2004/01). Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

- Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). *Design of seismic isolated structures: from theory to practice*. John Wiley & Sons.
- Orihuela, J., Meza, L., & Quintanilla, M. (2022). *Guía internacional para el diseño de aisladores sísmicos para países que no cuenten con una norma de aisladores sísmicos. En Education, Research and Leadership in Post-pandemic Engineering: Resilient, Inclusive and Sustainable Actions*. Lugar de la conferencia: Boca Raton.
- Oviedo, J. A., & Duque, M. P. (2006). Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. *Revista EIA*, (6), 105-120.
- Pérez Layme, B. P. de J. (2019). *Análisis comparativo de comportamiento y costos de una estructura convencional y una estructura con aislamiento de base* (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería.
- Reitherman, R. E. (1982). *Earthquake - what to do, and why*. California Geology.
- Rendon, J. (2009). *Diseño de sistemas de aislamiento sísmico para edificios* (Tesis de maestría, Universidad Nacional de Colombia).
- Reyes, E. (2018). Aislación sísmica de la base: Una estrategia efectiva para la protección de estructuras. *Ingeniería y Desastres Naturales*, 1(1), 55-78.
- Ryan, K. L. and Polanco, J., 2008. "Problems with rayleigh damping in base-isolated buildings." *J. Struct. Eng.*, 134, 1780–1784
- Sarlis, A. A., Constantinou, M.C., 2010. *Modeling of Triple Friction Pendulum Isolators in Program SAP2000*, supplement to *MCEER Report 05-009*, document distributed to the engineering community together with executable version of program and example files, University at Buffalo.
- Sismica. (2015). VASOFLON. Recuperado el 23 de julio de 2023, de <http://www.sismica.cl/sis/wp-content/uploads/2015/08/B01-VASOFLON-en.pdf>
- Tamayo, M. y Tamayo, R. (2003). *El proceso de la investigación científica (4a ed.)*. Limusa.
- Tornello, M. E., & Sarrazin, M. A. (2008). Influencia del amortiguamiento en la respuesta de estructuras con aislamiento sísmico de base. En A. Cardona, M. Storti, & C. Zuppa (Eds.), *Mecánica Computacional* (Vol. XXVII, pp. 845-864). San Luis, Argentina.
- Uribe, J. (2011). *Análisis de estructuras*. Universidad Nacional de Colombia.
- Vinnakota, S. (2006). *Steel Structures: Behavior and LRFD*. McGraw-Hill.
- Walter, J., Schwartz, S., Protti, M., & Gonzalez, V. (2013). The synchronous occurrence of shallow tremor and very low frequency earthquakes offshore of the Nicoya Peninsula, Costa Rica. *Geophysical Research Letters*, 40(8), 1517-1522.
- Warn, G. P., Whittaker, A. S., & Constantinou, M. C. (2007). Vertical stiffness of elastomeric and lead-rubber seismic isolation bearings. *Journal of Structural Engineering*, 133(9).

- Wilson, E., 2004. *Static and Dynamic Analysis of Structures*, Computers and Structures Inc., Berkeley, CA.
- Wu, D., Lin, J., & Xiong, Y. (2022). Analysis of Seismic Isolation Performance of X-Shaped Rubber Bearings (XRBs). *Buildings*, 12(8), 1102.
- Yasar, C., Karuk, V., Kaplan, O., Cavdar, E., & Ozdemir, G. (2023). Amplification in Mechanical Properties of a Lead Rubber Bearing for Various Exposure Times to Low Temperature. *Buildings*, 13(2), 478.

Capítulo 13 – Anexos

13.1. Anexo 1: Informe de suelos “INF 209-19 Escazú D1-Geotecnia”

Ingeotecnia de El General FyG S.A. Perez Zeledon, San Isidro de El General Tel. 2772-3981 Fax 2772-3981		
DATOS GEOTÉCNICOS DE CAPACIDAD SOPORTANTE O DE CIMENTACION PARA LA OBRA CIVIL		
PROYECTO		
“EL 27”		
LOCALIZACIÓN		
Provincia: San Jose		
Cantón: Escazú		
Distrito San Rafael:		
DATOS DEL DESARROLLADOR		
“IMPORTACIONES DEL YUKON S.A,		
CÉDULA JURÍDICA: 3-101-482058”		
DATOS DEL O LOS PROFESIONAL (ES) QUE ELABORAN ESTUDIOS		
Ingeniero Civil		
Nombre del profesional: Bernal Adrian Fallas Gamboa		
Número de cédula: 1-1081-0888		
Número de colegiado: IC-14702		
Número de Consultor Individual SETENA: CI-033-2013		
Mes y año: mayo 2019		
- 1 / 21 -		

Documento de responsabilidad profesional

El suscrito (a) **Bernal Adrian Fallas Gamboa**, portador(a) de la cédula de identidad número 1-1081-0888, profesional en Ingeniería Civil Incorporado al colegio de profesionales Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, número de colegiado: IC-14702 consultor(a) inscrito(a) en la Secretaría Técnica Nacional Ambiental, según registro CI- o EC 033-2013-SETENA, cuya vigencia se encuentra al día hasta el 11 de enero del 2021, manifiesto ser responsable directo de la información técnica científica que se aporta en el presente documento, la cual se elaboró para el proyecto denominado: "EL 27", el cual se desarrollará en el plano catastrado número: SJ-0984098-2005.

En virtud de ello, someto los Datos Geotécnicos de Capacidad de Soporte o de Cimentación para la Obra Civil, al conocimiento de la Secretaría Técnica Nacional Ambiental (SETENA), como autoridad en materia de Evaluación de Impacto Ambiental del Estado costarricense, con el objetivo que sean analizados y se constate que los mismos han cumplido con los lineamientos técnicos y normativos establecidos. Tengo presente que en apego al artículo 5 del Decreto Ejecutivo 32712-MINAE, la información contenida de estos datos, se presenta bajo el concepto de Declaración Jurada y a conocimiento y conciencia de que dicha información es actual y verdadera y que en caso contrario pueden derivarse consecuencias penales del hecho. Por lo cual, manifiesto que, de encontrarse alguna irregularidad en la información, seré responsable no sólo por esta falta, sino también por las consecuencias de decisión que a partir de la información suministrada pudiera incurrir la SETENA y el desarrollador.

Atentamente.


-Ing. Adrián Fallas Gamboa
IC-14702
CI-033-2013 SETENA

**BERNAL
ADRIAN
FALLAS
GAMBOA
(FIRMA)**

Firmado digitalmente por
BERNAL ADRIAN FALLAS
GAMBOA (FIRMA)
Nombre de reconocimiento
(DN):
serialNumber=CPF-01-1081-
0888, sn=FALLAS GAMBOA,
givenName=BERNAL
ADRIAN, c=CR, o=PERSONA
FISICA, ou=CIUDADANO,
cn=BERNAL ADRIAN FALLAS
GAMBOA (FIRMA)
Fecha: 2019.05.10 12:39:46
-06'00"

Contenido

1. Resumen.....	4
2. Introducción.....	4
3. Trabajo realizado	8
4. Resultados geotécnicos obtenidos.....	9
5. Evaluación de resultados y conclusiones geotécnicas.....	11
6. Discusión sobre los grados de incertidumbre y alcance del estudio	19
7. Referencias Bibliográficas	20
8. Anexos.....	21

1. Resumen

1.1. Resumen de resultados y conclusiones técnicas

De las exploraciones realizadas y las pruebas de laboratorio ejecutadas a las muestras, se logró caracterizar los estratos del suelo encontrados y obtener las siguientes conclusiones.

- El terreno está compuesto principalmente por materiales arcillosos con un potencial de expansión alto, bajo el cual se encuentran limos arenosos de consistencia variable entre rígida y dura, se logró perforar hasta 3.70m de profundidad.
- No se determinó la presencia del nivel freático en los sondeos realizados; se recomienda instalar un piezómetro para controlar y verificar dicha situación en caso de ser necesario.
- Para el diseño del sistema estructural de transmisión de carga de la superestructura al suelo, se deberán de considerar las capacidades de soporte indicadas en la Tabla 5, las cuales consideran un factor de seguridad de 3 (F.S.=3).
- Tanto la elección de la cota de cimentación como la verificación de la tensión admisible considerada e idoneidad del tipo de cimentación deberán ser aprobadas en último término por el diseñador de la obra.
- Queda bajo responsabilidad del profesional responsable del diseño y la construcción, la aplicación de las recomendaciones generales ofrecidas en este informe a casos particulares, pues no se puede garantizar que las condiciones del suelo no varían de un sitio a otro en distancias cortas.

2. Introducción

2.1. Datos sobre la finca estudiada

Localización

El terreno se encuentra ubicado en la localidad de San Rafael, cantón Escazú, provincia San José, cuyo plano catastrado ha sido inscrito bajo el número: SJ-0984098-2005 ; las Figuras 1 y 2 muestran la localización del mismo.



Figura 1. Localización geográfica - Mapa de Costa Rica



Figura 2. Localización geográfica - Hoja 1:50.000 Abra

Generalidades del terreno

El terreno se encuentra a nivel de calle, el mismo posee una topografía ondulada, probablemente; en el momento de la visita no se observan obras construidas, solamente una línea de transmisión eléctrica.



Figura 3. Imágenes del Terreno

2.2. Coordinación profesional realizada

La organización y desarrollo del presente trabajo estuvo a cargo del Ing. Bernal Adrián Fallas Gamboa.

2.3. Objetivos del estudio

Se presenta el siguiente informe geotécnico, el mismo tiene como objetivos fundamentales:

- ✓ Proporcionar un conocimiento de las características geotécnicas del subsuelo de acuerdo con la construcción prevista.
- ✓ Conocer y evaluar las posibles problemáticas geotécnicas de la zona, que puedan incidir sobre la futura construcción.
- ✓ Definir y analizar el tipo de cimentación más recomendable para el tipo de construcción prevista de acuerdo a los condicionantes geotécnicos.

Por otro lado, es importante indicar, que dicho estudio se enmarca en la categoría de Estudios Preliminares, según el Código de Cimentaciones de Costa Rica, ya que el mismo va orientado a la verificación de que no existen problemas mayores, como, por ejemplo: arcillas expansivas, rellenos orgánicos, riesgo de deslizamiento y otros que comprometan la seguridad del proyecto.

Debido a lo anterior, se recomienda realizar Estudios de Comprobación, con el fin de verificar el modelo geotécnico establecido a partir de los resultados del presente informe, dichos estudios se llevan a cabo durante las excavaciones que se realizan para la construcción de las cimentaciones de la obra, antes que las mismas sean construidas, pues podría requerirse alguna modificación al diseño para ajustarse a las condiciones reales del sitio.

2.4. Metodología aplicada para llevarlo a cabo.

Metodología de exploración:

Los sondeos se realizaron según las especificaciones de ASTM D-1586-84 para lo cual se utilizó el equipo llamado "S.P.T."; por sus siglas en inglés (*Standard Penetration Test*), este ensayo determina la resistencia de los suelos a la penetración de un sacamuestras partido unido a un dispositivo de acero, mediante la caída libre de una masa de 63.5 kg desde una altura de 76.2 cm, se registra la cantidad de golpes necesaria para lograr dicho objetivo, proporcionando información sobre la variabilidad y rigidez del suelo; además permite obtener muestras alteradas de suelo dentro de los sondeos para su identificación.

En el proceso de ejecución del ensayo se distinguen dos fases. Una hincada de colocación de 15cm (incluyendo la penetración inicial del tomamuestras bajo su propio peso) y la segunda fase o ensayo de hincada propiamente dicho, en la cual se anota el número de golpes necesarios para penetrar adicionalmente 30cm; este número obtenido se denomina resistencia a la penetración N_{SPT} ; la Figura 4 se muestra un diagrama del equipo.

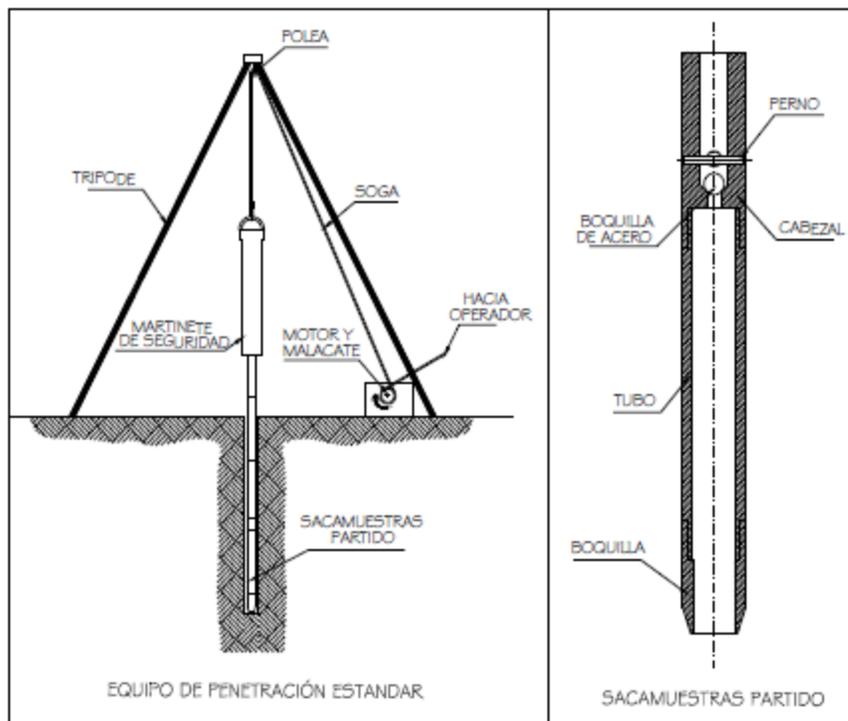


Figura 4. Equipo "SPT"

En caso de determinar suelo muy resistente se detiene la prueba al alcanzar el rebote del mazo (reb), el sondeo se puede dar por finalizado cuando:

- ✓ Se registre un total de 50 golpes en cualquiera de los tres incrementos de 15 cm.
- ✓ Se registre un total de 100 golpes.
- ✓ No se observe avance del muestreador mediante la aplicación de 10 golpes sucesivos del mazo.
- ✓ El muestreador avance 45 cm completos, sin alcanzar las cuentas límites de golpes, descritos en los incisos anteriores.

3. Trabajo realizado

3.1. Sondeos

Se realizaron tres sondeos en los sitios indicados por el cliente, esto con el objetivo de realizar un reconocimiento geotécnico y determinar capacidades soportantes; la figura 5 muestra la ubicación de la exploración.

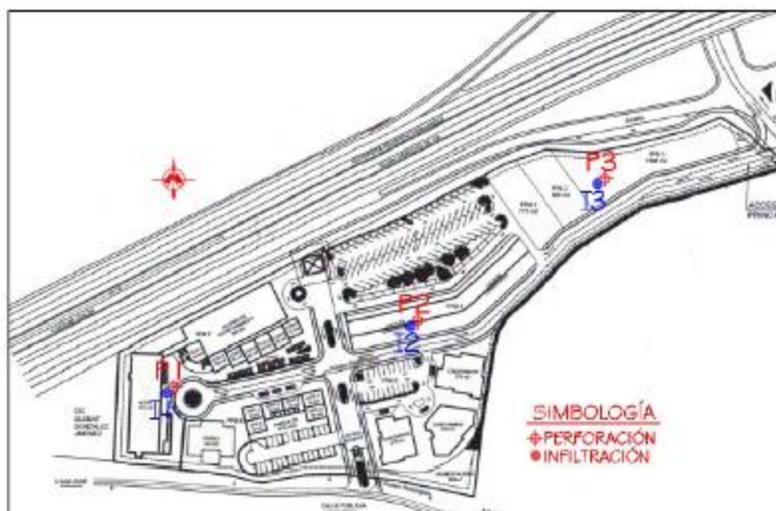


Figura 5. Ubicación de la exploración

3.2. Ensayos y caracterización del suelo

Los siguientes son los ensayos realizados en el laboratorio a las muestras alteradas extraídas durante la exploración; dichas pruebas estuvieron a cargo del Técnico: José Santos González

Jiménez (Laboratorista de Obras Viales - LANAMME). En el anexo A se muestra el resumen de los resultados obtenidos en los ensayos.

Tabla 1. Ensayos de laboratorio

Ensayo	Norma
Humedad natural	ASTM D-2216
Límites de Atterberg	ASTM D-4318
Análisis granulométrico	ASTM C-136
Clasificación de suelos	ASTM D-2487

4. Resultados geotécnicos obtenidos

4.1. Datos de pozos y de ensayos

La Tabla 2, muestra los valores " N_{SPT} " obtenidos para los sondeos realizados.

Tabla 2. Valores N_{SPT}

Tramo	Sondeo		
	1	2	3
0.00 - 0.55	6	15	15
0.55 - 1.00	70	12	12
1.00 - 1.45	reb	23	13
1.45 - 1.90	-	26	17
1.90 - 2.35	-	reb	18
2.35 - 2.80	-	-	12
2.80 - 3.25	-	-	20
3.25 - 3.70	-	-	reb

Tal y como se mostró en el perfil estratigráfico de la sección 4, en las zonas sondeadas se localizaron suelos mayormente limo arcillosos, a la profundidad donde eventualmente se podría cimentar, de esta forma la consistencia y la resistencia del suelo pueden entonces estimarse de acuerdo con la Tabla 3.

Tabla 3. Estimación de la resistencia del suelo de acuerdo con el N_{SPT}
 (Desarrollado por Terzaghi y Peck).

N_{SPT}	Consistencia	Resistencia a la compresión simple q_u (ton/m ²)
< a 2	Muy Blanda	0.0 a 2.5
2-5.	Blanda	2.5 a 5.0
5-10.	Medianamente rígida	5.0 a 10.0
10-20.	Rígida	10.0 a 20.0
20-30.	Muy rígida	20.0 a 40.0
> a 30	Dura	> a 40.0

4.2. Profundidad del nivel freático

No se determinó la presencia de nivel freático en los sondeos realizados; sin embargo, esta situación no debe considerarse estable, ya que la profundidad del nivel freático experimenta variaciones en el tiempo, derivadas del régimen hídrico de precipitaciones, de las condiciones hidrogeológicas, de aportes artificiales (riegos), extracciones próximas (bombeos), etc.

4.3. Clasificación unificada de suelos a criterio del profesional.

A continuación, se presenta el perfil estratigráfico del suelo, determinado por la observación de las diferentes muestras en el laboratorio y campo; dicho perfil es generalizado y los resultados puntuales de perforaciones pueden variar.

Tabla 2. Perfil estratigráfico

Capa	Descripción del suelo
Capa 1	Limo arcilloso café oscuro, posee vetas amarillentas y cafés, además de partículas meteorizadas. Materiales de consistencia rígida. Clasificación SUCS: MH . Esta capa fue detectada en los sondeos 2 y 3.
Capa 2	Arcilla de alta plasticidad, café grisáceo, posee vetas grises y partículas meteorizadas. Materiales de consistencia rígida. Clasificación SUCS: CH . Esta capa fue detectada subyaciendo el suelo de la capa 1 (se deberá de verificar en campo, se recomienda eliminar dicha capa de material).
Capa 3	Limo arenoso (arena limosa) café claro – grisáceo, posee vetas amarillentas, además de partículas meteorizadas. Materiales de consistencia variable entre medianamente rígida y dura. Clasificación SUCS: MH (SM) . Esta capa fue detectada en el sondeo 1 y subyaciendo el suelo de la capa 2.

5. Evaluación de resultados y conclusiones geotécnicas

5.1. Capacidad soportante y de cimentación.

Para estimar la capacidad de carga del suelo se utilizó la teoría de Terzaghi para suelos cohesivos en esfuerzos totales, la formula general de carga admisible en suelos es la siguiente:

$$q_{adm} = \frac{q_h}{F_s} = \frac{c \cdot N_c \cdot \xi_c + q \cdot N_q \cdot \xi_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma}{3} + q \quad (\text{Ecuación \#1})$$

Dónde:

- q_h: corresponde a la carga de hundimiento.
- c: corresponde a la cohesión del terreno.
- q: corresponde a la sobrecarga sobre el nivel de cimentación.
- γ: corresponde al peso unitario del suelo.
- B: corresponde al ancho de la placa de cimentación.
- F_s: corresponde al Factor de Seguridad = 3.
- ξ_c, ξ_q y ξ_γ: corresponde a factores de corrección, según distintos autores.
- N_c, N_q y N_γ: corresponde a factores de capacidad de carga, función del ángulo de rozamiento del suelo, según distintos autores.

En materiales limosos - arcillosos, el valor más desfavorable de la carga de hundimiento se obtiene para una condición a corto plazo, donde el ángulo de rozamiento interno es nulo y la cohesión corresponde con la resistencia al corte no drenada. En este caso el Factor N_c tiene un valor de 5.14 y la expresión queda:

$$q_{adm} = \frac{q_h}{F_s} = \frac{c_u \cdot N_c}{3} \quad (\text{Ecuación \#2})$$

Para el cálculo de la cohesión no drenada, se utilizará la expresión propuesta por Stroud (1974), donde dicho valor se estima a partir de la prueba SPT:

$$c_u = K \cdot N_{60} \quad (\text{Ecuación \#3})$$

Dónde:

- K: corresponde a una constante, que varía de 3.5-6.5 KN/m² (se utilizará el valor de 6.5 KN/m²)
- N₆₀: corresponde al valor del número de penetración estándar obtenido de la prueba de campo SPT.

Se considera capacidad de carga neta porque se supone que el cimiento quedará enterrado, por lo cual en la estimación de cargas debe considerarse el peso del suelo sobre el cimiento; de esta forma, en la Tabla 5 se muestran las capacidades de carga para las diferentes profundidades exploradas, dichas capacidades se consideran con un factor de seguridad de 3 y los valores

deberán ser utilizados en la proyección del sistema estructural de transmisión de la carga de la superestructura al suelo.

Tabla 5. Capacidad de Carga de Admisible en Ton/m²,
 Factor de seguridad, FS=3

Nivel de desplante (m)	Sondeo		
	1	2	3
0.55	5.1	12.8	12.8
1.00	20.0	10.2	10.2
1.45	reb	19.6	11.1
1.90	-	20.0	14.5
2.35	-	reb	15.3
2.80	-	-	10.2
3.25	-	-	17.0
3.70	-	-	reb

En rojo valores menores a 8.0 Ton/m² (carga mínima para el uso del método de Diseño simplificado del Código Sísmico 2010, sección 17.1, carga última 24.0 Ton/m²)

(*) En verde material con potencial de expansión alto.

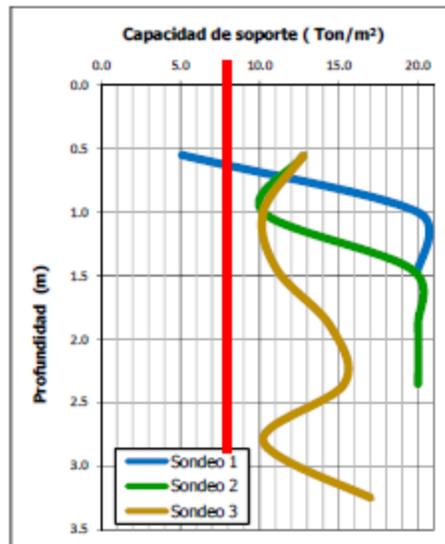


Figura 6. Capacidad de Carga de Admisible vrs Profundidad

Es importante recordar del Código Sísmico de Costa Rica 2010 (CSCR-2010), que para soportar las cargas últimas resultantes de las cuatro combinaciones de carga última del inciso 6.2.1 del CSCR-2010, se debe de satisfacer la siguiente desigualdad:

$$q_{u \max} \leq \phi \cdot q_n \quad (\text{Ecuación \#4})$$

Donde $q_{u \max}$ es la presión última máxima transmitida al suelo en el sitio de cimentación y q_n es la capacidad de soporte nominal del suelo según los parámetros en el sitio, que es equivalente al término q_u que se utiliza en el Código de Cimentaciones de Costa Rica (valores de la Tabla 3 que se deben de multiplicar por el Factor de Seguridad de 3). Los factores ϕ de reducción de resistencia se muestran en la tabla 6.

Tabla 6. Factores ϕ de reducción para la capacidad soportante de los suelos
 Tabla 13.1 del Código Sísmico de Costa Rica 2010

Combinaciones de ecuaciones 6-1 y 6-2	ϕ
$\frac{q_{u \min}}{q_{u \max}} \geq 0.25$	0.45
$\frac{q_{u \min}}{q_{u \max}} < 0.25$	0.60
Combinaciones de ecuaciones 6-3 y 6-4	ϕ
$\frac{q_{u \min}}{q_{u \max}} \geq 0.25$	0.65
$\frac{q_{u \min}}{q_{u \max}} < 0.25$	0.85

En la tabla anterior $q_{u \max}$ y $q_{u \min}$ son las presiones últimas máxima y mínima respectivamente en el suelo, que se calculan suponiendo una distribución lineal de presiones, siempre que se cumplan los requisitos de rigidez que establece el Código de Cimentaciones de Costa Rica.

El caso $\frac{q_{u \min}}{q_{u \max}} < 0.25$ incluye el caso de una distribución triangular de presiones.

5.2. Asentamientos.

Es importante poner especial énfasis en el control de los potenciales asentamientos del terreno (tanto elásticos como diferidos) que induzca la carga de cimentación en el terreno, debido a esto se exhorta al uso de los sistemas de cimentación recomendados, pues en caso contrario es de esperar problemas de asentamientos diferenciales dada la condición de suelo encontrada.

Por otro lado, para realizar un análisis de asentamientos se requiere de la realización de ensayos especiales (por ejemplo, Consolidación Unidimensional).

5.3. Coeficiente sísmico según el Código Sísmico de Costa Rica.

Se debe indicar que el proyecto se ubica en Zona Sísmica III, según establece la sección 2.1 del Código Sísmico de Costa Rica 2010, por otro lado, los suelos encontrados se clasifican como tipo S3 debido a esto el Factor Espectral Dinámico a utilizar para diseño es el que se muestra en la Figura 7 y la Aceleración pico efectiva de diseño (a_{eff}) para un período de retorno de 475 años, tendrá un valor de 0,36g.

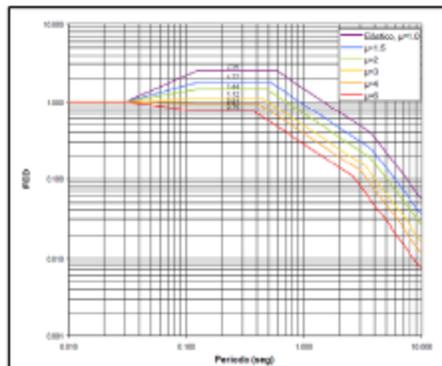


Figura 7. Factor espectral dinámico (amortiguamiento $\zeta=5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)
Tomado de: Código Sísmico de Costa Rica 2010

5.4. Evaluación del Potencial de Licuefacción del Terreno

El Código de Cimentaciones de Costa Rica establece que "la licuación es la pérdida temporal de la resistencia y la rigidez de los depósitos de suelo granular, no arcillosos, saturados, poco densos, producido por el paso de las ondas sísmicas. Este fenómeno puede estar acompañado de un comportamiento del suelo similar al de un líquido viscoso."

Por lo general, se considera que la licuación sucede en arenas limpias, finas, uniformes, con baja compacidad relativa y presencia de nivel freático, sin embargo, se ha determinado que dicho fenómeno se ha generado en gravas y limos. En el caso de los suelos finos se ha observado que pueden ser susceptibles a licuación si presentan algunas de los siguientes criterios:

- > Fracción con tamaños menores a 0.005 mm < 15%.
- > Limite líquido (LL) < 35%.
- > Humedad natural (w) > 0,9·LL.
- > Índice de liquidez (IL) < 75%.

Debido a las consideraciones anteriores y luego de evaluar las condiciones del suelo encontrado hasta la profundidad explorada, no existe aparente riesgo de licuación.

5.5. Determinación del grado de expansividad del material

Para determinar el grado de expansividad del material se utilizará el criterio de Oteo (1986), mismo que se muestra en la Tabla 7 y gráficamente en la Figura 8.

Tabla 7. Índices para el uso del criterio de expansividad de Oteo, 1986.

Muestra	Clasificación SUCS	Humedad natural (%)	Limite liquido (%)	Limite plástico (%)	Humedad (%) / Limite liquido (%)	Grado de expansividad
2 a 1,00 m	CH	23.9	81.7	26.4	0.29	IV - Expansividad alta a muy alta
3 a 1,45 m	CH	28.5	82.4	30.1	0.35	IV - Expansividad alta a muy alta

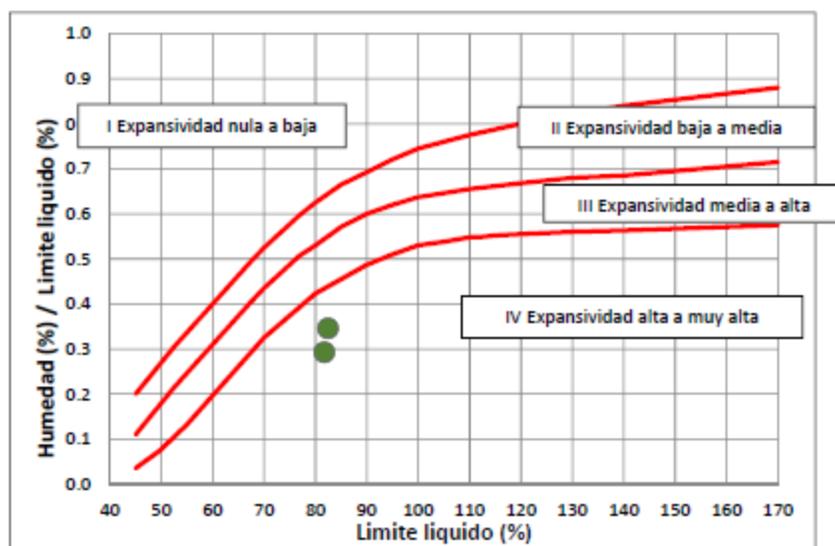


Figura 8. Criterio de peligrosidad a partir de la expansividad (Oteo, 1986)

De los resultados obtenidos, se concluye que se deberá de dar especial cuidado a dicha situación, ya que el material posee un potencial de expansión alto.

5.6. Conclusiones sobre cimentaciones para las obras.

Luego de analizar las condiciones de soporte reportadas en el sondeo 1, se concluye que se podrá utilizar un sistema de cimentación convencional, utilizando como mínimo un nivel de desplante de 1.0m de profundidad en los alrededores de los sondeos, siempre y cuando la carga última transmitida al suelo sea de 8.0 Ton/m². En caso de que la carga última transmitida por la obra es mayor a 8.0 Ton/m², se deberá de emplear un sistema de cimentación especial, revisando en la Tabla 5 a que profundidad de desplante se obtiene la capacidad de soporte admisible necesaria.

Por otro lado, se concluye que para los sondeos 2 y 3 se determinó un material arcilloso con un potencial de expansión alto (capa 2), cuyo espesor varía entre 1.0m y 2.0m, se debe aclarar que dichos suelos pueden crear movimientos perjudiciales de expansión y contracción para las fundaciones de las estructuras, estos movimientos provienen del comportamiento de este tipo de suelos frente a los cambios de humedad (problema que se acusa con los cambios estacionales debido a los ciclos de humectación-deseccación así como a la ascensión del nivel freático) dando lugar a la variación de su volumen, produciéndose movimientos por los asentamientos diferenciales de la cimentación, lo que puede llevar a la estructura a soportar esfuerzos superiores a los previstos en cálculo y por tanto producir patologías no admisibles, dentro de las cuales se pueden citar:

- Grietas verticales e inclinadas en ambos sentidos en obras. Estos suelos provocan problemas de flexión y quebranto combinados por empujes horizontales, que se manifiesta en fisuras en las paredes.
- Fisura y rotura de elementos estructurales: Fisuras de cortante en nudos de unión, vigas, muros de carga con grietas inclinadas y horizontales, etc. Además, los asentamientos diferenciales excesivos dan lugar al movimiento de las cimentaciones, superándose el límite elástico de algunos elementos estructurales; estos daños se manifiestan inicialmente en las fachadas.
- Deformación y rotura de cimentación. En placas aisladas y/o corridas se pueden generar el desprendimiento de la cimentación, grietas horizontales por empujes y grietas inclinadas por asentamientos diferenciales. En losas, se pueden generar grietas de flexión y distorsiones que pueden desembocar en giros y rotura de la misma, así como hundimientos por retracción del suelo, etc.
- Rotura de sistemas de conducción, enfatizando aún más el problema al producirse el rompimiento de colectores que suministran agua potable o evacuan aguas negras.

Por lo tanto, se recomienda que a menos de que se utilicen técnicas especiales para el mejoramiento de los suelos expansivos, la fundación deberá ser especial, de tal forma que se elimine total o parcialmente la capa expansiva y de ser necesario se realice una sustitución con material de préstamo.

En caso de que no se elimine el material en todo el terreno, se deberá de colocar una barrera impermeable en el perímetro de las obras, a fin de mantener un contenido de humedad uniforme en el suelo, al lado y bajo las fundaciones, esto con el fin de minimizar el efecto que los movimientos de expansión tienen sobre las cimentaciones; dicha barrera podría ser una geomembrana instalada a una distancia de al menos 1.50m del borde de la cimentación, verticalmente alrededor de las construcciones.

Respecto al sistema de fundación, se podrá realizar la excavación para eliminar la capa de arcilla con potencial alto de expansión y baja capacidad de soporte y colocar un relleno con material de préstamo limoso de buena calidad, compactado en capas, con el fin de obtener el 91% de la densidad óptima del Ensayo Proctor Estándar; posteriormente se podrá colocar al menos 50cm, con un lastre (CBR mínimo de 30%), compactado en capas, con el fin de obtener el 95% de la densidad óptima del Ensayo Proctor Modificado; además dicho material debe cumplir las especificaciones dispuestas por el CR-2010, que se detallan en la Tabla 8.

Por otro lado, se podrá además utilizar como relleno una toba cemento plástica, lastre cemento o un concreto pobre; la fundación deberá tener rigidez suficiente para redistribuir esfuerzos en las áreas de suelo más suave o en aquellas que eventualmente se pierda el apoyo parcial de la misma debido a procesos de consolidación o colapso del suelo.

Tabla 8. Especificaciones del material de subbase según CR-2010

Ítem	Valor	Graduación (A)	
Límite líquido	< 25%	Apertura de la Malla	% Pasando
Índice plástico	< 4%	63 mm	100
Índice de soporte (CBR)	> 30%	50 mm	97-100
		25 mm	65-79
		12.5 mm	45-59
		4.75 mm	28-42
		425 µm	9-17
		75 µm	4-8

Luego de realizada la sustitución y verificada su capacidad de soporte, se podrá utilizar como sistema de cimentación una losa de fundación rígida ("mat foundation") o placas corridas o aisladas (según diseño del profesional responsable).

Se debe indicar que las consideraciones expuestas han sido deducidas de ensayos puntuales, constituyendo una extrapolación al conjunto del terreno de estudio en las condiciones actuales del subsuelo; por ello, se recomienda la inspección en obra durante la excavación, para verificar

que las características aparentes del terreno se corresponden con las que han servido de base a estas recomendaciones.

5.7. Recomendaciones de Pisos

En caso de que se necesite colar pisos de concreto, se recomienda colocar una subbase de lastre de 15-20cm de espesor, la cual debe de poseer un CBR de al menos 30% y se debe compactar con el fin de obtener el 95% de la densidad óptima del Ensayo Proctor Modificado; además dicha subbase debe cumplir las especificaciones dispuestas por el CR-2010, mismas que se detallan en la tabla 7; además se recomienda colocar un refuerzo de acero, diseñado según las necesidades estructurales de la obra.

En caso de que se realicen sustituciones de suelo, no sería necesario considerar la colocación de la subbase supra citada.

5.8. Evaluación de estabilidad de taludes

Debido a las condiciones topográficas y geotécnicas del terreno, no se realiza el análisis de estabilidad de taludes.

5.9. Capacidad de infiltración del terreno

Metodología utilizada

Se realizaron tres pruebas de infiltración, según las especificaciones que establece el Código de Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias de Edificaciones de Costa Rica, la Figura 9 muestra el detalle del agujero realizado para las pruebas.

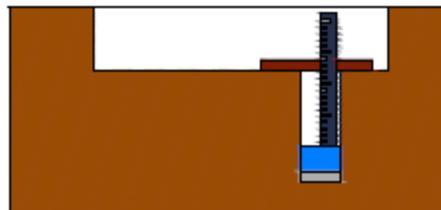


Figura 9. Detalle de agujero de prueba

Información de Campo y cálculos de Tasas de Infiltración

Los datos de campo y la estimación de tasas de infiltración se pueden observar en la tabla a continuación:

Tabla 9. Valores de tasa de infiltración
Ensayos realizados a 90cm de profundidad

Prueba	Tasa Seleccionada (min / cm)	Velocidad de Infiltración (m / s)
1	60.0	1.72E-07
2	15.0	3.44E-07
3	15.0	3.44E-07

Resultados

Analizando los valores de tasa de infiltración registrados, se concluye que la tasa crítica de infiltración en los alrededores de la prueba 1 es de 60.0 min/cm, por lo que en los alrededores de dicha prueba el suelo NO es apto para el uso de sistemas de tratamiento de aguas residuales mediante zanjas de absorción (zanjas de drenaje).

Por otro lado, se concluye que la tasa crítica de infiltración en los alrededores de las pruebas 2 y 3 es de 15.0 min/cm, por lo que en los alrededores de dichas pruebas el suelo es apto para el uso de sistemas de tratamiento de aguas residuales mediante zanjas de absorción (zanjas de drenaje).

6. Discusión sobre los grados de incertidumbre y alcance del estudio

6.1. Aplicabilidad de los resultados e Incertidumbres no resueltas.

Como en cualquier estudio derivado de resultados de sondeos, solamente se puede tener certeza plena de las condiciones del suelo en los sitios puntuales en donde se realizaron las exploraciones. Se concluye que de los resultados obtenidos que el proyecto a desarrollar es factible, teniendo en cuenta siempre las condiciones del terreno soportante.

6.2. Tareas pendientes para fases posteriores del proyecto.

Tanto la elección de la cota de cimentación como la verificación de la tensión admisible considerada e idoneidad del tipo de cimentación deberán ser aprobadas en último término por el diseñador de la obra.

El nivel de apoyo de la cimentación deberá ser supervisado, si aparecieran elementos extraños, bolsas blandas, restos arqueológicos, restos metálicos y/o plásticos, etc; deberán ser retirados y se rebajará lo suficiente el nivel de fondo de excavación, hasta verificar que apoyen en condiciones homogéneas en el nivel geotécnico considerado.

Por otra parte, debe indicarse que las consideraciones expuestas en el presente informe han sido deducidas de ensayos puntuales, constituyendo una extrapolación al conjunto del terreno de estudio en las condiciones actuales del subsuelo; por ello, se recomienda la inspección en obra durante la excavación, para verificar que las características aparentes del terreno se corresponden con las que han servido de base a este informe.

6.3. Conclusión general sobre la viabilidad geotécnica del terreno en virtud de la obra a desarrollar.

Luego de analizar los resultados obtenidos, el terreno en general presenta condiciones de cimentación aptas, considerando las capacidades de soporte admisibles y siguiendo las recomendaciones del presente informe; además se concluye que el terreno es apto para el sistema de tratamiento de aguas negras por absorción (zanjas de drenaje), siempre y cuando se sigan las recomendaciones contenidas en el informe adjunto.

7. Referencias Bibliográficas

- Asociación Costarricense de Geotecnia. *Código de Cimentaciones de Costa Rica*. Editorial Tecnológica, 2da edición, 2009.
- Braja M. Das. *Advanced Soil Mechanics*. Third Edition, Taylor and Francis, 2008.
- Braja M. Das. *Principles of Foundation Engineering*. PWS Publishing Company, 1996.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos. *Código Sísmico de Costa Rica*.
- E. Juárez, A. Rico. *Mecánica de Suelos, Tomo I y II*. Editorial Limusa, México.
- González de Vallejo, L. *Ingeniería Geológica*. Prentice Hall, Madrid, 2002.
- Keller, G. *Ingeniería de caminos rurales*. USDA Forest Service, California, USA, 2008.
- Sowers, B. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. Ed. Limusa, 1990.
- Terzaghi & Peck. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Ed. John Wiley & Sons, 1962.

13.2. Anexo 2: Diseño de los elementos de acero sistema convencional

Diseño de Vigas en Sección Compuesta

1. Datos Geométricos, Materiales y Secciones

Viga de carga (VM): W30 x 108

$L_{vm} := 8.2 \text{ m}$ $Sep_{vm} := 8.2 \text{ m}$ Luz libre entre apoyos. (L_{vm}) y ancho aferente.

$peso_{vm} := 108 \frac{lbf}{ft} = 160.722 \frac{kgf}{m}$ Peso de la viga maestra

Página 1 de 18

Correa (VA): W 16 x 26

Luz libre entre apoyos (L): $L := 9 \text{ m}$

Separación entre correas (Sep): $Sep := \frac{L_{vm}}{4} = 2.05 \text{ m}$

$d := 398.8 \text{ mm}$ $A_s := 49.5 \text{ cm}^2$ $r_y := 2.838 \text{ cm}$

$b_f := 139.7 \text{ mm}$ $Peso := 26 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$ $I_y := 399.2 \text{ cm}^4$

$t_f := 8.8 \text{ mm}$ $I_x := 12528.6 \text{ cm}^4$ $Z_x := 724.3 \text{ cm}^3$

$t_w := 6.4 \text{ mm}$ $S_x := 628.3 \text{ cm}^3$ $C_w := 151425.1 \text{ cm}^6$

$r_b := 10.4 \text{ mm}$ $k := t_f + r_b = 19.2 \text{ mm}$ $J := 10.9 \text{ cm}^4$

Materiales:

$F_y := 50 \text{ ksi}$ $f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$E := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 252671.328 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Steel Deck:

Calibre No.	Espesor de diseño		Espesor mínimo		PERO DEL TABLERO METALICO METAL DECK 9"	
	mm	pulg.	mm	pulg.	CMU (mm)	CMU (pulg.)
22	0.70	0.0295	0.71	0.0283	7.15	0.28



La resistencia a flexión y corte para la luz libre durante la etapa de construcción es:

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 122.082 \text{ cm} \quad r_{ts} := \sqrt{\frac{I_y \cdot C_w}{S_x}} = 3.518 \text{ cm} \quad h_o := d - t_f = 390 \text{ mm}$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.70 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2} + 6.76 \cdot \left(\frac{0.70 \cdot F_y}{E}\right)^2 = 3.475 \text{ m} \quad c := 1$$

Para aplicar el procedimiento plástico, debemos verificar que el alma es compacta.

$$\lambda_w := \frac{d - 2 \cdot k}{t_w} = 56.313 \quad \lambda_{wp} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 91.9$$

if ($\lambda_w \leq \lambda_{wp}$, "Alma Compacta Ok", "Proc. Elástico Alma No Compacta") = "Alma Compacta Ok"

usando: $c_b := 1.14$ $\phi_b := 0.90$ $L_b \leq L_r$ $\phi_v := 1$

$\phi M_{nxLc} := \phi_b \cdot c_b \cdot F_y \cdot S_x = 22661.191 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ Capacidad de viga a flexión (elástico)

$\phi M_{px} := \phi_b \cdot F_y \cdot Z_x = 22915.498 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ Capacidad de viga a flexión (plástico)

$\phi V_{nx} := \phi_v \cdot 0.60 \cdot (d - 2 \cdot k) \cdot t_w \cdot F_y = 48650.165 \text{ kgf}$ Capacidad de viga a cortante

Sofito metálico 2": Espesor de Concreto $t := 12 \text{ cm}$ $h_r := 5 \text{ cm}$ $t_o := t - h_r = 7 \text{ cm}$

2. Acciones:

$$S_{trib} := Sep = 2.05 \text{ m}$$

Ancho tributario

$$SCP := 225 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Sobre Carga Permanente (No incluye el sofito ni la losa)

$$CV := 400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Carga variable

$$DL_{tab} := 229 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Carga de sofito metálico + losa

para la etapa constructiva:

$$CV_{const} := 80 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Carga temporal durante la construcción

Suponiendo tramos continuos:

$$w_u := S_{trib} \cdot (1.20 \cdot SCP + 1.6 \cdot CV) + 1.20 \cdot (DL_{tab} \cdot S_{trib} + Peso) = 2475.271 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Para la etapa constructiva sin la acción colaborante:

$$w_{uc} := S_{trib} \cdot (1.20 \cdot DL_{tab} + CV_{const}) + 1.20 \cdot Peso = 773.771 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Vigas en sección compuesta:

2.1. Cargas distribuidas sobre vigas en sección compuesta.

$$W_{PP_viga} := Peso = 38.692 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_{PP_sofito} := DL_{tab} \cdot S_{trib} = 469.45 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_{SCP} := SCP \cdot S_{trib} = 461.25 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_{CV} := CV \cdot S_{trib} = 820 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_{CV_const} := CV_{const} \cdot S_{trib} = 164 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

2.2. Combinaciones Vigas Compuestas: ETAPA CONSTRUCTIVA.

$$w_{cc1} := 1.4 \cdot (W_{PP_viga} + W_{PP_sofito}) = 711.399 \frac{kgf}{m}$$

$$w_{cc2} := 1.2 \cdot (W_{PP_viga} + W_{PP_sofito}) + 1.60 \cdot W_{CV_const} = 872.171 \frac{kgf}{m}$$

$$w_{cc} := \max(w_{cc1}, w_{cc2}) = 872.171 \frac{kgf}{m}$$

2.3. Combinaciones Vigas Compuestas: CONDICIÓN ÚLTIMA.

$$w_{uc1} := 1.4 \cdot (W_{PP_viga} + W_{PP_sofito} + W_{SCP}) = 1357.149 \frac{kgf}{m}$$

$$w_{uc2} := 1.2 \cdot (W_{PP_viga} + W_{PP_sofito} + W_{SCP}) + 1.6 \cdot W_{CV} = 2475.271 \frac{kgf}{m}$$

$$w_{uc} := \max(w_{uc1}, w_{uc2}) = 2475.271 \frac{kgf}{m}$$

2.4. Combinaciones Vigas Compuestas: CONDICIÓN DE SERVICIO.

$$w_{sc1} := W_{PP_viga} + W_{PP_sofito} + W_{SCP} = 969.392 \frac{kgf}{m}$$

$$w_{sc2} := W_{PP_viga} + W_{PP_sofito} + W_{SCP} + W_{CV} = 1789.392 \frac{kgf}{m}$$

$$w_{sc} := \max(w_{sc1}, w_{sc2}) = 1789.392 \frac{kgf}{m}$$

3. Solicitaciones de Diseño

El momento y cortante actuantes se estimarán como:

$$M_u := \frac{w_{uc} \cdot L^2}{8} \quad V_u := \frac{w_{uc} \cdot L}{2}$$

$$M_u = 25062.116 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 11138.718 \text{ kgf}$$

Para la etapa de construcción

El momento y cortante actuantes se estimarán como:

$$M_{uc} := \frac{w_{cc} \cdot L^2}{8} \quad V_{uc} := \frac{w_{cc} \cdot L}{2}$$

$$M_{uc} = 8830.728 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$V_{uc} = 3924.768 \text{ kgf}$$

4. Verificación en la etapa de construcción

Para el estado límite de Resistencia:

Si no existen apuntalamiento, el perfil seleccionado debe soportar las carga de construcción y tener controlado el pandeo lateral del mismo, mientras fragua el concreto

if ($M_{uc} \leq \phi M_{nzc}$, "Flexión Ok", "Apuntalar durante el vaciado") = "Flexión Ok"

$$\frac{M_{uc}}{\phi M_{nzc}} = 0.385$$

Relación Demanda/Capacidad a flexión

if ($V_{uc} \leq \phi V_{nzc}$, "Corte Ok", "Apuntalar durante el vaciado") = "Corte Ok"

$$\frac{V_{uc}}{\phi V_{nzc}} = 0.0807$$

Relación Demanda/Capacidad a corte

Para el estado Límite de Servicio:

$\gamma_p = 1.10$ conservadoramente se analiza para un tramo simple
(Este valor no es considerado por el software ETABS)

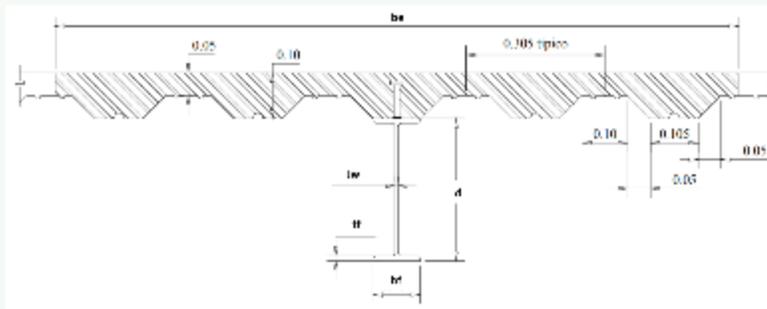
$$\Delta_{DLc} := \min\left(\frac{L}{240}\right) = 3.75 \text{ cm} \quad \delta_{DLc} := \frac{5 \cdot (W_{PP.\text{sofrito}} + W_{PP.\text{viga}}) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \cdot \gamma_p = 1.815 \text{ cm}$$

if ($\delta_{DLc} \leq \Delta_{DLc}$, "Flecha Ok", "Dar contraflecha") = "Flecha Ok"

5. Cálculo del ancho efectivo (b)

b1 va a ser el menor valor entre $L/8$ Ó $S/2$ $b_1 := \text{if}\left(\frac{L}{8} \leq \frac{Sep}{2}, \frac{L}{8}, \frac{Sep}{2}\right) = 1.025 \text{ m}$

El ancho efectivo b será igual a: $b := 2 \cdot b_1 = 2.05 \text{ m}$



6. Estado Límite de agotamiento resistente

$$C := 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot t_o = 341530 \text{ kgf}$$

$$T := A_s \cdot F_y = 174009.721 \text{ kgf}$$

Para la acción colaborante se estima que lleva mínimo tres (5) conectores:

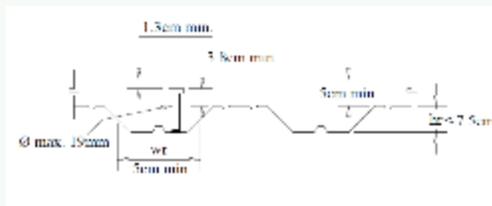
$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 252671.328 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Elasticidad del concreto}$$

$$F_{u,conector} := 60 \text{ ksi} = 4218.417 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia a la rotura del conector de cortante}$$

$$d_{conector} := 0.626 \text{ in} = 1.59 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del conector a cortante}$$

$$A_{conector} := \frac{\pi \cdot d_{conector}^2}{4} = 1.986 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de sección transversal del conector a cortante}$$

$$Q_n := 0.50 \cdot A_{conector} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot E_c = 8350.894 \text{ kgf} \quad \text{Capacidad nominal del conector a cortante}$$



Condición	R_p	R_g
Sin limitaciones (*)	1.0	1.0
Con. limít. por la posición de los conectores	0.5	0.75
W _g > 1.5	0.65	0.75
W _g < 1.5		
Con. limít. por la preparación de la viga de acero		
Niveles de concreción		
según la altura para		
inferior a 6 m		
1	1.0	0.67
2	0.85	0.6
Suma	0.7	0.67

$$R_p := 0.60$$

Factor de posición de conectores de cortante

$$R_g := 1.0$$

Coefficiente para tomar en cuenta el efecto de grupo

$$Q_{max} := \min(R_p \cdot R_g \cdot A_{conector} \cdot F_{u,conector}, Q_n) = 5025.818 \text{ kgf}$$

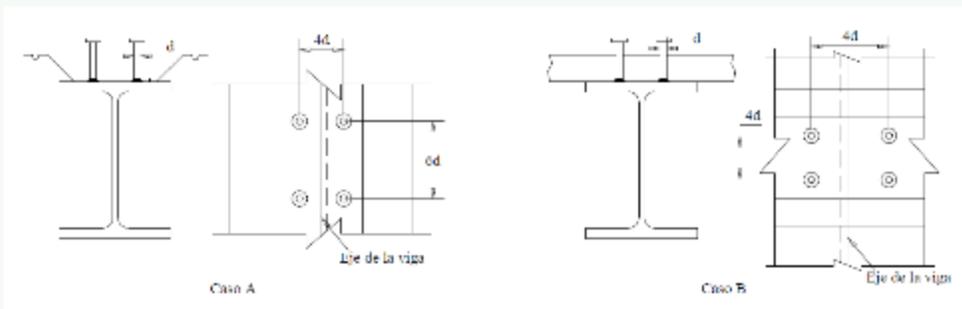
Resistencia de conectores de corte (espiga lisa con cabeza redonda según AISC I3.2d)

$$n_{conectores} := \frac{A_s \cdot F_y}{2 \cdot Q_{max}} = 17.312$$

Cantidad de conectores de cortante requeridos desde el borde hasta la mitad de la viga

$$n_{espacios} := \frac{L}{0.305 \text{ m}} = 14.754$$

Ondas disponibles para colocar conector de corte



El número total de conectores en el 100% de la longitud es:

$$N = 30$$

$$S := \frac{N \cdot Q_{max}}{2} = 75387.276 \text{ kgf}$$

$$S_{min} = 0.25 \cdot T = 43502.43 \text{ kgf}$$

if($S < S_{min}$, "NO CUMPLE", "Ok") = "Ok"

$$S' := \text{if}(C \leq T, C, T) = 174009.721 \text{ kgf}$$

$$C' := \text{if}(S \leq S', S, S') = 75387.276 \text{ kgf}$$

if($S < S'$, "La acción colaborante es parcial", "Ok") = "La acción colaborante es parcial"

$$C_{r1} := \frac{T - 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot t_o}{2} = -83760.14 \text{ kgf}$$

$$a_1 := \frac{C'}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 1.545 \text{ cm}$$

$$C_{r2} := \frac{T - N \cdot Q_n \cdot 0.50}{2} = 24373.154 \text{ kgf}$$

$$a_2 := \frac{Q_n \cdot N}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 2.567 \text{ cm}$$

$$C_r := \text{if}(S < S', C_{r2}, C_{r1}) = 24373.154 \text{ kgf} \quad a := \text{if}(S < S', a_2, a_1) = 2.567 \text{ cm}$$

7.1. Caso I

El eje neutro plástico dentro de la losa ocurre cuando $T < C$

$$Y_c := t_o + h_r = 12 \text{ cm}$$

$$Y_2 := Y_c - \frac{a}{2} = 10.716 \text{ cm} \quad \text{de donde,} \quad M_{n1} := T \cdot \left(\frac{d}{2} + Y_2 \right) = 53344.943 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\text{if}(T < C, \text{"Caso 1"}, \text{"N/A"}) = \text{"Caso 1"}$$

7.2. Caso II

El eje neutro plástico está dentro del ala del perfil de acero, ocurre cuando: $T > C$ y $C_r < P_{yf}$

$$P_{yf} := b_f \cdot t_f \cdot F_y = 43216.281 \text{ kgf}$$

$$C_r = 24373.154 \text{ kgf}$$

$$y := \frac{C_r \cdot t_f}{P_{yf}} = 0.496 \text{ cm} \quad \text{de donde,} \quad M_{n2} := C' \cdot \left(\frac{d}{2} + Y_2 \right) + C_r \cdot (d - y) = 32709.999 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\text{if}(T > C \wedge C_r \leq P_{yf}, \text{"Caso 2"}, \text{"N/A"}) = \text{"N/A"}$$

7.3. Caso III

El eje neutro plástico está dentro del alma del perfil de acero, ocurre cuando: $T > C$ y $C_r > P_{yf}$

$$h := d - 2 \cdot (t_f + k) = 342.8 \text{ mm}$$

$$C_r = 24373.154 \text{ kgf}$$

$$P_{yw} := h \cdot t_w \cdot F_y = 77123.921 \text{ kgf}$$

$$M_p := Z_x \cdot F_y = 25461.665 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{de donde,} \quad M_{n3} := C' \cdot \left(\frac{d}{2} + Y_2 \right) + M_p - \frac{C'^2 \cdot h}{4 \cdot P_{yw}} = 42257.404 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\text{if}(T > C \wedge C_r > P_{yf}, \text{"Caso III"}, \text{"N/A"}) = \text{"N/A"}$$

En resumen de los tres casos anteriores, el resultado es:

$$M_n := \begin{cases} \text{if } T \leq C \\ \quad \begin{cases} M_{n1} \\ \text{else if } T > C \wedge C_r \leq P_{yf} \\ \quad M_{n2} \\ \text{else} \\ \quad M_{n3} \end{cases} \end{cases} = 53344.943 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_{nx} := 0.85 \cdot M_n = 45343.201 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

if ($M_u \leq \phi M_{nx}$, "Flexión Sección Compuesta Ok", "FALLA") = "Flexión Sección Compuesta Ok"

$$\frac{M_u}{\phi M_{px}} = 1.094$$

Coefficiente DEMANDA/CAPACIDAD < 1

$$\frac{V_u}{\phi V_{nx}} = 0.229$$

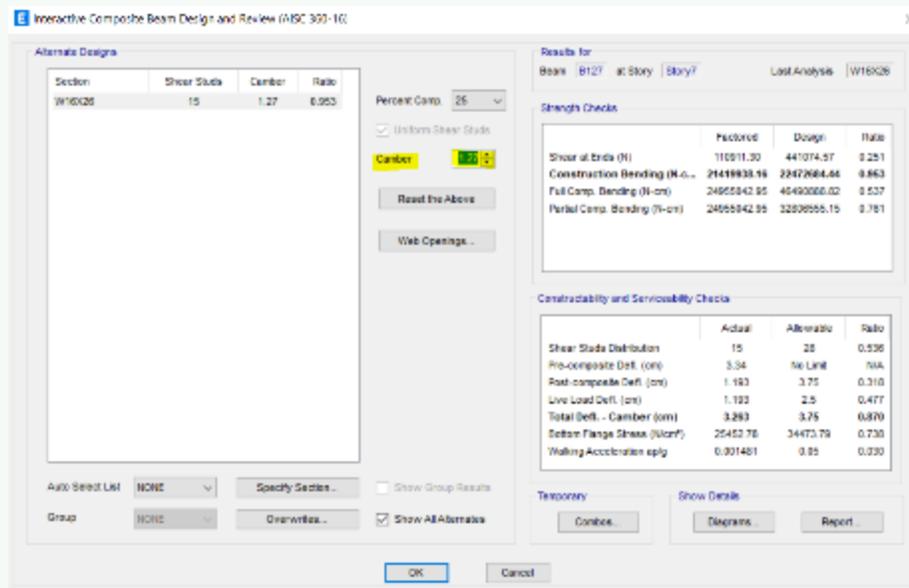
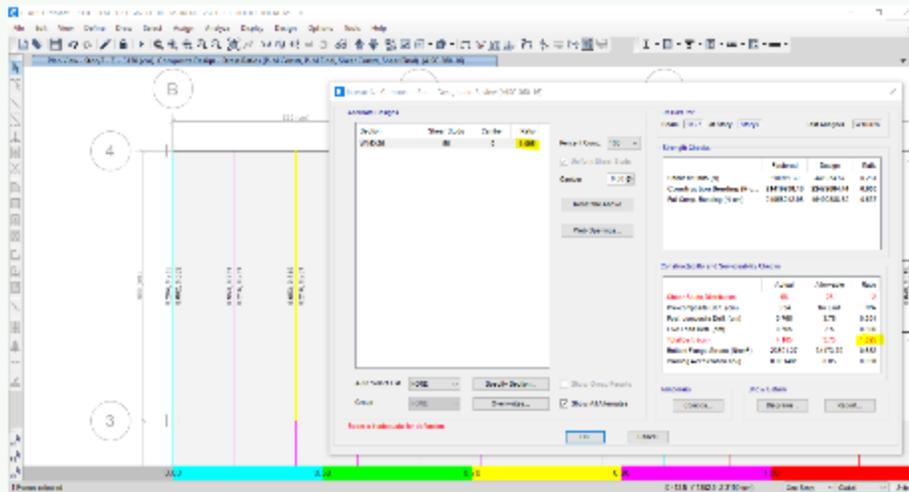
Coefficiente DEMANDA/CAPACIDAD < 1

Los resultados obtenidos con el software son los siguientes:



Nota: Es importante mencionar que el peso del sòfite metálico con la losa se obtuvo del catálogo del Steel Deck, el software ETABS calculó diferente el peso del sòfite metálico y losa y podrían obtenerse resultados ligeramente diferentes entre el cálculo manual y los datos obtenidos del software, pero en todo caso se recomienda la contraflecha o colocar apuntalamiento durante el proceso de construcción hasta alcanzar resistencia estructural en el concreto de la losa.

Al desplegar los datos detallados de la sección compuesta, se puede observar que los resultados que suministra el programa (al quitar la contraflecha) son idénticos al cálculo manual. Por esa razón, para este caso se recomienda la contraflecha o cambiar la sección.



8. Estado Límite de Servicio

$$Y_{EN} := \frac{\frac{A_s \cdot d}{2} + \frac{N}{2} \cdot \frac{Q_n}{F_y} \cdot (d + Y_2)}{\left(A_s + \frac{N}{2} \cdot \frac{Q_n}{F_y} \right)} = 32.771 \text{ cm}$$

$$I_{tr} := I_x + A_s \cdot \left(Y_{EN} - \frac{d}{2} \right)^2 + \frac{N}{2} \cdot \frac{Q_n}{F_y} \cdot (d + Y_2 - Y_{EN})^2 = 32000.18 \text{ cm}^4$$

Cuando la **acción colaborante es parcial** se debe incluir el efecto de deslizamiento de ambos materiales

$$E = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad C_f := S' \quad \text{Factor} := \min \left(1, \text{if} \left(\frac{N}{2} \cdot \frac{Q_n}{C_f} < 0.25, 0.25, \frac{N}{2} \cdot \frac{Q_n}{C_f} \right) \right) = 0.72$$

$$I_{ef1} := I_x + \sqrt{\text{Factor}} \cdot (I_{tr} - I_x) = 29049.228 \text{ cm}^4 \quad \text{el incremento de la inercia por acción colaborante es} \quad \frac{I_{ef1}}{I_x} = 2.319$$

Tomando en consideración la sección transformada de concreto tenemos:

$$\text{con una relación de módulos de elasticidad:} \quad n := \frac{0.333 \cdot E_c}{E} = 0.04$$

$$\text{y un espesor efectivo de:} \quad t_{ef} := t_o + \frac{h_r}{2} = 9.5 \text{ cm} \quad \text{y un ancho efectivo de:} \quad b_{ala} = b = 205 \text{ cm}$$

$$\text{donde la } \underline{\text{inercia transformada}} \text{ (LONG TERM) de la losa concreto es:} \quad I_{xc} := \frac{n \cdot b_{ala} \cdot t_{ef}^3}{12} = 586.846 \text{ cm}^4$$

$$Y_{en} := \frac{(n \cdot b_{ala} \cdot t_{ef}) \cdot \left(t_o + h_r - \frac{t_{ef}}{2} + d \right) + A_s \cdot \frac{d}{2}}{n \cdot b_{ala} \cdot t_{ef} + A_s} = 36.576 \text{ cm}$$

donde la **inercia transformada** de la Sección Mixta es:

$$I_{tr2} := I_{xc} + n \cdot b_{ala} \cdot t_{ef} \cdot \left(Y_{en} - \left(t_o + h_r - \frac{t_{ef}}{2} + d \right) \right)^2 + I_x + A_s \cdot \left(Y_{en} - \frac{d}{2} \right)^2 = 35506.349 \text{ cm}^4$$

$$\text{La inercia efectiva a tomar de la Sección Mixta es:} \quad I_{ef} := \min(I_{ef1}, I_{tr2}) = 29049.228 \text{ cm}^4$$

Flechas Normativa

$$\Delta_{DL} := \frac{L}{240} = 3.75 \text{ cm}$$

$$\delta_{DL} := \frac{5 \cdot (w_{sc1}) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{ef}} = 1.358 \text{ cm}$$

$$\text{Ratio} := \frac{\delta_{DL}}{\Delta_{DL}} = 0.362$$

if ($\delta_{DL} \leq \Delta_{DL}$, "Flecha DL Ok", "Dar contraflecha") = "Flecha DL Ok"

$$\Delta_{LL} := \frac{L}{360} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta_{LL} := \frac{5 \cdot (W_{CV}) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{ef}} = 1.148 \text{ cm}$$

$$\text{Ratio} := \frac{\delta_{LL}}{\Delta_{LL}} = 0.459$$

$$I_{ef} = 29049.228 \text{ cm}^4$$

if ($\delta_{LL} \leq \Delta_{LL}$, "Flecha LL Ok", "FALLA") = "Flecha LL Ok"

$$\Delta_{DIII} := \frac{L}{360} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta_{DIII} := \frac{5 \cdot (w_{sc2}) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{ef}} = 2.506 \text{ cm}$$

$$\text{Ratio} := \frac{\delta_{DIII}}{\Delta_{DIII}} = 1.002$$

if ($\delta_{DIII} \leq \Delta_{DIII}$, "Flecha DL Ok", "Dar contraflecha") = "Dar contraflecha"



**ANÁLISIS DE VIBRACIONES - SISTEMA DE PISO COMPUESTO METALDECK
(Método según ETABS)**

Este ejemplo es continuación del sistema de entrepiso con sección compuesta explicado anteriormente.

$$L_{vm} := 8.2 \text{ m}$$

$$L_{viga} := 9 \text{ m}$$

$$S := \frac{L_{vm}}{4} = 2.05 \text{ m}$$

$$E_{Acero} := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_{Concreto} := 15100 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 252671.328 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

La vigueta en sección compuesta es una viga del tipo W 16 x 26 y la viga principal es una sección del tipo W 30 x 108

$$W_{PP_viga} := 26 \frac{\text{lbft}}{\text{ft}} = 38.692 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_{PP_sofrito} := DL_{tab} \cdot S = 469.45 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_{SCP} := SCP \cdot S = 461.25 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_{PP_viga_maestra} := 108 \frac{\text{lbft}}{\text{ft}} = 160.722 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_{CV} := CV \cdot S = 820 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$b_e := \min\left(\frac{L_{viga}}{4}, S\right) = 2.05 \text{ m}$$

Ancho efectivo

$$n := \frac{E_{Acero}}{E_{Concreto}} = 8.311$$

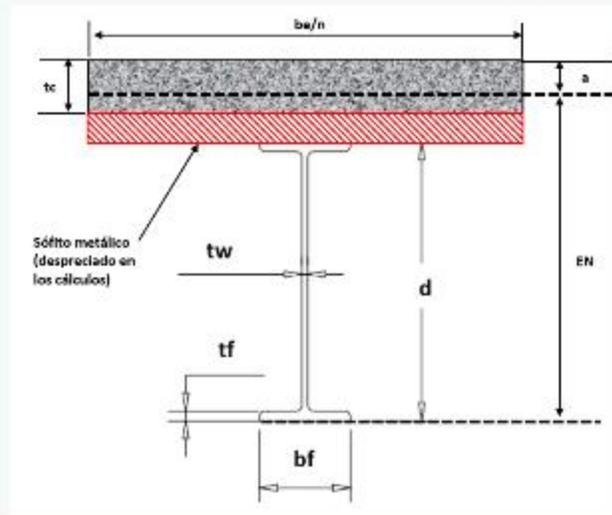
Razón de módulos de elasticidad

Para la sección de viga W 12 x 26 se tiene sus propiedades:

$$b_e := \min\left(\frac{L_{viga}}{4}, S\right) = 2.05 \text{ m} \quad \text{Ancho efectivo}$$

$$n := \frac{E_{Acero}}{E_{Concreto}} = 8.311 \quad \text{Razón de módulos de elasticidad}$$

$$A_s := 49.5 \text{ cm}^2 \quad d_b := 398.8 \text{ mm} \quad t_c := 12 \text{ cm} \quad h_r := 5 \text{ cm} \quad I_{xb} := 399.2 \text{ cm}^4$$



$$EN := \frac{A_s \cdot \frac{d_b}{2} + \frac{b_e}{n} \cdot t_c \cdot \left(d_b + h_r + \frac{t_c}{2}\right)}{\left(A_s + \frac{b_e}{n} \cdot t_c\right)} = 46.447 \text{ cm}$$

$$I_{xx} := \frac{\left(\frac{b_e}{n} \cdot t_c^3\right)}{12} + \left(\frac{b_e}{n} \cdot t_c\right) \cdot \left|EN - \left(d_b + h_r + \frac{t_c}{2}\right)\right|^2 + I_{xb} + (A_s) \cdot \left|EN - \left(\frac{d_b}{2}\right)\right|^2 = 44547.353 \text{ cm}^4$$

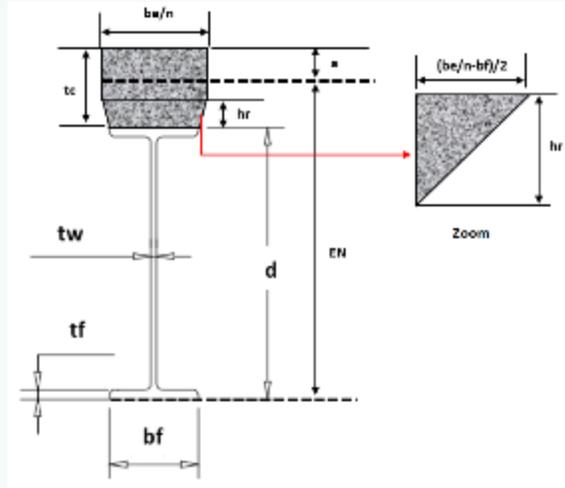
$$\Delta_j := \frac{5 \cdot (W_{SCP} + W_{PP, viga}) \cdot L_{viga}^4}{384 \cdot E_{Acero} \cdot I_{xx}} = 0.457 \text{ cm}$$

$$f_{Beam} := 0.18 \cdot \sqrt{\frac{g}{\Delta_j}} = 8.342 \text{ Hz}$$

Para la sección de viga W 16 x 26 se tiene sus propiedades:

$$b_e := \min\left(\frac{L_{vm}}{4}, L_{viga}, S\right) = 2.05 \text{ m} \quad \text{Ancho efectivo}$$

$$A_s := 49.5 \text{ cm}^2 \quad b_f := 139.7 \text{ mm} \quad d_b := 398.8 \text{ mm} \quad t_c := 7 \text{ cm} \quad h_r := 5 \text{ cm} \quad I_{xb} := 399.2 \text{ cm}^4$$



$$EN := \frac{A_s \cdot \frac{d_b}{2} + \frac{b_e}{n} \cdot t_c \cdot \left(d_b + \frac{t_c}{2}\right) + 2 \cdot \left(\frac{\left(\frac{b_e}{n} - b_f\right)}{2} \cdot \frac{h_r}{2}\right) \cdot \left(d_b + \frac{2}{3} \cdot h_r\right)}{\left(A_s + \frac{b_e}{n} \cdot t_c + 2 \cdot \left(\frac{\left(\frac{b_e}{n} - b_f\right)}{2} \cdot \frac{h_r}{2}\right)\right)} = 38.7 \text{ cm}$$

$$I_{xx_losa} := \frac{\left(\frac{b_e}{n} \cdot t_c^3\right)}{12} + \left(\frac{b_e}{n} \cdot t_c\right) \cdot \left|EN - \left(d_b + \frac{t_c}{2}\right)\right|^2 = 4485.988 \text{ cm}^4$$

$$I_{xx_viga} := I_{xb} + (A_s) \cdot \left|EN - \left(\frac{d_b}{2}\right)\right|^2 = 17820.889 \text{ cm}^4 \quad d_b + h_r = 44.88 \text{ cm} \quad EN = 38.7 \text{ cm}$$

$$I_{xx_tri} := \frac{2 \cdot \left(\frac{\left(\frac{b_e}{n} - b_f\right)}{2}\right) \cdot h_r^3}{12} + 2 \cdot \frac{\text{abs}\left(\frac{b_e}{n} - b_f\right)}{2} \cdot \frac{h_r}{2} \cdot \left|d_b + \frac{2}{3} \cdot h_r - EN\right|^2 = 655.986 \text{ cm}^4$$

$$I_{xx} := I_{xx_losa} + I_{xx_viga} + I_{xx_tri} = 22962.862 \text{ cm}^4$$

$$P_u := \frac{(W_{SCP}) \cdot L_{viga}}{2} + \frac{W_{PP_viga} \cdot L_{viga}}{2} = 2249.74 \text{ kgf}$$

$$\Delta_g := \frac{P_u \cdot \left(\frac{L_{vm}}{3}\right)}{24 \cdot E_{Acero} \cdot I_{xx}} \cdot \left(3 \cdot L_{vm}^2 - 4 \cdot \left(\frac{L_{vm}}{3}\right)^2\right) + \frac{5 \cdot (W_{PP_viga_maestra}) \cdot L_{vm}^4}{384 \cdot E_{Acero} \cdot I_{xx}} = 1.109 \text{ cm}$$

$$f_{Girder} := 0.18 \cdot \sqrt{\frac{g}{\Delta_g}} = 5.352 \text{ Hz} \quad \Delta_j + \Delta_g = 1.566 \text{ cm} \quad f_{Panel} := 0.18 \cdot \sqrt{\frac{g}{\Delta_j + \Delta_g}} = 4.505 \text{ Hz}$$

Vibration Frequency Values

Element	L (cm)	b _{net} (cm)	Loading	I _{net} (cm ⁴)	D (cm ³ /cm)	B (cm)	W (kgf)	Δ (cm)	f _n (Hz)
Slab	1800	205	0.075+0.002+0.005kgf/cm ²	3522.3	3522.3/205	4360			
Beam	900	205	16.91kgf/cm	46913.8	46913.8/205	2*474.42	1.5*70442.44	1.507	4.582
Girder B23	820	328	3*15219.31kgf	488527.3	488527.3/900	1.8*660.719	1*84854.06	0.094→0.081	18.425
Panel							104603.35	1.6	4.456

Nota: El cálculo manual de las frecuencia de la vigueta (beam), la viga principal (Girder) y del panel, son similares a los mostrado en el reporte del ETABS

$$A_{piso} := L_{vm} \cdot L_{viga} = 73.8 \text{ m}^2$$

$$W_1 := \frac{W_{PP_sofrito}}{S} \cdot A_{piso} = 16900.2 \text{ kgf} \quad \text{Peso del sofrito metálico y losa}$$

$$W_2 := 3 \cdot W_{PP_viga} \cdot L_{viga} = 1044.691 \text{ kgf} \quad \text{Peso de vigas en sección compuesta del panel}$$

$$W_3 := \frac{W_{SCP}}{S} \cdot A_{piso} = 16605 \text{ kgf} \quad \text{Peso de carga permanente sobre sistema}$$

$$W_{total} := W_1 + W_2 + W_3 = 34549.891 \text{ kgf} \quad \text{Peso total}$$

$$\beta := \frac{(0.03 + 0.05)}{2} = 0.04 \quad \text{Razón de amortiguamiento entre 0.03 y 0.05. **Se usa valor promedio.**}$$

P_o es una carga constante de 65 lbf

$$a_0 := \frac{65 \text{ lbf} \cdot e^{-0.35 \cdot \frac{f_{vmax}}{\text{Hz}}}}{\beta \cdot W_{total}} = 0.441\%$$

if ($a_0 \leq 0.5\%$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

Ocupación	Razón de Amortiguamiento β	Aceleración Límite a_p/g x100%
Oficinas, Residencias, Iglesias, Escuelas y Zonas tranquilas	0,02 – 0,05	0,5 %
Centros comerciales	0,02	1,5 %

8.3 Design for Walking Excitation

The design of the beam must be such that the predicted peak acceleration of the floor, a_p , satisfies:

$$\frac{a_p}{g} < \frac{a_g}{g} \quad (\text{DG11 2.6})$$

where a_g is a specified walking tolerance acceleration limit which depends on the intended use of the space supported by the beam, and a_p/g is equal to:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 e^{(0.22f_s)}}{\beta W} \quad (\text{DG11 4.1})$$

with:

- P_0 = amplitude of the driving force, always 65 lbs. in accordance with DG11 Section 4.1.1
- β = modal damping ratio

DG11 Table 4.1 lists recommended values for the ratio a_p/g and you can set it accordingly in the design preferences or the beam overwrites.

DG11 Table 4.2 provides guidelines for estimating β and you can set it accordingly in the design preferences or the beam overwrites.

PÓRTECO ESPECIAL RESISTENTE A MOMENTO (SMF)
 Aplicación del método de la longitud efectiva
 (Según Normas ANSI/AISC 360 & 341, CSCR 2010)

1) Datos Generales del pórtico: Se elige el pórtico SMF en Eje 3 de la edificación por ser el más crítico.

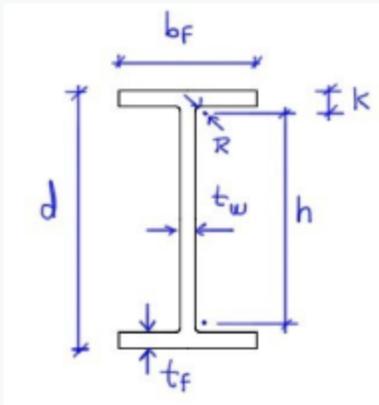


$H := 4.5 \text{ m}$ Altura de piso $N_{pisos} := 8$ Número de pisos
 $L := 10.8 \text{ m}$ Longitud de viga $N_{tramos} := 5$ Número de tramos

2) Propiedades de los materiales (Acero ASTM A992):

$F_{yb} := 50 \text{ ksi}$ Esfuerzo Cedencia de viga
 $F_{yc} := 50 \text{ ksi}$ Esfuerzo Cedencia de Columna
 $F_{yp} := 36 \text{ ksi}$ Esfuerzo Cedencia de planchas
 $R_{yb} := 1.1$ (Factor de Sobrerresistencia de la viga, según Tabla 10.1 CSCR)
 $R_{yc} := 1.1$ (Factor de Sobrerresistencia de la columna, según Tabla 10.1 CSCR)
 $E := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de Elasticidad del Acero

3) Definición de parámetros de perfiles Doble T:



Notas:

Para el caso de la viga, se utiliza el subíndice b

Para el caso de la columna, se utiliza el subíndice c

Esto se realiza para identificar los parámetros de la sección

4) Definición de perfiles a utilizar:

Viga a Utilizar: W 36 x 150

a) Datos:

$d_b := 35.9 \text{ in}$	Altura total del perfil	$A_b := 44.3 \text{ in}^2$	Área gruesa
$b_{fb} := 12 \text{ in}$	Ancho de patín	$S_{xb} := 503.62 \text{ in}^3$	Módulo elástico "X"
$t_{fb} := 0.94 \text{ in}$	Espesor de patín	$Z_{xb} := 581 \text{ in}^3$	Módulo plástico "X"
$t_{wb} := 0.625 \text{ in}$	Espesor de alma	$I_{xb} := 9040 \text{ in}^4$	Inercia en "X"
$r_b := 0.75 \text{ in}$	Radio de curvatura	$I_{yb} := 270 \text{ in}^4$	Inercia en "Y"
$J_b := 10.1 \text{ in}^4$	Constante torsional de <u>St. Venant</u>		

b) Cálculos:

$r_{xb} := \sqrt{\frac{I_{xb}}{A_b}} = 36.284 \text{ cm}$	Radio de giro en "X"	$h_{cb} := d_b - t_{fb} = 887.984 \text{ mm}$	Distancia entre centroides de las alas
$r_{yb} := \sqrt{\frac{I_{yb}}{A_b}} = 6.271 \text{ cm}$	Radio de giro en "Y"	$k_b := t_{fb} + r_b = 42.926 \text{ mm}$	Espesor del ala + curvatura

$$C_{wb} := t_{fb} \cdot h_{ob}^2 \cdot \frac{b_{fb}^3}{24} = 22212912.081 \text{ cm}^6 \quad h_b := d_b - 2 \cdot k_b = 826.008 \text{ mm}$$

Constante de torsión de alabeo

Altura libre del alma

Columna a Utilizar: W14x730

a) Datos:

$d_c := 22.5 \text{ in}$	Altura total del perfil	$A_c := 215 \text{ in}^2$	Área gruesa
$b_{fc} := 17.9 \text{ in}$	Ancho de patín	$S_{xc} := 1276.79 \text{ in}^3$	Módulo elástico "X"
$t_{fc} := 4.91 \text{ in}$	Espesor de patín	$Z_{xc} := 1660 \text{ in}^3$	Módulo plástico "X"
$t_{wc} := 3.07 \text{ in}$	Espesor de alma	$I_{xc} := 14300 \text{ in}^4$	Inercia en "X"
$r_c := 0.60 \text{ in}$	Radio de curvatura	$I_{yc} := 4720 \text{ in}^4$	Inercia en "Y"
$J_c := 1450 \text{ in}^4$	Constante torsional de <u>St. Venant</u>		

b) Cálculos:

$$r_{xc} := \sqrt{\frac{I_{xc}}{A_c}} = 20.715 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en "X"} \quad h_{oc} := d_c - t_{fc} = 446.786 \text{ mm} \quad \text{Distancia entre centroides de las alas}$$

$$r_{yc} := \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_c}} = 11.901 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en "Y"} \quad k_c := t_{fc} + r_c = 139.954 \text{ mm} \quad \text{Espesor del ala + curvatura}$$

$$C_{wc} := t_{fc} \cdot h_{oc}^2 \cdot \frac{b_{fc}^3}{24} = 97490729.918 \text{ cm}^6 \quad h_c := d_c - 2 \cdot k_c = 291.592 \text{ mm}$$

Constante de torsión de alabeo

Altura libre del alma

5) Definición de Casos de Carga:

CP: Carga Permanente

CV: Carga Variable

SH: Sismo Horizontal

NLx_CP: Notional Load de Carga Permanente en dirección X

NLx_CV: Notional Load de Carga Variable en dirección X

6) Resultados del Análisis:

10.1 Momentos por casos de cargas en vigas: ETABS

Viga V1:

$$M_{CP_V1} := 228.50 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento carga permanente en viga V1}$$

$$M_{CV_V1} := 178.66 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento carga variable en viga V1}$$

$$M_{SH_V1} := 387.88 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento carga sismo en viga V1}$$

$$M_{NLx_CP_V1} := 5.833 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento carga Notional CP en viga V1}$$

$$M_{NLx_CV_V1} := 4.938 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento carga Notional CV en viga V1}$$

Viga V2:

$$M_{CP_V2} := 333.17 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento carga permanente en viga V2}$$

$$M_{CV_V2} := 250.43 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento carga variable en viga V2}$$

$$M_{SH_V2} := 570.337 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento carga sismo en viga V2}$$

$$M_{NLx_CP_V2} := 8.56 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento carga Notional CP en viga V2}$$

$$M_{NLx_CV_V2} := 7.26 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento carga Notional CV en viga V2}$$

$$10.2 \text{ Momentos últimos en vigas:} \quad S_{ds} := 0.5625 \quad \gamma := 1$$

Viga V1:

$$M_{u1_V1} := 1.4 \cdot M_{CP_V1} + 1.4 \cdot M_{NLx_CP_V1} = 328.066 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u2_V1} := 1.4 \cdot M_{CP_V1} - 1.4 \cdot M_{NLx_CP_V1} = 311.734 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u3_V1} := 1.2 \cdot M_{CP_V1} + 1.6 \cdot M_{CV_V1} + 1.2 \cdot M_{NLx_CP_V1} = 567.056 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u4_V1} := 1.2 \cdot M_{CP_V1} + 1.6 \cdot M_{CV_V1} - 1.2 \cdot M_{NLx_CP_V1} = 553.056 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u5_V1} := (1.20 + 0.20 \cdot S_{ds}) \cdot M_{CP_V1} + \gamma \cdot M_{CV_V1} + M_{SH_V1} = 866.446 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u6_V1} := (0.90 - 0.20 \cdot S_{ds}) \cdot M_{CP_V1} + M_{SH_V1} = 567.824 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Viga V2:

$$M_{u1,V2} = 1.4 \cdot M_{CP,V2} + 1.4 \cdot M_{NLx,CP,V2} = 478.422 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u2,V2} = 1.4 \cdot M_{CP,V2} - 1.4 \cdot M_{NLx,CP,V2} = 454.454 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u3,V2} = 1.2 \cdot M_{CP,V2} + 1.6 \cdot M_{CV,V2} + 1.2 \cdot M_{NLx,CP,V2} + 1.6 \cdot M_{NLx,CV,V2} = 822.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u4,V2} = 1.2 \cdot M_{CP,V2} + 1.6 \cdot M_{CV,V2} - 1.2 \cdot M_{NLx,CP,V2} - 1.6 \cdot M_{NLx,CV,V2} = 778.604 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u5,V2} = (1.20 + 0.20 \cdot S_{ds}) \cdot M_{CP,V2} + \gamma \cdot M_{CV,V2} + M_{SH,V2} = 1258.053 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u6,V2} = (0.90 - 0.20 \cdot S_{ds}) \cdot M_{CP,V2} + M_{SH,V2} = 832.708 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

10.3 Fuerza axial y Momentos por casos de carga en columnas: **ETABS**

Columna C1:

$P_{CP,C1} = 3360.02 \text{ kN}$	Carga axial carga permanente en C1
$P_{CV,C1} = 2112.46 \text{ kN}$	Carga axial carga variable en C1
$P_{SH,C1} = 2101.86 \text{ kN}$	Carga axial carga sismo en C1
$P_{NLx,CP,C1} = 0.2758 \text{ kN}$	Carga axial carga <u>Notional</u> CP en C1
$P_{NLx,CV,C1} = 0.2886 \text{ kN}$	Carga axial carga <u>Notional</u> CV en C1
$M_{CP,C1} = 40.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento carga permanente C1
$M_{CV,C1} = 27.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento carga variable C1
$M_{SH,C1} = 418.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento carga sismo C1
$M_{NLx,CP,C1} = 6.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento carga <u>Notional</u> CP C1
$M_{NLx,CV,C1} = 5.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento carga <u>Notional</u> CV C1

Columna C2:

$P_{CP,C2} = 2873.52 \text{ kN}$	Carga axial carga permanente en C2
$P_{CV,C2} = 1788.84 \text{ kN}$	Carga axial carga variable en C2
$P_{SH,C2} = 1288.88 \text{ kN}$	Carga axial carga sismo en C2
$P_{NLx,CP,C2} = 0.417 \text{ kN}$	Carga axial carga <u>Notional</u> CP en C2
$P_{NLx,CV,C2} = 0.4022 \text{ kN}$	Carga axial carga <u>Notional</u> CV en C2
$M_{CP,C2} = 60.765 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Momento carga permanente C2
$M_{CV,C2} = 41.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Momento carga variable C2
$M_{SH,C2} = 502.99 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Momento carga sismo C2
$M_{NLx,CP,C2} = 6.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Momento carga <u>Notional</u> CP C2
$M_{NLx,CV,C2} = 5.95 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Momento carga <u>Notional</u> CV C2

10.4 Fuerza axiales y momentos últimos en columnas:

Columna C1:

$$P_{u1,C1} = 1.4 \cdot P_{CP,C1} + 1.4 \cdot P_{NLx,CP,C1} = 4704.414 \text{ kN}$$
$$M_{u1,C1} = 1.4 \cdot M_{CP,C1} + 1.4 \cdot M_{NLx,CP,C1} = 65.884 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$P_{u2,C1} = 1.4 \cdot P_{CP,C1} - 1.4 \cdot P_{NLx,CP,C1} = 4703.642 \text{ kN}$$
$$M_{u2,C1} = 1.4 \cdot M_{CP,C1} - 1.4 \cdot M_{NLx,CP,C1} = 47.376 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$P_{u3,C1} = 1.2 \cdot P_{CP,C1} + 1.60 \cdot P_{CV,C1} + 1.2 \cdot P_{NLx,CP,C1} + 1.6 \cdot P_{NLx,CV,C1} = 7412.753 \text{ kN}$$
$$M_{u3,C1} = 1.2 \cdot M_{CP,C1} + 1.6 \cdot M_{CV,C1} + 1.2 \cdot M_{NLx,CP,C1} + 1.6 \cdot M_{NLx,CV,C1} = 108.696 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$P_{u4,C1} = 1.2 \cdot P_{CP,C1} + 1.60 \cdot P_{CV,C1} - 1.2 \cdot P_{NLx,CP,C1} - 1.6 \cdot P_{NLx,CV,C1} = 7411.167 \text{ kN}$$
$$M_{u4,C1} = 1.2 \cdot M_{CP,C1} + 1.6 \cdot M_{CV,C1} - 1.2 \cdot M_{NLx,CP,C1} - 1.6 \cdot M_{NLx,CV,C1} = 75.264 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$P_{u5,C1} := (1.20 + 0.20 \cdot S_{ds}) \cdot P_{CP,C1} + \gamma \cdot P_{CV,C1} + P_{SH,C1} = 8624.346 \text{ kN}$$

$$M_{u5,C1} := (1.20 + 0.20 \cdot S_{ds}) \cdot M_{CP,C1} + \gamma \cdot M_{CV,C1} + M_{SH,C1} = 498.291 \text{ kN} \cdot m$$

$$P_{u6,C1} := (0.90 - 0.20 \cdot S_{ds}) \cdot P_{CP,C1} + P_{SH,C1} = 4747.876 \text{ kN}$$

$$M_{u6,C1} := (0.90 - 0.20 \cdot S_{ds}) \cdot M_{CP,C1} + M_{SH,C1} = 449.904 \text{ kN} \cdot m$$

Columna C2:

$$P_{u1,C2} := 1.4 \cdot P_{CP,C2} + 1.4 \cdot P_{NLx,CP,C2} = 4023.512 \text{ kN}$$

$$M_{u1,C2} := 1.4 \cdot M_{CP,C2} + 1.4 \cdot M_{NLx,CP,C2} = 94.703 \text{ kN} \cdot m$$

$$P_{u2,C2} := 1.4 \cdot P_{CP,C2} - 1.4 \cdot P_{NLx,CP,C2} = 4022.344 \text{ kN}$$

$$M_{u2,C2} := 1.4 \cdot M_{CP,C2} - 1.4 \cdot M_{NLx,CP,C2} = 75.439 \text{ kN} \cdot m$$

$$P_{u3,C2} := 1.2 \cdot P_{CP,C2} + 1.60 \cdot P_{CV,C2} + 1.2 \cdot P_{NLx,CP,C2} + 1.6 \cdot P_{NLx,CV,C2} = 6311.512 \text{ kN}$$

$$M_{u3,C2} := 1.2 \cdot M_{CP,C2} + 1.6 \cdot M_{CV,C2} + 1.2 \cdot M_{NLx,CP,C2} + 1.6 \cdot M_{NLx,CV,C2} = 156.454 \text{ kN} \cdot m$$

$$P_{u4,C2} := 1.2 \cdot P_{CP,C2} + 1.60 \cdot P_{CV,C2} - 1.2 \cdot P_{NLx,CP,C2} - 1.6 \cdot P_{NLx,CV,C2} = 6309.224 \text{ kN}$$

$$M_{u4,C2} := 1.2 \cdot M_{CP,C2} + 1.6 \cdot M_{CV,C2} - 1.2 \cdot M_{NLx,CP,C2} - 1.6 \cdot M_{NLx,CV,C2} = 120.902 \text{ kN} \cdot m$$

$$P_{u5,C2} := (1.20 + 0.20 \cdot S_{ds}) \cdot P_{CP,C2} + \gamma \cdot P_{CV,C2} + P_{SH,C2} = 6849.215 \text{ kN}$$

$$M_{u5,C2} := (1.20 + 0.20 \cdot S_{ds}) \cdot M_{CP,C2} + \gamma \cdot M_{CV,C2} + M_{SH,C2} = 623.844 \text{ kN} \cdot m$$

$$P_{u6,C2} := (0.90 - 0.20 \cdot S_{ds}) \cdot P_{CP,C2} + P_{SH,C2} = 3551.777 \text{ kN}$$

$$M_{u6,C2} := (0.90 - 0.20 \cdot S_{ds}) \cdot M_{CP,C2} + M_{SH,C2} = 550.842 \text{ kN} \cdot m$$

7) Revisión del pandeo local de la viga:

Las alas y el alma de la viga debe cumplir con la condición de miembros de Alta Ductilidad, conforme a la norma ANSI/AISC 341-16, a fin de prevenir el pandeo local

a) Para las alas, se tiene:

$$\lambda_{\text{ala}} := \frac{b_{fb}}{2 t_{fb}} = 6.383 \quad \text{Esbeltez del ala de la viga}$$

$$\lambda_{\text{ala_max_2010}} := 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 7.332 \quad \text{Esbeltez máxima del ala de la viga, según AISC 341-10}$$

if ($\lambda_{\text{ala_max_2010}} > \lambda_{\text{ala}}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

$$\lambda_{\text{ala_max_2016}} := 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yc}}} = 6.991 \quad \text{Esbeltez máxima del ala de la viga, según AISC 341-22}$$

if ($\lambda_{\text{ala_max_2016}} > \lambda_{\text{ala}}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

a) Para el alma, se tiene:

$$\lambda_{\text{alma}} := \frac{h_b}{t_{wb}} = 52.032 \quad \text{Esbeltez del alma de la viga}$$

$$\lambda_{\text{alma_max_2010}} := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 59.881 \quad \text{Esbeltez máxima del alma de la viga según AISC 341-10}$$

if ($\lambda_{\text{alma_max_2010}} > \lambda_{\text{alma}}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

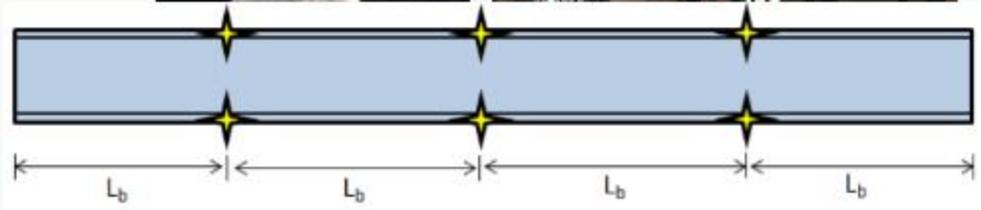
$$\lambda_{\text{alma_max_2016}} := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 57.095 \quad \text{Esbeltez máxima del alma de la viga según AISC 341-22}$$

if ($\lambda_{\text{alma_max_2016}} > \lambda_{\text{alma}}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

Nota: Si no se cumplen éstas condiciones se deberá cambiar la viga utilizada.

8) Revisión de la longitud no arriostrada de la viga:

La viga debe cumplir con los requisitos de miembros de Alta Ductilidad, conforme a la Norma ANSI/AISC 341-16, para lo cual deberá estar soportada lateralmente en ambas alas, a fin de controlar el pandeo lateral torsional.



$$N_d := 3$$

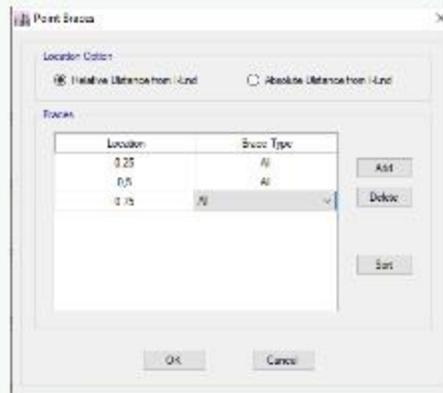
Número de soportes laterales de la viga

$$L_b := \frac{L}{(N_d + 1)} = 2.7 \text{ m}$$

Separación entre vigas secundarias

$$\frac{L_b}{L} = 0.25$$

% relativo a la distancia



Según AISC 341-10, se tiene:

$$L_{b_max_max_2010} := 0.086 \cdot r_{yb} \cdot \frac{E}{F_{yb}} = 3.222 \text{ m}$$

Separación máxima de viga secundaria, AISC 341-10

if ($L_b \leq L_{b_max_max_2010}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

Según AISC 341-22, se tiene:

$$L_{b_max_max_2016} := 0.086 \cdot r_{yb} \cdot \frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}} = 2.929 \text{ m}$$

Separación máxima de viga secundaria, AISC 341-22

if ($L_b \leq L_{b_max_max_2016}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

Nota: Si no se cumple ésta condición se deberá aumentar el número de soportes laterales, o bien, aumentar la sección de la viga.

9) Revisión del pandeo local de la columna:

Las alas y el alma de la columna deben cumplir con la condición de miembros de Alta Ductilidad, conforme a la norma ANSI/AISC 341-16, a fin de prevenir el pandeo local.

9.1 Columna C1:

a) Para las alas, se tiene: $\frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} \leq 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$

$$\lambda_{ala_max} := \frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} = 1.823$$

Esbeltez del ala de la columna

$$\lambda_{ala_max_2010} := 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 7.332$$

Esbeltez máxima del ala de la columna (Criterio AISC 341-10)

if ($\lambda_{ala_max_2010} > \lambda_{ala_max}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

$$\lambda_{ala_max_2016} := 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 6.991$$

Esbeltez máxima del ala de la columna (Criterio AISC 341-22)

if ($\lambda_{ala_max_2016} > \lambda_{ala_max}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

Nota: Si no se cumple esta condición es necesario cambiar la columna utilizada.

b) Para el alma, se plantea la revisión en función de la carga última a compresión:

$$P_{uc,max} := \max(P_{u1,C1}, P_{u2,C1}, P_{u3,C1}, P_{u4,C1}, P_{u5,C1}, P_{u6,C1}) = 8624.346 \text{ kN}$$

$$P_{yc} := A_c \cdot F_{yc} = 47818.382 \text{ kN} \quad \text{Resistencia Cedente Axial de la Columna}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\lambda_{alma} := \frac{h_c}{t_{wc}} = 3.739 \quad \text{Esbeltez del alma de la columna}$$

De acuerdo al criterio de la AISC 341-10, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{uc,max}}{\phi \cdot P_{yc}} \quad \text{Relación demanda/capacidad axial sin considerar sobre - resistencia del acero}$$

Para $C_a \leq 0.113$

Para $C_a > 0.113$

$$\frac{h_c}{t_{wc}} \leq 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot (1 - 0.93 C_a) \quad \frac{h_c}{t_{wc}} \leq 0.77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot (2.93 - C_a) \geq 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

De acuerdo al criterio de la AISC 341-16, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{uc,max}}{\phi \cdot R_{yc} \cdot P_{yc}} = 0.182 \quad \text{Relación demanda/capacidad axial, incluyendo sobre-resistencia del acero}$$

Para $C_a \leq 0.125$

Para $C_a > 0.125$

$$\frac{h_c}{t_{wc}} \leq 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 C_a) \quad \frac{h_c}{t_{wc}} \leq 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a) \geq 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}}$$

De acuerdo al criterio de la AISC 341-10, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{uc,max}}{\phi \cdot P_{yc}} = 0.2 \quad \text{Relación demanda/capacidad axial sin considerar sobre - resistencia del acero}$$

Se tiene entonces una esbeltez máxima en función al valor de C_a :

$$\text{Para } C_a \leq 0.125 \quad \lambda_{alma_max1} := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot (1 - 0.93 C_a) = 48.721$$

$$\text{Para } C_a > 0.125 \quad \lambda_{alma_max2} := \max\left(0.77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot (2.93 - C_a), 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}\right) = 51.371$$

$$\lambda_{alma_max_2010} := \max(C_a \leq 0.113, \lambda_{alma_max1}, \lambda_{alma_max2}) = 51.371$$

if ($\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma_max_2010}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

De acuerdo al criterio de la AISC 341-16, se tiene:

$$\alpha_s := 1$$

$$C_a := \frac{\alpha_s \cdot P_{uc_max}}{R_{yc} \cdot P_{yc}} = 0.164 \quad \text{Relación demanda/capacidad axial considerando sobre - resistencia del acero}$$

Se tiene entonces una esbeltez máxima en función al valor de C_a :

$$\text{Para } C_a \leq 0.113 \quad \lambda_{alma_max1} := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 C_a) = 47.359$$

$$\text{Para } C_a > 0.113 \quad \lambda_{alma_max2} := \max\left(2.26 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 0.38 \cdot C_a), 1.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}}\right) = 49.385$$

$$\lambda_{alma_max_2016} := \max(C_a \leq 0.113, \lambda_{alma_max1}, \lambda_{alma_max2}) = 49.385$$

if ($\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma_max_2016}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

Nota: Si no se cumple ésta condición, se deberá cambiar la columna C1.

9.2. Columna C2:

a) Para las alas, se tiene:
$$\frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} \leq 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$$\lambda_{ala_max} := \frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} = 1.823 \quad \text{Esbeltez del ala de la columna}$$

$$\lambda_{ala_max_2010} := 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 7.332 \quad \text{Esbeltez máxima del ala de la columna} \\ \text{(Criterio AISC 341-10)}$$

if ($\lambda_{ala_max_2010} > \lambda_{ala_max}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

$$\lambda_{ala_max_2016} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 7.457 \quad \text{Esbeltez máxima del ala de la viga} \\ \text{(Criterio AISC 341-16)}$$

if ($\lambda_{ala_max_2016} > \lambda_{ala_max}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

Nota: Se no se cumple esta condición es necesario cambiar la columna utilizada.

b) Para el alma, se plantea la revisión en función de la carga última a compresión:

$$P_{uc_max} := \max(P_{u1_C2}, P_{u2_C2}, P_{u3_C2}, P_{u4_C2}, P_{u5_C2}, P_{u6_C2}) = 6849.215 \text{ kN}$$

$$P_{yc} := A_c \cdot F_{yc} = 47818.382 \text{ kN} \quad \text{Resistencia Cedente Axial de} \\ \text{la Columna}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\lambda_{alma} := \frac{h_c}{t_{wc}} = 3.739 \quad \text{Esbeltez del alma de la columna}$$

De acuerdo al criterio de la AISC 341-10, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{uc_max}}{\phi \cdot P_{yc}} \quad \text{Relación demanda/capacidad axial sin} \\ \text{considerar sobre - resistencia del acero}$$

Para $C_a \leq 0.125$

Para $C_a > 0.125$

$$\frac{h_c}{t_{wc}} \leq 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot (1 - 0.93 C_a) \quad \frac{h_c}{t_{wc}} \leq 0.77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot (2.93 - C_a) \geq 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

De acuerdo al criterio de la AISC 341-16, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{uc_max}}{\phi \cdot R_{yc} \cdot P_{yc}} = 0.145 \quad \text{Relación demanda/capacidad axial,} \\ \text{incluyendo sobre-resistencia del acero}$$

Para $C_a \leq 0.125$

Para $C_a > 0.125$

$$\frac{h_c}{t_{wc}} \leq 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 C_a) \quad \frac{h_c}{t_{wc}} \leq 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a) \geq 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}}$$

De acuerdo al criterio de la AISC 341-10, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{uc,max}}{\phi \cdot P_{yc}} = 0.159 \quad \text{Relación demanda/capacidad axial sin considerar sobre - resistencia del acero}$$

Se tiene entonces una esbeltez máxima en función al valor de C_a :

$$\text{Para } C_a \leq 0.125 \quad \lambda_{alma,max1} := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot (1 - 0.93 C_a) = 51.018$$

$$\text{Para } C_a > 0.125 \quad \lambda_{alma,max2} := \max\left(0.77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot (2.93 - C_a), 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}\right) = 52.147$$

$$\lambda_{alma,max,2010} := \max(C_a \leq 0.125, \lambda_{alma,max1}, \lambda_{alma,max2}) = 52.147$$

if ($\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma,max,2010}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

De acuerdo al criterio de la AISC 341-22, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{uc,max}}{R_{yc} \cdot P_{yc}} = 0.13 \quad \text{Relación demanda/capacidad axial considerando sobre - resistencia del acero}$$

Se tiene entonces una esbeltez máxima en función al valor de C_a :

$$\text{Para } C_a \leq 0.125 \quad \lambda_{alma,max1} := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 C_a) = 49.363$$

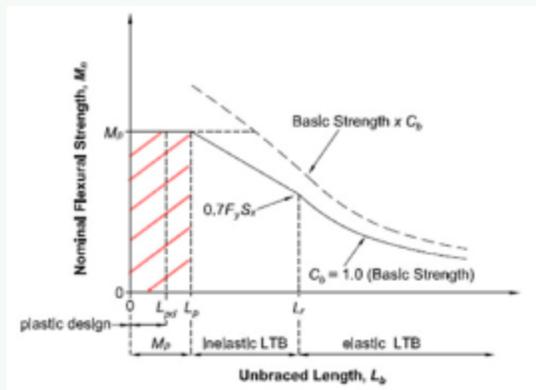
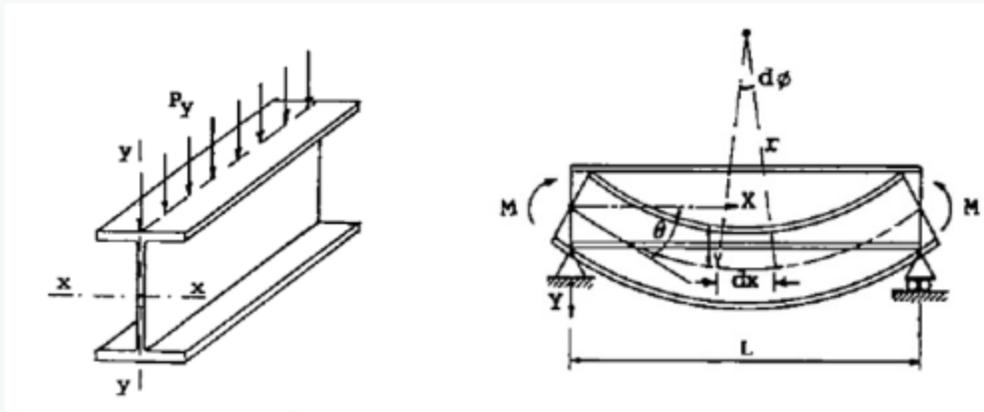
$$\text{Para } C_a > 0.125 \quad \lambda_{alma,max2} := \max\left(2.26 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 0.38 \cdot C_a), 1.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}}\right) = 50.061$$

$$\lambda_{alma,max,2016} := \max(C_a \leq 0.125, \lambda_{alma,max1}, \lambda_{alma,max2}) = 50.061$$

if ($\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma,max,2016}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

Nota: Si no se cumple ésta condición, se deberá cambiar la columna C2.

10) Revisión de las vigas por flexión:



$$L_p := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 2.697 \text{ m}$$

Longitud límite de comportamiento plástico

$$M_p := Z_{xb} \cdot F_{yb} = 3282.209 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento Plástico

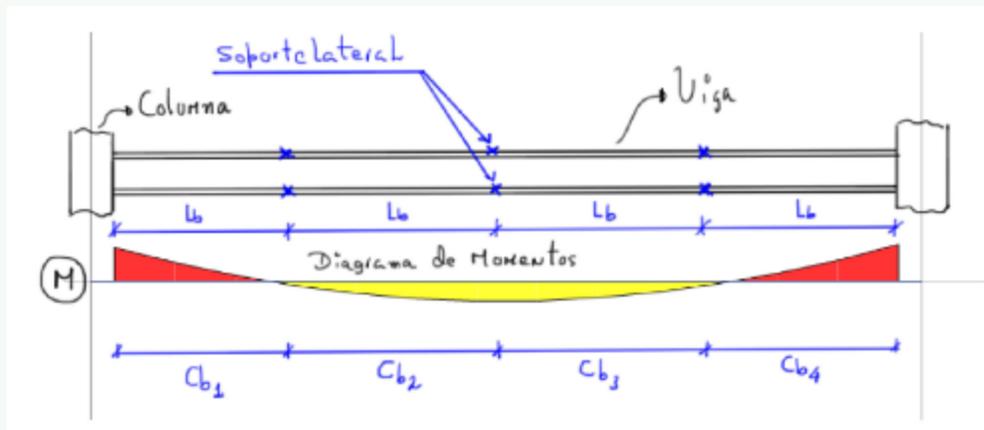
$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yb} \cdot h_{ob}}{2 \cdot S_{xb}}} = 7.776 \text{ cm}$$

$c := 1.00$

para perfiles Doble T

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.70 \cdot F_{yb}} \sqrt{\frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}} + \left(\frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}} \right)^2} + 6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_{yb}}{E} \right)^2 = 7.843 \text{ m}$$

Es necesario definir el coeficiente de flexión C_b . Para ellos se obtienen los momentos que ocurren entre soportes laterales.



El valor C_b se determina para cada tramo, entre soportes laterales, en función al diagrama de momentos. Con este valor se determina la resistencia a flexión de la viga y compara con el momento último de dicho tramo.

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \leq 3.0$$

M_A es el momento a un cuarto de la longitud del tramo.

M_B es el momento en la mitad de la longitud del tramo.

M_C es el momento a tres cuartos de la longitud del tramo.

M_{max} es el momento máximo del tramo.

Para el caso de vigas empotradas, el valor de C_b en los extremos de las misas (entre la cara de la columna y el soporte lateral) es superior a 1.80 debido al diagrama de momento. El valor real debe ser calculado para la combinación crítica. Sin embargo, para éste ejemplo se asume 1.80

$$C_b := 1.8$$

Luego, se obtiene la tensión crítica:

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 3115046.676 \frac{kN}{m^2}$$

Es necesario que la viga desarrolle su capacidad plástica por lo tanto debemos revisar su resistencia a flexión.

$$\text{si } L_b \leq L_p \quad M_{n1} := M_p = 3282.209 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{si } L_p \leq L_b \leq L_r \quad M_{n2} := \min \left(C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.70 \cdot S_{xb} \cdot F_{yb}) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right), M_p \right) = 3282.209 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{si } L_b > L_r \quad M_{n3} := \min (S_{xb} \cdot F_{cr}, M_p) = 3282.209 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

finalmente, se obtiene la resistencia nominal a flexión:

$$M_n := \min (M_{n1}, M_{n2}, M_{n3}) = 3282.209 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{if } (M_n < M_p, \text{"No Cumple"}, \text{"Ok"}) = \text{"Ok"}$$

Nota: Si esta condición no se cumple, implica que la viga falla por pandeo lateral torsional y habría que disminuir su longitud no arriostrada, incorporando más soportes laterales, o bien, aumentar la sección.

$$M_{u,V1} := \max (M_{u1,V1}, M_{u2,V1}, M_{u3,V1}, M_{u4,V1}, M_{u5,V1}, M_{u6,V1}) = 866.446 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento último máximo en viga 1}$$

$$M_{u,V2} := \max (M_{u1,V2}, M_{u2,V2}, M_{u3,V2}, M_{u4,V2}, M_{u5,V2}, M_{u6,V2}) = 1258.053 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento último máximo en viga 2}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$M_u := \phi \cdot M_n = 2953.988 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Resistencia minorada a flexión}$$

$$\frac{M_{u,V2}}{M_u} = 0.426 \quad \text{Relación D/C en la viga 2} \quad \text{if } \left(\frac{M_{u,V2}}{M_u} \leq 1, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Ok"}$$

Resultados del ETABS:

0.271	0.271	0.271	0.271	0.271	0.271
0.271	0.271	0.271	0.271	0.271	0.271
0.271	0.271	0.271	0.271	0.271	0.271
0.271	0.271	0.271	0.271	0.271	0.271
0.271	0.271	0.271	0.271	0.271	0.271
0.271	0.271	0.271	0.271	0.271	0.271

Viga V2:

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.427 =	0 + 0.427 + 0

Moments and Capacities

	M_r Moment (kN-m)	φM_c (kN-m)	φM_c No LTB (kN-m)	φM_c Cb=1 (kN-m)
Major Bending	1260.0567	2953.9886	2953.9886	2953.9886
Minor Bending	0	360.4781		

Como puede verse, los resultados obtenidos son idénticos al cálculo manual.

11) Revisión de la columna C1 por flexo-compresión:

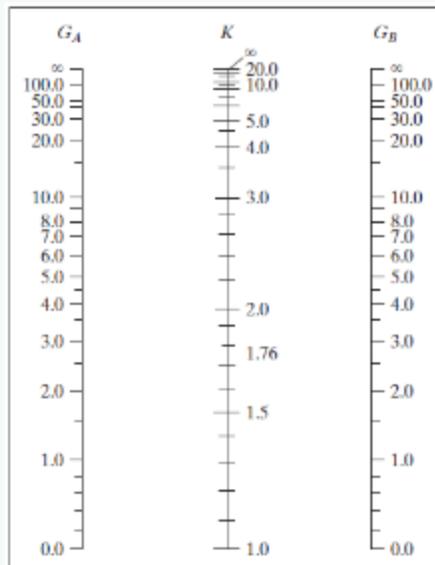
11.1. Definición de longitud efectiva:

a) Análisis en dirección "X"

$G_B := 1$ Módulo de rigidez en la base de la columna C1, debido al empotramiento

$$G_A := \frac{2 \cdot E \cdot I_{xc}}{H} = 3.796$$

Módulo de rigidez en el tope de la columna C1



(b) Ladeo no impedido (marco rígido)

$$K_x := \frac{\sqrt{1.6 \cdot G_A \cdot G_B + 4 \cdot (G_A + G_B) + 7.5}}{\sqrt{G_A + G_B + 7.5}} = 1.632$$

Factor de longitud efectiva en X

b) Análisis en dirección Y

Se considera que la dirección Y en el pórtico no tiene traslacionalidad.

$K_y := 1.0$ Factor de longitud efectiva en Y

11.2 Resistencia a la compresión:

$$L_{bx} := H - d_b = 3.588 \text{ m} \quad \text{Longitud libre de la columna en X} \quad L_{by} := H - d_b = 3.588 \text{ m} \quad \text{Longitud libre de la columna en Y}$$

$$\frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xc}} = 28.273 \quad \text{Esbeltez de la columna en X} \quad \frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yc}} = 30.15 \quad \text{Esbeltez de la columna en Y}$$

$$E_{max} := \max\left(\frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xc}}, \frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yc}}\right) = 30.15$$

El límite de esbeltez de la columna para definir si se produce un pandeo inelástico o elástico es el siguiente:

$$E_{limite} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 115.119$$

if ($E_{max} \leq E_{limite}$, "Pandeo Inelástico", "Pandeo Elástico") = "Pandeo Inelástico"

También se puede expresar en función del cociente de la tensión cedente entre la tensión de pandeo elástico, de la forma siguiente:

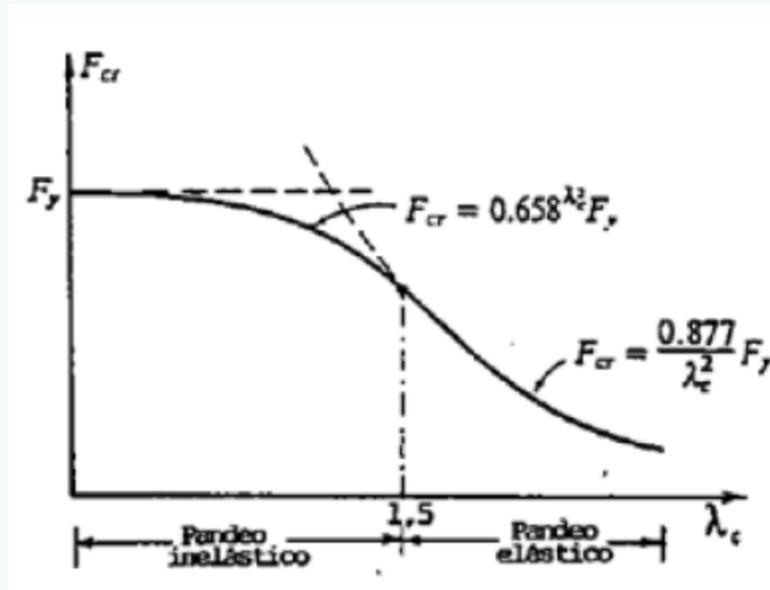
$$F_c := \frac{\pi^2 \cdot E}{(E_{max})^2} = 2236000.664 \frac{kN}{m^2} \quad \frac{F_{yc}}{F_c} = 0.154$$

if ($\frac{F_{yc}}{F_c} \leq 2.25$, "Pandeo Inelástico", "Pandeo Elástico") = "Pandeo Inelástico"

Haciendo un cambio de variable, se puede plantear una manera más simple:

$$\lambda_c := \frac{E_{max}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} = 0.393$$

if ($\lambda_c \leq 1.5$, "Pandeo Inelástico", "Pandeo Elástico") = "Pandeo Inelástico"



$$F_{cr} := \text{if} \left(\lambda_c \leq 1.5, 0.658 \lambda_c^2 \cdot F_{yc}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} \cdot F_{yc} \right) = 323194.353 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tensión crítica de pandeo

$$\phi := 0.9$$

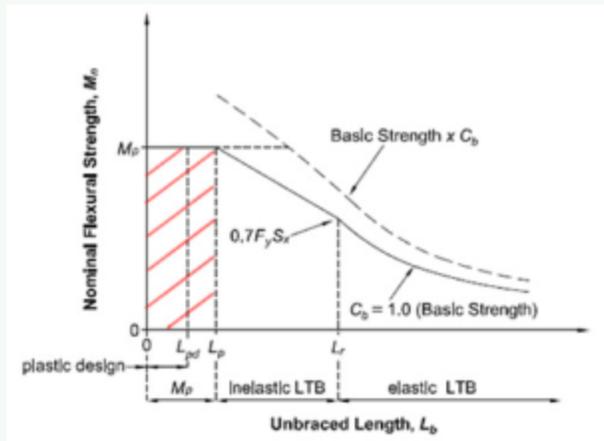
$$P_{nl} := F_{cr} \cdot A_c = 44830.095 \text{ kN}$$

Resistencia a compresión

$$\phi \cdot P_{nl} = 40347.085 \text{ kN}$$

Resistencia Nominal minorada a compresión

11.3 Resistencia a Flexión (Perfiles Compactos):



a) Cálculo de longitudes características:

$$L_b := L_{by} = 3.588 \text{ m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_{yc} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 5.119 \text{ m} \quad \text{Longitud límite de comportamiento plástico}$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yc} \cdot h_{oc}}{2 \cdot S_{xc}}} = 14.483 \text{ cm} \quad c := 1.00 \quad \text{para perfiles Doble T}$$

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico:

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.70 \cdot F_{yc}} \sqrt{\frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}} + \left(\frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}} \right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_{yc}}{E} \right)^2} = 86.632 \text{ m}$$

b) Cálculo de Momento Plástico y Tensión Crítica:

$$M_p := Z_{xc} \cdot F_{yc} = 9377.741 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento Plástico}$$

$$M_r := 0.70 \cdot S_{xc} \cdot F_{yc} = 5049.026 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento resistente correspondiente al límite del comportamiento del pandeo lateral torsional inelástico}$$

$$C_b := 2.00 \quad \text{Coeficiente de flexión.}$$

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = (1.34 \cdot 10^7) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Tensión crítica debido al pandeo lateral torsional elástico}$$

Luego, en función a la longitud no arriestrada se define el comportamiento y capacidad de la columna a flexión:

$$\text{si } L_b \leq L_p \quad M_{n1} := M_p = 9377.741 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{si } L_p \leq L_b \leq L_r \quad M_{n2} := \min \left(C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.70 \cdot S_{xc} \cdot F_{yc}) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right), M_p \right) = 9377.741 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{si } L_b > L_r \quad M_{n3} := \min (S_{xc} \cdot F_{cr}, M_p) = 9377.741 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

finalmente, se obtiene la resistencia nominal a flexión:

$$M_n := \min (M_{n1}, M_{n2}, M_{n3}) = 9377.741 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi \cdot M_n = 8439.967 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Resistencia minorada nominal a flexión}$$

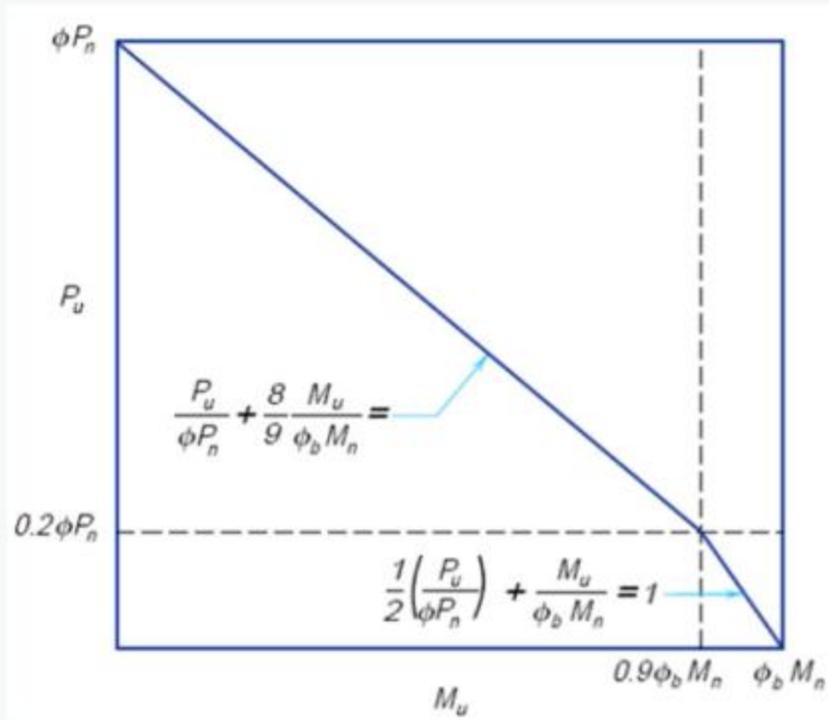
11.4 Revisión de Flexo-Compresión:

$\phi \cdot P_{n1} = 40347.085 \text{ kN}$ Resistencia a Compresión

$\phi \cdot M_n = 8439.967 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Resistencia a Flexión

$P_r/P_c \geq 0.20$ $\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_u}{\phi M_n} \right) \leq 1$ (Ecuación H1-1a AISC)

$P_r/P_c < 0.20$ $\frac{P_u}{2 \cdot P_c} + \left(\frac{M_u}{\phi M_n} \right) \leq 1$ (Ecuación H1-1b AISC)



Para la combinación 1:

$$P_u := \text{abs}(P_{u1,C1}) = 4704.414 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u1,C1}) = 65.884 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} = 0.117 \quad I := \text{if}\left(\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} \geq 0.20, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_u}{\phi \cdot M_n}\right), \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{n1}} + \left(\frac{M_u}{\phi \cdot M_n}\right)\right) = 0.066$$

if($I \leq 1$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

Para la combinación 2:

$$P_u := \text{abs}(P_{u2,C1}) = 4703.642 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u2,C1}) = 47.376 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} = 0.117 \quad I := \text{if}\left(\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} \geq 0.20, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_u}{\phi \cdot M_n}\right), \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{n1}} + \left(\frac{M_u}{\phi \cdot M_n}\right)\right) = 0.064$$

if($I \leq 1$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

Para la combinación 3:

$$P_u := \text{abs}(P_{u3,C1}) = 7412.753 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u3,C1}) = 108.696 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} = 0.184 \quad I := \text{if}\left(\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} \geq 0.20, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_u}{\phi \cdot M_n}\right), \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{n1}} + \left(\frac{M_u}{\phi \cdot M_n}\right)\right) = 0.105$$

if($I \leq 1$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

Para la combinación 4:

$$P_u := \text{abs}(P_{u4,C1}) = 7411.167 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u4,C1}) = 75.264 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} = 0.184 \quad I := \text{if}\left(\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} \geq 0.20, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_u}{\phi \cdot M_n}\right), \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{n1}} + \left(\frac{M_u}{\phi \cdot M_n}\right)\right) = 0.101$$

if($I \leq 1$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

Para la combinación 5:

$$P_u := \text{abs}(P_{u5,C1}) = 8624.346 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u5,C1}) = 498.291 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{nl}} = 0.214 \quad I := \text{if}\left(\frac{P_u}{\phi \cdot P_{nl}} \geq 0.20, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{nl}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_u}{\phi \cdot M_n}\right), \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{nl}} + \left(\frac{M_u}{\phi \cdot M_n}\right)\right) = 0.266$$

$\text{if}(I \leq 1, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$

Para la combinación 6:

$$P_u := \text{abs}(P_{u6,C1}) = 4747.876 \text{ kN}$$

$$M_u := \text{abs}(M_{u6,C1}) = 449.904 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{nl}} = 0.118 \quad I := \text{if}\left(\frac{P_u}{\phi \cdot P_{nl}} \geq 0.20, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{nl}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_u}{\phi \cdot M_n}\right), \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{nl}} + \left(\frac{M_u}{\phi \cdot M_n}\right)\right) = 0.112$$

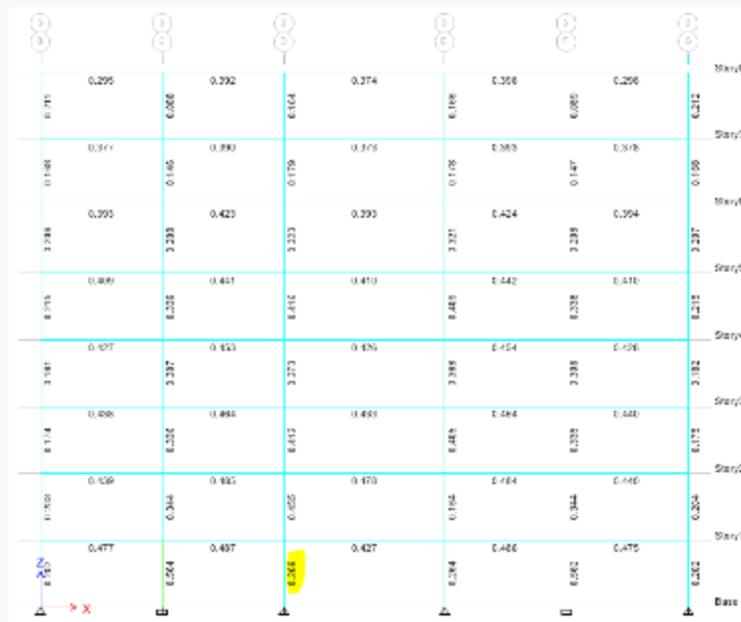
$\text{if}(I \leq 1, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$

11.5. Resultados de ETABS: Columna C1.

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)	
D/C Ratio =	$(P_u / P_c) + (8/9)(M_{u33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{u22} / M_{c22})$
0.269 =	0.213 + 0.052 + 0.004

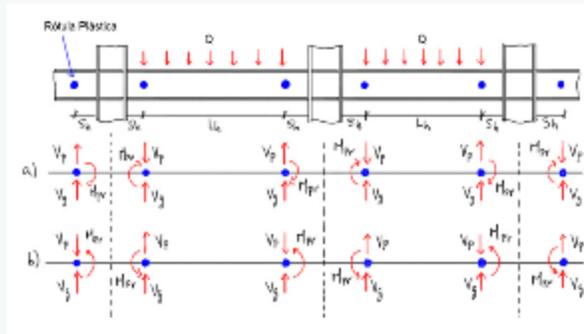
Axial Force and Capacities		
P_u Force (kN)	ϕP_{nc} Capacity (kN)	ϕP_{nc} Capacity (kN)
8574.0712	40269.1436	43036.5479

Moments and Capacities				
	M_u Moment (kN-m)	ϕM_n (kN-m)	ϕM_n No LTB (kN-m)	ϕM_n Cb=1 (kN-m)
Major Bending	496.2931	8439.9675	8439.9675	8439.9675
Minor Bending	17.3417	4146.8033		



Como puede verse, los resultados obtenidos son idénticos al cálculo manual.

12) Cortes y momento en la rótula plástica:



$$M_{pr} = 1.10 \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb} = 3971.473 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento resistente en la rótula plástica

$$S_h = 0.225 \text{ m}$$

Distancia donde ocurre la rótula plástica (Depende de la conexión)

$$L_h = L - 2 \cdot S_h - d_c = 9.779 \text{ m}$$

Longitud entre rótulas plásticas



$$V_g = 342.847 \text{ kN}$$

Corte gravitacional en la rótula plástica

$$V_p = \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} = 812.287 \text{ kN}$$

Corte por capacidad en la rótula plástica

Luego, el corte resistente esperado en la rótula plástica se obtiene sumando el corte por capacidad más el corte gravitacional con su correspondiente signo

$M_{pr,2} := M_{pr} = 3971.473 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Momento resistente esperado en la rótula plástica (Viga 2)

$S_{h,1} := S_h = 0.225 \text{ m}$ Distancia de la rótula plástica (Viga 1)

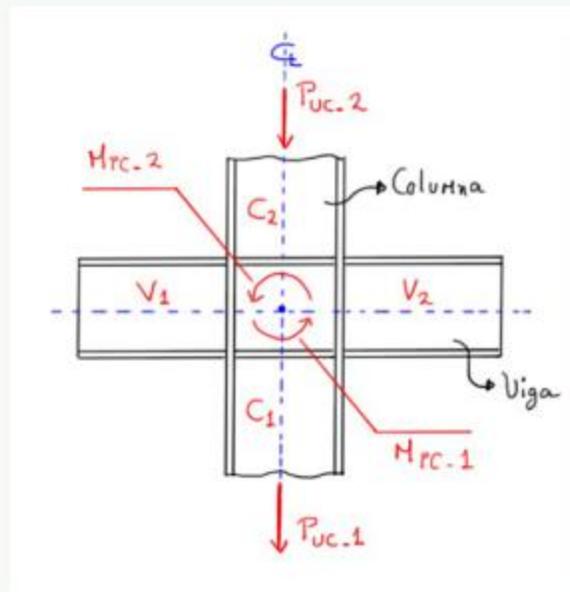
$S_{h,2} := S_h = 0.225 \text{ m}$ Distancia de la rótula plástica (Viga 2)

$M_{pb,1} := M_{pr,1} + V_{ub,1} \cdot (S_{h,1} + 0.50 \cdot d_c) = 4561.458 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Momento máximo probable (Viga 1)

$M_{pb,2} := M_{pr,2} + V_{ub,2} \cdot (S_{h,2} + 0.50 \cdot d_c) = 4211.24 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Momento máximo probable (Viga 2)

$M_{pb,R} := M_{pb,1} + M_{pb,2} = 8772.697 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Sumatoria de Momentos máximos probables de vigas

13.2 Cálculo de la sumatoria de momentos de las vigas en la junta.



Luego, se obtiene el momento máximo probable en las columnas tomando en cuenta la mayor fuerza axial mayorada de las combinaciones con sismo (Combinación 5)

$$M_{pc,1} := Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{P_{u3,C1}}{A_c} \right) = 7924.014 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento Máximo Probable (C1)

$$M_{pc,2} := Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{P_{u3,C2}}{A_c} \right) = 8139.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento Máximo Probable (C2)

$$M_{pc,R} := M_{pc,1} + M_{pc,2} = 16063.994 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Sumatoria de momentos máximos probables de columnas C1 y C2

$$\frac{M_{pc,R}}{M_{pb,R}} = 1.831$$

Relación de momentos en la junta J1

$$\text{if} \left(\frac{M_{pc,R}}{M_{pb,R}} > 1, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Ok"}$$

$$\frac{M_{pb,R}}{M_{pc,R}} = 0.546$$

Relación de momentos en la junta J1

$$\text{if} \left(\frac{M_{pb,R}}{M_{pc,R}} < 1, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Ok"}$$

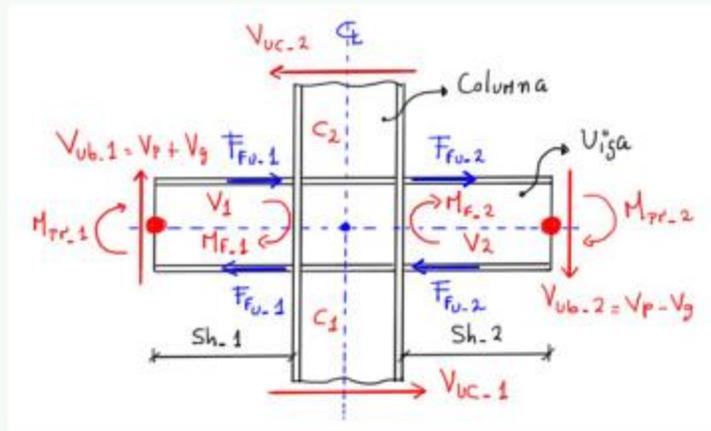
Como puede verse, se cumple con el criterio de columna fuerte / viga débil. Este valor no es posible calcularlo con ETABS pues la columna se encuentra articulada al eje débil.

14) Revisión de la zona del panel

La resistencia requerida en la zona de panel se determina a través de la suma de las fuerzas que se producen debido a los momentos máximos probables de las vigas, ubicados en la cara de la columna, menos el corte máximo que actúa en la misma

Se presenta la revisión en la junta central (J1), donde se conecta a la columna las vigas V1 y V2

14.1. Demanda en la zona de panel



a) En primer lugar, se determinan los momentos máximos esperados de las vigas en la cara de la columna, a fin de obtener las fuerzas resultantes concentradas sobre la misma

$$M_{f,1} := M_{pr,1} + V_{ub,1} \cdot S_{h,1} = 4231.378 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento esperado en la cara de la columna (Viga 1)

$$F_{fu,1} := \frac{M_{f,1}}{d_b - t_{fb}} = 4765.152 \text{ kN}$$

Fuerza en la cara de la columna, en el centroide de la placa de ala (Viga 1)

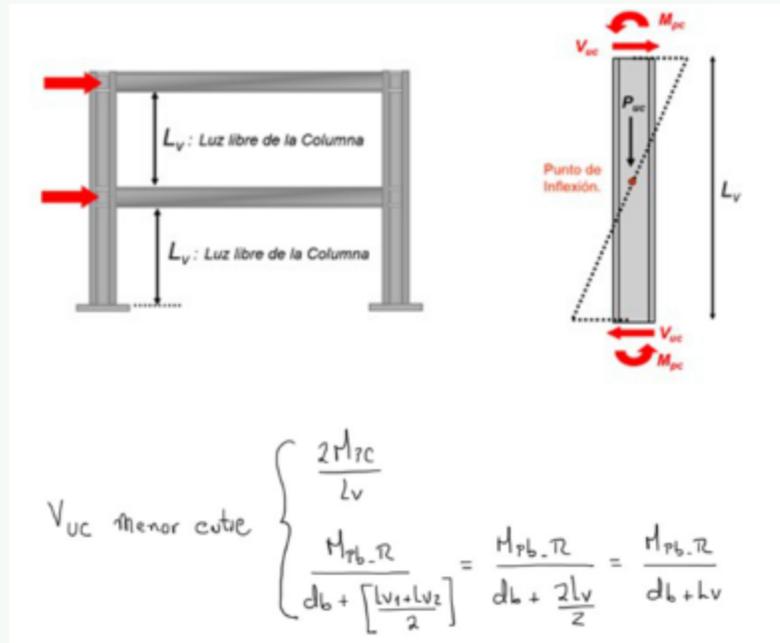
$$M_{f,2} := M_{pr,2} + V_{ub,2} \cdot S_{h,2} = 4077.097 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento esperado en la cara de la columna (Viga 2)

$$F_{fu,2} := \frac{M_{f,2}}{d_b - t_{fb}} = 4591.408 \text{ kN}$$

Fuerza en la cara de la columna, en el centroide de la placa de ala (Viga 2)

b) En segundo lugar, se determina el corte último que actúa en la columna considerando el menor valor entre los momentos resistentes de las mismas y los momentos máximos probables que pueden transferir las vigas. En general, se tiene:



$$H = 4.5 \text{ m}$$

Altura de la Columna

$$L_c := H - d_b = 3.588 \text{ m}$$

Longitud libre de la columna

$$V_{uc, \text{vigas}} := \frac{M_{pb,R}}{d_b + L_c} = 1949.488 \text{ kN}$$

Corte esperado en la columna debido a la capacidad de las vigas

$$M_{pc,1} = 7924.014 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento resistente en la Columna 1

$$V_{uc,1} := \min \left(2 \cdot \frac{M_{pc,1}}{L_c}, V_{uc, \text{vigas}} \right) = 1949.488 \text{ kN}$$

Corte último esperado en la Columna 1

$$M_{pc,2} = 8139.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento resistente en la Columna 1

$$V_{uc,2} := \min\left(2 \cdot \frac{M_{pc,2}}{L_V}, V_{uc,vigas}\right) = 1949.488 \text{ kN}$$

Corte último esperado en la Columna 1

$$V_{uc} := \min(V_{uc,1}, V_{uc,2}) = 1949.488 \text{ kN}$$

Corte último mínimo esperado de las columnas

$$R_u := F_{fu,1} + F_{fu,2} - V_{uc} = 7407.072 \text{ kN}$$

Demanda por corte en la zona de panel

14.2. Resistencia de la Zona de Panel

En este caso, no se considera en el análisis de la deformación de la zona de panel para la estabilidad del pórtico

$$P_{uc} := P_{u3,C1} = 7412.753 \text{ kN}$$

$$P_{yc} := A_c \cdot F_{yc} = 47818.382 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{uc}}{P_{yc}} = 0.155$$

$$\text{Si } \frac{P_{uc}}{P_{yc}} \leq 0.40$$

$$\text{Si } \frac{P_{uc}}{P_{yc}} > 0.40$$

$$R_V := 0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{wc} = 9217.827 \text{ kN}$$

$$R_V := 0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{wc} \cdot \left(1 - \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right) = 7788.89 \text{ kN}$$

$$R_V := \text{if}\left(\frac{P_{uc}}{P_{yc}} \leq 0.40, 0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{wc}, 0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{wc} \cdot \left(1 - \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right)\right) = 9217.827 \text{ kN}$$

14.3. Revisión de la relación demanda/capacidad

$$\phi := 1 \quad \frac{R_u}{\phi \cdot R_v} = 0.804$$

if ($R_u \leq \phi \cdot R_v$, "Ok", "Requiere Refuerzo") = "Ok"

14.4. Demanda requerida para placas adosadas al alma

Se define la diferencia entre la demanda por corte y la resistencia de la zona de panel

$$R_{dp}REQ := R_u - \phi \cdot R_v = -1810.756 \text{ kN}$$

14.5. Espesor requerido de las placas adosadas al alma

$$\text{Si } \frac{P_{uc}}{P_{yc}} \leq 0.40$$

$$\text{Si } \frac{P_{uc}}{P_{yc}} > 0.40$$

$$t_{dp}REQ := \frac{R_{dp}REQ}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c} = -15.318 \text{ mm}$$

$$t_{dp}REQ := \frac{R_{dp}REQ}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot \left(1 - \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right)} = -18.128 \text{ mm}$$

$$t_{dp}REQ := \text{if} \left(\frac{P_{uc}}{P_{yc}} \leq 0.40, \frac{R_{dp}REQ}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c}, \frac{R_{dp}REQ}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot \left(1 - \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right)} \right) = -15.318 \text{ mm}$$

$$t_pREQ := \frac{t_{dp}REQ}{2} = -7.659 \text{ mm}$$

Espesor requerido de cada placa de refuerzo soldada al alma

14.6. Disposición de las placas adosadas al alma

$$t_{pa} := 3 \text{ mm}$$

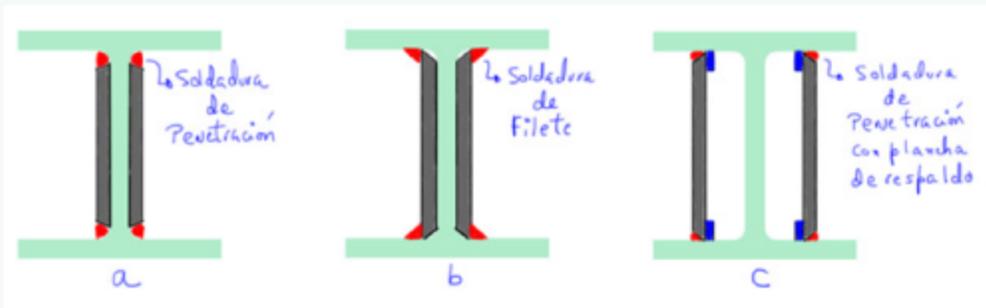
Espesor propuesto de cada plancha de refuerzo soldada al alma de la columna

$$t_{total} := t_{wc} + 2 \cdot t_{pa} = 83.978 \text{ mm}$$

$$t_{min} := \frac{(d_c - 2 \cdot t_{fc} + d_b - 2 \cdot t_{fb})}{90} = 13.18 \text{ mm}$$

if ($t_{total} \geq t_{min}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

$t_{uc} = 77.978 \text{ mm}$



Tal y como sucede con la relación de momentos en la junta viga-columna, ETABS presenta un espesor requerido de las dobles planchas para la zona de panel, asumiendo que \underline{Sh} es igual a cero, por lo tanto, el valor mostrado en la junta indicada es menor al obtenido con el cálculo manual.

$t_{apREQ} = -15.318 \text{ mm}$

$t_{apREQ_Etabs} = 12.4 \text{ mm}$

15) Placas de Continuidad

15.1. Espesor mínimo de la columna para no colocar placas de continuidad

$$t_{cf} \geq 0.40 \cdot \sqrt{1.80 \cdot b_{bf} \cdot t_{bf} \cdot \frac{R_{yb} \cdot F_{yb}}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \quad t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6}$$

$$t_{cf_req} = \max \left(0.40 \cdot \sqrt{1.80 \cdot b_{fb} \cdot t_{fb} \cdot \frac{R_{yb} \cdot F_{yb}}{R_{yc} \cdot F_{yc}}}, \frac{b_{fb}}{6} \right) = 50.8 \text{ mm}$$

$t_{fc} = 124.714 \text{ mm}$

if ($t_{fc} \leq t_{cf_req}$, "Requiere placas de continuidad", "Ok") = "Ok"

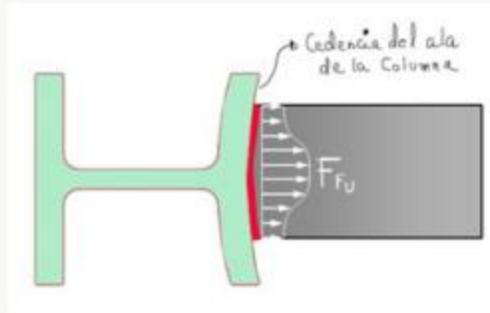
15.2. Resistencia mínima de la columna ante cargas concentradas

a) Cedencia del ala

$$\phi_1 := 0.90$$

$$R_{n1} := 6.25 \cdot t_{fc}^2 \cdot F_{yc} = 33511.929 \text{ kN}$$

$$\phi_1 \cdot R_{n1} = 30160.736 \text{ kN}$$



b) Cedencia del alma

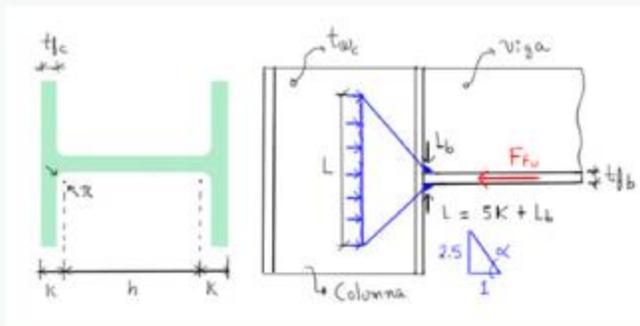
$$t_s := 8 \text{ mm}$$

$$N := t_s + t_{f0} = 31.876 \text{ mm}$$

$$\phi_2 := 1$$

$$R_{n2} := F_{yc} \cdot t_{wc} \cdot (5 \cdot k_c + N) = 19668.085 \text{ kN}$$

$$\phi_2 \cdot R_{n2} = 19668.085 \text{ kN}$$

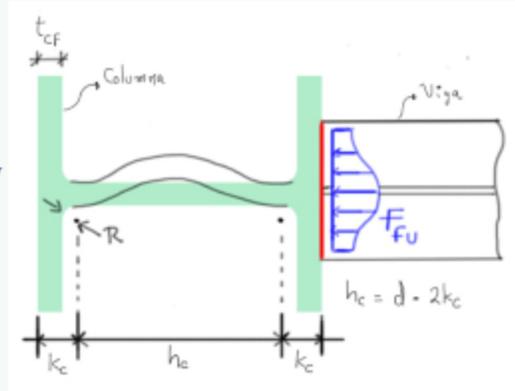


c) Pandeo del alma

$$\phi_3 := 0.90$$

$$R_{n3} := 24 \cdot t_{wc}^3 \cdot \frac{\sqrt{E \cdot F_{yc}}}{h_c} = 328826.184 \text{ kN}$$

$$\phi_3 \cdot R_{n3} = 295943.565 \text{ kN}$$



b) Aplastamiento del alma

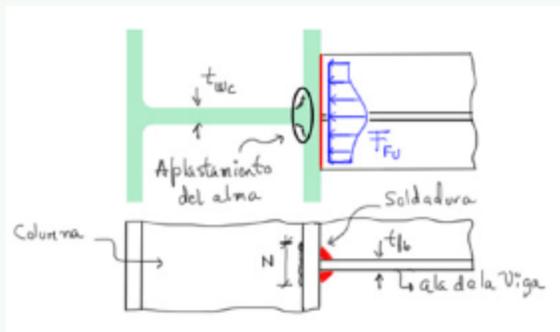
$$t_s := 8 \text{ mm}$$

$$N := t_s + t_{fb} = 31.876 \text{ mm}$$

$$\phi_4 := 0.75$$

$$R_{n4} := 0.80 \cdot t_{wc}^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{N}{d_c} \cdot \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yc} \cdot t_{fc}}{t_{wc}}} = 56122.848 \text{ kN}$$

$$\phi_4 \cdot R_{n4} = 42092.136 \text{ kN}$$



Finalmente, se define la mínima resistencia de la columna ante las cargas concentradas

$$\phi R_{n_{\min}} := \min(\phi_1 \cdot R_{n1}, \phi_2 \cdot R_{n2}, \phi_3 \cdot R_{n3}, \phi_4 \cdot R_{n4}) = 19668.085 \text{ kN}$$

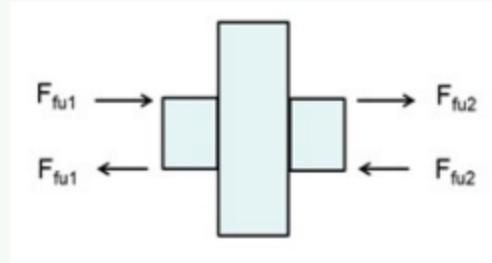
15.3. Revisión de la relación demanda/capacidad

$$F_{fu,max} := \max(F_{fu,1}, F_{fu,2}) = 4765.152 \text{ kN}$$

$$\phi R_{n,min} = 19668.085 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{fu,max}}{\phi R_{n,min}} = 0.242$$

if $\left(\frac{F_{fu,max}}{\phi R_{n,min}} \leq 1, \text{"Ok"}, \text{"Requiere planchas de cont"} \right) = \text{"Ok"}$



15.4. Espesor de planchas de continuidad

$$F_{cp} := F_{fu,max} - \phi R_{n,min} = -14902.934 \text{ kN}$$

Fuerza requerida en placas de continuidad

$$F_{crp} := 0.90 \cdot F_{yp} = 223390.136 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tensión crítica estimada de placa de continuidad

$$A_{cp} := \max\left(\left(\frac{F_{cp}}{0.90 \cdot F_{crp}}\right) - 25 \cdot t_{wc}^2, 0\right) = 0 \text{ cm}^2$$

Área requerida en placas de continuidad considerando el aporte de la resistencia del alma de la columna

$$b_{cp} := b_{fc} - t_{wc} = 376.682 \text{ mm}$$

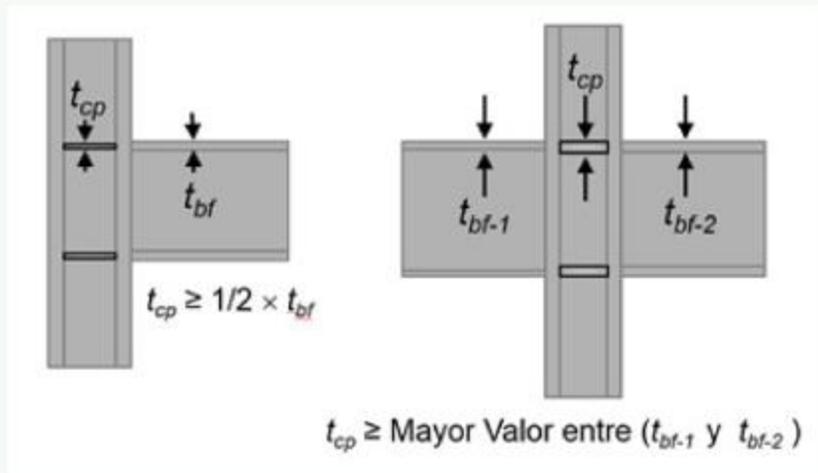
Ancho de placas de continuidad contemplando el espesor del alma y placas adosadas en la columna

$$t_{cp,min} := \max\left(t_{fb}, \frac{A_{cp}}{b_{cp}}\right) = 23.876 \text{ mm}$$

Espesor requerido de placas de continuidad, contemplando el valor mínimo normativo

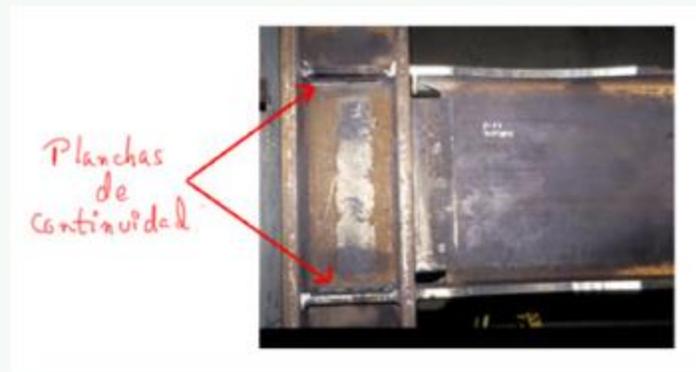
$$t_{cp,def} := 13 \text{ mm}$$

Espesor propuesto



$$A_{cp_def} := b_{cp} \cdot t_{cp_def} = 4896.866 \text{ mm}^2$$

Área definitiva de las placas de continuidad



En ETABS, el área mínima de las placas de continuidad se determina de la siguiente forma:

Steel Frame Design Manual AISC 360-10

Steel Frame Design AISC-360-10

- The minimum thickness of the stiffeners is taken as follows:

$$t_{cp}^{\min} = 0.5t_{fb} \geq b_{fb}/16 \quad (\text{AISC J10.8})$$

If the maximum thickness is more than the upper limit, the program reports an error. Here it is assumed that the continuity plate can extend for the full width of the column flange.

- The minimum width of the continuity plate on each side plus 1/2 the thickness of the column web shall not be less than 1/3 of the beam flange width, or

$$b_{cp}^{\min} = 2 \left(\frac{b_{fb}}{3} - \frac{t_{wc}}{2} \right) \quad (\text{AISC J10.8})$$

- So that the minimum area is given by

$$A_{cp}^{\min} = t_{cp}^{\min} b_{cp}^{\min} \quad (\text{AISC J10.8})$$

Therefore, the continuity plate area provided by the program is zero or the greater of A_{cp} and A_{cp}^{\min} .

$$b_{cp.min} = 2 \cdot \left(\frac{b_{fb}}{3} - \frac{t_{wc}}{2} \right) = 125.222 \text{ mm}$$

$$t_{cp.min.1} = 0.50 \cdot t_{fb} = 11.938 \text{ mm}$$

$$t_{cp.min.2} = \frac{b_{fb}}{16} = 19.05 \text{ mm}$$

$$A_{cp.min} = t_{cp.min.1} \cdot b_{cp.min} = 1494.9 \text{ mm}^2$$

16) Revisión Especial de Columnas (Carga Sísmica Amplificada)

Se plantea la revisión axial de las columnas C1 y C2 aplicando una amplificación en la carga sísmica, a fin de prevenir un problema de estabilidad cuando las vigas desarrollan sus rótulas plásticas y el sistema incursiona en el rango e inelástico.

La resistencia axial de la columna no necesitará exceder la máxima carga transferida por el sistema. Incluyendo los efectos de sobre-resistencia del material y su endurecimiento por deformación.

Columna C1:

$$\Omega_o := 2$$

$$\phi := 0.90$$

$$P_{u_amp_C1} := (1.20 + 0.20 \cdot S_{ds}) \cdot P_{CP_C1} + \gamma \cdot P_{CV_C1} + \Omega_o \cdot P_{SH_C1} = 10726.206 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{u_amp_C1}}{\phi \cdot P_{n1}} = 0.266$$

$$\phi \cdot P_{n1} = 40347.085 \text{ kN}$$

$$\text{if} \left(\frac{P_{u_amp_C1}}{\phi \cdot P_{n1}} \leq 1, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Ok"}$$

Columna C2:

$$P_{u_amp_C2} := (1.20 + 0.20 \cdot S_{ds}) \cdot P_{CP_C2} + \gamma \cdot P_{CV_C2} + \Omega_o \cdot P_{SH_C2} = 8138.095 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{u_amp_C2}}{\phi \cdot P_{n1}} = 0.202$$

$$\phi \cdot P_{n1} = 40347.085 \text{ kN}$$

$$\text{if} \left(\frac{P_{u_amp_C2}}{\phi \cdot P_{n1}} \leq 1, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Ok"}$$

Una forma simple de demostrar el valor del factor de amplificación de carga sísmica, se hace dividiendo el momento máximo probable de la viga entre el momento último obtenido de la combinación más crítica:

$$M_{pb_1} = 4561.458 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u5_V1} = 866.446 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Omega_{\text{cálculo}} := \frac{M_{pb_1}}{M_{u5_V1}} = 5.265$$

La norma propone el uso de un valor igual a 3.00 en forma "conservadora"

$$M_{pb_2} = 4211.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u5_V2} = 1258.053 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Omega_{cálculo} := \frac{M_{pb,2}}{M_{u5,v2}} = 3.347$$

La norma propone el uso de un valor igual a 3.00 en forma "conservadora"

A continuación, se presenta el reporte para la columna C1:

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: CARGA SISMICA AMPLIFICADA

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

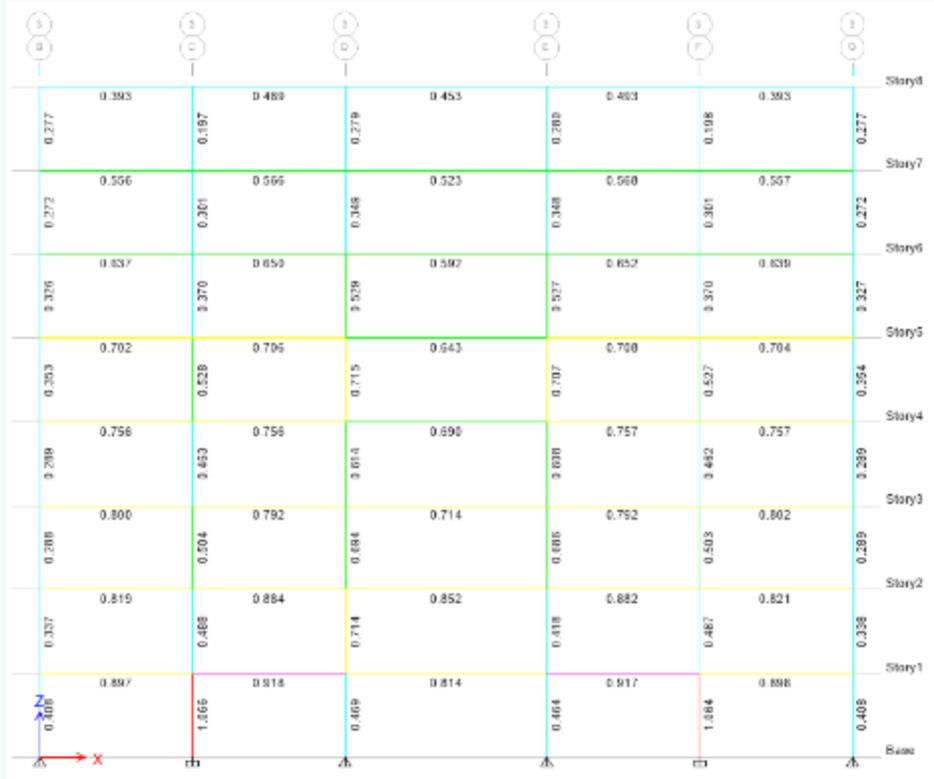
Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
CP	1.3125
CT	1
SH	3

Add Delete

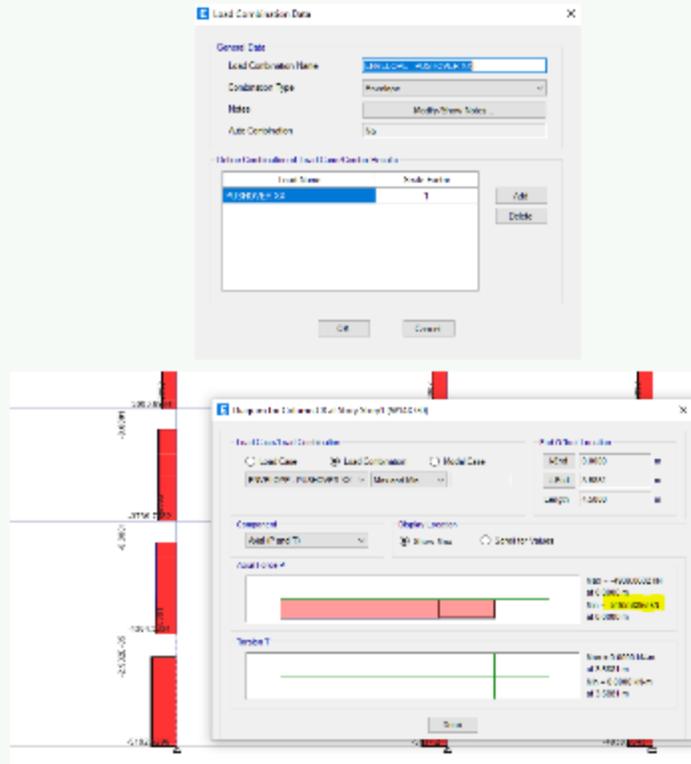
OK Cancel

Story	W140220	W30X100	W140230	W30X100	W22X130	W140230	W30X100	W20X100	W140230	W30X100	W20X100	W140230
Story6	W140220	W30X100	W140230	W30X100	W22X130	W140230	W30X100	W20X100	W140230	W30X100	W20X100	W140230
Story7	W140230	W30X100	W140230	W30X100	W22X130	W140230	W30X100	W20X100	W140230	W30X100	W20X100	W140230
Story6	W140230	W30X100	W140230	W30X100	W22X130	W140230	W30X100	W20X100	W140230	W30X100	W20X100	W140230
Story5	W140230	W30X100	W140230	W30X100	W22X130	W140230	W30X100	W20X100	W140230	W30X100	W20X100	W140230
Story4	W140230	W30X100	W140230	W30X100	W22X130	W140230	W30X100	W20X100	W140230	W30X100	W20X100	W140230
Story2	W140242	W30X100	W140242	W30X100	W22X130	W140242	W30X100	W20X100	W140242	W30X100	W20X100	W140242
Story2	W140242	W30X100	W140242	W30X100	W22X130	W140242	W30X100	W20X100	W140242	W30X100	W20X100	W140242
Story1	W140278	W30X100	W140278	W30X100	W22X130	W140278	W30X100	W20X100	W140278	W30X100	W20X100	W140278
Story1	W140278	W30X100	W140278	W30X100	W22X130	W140278	W30X100	W20X100	W140278	W30X100	W20X100	W140278
Base	W140278	W30X100	W140278	W30X100	W22X130	W140278	W30X100	W20X100	W140278	W30X100	W20X100	W140278



17) Diseño para la envolvente de Pushover:

Es importante mencionar que los cálculos anteriores son estimaciones lineales de un comportamiento no lineal, por lo tanto, es preferible verificar el cumplimiento de las columnas para la envolvente del pushover.

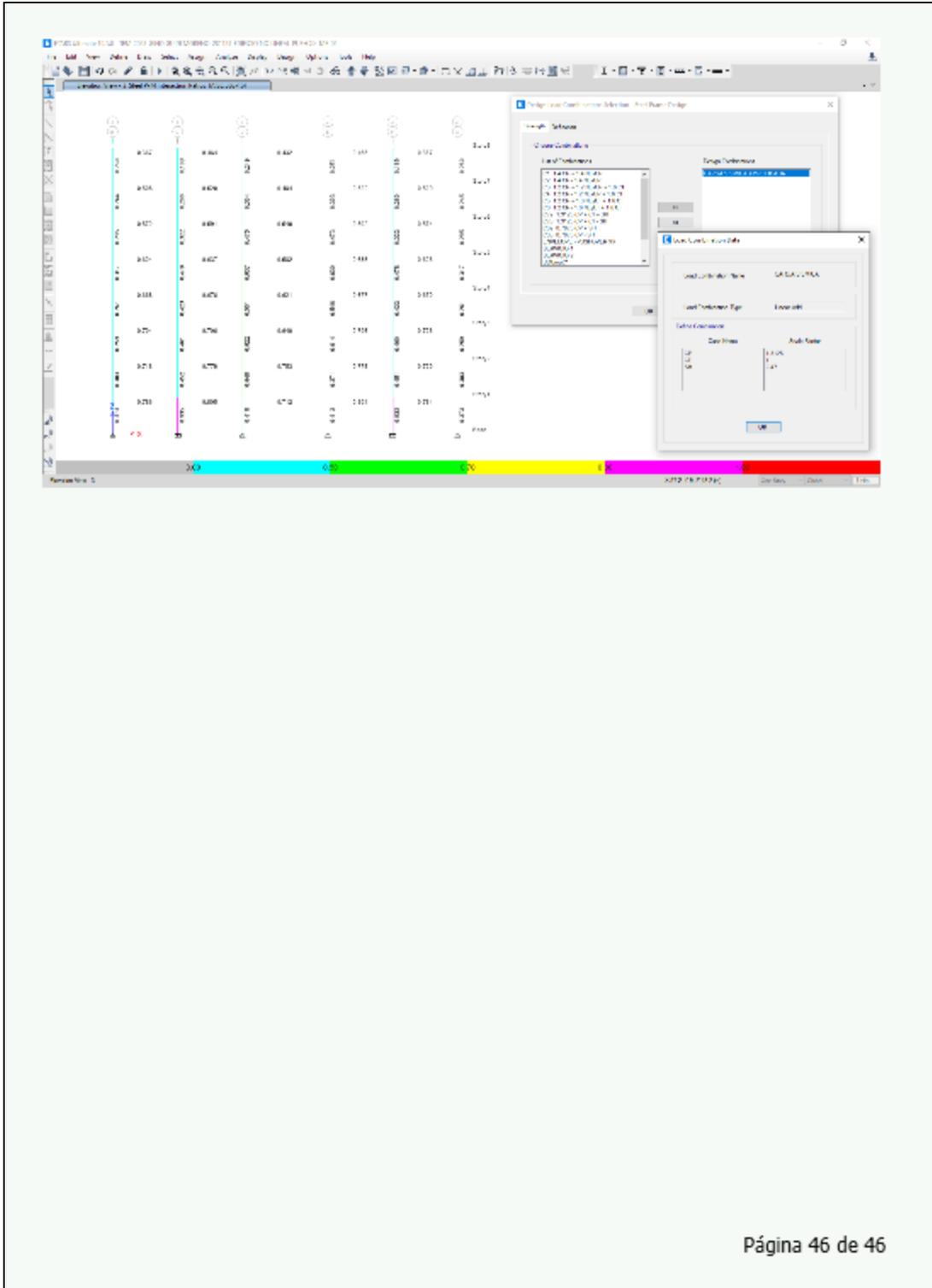


$$P_{u_envolvente_pushover} = 5192 \text{ kN} \quad \Omega_{o_corregido} = \frac{P_{u_envolvente_pushover}}{P_{SH_C1}} = 2.47$$

$$P_{u_envolvente} = (1.20 + 0.20 \cdot S_{ds}) \cdot P_{CP_C1} + \gamma \cdot P_{CV_C1} + P_{u_envolvente_pushover} = 11714.486 \text{ kN}$$

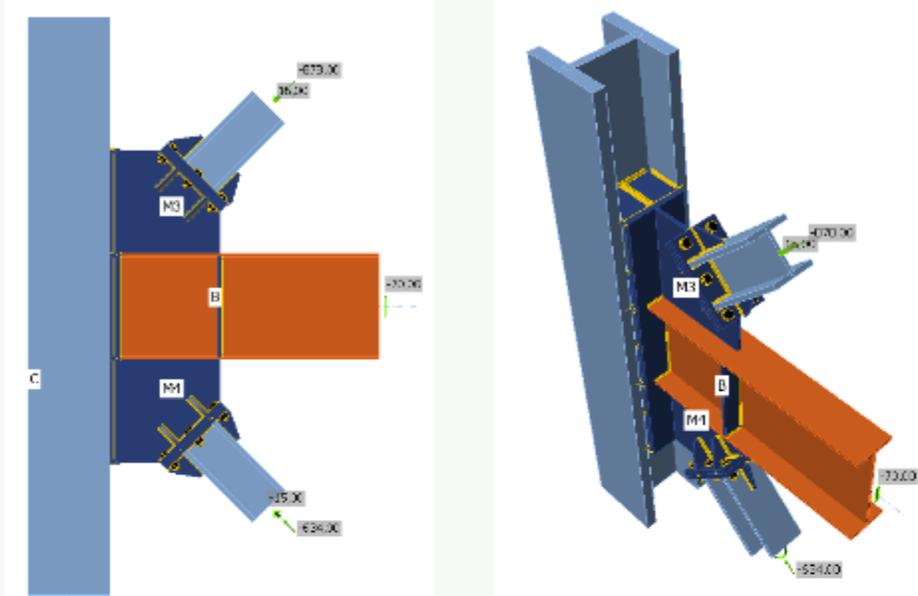
$$\frac{P_{u_envolvente}}{\phi \cdot P_{n1}} = 0.29 \quad \phi \cdot P_{n1} = 40347.085 \text{ kN}$$

$$\text{if} \left(\frac{P_{u_amp_C1}}{\phi \cdot P_{n1}} \leq 1, \text{ "Ok", "No Cumple"} \right) = \text{ "Ok"}$$



13.3. Anexo 3: Diseño de conexiones para sistema convencional

CONEXION EMPERNADA DE ARRIOSTRAMIENTO A LA JUNTA VIGA - COLUMNA UTILIZANDO PLANCHA EXTREMA Y PLANCHA NODO CON CRITERIO 2T (Fold Line) (SISTEMA SCBE)



1. Datos Generales

$L_a := 6.36 \text{ m}$ Longitud del arriostramiento

$\theta := 45 \text{ deg}$ Angulo del arriostramiento respecto a la vertical

$t_{pn} := 19 \text{ mm}$ Espesor tentativo de la plancha nodo

$t_{pe} := 25 \text{ mm}$ Espesor tentativo de las planchas extremas

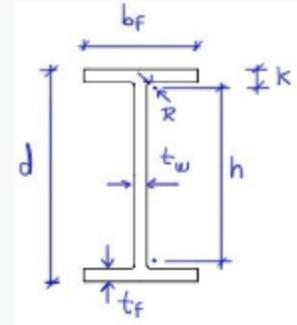
$t_{rig1} := 16 \text{ mm}$ Espesor tentativo del rigidizador 1

$t_{rig2} := 16 \text{ mm}$ Espesor tentativo del rigidizador 2

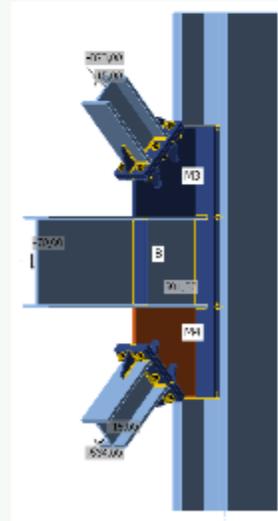
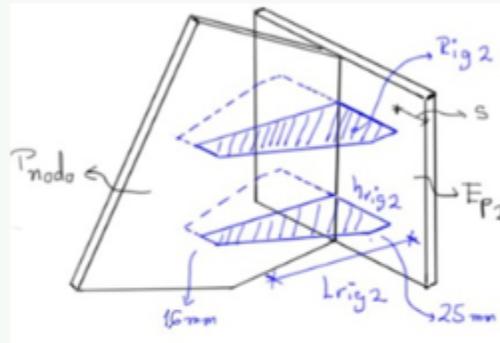
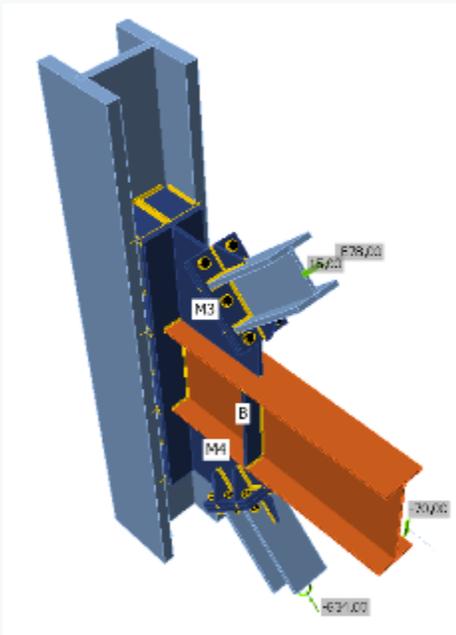
Perfiles: Arriostramiento W 8 x 67, Viga W 21 x 62, Columna W 14 x 342

2. Nomenclatura de perfiles a utilizar

- Para el caso de la viga, se utiliza el subíndice **b**
- Para el caso de la columna, se utiliza el subíndice **c**
- Para el caso del arriostramiento, se utiliza el subíndice **a**
- Para el caso de las planchas, se utiliza el subíndice **pl** en general y **pn** en plancha nodo



3. Propuesta General



4. Propiedades de la secciones

4.1 Viga a utilizar: W 21 x 62

$$d_b := 533.4 \text{ mm} \quad b_{fb} := 209.3 \text{ mm} \quad t_{fb} := 15.6 \text{ mm} \quad t_{wb} := 10.2 \text{ mm}$$

4.2. Columna a utilizar: W 14 x 342

$$d_c := 444.5 \text{ mm} \quad b_{fc} := 416.6 \text{ mm} \quad t_{fc} := 62.7 \text{ mm} \quad t_{wc} := 39.1 \text{ mm}$$

4.3. Arriostramiento a utilizar: W 8 x 67

$$d_a := 228.6 \text{ mm} \quad b_{fa} := 210.3 \text{ mm} \quad t_{fa} := 23.7 \text{ mm} \quad t_{wa} := 14.5 \text{ mm}$$

$$A_{ga} := 127.1 \text{ cm}^2 \quad I_{xa} := 11321.5 \text{ cm}^4 \quad I_{ya} := 3687.8 \text{ cm}^4$$

$$r_{xa} := \sqrt{\frac{I_{xa}}{A_{ga}}} = 9.438 \text{ cm} \quad r_{ya} := \sqrt{\frac{I_{ya}}{A_{ga}}} = 5.387 \text{ cm}$$

5. Propiedades de los materiales

5.1. Acero a utilizar: ASTM A36

$F_{yb} := 350 \text{ MPa}$	Esfuerzo Cedencia en Viga
$F_{ya} := 350 \text{ MPa}$	Esfuerzo Cedencia en Arriostramiento
$F_{yc} := 350 \text{ MPa}$	Esfuerzo Cedencia en Columna
$F_{ypf} := 250 \text{ MPa}$	Esfuerzo Cedencia en Planchas
$F_{ua} := 475 \text{ MPa}$	Esfuerzo Ultimo en Arriostramientos
$F_{upf} := 400 \text{ MPa}$	Esfuerzo Ultimo en Planchas
$R_{ya} := 1.50$	Factor de Sobre-resistencia de arriostramientos
$R_{ypf} := 1.30$	Factor de Sobre-resistencia de planchas
$E := 200000 \text{ MPa}$	Módulo de Elasticidad Acero

5.2. Soldadura a utilizar: AWS E70XX

$F_{EXX} := 70 \text{ ksi}$	Resistencia límite a corte del metal de aporte
-----------------------------	--

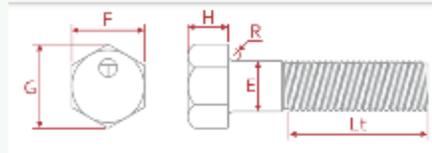
5.3. Pernos a utilizar: ASTM A490-N (Rosca incluida)

$F_{nt} := 780 \text{ MPa}$

Tensión nominal a tracción, conforme a tabla J3.2 de la Norma ANSI/AISC 360

$F_{nv} := 579 \text{ MPa}$

Tensión nominal a corte, conforme a tabla J3.2 de la Norma ANSI/AISC 360



5.4. Resistencia de pernos

TABLA 12.5 Resistencia nominal de sujetadores y partes roscadas, klb/plg^2 (MPa).

Descripción de los sujetadores	Resistencia nominal a la tensión, F_n , klb/plg^2 (MPa) ^[a]	Resistencia nominal al cortante en conectores tipo aplastamiento, F_{nv} , klb/plg^2 (MPa) ^[b]
Tornillos A307	45 (310)	27 (188) ^{[b][d]}
Tornillos del Grupo A (tipo A325), cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	90 (620)	54 (372)
Tornillos del Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	90 (620)	68 (457)
Tornillos del Grupo B (tipo A490), cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	113 (780)	68 (457)
Tornillos del Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	113 (780)	84 (579)
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4 del Manual, cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	$0.75 F_u$	$0.450 F_u$
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4 del Manual, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	$0.75 F_u$	$0.563 F_u$

5.5. Distancias mínimas

TABLA 12.3 Distancia mínima al borde^[a] del centro del agujero estándar^[b] al borde de la parte conectada, pulgadas.

Diámetro del tornillo (plg)	Distancia mínima al borde (plg)
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
Mayores de 1 1/4	1 1/4 × Diámetro

TABLA 12.3M Distancia mínima al borde^[a] del centro del agujero estándar^[b] al borde de la parte conectada, mm.

Diámetro del tornillo (mm)	Distancia mínima al borde (mm)
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Mayores de 36	1.25d

6. Cargas de Diseño

6.1. Fuerza de Diseño a Tracción

$$P_{u, \text{tracc}} := R_{ya} \cdot F_{ya} \cdot A_{ga} = 6672.75 \text{ kN}$$

$$P_{u, \text{tracc}} := 878 \text{ kN} \quad \text{Valores extraídos del Pushover}$$

6.2. Fuerza de Diseño a Compresión

$$k := 1$$

$$L_{ba} := 0.90 \cdot L_a = 5.724 \text{ m}$$

$$F_c := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k \cdot L_{ba}}{r_{ya}}\right)^2} = 25.353 \text{ ksi} \quad \text{Tensión elástica de pandeo.}$$

$$F_{cre} := \text{if} \left(\frac{k \cdot L_{ba}}{r_{ya}} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{ya} \cdot F_{ya}}}, \left((0.658)^{\frac{R_{ya} \cdot F_{ya}}{F_c}} \right) \cdot R_{ya} \cdot F_{ya}, 0.877 \cdot F_c \right) = 153.303 \text{ MPa}$$

$$P_{u, \text{comp}, 1} := 1.14 \cdot F_{cre} \cdot A_{ga} = 2221.275 \text{ kN} \quad \text{Tensión crítica a compresión del arriostamiento}$$

$$P_{u, \text{comp}, 1} := 634 \text{ kN}$$

$$P_{u, \text{comp}, 2} := P_{u, \text{tracc}} = 878 \text{ kN}$$

Valores extraídos del Pushover

Criterio N° 1

Criterio N° 2

$$P_{u, \text{comp}} := \min(P_{u, \text{comp}, 1}, P_{u, \text{comp}, 2}) = 634 \text{ kN}$$

Fuerza de diseño a compresión de la conexión

7. Configuración de la conexión

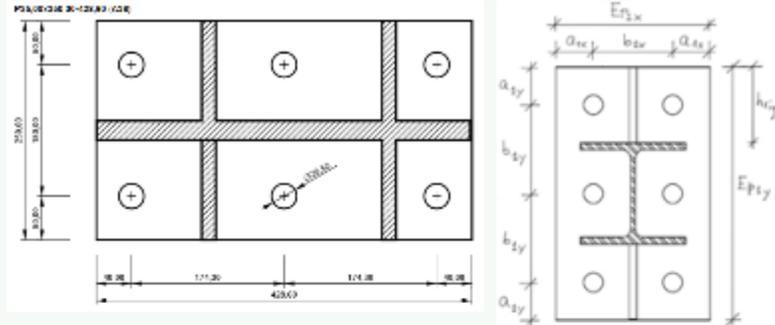
7.1. Dimensiones de la plancha extrema 1 y rigidizadores

$$a_{1x} := 50 \text{ mm}$$

$$b_{1x} := 150 \text{ mm}$$

$$a_{1y} := 40 \text{ mm}$$

$$b_{1y} := 174.3 \text{ mm}$$



$$EP_{1x} := a_{1x} \cdot 2 + b_{1x} = 250 \text{ mm}$$

No será menor al ancho del ala

$$b_{fa} = 210.3 \text{ mm}$$

$$EP_{1y} := a_{1y} \cdot 2 + b_{1y} \cdot 2 = 428.6 \text{ mm}$$

No será menor a la altura de la sección

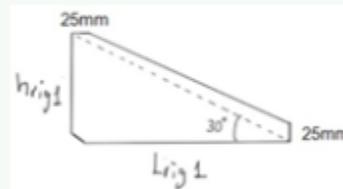
$$d_a = 228.6 \text{ mm}$$

Nota: Estas fórmulas aplican para una configuración de 6 pernos en la plancha, tal como se muestra en la figura anterior

$$EP_{1t} := t_{pe} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Rigidizador 1: } t_{rig1} = 16 \text{ mm}$$

$$h_{rig1} := \frac{EP_{1y} - d_a}{2} = 100 \text{ mm}$$

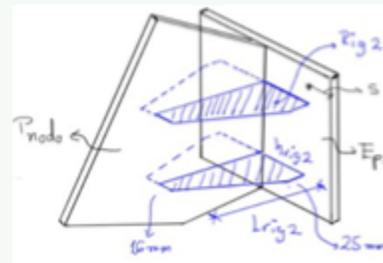


$$L_{rig1} := \sqrt{3} \cdot h_{rig1} = 173.205 \text{ mm}$$

$$\text{Rigidizador 2: } t_{rig2} = 16 \text{ mm} \quad s := 12.5 \text{ mm}$$

$$h_{rig2} := \frac{EP_{1x} - EP_{1t}}{2} - s = 100 \text{ mm}$$

$$L_{rig2} := 150 \text{ mm}$$



7.2. Pernos de Conexión

$$d_{b1} := \left(\frac{7}{8} + \frac{1}{8} \right) \text{ in} = 25.4 \text{ mm} \quad \text{Diámetro de perno utilizado}$$

$$n_1 := 10 \quad \text{Número de pernos utilizados}$$

$$A_b := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_b^2 = 2234.58 \text{ cm}^2$$

Es necesario revisar que la separación entre pernos y separación al borde sea mayor a la mínima

$$S_{\text{min_borde}} := 1.5 \cdot d_{b1} = 38.1 \text{ mm}$$

$$a_{1x} = 50 \text{ mm} \quad \text{y} \quad a_{1y} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{if}(a_{1x} > S_{\text{min_borde}}, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$\text{if}(a_{1y} > S_{\text{min_borde}}, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$S_{\text{min_perno}} := 3 \cdot d_{b1} = 76.2 \text{ mm}$$

$$b_{1x} = 150 \text{ mm} \quad \text{y} \quad b_{1y} = 174.3 \text{ mm}$$

$$\text{if}(b_{1x} > S_{\text{min_perno}}, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$\text{if}(b_{1y} > S_{\text{min_perno}}, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$$

8. Diseño de pernos a tracción

Se buscará un diámetro de perno que resista la tracción máxima proveniente de arriostamiento.

$$T_u := P_{u_tracc} = 878 \text{ kN}$$

Tensión máxima

$$r_{ut} := \frac{T_u}{n_1} = 87.8 \text{ kN}$$

Fuerza de diseño a tracción por perno

$$A_b := \frac{d_{b1}^2 \cdot \pi}{4} = 5.067 \text{ cm}^2$$

Área del perno utilizado

$$\phi = 0.75$$

Factor de minoración

$$\phi r_n := \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = 296.424 \text{ kN}$$

Resistencia de cada perno a tracción

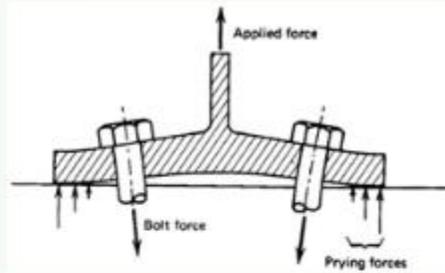
$$D.C := \frac{r_{ut}}{\phi r_n} = 0.296$$

Relación Demanda / Capacidad

if($D.C < 1$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

9. Diseño de placa extrema

Se verificará el espesor de la plancha extrema considerando el procedimiento por apalancamiento. Para éste caso, se verificará también el diámetro del perno entendiendo que la flexibilidad de las partes conectadas puede conducir a deformaciones que incrementen la tensión aplicada a los pernos.



$$a := a_{1x} = 50 \text{ mm}$$

$$b := \frac{b_{1x} - t_{rig1}}{2} = 67 \text{ mm}$$

El valor de "a" se debe limitar a una dimensión no mayor de 1.25b

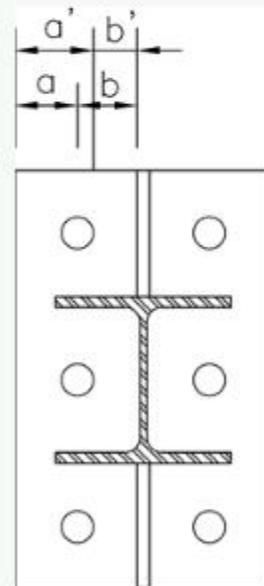
$$a := \text{if}(a \geq 1.25 \cdot b, 1.25 \cdot b, a) = 50 \text{ mm}$$

$$a' := \min(a + 0.50 \cdot (d_{b1}), 1.25 \cdot b + 0.50 \cdot d_{b1}) = 62.7 \text{ mm}$$

$$b' := b - 0.50 \cdot (d_{b1}) = 54.3 \text{ mm}$$

Tomando diámetro de agujeros estándar

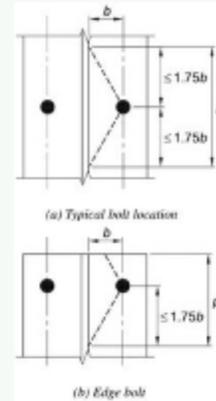
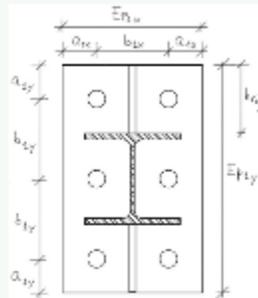
$$d_{a_estandar} := d_{b1} + \frac{1}{8} \text{ in} = 28.575 \text{ mm}$$



Definimos el ancho tributario del perno a partir de las líneas de cedencia y siguiendo las indicaciones del Manual AISC en su parte 9

$$EP_{1y} = 428.6 \text{ mm} \quad a_{1y} = 40 \text{ mm} \quad b_{1y} = 174.3 \text{ mm}$$

$$L_{trib} := \min(a_{1y} + 0.50 \cdot b_{1y}, b_{1y}, 0.50 \cdot (EP_{1y} - 2 \cdot 1.75 \cdot b)) = 97.05 \text{ mm}$$



Nota: Aplica para configuración de 6 pernos en plancha

Se obtiene δ , que es la relación entre el área neta en la línea de tornillos y el área total en la cara de la columna

$$\delta := 1 - \frac{d_{a_estandar}}{L_{trib}} = 0.706$$

Se obtiene α' , que es la relación entre el momento por unidad de longitud a lo largo de la línea de tornillos al momento por longitud unitaria en la cara del alma

$$\rho := \frac{b'}{a'} = 0.866$$

$$\beta 1 := \frac{1}{\rho} \cdot \left(\frac{\phi r_n}{r_{ut}} - 1 \right) = 2.744$$

$$\frac{1}{\delta} \cdot \left(\frac{\beta 1}{1 - \beta 1} \right) = -2.23$$

$$\alpha' := \text{if} \left(\beta 1 \geq 1, 1, \frac{1}{\delta} \cdot \left(\frac{\beta 1}{1 - \beta 1} \right) \right) = 1$$

$$\alpha' := \text{if} (\alpha' \geq 1, 1, \alpha') = 1 \quad \text{No mayor que 1}$$

$$\phi = 0.90$$

$$t_{min} := \sqrt{\frac{4 \cdot r_{ut} \cdot |b'|}{\phi \cdot L_{trib} \cdot F_{upl} \cdot (1 + \delta \cdot \alpha')}} = 17.889 \text{ mm}$$

Espesor mínimo que debe tener la plancha

$$EP_{1t} = 25 \text{ mm}$$

Espesor seleccionado de la plancha

$$\text{if} (t_{min} > EP_{1t}, \text{"No Cumple"}, \text{"Ok"}) = \text{"Ok"}$$

$$t_c := \sqrt{\frac{4 \cdot \phi r_n \cdot |b'|}{\phi \cdot L_{trib} \cdot F_{upl}}} = 42.928 \text{ mm}$$

Espesor de la plancha en función de la resistencia del perno sin desarrollar apalancamiento

$$\alpha'' := \frac{1}{\delta} \cdot \left(\frac{\tau_{ut}}{\phi r_n} \cdot \left(\frac{t_c}{EP_{1t}} \right)^2 - 1 \right) = -0.18$$

$$\alpha'' := \text{if}(\alpha'' \geq 0, \alpha'', 0) = 0$$

$$q_u := \phi r_n \cdot \left(\delta \cdot \alpha'' \cdot \rho \cdot \left(\frac{EP_{1t}}{t_c} \right)^2 \right) = 0 \text{ kN}$$

$$\tau_{ut} + q_u = 87.8 \text{ kN}$$

Fuerza de tracción por perno con el efecto de apalancamiento

$$D.C := \frac{\tau_{ut} + q_u}{\phi r_n} = 0.296$$

Relación Demanda / Capacidad

$$\text{if}(D.C < 1, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$$

La soldadura entre la plancha extrema 1 y el arriostamiento se realiza de ranura de penetración completa (CJP), a fin de garantizar la cedencia del perfil.

9.1. Diseño de la soldadura de la Plancha Extrema y la Plancha Nudo

$$\phi_{exx} := 0.75$$

Siendo la longitud de contacto $L_{wEP} := EP_{1y} = 428.6 \text{ mm}$, la soldadura de filete requerida a cada lado es:

$$D_{req} := \frac{T_u}{0.707 \cdot \phi_{exx} \cdot 0.60 \cdot F_{EXX} \cdot 1.50 \cdot (2 \cdot L_{wEP})} = 4.447 \text{ mm}$$

Nota: Alternativamente a las soldaduras de filete calculadas, la soldadura entre la plancha extrema 2 y la plancha nodo se puede realizar con soldadura de ranura de penetración completa (CJP), a fin de garantizar la cedencia de la misma. Dicha soldadura se realiza en taller.

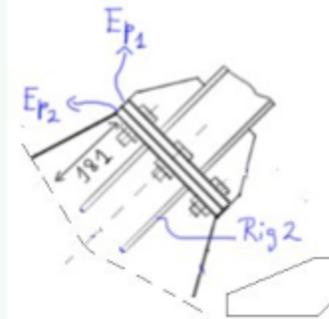
La resistencia del material Base de Contacto entre EP y GP es:

$$\phi_{MB} := 0.75$$

$$\phi R_{nMB} := \phi_{MB} \cdot F_{upl} \cdot t_{pn} \cdot L_{wEP} = 2443.02 \text{ kN} \quad \frac{T_u}{\phi R_{nMB}} = 0.359$$

$$\text{if}(\phi R_{nMB} < T_u, \text{"Colocar Rig de transferencia"}, \text{"Por MB Ok"}) = \text{"Por MB Ok"}$$

Entendiendo que se colocarán 2 rigidizadores "tipo 2" a cada lado de la plancha nodo con $t_{rig2} = 16 \text{ mm}$, $h_{rig2} = 100 \text{ mm}$ y $L_{rig2} = 150 \text{ mm}$, consideramos dos (2) casos de transferencia adicional a la sollicitación $T_u = 878 \text{ kN}$



(a) Cedencia y fractura por tracción en el contacto de la plancha extrema;

(b) Cedencia y fractura por corte en el contacto con la plancha nodo:

Los rigidizadores generalmente presentan un corte en chafán o $clip = 30 \text{ mm}$ que permite la interrupción de soldaduras por presencia de soldaduras distintas en el detallado.

a) Cedencia y fractura por tracción en el contacto de la plancha extrema:

$$\phi F_{rig} := \min(0.90 \cdot F_{ypd}, 0.75 \cdot F_{upd}) = 225 \text{ MPa}$$

$$\phi R_{nMB1} := \phi F_{rig} \cdot t_{rig2} \cdot (4 \cdot (h_{rig2} - clip)) = (1.008 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\frac{T_u}{\phi R_{nMB} + \phi R_{nMB1}} = 0.254$$

if $(\phi R_{nMB} + \phi R_{nMB1} < T_u, \text{"N.C"}, \text{"Por MB Ok"}) = \text{"Por MB Ok"}$

(b) Cedencia y fractura por corte en el contacto con la plancha nodo:

$$\phi F_{rig} := \min(1 \cdot F_{ypd}, 0.75 \cdot F_{upd}) = 250 \text{ MPa}$$

$$\phi R_{nMB1} := 0.60 \cdot \phi F_{rig} \cdot t_{rig2} \cdot (4 \cdot (L_{rig2} - clip)) = 1152 \text{ kN}$$

$$\frac{T_u}{\phi R_{nMB} + \phi R_{nMB1}} = 0.244$$

if $(\phi R_{nMB} + \phi R_{nMB1} < T_u, \text{"N.C"}, \text{"Por MB Ok"}) = \text{"Por MB Ok"}$

10. Diseño de los rigidizadores

10.1. Diseño del rigidizador 1

El espesor del rigidizador, t_{rig1} , será mayor o igual que: $t_{wa} \cdot \frac{F_{ya}}{F_{ypt}} = 20.3 \text{ mm}$

$$t_{rig1} = 16 \text{ mm} \quad \text{if} \left(t_{wa} \cdot \frac{F_{ya}}{F_{ypt}} \leq t_{rig1}, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar espesor"} \right) = \text{"Aumentar espesor"}$$

Luego, se revisa el rigidizador por pandeo local

Nota: La soldadura del rigidizador se realiza con filete mínimo

$$h_{rig1} = 100 \text{ mm} \quad L_{rig1} = 173.205 \text{ mm}$$

$$\lambda := \frac{h_{rig1}}{t_{rig1}} = 6.25 \quad \lambda_{max} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ypt}}} = 15.839 \quad \text{if} (\lambda \leq \lambda_{max}, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$$

10.2. Diseño del rigidizador 2

El espesor del rigidizador, t_{rig2} , será mayor o igual que: $t_{fa} \cdot \frac{F_{ya}}{F_{ypt}} = 33.18 \text{ mm}$

$$t_{rig2} = 16 \text{ mm} \quad \text{if} \left(t_{fa} \cdot \frac{F_{ya}}{F_{ypt}} \leq t_{rig2}, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar espesor"} \right) = \text{"Aumentar espesor"}$$

Luego, se revisa el rigidizador por pandeo local

Nota: La soldadura del rigidizador se realiza con filete mínimo

$$h_{rig2} = 100 \text{ mm} \quad L_{rig2} = 150 \text{ mm}$$

$$\lambda := \frac{h_{rig2}}{t_{rig2}} = 6.25 \quad \lambda_{max} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ypt}}} = 15.839 \quad \text{if} (\lambda \leq \lambda_{max}, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$$

11. Distribución de fuerzas a la viga y la columna por la plancha nodo, según el método de fuerza uniforme

11.1. Geometría de la plancha

Conforme al detalle de la conexión, se tiene:

$$e_c := \frac{d_c}{2} = 222.25 \text{ mm} \text{ Distancia entre eje de columna y PL nodo}$$

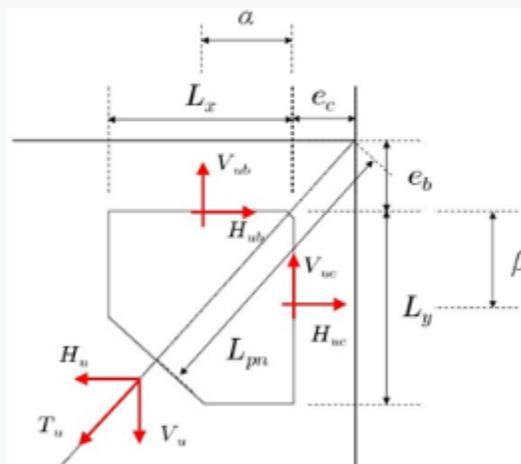
$$L_x := 501.32 \text{ mm} \text{ Longitud de plancha nodo en X}$$

$$e_b := \frac{d_b}{2} = 266.7 \text{ mm} \text{ Distancia entre eje de Viga y PL nodo}$$

$$L_y := 520.88 \text{ mm} \text{ Longitud de plancha nodo en Y}$$

$$L_{pn} := 374.87 \text{ mm} \text{ Longitud de plancha nodo al WP}$$

$$t_{pn} = 19 \text{ mm} \text{ Espesor de plancha nodo}$$



Longitud de ubicación aproximada de resultante de fuerza de plancha nodo

$$\alpha' := \frac{L_x}{2} = 250.66 \text{ mm}$$

$$\beta' := \frac{L_y}{2} = 260.44 \text{ mm}$$

Dichas longitudes deben llevarse a los valores para los cuales se produzcan fuerzas uniformes

$$\beta := \beta' = 260.44 \text{ mm}$$

Por lo tanto, el valor de α debe ser,

$$\alpha := e_b \cdot \tan(\theta) - e_c + \beta \cdot \tan(\theta) = 304.89 \text{ mm}$$

Verificando la excentricidad

$$\alpha - \alpha' = 54.23 \text{ mm}$$

Debido a que el valor de excentricidad es insignificante, se toma

$$\alpha := \alpha' = 250.66 \text{ mm}$$

11.2. Cálculo de las fuerzas en la interfaz de la plancha nodo

$$r := \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} = 708.181 \text{ mm}$$

$$H_{uc} := \frac{e_c}{r} \cdot T_u = 275.545 \text{ kN} \quad \text{Fuerza Horizontal en la Columna}$$

$$V_{uc} := \frac{\beta}{r} \cdot T_u = 322.892 \text{ kN} \quad \text{Fuerza Vertical en la Columna}$$

$$H_{ub} := \frac{\alpha}{r} \cdot T_u = 310.767 \text{ kN} \quad \text{Fuerza Horizontal en la Viga}$$

$$V_{ub} := \frac{e_b}{r} \cdot T_u = 330.654 \text{ kN} \quad \text{Fuerza vertical en la Viga}$$

11.3. Cálculo de la Soldadura en conexión plancha nodo - viga y plancha nodo - columna

$$F_{EXX} = 482.633 \text{ MPa} \quad \text{Resistencia límite a tracción del metal de aporte}$$

$$P_{uc} := \sqrt{H_{uc}^2 + V_{uc}^2} = 424.481 \text{ kN} \quad \text{Fuerza en soldadura en conexión plancha nodo - columna}$$

$$\theta_c := \text{atan} \left(\frac{H_{uc}}{V_{uc}} \right) \cdot \frac{180}{\pi} = 40.476 \quad \text{Ángulo con respecto al cordón de soldadura de la fuerza en soldadura en conexión plancha nodo - columna}$$

$$P_{ub} := \sqrt{H_{ub}^2 + V_{ub}^2} = 453.771 \text{ kN} \quad \text{Fuerza en soldadura en conexión plancha nodo - viga}$$

$$\theta_b := \text{atan} \left(\frac{H_{ub}}{V_{ub}} \right) \cdot \frac{180}{\pi} = 43.224 \quad \text{Ángulo con respecto al cordón de soldadura de la fuerza en soldadura en conexión plancha nodo - viga}$$

$$\phi := 0.75 \quad \text{Factor de minoración}$$

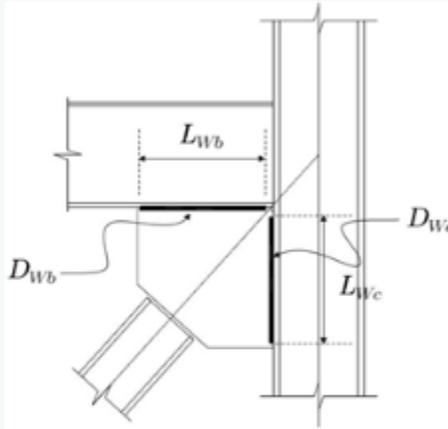
$$\phi F_{\perp} := \phi \cdot 0.60 \cdot F_{EXX} = 217.185 \text{ MPa} \quad \text{Esfuerzo cortante minorado de diseño de la}$$

$$\phi F_{wmc} := \phi F_w \cdot \left(1 + 0.50 \cdot \left(\sin \left(\theta_c \cdot \frac{\pi}{180} \right) \right)^{1.5} \right) = 273.978 \text{ MPa}$$

Esfuerzo cortante minorado afectado por el ángulo θ_c para diseño de la soldadura

$$\phi F_{wmb} := \phi F_w \cdot \left(1 + 0.50 \cdot \left(\sin \left(\theta_b \cdot \frac{\pi}{180} \right) \right)^{1.5} \right) = 278.731 \text{ MPa}$$

Esfuerzo cortante minorado afectado por el ángulo θ_b para diseño de la soldadura



Espesor de soldadura en viga, a ambos lados de la plancha

$$D_{wb} := \frac{5}{16} \text{ in} = 7.938 \text{ mm}$$

Espesor de soldadura en columna, a ambos lados de la plancha

$$D_{wc} := \frac{5}{16} \text{ in} = 7.938 \text{ mm}$$

Longitud de soldadura en columna, redondeada a múltiplo de 10 mm inferior:

$$L_{wc} := \text{Floor} (L_y - 50 \text{ mm}, 10 \text{ mm}) \quad L_{wc} = 470 \text{ mm} \quad L_y = 520.88 \text{ mm}$$

Longitud de soldadura en viga, redondeada al múltiplo de 10 mm inferior:

$$L_{wb} := \text{Floor} (L_x - 50 \text{ mm}, 10 \text{ mm}) \quad L_{wb} = 450 \text{ mm} \quad L_x = 501.32 \text{ mm}$$

$$\beta := \text{if} \left(\frac{L_{wc}}{D_{wc}} < 100, 1, 1.20 - 0.002 \cdot \frac{L_{wc}}{D_{wc}} \right) = 1$$

Factor de reducción para la longitud de la soldadura

$$\phi R_{wc} := \frac{2 \cdot \phi F_{wmc} \cdot L_{wc} \cdot D_{wc} \cdot \beta}{\sqrt{2}} = (1.445 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Resistencia de soldadura en columna

$$\frac{P_{uc}}{\phi R_{nc}} = 0.294$$

$$\text{if} \left(\frac{P_{uc}}{\phi R_{nc}} < 1, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Ok"}$$

$$\beta := \text{if} \left(\frac{L_{wb}}{D_{wb}} < 100, 1, 1.20 - 0.002 \cdot \frac{L_{wb}}{D_{wb}} \right) = 1$$

Factor de reducción para la longitud de la soldadura

$$\phi R_{nb} = \frac{2 \cdot \phi F_{wmb} \cdot L_{wb} \cdot D_{wb} \cdot \beta}{\sqrt{2}} = (1.408 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Resistencia de soldadura en viga

$$\frac{P_{ub}}{\phi R_{nb}} = 0.322$$

$$\text{if} \left(\frac{P_{ub}}{\phi R_{nb}} < 1, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Ok"}$$

12. Definición de las soldaduras en la conexión plancha nodo-viga y plancha nodo-columna, conforme al criterio de capacidad por corte de la plancha nodo.

$$V_{pn_columna} = 0.60 \cdot R_{ypl} \cdot F_{ypl} \cdot l_{pm} \cdot L_{wc} = 1741.35 \text{ kN}$$

Demanda por corte en la conexión plancha nodo-columna

$$D_{wc_cap} = \frac{V_{pn_columna}}{0.707 \cdot \phi F_w \cdot 2 \cdot L_{wc}} = 12.064 \text{ mm}$$

Espesor requerido de soldadura en la conexión plancha nodo-columna según el criterio de capacidad por corte

$$V_{pn_viga} = 0.60 \cdot R_{ypl} \cdot F_{ypl} \cdot l_{pm} \cdot L_{wb} = 1667.25 \text{ kN}$$

Demanda por corte en la conexión plancha nodo-viga

$$D_{wb_cap} = \frac{V_{pn_viga}}{0.707 \cdot \phi F_w \cdot 2 \cdot L_{wb}} = 12.064 \text{ mm}$$

Espesor requerido de soldadura en la conexión plancha nodo-viga según el criterio de capacidad por corte

13. Soldaduras mínimas requeridas en la conexión plancha nodo-viga y plancha nodo-columna, conforme al método de fuerza uniforme y al criterio de capacidad por corte de la plancha nodo.

$$D_{wc_min} := \max(D_{wc}, D_{wc_cap}) = 12.064 \text{ mm}$$

Espesor mínimo de soldadura en la conexión plancha nodo-columna

$$D_{wc_def} := 12 \text{ mm}$$

Espesor definitivo de soldadura en la conexión plancha nodo-columna

$$D_{wb_req} := \max(D_{wb}, D_{wb_cap}) = 12.064 \text{ mm}$$

Espesor mínimo de soldadura en la conexión plancha nodo-viga

$$D_{wb_def} := 12 \text{ mm}$$

Espesor definitivo de soldadura en la conexión plancha nodo-viga

Alternativamente, la norma permite omitir la revisión de capacidad y que se coloquen como mínimo soldadura de filete a ambos lados de la plancha nodo, tanto en la conexión de la viga como en la columna, con un espesor equivalente a $0.74 \cdot t_{pn} = 14.06 \text{ mm}$ para ASTM A572 Grado 50 y $0.62 \cdot t_{pn} = 11.78 \text{ mm}$ para ASTM A36

14. Diseño de plancha nodo (Gusset Plate)

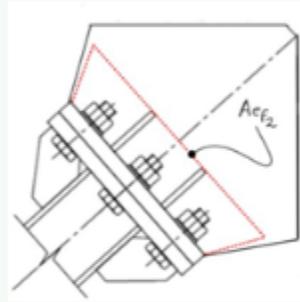
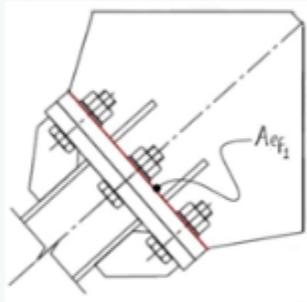
14.1. Chequeo de cedencia por tensión de plancha nodo

$$A_{ef1} := EP_{1y} \cdot t_{pm} + 4 \cdot (h_{rig2} - clip) \cdot t_{rig2} = 126.234 \text{ cm}^2$$

La sección mínima en la plancha nodo se genera en la zona de contacto en la plancha extrema o al finalizar los rigidizadores

$$\theta_{whitmore} := 30 \text{ deg} \quad \text{Angulo de Whitmore}$$

$$A_{ef2} := (EP_{1y} + 2 \cdot L_{rig2} \cdot \tan(\theta_{whitmore})) \cdot t_{pm} = 114.343 \text{ cm}^2$$



$$A_{ef} := \min(A_{ef1}, A_{ef2}) = 114.343 \text{ cm}^2 \quad \text{Área efectiva}$$

$$\phi := 0.90$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{ypd} \cdot A_{ef} = 2572.717 \text{ kN}$$

$$\frac{T_u}{\phi R_n} = 0.341 \quad \text{if} \left(\frac{T_u}{\phi R_n} < 1, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Ok"}$$

Nota: La soldadura entre la plancha extrema 2 y la plancha nodo se realiza de ranura de penetración completa (CJP), a fin de garantizar la cedencia de la misma. Dicha soldadura se

realiza en taller.

14.2. Chequeo de por compresión de la plancha nodo

$L_{pandeo} := 370 \text{ mm}$ Longitud de pandeo de la plancha nodo
 $k := 0.65$ Factor de longitud efectiva de la plancha nodo, considerando que el pandeo se desarrolla fuera del plano
 $r := \frac{t_{pm}}{\sqrt{12}} = 0.548 \text{ cm}$ Radio de giro de la plancha nodo



$F_c := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k \cdot L_{pandeo}}{r}\right)^2} = 1026.657 \text{ MPa}$ Tensión elástica de pandeo de la plancha nodo

$F_{cr} := \text{if}\left(\frac{k \cdot L_{pandeo}}{r} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ypd}}}, \left((0.658) \frac{F_{ypd}}{F_c}\right) \cdot F_{ypd}, 0.877 \cdot F_c\right) = 225.775 \text{ MPa}$ Tensión crítica de pandeo

$\phi := 0.90$ $P_n := A_{ef} \cdot F_{cr} = (2.582 \cdot 10^3) \text{ kN}$ Resistencia nominal a compresión

$\phi \cdot P_n = 2323.424 \text{ kN}$ Resistencia minorada a compresión

$\frac{P_{u,comp}}{\phi \cdot P_n} = 0.273$

$\text{if}\left(\frac{P_{u,comp}}{\phi \cdot P_n} < 1, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}\right) = \text{"Ok"}$

14.3. Esbeltez límite de los bordes de la plancha nodo

En el caso de planchas nodo (Gusset Plate) con bordes libres, el pandeo de los mismos es una falla indeseable. Para prevenirlo, en el detallado se debe limitar la longitud del borde libre a:

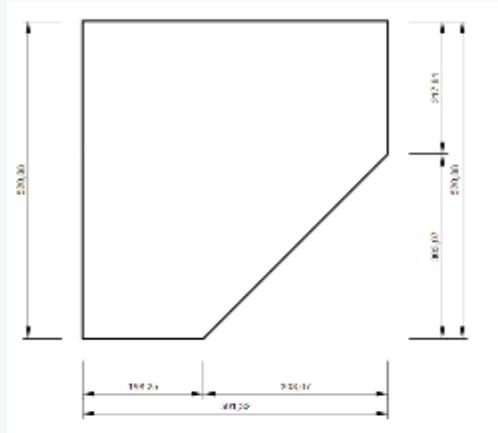
$$\lambda_r := 0.75 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yp}t}} = 21.213$$

$$L_{e,max} := t_{pn} \cdot \lambda_r = 403.051 \text{ mm}$$

Conociendo el valor máximo, se comprueba la esbeltez:

$$L_{b,1} := 272 \text{ mm}$$

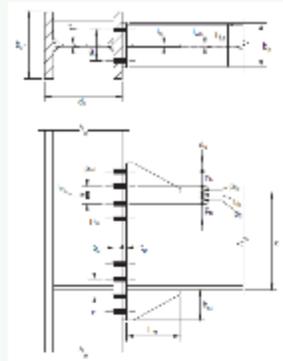
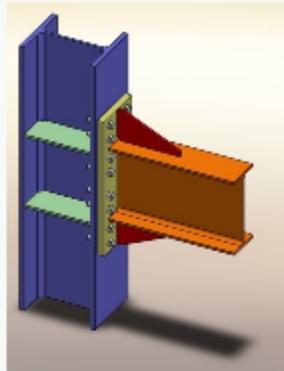
$$L_{b,2} := 199 \text{ mm}$$



if ($L_{b,1} \leq L_{e,max}$, "Esbeltez Ok", "Aumentar t") = "Esbeltez Ok"

if ($L_{b,2} \leq L_{e,max}$, "Esbeltez Ok", "Aumentar t") = "Esbeltez Ok"

DISEÑO DE CONEXIÓN END-PLATE BES (Según ANSI/AISC 358-16)



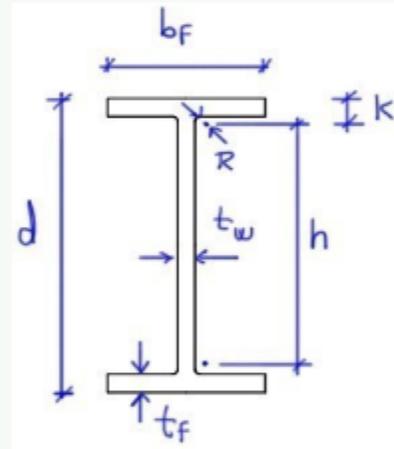
+

1. Datos Generales

1.1. Definición de la viga a utilizar en la conexión: W 33 X 130

Propiedades:

$d := 33.1 \text{ in}$	Altura total del perfil
$b_{bf} := 11.5 \text{ in}$	Ancho de patín
$Z_{xb} := 467 \text{ in}^3$	Módulo de sección plástico
$t_{bf} := 0.855 \text{ in}$	Espesor de patín
$t_{bw} := 0.58 \text{ in}$	Espesor de alma
$r_b := 0.705 \text{ in}$	Radio de Curvatura entre el ala y el alma



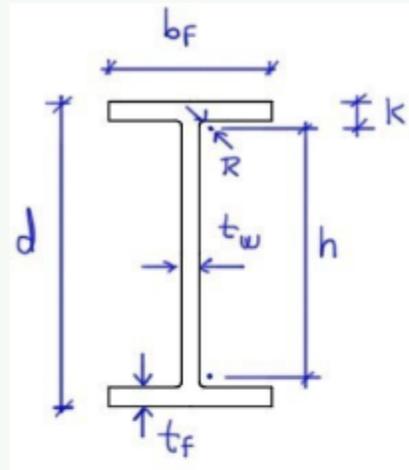
Calidad del Material:

$F_{yb} := 50 \text{ ksi}$	Esfuerzo Cedencia
$F_{ub} := 65 \text{ ksi}$	Esfuerzo Último
$R_{yb} := 1.1$	(Sobre-resistencia, según Tabla 10.1 CSCR)
$R_{tb} := 1.1$	
$L := 8.2 \text{ m}$	
$Q := 34 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Definición de Carga Gravitacional <u>mayorada</u> sobre la viga
	$C_{pr} := \min\left(\frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 \cdot F_{yb}}, 1.20\right) = 1.15$

1.2. Definición de la columna a utilizar en la conexión: W 14 X 370

Propiedades de sección:

$d_c := 17.9 \text{ in}$	Altura total del perfil
$b_{cf} := 16.5 \text{ in}$	Ancho de patín
$Z_{xc} := 736 \text{ in}^3$	Módulo de sección plástico
$t_{cf} := 2.66 \text{ in}$	Espesor de patín
$t_{cw} := 1.66 \text{ in}$	Espesor de alma
$r_c := 0.6 \text{ in}$	Radio de Curvatura entre el ala y el alma
$A_c := 109 \text{ in}^2$	Área gruesa



Calidad del Material:

$F_{yc} := 50 \text{ ksi}$	Esfuerzo Cedencia
$F_{uc} := 65 \text{ ksi}$	Esfuerzo Último
$R_{yc} := 1.1$	(Sobre-resistencia, según Tabla 10.1 CSCR)
$k_c := t_{cf} + r_c = 3.26 \text{ in}$	$h_c := d_c - 2 \cdot k_c = 11.38 \text{ in}$

1.3. Definición de material de las placas extrema y rigidizador

Definición de material de la placa extrema

$$F_{yp} := 36 \text{ ksi}$$

$$F_{up} := 58 \text{ ksi}$$

Definición del material del rigidizador

$$F_{ys} := 36 \text{ ksi}$$

$$F_{us} := 58 \text{ ksi}$$

1.4. Módulo de Elasticidad del Acero

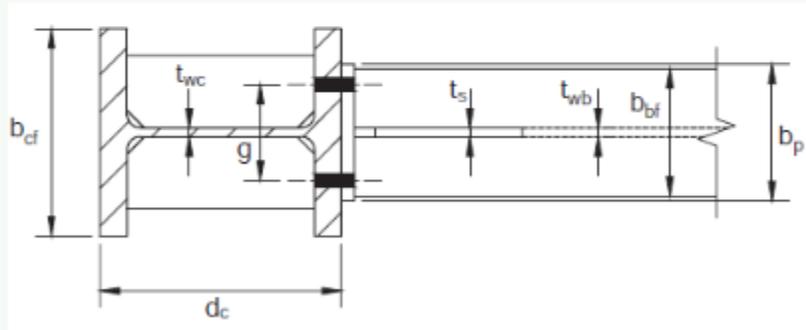
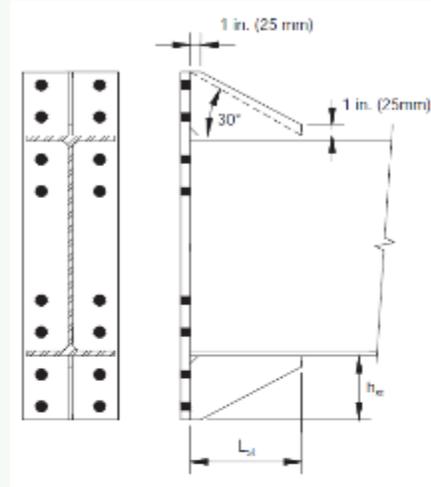
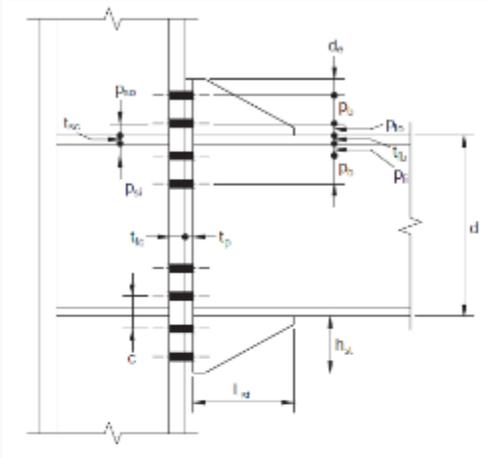
$$E := 29000 \text{ ksi}$$

1.5. Definición de factores de resistencia, según la norma ANSI/AISC 358-16

$$\phi_d := 1$$

$$\phi_n := 0.90$$

2. Diseño de la Conexión



2.1. Definir los parámetros de geometría de conexión y calidad del perno

a) Distancia al borde

Se asume trabajar con pernos de 1-1/8"

$$d_{bolt} := 1 \text{ in} = 25.4 \text{ mm}$$

$$d_{e_min} := 1.5 \text{ in} = 38.1 \text{ mm}$$

$$d_e := 45 \text{ mm}$$

Diámetro del tornillo (mm)	Distancia mínima al borde (mm)
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Mayores de 36	1.25d

b) Separación vertical y horizontal de la línea de pernos

$$p_{min} := \text{if}(d_{bolt} < 1 \text{ in}, d_{bolt} + 13 \text{ mm}, d_{bolt} + 19 \text{ mm}) = 44.4 \text{ mm}$$

Separación mínima vertical desde la cara del ala de la viga a la línea de pernos

$$p_{bmin} := 2.67 \cdot d_{bolt} = 67.818 \text{ mm}$$

Separación mínima vertical entre pernos

$$b_{bf} = 292.1 \text{ mm}$$

$$p_{fi} := 45 \text{ mm} \quad p_{fo} := 45 \text{ mm} \quad p_b := 89 \text{ mm} \quad g := 150 \text{ mm} \quad c := p_{fi} + t_{bf} + p_{fo} = 111.717 \text{ mm}$$

c) Espesor y ancho de la plancha extrema

$$t_p := 38.1 \text{ mm}$$

$$b_p := 292 \text{ mm}$$

d) Distancias para el centroide de fuerzas y rigidizador

$$h_1 := d - 0.50 \cdot t_{bf} + p_{fo} + p_b = 963.882 \text{ mm}$$

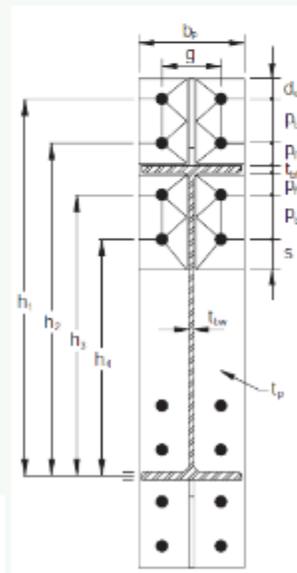
$$h_2 := d - 0.50 \cdot t_{bf} + p_{fo} = 874.882 \text{ mm}$$

$$h_3 := d - 0.50 \cdot t_{bf} - p_{fi} = 784.882 \text{ mm}$$

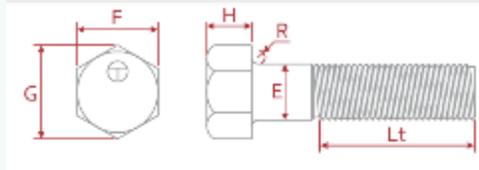
$$h_4 := d - 0.50 \cdot t_{bf} - p_{fo} - p_b = 695.882 \text{ mm}$$

$$h_{st} := p_{fo} + p_b + d_e = 179 \text{ mm}$$

$$L_{st} := h_{st} \cdot \sqrt{3} = 310.037 \text{ mm}$$



e) Calidad del perno: ASTM A490



Calidad: ASTM A490

$F_{nt} := 780 \text{ MPa}$ Tensión nominal a tracción

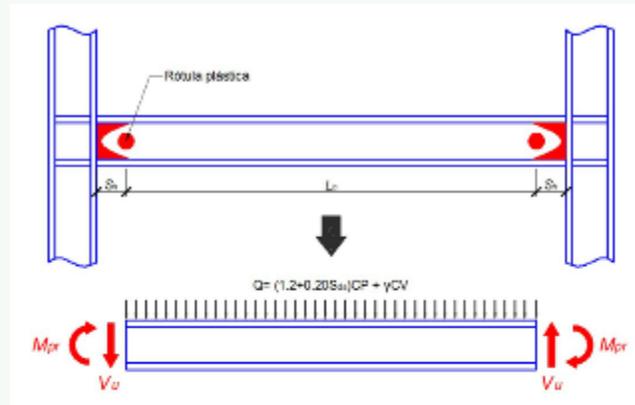
$F_{nv} := 469 \text{ MPa}$ Tensión nominal a corte. Se considera que la rosca se incluye en el plano de corte

Descripción de los sujetadores	Resistencia nominal a la tensión, F_{nt} , klb/plg ² (MPa) ^[a]	Resistencia nominal al cortante en conectores tipo aplastamiento, F_{nv} , klb/plg ² (MPa) ^[b]
Tornillos A307	45 (310)	27 (188) ^[c]
Tornillos del Grupo A (tipo A325), cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	90 (620)	54 (372)
Tornillos del Grupo A (tipo A325), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	90 (620)	68 (457)
Tornillos del Grupo B (tipo A490), cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	113 (780)	68 (457)
Tornillos del Grupo B (tipo A490), cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	113 (780)	84 (579)
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4 del Manual, cuando las roscas no están excluidas de los planos de corte	$0.75 F_u$	$0.450 F_u$
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4 del Manual, cuando las roscas están	$0.75 F_u$	$0.563 F_u$

2.2. Cálculo del momento máximo probable de la viga en la rótula plástica.

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot Z_{xb} = 3337.318 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.3. Cálculo de la fuerza de corte en la rótula plástica



$$S_h := t_p + L_{st} = 348.137 \text{ mm}$$

Distancia desde la cara de la columna hasta la rótula plástica

$$L_h := L - 2 \cdot S_h - d_c = 7.049 \text{ m}$$

Longitud libre entre rótulas plásticas

$$V_g := \frac{Q \cdot L_h}{2} = 119.834 \text{ kN}$$

Corte gravitacional en la rótula plástica. Se desprecia la porción entre la rótula plástica y la cara del ala de la columna

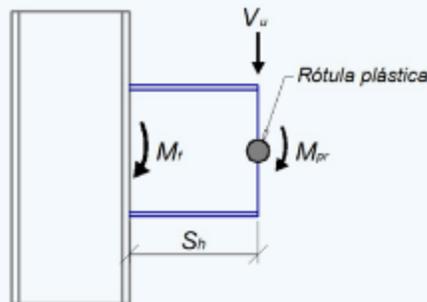
$$V_p := 2 \cdot \frac{M_{pr}}{L_h} = 946.882 \text{ kN}$$

Corte por capacidad en la rótula plástica

$$V_u := V_p + V_g = 1066.716 \text{ kN}$$

Corte Máximo esperado en la rótula plástica

2.4. Cálculo del momento esperado en la cara de la columna



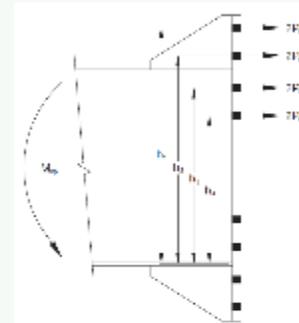
$$M_f := M_{pr} + V_u \cdot S_h = 3708.681 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.5. Diámetro de perno requerido

$$F_{\text{pernos}} = \frac{M_{np}}{h_{\text{efectiva}}} \quad M_{np} = M_f \quad h_{\text{efectiva}} := \frac{h_1 + h_2 + h_3 + h_4}{4}$$

$$F_{\text{pernos}} = \frac{4 M_{np}}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4} \quad R_n = 8 \cdot P_t = 8 \cdot A_{\text{bolt}} \cdot F_{nt}$$

$$\phi_n \cdot R_n = F_{\text{pernos}} \quad \phi_n \cdot 8 \cdot A_{\text{bolt}} \cdot F_{nt} = \frac{4 M_{np}}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4}$$



$$A_{\text{bolt}} = \frac{M_f}{2 \cdot \phi_n \cdot F_{nt} \cdot (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)} \quad A_{\text{bolt}} = \frac{\pi \cdot d_{\text{bolt}}^2}{4} \quad d_{\text{bolt}}^2 = \frac{2 \cdot M_f}{\pi \cdot \phi_n \cdot F_{nt} \cdot (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}$$

$$d_{\text{bolt, req}} := \sqrt{\frac{2 \cdot M_f}{\pi \cdot \phi_n \cdot F_{nt} \cdot (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}} = 31.83 \text{ mm} \quad \text{if } (d_{\text{bolt, req}} > d_{\text{bolt}}, \text{ "NC"}, \text{ "OK"}) = \text{ "NC"}$$

2.6. Diámetro de perno requerido

$$d_b := 1 \text{ in} = 25.4 \text{ mm}$$

Diámetro de prueba

Pernos de 1" A-490

2.8. Espesor de placa extrema requerido

El ancho no debe ser mayor que el ancho del ala de la viga + 25 mm

$$b_{p.efec} := \min(b_p, b_{bf} + 25 \text{ mm}) = 292 \text{ mm}$$

Luego, se obtiene:

$$s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_{p.efec} \cdot g} = 104.642 \text{ mm}$$

if ($p_{fi} > s$, "Usar $p_{fi}=s$ ", "Usar p_{fi} ") = "Usar p_{fi} "

$$p_{fi} := 45 \text{ mm} \quad d_c = 45 \text{ mm}$$

Caso 1: Se cumple cuando $d_c \leq s$

$$Y_{p1a} := \frac{b_{p.efec}}{2} \cdot \left(h_1 \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot d_c} \right) + h_2 \cdot \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) + h_3 \cdot \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_4 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) \right) = 7.92 \text{ m}$$

$$Y_{p1b} := \frac{2}{g} \cdot \left(h_1 \cdot \left(d_c + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) + h_2 \cdot \left(p_{fo} + \frac{p_b}{4} \right) + h_3 \cdot \left(p_{fi} + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) + h_4 \cdot \left(s + \frac{p_b}{4} \right) \right) + g = 4.717 \text{ m}$$

$$Y_{p1} := Y_{p1a} + Y_{p1b} = 12.637 \text{ m}$$

Caso 2: Se cumple cuando $d_c > s$

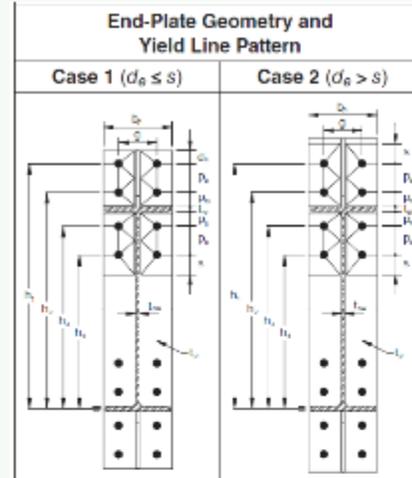
$$Y_{p2a} := \frac{b_{p.efec}}{2} \cdot \left(h_1 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) + h_2 \cdot \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) + h_3 \cdot \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_4 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) \right) = 7.701 \text{ m}$$

$$Y_{p2b} := \frac{2}{g} \cdot \left(h_1 \cdot \left(s + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \cdot \left(p_{fo} + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) + h_3 \cdot \left(p_{fi} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \cdot \left(s + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) \right) + g = 5.378 \text{ m}$$

$$Y_{p2} := Y_{p2a} + Y_{p2b} = 13.079 \text{ m}$$

$$Y_p := \text{if}(d_c \leq s, Y_{p1}, Y_{p2}) = 12.637 \text{ m}$$

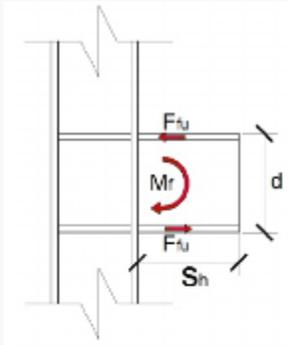
$$t_{p.req} := \sqrt{\frac{1.1 \cdot M_f}{\phi_d \cdot F_{yb} \cdot Y_p}} = 30.601 \text{ mm}$$



2.8. Espesor definitivo de la plancha extrema

$t_p := 1.25 \text{ in} = 31.75 \text{ mm}$ Espesor de la placa extrema

2.9. Cálculo de la fuerza en el ala de la viga



$$F_{fu} := \frac{M_f}{d - t_{bf}} = 4528.177 \text{ kN}$$

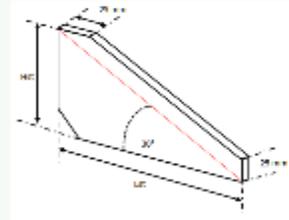
2.10. Definición del espesor del rigidizador y diseño de sus soldaduras de conexión con la plancha extrema y con el ala de la viga.

El espesor del rigidizador, t_s , será mayor o igual a: $t_{br} \cdot \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) = 20.461 \text{ mm}$ $t_s := 16 \text{ mm}$ Espesor a utilizar

Luego, se revisa el rigidizador por pandeo local: $h_{st} = 179 \text{ mm}$ $L_{st} = 310.037 \text{ mm}$

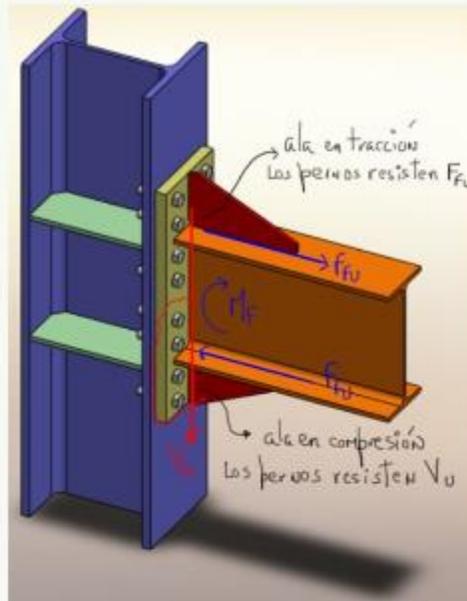
$$\lambda := \frac{h_{st}}{t_s} = 11.188 \quad \lambda_{max} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 15.894$$

if ($\lambda_{max} \geq \lambda$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"



- La soldadura entre el rigidizador y la viga debe diseñarse para soportar la demanda por corte en dicha unión, para lo cual, se permite el uso de soldaduras de filete o de penetración completa (CJP)
- La soldadura entre el rigidizador y la plancha extrema debe diseñarse para soportar la demanda en tensión en dicha unión, para lo cual, se debe emplear soldaduras de penetración completa (CJP)
- Cuando los rigidizadores tengan más de 10 mm de espesor, la conexión con la placa extrema debe hacerse con soldadura de ranura de penetración completa (CJP), de lo contrario podrán utilizarse soldaduras de filete capaces de desarrollar la resistencia.

2.11. Chequeo de Resistencia a Corte de los Pernos en el ala a compresión



$n_b := 8$ Número de pernos en el ala en compresión

4 para conexiones 4E y 4ES
8 para conexiones 8ES

$$A_b := \pi \cdot \frac{d_b^2}{4} = 5.067 \text{ cm}^2$$

A_b es el área gruesa nominal del perno

$$V_u = 1066.716 \text{ kN}$$

Corte esperado en la cara de la columna

$$\phi_n R_{nb} := \phi_n \cdot n_b \cdot F_{nv} \cdot A_b = 1711.05 \text{ kN}$$

Resistencia minorada

$$\text{if}(V_u \leq \phi_n R_{nb}, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$$

2.12. Chequeo de Resistencia a Corte de los Pernos

$$V_u \leq \phi_n R_n$$

$$n_{i1} := 2$$

Número de pernos internos

$$n_{i2} := 2$$

Número de pernos internos intermedios

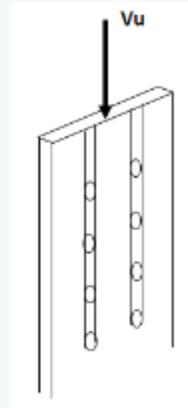
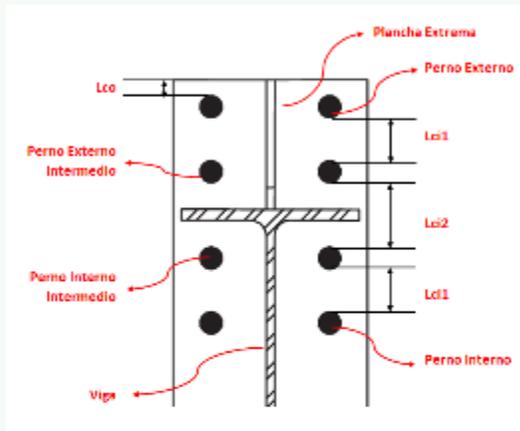
$$\phi_n = 0.9$$

$$n_{o1} := 2$$

Número de pernos externos

$$n_{o2} := 2$$

Número de pernos externos intermedios



a) Revisión de la plancha extrema

$$L_{co} := d_c - \frac{d_b}{2} = 32.3 \text{ mm}$$

Distancia libre entre los pernos externos y el borde de la plancha

$$L_{ci1} := p_b - d_b = 63.6 \text{ mm}$$

Distancia libre entre los pernos externos e internos

$$L_{ci2} := p_{fi} + p_{fo} + t_{bf} - d_b = 86.317 \text{ mm}$$

Distancia libre entre los pernos intermedios

$$r_p := 2.4 \cdot F_{up} \cdot d_b \cdot t_p = 773.991 \text{ kN}$$

Resistencia al aplastamiento

$$r_{di1} := 1.2 \cdot F_{up} \cdot L_{ci1} \cdot t_p = 969.012 \text{ kN}$$

Resistencia al desgarramiento de los pernos internos y los pernos externos intermedios ubicados por encima del ala

$$r_{ni1} := \min(r_p, r_{di1}) = 773.991 \text{ kN}$$

Resistencia final de los pernos internos y los externos intermedios ubicados por encima del ala. (la menor entre el desgarramiento y aplastamiento)

$$r_{di2} := 1.2 \cdot F_{up} \cdot L_{ci2} \cdot t_p = 1315.129 \text{ kN}$$

Resistencia al desgarramiento de los pernos intermedios ubicados por debajo del ala

$$r_{ni2} := \min(r_p, r_{di2}) = 773.991 \text{ kN}$$

Resistencia final de los pernos internos intermedios ubicados por debajo del ala. (la menor entre el desgarramiento y aplastamiento)

$$r_{do} := 1.20 \cdot L_{co} \cdot t_p \cdot F_{up} = 492.124 \text{ kN}$$

Resistencia al desgarramiento debido a los pernos externos

$$r_{no} := \min(r_p, r_{do}) = 492.124 \text{ kN}$$

Resistencia final de los pernos externos (la menor entre el desgarramiento y aplastamiento)

Resistencia Nominal Minorada:

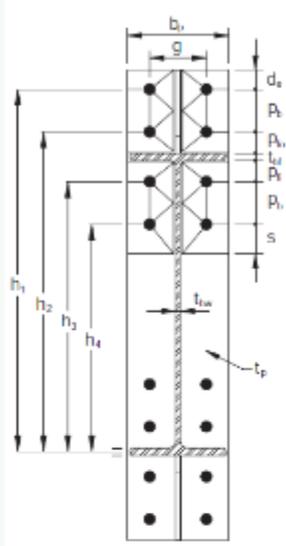
$$V_u = 1066.716 \text{ kN}$$

$$\phi_n R_n := \phi_n \cdot (n_{i1} + n_{o2}) \cdot r_{ni1} + \phi_n \cdot n_{i2} \cdot r_{ni2} + \phi_n \cdot n_{o1} \cdot r_{no} = 5065.372 \text{ kN}$$

Resistencia nominal minorada

if ($V_u \leq \phi_n R_{nb}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

b) Revisión en el ala de la columna



$$t_s := 16 \text{ mm}$$

Espesor estimado de la placa de continuidad en la columna, según espesor del ala de la viga

$$p_{so} := p_{fo} - \frac{(t_s - t_{bf})}{2} = 47.859 \text{ mm} \quad p_{si} := p_{fi} - \frac{(t_s - t_{bf})}{2} = 47.859 \text{ mm}$$

$$L_{ci1.col} := p_b - d_b = 63.6 \text{ mm}$$

Distancia libre entre los pernos externos y externos intermedios ubicados por encima de la plancha, y también entre los pernos internos y los internos intermedios ubicados por debajo de la plancha

$$L_{ci2.col} := p_{si} + t_s + p_{so} - d_b = 86.317 \text{ mm}$$

Distancia libre entre los pernos intermedios externos e internos

$$r_p := 2.4 \cdot d_b \cdot t_{cf} \cdot F_{uc} = 1845.834 \text{ kN}$$

Resistencia al aplastamiento

$$r_{di1} := 1.2 \cdot L_{ci1.col} \cdot t_{cf} \cdot F_{up} = 2062.057 \text{ kN}$$

Resistencia al desgarramiento de los pernos internos y los pernos externos intermedios ubicados por encima del ala

$$r_{ni1} := \min(r_p, r_{di1}) = 1845.834 \text{ kN}$$

Resistencia debido a los pernos externos e internos

$$r_{di2} := 1.2 \cdot F_{up} \cdot L_{ci2.col} \cdot t_p = 1315.129 \text{ kN}$$

Resistencia al desgarramiento debido a los pernos intermedios

$$r_{ni2} := \min(r_p, r_{di2}) = 1315.129 \text{ kN}$$

Resistencia debido a pernos intermedios

El ala de la columna al ser continua en los pernos extremos no se produce desgarramiento, por lo que condiciona en ese caso la resistencia por aplastamiento

$$r_{no} := r_p = 1845.834 \text{ kN} \quad \text{Resistencia debida a los pernos externos}$$

Resistencia Nominal Minorada:

$$V_u = 1066.716 \text{ kN}$$

$$\phi_n R_n := \phi_n \cdot (n_{i1} + n_{o2}) \cdot r_{ni1} + \phi_n \cdot n_{i2} \cdot r_{ni2} + \phi_n \cdot n_{o1} \cdot r_{no} = 12334.736 \text{ kN} \quad \text{Resistencia nominal minorada}$$

$$\text{if}(V_u \leq \phi_n R_n, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$$

2.13. Chequeo por corte de la viga

$$V_u = 1066.716 \text{ kN} \quad \text{Demanda por corte}$$

$$A_w := d \cdot t_{bw} = 123.858 \text{ cm}^2 \quad \text{Area del alma de la viga}$$

$$C_V := 1 \quad \phi_d := 1 \quad \text{Factores de minoración}$$

$$V_t := 0.60 \cdot C_V \cdot A_w \cdot F_{yb} = 2561.909 \text{ kN} \quad \text{Resistencia nominal por corte de la viga}$$

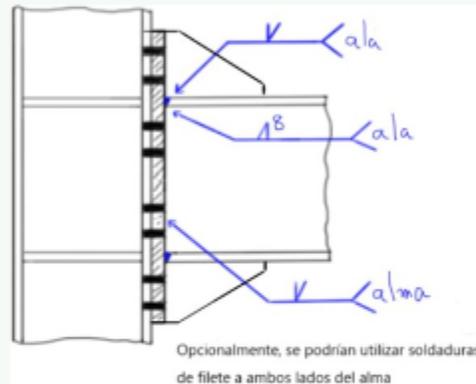
$$\phi_d \cdot V_t = 2561.909 \text{ kN} \quad \text{Resistencia minorada por corte de la viga}$$

$$\frac{V_u}{\phi_d \cdot V_t} = 0.416 \quad \text{Relación demanda/capacidad}$$

$$\text{if}\left(\frac{V_u}{\phi_d \cdot V_t} \leq 1, \text{"Si Cumple"}, \text{"No Cumple"}\right) = \text{"Si Cumple"}$$

2.14. Consideraciones para las soldaduras entre la viga y la placa extrema

- a) No deben utilizarse orificios de acceso para las soldaduras.
- b) La conexión del ala de la viga a la placa extrema debe hacerse con soldadura de ranura de penetración completa (CJP) **sin placa de respaldo**. Dicha soldadura debe hacerse con su raíz en el lado del ala que da hacia el alma de la viga. La cara interior del ala debe tener soldadura de filete de 8 mm. Estas soldaduras deben ser calculadas en demanda crítica.
- c) La unión del alma de la viga a la placa extrema puede hacerse usando soldadura de ranura de penetración completa (CJP) o soldadura de filete. De utilizarse soldadura de filete deben ser dimensionadas para desarrollar la resistencia máxima del alma de la viga en tensión desde la cara interior del ala hasta 150 mm más allá de la fila de pernos más lejana del ala de la viga.



Cálculo de las soldaduras de filete entre el alma de la viga y la plancha extrema:

$$\phi_{EXX} := 0.75 \quad F_{EXX} := 70 \text{ ksi} \quad \text{Coeficiente de minoración y resistencia de la soldadura}$$

$$D_{req} := \frac{0.60 \cdot F_{yb} \cdot t_{bw}}{\phi_{EXX} \cdot 0.60 \cdot F_{EXX} \cdot 0.707 \cdot (2)} = 9.923 \text{ mm} \quad \text{Filete requerido a ambos lados del alma}$$

El cortante deberá ser resistido por la menor de las siguientes longitudes:

$$l_w := \min\left(\frac{d}{2} - t_{bf}, d - 2 \cdot t_{bf} - p_{fi} - 2 \cdot d_b\right) = 398.653 \text{ mm}$$

$$D_{req} := \frac{V_u}{\phi_{EXX} \cdot 0.60 \cdot F_{EXX} \cdot 0.707 \cdot l_w \cdot (2)} = 8.713 \text{ mm} \quad t_{bw} = 14.732 \text{ mm}$$

Se colocará soldadura de acuerdo con lo requerido y al mínimo normativo en función del espesor del ama

3. Zona de estudio para la revisión de las juntas

Conforme a los requisitos de pórticos especiales resistentes a momento (SMF) de la norma ANSI/AISC 341-16, se debe revisar que se cumpla el criterio de columna fuerte - viga débil, expresado a través de la relación de momentos en la junta, se determina el espesor requerido de las placas de continuidad y se realiza la revisión de la zona de panel a fin de obtener las placas adosadas requeridas

3.1. Pórtico general asumido

$H = 4.5 \text{ m}$ Altura de piso

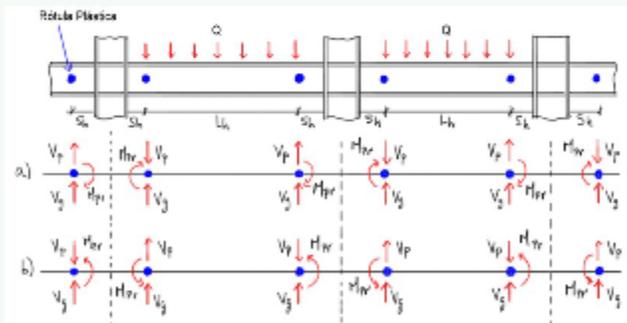
$L = 8.2 \text{ m}$ Longitud de cada tramo

$Q = 34 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Carga gravitacional última distribuida en vigas

$P_{u,C1} = 4057 \text{ kN}$ Fuerza Axial en Columna 1

$P_{u,C2} = 3465 \text{ kN}$ Fuerza Axial en Columna 2

3.2. Esquema general de rótulas plásticas



3.3. Momentos y cortes en rótulas plásticas

$$M_{pr} := 1.10 \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb} = 3192.217 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento resistente en la rótula plástica

$$S_h = 0.348 \text{ m}$$

Distancia donde ocurre la rótula plástica

$$L_h = L - 2 \cdot S_h - d_c = 7.049 \text{ m}$$

Longitud entre rótulas plásticas

$$Q = 34 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carga gravitacional en la rótula plástica

$$V_g = 119.834 \text{ kN}$$

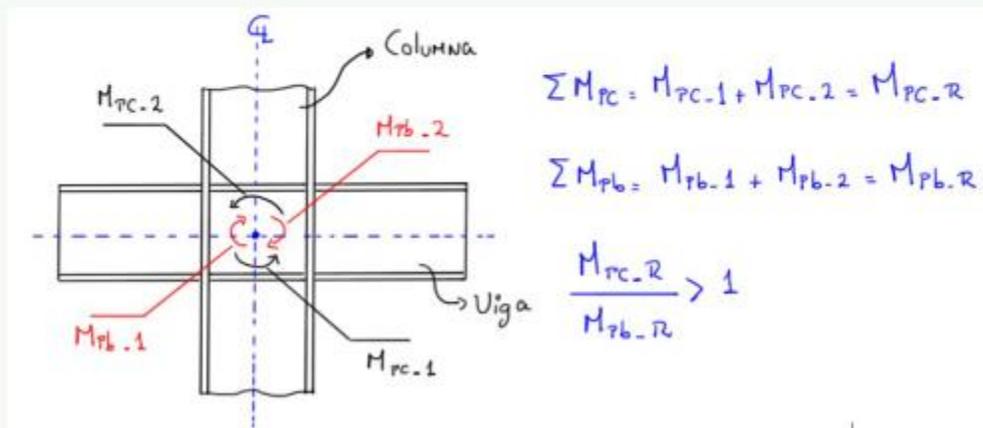
Corte gravitacional en la rótula plástica

$$V_p := \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} = 905.713 \text{ kN}$$

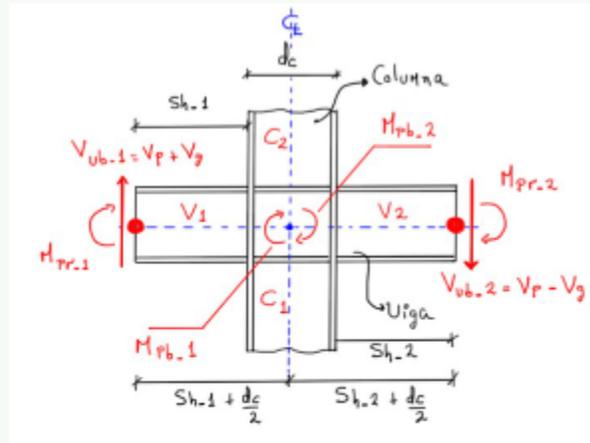
Corte por capacidad en la rótula plástica

4. Revisión de la relación de momentos

Se debe cumplir en la junta de estudio que la sumatoria de los momentos máximos probables de las columnas, dividida entre la sumatoria de momentos máximos probables de las vigas sea mayor a 1.0, a fin de lograr un mecanismo de columna fuerte - viga débil, lo cual conduce a una falla dúctil del sistema

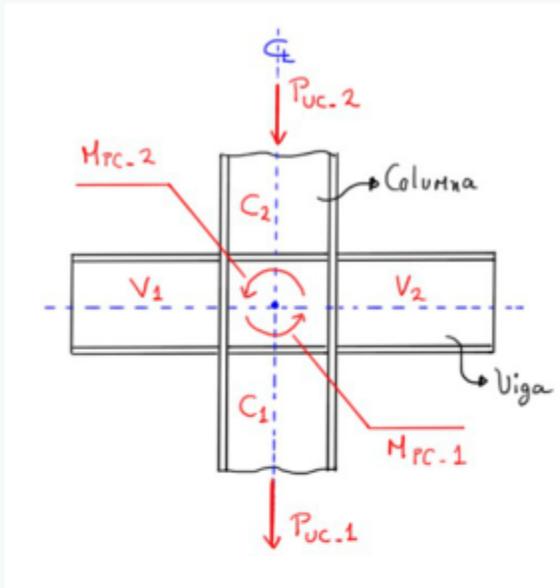


4.1. Cálculo de la sumatoria de momentos de las vigas en la junta.



$V_{ub,1} := V_p + V_g = 1025.548 \text{ kN}$	Corte resistente esperado en la rótula plástica (Viga 1)
$V_{ub,2} := V_p - V_g = 785.879 \text{ kN}$	Corte resistente esperado en la rótula plástica (Viga 2)
$M_{pr,1} := M_{pr} = 3192.217 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento resistente esperado en la rótula plástica (Viga 1)
$M_{pr,2} := M_{pr} = 3192.217 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento resistente esperado en la rótula plástica (Viga 2)
$S_{h,1} := S_h = 0.348 \text{ m}$	Distancia de la rótula plástica (Viga 1)
$S_{h,2} := S_h = 0.348 \text{ m}$	Distancia de la rótula plástica (Viga 2)
$M_{pb,1} := M_{pr,1} + V_{ub,1} \cdot (S_{h,1} + 0.50 \cdot d_c) = 3782.386 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento máximo probable (Viga 1)
$M_{pb,2} := M_{pr,2} + V_{ub,2} \cdot (S_{h,2} + 0.50 \cdot d_c) = 3644.465 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Momento máximo probable (Viga 2)
$M_{pb,R} := M_{pb,1} + M_{pb,2} = 7426.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Sumatoria de Momentos máximos probables de vigas

4.2. Cálculo de la sumatoria de momentos de las vigas en la junta.



Luego, se obtiene el momento máximo probable en las columnas tomando en cuenta la mayor fuerza axial mayorada indicada

$$M_{pc.1} := Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{P_{u.C1}}{A_c} \right) = 3462.033 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento probable en C1}$$

$$M_{pc.2} := Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{P_{u.C2}}{A_c} \right) = 3563.566 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento probable en C2}$$

$$M_{pc.R} := M_{pc.1} + M_{pc.2} = 7025.598 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento probable total}$$

4.3. Relación Final

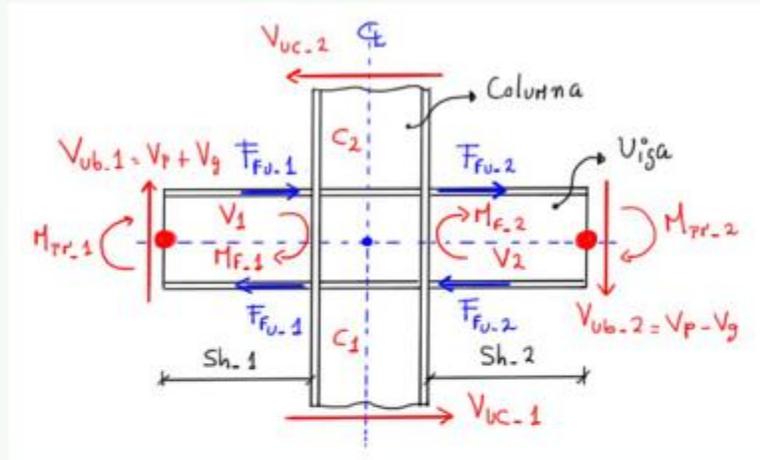
$$\frac{M_{pc.R}}{M_{pb.R}} = 0.946 \quad \text{if} \left(\frac{M_{pc.R}}{M_{pb.R}} > 1, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"No Cumple"}$$

Nota: El cálculo anterior desprecia el aporte de cortante en beneficio de la capacidad de la columna.

5. Revisión de la zona del panel

La resistencia requerida en la zona de panel se determina a través de la suma de las fuerzas que se producen debido a los momentos máximos probables de las vigas, ubicados en la cara de la columna, menos el corte máximo que actúa en la misma

Se presenta la revisión en la junta central (J), donde se conecta a la columna las vigas V1 y V2



5.1. Demanda en la zona de panel

a) En primer lugar, se determinan los momentos máximos esperados de las vigas en la cara de la columna, a fin de obtener las fuerzas resultantes concentradas sobre la misma

$$M_{f,1} := M_{pr,1} + V_{ub,1} \cdot S_{h,1} = 3549.248 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento esperado en la cara de la columna (Viga 1)

$$F_{fu,1} := \frac{M_{f,1}}{d - t_{bf}} = 4333.514 \text{ kN}$$

Fuerza en la cara de la columna, en el centroide de la placa de ala (Viga 1)

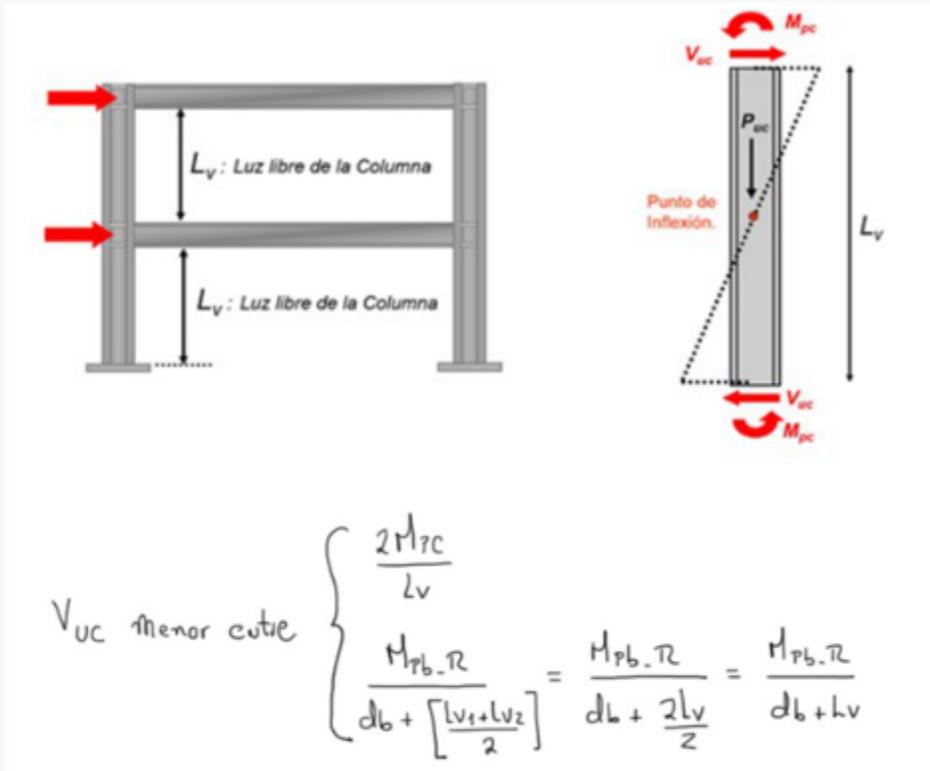
$$M_{f,2} := M_{pr,2} + V_{ub,2} \cdot S_{h,2} = 3465.811 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento esperado en la cara de la columna (Viga 2)

$$F_{fu,2} := \frac{M_{f,2}}{d - t_{bf}} = 4231.64 \text{ kN}$$

Fuerza en la cara de la columna, en el centroide de la placa de ala (Viga 2)

b) En segundo lugar, se determina el corte último que actúa en la columna considerando el menor valor entre los momentos resistentes de las mismas y los momentos máximos probables que pueden transferir las vigas. En general, se tiene:



$d_b := d = 33.1 \text{ in}$

Altura de la viga

$H = 4.5 \text{ m}$

Altura de la Columna

$L_v := H - d = 3.659 \text{ m}$

Longitud libre de la columna

$V_{uc, \text{vigas}} := \frac{M_{pb.R}}{d_b + L_v} = 1650.411 \text{ kN}$

Corte esperado en la columna debido a la capacidad de las vigas

$$M_{pc,1} = 3462.033 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento resistente en la Columna 1

$$V_{uc,1} := \min\left(2 \cdot \frac{M_{pc,1}}{L_V}, V_{uc,vigas}\right) = 1650.411 \text{ kN}$$

Corte último esperado en la Columna 1

$$M_{pc,2} = 3563.566 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento resistente en la Columna 1

$$V_{uc,2} := \min\left(2 \cdot \frac{M_{pc,2}}{L_V}, V_{uc,vigas}\right) = 1650.411 \text{ kN}$$

Corte último esperado en la Columna 1

$$V_{uc} := \min(V_{uc,1}, V_{uc,2}) = 1650.411 \text{ kN}$$

Corte último mínimo esperado de las columnas

$$R_u := F_{fu,1} + F_{fu,2} - V_{uc} = 6914.743 \text{ kN}$$

Demanda por corte en la zona de panel

5.2. Resistencia de la Zona de Panel

En este caso, no se considera en el análisis de la deformación de la zona de panel para la estabilidad del pórtico

$$P_{uc} := P_{u,C1} = 4057 \text{ kN}$$

$$P_{yc} := A_c \cdot F_{yc} = 24242.808 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{uc}}{P_{yc}} = 0.167$$

$$\text{Si } \frac{P_{uc}}{P_{yc}} \leq 0.40$$

$$\text{Si } \frac{P_{uc}}{P_{yc}} > 0.40$$

$$R_V := 0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{cw} = 3965.234 \text{ kN}$$

$$R_V := 0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{cw} \cdot \left(1 - \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right) = 3301.657 \text{ kN}$$

$$R_V := \text{if}\left(\frac{P_{uc}}{P_{yc}} \leq 0.40, 0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{cw}, 0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{cw} \cdot \left(1 - \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right)\right) = 3965.234 \text{ kN}$$

5.3. Revisión de la relación demanda/capacidad

$$\phi := 1 \quad \frac{R_u}{\phi \cdot R_V} = 1.744$$

if ($R_u \leq \phi \cdot R_V$, "Ok", "Requiere Refuerzo") = "Requiere Refuerzo"

5.4. Demanda requerida para placas adosadas al alma

Se define la diferencia entre la demanda por corte y la resistencia de la zona de panel

$$R_{dp}REQ := R_u - \phi \cdot R_V = 2949.51 \text{ kN}$$

5.5. Espesor requerido de las placas adosadas al alma

$$\text{Si } \frac{P_{uc}}{P_{yc}} \leq 0.40$$

$$\text{Si } \frac{P_{uc}}{P_{yc}} > 0.40$$

$$t_{dp}REQ := \frac{R_{dp}REQ}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c} = 31.363 \text{ mm}$$

$$t_{dp}REQ := \frac{R_{dp}REQ}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot \left(1 - \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right)} = 37.667 \text{ mm}$$

$$t_{dp}REQ := \text{if} \left(\frac{P_{uc}}{P_{yc}} \leq 0.40, \frac{R_{dp}REQ}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c}, \frac{R_{dp}REQ}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot \left(1 - \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right)} \right) = 31.363 \text{ mm}$$

$$t_pREQ := \frac{t_{dp}REQ}{2} = 15.682 \text{ mm}$$

Espesor requerido de cada placa de refuerzo soldada al alma

$$t_{pa} := 16 \text{ mm}$$

Espesor propuesto de cada placa de refuerzo al alma de la Columna

5.6. Disposición de las placas adosadas al alma

$$t_{pa} = 16 \text{ mm}$$

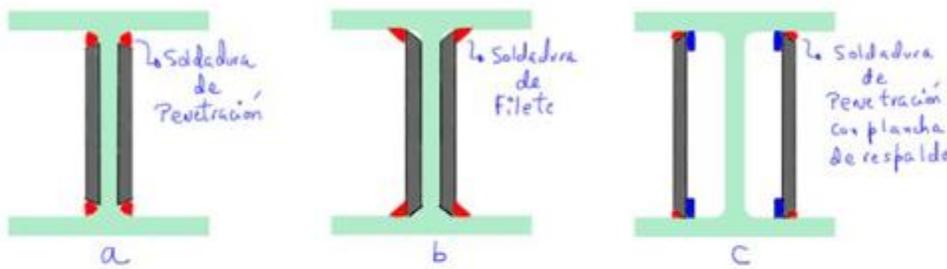
Espesor propuesto de cada plancha de refuerzo soldada al alma de la columna

$$t_{total} := t_{cw} + 2 \cdot t_{pa} = 74.164 \text{ mm}$$

$$t_{min} := \frac{(d_c - 2 \cdot t_{cf} + d_b - 2 \cdot t_{bf})}{90} = 12.409 \text{ mm}$$

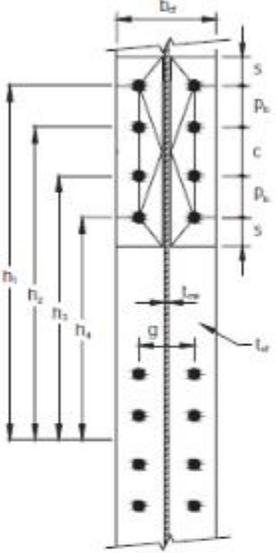
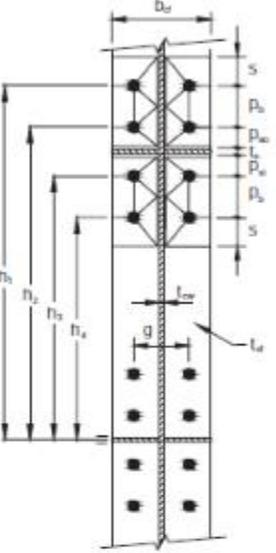
if ($t_{total} \geq t_{min}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

$$t_{cw} = 42.164 \text{ mm}$$



6. Placas de Continuidad

6.1. Chequeo de la cedencia por flexión del ala de la columna

Unstiffened Column Flange Geometry and Yield Line Pattern	Stiffened Column Flange Geometry and Yield Line Pattern
	
Unstiffened Column Flange	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right]$ $+ \frac{2}{g} \left[h_2 \left(p_b + \frac{c}{2} + s \right) + h_3 \left(\frac{p_b}{2} + \frac{c}{4} \right) + h_3 \left(\frac{p_b}{2} + \frac{c}{2} \right) + h_4 (s) \right] + \frac{g}{2}$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g}$
Stiffened Column Flange	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_2 \left(\frac{1}{p_w} \right) + h_3 \left(\frac{1}{p_w} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right]$ $+ \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_w + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_w + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g} \quad \text{Note: If } p_w > s, \text{ use } p_w = s.$

$$g = 150 \text{ mm} \quad p_{fo} = 45 \text{ mm} \quad p_{fi} = 45 \text{ mm} \quad s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_{cf} \cdot g} = 125.364 \text{ mm}$$

$$c = 111.717 \text{ mm} \quad p_b = 89 \text{ mm} \quad p_{so} = 47.859 \text{ mm} \quad P_{si} := \min(p_{si}, s) = 47.859 \text{ mm}$$

Ala no rigidizada:

$$Y_{c,1} := \frac{b_{cf}}{2} \cdot \left(h_1 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) + h_4 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) \right) + \frac{2}{g} \cdot \left(h_1 \cdot \left(p_b + \frac{c}{2} + s \right) + h_2 \cdot \left(\frac{p_b}{2} + \frac{c}{4} \right) + h_3 \cdot \left(\frac{p_b}{2} + \frac{c}{2} \right) + h_4 \cdot (s) \right) + \frac{g}{2} = 9.381 \text{ m}$$

Ala rigidizada:

$$Y_{c,2} := \frac{b_{cf}}{2} \cdot \left(h_1 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) + h_2 \cdot \left(\frac{1}{p_w} \right) + h_3 \cdot \left(\frac{1}{p_w} \right) + h_4 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) \right) + \frac{2}{g} \cdot \left(h_1 \cdot \left(s + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \cdot \left(p_w + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) + h_3 \cdot \left(p_w + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \cdot \left(s + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) + p_b^2 \right) + g = 16.048 \text{ m}$$

$$t_{cf} = 67.564 \text{ mm}$$

Espesor del ala de la columna

$$t_{cf,1} := \sqrt{\frac{1.11 \cdot M_f}{\phi_d \cdot F_{yc} \cdot Y_{c,1}}} = 35.679 \text{ mm}$$

Espesor requerido del ala de la columna sin plancha de continuidad (no rigidizada)

if ($t_{cf,1} > t_{cf}$, "Riquiere rigidizador", "Ok") = "Ok"

$$t_{cf,2} := \sqrt{\frac{1.11 \cdot M_f}{\phi_d \cdot F_{yc} \cdot Y_{c,2}}} = 27.279 \text{ mm}$$

Espesor requerido del ala de la columna sin plancha de continuidad (rigidizada).

if ($t_{cf,2} > t_{cf}$, "Riquiere rigidizador", "Ok") = "Ok"

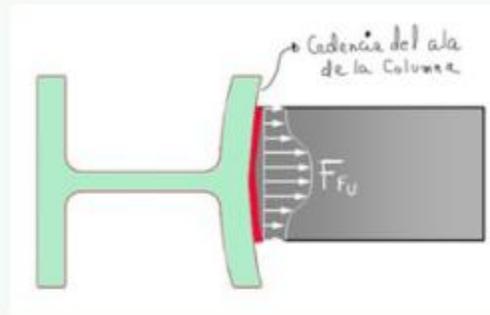
6.2. Resistencia mínima de la columna ante cargas concentradas

a) Cedencia del ala

$$\phi_1 := \phi_d = 1 \quad Y_c := Y_{c,1} = 9.381 \text{ m} \quad M_{cf} := F_{yc} \cdot Y_c \cdot t_{cf}^2 = 14762.039 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{n1} := \frac{M_{cf}}{(d - t_{bf})} = 18023.962 \text{ kN}$$

$$\phi_1 \cdot R_{n1} = 18023.962 \text{ kN}$$

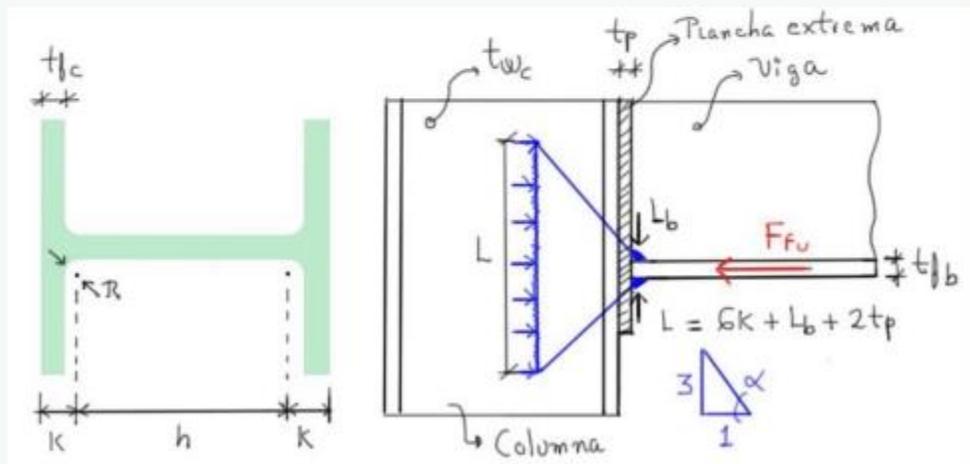


b) Cedencia del alma

$$\phi_2 := \phi_d = 1 \quad R_{n2} := F_{yc} \cdot t_{cw} \cdot (6 \cdot k_c + t_{bf} + 2 \cdot t_p) = 8460.273 \text{ kN}$$

$$\phi_2 \cdot R_{n2} = 8460.273 \text{ kN}$$

Nota: Para el caso de End Plate, L_b es igual al espesor del patín de la viga.



6.3. Espesor de placa de continuidad

$$F_{fu} := \max(F_{fu,1}, F_{fu,2}) = 4333.514 \text{ kN}$$

$$\phi R_{n, \min} = 8460.273 \text{ kN}$$

$$F_{su} := F_{fu} - \phi R_{n, \min} = -4126.758 \text{ kN}$$

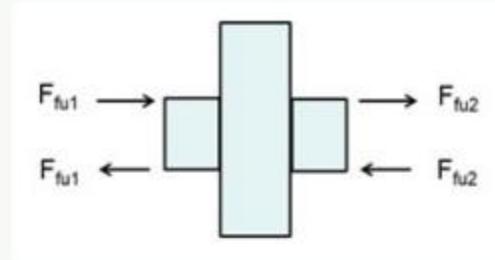
$$F_{cr} := 0.90 \cdot F_{yp} = 223390.136 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$A_{sc} := \max\left(\left(\frac{F_{su}}{0.90 \cdot F_{cr}}\right) - 25 \cdot t_{cw}^2, 0\right) = 0 \text{ cm}^2$$

$$b_{sc} := b_{cf} - t_{cw} - 2 \cdot t_{pa} = 344.936 \text{ mm}$$

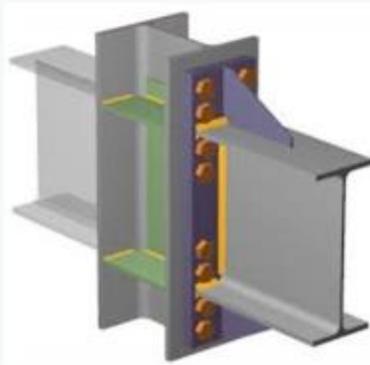
$$t_{sc, req} := \max\left(t_{bf}, \frac{A_{sc}}{b_{sc}}\right) = 21.717 \text{ mm}$$

$$t_{sc} := 16 \text{ mm}$$



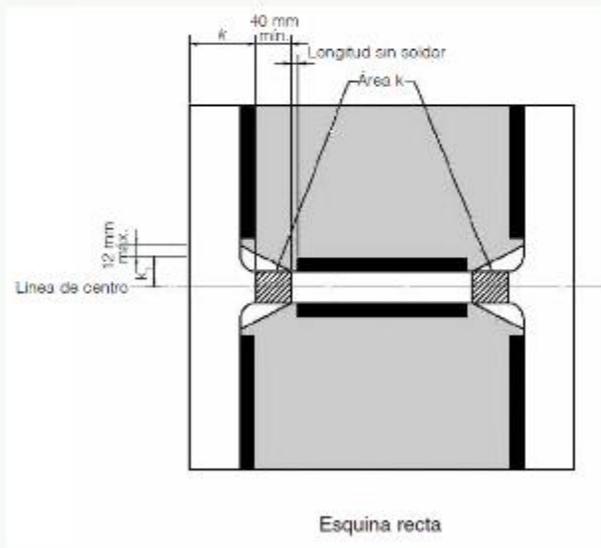
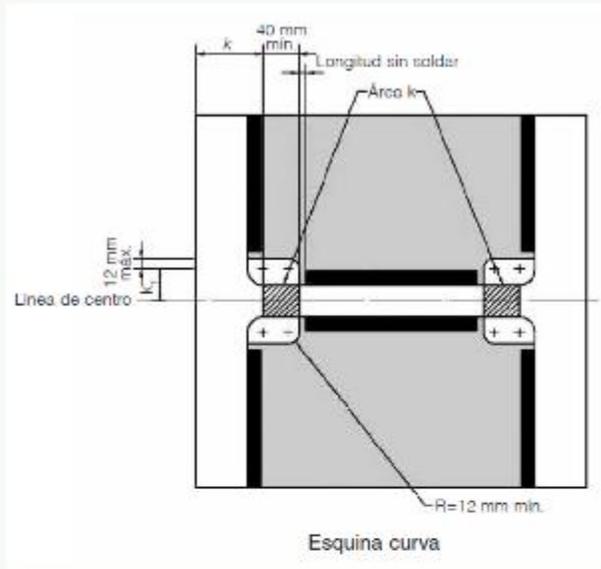
Fuerza requerida en placas de continuidad

Tensión crítica estimada de panchas de continuidad



Las planchas de continuidad que tengan un espesor menor o igual a 10 mm pueden soldarse a las alas de la columna utilizando soldadura de filete a ambos lados. La resistencia requerida de dicha soldadura no debe ser menor a $F_y A_c$, donde A_c es el área de contacto entre la plancha de continuidad y las alas de la columna a las cuales se le conecten las vigas, y F_y es la tensión cedente especificada para la plancha de continuidad.

6.4. Disposición de Placas de Continuidad



7. Límites de la precalificación
7.1. Limitaciones paramétricas

TABLE 6.1
Parametric Limitations on Prequalification

Parameter	Four-Bolt Unstiffened (4E)		Four-Bolt Stiffened (4ES)		Eight-Bolt Stiffened (8ES)	
	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)
t_{bf}	¾ (19)	⅝ (10)	¾ (19)	⅝ (10)	1 (25)	⅞ (14)
b_{bf}	9¼ (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	12¼ (311)	7½ (190)
d	55 (1400)	13¾ (349)	24 (610)	13¾ (349)	36 (914)	18 (457)
t_p	2¼ (57)	½ (13)	1½ (38)	½ (13)	2½ (64)	¾ (19)
b_p	10¾ (273)	7 (178)	10¾ (273)	7 (178)	15 (381)	9 (229)
g	6 (152)	4 (102)	6 (152)	3¼ (83)	6 (152)	5 (127)
p_{fi}, p_{fo}	4½ (114)	1½ (38)	5½ (140)	1¾ (44)	2 (51)	1½ (41)
p_b	—	—	—	—	3¾ (95)	3½ (89)

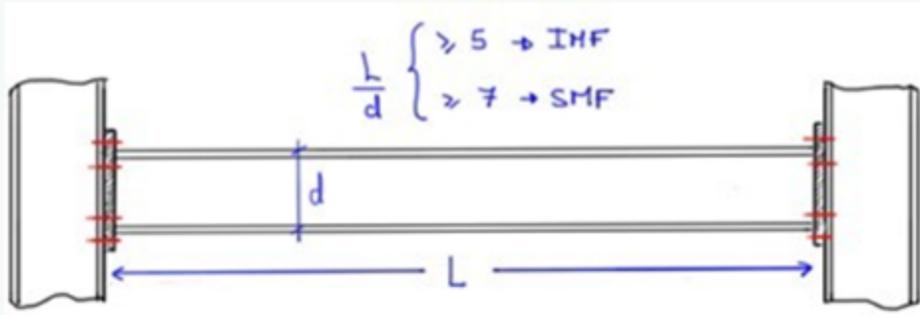
$t_{bf} = 21.717 \text{ mm}$	if ($14 \text{ mm} \leq t_{bf} \leq 25 \text{ mm}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"
$b_{bf} = 292.1 \text{ mm}$	if ($190 \text{ mm} \leq b_{bf} \leq 311 \text{ mm}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"
$d = 840.74 \text{ mm}$	if ($457 \text{ mm} \leq d \leq 914 \text{ mm}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"
$t_p = 31.75 \text{ mm}$	if ($19 \text{ mm} \leq t_p \leq 64 \text{ mm}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"
$b_p = 292 \text{ mm}$	if ($229 \text{ mm} \leq b_p \leq 381 \text{ mm}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"
$g = 150 \text{ mm}$	if ($127 \text{ mm} \leq g \leq 152 \text{ mm}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"
$p_{fi} = 45 \text{ mm}$	if ($41 \text{ mm} \leq p_{fi} \leq 51 \text{ mm}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"
$p_{fo} = 45 \text{ mm}$	if ($41 \text{ mm} \leq p_{fo} \leq 51 \text{ mm}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"
$p_b = 89 \text{ mm}$	if ($89 \text{ mm} \leq p_b \leq 95 \text{ mm}$, "Ok", "No Cumple") = "Ok"

7.2. Limitaciones en columnas

- Las columnas deben ser perfiles laminados en calibre o armados con las especificaciones de la sección 2.3 de la Norma ANSI/AISC 358-16
- La placa extrema debe estar conectada al ala de la columna
- La altura de la sección está limitada al perfil W36 (W920) como máximo para los laminados en caliente cuando se tiene una losa de concreto estructural. De lo contrario, la altura se limita al perfil W14 (W360). Los perfiles I armados no deben exceder la altura establecida para los laminados en caliente. Los perfiles cruciformes con alas no deben exceder el ancho y altura establecida para los laminados en caliente. Los perfiles tubulares no deben tener un ancho o altura que exceda 610 mm (24 pulgadas). Los perfiles laminados encajonados, no deben tener un ancho o altura que exceda 610 mm (24 pulgadas), si participan en pórticos ortogonales resistentes a momento.
- No hay límite en el peso por unidad de longitud de columnas.
- No hay requerimientos adicionales respecto al espesor de las alas.
- Las relaciones ancho - espesor de las alas y alma de la columna deben cumplir con los requerimientos de las provisiones sísmicas ANSI/AISC 341-16.
- El arriostramiento lateral de la columna se hará conforme a las provisiones sísmicas ANSI/AISC 341-16.

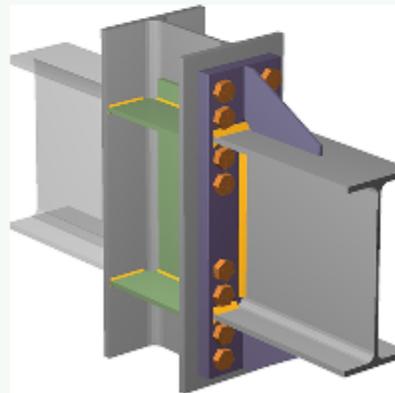
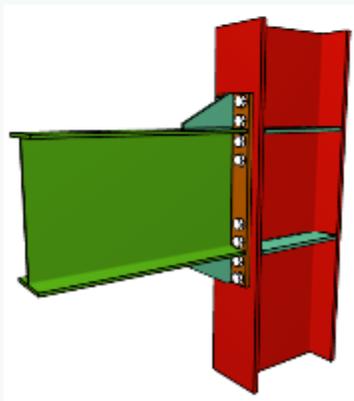
7.3. Limitaciones en vigas

- Las vigas deben ser perfiles con secciones transversales tipo I, laminados o armados, siguiente requerimientos de la sección 2.3 de la Norma ANSI/AISC 358-16. La placa extrema y la viga se conectarán usando soldadura de ranura de penetración completa (CJP) o un par de soldaduras de filete, cada uno de tamaño del 75% del grosor de la viga, pero no menos que 6 mm. Para el resto de la viga, el tamaño de la soldadura no debe ser menor que el requerido para lograr la transferencia de corte del alma a la placa
- La altura de la sección está limitada según lo indicado en la tabla 6.1 de la Norma
- El peso de la viga no está limitado
- El espesor del ala de la viga está limitado según lo indicado en la tabla 6.1 de la Norma
- La relación de aspecto de la viga, medida como la longitud libre entre la altura de la misma, será mayor o igual a 7 para sistemas (SMF), y mayor o igual a 5 para sistemas (IMF)

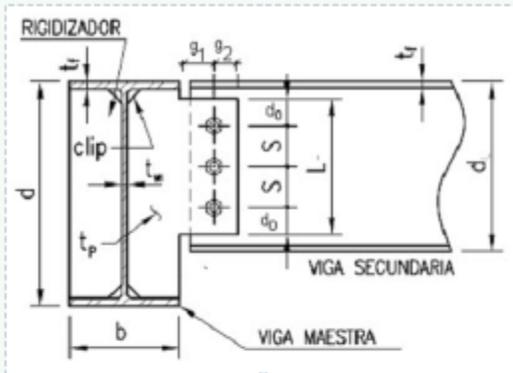


- Las relaciones ancho-espesor de las alas y alma del perfil deben cumplir los requerimientos de las provisiones sísmicas ANSI/AISC 341-16, conforme a miembros de moderada ductilidad en sistemas (IMF) y alta ductilidad para sistemas (SMF)
- Se deben arriostrar lateralmente las vigas, según los requerimientos de las provisiones sísmicas ANSI/AISC 341-16, conforme a miembros de moderada ductilidad para sistemas IMF y alta ductilidad para sistemas SMF.
- Las zonas protegidas se deben establecer de la siguiente manera:
 1. Para conexiones no rigidizadas (4E), corresponde a la porción de la viga entre la cara de la columna y una distancia igual al menor valor entre la profundidad de la viga o 3 veces el ancho del ala.
 2. Para conexiones no rigidizadas (4ES, 8ES), corresponde a la porción de la viga entre la cara de la columna y el final del rigidizador, más el menor valor entre 1/2 altura de la viga o 3 veces el ancho del ala.

8. Imágenes



DISEÑO DE CONEXIÓN A CORTE (VS-VM) CON PLANCHA SIMPLE (BBS-SP-BW)



Estados Límite a Considerar:

- Falla por corte del perno considerando la excentricidad
- Aplastamiento en los agujeros del alma del perfil y en la plancha
- Cedencia por corte del área gruesa de la plancha
- Fractura por corte del área neta de la plancha
- Cedencia por flexión del área gruesa de la plancha
- Bloque de corte en la plancha
- Fractura de soldaduras considerando la excentricidad

1. Datos Generales

1.1. Secciones a Conectar

Viga Maestra VM = W 30 x 108

$$d_{vm} := 756.9 \text{ mm} \quad b_{fvm} := 266.7 \text{ mm} \quad t_{fvm} := 19.3 \text{ mm} \quad t_{wvm} := 13.8 \text{ mm}$$

Viga Secundaria VS = W 16 x 26

$$d_{vs} := 398.8 \text{ mm} \quad b_{fvs} := 139.7 \text{ mm} \quad t_{fvs} := 8.8 \text{ mm} \quad t_{wvs} := 6.4 \text{ mm}$$

1.2. Propiedades de los Materiales

$$F_y := 250 \text{ MPa} \quad \text{Esfuerzo Cedencia ASTM A36}$$

$$F_u := 400 \text{ MPa} \quad \text{Esfuerzo Ultimo ASTM A36}$$

$$F_{nv} := 372 \text{ MPa} \quad \text{Pernos A-325 roscas incluida}$$

$$F_{EXX} := 482.6 \text{ MPa} \quad \text{Electrodo E70XX}$$

1.3. Solicitación a Corte

$$R_u := 109 \text{ kN} \quad \text{Obtenido del modelo estructural}$$

2. Selección de los pernos por corte simple y dimensiones para el detallado

$$d_b := \frac{7}{8} \text{ in} = 22.225 \text{ mm} \quad \text{Probamos con pernos A325-X}$$

$$A_b := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_b^2 = 3.879 \text{ cm}^2$$

2.1. Resistencia por corte simple

$$\phi_{nv} := 0.75$$

$$\phi R_{nv} := \phi_{nv} \cdot F_{nv} \cdot A_b = 108.237 \text{ kN}$$

Considerando un solo plano
de corte en el perno

$$c := 1$$

El número de pernos
requerido es:

$$n := \frac{R_u}{c \cdot \phi R_{nv}} = 1.007$$

se usarán $n := 4$ pernos, considerando que la excentricidad obligará al incremento

2.2. Dimensiones para el detallado

Espaciamiento mínimo entre pernos

$$S_{min} := 3 \cdot d_b = 66.675 \text{ mm} \quad \text{probaremos con} \quad S := 70 \text{ mm}$$

Distancia mínima al borde de la plancha

$$d_{o_min} := 1.5 \cdot d_b = 33.338 \text{ mm} \quad \text{probaremos con} \quad d_o := 35 \text{ mm}$$

La longitud vertical de la plancha en el alma de la viga "VS"

$$L_{max} := d_{vs} - 2 \cdot 2.5 \cdot t_{fvs} = 354.8 \text{ mm} \quad \text{Longitud máxima aproximada}$$

A partir de las dimensiones definidas anteriormente, determinamos la longitud vertical de la plancha

$$L := (n - 1) \cdot S + 2 \cdot d_o = 280 \text{ mm}$$

if ($L > L_{max}$, "Corregir", "Ok") = "Ok"

Finalmente, definimos los gramiles y el recorte o clip de la plancha

$$g1 := d_o + 10 \text{ mm} = 45 \text{ mm} \quad g2 := d_o = 35 \text{ mm} \quad clip := 25 \text{ mm}$$

2.3. Longitud de soldadura según geometría y ubicación del centro geométrico del grupo

Longitud horizontal " L_{wh} " y " L_{wv} "

$$L_{wh} := 0.50 \cdot (b_{fvm} - t_{wvm}) - clip = 101.45 \text{ mm}$$

$$L_{wv} := (d_{vm} - 2 \cdot t_{fvm}) - 2 \cdot clip = 668.3 \text{ mm}$$

La longitud total es: L_{wh} L_{wv}

$$L_{sol} := 2 \cdot L_{wh} + L_{wv} = 871.2 \text{ mm}$$

Procedemos a encontrar el centro geométrico del grupo

$$x_{cg} := \frac{2 \cdot L_{wh} \cdot (0.50 \cdot L_{wh} + clip)}{L_{wv} + 2 \cdot L_{wh}} = 17.636 \text{ mm}$$

$$y_{cg} := \frac{L_{wv} \cdot (0.50 \cdot L_{wv} + clip) + L_{wh} \cdot (L_{wv} + 2 \cdot clip)}{L_{wv} + 2 \cdot L_{wh}} = 359.15 \text{ mm}$$

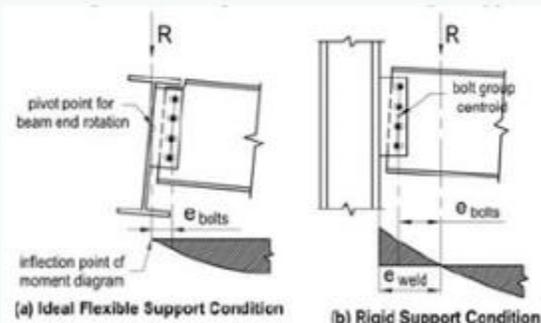
La excentricidad geométrica entre el grupo de pernos y la soldadura es

$$a := g1 + 0.50 \cdot (b_{fvm} - t_{wvm}) - x_{cg} = 153.814 \text{ mm}$$

3. Resistencia de los pernos por corte y momento

En el caso de conexiones a corte entre vigas, el AISC considera una baja rigidez rotacional de la viga maestra "VM" de soporte, permitiendo rotación de la viga secundaria "VS" simplemente apoyada en el extremo.

Tomando en consideración la excentricidad en la conexión y utilizando el procedimiento elástico de la excentricidad efectiva del AISC, se tiene:



$$e_b := \max(|2.54 \cdot cm \cdot (n - 1) - a|, a) = 153.814 \text{ mm}$$

En el caso de la soldadura, la excentricidad para el caso de apoyo simple es:

$$e_w := e_b = 153.814 \text{ mm}$$

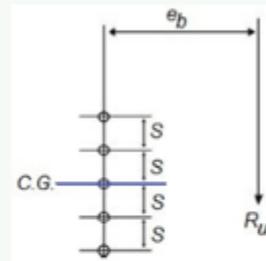
Conocida la excentricidad, determinamos el momento torsor asociado al grupo de pernos

$$M_u := R_u \cdot e_b = 16.766 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Calculamos la inercia polar del grupo de pernos

$$I_{pp} := \text{if}(n=3, 2 \cdot (1 \cdot S)^2, \text{if}(n=4, 2 \cdot ((0.5 \cdot S)^2 + (1.5 \cdot S)^2), \text{if}(n=5, 2 \cdot ((1 \cdot S)^2 + (2 \cdot S)^2), 2 \cdot ((0.5 \cdot S)^2 + (1.5 \cdot S)^2 + (2.5 \cdot S)^2))))$$

$$I_{pp} = 245 \text{ cm}^2$$



Por inspección, evaluamos que el perno más solicitado es el externo, de manera que la distancia al centro geométrico del grupo de pernos es

$$Y_a := \text{if}(n=3, (1 \cdot S), \text{if}(n=4, (1.5 \cdot S), \text{if}(n=5, (2 \cdot S), (2.5 \cdot S)))) = 105 \text{ mm}$$

La sollicitación horizontal por causa del momento torsor para el perno más alejado del centro geométrico es:

$$R_{uz} := \frac{M_u \cdot Y_a}{I_{pp}} = 71.853 \text{ kN}$$

Por otra parte, calculamos la sollicitación por corte en cada perno

$$R_{uy} := \frac{R_u}{n} = 27.25 \text{ kN}$$

Combinamos vectorialmente y obtenemos la sollicitación de corte esviado en el perno

$$R_{uperno} := \sqrt{R_{uz}^2 + R_{uy}^2} = 76.847 \text{ kN} \quad \frac{R_{uperno}}{\phi R_{nv}} = 0.71$$

if ($\phi R_{nv} < R_{uperno}$, "Aumentar el diámetro", "Perno Ok") = "Perno Ok"

4. Aplastamiento en los agujeros del alma del perfil y en la plancha

$$\phi_{na} := 0.75$$

4.1. Aplastamiento - Alma de la Viga "VS"

$$\phi R_n := \phi_{na} \cdot 2.4 \cdot d_b \cdot t_{wvs} \cdot F_u = 102.413 \text{ kN} \quad \frac{R_u}{n \cdot \phi R_n} = 0.266$$

if ($n \cdot \phi R_n < R_u$, "Aumentar el diámetro", "Alma Ok") = "Alma Ok"

4.2. Aplastamiento - Plancha simple de conexión

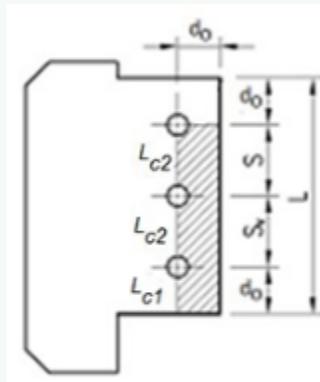
En la práctica, el espesor de la plancha simple se estima a partir de:

$$t_{p_min} := 1.5 \cdot t_{wvs} = 9.6 \text{ mm}$$

Probemos con: $t_p := 10 \text{ mm}$

En nuestro caso, no estamos considerando ranuras cortas o largas, por lo tanto:

ranura := "NO"



$$F_{c1} := \text{if}(\text{ranura} = \text{"SI"}, 1.0, 1.2) = 1.2$$

$$F_{c2} := \text{if}(\text{ranura} = \text{"SI"}, 2.0, 2.4) = 2.4$$

Las distancias entre perforaciones L_{c1} y L_{c2} , considerando un agujero estándar ejecutado con punzonadora cuyo diámetro de cálculo es de: $d_b + \frac{1}{8} \text{ in}$

$$L_{c1} := d_o - 0.5 \cdot \left(d_b + \frac{1}{8} \text{ in} \right) = 22.3 \text{ mm}$$

Distancia del agujero externo al borde

$$L_{c2} := S - \left(d_b + \frac{1}{8} \text{ in} \right) = 44.6 \text{ mm}$$

Distancia entre agujeros internos

Calculamos la resistencia por aplastamiento a partir de las siguientes expresiones

Para el agujero externo tenemos:

$$\phi R_{na1} := \phi_{na} \cdot \min(F_{c1} \cdot L_{c1} \cdot t_p \cdot F_u, F_{c2} \cdot d_b \cdot t_p \cdot F_u) = 80.28 \text{ kN}$$

Para los agujeros internos tenemos:

$$\phi R_{na2} := \phi_{na} \cdot \min(F_{c1} \cdot L_{c2} \cdot t_p \cdot F_u, F_{c2} \cdot d_b \cdot t_p \cdot F_u) = 160.02 \text{ kN}$$

La resistencia por aplastamiento de los agujeros es:

$$\phi R_{na_sp} := \phi R_{na1} + (n - 1) \cdot \phi R_{na2} = 560.34 \text{ kN} \quad \frac{R_u}{\phi R_{na_sp}} = 0.195$$

if ($\phi R_{na_sp} < R_u$, "Aumentar el espeso de plancha", "Plancha Ok") = "Plancha Ok"

5. Cedencia y fractura por corte en la plancha

5.1. Cedencia por corte en el área gruesa

$$\phi_{ced} := 0.90$$

$$\phi_{frac} := 0.75$$

$$A_{pg} := t_p \cdot L = 28 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n := \phi_{ced} \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_{pg} = 378 \text{ kN} \quad \frac{R_u}{\phi P_n} = 0.288$$

if ($\phi P_n < R_u$, "Aumentar el espesor", "Por fluencia Ok") = "Por fluencia Ok"

5.2. Fractura por corte en el área neta

$$A_{pn} := t_p \cdot \left(L - n \cdot \left(d_b + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) = 17.84 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n := \phi_{frac} \cdot 0.60 \cdot F_u \cdot A_{pn} = 321.12 \text{ kN} \quad \frac{R_u}{\phi P_n} = 0.339$$

if ($\phi P_n < R_u$, "Aumentar el espesor", "Por fractura Ok") = "Por fractura Ok"

6. Cedencia por flexión en la plancha

$$\phi_f := 0.90$$

$$M_{uf} := R_u \cdot e_b = 16.766 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento actuante en la conexión}$$

Determinamos el momento resistencia de la plancha

$$S_x := \frac{t_p \cdot L^2}{6} = 130.667 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo de sección elástico de la plancha}$$

$$\phi M_n := \phi_f \cdot S_x \cdot F_y = 29.4 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \frac{M_{uf}}{\phi M_n} = 0.57$$

if ($\phi M_n < M_{uf}$, "Aumentar el espesor", "Por flexión Ok") = "Por flexión Ok"

7. Bloque de cortante en la plancha

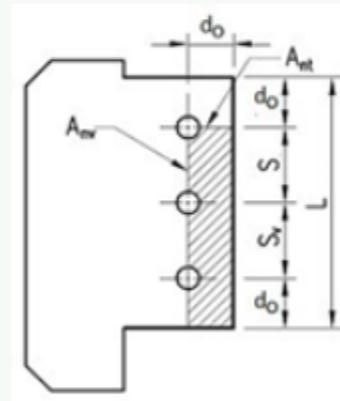
$$\phi_{bc} := 0.75$$

$$A_t := d_o \cdot t_p = 3.5 \text{ cm}^2$$

$$A_c := (L - d_o) \cdot t_p = 24.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} := \left(d_o - 0.50 \cdot \left(d_b + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) \cdot t_p = 2.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{nc} := \left(L - d_o - (n - 0.50) \cdot \left(d_b + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) \cdot t_p = 15.61 \text{ cm}^2$$



Cuando la tensión de tracción es uniforme, $U_{bs} = 1$; si la tensión de tracción no es uniforme $U_{bs} = 0.50$

$$U_{bs} := 1$$

$$\phi R_{bc} := \phi_{bc} \cdot \min(0.60 \cdot F_u \cdot A_{nc} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}, 0.60 \cdot F_y \cdot A_c + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) = 342.525 \text{ kN}$$

if ($0.60 \cdot F_u \cdot A_{nc} \leq 0.60 \cdot F_y \cdot A_c$, "Falla Frágil", "Falla Ductil") = "Falla Ductil"

$$\frac{R_u}{\phi R_{bc}} = 0.318$$

if ($\phi R_{bc} < R_u$, "Aumentar S", "Bloque Cortante Ok") = "Bloque Cortante Ok"

8. Resistencia de la soldadura en la unión plancha - VM

Considerando las soldaduras como elementos de línea, la inercia respecto a su espesor se desprecia, por lo que sólo tomamos su inercia respecto a su longitud, cuando sea el caso y aplicamos el teorema de ejes paralelos de Steiner

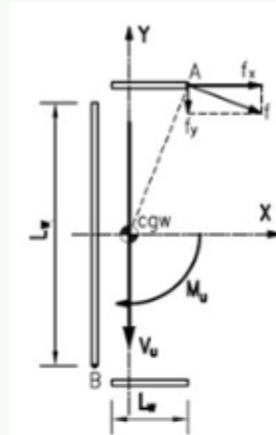
El momento actuante por causa de la excentricidad es:

$$M_{uw} := R_u \cdot e_w = 16.766 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$L_{sol} = 871.2 \text{ mm} \quad \text{Longitud de la Soldadura}$$

$$x_{cg} = 17.636 \text{ mm} \quad \text{Distancia del centroide segun "x"}$$

$$a = 153.814 \text{ mm} \quad \text{Excentricidad geométrica entre el grupo de pernos y la soldadura}$$



Determinamos la inercia polar del grupo de soldaduras, considerando filetes a cada lado de la plancha

$$I_{xsol} := 2 \cdot L_{wh} \cdot \left(\frac{L_{ww} + 2 \cdot clip}{2} \right)^2 + \frac{L_{ww}^3}{12} = 51045.096 \text{ cm}^3$$

$$I_{ysol} := L_{ww} \cdot x_{cg}^2 + 2 \cdot \left(\frac{L_{wh}^3}{12} + L_{wh} \cdot (0.50 \cdot L_{wh} + clip - x_{cg})^2 \right) = (1.067 \cdot 10^3) \text{ cm}^3$$

$$I_{psol} := 2 \cdot (I_{xsol} + I_{ysol}) = 104223.262 \text{ cm}^3 \quad \text{Inercia polar del par de grupos de soldadura}$$

Por inspección de soldadura (ver imagen), el punto A es el más solicitado

$$R_{xsol} := \frac{M_{uw} \cdot 0.50 \cdot (L_{ww} + 2 \cdot clip)}{I_{psol}} = 57.774 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Fuerza actuando en "X" en el punto "A" por cm de espesor por causa del momento

$$R_{ysol} := \frac{M_{uw} \cdot (L_{wh} + clip - x_{cg})}{I_{psol}} = 17.504 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Fuerza actuando en "Y" en el punto "A" por cm de espesor por causa del momento

$$R_y := \frac{R_u}{2 \cdot L_{sol}} = 62.557 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Fuerza actuando en "Y" en el punto "A" por cm de espesor por causa del corte

Combinamos vectorialmente y obtenemos la sollicitación en el punto de inspección "A"

$$R_{usol} := \sqrt{R_{xsol}^2 + (R_y + R_{ysol})^2} = 98.73 \frac{kN}{m}$$

Fuerza resultante actuante en el punto "A" por cm de espesor por causa de las sollicitaciones combinadas

$$\phi_{exx} := 0.75$$

$$D := \frac{R_{usol}}{0.707 \cdot \phi_{exx} \cdot 0.60 \cdot F_{EXX}} = 0.643 \text{ mm}$$

Se indicará el mayor entre el calculado y la soldadura de filete mínima por norma, según el espesor de la plancha "SP". Se utiliza soldadura de filete en ambos lados de la plancha

Se utilizará soldadura de filete mínima en ambos lados de la plancha

$$D_{propuesto} := 5 \text{ mm}$$

13.4. Anexo 4: Diseño de losa de cimentación sistema convencional

DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACIÓN

1. Predimensionado de estructura de cimentación (Losa + relleno):

$\gamma_{suelos} := 2000 \frac{kgf}{m^3}$

$\gamma_{concreto} := 2400 \frac{kgf}{m^3}$

$$A_{piso} := (18 \text{ m}) \cdot (4 \cdot 8.2 \text{ m} + 10.8 \text{ m}) - 41.615 \text{ m}^2 = 743.185 \text{ m}^2 \quad n_{pisos} := 7$$

$$A_{oficinas} := n_{pisos} \cdot A_{piso} = (5.202 \cdot 10^3) \text{ m}^2$$

$$A_{terrazza} := 1 \cdot A_{piso} = 743.185 \text{ m}^2$$

$CP_{oficinas} := \left(225 \frac{kgf}{m^2} + 229 \frac{kgf}{m^2} \right)$

$CT_{oficinas} := 400 \frac{kgf}{m^2}$

$CP_{terrazza} := \left(400 \frac{kgf}{m^2} + 229 \frac{kgf}{m^2} \right)$

$CT_{terrazza} := 200 \frac{kgf}{m^2}$

$$W_{total} := (A_{oficinas}) \cdot (CP_{oficinas} + 1 \cdot CT_{oficinas}) + (A_{terrazza} + 41.615 \text{ m}^2) \cdot (CP_{terrazza} + 1 \cdot CT_{terrazza}) = 5093.359 \text{ tonnef}$$

$$A_{losa} := ((18 \text{ m} + 2 \cdot 1.5 \text{ m}) \cdot (4 \cdot 8.2 \text{ m} + 10.8 \text{ m} + 2 \cdot 1.5 \text{ m})) = 978.6 \text{ m}^2$$

$H_{corte_aprox} := \frac{W_{total}}{\gamma_{suelos} \cdot A_{losa}} = 2.602 \text{ m}$

$H_{desplante} := 260 \text{ cm}$

Por cimentación compensada, se recomienda un nivel de desplante de 2.60 m.
Se propone un sustitución de 1.4 metros y sobre dicha sustitución usar losa flotante de 120 centímetros de espesor.

$$h_{losa} := 120 \text{ cm}$$

$$h_{relleno} := H_{desplante} - h_{losa} = 140 \text{ cm}$$

Tabla 5. Capacidad de Carga de Admisible en Ton/m², Factor de seguridad, FS=3

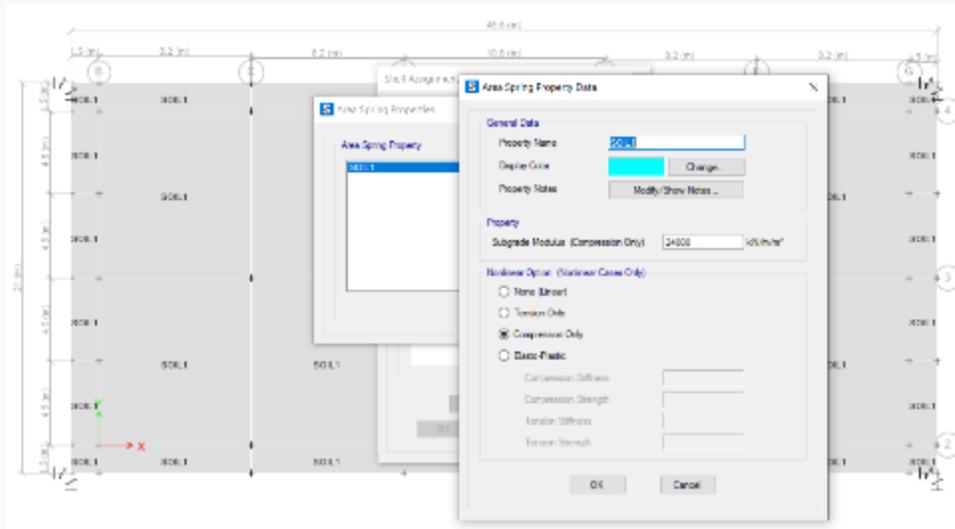
Nivel de desplante (m)	Sondeo		
	1	2	3
0.55	5.1	12.8	12.8
1.00	20.0	10.2	10.2
1.45	reb	19.6	11.1
1.90	-	20.0	14.5
2.35	-	reb	15.3
2.80	-	-	10.2
3.25	-	-	17.0
3.70	-	-	reb

Tabla 2. Valores N_{grt}

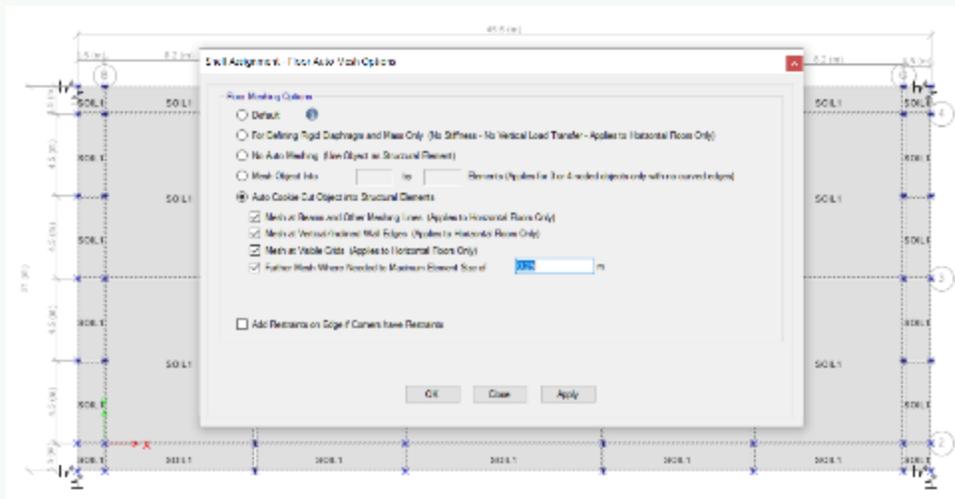
Tramo	Sondeo		
	1	2	3
0.00 - 0.55	6	15	15
0.55 - 1.00	70	12	12
1.00 - 1.45	reb	23	13
1.45 - 1.90	-	26	17
1.90 - 2.35	-	reb	18
2.35 - 2.80	-	-	12
2.80 - 3.25	-	-	20
3.25 - 3.70	-	-	reb

Página 1 de 11

2.3. Asignación de Módulo de Balasto:



2.5. Mesh de elemento shell:



2.6. Parámetros de diseño y configuración de recubrimientos:

Concrete Design Preferences for ACI 318-14

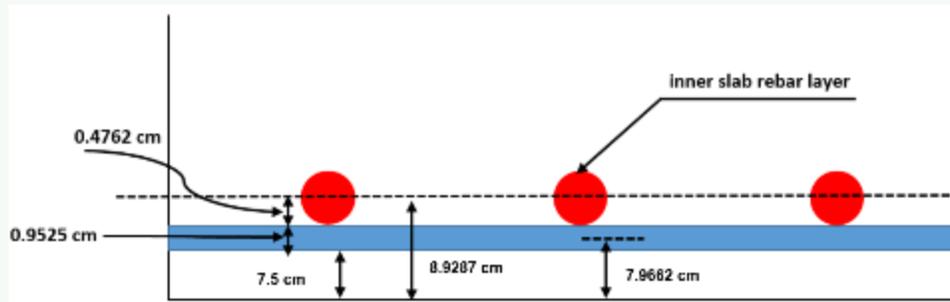
Factors	Min. Cover for Slabs	Min. Cover for Beams	P/T Stress Check
Non Prestressed Reinforcement			
Clear Cover Top, m			0.075
Clear Cover Bottom, m			0.075
Preferred Bar Size			#3
Inner Slab Rebar Layer			Layer B
Post Tensioning			
OGS of Tendon Top, m			0.025
OGS of Tendon for Bottom of Exterior Bay, m			0.04
OGS of Tendon for Bottom of Interior Bay, m			0.025
Minimum Reinforcement			
Slab Type for Minimum Reinforcing			Two Way

Design Code: ACI 318-14

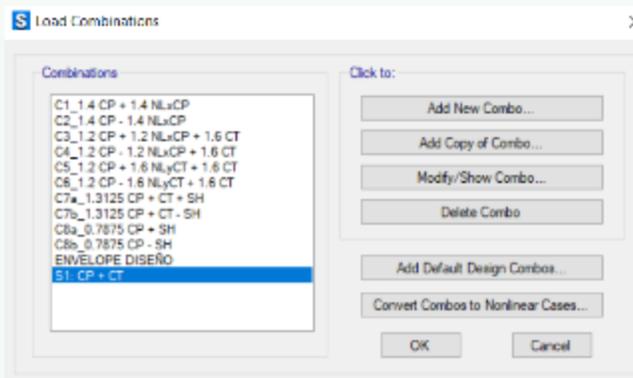
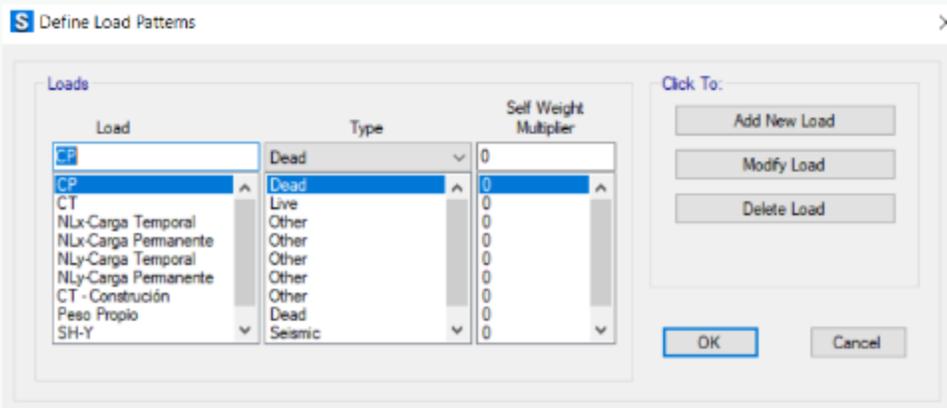
Explanation of Color Coding for Values:
 Blue: Default Value
 Black: Not a Default Value
 Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values: All Items, Current Tab
 Reset To Previous Values: All Items, Current Tab
 OK, Cancel

Al indicar que la barra INNER SLAB REBAR LAYER es la Layer B con un recubrimiento a extremo de barra en 7.5 cm, la configuración de recubrimientos es la siguiente:

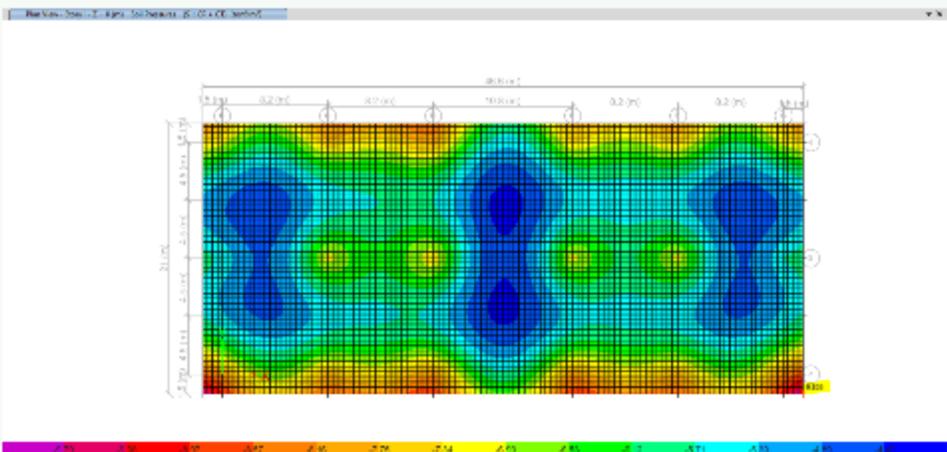


3. Cargas y Combinaciones de Diseño:



4. Resultados:

4.1. Capacidad Admisible Suelo - Cimentación Resultante:

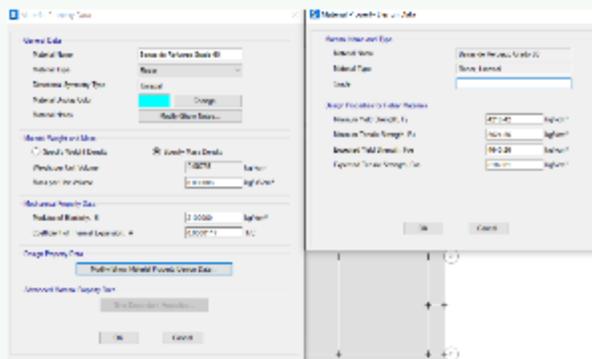


$$\sigma_{admissible_resultante} := 9.87 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{admissible_disponible} := 10.2 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

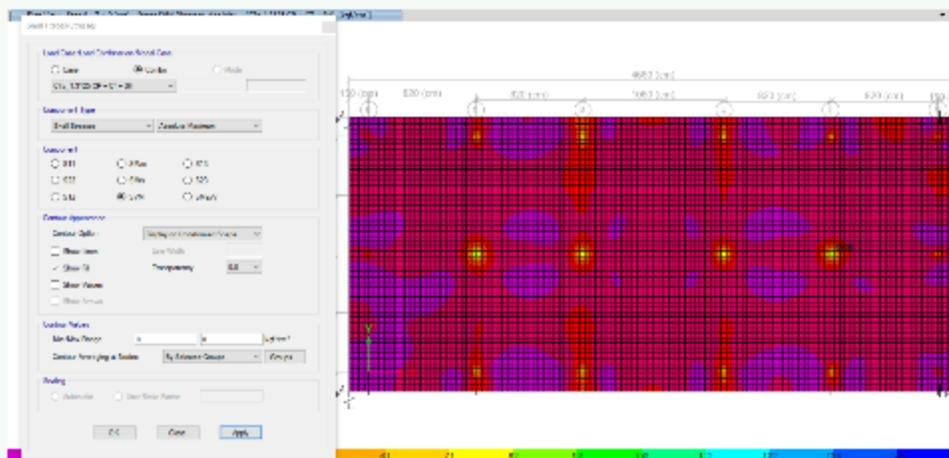
if ($\sigma_{admissible_disponible} \geq \sigma_{admissible_resultante}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

4.2. Esfuerzo VON MISES: Concreto:



$$f'_c := 5000 \text{ psi} = 351.535 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 60 \text{ ksi} = 4218.417 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$



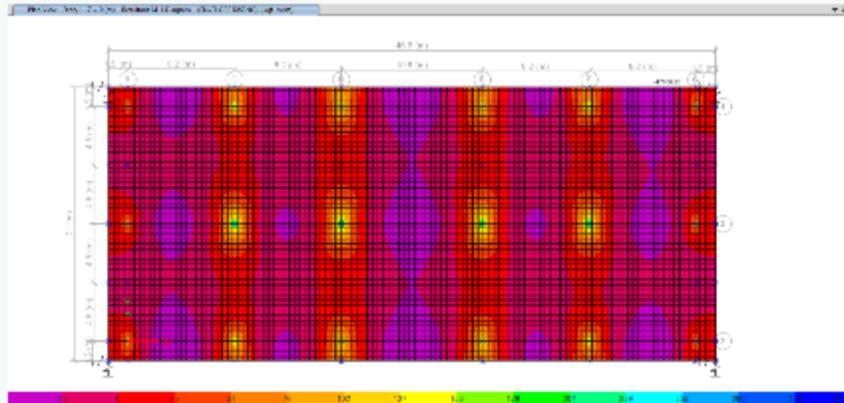
$$f_{vm} := 143 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_c := 5000 \text{ psi} = 351.535 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

if ($f_{vm} \leq f'_c$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

4.3. Diseño del Acero de refuerzo:

4.3.1. Acero de refuerzo en la dirección X-X: Absoluto:



$b := 1$ Ancho unitario $M_u := 47606.93 \text{ kgf} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$ Momento último

$r := 7.5 \text{ cm}$ Recubrimiento $t := h_{\text{losa}} = 120 \text{ cm}$

$\phi_b := 0.90$ $\beta_1 := 0.85$ $d := h_{\text{losa}} - r = 112.5 \text{ cm}$ Altura útil

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi_b \cdot b}} = 1.585 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 1.864 \text{ cm}$$

$$A_s := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 0.112 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

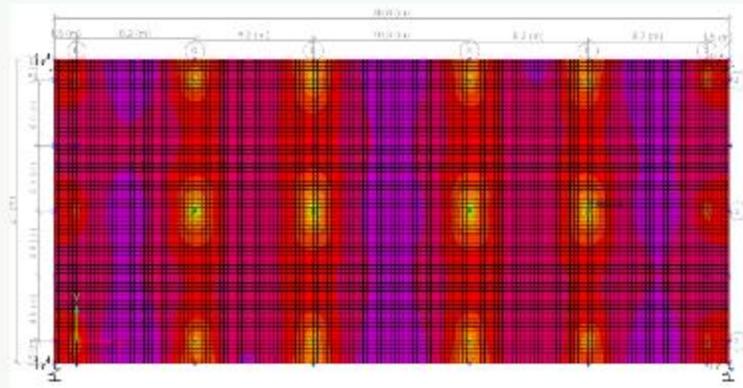
$$\frac{A_s}{b} = 0.1123 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad S_{\text{malla}} := 10 \text{ cm}$$

$$A_{\text{barra}} := \left(\frac{A_s}{b}\right) \cdot S_{\text{malla}} = 1.123 \text{ cm}^2$$

$$T_{\text{asa}} := 0.25 \cdot \pi \cdot \left(\frac{4 \text{ in}}{8}\right)^2 = 0.127 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Bar ID	Bar Area (cm²)	Bar Diameter (cm)
10	0.2	0.625
20	0.7	0.985
30	1.0	1.27
40	1.58	1.625
50	2.23	2.025
60	3.1	2.54
70	4.2	3.25
80	5.7	4.25

R / En las zonas centrales de la losa, se colocara varilla # 4 @ 10 cm c.a.c



$b := 1$ Ancho unitario $M_u = 319805 \text{ kgf} \cdot \frac{m}{m}$ Momento último

$\tau := 7.5 \text{ cm}$ Recubrimiento

$\phi_b := 0.90$ $\beta_1 := 0.85$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi_b \cdot b}} = 11.12 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 13.083 \text{ cm}$$

$$A_s := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 0.788 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$\frac{A_s}{b} - \text{Tasa} = 0.661 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

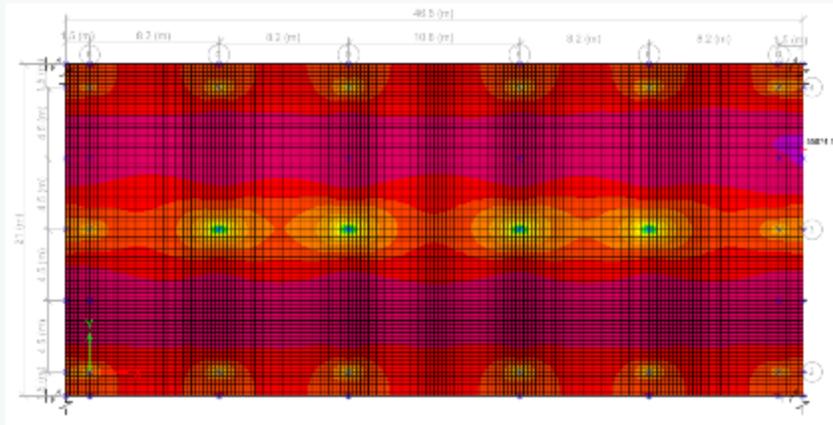
$S_{\text{bastones}} := 5 \text{ cm}$

$$A_{\text{barra}} := \left(\frac{A_s}{b}\right) \cdot S_{\text{bastones}} = 3.938 \text{ cm}^2$$

Bar ID	Bar Area (cm ²)	Bar Spacing (cm)
#2	0.3	8.079
#3	0.7	8.582
#4	1.3	1.21
#5	2	1.582
#6	2.8	1.982
#7	3.9	2.705
#8	5.1	2.94
#9	6.5	3.982
#11	12	1.705

R / Se debe colocar una varilla # 7 Gr 60 @ 5 cm como refuerzo en zonas de ubicación y apoyo de columnas de la estructura.

4.3.2. Acero de refuerzo en la dirección Y-Y: Absoluto:



$b = 1$ Ancho unitario $M_u = 55874 \text{ kgf} \cdot \frac{m}{m}$ Momento último

$r = 7.5 \text{ cm}$ Recubrimiento

$\phi_b = 0.90$ $\beta_1 = 0.85$ $d = t - r = 112.5 \text{ cm}$ Altura útil

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi_b \cdot b}} = 1.862 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 2.191 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 0.132 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

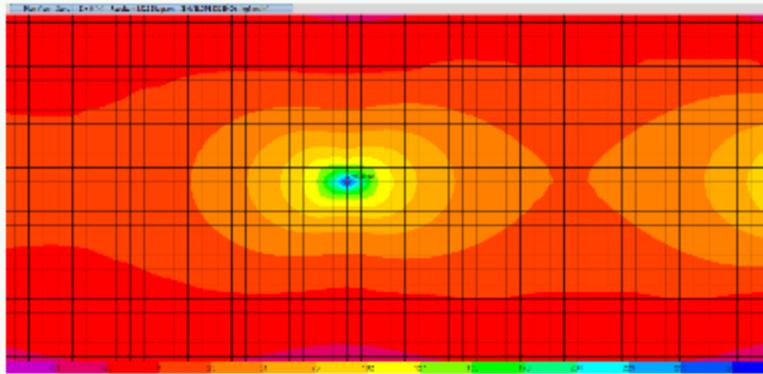
$$\frac{A_s}{b} = 0.1319 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad S_{\text{malla}} = 15 \text{ cm}$$

$$A_{\text{barra}} = \left(\frac{A_s}{b}\right) \cdot S_{\text{malla}} = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$Tasa = 0.25 \cdot \pi \cdot \left(\frac{5 \text{ in}}{8}\right)^2 = 0.132 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Bar ID	Bar Area (cm²)	Bar Diameter (cm)
10	0.7	0.85
11	1.1	1.27
12	2	1.68
13	3.5	2.19
14	6.1	2.74
15	9.8	3.28

R / En las zonas centrales de la losa, se colocara varilla # 5 @ 15 cm c.a.c



$b := 1$ Ancho unitario $M_u := 279938 \frac{\text{kgf} \cdot \text{m}}{\text{m}}$ Momento último

$r := 7.5 \text{ cm}$ Recubrimiento $d := t - r = 112.5 \text{ cm}$ Altura útil

$\phi_b := 0.90$ $\beta_1 := 0.85$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi_b \cdot b}} = 9.668 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 11.375 \text{ cm}$$

$$A_s := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 0.685 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$\frac{A_s}{b} - Tasa = 0.5529 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$S_{\text{bastones}} := 7 \text{ cm}$$

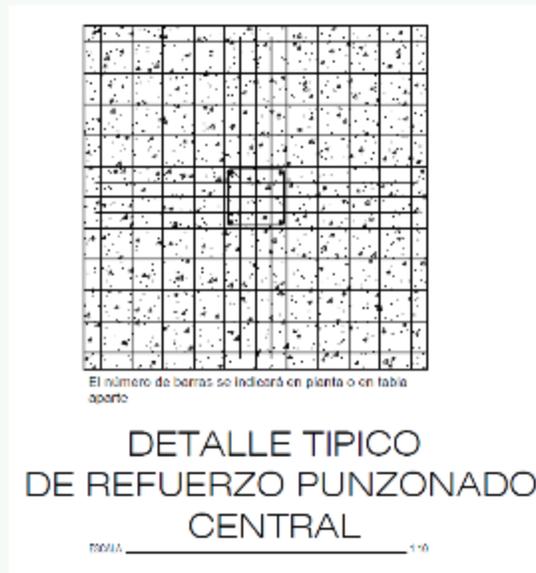
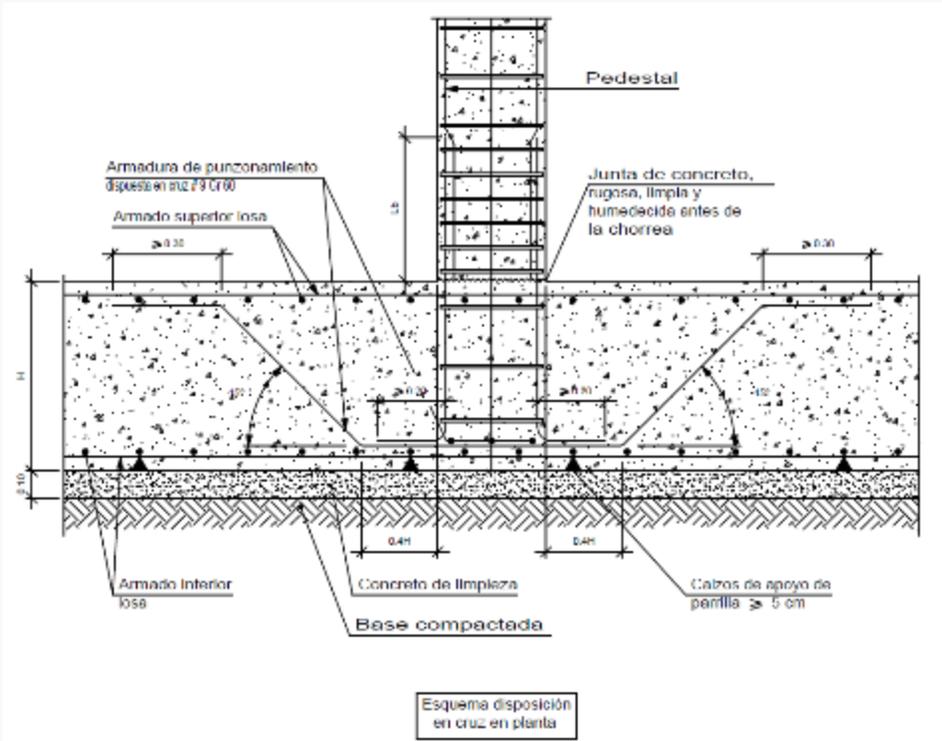
$$A_{\text{barra}} := \left(\frac{A_s}{b}\right) \cdot S_{\text{bastones}} = 4.794 \text{ cm}^2$$

Bar (in)	Bar Area (in ²)	Bar Diameter (in)
20	0.3	0.855
25	0.7	0.984
30	1.1	1.127
35	1.6	1.283
40	2.0	1.455
45	2.6	1.643
50	3.1	1.846
55	3.8	2.065
60	4.7	2.300

R / Se debe colocar una varilla # 8 Gr 60 @ 7 cm como refuerzo en zonas de ubicación y apoyo de columnas de la estructura.

Nota: En caso de que se desee disminuir los aceros requeridos, la recomendación es aumentar el espesor de la losa flotante o aumentar la resistencia a la compresión del concreto. Típicamente, en estructuras reales se recomiendan cimentaciones con concretos de hasta 10000 psi de resistencia a la compresión.

5. Detalles típicos:



13.5. Anexo 5: Hoja de cálculo para aisladores elastoméricos con núcleo de plomo

AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO

NIVELES DE SISMO

Para diseñar la superestructura se considera el SISMO DE DISEÑO o sismo de 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años

$$a_{ef} = 0.36 \text{ g} \quad \text{Zonificación Sísmica}$$

Para dimensionar los aisladores se considera el SISMO MAXIMO ESPERADO o sismo de 2% de probabilidad de ser excedido en 50 años

$$I = 1.25 \text{ aef}$$

$$A_{ef} = 0.45 \text{ g}$$

CONSIDERACIONES INICIALES

Se asume inicialmente que el periodo efectivo de la estructura aislada en el máximo desplazamiento es igual a:

$$T_{Obj} = 4.50 \text{ seg} \quad \text{ó} \quad 3 \text{ veces el periodo de la estructura fija a la base} \quad 1.157$$

$$T_{Obj} = 3.47 \text{ seg}$$

$$T_{Obj} = 4.50 \text{ seg}$$

Se considera un amortiguamiento efectivo inicial para el máximo desplazamiento

$$\beta_D = 30 \%$$

Coefficiente de amortiguamiento

$$B_M = 1.7$$

Table 17.5-1 Damping Factor, B_M

Effective Damping, β_D (percentage of critical) ^{a,b}	B_M Factor
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

^aThe damping factor shall be based on the effective damping of the isolation system determined in accordance with the requirements of Section 17.2.5.6.
^bThe damping factor shall be based on linear interpolation for effective damping values other than those given.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

1. Cálculo del Desplazamiento Traslacional

$$D_M = 0.399 \text{ m}$$

$$D_M = 399 \text{ mm}$$

$$D_M = \frac{S_a \times T^2 \times g}{4 \times \pi^2 \times B_M}$$

S_a : Pseudo Aceleración para el Periodo Fij
 T : Periodo Objetivo (T_M)
 g : Gravedad 9.807 m/s²

2. Cálculo del Desplazamiento Total

$$D_{TM} = 0.459 \text{ m}$$

$$D_{TM} = 459 \text{ mm}$$

$$D_{TM} = 1.15 \times D_M$$

3. Peso de la estructura dividido entre la cantidad de aisladores

Promedio $W = 485.222 \text{ Ton}$

LBR-1 $W = 545.000 \text{ Ton}$

$$W = \frac{\text{peso de la estructura}}{\# \text{ de aisladores}}$$

$$W_s = 8734.000 \text{ Ton}$$

$$Ais = 18 \text{ U}$$

Se puede utilizar la combinación: $C = CP + 0.5 CT$

4. Rigidez Efectiva (Rigidez Horizontal) del aislador

$$K_{eff} = 108.342 \text{ Ton/m}$$

$$K_{eff} = \frac{4 \times \pi^2 \times W}{T^2 \times g}$$

5. Energía disipada en cada ciclo histerético

$$W_D = 32.589 \text{ Ton*m}$$

$$W_D = 2 \times \pi \times K_{eff} \times D_M^2 \times \beta_D$$

6. Fuerza Característica Q

$D_y(m)$	$Q(Ton)$	$K_2 \text{ ó } K_p(Ton/m)$	α	$K_1(Ton/m)$	$D_y(m)$
0.000000	20.395	57.28680	10.000	572.868	0.039557
0.039557	22.636	51.67552	10.000	516.755	0.048672
0.048672	23.225	50.20312	10.000	502.031	0.051402
0.051402	23.407	49.74725	10.000	497.472	0.052279
0.052279	23.466	49.59911	10.000	495.991	0.052568
0.052568	23.485	49.55022	10.000	495.502	0.052664
0.052664	23.492	49.53400	10.000	495.340	0.052695
0.052695	23.494	49.52861	10.000	495.286	0.052706
0.052706	23.495	49.52682	10.000	495.268	0.052710
0.052710	23.495	49.52623	10.000	495.262	0.052711
0.052711	23.495	49.52603	10.000	495.260	0.052711

$$Q = W_D / [4 \times (D_M - D_y)]$$

$$K_2 = K_{eff} - Q/D_M$$

$$K_1 = \alpha \times K_2$$

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$$

D_y : Desplazamiento de Fluencia

α : Factor de amplificación (comunmente valor de 10)

Se realizan iteraciones dando inicio con $D_y = 0 m$

7. Area de Plomo

$$A_p = \boxed{0.023} m^2 \quad A_p = \frac{Q}{\tau_y}$$

τ_y : Valor de tensión de fluencia del plomo (comunmente valor de 1019 Ton/m²)

τ_y : Ton/m²

8. Diametro de Plomo

$$D_{pb} = \boxed{0.171} m \quad D_{pb} = 2 \times \sqrt{\frac{A_p}{\pi}}$$

El diámetro de plomo se recomienda que tenga un mínimo de 10 cms

9. Altura de la goma del Aislador

$$H_r = \boxed{0.266} m \quad H_r = \frac{D_M}{\gamma_s}$$

γ_s : Deformación lateral por corte (comunmente valor de 150%)

γ_s : %

10. Altura del Aislador

$$H = \boxed{0.453} m \quad H = h + 2 \times t_{ext}$$

H : Altura total del aislador

t_{ext} : Placas externas de acero

h : Altura de aislador de goma y acero

n : número de láminas de goma, debe ser un número entero

t_r : Espesor de la goma (comunmente $e = 0.006m$)

t_s : Espesor del acero (comunmente $e = 0.003m$)

t_r : m

t_s : m

t_{ext} : m

$$n = \frac{44.386}{45}$$

$$n = \frac{H_r}{t_r}$$

$$h = \boxed{0.402} m$$

$$h = n \times t_r + (n - 1) \times t_s$$

10. Area del Aislador (solo goma)

$$A = \boxed{0.606} m^2 \quad A = \frac{P_{Max}}{\sigma_{AC}}$$

P_{max} : Carga máxima de un aislador, resultado del diseño de carga según norma de diseño aplicado

σ_{AC} : Tensión admisible de la goma (comunmente 900 Ton/m²)

P_{max} : Ton

σ_{AC} : Ton/m²

11. Diametro exterior del Aislador (D_e)

$$D_e = \sqrt{A + A_D}$$

$$D = \boxed{0.895} \text{ m}$$

$$D = 2 \times \sqrt{\frac{r}{\pi}}$$

12. Módulo de Corte de la goma

$$G = \boxed{47.647} \text{ Ton/m}^2$$

$$G = \frac{K_{eff} \times H_r}{A}$$

13. Factor de forma

$$S = \boxed{35.909}$$

$$S = \frac{D^2 - D_{pb}^2}{4 \times D \times t_r}$$

14. Rigidez del aislador con núcleo de plomo

$$K_p = \boxed{124.593} \text{ Ton/m}$$

$$K_p = 1.15 \times K_{eff}$$

15. Rigidez post-fluencia del aislador con núcleo de plomo

$$K_{2p} = \boxed{65.777} \text{ Ton/m}$$

$$K_{2p} = K_p - \frac{Q}{D_M}$$

16. Rigidez elástica del aislador con núcleo de plomo

$$K_{1p} = \boxed{657.773} \text{ Ton/m}$$

$$K_{1p} = (6.5 \text{ a } 13) \times K_{2p}$$

Factor:

17. Fuerza de fluencia del aislador

$$F_y = \boxed{30.063} \text{ Ton}$$

$$F_y = Q + K_p \times D_y$$

18. Rigidez vertical del aislador

$$K_v = \boxed{322727.985} \text{ Ton/m}$$

$$E_v = \boxed{106617.123} \text{ Ton/m}^2$$

$$K_v = \frac{E_v \times A}{H_r} + \frac{E_l \times A_p}{H_l}$$

$$E_v = \frac{1}{\frac{1}{6 \times G \times S^2} + \frac{4}{3 \times K}}$$

K_v : Rigidez vertical

E_v : Módulo de rigidez vertical (compresión de acero-goma)

E_l : Módulo de elasticidad del plomo (comunmente 1400000 Ton/m²)

K : Módulo de compresibilidad de la goma (comunmente 200000 Ton/m²)

$H_l = h$: Altura de goma y acero del aislador

E_l : Ton/m²

K : Ton/m²

19. Fluencia vertical del aislador

$$f_v = \boxed{12.129} \text{ Hz}$$

$$f_v = \frac{\sqrt{\frac{K_v}{K_H}}}{T}$$

$K_H = K_{eff}$: Rigidez efectiva

20. Area reducida

$$A_R = \boxed{0.228} \text{ m}^2$$

$$A_R = A \times 2 \times \frac{\left[D_e^2 \times \sin^{-1} \left(\frac{\sqrt{D_e^2 - D_{TM}^2}}{D_e} \right) - D_{TM} \times \sqrt{D_e^2 - D_{TM}^2} \right]}{\pi \times D_e^2}$$

$D_e = D$: Diámetro exterior del aislador

21. Deformación de corte por deformación

$$\gamma_D = \boxed{1.725}$$

$$\gamma_D = \frac{D_{TM}}{H_r} \leq 2.25$$

Cumple

22. Deformación de corte por compresión

γ_c :	0.526
ε_c :	0.002
E_s :	190.588 Ton/m ²

$$\gamma_c = 6 \times S \times \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_c = \frac{\frac{P_{max}}{A}}{E_0 \times (1 + 2 \times k \times S^2)}$$

$$E_0 = f \times G$$

f : Factor de fábrica (comunmente es igual a 4)

$$G = \frac{47.647}{67.770} \text{ Ton/m}^2 \text{ psi}$$

f :	4
k :	0.75

$$G \leq 50 \text{ psi} \rightarrow k = 0.90$$

$$G \leq 70 \text{ psi} \rightarrow k = 0.85$$

$$G \leq 90 \text{ psi} \rightarrow k = 0.75$$

$$G \leq 150 \text{ psi} \rightarrow k = 0.65$$

23. Deformación a la rotación

γ_r :	0.556
--------------	-------

$$\gamma_r = 0.375 \times \left(\frac{D}{t_r}\right)^2 \times \frac{\theta}{n}$$

$\theta \geq 0.0003$ radianes solo para aisladores forma circular

$$\theta: 0.003 \text{ rad}$$

24. Deformación máxima

γ_{max} :	2.807
------------------	-------

$$\gamma_D + \gamma_c + \gamma_r \leq 5.00$$

$\gamma_{max,propuesto}$:	5
	Cumple

25. Peso crítico y verificación de la capacidad axial

$P_{critico}$:	1434.461 Ton
-----------------	--------------

$$P_{critico} = \frac{\pi}{\sqrt{8}} \times G \times S \times \frac{D}{n \times t_r} \times A_R$$

$$P_{critico} \geq P_{max}$$

Cumple

26. Verificación del pandeo

P_s :	43.553 Ton
A_s :	0.914 m ²

$$P_s = (G \times A)_{eff} = G \times A_s$$

$$A_s = A \times \frac{H_l}{H_r}$$

P_s : Fuerza de corte efectiva

A_s : Area de corte efectiva, para un aislador LRB incluye el núcleo de plomo

$$P_E = 68159.280 \text{ Ton} \quad P_E = \frac{\pi^2 \times (E \times I)_{eff}}{Hl^2}$$

P_E : Carga de Euler para una columna sin deformación al esfuerzo de corte

$$(E \times I)_{eff} = 1116.034 \text{ Ton/m} \quad (E \times I)_{eff} = \frac{1}{3} \times E_v \times I$$

$(E \times I)_{eff}$: Rigidez a la inclinación o también conocida como "tilting"

$$I = 0.031 \text{ m}^4 \quad I = \frac{\pi}{4} \times \left[\left(\frac{D_c}{2}\right)^4 - \left(\frac{d_p}{2}\right)^4 \right]$$

I : Inercia del aislador
 $D_e = D$: Diámetro exterior del aislador

$P_{crit-pandeo}$: Ton

$$P_{crit-pandeo} = \frac{P_s}{2} \times \sqrt{1 + 4 \times \frac{P_E}{P_s}} - 1$$

$P_{critico}$: Carga crítica para un fenómeno de pandeo

$F.S$:

$$\frac{P_{crit-pandeo}}{P_{max}} \geq F.S \rightarrow F.S > 1$$

Cumple

27. Coeficiente de amortiguamiento horizontal

C = Ton*seg/m

$$C = \frac{\beta_{eff} \times K_p \times T}{\pi}$$

13.6. Anexo 6: Diseño de conexiones para sistema aislado

Proyecto:		 <small>Calculate yesterday's estimations</small>
Proyecto n°:		
Autor:		
Datos del proyecto		
Nombre del proyecto		
Número del Proyecto		
Autor		
Descripción		
Fecha	22/01/2024	
Normativa de cálculo	AISC 360-16	
Material		
Acero	A992	

Proyecto:
Proyecto n°:
Autor:

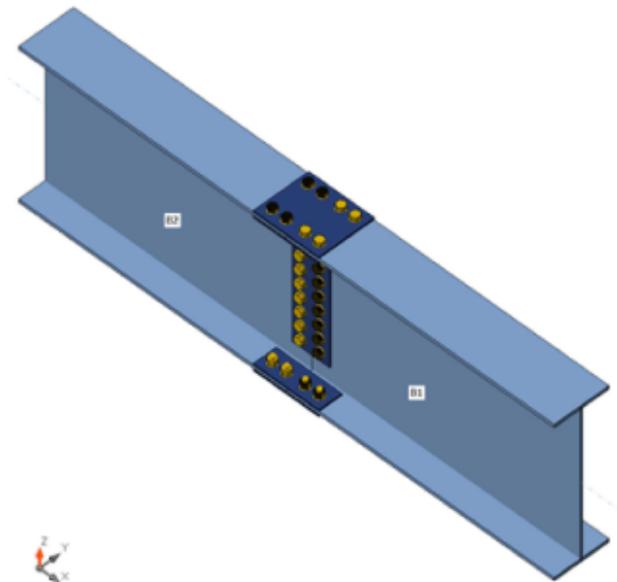
Ítem del proyecto CON1

Diseño

Nombre CON1
 Descripción
 Análisis Tensión, deformación/ Carga simplificada
 Normativa de cálculo AISC - LRFD

Elementos estructurales

Nombre	Sección transversal	β - Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento ex [mm]	Desplazamiento ey [mm]	Desplazamiento ez [mm]	Fuerzas en
B1	1 - W(Imp)33X118	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Nodo
B2	1 - W(Imp)33X118	180,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Nodo



Secciones

Nombre	Material
1 - W(Imp)33X118	A992

Tornillos

Nombre	Conjunto de tornillo	Diámetro [mm]	fu [MPa]	Área bruta [mm ²]
1 A325	1 A325	25,40	825,00	506,71

Proyecto:
 Proyecto n°:
 Autor:



Cargas (No se requiere el equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	0,00	0,00	-240,00	0,00	839,00	0,00

Verificación

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,38 < 5,00%	OK
Tomillos	82,3 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Placas

Nombre	F _y [MPa]	Espesor [mm]	Cargas	σ _{Ed} [MPa]	ε _{pl} [%]	σ _{CEd} [MPa]	Estado de la verificación
B1-bfl 1	344,74	18,80	LE1	310,81	0,27	23,99	OK
B1-ffl 1	344,74	18,80	LE1	310,72	0,22	26,20	OK
B1-w 1	344,74	14,00	LE1	254,78	0,00	10,39	OK
B2-bfl 1	344,74	18,80	LE1	310,84	0,29	24,67	OK
B2-ffl 1	344,74	18,80	LE1	310,80	0,26	27,16	OK
B2-w 1	344,74	14,00	LE1	310,40	0,07	12,83	OK
SPL1a	344,74	10,00	LE1	310,81	0,27	27,16	OK
SPL1b	344,74	10,00	LE1	310,70	0,21	22,92	OK
SPL1c	344,74	10,00	LE1	310,70	0,21	22,93	OK
SPL2a	344,74	10,00	LE1	310,95	0,34	24,67	OK
SPL2b	344,74	10,00	LE1	311,04	0,38	23,99	OK
SPL2c	344,74	10,00	LE1	311,04	0,38	23,98	OK
SPL3a	344,74	8,00	LE1	285,16	0,04	12,83	OK
SPL3b	344,74	8,00	LE1	284,63	0,04	12,74	OK

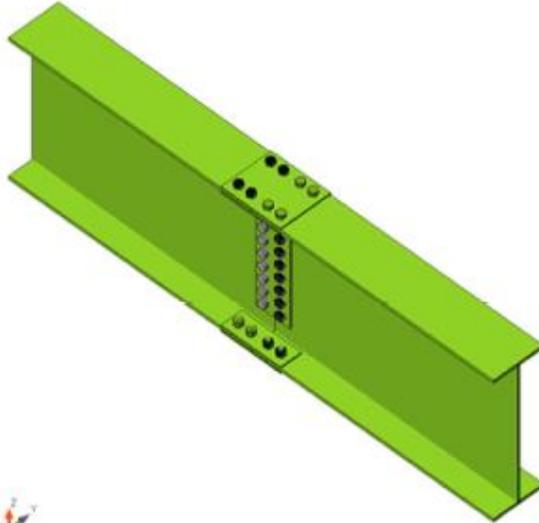
Datos de diseño

Material	f _y [MPa]	ε _{lim} [%]
A992	344,74	5,00

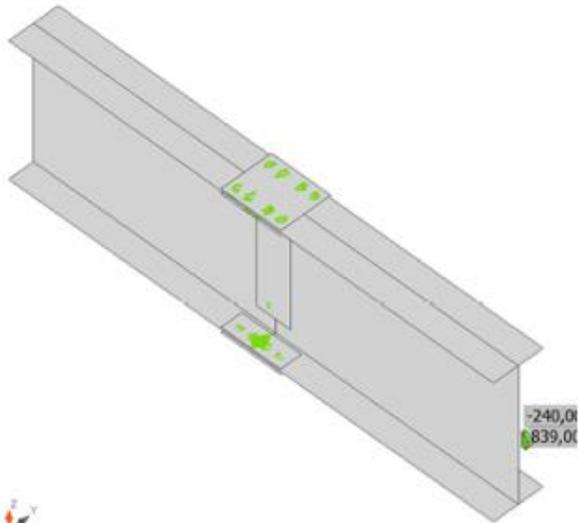
Explicación del símbolo

ε _{pl}	Deformación plástica
σ _{CEd}	Tensiones de Contacto
σ _{Ed}	Ec. tensión
f _y	Límite elástico
ε _{lim}	Límite de la deformación plástica

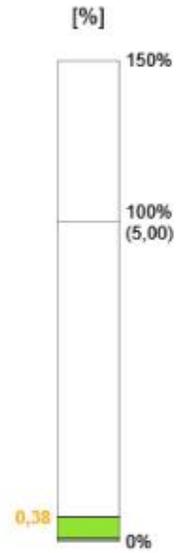
Proyecto:
Proyecto nº:
Autor:



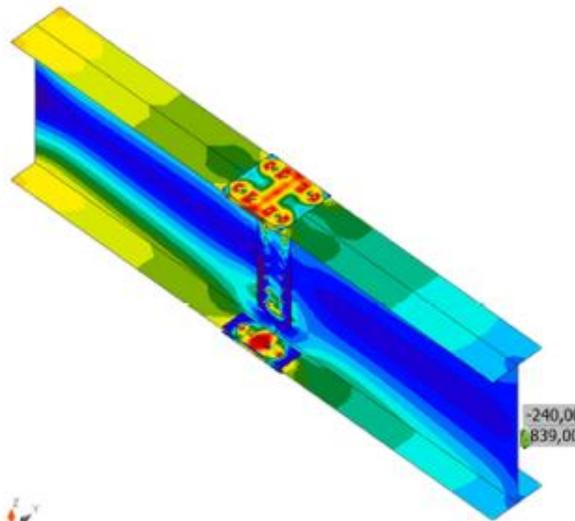
Verificación general, LE1



Verificación de deformación, LE1



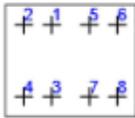
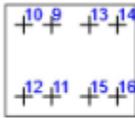
Proyecto:
Proyecto n°:
Autor:



Tensión equivalente, LE1

Proyecto:
 Proyecto nº:
 Autor:

Tornillos

Forma	Ítem	Calidad	Cargas	F_t [kN]	V [kN]	$\phi R_{n,portante}$ [kN]	U_{t_c} [%]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Estado
	B1	1 A325 - 1	LE1	18,26	114,01	270,81	7,75	81,49	-	OK
	B2	1 A325 - 1	LE1	33,50	112,52	144,05	14,22	79,59	-	OK
	B3	1 A325 - 1	LE1	18,24	114,01	270,81	7,74	81,49	-	OK
	B4	1 A325 - 1	LE1	33,50	112,52	144,05	14,22	79,59	-	OK
	B5	1 A325 - 1	LE1	16,27	113,18	270,81	6,90	81,46	-	OK
	B6	1 A325 - 1	LE1	34,52	113,36	144,04	14,65	80,18	-	OK
	B7	1 A325 - 1	LE1	16,28	113,17	270,81	6,91	81,46	-	OK
	B8	1 A325 - 1	LE1	34,53	113,35	144,04	14,65	80,18	-	OK
	B9	1 A325 - 1	LE1	34,70	114,60	352,03	14,73	81,07	-	OK
	B10	1 A325 - 1	LE1	15,20	115,37	352,03	6,45	81,61	-	OK
	B11	1 A325 - 1	LE1	34,70	114,60	352,03	14,73	81,06	-	OK
	B12	1 A325 - 1	LE1	15,19	115,37	352,03	6,45	81,61	-	OK
	B13	1 A325 - 1	LE1	34,23	113,63	352,03	14,53	80,38	-	OK
	B14	1 A325 - 1	LE1	15,10	116,34	352,03	6,41	82,29	-	OK
	B15	1 A325 - 1	LE1	34,22	113,63	352,03	14,52	80,38	-	OK
	B16	1 A325 - 1	LE1	15,10	116,34	352,03	6,41	82,29	-	OK
	B17	1 A325 - 1	LE1	16,69	60,80	207,56	7,09	58,54	-	OK
	B18	1 A325 - 1	LE1	12,64	43,88	213,04	5,37	41,18	-	OK
	B19	1 A325 - 1	LE1	7,80	28,90	230,97	3,31	25,00	-	OK
	B20	1 A325 - 1	LE1	3,39	15,84	286,86	1,44	11,20	-	OK
	B21	1 A325 - 1	LE1	2,55	14,65	286,86	1,08	10,36	-	OK
	B22	1 A325 - 1	LE1	6,66	27,23	286,86	2,83	19,26	-	OK
	B23	1 A325 - 1	LE1	11,07	42,89	286,86	4,70	30,34	-	OK
	B24	1 A325 - 1	LE1	15,46	59,49	286,86	6,56	42,08	-	OK
	B25	1 A325 - 1	LE1	21,44	72,21	205,53	9,10	70,21	-	OK
	B26	1 A325 - 1	LE1	14,65	50,39	209,79	6,22	48,03	-	OK
	B27	1 A325 - 1	LE1	9,18	32,18	223,45	3,90	28,79	-	OK
	B28	1 A325 - 1	LE1	3,76	16,58	286,86	1,60	11,73	-	OK
	B29	1 A325 - 1	LE1	2,60	14,73	286,86	1,10	10,42	-	OK
	B30	1 A325 - 1	LE1	7,01	30,19	286,86	2,97	21,35	-	OK
	B31	1 A325 - 1	LE1	12,13	50,02	286,86	5,15	35,38	-	OK
	B32	1 A325 - 1	LE1	16,75	72,20	286,86	7,11	51,07	-	OK

Datos de diseño

Calidad	$\phi R_{n,tracción}$ [kN]	$\phi R_{n,cortante}$ [kN]
1 A325 - 1	235,62	141,37

Proyecto:
 Proyecto n°:
 Autor:



Explicación del símbolo

F_t	Fuerza de tracción
V	Resultante de las fuerzas cortantes V_y , V_z en el tornillo.
$\phi R_{n,portante}$	Resistencia a aplastamiento de la chapa provocado por el tornillo
U_t	Utilización a tracción
U_s	Utilización a cortante
U_{ts}	Utilización a tensión y cortante
$\phi R_{n,tracción}$	Resistencia de los pernos a tracción, según AISC 360-10 tabla J3.2
$\phi R_{n,cortante}$	Resistencia de los pernos a cortante, según AISC 360-16 tabla J3.2

Pandeo

El análisis de pandeo no se ha calculado.

Configuración de la norma

Ítem	Valor	Unidad	Referencia
Coefficiente de fricción - hormigón	0,40	-	ACI 349 – B,6,1,4
Coefficiente de fricción en la resistencia a deslizamiento	0,30	-	AISC 360-16 J3.8
Deformación plástica límite	0,05	-	
Evaluación de la tensión de la soldadura	Redistribución plástica		
Detallado	No		
Distancia entre tornillos [d]	2,66	-	AISC 360-16 – J3.3
Distancia entre tornillos y el borde [d]	1,25	-	AISC 360-16 – J.3.4
Resistencia al arrancamiento del cono de hormigón	Ninguno		
Resistencia del metal base en la cara de fusión de la soldadura	No		AISC 360-16: J2-2
Hormigón fisurado	Sí		ACI 318-14 – Chapter 17
Comprobación de la deformación local	No		
Deformación límite local	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1,1
No linealidad geométrica (GMNA)	Sí		Grandes deformaciones para secciones huecas

Proyecto:
Proyecto n°:
Autor:



Datos del proyecto

Nombre del proyecto
Número del Proyecto
Autor
Descripción
Fecha 22/01/2024
Normativa de cálculo AISC 360-16

Material

Acero A992

Proyecto:
 Proyecto n°:
 Autor:

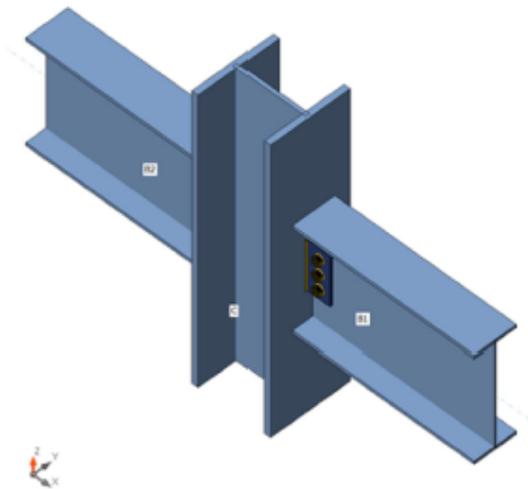
Ítem del proyecto CON1

Diseño

Nombre: CON1
 Descripción:
 Análisis: Tensión, deformación/ Carga simplificada
 Normativa de cálculo: AISC - LRFD

Elementos estructurales

Nombre	Sección transversal	β - Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento e_x [mm]	Desplazamiento e_y [mm]	Desplazamiento e_z [mm]	Fuerzas en	X [mm]
C	1 - CON1(W(Imp)14X159)	0,00	-90,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Nodo	0,00
B1	2 - CON1(W(Imp)21X62)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Tornillos	256,00
B2	2 - CON1(W(Imp)21X62)	180,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Tornillos	256,00



Secciones

Nombre	Material
1 - CON1(W(Imp)14X159)	A992
2 - CON1(W(Imp)21X62)	A992

Tornillos

Nombre	Conjunto de tornillo	Diámetro [mm]	f_u [MPa]	Área bruta [mm ²]
1 A325	1 A325	25,40	625,00	506,71

Cargas (No se requiere el equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
LE1	B1	0,00	0,00	-122,00	0,00	0,00	0,00
	B2	0,00	0,00	-122,00	0,00	0,00	0,00

Proyecto:
 Proyecto nº:
 Autor:



Verificación

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100,0%	OK
Placas	0,00 < 5,00%	OK
Tomillos	28,9 < 100%	OK
Soldaduras	75,1 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Placas

Nombre	F _y [MPa]	Espesor [mm]	Cargas	σ _{Ed} [MPa]	ε _{p1} [%]	σ _{C_{Ed}} [MPa]	Estado de la verificación
C-b1 1	344,74	30,20	LE1	18,46	0,00	0,00	OK
C-t1 1	344,74	30,20	LE1	18,46	0,00	0,00	OK
C-w 1	344,74	18,90	LE1	23,86	0,00	0,00	OK
B1-b1 1	344,74	15,60	LE1	57,15	0,00	0,00	OK
B1-t1 1	344,74	15,60	LE1	57,34	0,00	0,00	OK
B1-w 1	344,74	10,20	LE1	168,96	0,00	9,46	OK
B2-b1 1	344,74	15,60	LE1	57,15	0,00	0,00	OK
B2-t1 1	344,74	15,60	LE1	57,34	0,00	0,00	OK
B2-w 1	344,74	10,20	LE1	168,96	0,00	9,46	OK
FP1	344,74	14,00	LE1	163,91	0,00	9,46	OK
FP2	344,74	14,00	LE1	163,92	0,00	9,46	OK

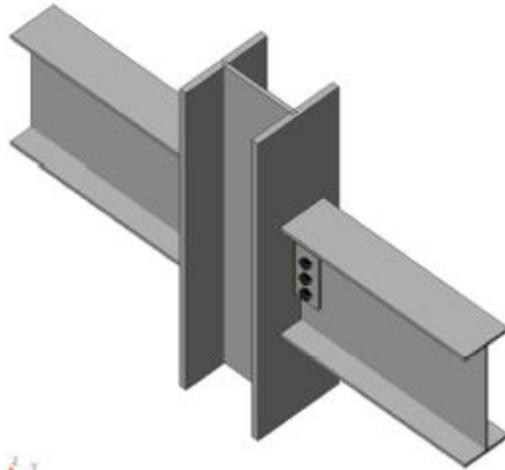
Datos de diseño

Material	f _y [MPa]	ε _{lim} [%]
A992	344,74	5,00

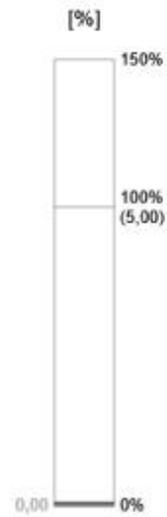
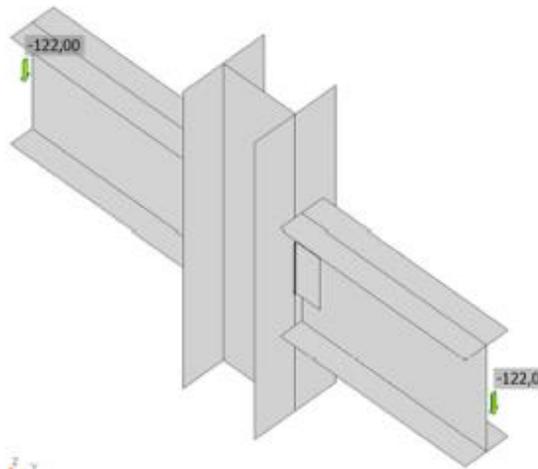
Explicación del símbolo

ε _{p1}	Deformación plástica
σ _{C_{Ed}}	Tensiones de Contacto
σ _{Ed}	Ec. tensión
f _y	Límite elástico
ε _{lim}	Límite de la deformación plástica

Proyecto:
Proyecto n°:
Autor:

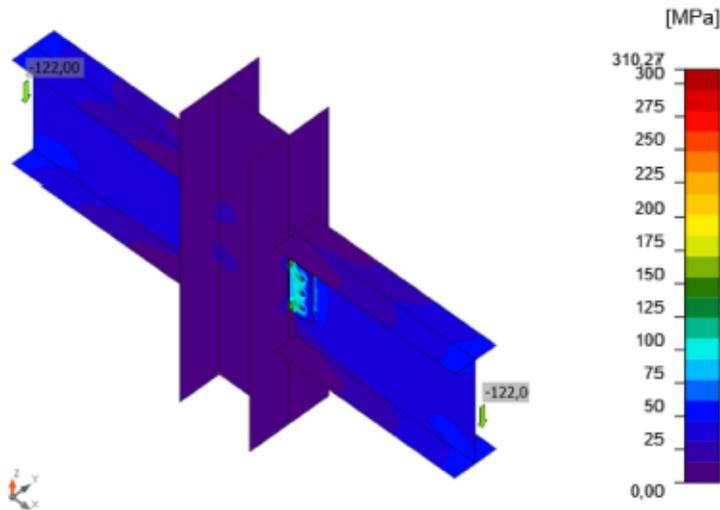


Verificación general, LE1



Verificación de deformación, LE1

Proyecto:
 Proyecto nº:
 Autor:



Tensión equivalente, LE1

Tornillos

Forma	Ítem	Calidad	Cargas	F_t [kN]	V [kN]	$\phi R_{n,portante}$ [kN]	U_t [%]	U_s [%]	U_{ts} [%]	Estado
	B1	1 A325 - 1	LE1	1,43	40,64	191,00	0,61	28,69	-	OK
	B2	1 A325 - 1	LE1	11,46	40,58	191,00	4,87	28,71	-	OK
	B3	1 A325 - 1	LE1	1,83	40,58	191,00	0,78	28,70	-	OK
	B4	1 A325 - 1	LE1	1,43	40,64	191,00	0,61	28,69	-	OK
	B5	1 A325 - 1	LE1	11,46	40,58	191,00	4,87	28,71	-	OK
	B6	1 A325 - 1	LE1	1,83	40,58	191,00	0,78	28,70	-	OK

Datos de diseño

Calidad	$\phi R_{n,tracción}$ [kN]	$\phi R_{n,cortante}$ [kN]
1 A325 - 1	235,62	141,37

Explicación del símbolo

- F_t Fuerza de tracción
- V Resultante de las fuerzas cortantes V_y, V_z en el tornillo.
- $\phi R_{n,portante}$ Resistencia a aplastamiento de la chapa provocado por el tornillo
- U_t Utilización a tracción
- U_s Utilización a cortante
- U_{ts} Utilización a tensión y cortante
- $\phi R_{n,tracción}$ Resistencia de los pernos a tracción, según AISC 360-10 tabla J3.2
- $\phi R_{n,cortante}$ Resistencia de los pernos a cortante, según AISC 360-16 tabla J3.2

Proyecto:
 Proyecto n°:
 Autor:

Soldaduras

Ítem	Borde	Xu	T _h [mm]	L _s [mm]	L [mm]	L _c [mm]	Cargas	F _n [kN]	φR _n [kN]	Ut [%]	Estado
C-bif 1	FP1	E70xx	▲4,24▲	▲6,00▲	249,20	15,58	LE1	16,04	21,37	75,07	OK
		E70xx	▲4,24▲	▲6,00▲	249,20	15,58	LE1	6,35	20,02	31,70	OK
C-bif 1	FP2	E70xx	▲4,24▲	▲6,00▲	249,20	15,58	LE1	16,04	21,37	75,07	OK
		E70xx	▲4,24▲	▲6,00▲	249,20	15,58	LE1	6,35	20,02	31,70	OK

Explicación del símbolo

T _h	Espesor de garganta de soldadura
L _s	Tamaño de la soldadura
L	Longitud de la soldadura
L _c	Longitud del elemento crítico de la soldadura
F _n	Fuerza en el elemento crítico de la soldadura
φR _n	Resistencia de la soldadura, AISC 360-10 J2.4
Ut	Utilización

Pandeo

El análisis de pandeo no se ha calculado.

Configuración de la norma

Ítem	Valor	Unidad	Referencia
Coefficiente de fricción - hormigón	0,40	-	ACI 349 – B.6.1.4
Coefficiente de fricción en la resistencia a deslizamiento	0,30	-	AISC 360-16 J3.8
Deformación plástica límite	0,05	-	
Evaluación de la tensión de la soldadura	Redistribución plástica		
Detallado	No		
Distancia entre tornillos [d]	2,66	-	AISC 360-16 – J3.3
Distancia entre tornillos y e] borde [d]	1,25	-	AISC 360-16 – J.3.4
Resistencia al arrancamiento de] cono de hormigón	Ninguno		
Resistencia de] meta] base en]a cara de fusión de]a soldadura	No		AISC 360-16: J2-2
Hormigón fisurado	Sí		ACI 318-14 – Chapter 17
Comprobación de]a deformación]ocal	No		
Deformación límite]ocal	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 – 1,1
No linealidad geométrica (GMNA)	Sí		Grandes deformaciones para secciones huecas

13.7. Anexo 7: Diseño de cimentaciones sistema aislado

Diseño de Fundación Tipo A

Geometría de la Placa			
Ancho de la Placa (BY)	5,80 m	Espesor de placa sugerido	
Largo de la Placa (LX)	5,80 m	$(B-b)/6 - (B-b)/4$	$(L-l)/6 - (L-l)/4$
Altura de la Placa (h)	1,10 m	1,29 m - 0,86 m	1,29 m - 0,86 m
Profundidad de Desplante (D_f)	2,00 m		
Ancho de la columna o pedestal (c_b)	0,65 m		
Largo de la columna o pedestal (c_l)	0,65 m		

Parámetros de Diseño			
Peso unitario del suelo (γ_s)	1,70 ton/m ³	Angulo de cuña	0°
Presión Admisible del Suelo (q_{adm})	20 ton/m ²	Ancho B Cuña	5,80 m
Factor de Seguridad del Suelo (FS)	3	Ancho L Cuña	5,80 m
Peso unitario del Concreto Reforzado (γ_c)	2,40 ton/m ³		

Cálculo de Pesos Propios			
Peso de la placa	88,81 ton	Aplaca	33,64 m ²
Peso del pedestal	0,91 ton	A sup	N/A
Peso del suelo	50,82 ton	Volumen - Vol. Pedes	N/A
Peso del Suelo de la Piramide truncada	N/A		

Parámetros para el Diseño a Cortante	
Recubrimiento	5
Peralte Efectivo (d)	5,0 cm
f'_c	280
b_o	680,0 cm
α_s	40
β	1
ϕ	0,75
Capacidad a cortante V_c a dos direcciones	
ACI 22.6.5.2 (a)	949,83 ton
ACI 22.6.5.2 (b)	1424,74 ton
ACI 22.6.5.2 (c)	1978,19 ton
Menor	949,83 ton
Capacidad a cortante V_c a una dirección en el Sentido de L	
ACI 22.5.5.1	405,07 ton
Capacidad a cortante V_c a una dirección en el Sentido de B	
ACI 22.5.5.1	405,07 ton

Datos de ETABS				
Joint Label	Combinación de Carga	FZ	MX	MY
		ton	ton-m	ton-m
2	Ec. 6-1	326,96	0,01	0,50
2	Ec. 6-2	479,22	0,02	0,42
2	Ec. 6-3 Max	866,82	161,44	120,12
2	Ec. 6-3 Min	384,62	-147,24	-128,05
2	Ec. 6-4 Max	787,35	161,44	120,09
2	Ec. 6-4 Min	305,15	-147,24	-128,08
4	Ec. 6-1	315,67	-0,90	-0,82
4	Ec. 6-2	460,97	-0,76	-0,67
4	Ec. 6-3 Max	834,31	125,78	166,62
4	Ec. 6-3 Min	425,23	-114,25	-176,11
4	Ec. 6-4 Max	752,26	125,84	166,67
4	Ec. 6-4 Min	343,18	-114,19	-176,06
6	Ec. 6-1	323,29	0,90	-0,85
6	Ec. 6-2	470,43	0,77	-0,72
6	Ec. 6-3 Max	833,25	123,28	133,24
6	Ec. 6-3 Min	489,00	-107,70	-152,53
6	Ec. 6-4 Max	749,74	123,22	133,30
6	Ec. 6-4 Min	405,49	-107,76	-152,48
13	Ec. 6-1	317,48	-0,90	0,82
13	Ec. 6-2	464,27	-0,76	0,67
13	Ec. 6-3 Max	824,79	138,27	163,19
13	Ec. 6-3 Min	419,09	-123,93	-169,51
13	Ec. 6-4 Max	742,06	138,33	163,14
13	Ec. 6-4 Min	336,37	-123,87	-169,56
15	Ec. 6-1	325,70	0,90	0,85
15	Ec. 6-2	474,85	0,77	0,72
15	Ec. 6-3 Max	825,64	141,46	136,73
15	Ec. 6-3 Min	492,52	-121,32	-150,82
15	Ec. 6-4 Max	741,23	141,40	136,67
15	Ec. 6-4 Min	408,11	-121,39	-150,88
17	Ec. 6-1	325,77	0,01	-0,50
17	Ec. 6-2	477,06	0,02	-0,42
17	Ec. 6-3 Max	869,29	163,63	113,38
17	Ec. 6-3 Min	373,79	-140,12	-126,68
17	Ec. 6-4 Max	784,20	163,63	113,41
17	Ec. 6-4 Min	288,70	-140,12	-126,65

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculos de Pesos adicionales			P Max	Cálculo de Excentricidades	
		P Suelo	P Pedestal	P Placa		e _L	e _B
		ton	ton	ton		m	m
2	Ec. 6-1	71,15	1,28	124,33	523,72	0,00	0,00
2	Ec. 6-2	60,99	1,10	106,57	647,88	0,00	0,00
2	Ec. 6-3 Max	53,36	0,96	93,25	1014,40	0,12	0,16
2	Ec. 6-3 Min	53,36	0,96	93,25	532,19	0,24	0,28
2	Ec. 6-4 Max	48,28	0,87	84,37	920,87	0,13	0,18
2	Ec. 6-4 Min	48,28	0,87	84,37	438,67	0,29	0,34
4	Ec. 6-1	71,15	1,28	124,33	512,44	0,00	0,00
4	Ec. 6-2	60,99	1,10	106,57	629,63	0,00	0,00
4	Ec. 6-3 Max	53,36	0,96	93,25	981,88	0,17	0,13
4	Ec. 6-3 Min	53,36	0,96	93,25	572,80	0,31	0,20
4	Ec. 6-4 Max	48,28	0,87	84,37	885,78	0,19	0,14
4	Ec. 6-4 Min	48,28	0,87	84,37	476,70	0,37	0,24
6	Ec. 6-1	71,15	1,28	124,33	520,05	0,00	0,00
6	Ec. 6-2	60,99	1,10	106,57	639,08	0,00	0,00
6	Ec. 6-3 Max	53,36	0,96	93,25	980,82	0,14	0,13
6	Ec. 6-3 Min	53,36	0,96	93,25	636,57	0,24	0,17
6	Ec. 6-4 Max	48,28	0,87	84,37	883,26	0,15	0,14
6	Ec. 6-4 Min	48,28	0,87	84,37	539,01	0,28	0,20
13	Ec. 6-1	71,15	1,28	124,33	514,24	0,00	0,00
13	Ec. 6-2	60,99	1,10	106,57	632,93	0,00	0,00
13	Ec. 6-3 Max	53,36	0,96	93,25	972,36	0,17	0,14
13	Ec. 6-3 Min	53,36	0,96	93,25	566,66	0,30	0,22
13	Ec. 6-4 Max	48,28	0,87	84,37	875,58	0,19	0,16
13	Ec. 6-4 Min	48,28	0,87	84,37	469,89	0,36	0,26
15	Ec. 6-1	71,15	1,28	124,33	522,46	0,00	0,00
15	Ec. 6-2	60,99	1,10	106,57	643,50	0,00	0,00
15	Ec. 6-3 Max	53,36	0,96	93,25	973,22	0,14	0,15
15	Ec. 6-3 Min	53,36	0,96	93,25	640,10	0,24	0,19
15	Ec. 6-4 Max	48,28	0,87	84,37	874,75	0,16	0,16
15	Ec. 6-4 Min	48,28	0,87	84,37	541,63	0,28	0,22
17	Ec. 6-1	71,15	1,28	124,33	522,54	0,00	0,00
17	Ec. 6-2	60,99	1,10	106,57	645,71	0,00	0,00
17	Ec. 6-3 Max	53,36	0,96	93,25	1016,86	0,11	0,16
17	Ec. 6-3 Min	53,36	0,96	93,25	521,36	0,24	0,27
17	Ec. 6-4 Max	48,28	0,87	84,37	917,72	0,12	0,18
17	Ec. 6-4 Min	48,28	0,87	84,37	422,22	0,30	0,33

Joint Label	Combinación de Carga	Distribución de Presiones	e_t/L	e_b/B
2	Ec. 6-1	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
2	Ec. 6-2	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
2	Ec. 6-3 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,02	0,03
2	Ec. 6-3 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,04	0,05
2	Ec. 6-4 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,02	0,03
2	Ec. 6-4 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,05	0,06
4	Ec. 6-1	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
4	Ec. 6-2	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
4	Ec. 6-3 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,03	0,02
4	Ec. 6-3 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,05	0,03
4	Ec. 6-4 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,03	0,02
4	Ec. 6-4 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,06	0,04
6	Ec. 6-1	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
6	Ec. 6-2	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
6	Ec. 6-3 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,02	0,02
6	Ec. 6-3 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,04	0,03
6	Ec. 6-4 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,03	0,02
6	Ec. 6-4 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,05	0,03
13	Ec. 6-1	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
13	Ec. 6-2	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
13	Ec. 6-3 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,03	0,02
13	Ec. 6-3 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,05	0,04
13	Ec. 6-4 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,03	0,03
13	Ec. 6-4 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,06	0,05
15	Ec. 6-1	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
15	Ec. 6-2	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
15	Ec. 6-3 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,02	0,03
15	Ec. 6-3 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,04	0,03
15	Ec. 6-4 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,03	0,03
15	Ec. 6-4 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,05	0,04
17	Ec. 6-1	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
17	Ec. 6-2	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
17	Ec. 6-3 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,02	0,03
17	Ec. 6-3 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,04	0,05
17	Ec. 6-4 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,02	0,03
17	Ec. 6-4 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,05	0,06

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculo de Presiones			
		q ₁ = q _{mínimo}	q ₂	q ₃	q ₄ = q _{máximo}
		ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²
2	Ec. 6-1	15,55	15,55	15,58	15,58
2	Ec. 6-2	19,25	19,25	19,27	19,27
2	Ec. 6-3 Max	21,50	31,43	28,88	38,81
2	Ec. 6-3 Min	7,35	16,41	15,23	24,29
2	Ec. 6-4 Max	18,72	28,65	26,10	36,03
2	Ec. 6-4 Min	4,57	13,63	12,45	21,51
4	Ec. 6-1	15,18	15,24	15,23	15,29
4	Ec. 6-2	18,67	18,72	18,71	18,76
4	Ec. 6-3 Max	20,20	27,93	30,44	38,18
4	Ec. 6-3 Min	8,10	15,13	18,93	25,96
4	Ec. 6-4 Max	17,34	25,08	27,59	35,33
4	Ec. 6-4 Min	5,25	12,27	16,07	23,10
6	Ec. 6-1	15,41	15,46	15,46	15,51
6	Ec. 6-2	18,95	19,00	19,00	19,04
6	Ec. 6-3 Max	21,27	28,85	29,46	37,04
6	Ec. 6-3 Min	10,92	17,54	20,30	26,93
6	Ec. 6-4 Max	18,37	25,95	26,57	34,14
6	Ec. 6-4 Min	8,02	14,65	17,40	24,03
13	Ec. 6-1	15,23	15,29	15,28	15,34
13	Ec. 6-2	18,77	18,82	18,81	18,86
13	Ec. 6-3 Max	19,63	28,14	29,67	38,18
13	Ec. 6-3 Min	7,82	15,44	18,25	25,87
13	Ec. 6-4 Max	16,76	25,26	26,79	35,30
13	Ec. 6-4 Min	4,94	12,56	15,37	22,99
15	Ec. 6-1	15,48	15,53	15,53	15,58
15	Ec. 6-2	19,08	19,13	19,13	19,17
15	Ec. 6-3 Max	20,38	29,08	28,78	37,49
15	Ec. 6-3 Min	10,66	18,12	19,93	27,40
15	Ec. 6-4 Max	17,45	26,15	25,86	34,55
15	Ec. 6-4 Min	7,73	15,19	17,01	24,47
17	Ec. 6-1	15,52	15,52	15,55	15,55
17	Ec. 6-2	19,18	19,18	19,21	19,21
17	Ec. 6-3 Max	21,71	31,77	28,68	38,75
17	Ec. 6-3 Min	7,29	15,91	15,09	23,70
17	Ec. 6-4 Max	18,76	28,82	25,74	35,80
17	Ec. 6-4 Min	4,35	12,97	12,14	20,75

Joint Label	Combinación de Carga	$q_{\text{mínimo}}/q_{\text{máximo}}$	Revisión de Presiones		
			ϕq_n	Ratio D/C	Estado
			ton/m ²		
2	Ec. 6-1	1,00	27,00	0,58	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
2	Ec. 6-2	1,00	27,00	0,71	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
2	Ec. 6-3 Max	0,55	39,00	1,00	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
2	Ec. 6-3 Min	0,30	39,00	0,62	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
2	Ec. 6-4 Max	0,52	39,00	0,92	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
2	Ec. 6-4 Min	0,21	51,00	0,42	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
4	Ec. 6-1	0,99	27,00	0,57	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
4	Ec. 6-2	1,00	27,00	0,69	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
4	Ec. 6-3 Max	0,53	39,00	0,98	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
4	Ec. 6-3 Min	0,31	39,00	0,67	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
4	Ec. 6-4 Max	0,49	39,00	0,91	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
4	Ec. 6-4 Min	0,23	51,00	0,45	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
6	Ec. 6-1	0,99	27,00	0,57	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
6	Ec. 6-2	1,00	27,00	0,71	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
6	Ec. 6-3 Max	0,57	39,00	0,95	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
6	Ec. 6-3 Min	0,41	39,00	0,69	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
6	Ec. 6-4 Max	0,54	39,00	0,88	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
6	Ec. 6-4 Min	0,33	39,00	0,62	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
13	Ec. 6-1	0,99	27,00	0,57	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
13	Ec. 6-2	1,00	27,00	0,70	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
13	Ec. 6-3 Max	0,51	39,00	0,98	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
13	Ec. 6-3 Min	0,30	39,00	0,66	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
13	Ec. 6-4 Max	0,47	39,00	0,91	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
13	Ec. 6-4 Min	0,22	51,00	0,45	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
15	Ec. 6-1	0,99	27,00	0,58	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
15	Ec. 6-2	1,00	27,00	0,71	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
15	Ec. 6-3 Max	0,54	39,00	0,96	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
15	Ec. 6-3 Min	0,39	39,00	0,70	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
15	Ec. 6-4 Max	0,51	39,00	0,89	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
15	Ec. 6-4 Min	0,32	39,00	0,63	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
17	Ec. 6-1	1,00	27,00	0,58	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
17	Ec. 6-2	1,00	27,00	0,71	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
17	Ec. 6-3 Max	0,56	39,00	0,99	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
17	Ec. 6-3 Min	0,31	39,00	0,61	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
17	Ec. 6-4 Max	0,52	39,00	0,92	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
17	Ec. 6-4 Min	0,21	51,00	0,41	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculo de Presiones Netas		Cortante Bidireccional	
		$q_{net\ 1}$	$q_{net\ 4}$	V_{u2D}	Estado
		ton/m ²	ton/m ²	ton	
2	Ec. 6-1	9,70	9,74	300,14	OK
2	Ec. 6-2	14,23	14,26	439,15	OK
2	Ec. 6-3 Max	17,11	34,43	793,31	OK
2	Ec. 6-3 Min	2,97	19,90	352,54	OK
2	Ec. 6-4 Max	14,75	32,06	720,58	OK
2	Ec. 6-4 Min	0,60	17,54	279,80	OK
4	Ec. 6-1	9,33	9,44	289,83	OK
4	Ec. 6-2	13,66	13,75	422,47	OK
4	Ec. 6-3 Max	15,81	33,79	763,59	OK
4	Ec. 6-3 Min	3,71	21,57	389,65	OK
4	Ec. 6-4 Max	13,37	31,36	688,50	OK
4	Ec. 6-4 Min	1,28	19,13	314,57	OK
6	Ec. 6-1	9,56	9,66	296,79	OK
6	Ec. 6-2	13,94	14,03	431,11	OK
6	Ec. 6-3 Max	16,88	32,66	762,62	OK
6	Ec. 6-3 Min	6,53	22,54	447,94	OK
6	Ec. 6-4 Max	14,40	30,18	686,20	OK
6	Ec. 6-4 Min	4,05	20,06	371,52	OK
13	Ec. 6-1	9,38	9,49	291,48	OK
13	Ec. 6-2	13,76	13,85	425,48	OK
13	Ec. 6-3 Max	15,25	33,79	754,89	OK
13	Ec. 6-3 Min	3,43	21,48	384,05	OK
13	Ec. 6-4 Max	12,79	31,33	679,18	OK
13	Ec. 6-4 Min	0,98	19,02	308,34	OK
15	Ec. 6-1	9,63	9,74	299,00	OK
15	Ec. 6-2	14,07	14,16	435,15	OK
15	Ec. 6-3 Max	15,99	33,10	755,67	OK
15	Ec. 6-3 Min	6,27	23,01	451,17	OK
15	Ec. 6-4 Max	13,48	30,59	678,42	OK
15	Ec. 6-4 Min	3,76	20,50	373,92	OK
17	Ec. 6-1	9,67	9,70	299,06	OK
17	Ec. 6-2	14,17	14,19	437,17	OK
17	Ec. 6-3 Max	17,32	34,36	795,57	OK
17	Ec. 6-3 Min	2,91	19,32	342,64	OK
17	Ec. 6-4 Max	14,79	31,83	717,70	OK
17	Ec. 6-4 Min	0,38	16,79	264,77	OK

Joint Label	Combinación de Carga	Cortante Unidireccional en Sentido de L			Cortante Unidireccional en Sentido de B		
		Q _{ud}	V _{uID}	Estado	Q _{ud}	V _{uID}	Estado
		ton/m ²	ton		ton/m ²	ton	
2	Ec. 6-1	9,73	86,11	OK	9,73	86,07	OK
2	Ec. 6-2	14,26	126,12	OK	14,25	126,09	OK
2	Ec. 6-3 Max	31,82	292,95	OK	32,48	295,91	OK
2	Ec. 6-3 Min	17,52	165,48	OK	17,83	166,85	OK
2	Ec. 6-4 Max	29,45	272,05	OK	30,12	275,01	OK
2	Ec. 6-4 Min	15,16	144,59	OK	15,47	145,96	OK
4	Ec. 6-1	9,42	83,40	OK	9,42	83,41	OK
4	Ec. 6-2	13,73	121,54	OK	13,74	121,55	OK
4	Ec. 6-3 Max	31,76	289,90	OK	31,10	286,98	OK
4	Ec. 6-3 Min	19,72	182,61	OK	18,72	178,19	OK
4	Ec. 6-4 Max	29,32	268,35	OK	28,66	265,43	OK
4	Ec. 6-4 Min	17,28	161,01	OK	16,28	156,59	OK
6	Ec. 6-1	9,65	85,41	OK	9,65	85,42	OK
6	Ec. 6-2	14,02	124,04	OK	14,02	124,04	OK
6	Ec. 6-3 Max	30,66	280,04	OK	30,50	279,33	OK
6	Ec. 6-3 Min	20,80	191,65	OK	20,07	188,45	OK
6	Ec. 6-4 Max	28,18	258,09	OK	28,02	257,37	OK
6	Ec. 6-4 Min	18,31	169,69	OK	17,59	166,49	OK
13	Ec. 6-1	9,48	83,88	OK	9,48	83,88	OK
13	Ec. 6-2	13,83	122,41	OK	13,83	122,41	OK
13	Ec. 6-3 Max	31,55	288,97	OK	31,15	287,19	OK
13	Ec. 6-3 Min	19,48	181,14	OK	18,74	177,88	OK
13	Ec. 6-4 Max	29,09	267,22	OK	28,69	265,44	OK
13	Ec. 6-4 Min	17,02	159,39	OK	16,28	156,13	OK
15	Ec. 6-1	9,72	86,05	OK	9,72	86,05	OK
15	Ec. 6-2	14,15	125,20	OK	14,15	125,21	OK
15	Ec. 6-3 Max	30,81	282,64	OK	30,89	282,98	OK
15	Ec. 6-3 Min	21,05	194,85	OK	20,57	192,74	OK
15	Ec. 6-4 Max	28,30	260,41	OK	28,38	260,75	OK
15	Ec. 6-4 Min	18,54	172,68	OK	18,06	170,57	OK
17	Ec. 6-1	9,70	85,80	OK	9,69	85,76	OK
17	Ec. 6-2	14,19	125,55	OK	14,19	125,52	OK
17	Ec. 6-3 Max	31,71	292,21	OK	32,53	295,80	OK
17	Ec. 6-3 Min	17,05	160,83	OK	17,27	161,79	OK
17	Ec. 6-4 Max	29,18	269,84	OK	30,00	273,43	OK
17	Ec. 6-4 Min	14,52	138,45	OK	14,74	139,41	OK

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculo de Acero en el Sentido L			Cálculo de Acero en el Sentido B		
		q _{uf}	MU	As Req	q _{uf}	MU	As Req
		ton/m ²	ton-m	cm ²	ton/m ²	ton-m	cm ²
2	Ec. 6-1	9,73	32,27	9,04	9,72	32,26	9,03
2	Ec. 6-2	14,26	47,27	13,23	14,25	47,26	13,23
2	Ec. 6-3 Max	30,02	109,26	30,59	31,15	110,51	30,94
2	Ec. 6-3 Min	15,88	61,53	17,22	16,40	62,11	17,39
2	Ec. 6-4 Max	27,65	101,43	28,39	28,78	102,67	28,74
2	Ec. 6-4 Min	13,52	53,70	15,03	14,04	54,28	15,19
4	Ec. 6-1	9,41	31,26	8,75	9,41	31,26	8,75
4	Ec. 6-2	13,73	45,55	12,75	13,73	45,56	12,75
4	Ec. 6-3 Max	30,36	108,24	30,30	29,24	107,01	29,96
4	Ec. 6-3 Min	18,45	68,06	19,05	16,76	66,20	18,53
4	Ec. 6-4 Max	27,92	100,16	28,04	26,81	98,93	27,70
4	Ec. 6-4 Min	16,01	59,97	16,79	14,32	58,10	16,26
6	Ec. 6-1	9,64	32,01	8,96	9,64	32,01	8,96
6	Ec. 6-2	14,01	46,49	13,01	14,01	46,49	13,02
6	Ec. 6-3 Max	29,29	104,55	29,27	29,02	104,25	29,18
6	Ec. 6-3 Min	19,60	71,47	20,01	18,37	70,12	19,63
6	Ec. 6-4 Max	26,81	96,32	26,97	26,54	96,02	26,88
6	Ec. 6-4 Min	17,11	63,24	17,70	15,89	61,89	17,33
13	Ec. 6-1	9,47	31,44	8,80	9,47	31,44	8,80
13	Ec. 6-2	13,82	45,88	12,84	13,83	45,88	12,84
13	Ec. 6-3 Max	30,01	107,85	30,19	29,33	107,09	29,98
13	Ec. 6-3 Min	18,10	67,48	18,89	16,85	66,10	18,51
13	Ec. 6-4 Max	27,55	99,69	27,91	26,87	98,94	27,70
13	Ec. 6-4 Min	15,64	59,33	16,61	14,39	57,95	16,22
15	Ec. 6-1	9,71	32,25	9,03	9,71	32,25	9,03
15	Ec. 6-2	14,14	46,93	13,14	14,14	46,93	13,14
15	Ec. 6-3 Max	29,24	105,46	29,52	29,36	105,61	29,56
15	Ec. 6-3 Min	19,70	72,62	20,33	18,89	71,73	20,08
15	Ec. 6-4 Max	26,72	97,13	27,19	26,85	97,28	27,23
15	Ec. 6-4 Min	17,19	64,32	18,00	16,38	63,43	17,76
17	Ec. 6-1	9,70	32,16	9,00	9,69	32,14	9,00
17	Ec. 6-2	14,19	47,06	13,17	14,18	47,05	13,17
17	Ec. 6-3 Max	29,89	108,97	30,51	31,26	110,49	30,93
17	Ec. 6-3 Min	15,49	59,81	16,74	15,86	60,22	16,86
17	Ec. 6-4 Max	27,36	100,59	28,16	28,73	102,11	28,58
17	Ec. 6-4 Min	12,96	51,42	14,40	13,33	51,83	14,51

ϕ flexión	0,9	
f_y	4200 kg/cm ²	
Acero mínimo	19,80 cm ²	
50% As mín	9,90 cm²	Para el acero superior
Max As Requerido L	30,59 cm²	
Max As Requerido B	30,94 cm²	
Máximo	30,94 cm²	

Áreas de Acero en un metro de ancho (cm ² /m)							
(Losas, muros, placas)							
Separación (cm)	Varilla						
	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10
10	12,67	19,79	28,50	38,79	50,67	64,47	81,74
12,5	10,13	15,83	22,80	31,04	40,54	51,57	65,39
15	8,45	13,20	19,00	25,86	33,78	42,98	54,49
17,5	7,24	11,31	16,29	22,17	28,95	36,84	46,71
20	6,33	9,90	14,25	19,40	25,34	32,23	40,87
22,5	5,63	8,80	12,67	17,24	22,52	28,65	36,33
25	5,07	7,92	11,40	15,52	20,27	25,79	32,69
27,5	4,61	7,20	10,36	14,11	18,43	23,44	29,72
30	4,22	6,60	9,50	12,93	16,89	21,49	27,25

Diseño de Fundación Tipo B

Geometría de la Placa			
Ancho de la Placa (BY)	6,10 m	Espesor de placa sugerido	
Largo de la Placa (LX)	6,10 m	$(B-b)/6 - (B-b)/4$	$(L-l)/6 - (L-l)/4$
Altura de la Placa (h)	1,15 m	1,36 m - 0,91 m	1,36 m - 0,91 m
Profundidad de Desplante (D_f)	2,00 m		
Ancho de la columna o pedestal (c_b)	0,65 m		
Largo de la columna o pedestal (c_l)	0,65 m		

Parámetros de Diseño			
Peso unitario del suelo (γ_s)	1,70 ton/m ³	Angulo de cuña	0°
Presión Admisible del Suelo (q_{adm})	20 ton/m ²	Ancho B Cuña	6,10 m
Factor de Seguridad del Suelo (FS)	3	Ancho L Cuña	6,10 m
Peso unitario del Concreto Reforzado (γ_c)	2,40 ton/m ³		

Cálculo de Pesos Propios			
Peso de la placa	102,70 ton	Aplaca	37,21 m ²
Peso del pedestal	0,86 ton	A sup	N/A
Peso del suelo	53,16 ton	Volumen - Vol. Pedes	N/A
Peso del Suelo de la Piramide truncada	N/A		

Parámetros para el Diseño a Cortante	
Recubrimiento	5
Peralte Efectivo (d)	5,0 cm
f'_c	280
b_o	700,0 cm
α_s	40
β	1
ϕ	0,75
Capacidad a cortante V_c a dos direcciones	
ACI 22.6.5.2 (a)	1024,32 ton
ACI 22.6.5.2 (b)	1536,48 ton
ACI 22.6.5.2 (c)	2161,85 ton
Menor	1024,32 ton
Capacidad a cortante V_c a una dirección en el Sentido de L	
ACI 22.5.5.1	446,31 ton
Capacidad a cortante V_c a una dirección en el Sentido de B	
ACI 22.5.5.1	446,31 ton

Datos de ETABS				
Joint Label	Combinación de Carga	FZ	MX	MY
		ton	ton-m	ton-m
1	Ec. 6-1	299,37	-1,74	0,84
1	Ec. 6-2	436,18	-1,49	0,70
1	Ec. 6-3 Max	795,49	148,33	158,99
1	Ec. 6-3 Min	372,40	-142,48	-162,06
1	Ec. 6-4 Max	717,98	148,46	158,93
1	Ec. 6-4 Min	294,90	-142,36	-162,11
3	Ec. 6-1	323,83	1,77	0,86
3	Ec. 6-2	469,40	1,53	0,73
3	Ec. 6-3 Max	940,65	153,59	129,71
3	Ec. 6-3 Min	419,55	-136,52	-143,46
3	Ec. 6-4 Max	857,57	153,46	129,65
3	Ec. 6-4 Min	336,47	-136,65	-143,52
16	Ec. 6-1	297,55	-1,74	-0,84
16	Ec. 6-2	432,84	-1,49	-0,71
16	Ec. 6-3 Max	807,06	153,48	150,83
16	Ec. 6-3 Min	379,94	-134,72	-161,50
16	Ec. 6-4 Max	730,25	153,60	150,89
16	Ec. 6-4 Min	303,12	-134,60	-161,44
18	Ec. 6-1	322,54	1,77	-0,86
18	Ec. 6-2	467,03	1,53	-0,74
18	Ec. 6-3 Max	971,53	158,89	124,86
18	Ec. 6-3 Min	396,32	-128,80	-143,62
18	Ec. 6-4 Max	888,94	158,75	124,92
18	Ec. 6-4 Min	313,73	-128,94	-143,56

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculos de Pesos adicionales			P Max	Cálculo de Excentricidades	
		P Suelo	P Pedestal	P Placa		e _L	e _B
		ton	ton	ton	ton	m	m
1	Ec. 6-1	74,42	1,21	143,78	518,78	0,00	0,00
1	Ec. 6-2	63,79	1,03	123,24	624,24	0,00	0,00
1	Ec. 6-3 Max	55,82	0,90	107,83	960,04	0,17	0,15
1	Ec. 6-3 Min	55,82	0,90	107,83	536,96	0,30	0,27
1	Ec. 6-4 Max	50,50	0,82	97,56	866,87	0,18	0,17
1	Ec. 6-4 Min	50,50	0,82	97,56	443,78	0,37	0,32
3	Ec. 6-1	74,42	1,21	143,78	543,24	0,00	0,00
3	Ec. 6-2	63,79	1,03	123,24	657,47	0,00	0,00
3	Ec. 6-3 Max	55,82	0,90	107,83	1105,21	0,12	0,14
3	Ec. 6-3 Min	55,82	0,90	107,83	584,10	0,25	0,23
3	Ec. 6-4 Max	50,50	0,82	97,56	1006,46	0,13	0,15
3	Ec. 6-4 Min	50,50	0,82	97,56	485,35	0,30	0,28
16	Ec. 6-1	74,42	1,21	143,78	516,95	0,00	0,00
16	Ec. 6-2	63,79	1,03	123,24	620,90	0,00	0,00
16	Ec. 6-3 Max	55,82	0,90	107,83	971,62	0,16	0,16
16	Ec. 6-3 Min	55,82	0,90	107,83	544,49	0,30	0,25
16	Ec. 6-4 Max	50,50	0,82	97,56	879,13	0,17	0,17
16	Ec. 6-4 Min	50,50	0,82	97,56	452,01	0,36	0,30
18	Ec. 6-1	74,42	1,21	143,78	541,94	0,00	0,00
18	Ec. 6-2	63,79	1,03	123,24	655,09	0,00	0,00
18	Ec. 6-3 Max	55,82	0,90	107,83	1136,09	0,11	0,14
18	Ec. 6-3 Min	55,82	0,90	107,83	560,88	0,26	0,23
18	Ec. 6-4 Max	50,50	0,82	97,56	1037,82	0,12	0,15
18	Ec. 6-4 Min	50,50	0,82	97,56	462,61	0,31	0,28

Joint Label	Combinación de Carga	Distribución de Presiones	e_L/L	e_B/B
1	Ec. 6-1	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
1	Ec. 6-2	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
1	Ec. 6-3 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,03	0,03
1	Ec. 6-3 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,05	0,04
1	Ec. 6-4 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,03	0,03
1	Ec. 6-4 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,06	0,05
3	Ec. 6-1	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
3	Ec. 6-2	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
3	Ec. 6-3 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,02	0,02
3	Ec. 6-3 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,04	0,04
3	Ec. 6-4 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,02	0,02
3	Ec. 6-4 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,05	0,05
16	Ec. 6-1	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
16	Ec. 6-2	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
16	Ec. 6-3 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,03	0,03
16	Ec. 6-3 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,05	0,04
16	Ec. 6-4 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,03	0,03
16	Ec. 6-4 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,06	0,05
18	Ec. 6-1	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
18	Ec. 6-2	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
18	Ec. 6-3 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,02	0,02
18	Ec. 6-3 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,04	0,04
18	Ec. 6-4 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,02	0,03
18	Ec. 6-4 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,05	0,05

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculo de Presiones			
		q ₁ = q _{mínimo}	q ₂	q ₃	q ₄ = q _{máximo}
		ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²
1	Ec. 6-1	13,87	13,97	13,92	14,01
1	Ec. 6-2	16,72	16,80	16,76	16,83
1	Ec. 6-3 Max	17,68	25,52	26,08	33,92
1	Ec. 6-3 Min	6,38	13,91	14,95	22,48
1	Ec. 6-4 Max	15,17	23,02	23,57	31,42
1	Ec. 6-4 Min	3,88	11,40	12,45	19,97
3	Ec. 6-1	14,53	14,62	14,58	14,67
3	Ec. 6-2	17,61	17,69	17,65	17,73
3	Ec. 6-3 Max	22,21	30,33	29,07	37,19
3	Ec. 6-3 Min	8,30	15,51	15,88	23,10
3	Ec. 6-4 Max	19,56	27,68	26,42	34,53
3	Ec. 6-4 Min	5,64	12,86	13,23	20,45
16	Ec. 6-1	13,82	13,92	13,87	13,96
16	Ec. 6-2	16,63	16,71	16,67	16,74
16	Ec. 6-3 Max	18,07	26,18	26,04	34,16
16	Ec. 6-3 Min	6,80	13,93	15,34	22,46
16	Ec. 6-4 Max	15,58	23,70	23,55	31,68
16	Ec. 6-4 Min	4,32	11,44	12,86	19,97
18	Ec. 6-1	14,49	14,59	14,54	14,63
18	Ec. 6-2	17,55	17,63	17,58	17,67
18	Ec. 6-3 Max	23,03	31,43	29,63	38,03
18	Ec. 6-3 Min	7,87	14,68	15,46	22,27
18	Ec. 6-4 Max	20,39	28,79	27,00	35,39
18	Ec. 6-4 Min	5,23	12,05	12,82	19,64

Joint Label	Combinación de Carga	$q_{\text{mínimo}}/q_{\text{máximo}}$	Revisión de Presiones		
			ϕq_n	Ratio D/C	Estado
			ton/m ²		
1	Ec. 6-1	0,99	27,00	0,52	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
1	Ec. 6-2	0,99	27,00	0,62	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
1	Ec. 6-3 Max	0,52	39,00	0,87	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
1	Ec. 6-3 Min	0,28	39,00	0,58	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
1	Ec. 6-4 Max	0,48	39,00	0,81	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
1	Ec. 6-4 Min	0,19	51,00	0,39	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
3	Ec. 6-1	0,99	27,00	0,54	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
3	Ec. 6-2	0,99	27,00	0,66	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
3	Ec. 6-3 Max	0,60	39,00	0,95	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
3	Ec. 6-3 Min	0,36	39,00	0,59	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
3	Ec. 6-4 Max	0,57	39,00	0,89	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
3	Ec. 6-4 Min	0,28	39,00	0,52	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
16	Ec. 6-1	0,99	27,00	0,52	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
16	Ec. 6-2	0,99	27,00	0,62	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
16	Ec. 6-3 Max	0,53	39,00	0,88	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
16	Ec. 6-3 Min	0,30	39,00	0,58	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
16	Ec. 6-4 Max	0,49	39,00	0,81	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
16	Ec. 6-4 Min	0,22	51,00	0,39	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
18	Ec. 6-1	0,99	27,00	0,54	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
18	Ec. 6-2	0,99	27,00	0,65	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
18	Ec. 6-3 Max	0,61	39,00	0,98	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
18	Ec. 6-3 Min	0,35	39,00	0,57	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
18	Ec. 6-4 Max	0,58	39,00	0,91	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
18	Ec. 6-4 Min	0,27	39,00	0,50	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculo de Presiones Netas		Cortante Bidireccional	
		$q_{net 1}$	$q_{net 4}$	V_{u2D}	Estado
		ton/m ²	ton/m ²	ton	
1	Ec. 6-1	7,98	8,11	275,94	OK
1	Ec. 6-2	11,66	11,78	401,32	OK
1	Ec. 6-3 Max	13,25	29,50	730,92	OK
1	Ec. 6-3 Min	1,96	18,06	342,66	OK
1	Ec. 6-4 Max	11,17	27,42	659,71	OK
1	Ec. 6-4 Min	-0,12	15,97	271,45	OK
3	Ec. 6-1	8,63	8,77	298,39	OK
3	Ec. 6-2	12,56	12,67	431,80	OK
3	Ec. 6-3 Max	17,79	32,77	864,14	OK
3	Ec. 6-3 Min	3,87	18,68	385,92	OK
3	Ec. 6-4 Max	15,56	30,53	787,81	OK
3	Ec. 6-4 Min	1,64	16,45	309,59	OK
16	Ec. 6-1	7,93	8,06	274,26	OK
16	Ec. 6-2	11,57	11,69	398,25	OK
16	Ec. 6-3 Max	13,65	29,73	741,54	OK
16	Ec. 6-3 Min	2,38	18,04	349,57	OK
16	Ec. 6-4 Max	11,58	27,67	670,96	OK
16	Ec. 6-4 Min	0,32	15,97	278,99	OK
18	Ec. 6-1	8,60	8,74	297,20	OK
18	Ec. 6-2	12,49	12,61	429,63	OK
18	Ec. 6-3 Max	18,61	33,61	892,48	OK
18	Ec. 6-3 Min	3,45	17,85	364,61	OK
18	Ec. 6-4 Max	16,39	31,39	816,60	OK
18	Ec. 6-4 Min	1,23	15,63	288,73	OK

Joint Label	Combinación de Carga	Cortante Unidireccional en Sentido de L			Cortante Unidireccional en Sentido de B		
		q _{ud}	V _{u1D}	Estado	q _{ud}	V _{u1D}	Estado
		ton/m ²	ton		ton/m ²	ton	
1	Ec. 6-1	8,09	80,30	OK	8,10	80,37	OK
1	Ec. 6-2	11,76	116,67	OK	11,77	116,72	OK
1	Ec. 6-3 Max	27,41	282,08	OK	27,26	281,34	OK
1	Ec. 6-3 Min	16,05	169,06	OK	15,78	167,69	OK
1	Ec. 6-4 Max	25,33	261,45	OK	25,18	260,72	OK
1	Ec. 6-4 Min	13,97	148,40	OK	13,69	147,02	OK
3	Ec. 6-1	8,75	86,83	OK	8,76	86,90	OK
3	Ec. 6-2	12,65	125,53	OK	12,66	125,59	OK
3	Ec. 6-3 Max	30,61	314,09	OK	30,94	315,76	OK
3	Ec. 6-3 Min	16,75	175,60	OK	16,66	175,11	OK
3	Ec. 6-4 Max	28,37	291,92	OK	28,70	293,58	OK
3	Ec. 6-4 Min	14,52	153,51	OK	14,43	153,03	OK
16	Ec. 6-1	8,04	79,82	OK	8,05	79,88	OK
16	Ec. 6-2	11,67	115,78	OK	11,68	115,83	OK
16	Ec. 6-3 Max	27,57	284,02	OK	27,61	284,21	OK
16	Ec. 6-3 Min	16,14	169,43	OK	15,77	167,56	OK
16	Ec. 6-4 Max	25,51	263,60	OK	25,55	263,78	OK
16	Ec. 6-4 Min	14,08	148,93	OK	13,70	147,05	OK
18	Ec. 6-1	8,71	86,49	OK	8,73	86,55	OK
18	Ec. 6-2	12,59	124,90	OK	12,60	124,96	OK
18	Ec. 6-3 Max	31,37	322,07	OK	31,85	324,44	OK
18	Ec. 6-3 Min	16,04	167,97	OK	15,83	166,93	OK
18	Ec. 6-4 Max	29,15	300,06	OK	29,63	302,42	OK
18	Ec. 6-4 Min	13,82	145,98	OK	13,61	144,96	OK

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculo de Acero en el Sentido L			Cálculo de Acero en el Sentido B		
		q _{uf}	MU	As Req	q _{uf}	MU	As Req
		ton/m ²	ton-m	cm ²	ton/m ²	ton-m	cm ²
1	Ec. 6-1	8,07	30,07	8,04	8,09	30,10	8,04
1	Ec. 6-2	11,74	43,69	11,68	11,76	43,72	11,68
1	Ec. 6-3 Max	26,00	105,20	28,11	25,75	104,89	28,03
1	Ec. 6-3 Min	14,69	62,88	16,80	14,23	62,31	16,65
1	Ec. 6-4 Max	23,91	97,47	26,05	23,67	97,16	25,96
1	Ec. 6-4 Min	12,61	55,15	14,74	12,14	54,57	14,58
3	Ec. 6-1	8,73	32,52	8,69	8,75	32,54	8,70
3	Ec. 6-2	12,64	47,01	12,56	12,66	47,04	12,57
3	Ec. 6-3 Max	29,14	117,17	31,31	29,70	117,87	31,50
3	Ec. 6-3 Min	15,45	65,35	17,46	15,29	65,15	17,41
3	Ec. 6-4 Max	26,91	108,87	29,09	27,47	109,56	29,28
3	Ec. 6-4 Min	13,22	57,08	15,25	13,06	56,87	15,20
16	Ec. 6-1	8,02	29,89	7,99	8,04	29,92	7,99
16	Ec. 6-2	11,66	43,36	11,59	11,67	43,38	11,59
16	Ec. 6-3 Max	26,11	105,91	28,30	26,17	105,99	28,32
16	Ec. 6-3 Min	14,86	63,04	16,85	14,23	62,26	16,64
16	Ec. 6-4 Max	24,05	98,26	26,26	24,11	98,34	26,28
16	Ec. 6-4 Min	12,79	55,37	14,80	12,16	54,58	14,59
18	Ec. 6-1	8,70	32,39	8,66	8,72	32,42	8,66
18	Ec. 6-2	12,58	46,78	12,50	12,59	46,80	12,51
18	Ec. 6-3 Max	29,86	120,14	32,10	30,66	121,14	32,37
18	Ec. 6-3 Min	14,81	62,52	16,71	14,46	62,08	16,59
18	Ec. 6-4 Max	27,64	111,90	29,90	28,44	112,89	30,17
18	Ec. 6-4 Min	12,59	54,28	14,50	12,24	53,85	14,39

ϕ flexión	0,9
f_y	4200 kg/cm ²
Acero mínimo	20,70 cm ²
50% As mín	10,35 cm²
Max As Requerido L	32,10 cm²
Max As Requerido B	32,37 cm²
Máximo	32,37 cm²

Para el acero superior

Áreas de Acero en un metro de ancho (cm ² /m)							
(Losas, muros, placas)							
Separación (cm)	Varilla						
	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10
10	12,67	19,79	28,50	38,79	50,67	64,47	81,74
12,5	10,13	15,83	22,80	31,04	40,54	51,57	65,39
15	8,45	13,20	19,00	25,86	33,78	42,98	54,49
17,5	7,24	11,31	16,29	22,17	28,95	36,84	46,71
20	6,33	9,90	14,25	19,40	25,34	32,23	40,87
22,5	5,63	8,80	12,67	17,24	22,52	28,65	36,33
25	5,07	7,92	11,40	15,52	20,27	25,79	32,69
27,5	4,61	7,20	10,36	14,11	18,43	23,44	29,72
30	4,22	6,60	9,50	12,93	16,89	21,49	27,25

Diseño de Fundación Tipo C

Geometría de la Placa			
Ancho de la Placa (BY)	6,30 m	Espesor de placa sugerido	
Largo de la Placa (LX)	6,30 m	(B-b)/6 - (B-b)/4	(L-l)/6 - (L-l)/4
Altura de la Placa (h)	1,20 m	1,41 m - 0,94 m	1,41 m - 0,94 m
Profundidad de Desplante (D _f)	2,00 m		
Ancho de la columna o pedestal (c _b)	0,65 m		
Largo de la columna o pedestal (c _l)	0,65 m		

Parámetros de Diseño			
Peso unitario del suelo (Y _s)	1,70 ton/m ³	Angulo de cuña	0°
Presión Admisible del Suelo (q _{adm})	20 ton/m ²	Ancho B Cuña	6,30 m
Factor de Seguridad del Suelo (FS)	3	Ancho L Cuña	6,30 m
Peso unitario del Concreto Reforzado (Y _c)	2,40 ton/m ³		

Cálculo de Pesos Propios			
Peso de la placa	114,31 ton	Aplaca	39,69 m ²
Peso del pedestal	0,81 ton	A sup	N/A
Peso del suelo	53,40 ton	Volumen - Vol. Pedes	N/A
Peso del Suelo de la Piramide truncada	N/A		

Parámetros para el Diseño a Cortante	
Recubrimiento	5
Peralte Efectivo (d)	5,0 cm
f'c	280
bo	720,0 cm
αs	40
β	1
φ	0,75
Capacidad a cortante Vc a dos direcciones	
ACI 22.6.5.2 (a)	1101,48 ton
ACI 22.6.5.2 (b)	1652,22 ton
ACI 22.6.5.2 (c)	2353,63 ton
Menor	1101,48 ton
Capacidad a cortante Vc a una dirección en el Sentido de L	
ACI 22.5.5.1	481,90 ton
Capacidad a cortante Vc a una dirección en el Sentido de B	
ACI 22.5.5.1	481,90 ton

Datos de ETABS				
Joint Label	Combinación de Carga	FZ	MX	MY
		ton	ton-m	ton-m
7	Ec. 6-1	408,39	-0,91	1,00
7	Ec. 6-2	605,41	-0,78	0,89
7	Ec. 6-3 Max	1038,33	124,45	162,10
7	Ec. 6-3 Min	572,88	-104,51	-166,10
7	Ec. 6-4 Max	929,35	124,51	162,02
7	Ec. 6-4 Min	463,91	-104,45	-166,18
9	Ec. 6-1	355,62	0,87	0,96
9	Ec. 6-2	514,44	0,71	0,83
9	Ec. 6-3 Max	1083,92	127,24	134,28
9	Ec. 6-3 Min	453,62	-101,56	-147,89
9	Ec. 6-4 Max	993,01	127,18	134,21
9	Ec. 6-4 Min	362,71	-101,61	-147,96
10	Ec. 6-1	406,24	-0,91	-1,00
10	Ec. 6-2	601,48	-0,78	-0,89
10	Ec. 6-3 Max	1049,93	129,62	158,86
10	Ec. 6-3 Min	580,70	-111,47	-170,10
10	Ec. 6-4 Max	941,76	129,69	158,94
10	Ec. 6-4 Min	472,54	-111,40	-170,01
12	Ec. 6-1	345,67	0,87	-0,97
12	Ec. 6-2	496,23	0,70	-0,83
12	Ec. 6-3 Max	1092,00	132,22	131,54
12	Ec. 6-3 Min	359,09	-108,50	-151,34
12	Ec. 6-4 Max	1004,83	132,17	131,61
12	Ec. 6-4 Min	271,92	-108,55	-151,27

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculos de Pesos adicionales			P Max	Cálculo de Excentricidades	
		P Suelo	P Pedestal	P Placa		e _L	e _B
		ton	ton	ton	ton	m	m
7	Ec. 6-1	74,77	1,14	160,03	644,32	0,00	0,00
7	Ec. 6-2	64,08	0,97	137,17	807,64	0,00	0,00
7	Ec. 6-3 Max	56,07	0,85	120,02	1215,27	0,13	0,10
7	Ec. 6-3 Min	56,07	0,85	120,02	749,83	0,22	0,14
7	Ec. 6-4 Max	50,73	0,77	108,59	1089,45	0,15	0,11
7	Ec. 6-4 Min	50,73	0,77	108,59	624,01	0,27	0,17
9	Ec. 6-1	74,77	1,14	160,03	591,55	0,00	0,00
9	Ec. 6-2	64,08	0,97	137,17	716,67	0,00	0,00
9	Ec. 6-3 Max	56,07	0,85	120,02	1260,87	0,11	0,10
9	Ec. 6-3 Min	56,07	0,85	120,02	630,57	0,23	0,16
9	Ec. 6-4 Max	50,73	0,77	108,59	1153,11	0,12	0,11
9	Ec. 6-4 Min	50,73	0,77	108,59	522,81	0,28	0,19
10	Ec. 6-1	74,77	1,14	160,03	642,18	0,00	0,00
10	Ec. 6-2	64,08	0,97	137,17	803,71	0,00	0,00
10	Ec. 6-3 Max	56,07	0,85	120,02	1226,87	0,13	0,11
10	Ec. 6-3 Min	56,07	0,85	120,02	757,65	0,22	0,15
10	Ec. 6-4 Max	50,73	0,77	108,59	1101,86	0,14	0,12
10	Ec. 6-4 Min	50,73	0,77	108,59	632,63	0,27	0,18
12	Ec. 6-1	74,77	1,14	160,03	581,60	0,00	0,00
12	Ec. 6-2	64,08	0,97	137,17	698,46	0,00	0,00
12	Ec. 6-3 Max	56,07	0,85	120,02	1268,95	0,10	0,10
12	Ec. 6-3 Min	56,07	0,85	120,02	536,04	0,28	0,20
12	Ec. 6-4 Max	50,73	0,77	108,59	1164,92	0,11	0,11
12	Ec. 6-4 Min	50,73	0,77	108,59	432,02	0,35	0,25

Joint Label	Combinación de Carga	Distribución de Presiones	e_L/L	e_B/B
7	Ec. 6-1	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
7	Ec. 6-2	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
7	Ec. 6-3 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,02	0,02
7	Ec. 6-3 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,04	0,02
7	Ec. 6-4 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,02	0,02
7	Ec. 6-4 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,04	0,03
9	Ec. 6-1	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
9	Ec. 6-2	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
9	Ec. 6-3 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,02	0,02
9	Ec. 6-3 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,04	0,03
9	Ec. 6-4 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,02	0,02
9	Ec. 6-4 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,04	0,03
10	Ec. 6-1	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
10	Ec. 6-2	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
10	Ec. 6-3 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,02	0,02
10	Ec. 6-3 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,04	0,02
10	Ec. 6-4 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,02	0,02
10	Ec. 6-4 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,04	0,03
12	Ec. 6-1	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
12	Ec. 6-2	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
12	Ec. 6-3 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,02	0,02
12	Ec. 6-3 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,04	0,03
12	Ec. 6-4 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,02	0,02
12	Ec. 6-4 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,06	0,04

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculo de Presiones			
		$q_1 = q_{\text{mínimo}}$	q_2	q_3	$q_4 = q_{\text{máximo}}$
		ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²
7	Ec. 6-1	16,19	16,23	16,24	16,28
7	Ec. 6-2	20,31	20,35	20,35	20,39
7	Ec. 6-3 Max	23,74	29,72	31,52	37,50
7	Ec. 6-3 Min	12,40	17,41	20,37	25,39
7	Ec. 6-4 Max	20,57	26,55	28,35	34,32
7	Ec. 6-4 Min	9,23	14,24	17,20	22,22
9	Ec. 6-1	14,86	14,90	14,91	14,95
9	Ec. 6-2	18,02	18,05	18,06	18,09
9	Ec. 6-3 Max	25,49	31,60	31,94	38,04
9	Ec. 6-3 Min	9,90	14,78	17,00	21,87
9	Ec. 6-4 Max	22,78	28,88	29,22	35,33
9	Ec. 6-4 Min	7,18	12,06	14,28	19,16
10	Ec. 6-1	16,13	16,18	16,18	16,23
10	Ec. 6-2	20,21	20,25	20,25	20,29
10	Ec. 6-3 Max	23,99	30,21	31,61	37,83
10	Ec. 6-3 Min	12,33	17,68	20,50	25,85
10	Ec. 6-4 Max	20,84	27,06	28,46	34,69
10	Ec. 6-4 Min	9,19	14,53	17,35	22,69
12	Ec. 6-1	14,61	14,65	14,66	14,70
12	Ec. 6-2	17,56	17,59	17,60	17,63
12	Ec. 6-3 Max	25,64	31,99	31,96	38,30
12	Ec. 6-3 Min	7,27	12,48	14,53	19,74
12	Ec. 6-4 Max	23,02	29,36	29,34	35,68
12	Ec. 6-4 Min	4,65	9,86	11,91	17,12

Joint Label	Combinación de Carga	$q_{\text{mínimo}}/q_{\text{máximo}}$	Revisión de Presiones		
			ϕq_n	Ratio D/C	Estado
			ton/m ²		
7	Ec. 6-1	0,99	27,00	0,60	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
7	Ec. 6-2	1,00	27,00	0,76	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
7	Ec. 6-3 Max	0,63	39,00	0,96	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
7	Ec. 6-3 Min	0,49	39,00	0,65	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
7	Ec. 6-4 Max	0,60	39,00	0,88	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
7	Ec. 6-4 Min	0,42	39,00	0,57	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
9	Ec. 6-1	0,99	27,00	0,55	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
9	Ec. 6-2	1,00	27,00	0,67	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
9	Ec. 6-3 Max	0,67	39,00	0,98	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
9	Ec. 6-3 Min	0,45	39,00	0,56	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
9	Ec. 6-4 Max	0,64	39,00	0,91	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
9	Ec. 6-4 Min	0,37	39,00	0,49	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
10	Ec. 6-1	0,99	27,00	0,60	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
10	Ec. 6-2	1,00	27,00	0,75	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
10	Ec. 6-3 Max	0,63	39,00	0,97	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
10	Ec. 6-3 Min	0,48	39,00	0,66	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
10	Ec. 6-4 Max	0,60	39,00	0,89	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
10	Ec. 6-4 Min	0,40	39,00	0,58	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
12	Ec. 6-1	0,99	27,00	0,54	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
12	Ec. 6-2	1,00	27,00	0,65	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
12	Ec. 6-3 Max	0,67	39,00	0,98	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
12	Ec. 6-3 Min	0,37	39,00	0,51	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
12	Ec. 6-4 Max	0,65	39,00	0,91	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
12	Ec. 6-4 Min	0,27	39,00	0,44	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculo de Presiones Netas		Cortante Bidireccional	
		$q_{net\ 1}$	$q_{net\ 4}$	V_{u2D}	Estado
		ton/m ²	ton/m ²	ton	
7	Ec. 6-1	10,24	10,34	376,19	OK
7	Ec. 6-2	15,21	15,29	556,96	OK
7	Ec. 6-3 Max	19,29	33,04	954,42	OK
7	Ec. 6-3 Min	7,94	20,93	526,97	OK
7	Ec. 6-4 Max	16,54	30,29	854,26	OK
7	Ec. 6-4 Min	5,19	18,18	426,81	OK
9	Ec. 6-1	8,92	9,00	327,72	OK
9	Ec. 6-2	12,92	13,00	473,42	OK
9	Ec. 6-3 Max	21,03	33,58	996,29	OK
9	Ec. 6-3 Min	5,44	17,41	417,44	OK
9	Ec. 6-4 Max	18,75	31,29	912,72	OK
9	Ec. 6-4 Min	3,15	15,13	333,87	OK
10	Ec. 6-1	10,19	10,28	374,22	OK
10	Ec. 6-2	15,11	15,19	553,36	OK
10	Ec. 6-3 Max	19,53	33,38	965,07	OK
10	Ec. 6-3 Min	7,87	21,39	534,15	OK
10	Ec. 6-4 Max	16,80	30,65	865,65	OK
10	Ec. 6-4 Min	5,15	18,66	434,73	OK
12	Ec. 6-1	8,67	8,75	318,59	OK
12	Ec. 6-2	12,47	12,54	456,70	OK
12	Ec. 6-3 Max	21,18	33,84	1003,71	OK
12	Ec. 6-3 Min	2,81	15,28	330,63	OK
12	Ec. 6-4 Max	18,99	31,65	923,57	OK
12	Ec. 6-4 Min	0,62	13,09	250,49	OK

Joint Label	Combinación de Carga	Cortante Unidireccional en Sentido de L			Cortante Unidireccional en Sentido de B		
		q _{ud}	V _{u1D}	Estado	q _{ud}	V _{u1D}	Estado
		ton/m ²	ton		ton/m ²	ton	
7	Ec. 6-1	10,32	109,00	OK	10,32	109,00	OK
7	Ec. 6-2	15,28	161,33	OK	15,28	161,33	OK
7	Ec. 6-3 Max	31,45	340,24	OK	30,97	337,71	OK
7	Ec. 6-3 Min	19,59	213,80	OK	18,81	209,65	OK
7	Ec. 6-4 Max	28,70	311,26	OK	28,22	308,74	OK
7	Ec. 6-4 Min	16,85	184,84	OK	16,06	180,68	OK
9	Ec. 6-1	8,99	94,95	OK	8,99	94,95	OK
9	Ec. 6-2	12,99	137,12	OK	12,99	137,11	OK
9	Ec. 6-3 Max	31,96	345,84	OK	31,87	345,36	OK
9	Ec. 6-3 Min	16,12	176,93	OK	15,53	173,81	OK
9	Ec. 6-4 Max	29,67	321,64	OK	29,58	321,17	OK
9	Ec. 6-4 Min	13,83	152,79	OK	13,24	149,67	OK
10	Ec. 6-1	10,27	108,43	OK	10,27	108,43	OK
10	Ec. 6-2	15,18	160,29	OK	15,18	160,28	OK
10	Ec. 6-3 Max	31,72	343,47	OK	31,35	341,50	OK
10	Ec. 6-3 Min	19,96	218,18	OK	19,22	214,24	OK
10	Ec. 6-4 Max	29,00	314,74	OK	28,63	312,77	OK
10	Ec. 6-4 Min	17,24	189,39	OK	16,49	185,45	OK
12	Ec. 6-1	8,74	92,31	OK	8,74	92,30	OK
12	Ec. 6-2	12,53	132,28	OK	12,53	132,27	OK
12	Ec. 6-3 Max	32,16	348,22	OK	32,16	348,26	OK
12	Ec. 6-3 Min	13,90	153,96	OK	13,35	151,08	OK
12	Ec. 6-4 Max	29,96	325,05	OK	29,97	325,09	OK
12	Ec. 6-4 Min	11,70	130,78	OK	11,16	127,90	OK

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculo de Acero en el Sentido L			Cálculo de Acero en el Sentido B		
		q _{uf}	MU	As Req	q _{uf}	MU	As Req
		ton/m ²	ton-m	cm ²	ton/m ²	ton-m	cm ²
7	Ec. 6-1	10,32	41,21	10,53	10,31	41,21	10,53
7	Ec. 6-2	15,28	61,00	15,59	15,27	61,00	15,59
7	Ec. 6-3 Max	30,36	128,26	32,79	29,55	127,19	32,51
7	Ec. 6-3 Min	18,68	80,51	20,58	17,35	78,75	20,13
7	Ec. 6-4 Max	27,61	117,31	29,98	26,80	116,23	29,71
7	Ec. 6-4 Min	15,93	69,56	17,78	14,61	67,80	17,33
9	Ec. 6-1	8,99	35,90	9,18	8,98	35,90	9,18
9	Ec. 6-2	12,98	51,85	13,25	12,98	51,84	13,25
9	Ec. 6-3 Max	30,85	130,37	33,32	30,70	130,17	33,27
9	Ec. 6-3 Min	15,23	66,58	17,02	14,23	65,26	16,68
9	Ec. 6-4 Max	28,55	121,22	30,98	28,40	121,02	30,93
9	Ec. 6-4 Min	12,94	57,45	14,69	11,94	56,13	14,35
10	Ec. 6-1	10,26	41,00	10,48	10,26	41,00	10,48
10	Ec. 6-2	15,18	60,61	15,49	15,18	60,61	15,49
10	Ec. 6-3 Max	30,59	129,47	33,09	29,96	128,63	32,88
10	Ec. 6-3 Min	18,99	82,15	21,00	17,73	80,47	20,57
10	Ec. 6-4 Max	27,86	118,61	30,32	27,23	117,77	30,10
10	Ec. 6-4 Min	16,26	71,26	18,22	15,00	69,59	17,79
12	Ec. 6-1	8,73	34,90	8,92	8,73	34,90	8,92
12	Ec. 6-2	12,52	50,02	12,78	12,52	50,01	12,78
12	Ec. 6-3 Max	31,00	131,26	33,55	31,01	131,28	33,55
12	Ec. 6-3 Min	12,95	57,88	14,79	12,03	56,65	14,48
12	Ec. 6-4 Max	28,80	122,50	31,31	28,81	122,51	31,31
12	Ec. 6-4 Min	10,75	49,11	12,55	9,83	47,89	12,24

ϕ flexión	0,9
f_y	4200 kg/cm ²
Acero mínimo	21,60 cm ²
50% As mín	10,80 cm²
Max As Requerido L	33,55 cm²
Max As Requerido B	33,55 cm²
Máximo	33,55 cm²

Para el acero superior

Áreas de Acero en un metro de ancho (cm ² /m)							
(Losas, muros, placas)							
Separación (cm)	Varilla						
	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10
10	12,67	19,79	28,50	38,79	50,67	64,47	81,74
12,5	10,13	15,83	22,80	31,04	40,54	51,57	65,39
15	8,45	13,20	19,00	25,86	33,78	42,98	54,49
17,5	7,24	11,31	16,29	22,17	28,95	36,84	46,71
20	6,33	9,90	14,25	19,40	25,34	32,23	40,87
22,5	5,63	8,80	12,67	17,24	22,52	28,65	36,33
25	5,07	7,92	11,40	15,52	20,27	25,79	32,69
27,5	4,61	7,20	10,36	14,11	18,43	23,44	29,72
30	4,22	6,60	9,50	12,93	16,89	21,49	27,25

Diseño de Fundación Tipo D

Geometría de la Placa			
Ancho de la Placa (BY)	6,40 m	Espesor de placa sugerido	
Largo de la Placa (LX)	6,40 m	$(B-b)/6 - (B-b)/4$	$(L-l)/6 - (L-l)/4$
Altura de la Placa (h)	1,20 m	1,38 m - 0,92 m	1,38 m - 0,92 m
Profundidad de Desplante (D_f)	2,00 m		
Ancho de la columna o pedestal (c_b)	0,90 m		
Largo de la columna o pedestal (c_l)	0,90 m		

Parámetros de Diseño			
Peso unitario del suelo (γ_s)	1,70 ton/m ³	Angulo de cuña	0°
Presión Admisible del Suelo (q_{adm})	20 ton/m ²	Ancho B Cuña	6,40 m
Factor de Seguridad del Suelo (FS)	3	Ancho L Cuña	6,40 m
Peso unitario del Concreto Reforzado (γ_c)	2,40 ton/m ³		

Cálculo de Pesos Propios			
Peso de la placa	117,96 ton	Aplaca	40,96 m ²
Peso del pedestal	1,56 ton	A sup	N/A
Peso del suelo	54,60 ton	Volumen - Vol. Pedes	N/A
Peso del Suelo de la Piramide truncada	N/A		

Parámetros para el Diseño a Cortante	
Recubrimiento	5
Peralte Efectivo (d)	5,0 cm
f'_c	280
b_o	820,0 cm
α_s	40
β	1
ϕ	0,75
Capacidad a cortante V_c a dos direcciones	
ACI 22.6.5.2 (a)	1254,46 ton
ACI 22.6.5.2 (b)	1881,69 ton
ACI 22.6.5.2 (c)	2431,57 ton
Menor	1254,46 ton
Capacidad a cortante V_c a una dirección en el Sentido de L	
ACI 22.5.5.1	489,55 ton
Capacidad a cortante V_c a una dirección en el Sentido de B	
ACI 22.5.5.1	489,55 ton

Datos de ETABS				
Joint Label	Combinación de Carga	FZ	MX	MY
		ton	ton-m	ton-m
5	Ec. 6-1	515,68	0,01	-1,02
5	Ec. 6-2	789,97	0,01	-0,87
5	Ec. 6-3 Max	1050,10	428,49	405,17
5	Ec. 6-3 Min	1043,01	-388,40	-444,61
5	Ec. 6-4 Max	904,53	428,49	405,24
5	Ec. 6-4 Min	897,44	-388,40	-444,54
14	Ec. 6-1	515,66	0,01	1,02
14	Ec. 6-2	789,92	0,02	0,87
14	Ec. 6-3 Max	1049,56	489,50	405,63
14	Ec. 6-3 Min	1042,72	-422,70	-444,99
14	Ec. 6-4 Max	904,00	489,50	405,56
14	Ec. 6-4 Min	897,16	-422,70	-445,06

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculos de Pesos adicionales			P Max	Cálculo de Excentricidades	
		P Suelo	P Pedestal	P Placa		e_L	e_B
		ton	ton	ton	ton	m	m
5	Ec. 6-1	76,45	2,18	165,15	759,45	0,00	0,00
5	Ec. 6-2	65,52	1,87	141,56	998,91	0,00	0,00
5	Ec. 6-3 Max	57,33	1,63	123,86	1232,93	0,33	0,35
5	Ec. 6-3 Min	57,33	1,63	123,86	1225,84	0,36	0,32
5	Ec. 6-4 Max	51,87	1,48	112,07	1069,94	0,38	0,40
5	Ec. 6-4 Min	51,87	1,48	112,07	1062,86	0,42	0,37
14	Ec. 6-1	76,45	2,18	165,15	759,43	0,00	0,00
14	Ec. 6-2	65,52	1,87	141,56	998,87	0,00	0,00
14	Ec. 6-3 Max	57,33	1,63	123,86	1232,39	0,33	0,40
14	Ec. 6-3 Min	57,33	1,63	123,86	1225,55	0,36	0,34
14	Ec. 6-4 Max	51,87	1,48	112,07	1069,42	0,38	0,46
14	Ec. 6-4 Min	51,87	1,48	112,07	1062,58	0,42	0,40

Joint Label	Combinación de Carga	Distribución de Presiones	e_L/L	e_B/B
5	Ec. 6-1	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
5	Ec. 6-2	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
5	Ec. 6-3 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,05	0,05
5	Ec. 6-3 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,06	0,05
5	Ec. 6-4 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,06	0,06
5	Ec. 6-4 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,07	0,06
14	Ec. 6-1	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
14	Ec. 6-2	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
14	Ec. 6-3 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,05	0,06
14	Ec. 6-3 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,06	0,05
14	Ec. 6-4 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,06	0,07
14	Ec. 6-4 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,07	0,06

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculo de Presiones			
		$q_1 = q_{\text{mínimo}}$	q_2	q_3	$q_4 = q_{\text{máximo}}$
		ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²
5	Ec. 6-1	18,52	18,52	18,56	18,57
5	Ec. 6-2	24,37	24,37	24,41	24,41
5	Ec. 6-3 Max	11,02	30,63	29,57	49,18
5	Ec. 6-3 Min	10,86	28,64	31,21	48,99
5	Ec. 6-4 Max	7,04	26,65	25,59	45,20
5	Ec. 6-4 Min	6,88	24,66	27,23	45,01
14	Ec. 6-1	18,52	18,52	18,56	18,56
14	Ec. 6-2	24,37	24,37	24,41	24,41
14	Ec. 6-3 Max	9,60	32,01	28,17	50,58
14	Ec. 6-3 Min	10,06	29,41	30,43	49,78
14	Ec. 6-4 Max	5,62	28,03	24,19	46,60
14	Ec. 6-4 Min	6,08	25,43	26,45	45,80

Joint Label	Combinación de Carga	$q_{\text{mínimo}}/q_{\text{máximo}}$	Revisión de Presiones		
			ϕq_n	Ratio D/C	Estado
			ton/m ²		
5	Ec. 6-1	1,00	27,00	0,69	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
5	Ec. 6-2	1,00	27,00	0,90	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
5	Ec. 6-3 Max	0,22	51,00	0,96	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
5	Ec. 6-3 Min	0,22	51,00	0,96	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
5	Ec. 6-4 Max	0,16	51,00	0,89	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
5	Ec. 6-4 Min	0,15	51,00	0,88	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
14	Ec. 6-1	1,00	27,00	0,69	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
14	Ec. 6-2	1,00	27,00	0,90	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
14	Ec. 6-3 Max	0,19	51,00	0,99	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
14	Ec. 6-3 Min	0,20	51,00	0,98	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
14	Ec. 6-4 Max	0,12	51,00	0,91	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
14	Ec. 6-4 Min	0,13	51,00	0,90	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculo de Presiones Netas		Cortante Bidireccional	
		$q_{net 1}$	$q_{net 4}$	V_{u2D}	Estado
		ton/m ²	ton/m ²	ton	
5	Ec. 6-1	12,57	12,61	464,95	OK
5	Ec. 6-2	19,27	19,31	710,78	OK
5	Ec. 6-3 Max	6,56	44,72	943,99	OK
5	Ec. 6-3 Min	6,40	44,53	937,63	OK
5	Ec. 6-4 Max	3,00	41,17	813,20	OK
5	Ec. 6-4 Min	2,85	40,97	806,84	OK
14	Ec. 6-1	12,57	12,61	464,93	OK
14	Ec. 6-2	19,26	19,31	710,74	OK
14	Ec. 6-3 Max	5,14	46,11	943,51	OK
14	Ec. 6-3 Min	5,60	45,32	937,37	OK
14	Ec. 6-4 Max	1,58	42,56	812,73	OK
14	Ec. 6-4 Min	2,04	41,76	806,59	OK

Joint Label	Combinación de Carga	Cortante Unidireccional en Sentido de L			Cortante Unidireccional en Sentido de B		
		q_{ud}	V_{u1D}	Estado	q_{ud}	V_{u1D}	Estado
		ton/m ²	ton		ton/m ²	ton	
5	Ec. 6-1	12,61	129,16	OK	12,60	129,10	OK
5	Ec. 6-2	19,31	197,70	OK	19,30	197,65	OK
5	Ec. 6-3 Max	39,81	432,81	OK	40,08	434,17	OK
5	Ec. 6-3 Min	40,09	433,23	OK	39,44	429,94	OK
5	Ec. 6-4 Max	36,26	396,43	OK	36,53	397,79	OK
5	Ec. 6-4 Min	36,53	396,82	OK	35,89	393,53	OK
14	Ec. 6-1	12,61	129,16	OK	12,60	129,10	OK
14	Ec. 6-2	19,31	197,69	OK	19,30	197,64	OK
14	Ec. 6-3 Max	40,51	443,51	OK	41,47	448,42	OK
14	Ec. 6-3 Min	40,48	439,28	OK	40,22	437,97	OK
14	Ec. 6-4 Max	36,95	407,10	OK	37,92	412,02	OK
14	Ec. 6-4 Min	36,93	402,90	OK	36,67	401,59	OK

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculo de Acero en el Sentido L			Cálculo de Acero en el Sentido B		
		q_{uf}	MU	As Req	q_{uf}	MU	As Req
		ton/m ²	ton-m	cm ²	ton/m ²	ton-m	cm ²
5	Ec. 6-1	12,61	47,69	12,19	12,59	47,67	12,18
5	Ec. 6-2	19,31	73,00	18,66	19,29	72,98	18,65
5	Ec. 6-3 Max	36,29	158,47	40,50	36,75	159,05	40,65
5	Ec. 6-3 Min	36,89	158,75	40,58	35,79	157,36	40,22
5	Ec. 6-4 Max	32,74	145,03	37,07	33,19	145,61	37,22
5	Ec. 6-4 Min	33,33	145,31	37,14	32,23	143,91	36,79
14	Ec. 6-1	12,61	47,69	12,19	12,59	47,67	12,18
14	Ec. 6-2	19,31	73,00	18,66	19,29	72,98	18,65
14	Ec. 6-3 Max	36,48	162,23	41,47	38,13	164,30	42,00
14	Ec. 6-3 Min	37,00	160,87	41,12	36,56	160,32	40,98
14	Ec. 6-4 Max	32,93	148,78	38,03	34,58	150,86	38,56
14	Ec. 6-4 Min	33,45	147,44	37,69	33,01	146,89	37,55

ϕ flexión	0,9
f_y	4200 kg/cm ²
Acero mínimo	21,60 cm ²
50% As mín	10,80 cm ²
Max As Requerido L	41,47 cm ²
Max As Requerido B	42,00 cm ²
Máximo	42,00 cm ²

Para el acero superior

Áreas de Acero en un metro de ancho (cm ² /m)							
(Losas, muros, placas)							
Separación (cm)	Varilla						
	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10
10	12,67	19,79	28,50	38,79	50,67	64,47	81,74
12,5	10,13	15,83	22,80	31,04	40,54	51,57	65,39
15	8,45	13,20	19,00	25,86	33,78	42,98	54,49
17,5	7,24	11,31	16,29	22,17	28,95	36,84	46,71
20	6,33	9,90	14,25	19,40	25,34	32,23	40,87
22,5	5,63	8,80	12,67	17,24	22,52	28,65	36,33
25	5,07	7,92	11,40	15,52	20,27	25,79	32,69
27,5	4,61	7,20	10,36	14,11	18,43	23,44	29,72
30	4,22	6,60	9,50	12,93	16,89	21,49	27,25

Diseño de Fundación Tipo E

Geometría de la Placa			
Ancho de la Placa (BY)	7,90 m	Espesor de placa sugerido	
Largo de la Placa (LX)	7,90 m	$(B-b)/6 - (B-b)/4$	$(L-l)/6 - (L-l)/4$
Altura de la Placa (h)	1,50 m	1,75 m - 1,17 m	1,75 m - 1,17 m
Profundidad de Desplante (D_f)	2,00 m		
Ancho de la columna o pedestal (c_b)	0,90 m		
Largo de la columna o pedestal (c_l)	0,90 m		

Parámetros de Diseño			
Peso unitario del suelo (γ_s)	1,70 ton/m ³	Angulo de cuña	0°
Presión Admisible del Suelo (q_{adm})	20 ton/m ²	Ancho B Cuña	7,90 m
Factor de Seguridad del Suelo (FS)	3	Ancho L Cuña	7,90 m
Peso unitario del Concreto Reforzado (γ_c)	2,40 ton/m ³		

Cálculo de Pesos Propios			
Peso de la placa	224,68 ton	Aplaca	62,41 m ²
Peso del pedestal	0,97 ton	A sup	N/A
Peso del suelo	52,36 ton	Volumen - Vol. Pedes	N/A
Peso del Suelo de la Piramide truncada	N/A		

Parámetros para el Diseño a Cortante	
Recubrimiento	5
Peralte Efectivo (d)	5,0 cm
f'_c	280
b_o	940,0 cm
α_s	40
β	1
ϕ	0,75
Capacidad a cortante V_c a dos direcciones	
ACI 22.6.5.2 (a)	1813,18 ton
ACI 22.6.5.2 (b)	2719,78 ton
ACI 22.6.5.2 (c)	3773,40 ton
Menor	1813,18 ton
Capacidad a cortante V_c a una dirección en el Sentido de L	
ACI 22.5.5.1	761,92 ton
Capacidad a cortante V_c a una dirección en el Sentido de B	
ACI 22.5.5.1	761,92 ton

Datos de ETABS				
Joint Label	Combinación de Carga	FZ	MX	MY
		ton	ton-m	ton-m
8	Ec. 6-1	605,55	-0,09	0,19
8	Ec. 6-2	902,51	-0,16	0,17
8	Ec. 6-3 Max	1485,23	442,72	399,13
8	Ec. 6-3 Min	889,93	-366,66	-434,37
8	Ec. 6-4 Max	1322,14	442,75	399,11
8	Ec. 6-4 Min	726,84	-366,63	-434,38
11	Ec. 6-1	594,02	-0,11	-0,19
11	Ec. 6-2	881,40	-0,18	-0,18
11	Ec. 6-3 Max	1405,56	460,18	397,20
11	Ec. 6-3 Min	876,56	-378,70	-436,47
11	Ec. 6-4 Max	1246,80	460,22	397,22
11	Ec. 6-4 Min	717,81	-378,67	-436,46

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculos de Pesos adicionales			P Max	Cálculo de Excentricidades	
		P Suelo	P Pedestal	P Placa		e_L	e_B
		ton	ton	ton	ton	m	m
8	Ec. 6-1	73,30	1,36	314,55	994,76	0,00	0,00
8	Ec. 6-2	62,83	1,17	269,61	1236,12	0,00	0,00
8	Ec. 6-3 Max	54,98	1,02	235,91	1777,14	0,22	0,25
8	Ec. 6-3 Min	54,98	1,02	235,91	1181,84	0,37	0,31
8	Ec. 6-4 Max	49,74	0,92	213,44	1586,25	0,25	0,28
8	Ec. 6-4 Min	49,74	0,92	213,44	990,95	0,44	0,37
11	Ec. 6-1	73,30	1,36	314,55	983,23	0,00	0,00
11	Ec. 6-2	62,83	1,17	269,61	1215,01	0,00	0,00
11	Ec. 6-3 Max	54,98	1,02	235,91	1697,46	0,23	0,27
11	Ec. 6-3 Min	54,98	1,02	235,91	1168,47	0,37	0,32
11	Ec. 6-4 Max	49,74	0,92	213,44	1510,91	0,26	0,30
11	Ec. 6-4 Min	49,74	0,92	213,44	981,92	0,44	0,39

Joint Label	Combinación de Carga	Distribución de Presiones	e_L/L	e_B/B
8	Ec. 6-1	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
8	Ec. 6-2	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
8	Ec. 6-3 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,03	0,03
8	Ec. 6-3 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,05	0,04
8	Ec. 6-4 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,03	0,04
8	Ec. 6-4 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,06	0,05
11	Ec. 6-1	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
11	Ec. 6-2	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,00	0,00
11	Ec. 6-3 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,03	0,03
11	Ec. 6-3 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,05	0,04
11	Ec. 6-4 Max	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,03	0,04
11	Ec. 6-4 Min	Caso 1: Distribución de Presiones Trapezoidal	0,06	0,05

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculo de Presiones			
		$q_1 = q_{\text{mínimo}}$	q_2	q_3	$q_4 = q_{\text{máximo}}$
		ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²
8	Ec. 6-1	15,94	15,94	15,94	15,94
8	Ec. 6-2	19,80	19,81	19,81	19,81
8	Ec. 6-3 Max	18,23	29,01	27,94	38,72
8	Ec. 6-3 Min	9,19	18,11	19,76	28,68
8	Ec. 6-4 Max	15,17	25,95	24,89	35,66
8	Ec. 6-4 Min	6,13	15,05	16,70	25,63
11	Ec. 6-1	15,75	15,75	15,76	15,76
11	Ec. 6-2	19,46	19,47	19,47	19,47
11	Ec. 6-3 Max	16,76	27,96	26,43	37,63
11	Ec. 6-3 Min	8,80	18,02	19,43	28,64
11	Ec. 6-4 Max	13,77	24,98	23,44	34,64
11	Ec. 6-4 Min	5,81	15,03	16,44	25,65

Joint Label	Combinación de Carga	$q_{\text{mínimo}}/q_{\text{máximo}}$	Revisión de Presiones		
			ϕq_n	Ratio D/C	Estado
			ton/m ²		
8	Ec. 6-1	1,00	27,00	0,59	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
8	Ec. 6-2	1,00	27,00	0,73	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
8	Ec. 6-3 Max	0,47	39,00	0,99	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
8	Ec. 6-3 Min	0,32	39,00	0,74	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
8	Ec. 6-4 Max	0,43	39,00	0,91	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
8	Ec. 6-4 Min	0,24	51,00	0,50	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
11	Ec. 6-1	1,00	27,00	0,58	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
11	Ec. 6-2	1,00	27,00	0,72	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
11	Ec. 6-3 Max	0,45	39,00	0,96	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
11	Ec. 6-3 Min	0,31	39,00	0,73	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
11	Ec. 6-4 Max	0,40	39,00	0,89	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$
11	Ec. 6-4 Min	0,23	51,00	0,50	$q_{\text{max}} \leq \phi q_n$

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculo de Presiones Netas		Cortante Bidireccional	
		$q_{net\ 1}$	$q_{net\ 4}$	V_{U2D}	Estado
		ton/m ²	ton/m ²	ton	
8	Ec. 6-1	9,70	9,71	553,32	OK
8	Ec. 6-2	14,46	14,47	823,82	OK
8	Ec. 6-3 Max	13,55	34,04	1354,82	OK
8	Ec. 6-3 Min	4,51	24,01	812,20	OK
8	Ec. 6-4 Max	10,94	31,43	1206,07	OK
8	Ec. 6-4 Min	1,90	21,39	663,45	OK
11	Ec. 6-1	9,51	9,52	542,82	OK
11	Ec. 6-2	14,12	14,13	804,58	OK
11	Ec. 6-3 Max	12,09	32,96	1282,20	OK
11	Ec. 6-3 Min	4,13	23,97	800,02	OK
11	Ec. 6-4 Max	9,54	30,41	1137,40	OK
11	Ec. 6-4 Min	1,58	21,42	655,22	OK

Joint Label	Combinación de Carga	Cortante Unidireccional en Sentido de L			Cortante Unidireccional en Sentido de B		
		q_{ud}	V_{U1D}	Estado	q_{ud}	V_{U1D}	Estado
		ton/m ²	ton		ton/m ²	ton	
8	Ec. 6-1	9,71	157,19	OK	9,70	157,18	OK
8	Ec. 6-2	14,46	234,25	OK	14,46	234,25	OK
8	Ec. 6-3 Max	31,25	528,68	OK	31,52	530,91	OK
8	Ec. 6-3 Min	21,69	370,05	OK	21,26	366,59	OK
8	Ec. 6-4 Max	28,63	486,36	OK	28,91	488,59	OK
8	Ec. 6-4 Min	19,08	327,73	OK	18,65	324,26	OK
11	Ec. 6-1	9,52	154,20	OK	9,52	154,19	OK
11	Ec. 6-2	14,13	228,78	OK	14,13	228,78	OK
11	Ec. 6-3 Max	30,05	510,17	OK	30,45	513,40	OK
11	Ec. 6-3 Min	21,57	368,75	OK	21,21	365,80	OK
11	Ec. 6-4 Max	27,51	468,99	OK	27,90	472,21	OK
11	Ec. 6-4 Min	19,03	327,55	OK	18,66	324,59	OK

Joint Label	Combinación de Carga	Cálculo de Acero en el Sentido L			Cálculo de Acero en el Sentido B		
		q _{ur}	MU	As Req	q _{ur}	MU	As Req
		ton/m ²	ton-m	cm ²	ton/m ²	ton-m	cm ²
8	Ec. 6-1	9,71	59,45	12,05	9,70	59,45	12,05
8	Ec. 6-2	14,46	88,59	17,96	14,46	88,59	17,96
8	Ec. 6-3 Max	29,27	198,77	40,29	29,74	199,72	40,49
8	Ec. 6-3 Min	20,05	138,97	28,17	19,32	137,48	27,87
8	Ec. 6-4 Max	26,66	182,76	37,05	27,13	183,72	37,24
8	Ec. 6-4 Min	17,44	122,97	24,93	16,71	121,48	24,63
11	Ec. 6-1	9,52	58,32	11,82	9,52	58,32	11,82
11	Ec. 6-2	14,13	86,52	17,54	14,13	86,53	17,54
11	Ec. 6-3 Max	27,99	191,72	38,87	28,67	193,11	39,15
11	Ec. 6-3 Min	19,88	138,45	28,07	19,26	137,18	27,81
11	Ec. 6-4 Max	25,45	176,14	35,71	26,13	177,53	35,99
11	Ec. 6-4 Min	17,34	122,87	24,91	16,71	121,60	24,65

φ flexión	0,9
f _y	4200 kg/cm ²
Acero mínimo	27,00 cm ²
50% As mín	13,50 cm ²
Max As Requerido L	40,29 cm ²
Max As Requerido B	40,49 cm ²
Máximo	40,49 cm ²

Para el acero superior

Áreas de Acero en un metro de ancho (cm ² /m)							
(Losas, muros, placas)							
Separación (cm)	Varilla						
	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10
10	12,67	19,79	28,50	38,79	50,67	64,47	81,74
12,5	10,13	15,83	22,80	31,04	40,54	51,57	65,39
15	8,45	13,20	19,00	25,86	33,78	42,98	54,49
17,5	7,24	11,31	16,29	22,17	28,95	36,84	46,71
20	6,33	9,90	14,25	19,40	25,34	32,23	40,87
22,5	5,63	8,80	12,67	17,24	22,52	28,65	36,33
25	5,07	7,92	11,40	15,52	20,27	25,79	32,69
27,5	4,61	7,20	10,36	14,11	18,43	23,44	29,72
30	4,22	6,60	9,50	12,93	16,89	21,49	27,25