



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL
INFORME FINAL DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

MODALIDAD: PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

TEMA:

“INFLUENCIA DEL RELLENO DE HORMIGÓN EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS METÁLICAS TUBULARES (CFT) DE ACERO ASTM A500, EN UN EDIFICIO PROTOTIPO CON CARACTERÍSTICAS IRREGULARES EN LA CIUDAD DE MANTA POR MEDIO DE UN ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL Y DINÁMICO ESPECTRAL UTILIZANDO EL SOFTWARE DE ETABS”

ELABORADO POR:


SUÁREZ ANDRADE VICENTE ALEJANDRO
VERDEZOTO MOLINA JOSÉ JOEL

TUTOR (A):

DRA. VERÓNICA ÁVILA AYÓN, MSC

MANTA – MANABÍ – ECUADOR

2025-2

 Uleam <small>UNIVERSIDAD LAICA</small> <small>ELOY ALFARO DE MANABÍ</small>	NOMBRE DEL DOCUMENTO: CERTIFICADO DE TUTOR(A).	CÓDIGO: PAT-04-F-004
	PROCEDIMIENTO: TITULACIÓN DE ESTUDIANTES DE GRADO BAJO LA UNIDAD DE INTEGRACIÓN CURRICULAR	REVISIÓN: 1
	Página 1 de 1	

CERTIFICACIÓN

En calidad de docente tutora de la **Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura** de la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, CERTIFICO:

Haber dirigido, revisado y aprobado preliminarmente el Trabajo de Integración Curricular bajo la autoría del estudiante **Verdezoto Molina José Joel**, legalmente matriculado en la carrera de **Ingeniería Civil**, período académico 2025-2026, cumpliendo el total de 384 horas, cuyo tema del proyecto de investigación es **“INFLUENCIA DEL RELLENO DE HORMIGÓN EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS METÁLICAS TUBULARES (CFT) DE ACERO ASTM A500, EN UN EDIFICIO PROTOTIPO CON CARACTERÍSTICAS IRREGULARES EN LA CIUDAD DE MANTA POR MEDIO DE UN ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL Y DINÁMICO ESPECTRAL UTILIZANDO EL SOFTWARE DE ETABS”**.


La presente investigación ha sido desarrollada en apego al cumplimiento de los requisitos académicos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico y en concordancia con los lineamientos internos de la opción de titulación en mención, reuniendo y cumpliendo con los méritos académicos, científicos y formales, y la originalidad del mismo, requisitos suficientes para ser sometida a la evaluación del tribunal de titulación que designe la autoridad competente.

Particular que certifico para los fines consiguientes, salvo disposición de Ley en contrario.

Lugar, 30 de enero de 2026.

Lo certifico,


Dra. Verónica Avila Ayón
Docente Tutora
Área: Ingeniería Civil

 Uleam <small>UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ</small>	NOMBRE DEL DOCUMENTO: CERTIFICADO DE TUTOR(A).	CÓDIGO: PAT-04-F-004
	PROCEDIMIENTO: TITULACIÓN DE ESTUDIANTES DE GRADO BAJO LA UNIDAD DE INTEGRACIÓN CURRICULAR	REVISIÓN: 1 Página 1 de 1

CERTIFICACIÓN

En calidad de docente tutora de la **Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura** de la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí, CERTIFICO:

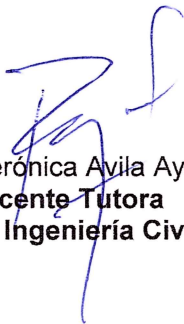
Haber dirigido, revisado y aprobado preliminarmente el Trabajo de Integración Curricular bajo la autoría del estudiante **Suárez Andrade Vicente Alejandro**, legalmente matriculado en la carrera de **Ingeniería Civil**, período académico 2025-2026, cumpliendo el total de 384 horas, cuyo tema del proyecto de investigación es **"INFLUENCIA DEL RELLENO DE HORMIGÓN EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS METÁLICAS TUBULARES (CFT) DE ACERO ASTM A500, EN UN EDIFICIO PROTOTIPO CON CARACTERÍSTICAS IRREGULARES EN LA CIUDAD DE MANTA POR MEDIO DE UN ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL Y DINÁMICO ESPECTRAL UTILIZANDO EL SOFTWARE DE ETABS"**.

La presente investigación ha sido desarrollada en apego al cumplimiento de los requisitos académicos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico y en concordancia con los lineamientos internos de la opción de titulación en mención, reuniendo y cumpliendo con los méritos académicos, científicos y formales, y la originalidad del mismo, requisitos suficientes para ser sometida a la evaluación del tribunal de titulación que designe la autoridad competente.

Particular que certifico para los fines consiguientes, salvo disposición de Ley en contrario.

Lugar, 30 de enero de 2026.

Lo certifico,


Dra. Verónica Avila Ayón
Docente Tutora
Área: Ingeniería Civil

DECLARACIÓN DE AUTORIA

Yo, Vicente Alejandro Suárez Andrade con CC: 131549676-8, doy constancia de ser el autor del Trabajo de Titulación con modalidad Proyecto de investigación con el tema **"INFLUENCIA DEL RELLENO DE HORMIGÓN EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS METÁLICAS TUBULARES (CFT) DE ACERO ASTM A500, EN UN EDIFICIO PROTOTIPO CON CARACTERÍSTICAS IRREGULARES EN LA CIUDAD DE MANTA POR MEDIO DE UN ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL Y DINÁMICO ESPECTRAL UTILIZANDO EL SOFTWARE DE ETABS"**, el cual fue dirigido por el tutor, Dra. Verónica Ávila Ayón, Msc.

Quiero resaltar la originalidad de este trabajo, que se fundamenta en la contribución de varios autores que enriquecieron la investigación, así como en la recopilación de datos e información provenientes de fuentes bibliográficas, visitas de campo, entre otros recursos.

En la ciudad de Manta, a los 30 días del mes de enero de dos mil veinte y seis.



Vicente Andrade Suárez Alejandro

C.C. 131549676-8

Autor

DECLARACIÓN DE AUTORIA

Yo, José Joel Verdezoto Molina con CC: 080420748-8, doy constancia de ser el autor del Trabajo de Titulación con modalidad Proyecto de investigación con el tema " **INFLUENCIA DEL RELLENO DE HORMIGÓN EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS METÁLICAS TUBULARES (CFT) DE ACERO ASTM A500, EN UN EDIFICIO PROTOTIPO CON CARACTERÍSTICAS IRREGULARES EN LA CIUDAD DE MANTA POR MEDIO DE UN ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL Y DINÁMICO ESPECTRAL UTILIZANDO EL SOFTWARE DE ETABS**", el cual fue dirigido por el tutor, Dra. Verónica Ávila Ayón, Msc.

Quiero resaltar la originalidad de este trabajo, que se fundamenta en la contribución de varios autores que enriquecieron la investigación, así como en la recopilación de datos e información provenientes de fuentes bibliográficas, visitas de campo, entre otros recursos.

En la ciudad de Manta, a los 30 días del mes de enero de dos mil veinte y seis.



José Joel Verdezoto Molina

C.C. 080420748-8

Autor

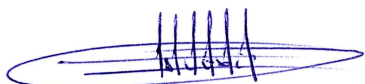
CERTIFICACIÓN DE APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

En calidad de tribunales de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura de la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, certifico:

Haber revisado el trabajo de titulación, bajo la modalidad de **Proyecto de Investigación**, cuyo tema es “INFLUENCIA DEL RELLENO DE HORMIGÓN EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS METÁLICAS TUBULARES (CFT) DE ACERO ASTM A500, EN UN EDIFICIO PROTOTIPO CON CARACTERÍSTICAS IRREGULARES EN LA CIUDAD DE MANTA POR MEDIO DE UN ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL Y DINÁMICO ESPECTRAL UTILIZANDO EL SOFTWARE DE ETABS” de la modalidad en mención y en apego al cumplimiento de los requisitos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico, por tal motivo APRUEBO, que el mencionado proyecto reúne los méritos académicos, científicos y formales, suficientes para proceder a la defensa correspondiente.

Certifico lo anterior para los fines pertinentes, a salvo disposición de Ley en contrario.

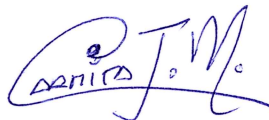
En la ciudad de *Manta*, a los 23 días del mes de febrero de dos mil veinte y seis.



Ing. Alexi Morán Guzmán, Mg.

C.C. 1204318248

Tribunal 1



Ing. Carmita Jiménez Merchán, Mg

C.C. 1306326230

Tribunal 2

DECLARACIÓN DE AUTORIA

Yo, José Joel Verdezoto Molina con CC: 080420748-8, doy constancia de ser el autor del Trabajo de Titulación con modalidad Proyecto de investigación con el tema " **INFLUENCIA DEL RELLENO DE HORMIGÓN EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS METÁLICAS TUBULARES (CFT) DE ACERO ASTM A500, EN UN EDIFICIO PROTOTIPO CON CARACTERÍSTICAS IRREGULARES EN LA CIUDAD DE MANTA POR MEDIO DE UN ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL Y DINÁMICO ESPECTRAL UTILIZANDO EL SOFTWARE DE ETABS**", el cual fue dirigido por el tutor, Dra. Verónica Ávila Ayón, Msc.

Quiero resaltar la originalidad de este trabajo, que se fundamenta en la contribución de varios autores que enriquecieron la investigación, así como en la recopilación de datos e información provenientes de fuentes bibliográficas, visitas de campo, entre otros recursos.

En la ciudad de Manta, a los 30 días del mes de enero de dos mil veinte y seis.

José Joel Verdezoto Molina

C.C. 080420748-8

Autor

DEDICATORIA

Con especial cariño le dedico este grado de profesional a mi querida madre Gina Andrade y mi querido padre Vicente Suárez gracias a ustedes dos por haberme dado la vida, por haberme cuidado, por darme valores y ayudarme a ser la persona que hoy soy a mis 24 años, nunca olvidaré cada gesto de amor y rigor suyo en toda esta etapa, los amo.

De la misma manera quisiera dedicarle esta meta a la mami Tarcila abuelita de mi querida novia que, aunque ya no me acompañe físicamente, espiritualmente siempre sentí su apoyo, espero desde el cielo estes feliz, gracias por la confianza y jamás romperé la promesa que le hice.

El amor de mi vida Nahomi Macías, te dedico también este logro porque eres la persona que más me acompañó en este proceso, que supo darme ese aliento para terminar, con este trabajo espero estes orgullosa de la persona en que me estoy convirtiendo.



Vicente Alejandro Suárez Andrade

C.I 131549676-8

Autor

AGRADECIMIENTO

Agradeciéndole a Dios en primer lugar porque al final de este proceso puede acercarme más con él, y pudo darme palabras de aliento como solo él sabe hacerlo, a mis padres, hermanos, abuelos, tíos y toda mi familia que siempre creyeron en mí.

Con mucha gratitud nuestra tutora la Dra. Verónica Ávila quien nos guio en todo este proceso, para mis amigos de la universidad; Bryan, Michel, Isaac, Eimmy, Dafne, Melina y Joel mi gran compañero de tesis que estuvo ahí en las madrugadas más difíciles él sabe cuánto costo esto. También para Samira que supo escuchar más mis penas cuando no tenía con nadie más con quién hacerlo, gracias por tus ánimos.

A la familia de mi novia; mami Ale, mami Mirella, mami Tarcila han sido una segunda familia para mí gracias por su apoyo incondicional siempre tienen un espacio en mi corazón, las quiero un montón.

Finalmente, a la persona más especial en vida, mi novia Nahomi, mi gran arquitecta, aún recuerdo que soñamos juntos llegar a esta etapa y hoy que por fin se cumple, no encuentro las palabras para expresarte toda la gratitud que tengo, ni en cinco tesis lograría expresarte todo lo que siento, millón gracias por estar siempre conmigo, y nunca olvides que te amo y que así lo haré por el resto mi vida.



Vicente Alejandro Suárez Andrade

C.I 131549676-8

Autor

DEDICATORIA

Este trabajo de titulación se lo dedico a mis dos abuelitas la Sra. Olga Flor Celinda Rios Riera y la Sra. Dolores Evangelista Alcivar Saldarriga por su cariño, sus consejos y por ser los pilares en mi vida. Gracias por su apoyo constante, por enseñarme que con fe, trabajo y constancia se alcanza lo que parece imposible.

A mi madre, María Leonor Molina Alcivar, por su respaldo a lo largo de toda mi vida académica y por motivarme siempre a seguir con mis estudios.

A mi padre, Vinicio Guido Verdezoto Ríos, por enseñarme a ser un hombre de bien, honrado y humilde; y por enseñarme el valor del trabajo para alcanzar mis metas.

A mis hermanos Bryan Vinicio Verdezoto Molina y Brus Asdrubal Verdezoto Molina por enseñarme el valor de la hermandad y la amistad.

A mi primo el Psic. Org. Joe Alexander Riera Estrada y a su esposa la Ing. Nilda Isabel Zambrano Alcivar, por abrirme las puertas de su casa, tratarme como un miembro más de su familia y brindarme el apoyo necesario para seguir con mi carrera.



José Joel Verdezoto Molina

C.I 080420748-8

Autor

AGRADECIMIENTO

A Dios, por brindarme salud, fortaleza y sabiduría para culminar esta etapa de formación profesional.

A mi tutor, la Dra. Verónica Ávila Ayón, Msc., por su guía, paciencia y aportes a técnicos durante el desarrollo de este trabajo de titulación.

A mis Abuelitas, Olga Flor Celinda Ríos Riera y Dolores Evangelista Alcívar Saldarriaga, por su amor, consejos y apoyo incondicional.

A mi madre, María Leonor Molina Alcívar, a mi padre, Vinicio Guido Verdezoto Ríos; y a mis hermanos, Bryan Vinicio Verdezoto Molina y Brus Asdrúbal Verdezoto Molina, por su apoyo y por recordarme siempre el valor de la familia.

A mi primo, el Psic. Org. Joe Alexander Riera Estrada, y a su esposa, la Ing. Nilda Isabel Zambrano Alcívar, por abrirme las puertas de su hogar y brindarme su apoyo .

A mi compañero de titulación, Vicente Alejandro Suárez Andrade, por su compañerismo, compromiso y gran amistad a lo largo de este proceso.

A mis amigos que conocí a lo largo de mi carrera universitaria, por ser parte de esta etapa y por acompañarme en cada momento.

Finalmente, agradezco a toda mi familia que, de manera directa o indirecta, contribuyeron a la culminación de mi carrera. Gracias por su apoyo y su amor.

José Joel Verdezoto Molina

C.I 080420748-8

Autor

SÍNTESIS

El presente proyecto tiene como objetivo analizar la influencia del relleno de hormigón en el comportamiento estructural de columnas metálicas tubulares de acero ASTM A500 de un edificio irregular en la ciudad de Manta, según un análisis estático lineal y dinámico modal espectral en ETABS. Por medio de una metodología con un enfoque cuantitativo y de carácter comparativo, basado en la modelación digital en ETABS y en la evaluación de la respuesta estructural mediante un análisis estático lineal y análisis dinámico modal espectral, considerando los criterios establecidos en la NEC-2015 y normativas internacionales.

Se realizaron tres configuraciones estructurales distintas para el mismo edificio: un modelo de hormigón armado con muros estructurales (PEM-HA), un segundo modelo de acero A500 arriostrado (PEM-A500) y un tercer modelo compuesto arriostrado con columnas CFT (PCEM-A500). En cada modelo se revisaron parámetros vinculados al desempeño lateral del sistema resistente controlando las derivas de piso, participación modal, calibración del cortante sísmico y efectos de torsión, este último parámetro resultó ser un condicionante relevante, por tal motivo se incorporaron elementos rigidizadores tales como muros estructurales y arriostras.

Los resultados mostraron que el modelo PCEM-A500 presentó una mayor capacidad nominal (P_n) respecto a los otros modelos, aunque su rigidez efectiva resultó ser menor que la del modelo PEM-HA debido a que emplea secciones de columnas más reducidas. La alternativa más conveniente desde el punto de vista económico es el modelo PCEM-A500 ya que muestra un ahorro aproximado del 10% con respecto a los otros dos modelos.

Palabras claves: Influencia, Columnas CFT, Relleno de hormigón, Irregularidad estructural, ETABS.

ABSTRACT

This study aims to analyze the influence of concrete infill on the structural behavior of tubular steel columns made of ASTM A500 in an irregular building located in Manta, Ecuador, based on linear static and modal response spectrum analyses performed in ETABS. A quantitative, comparative methodology was applied, relying on digital modeling in ETABS and on the evaluation of structural response through linear static and modal spectral dynamic analyses, considering the criteria established in NEC-2015 and relevant international standards.

Three different structural configurations were developed for the same building: a reinforced concrete model with structural walls (PEM-HA), a second braced steel model using A500 steel (PEM-A500), and a third braced composite model with CFT columns (PCEM-A500). For each model, key parameters associated with lateral performance of the lateral force-resisting system were examined, including interstory drifts, modal participation, seismic base shear calibration, and torsional effects. Torsion was identified as a relevant governing factor; therefore, stiffening elements such as structural walls and braces were incorporated.

The results showed that the PCEM-A500 model exhibited higher nominal capacity (P_n) than the other models; however, its effective stiffness was lower than that of the PEM-HA model because it uses smaller column sections. From an economic perspective, the most favorable alternative is the PCEM-A500 model, which provides an approximate 10% cost saving compared to the other two models.

KEYWORDS: Influence, CFT Columns, Concrete Fill, Structural Irregularity, ETABS.

TABLA DE CONTENIDOS

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I.....	3
1. MEMORIA DESCRIPTIVA.....	3
1.1. Tema	3
1.2. Título.....	3
1.3. Antecedentes.....	3
1.4. Justificación	6
1.5. Localización georreferenciada.....	9
1.6. Objetivos.....	10
1.6.1. Objetivo General.....	10
1.6.2. Objetivos Específicos.....	10
CAPÍTULO II	11
2. ESTADO DEL ARTE	11
2.1. Tubos de acero ASTM A500	11
2.1.1. Norma para Producir Tubería ASTM A500	11
2.1.2. Composición Química	12
2.1.3. Fabricación ASTM A500.....	12
2.1.4. Dimensiones y Tamaños del ASTM A500	13
2.2. Hormigón	15

2.2.1.	Agua.....	17
2.2.2.	Áridos.....	17
2.4.	Propiedades del hormigón en estado fresco.....	18
2.5.	Columnas compuestas de acero y hormigón.....	21
2.5.1.	Columna compuesta embebida.....	21
2.5.2.	Ventajas y desventajas de columnas compuestas.....	23
2.6.	Conceptos y parámetros básicos de diseño sismorresistente en Ecuador.....	25
2.6.1.	Tipos de cargas.....	25
2.6.2.	Zonificación sísmica y factor de zona Z	28
2.6.3.	Coefficientes de perfil de suelo.....	30
2.6.4.	Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.....	33
2.6.5.	Categoría de edificio y coeficiente de importancia I	35
2.6.6.	Configuración estructural para el edificio prototipo.....	35
2.6.7.	Cortante basal de diseño V	41
2.6.8.	Determinación del período de vibración.....	42
2.6.9.	Coefficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....	43
2.6.10.	Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales.....	44
2.6.11.	Módulos de elasticidad.....	45
2.6.12.	Pórtico especial a momentos (PEM).....	46
2.6.13.	Pórtico compuesto especial a momentos (PCEM).....	47

2.7.	Software ETABS	47
2.7.1.	Ventajas de ETABS	48
2.8.	Análisis estático lineal	49
4.4.	Análisis dinámico.....	50
4.4.1.	Análisis dinámico modal espectral	51
CAPÍTULO III.....		52
5. METODOLOGÍA.....		52
6. GENERACIÓN DE MODELOS.....		53
4.1.	Normas y códigos nacionales e internacionales.....	53
4.1.1.	Nacionales.....	53
4.1.2.	Internacionales	53
4.2.	Descripción del modelo arquitectónico y cargas vivas.....	54
4.3.	Carga muerta.....	55
4.4.	Propiedades de los materiales	58
4.5.	Parámetros y coeficientes sísmicos de diseño	60
4.5.1.	Zona sísmica y factor Z	60
4.5.2.	Coeficientes de perfil de suelo.....	60
4.5.3.	Coeficientes de irregularidad	61
4.5.4.	Coeficiente de importancia	63
4.5.5.	Coeficientes de reducción sísmica	63

4.5.6.	Periodos límites de vibración, razón entre la aceleración espectral, Factor usado en el espectro de diseño elástico	64
4.5.7.	Espectro de diseño	65
4.6.	Predimensionamiento del modelo 1: Estructura de H.A con muros estructurales “PEM-HA”	67
4.6.1.	Prediseño de losa.....	67
4.6.2.	Prediseño de columnas.....	68
4.6.3.	Prediseño de vigas.....	72
4.6.4.	Resumen de diseño para el modelado.....	75
4.7.	Modelado de la estructura de hormigón armado con muros estructurales tipo “PEM-HA” en ETABS	76
4.7.1.	Período de vibración	76
4.7.2.	Coficiente relacionado con el período de vibración (k).....	76
4.7.3.	Aceleración espectral (S_a).....	77
4.7.4.	Coficiente Basal	78
4.8.	Creación de secciones y materiales en ETABS	80
4.9.	Predimensionamiento de la estructura de acero A500 arriostrada tipo PEM	86
4.9.1.	Prediseño de vigas.....	86
4.9.2.	Prediseño de columnas.....	94
4.9.3.	Prediseño de losa.....	98

4.10.	Segunda modelación de estructura de acero A500 arriostrada tipo PEM en ETABS	100
4.10.1.	Periodos de vibración.....	100
4.10.2.	Coefficiente relacionado con el período de vibración (k).....	100
4.10.3.	Aceleración espectral (S_a).....	101
4.10.4.	Espectro de respuesta del segundo modelo.....	102
4.11.	Creación de secciones y materiales en ETBAS	103
4.12.	Predimensionamiento de la estructura de acero A500 tipo PCEM.....	117
4.12.1.	Prediseño de columnas CFT	117
4.13.	Tercera modelación de estructura de acero A500 tipo PCEM.....	121
4.14.	Creación de secciones y materiales en ETBAS	122
CAPITULO IV		125
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS		125
5.1.	Análisis de resultados del primer modelo: Estructura de H.A con muros estructurales “PEM-HA”	125
5.1.1.	Control de derivas.....	126
5.1.2.	Periodos de vibración de la estructura por el método 2	131
5.1.3.	Participaciones de masas modales	134
5.1.4.	Calibración del cortante sísmico.....	134
5.1.5.	Irregularidad torsional.....	139
5.1.6.	Cargas laterales por pisos.....	140

5.1.7.	Cortante basal de diseño V	141
5.2.	Análisis de resultados del segundo modelo: “Estructura de acero A500 arriostrada tipo PEM”. 142	
5.2.1.	Control de derivas.....	143
5.2.2.	Periodos de vibración de la estructura por el método 2	148
5.2.3.	Participaciones de masas modales	150
5.2.4.	Calibración del cortante sísmico.....	151
5.2.5.	Irregularidad torsional.....	155
5.2.6.	Cargas laterales por pisos.....	156
5.2.7.	Cortante basal de diseño V	157
5.3.	Análisis de resultados del segundo modelo: “Estructura de acero A500 arriostrada tipo PCEM”.	158
5.3.1.	Control de derivas.....	159
5.3.2.	Periodos de vibración de la estructura por el método 2	164
5.3.3.	Participaciones de masas modales	167
5.3.4.	Calibración del cortante sísmico.....	167
5.3.5.	Irregularidad torsional.....	172
5.3.6.	Cargas laterales por pisos.....	173
5.3.7.	Cortante basal de diseño V	174
5.4.	Pesos de las estructuras.....	175

5.4.1.	Peso de modelado del primer modelado: PEM-HA.....	175
5.4.2.	Peso del segundo modelado: PEM-A500	176
5.4.3.	Peso del tercer modelado: PCEM-A500.....	177
5.5.	Análisis de los resultados de los modelos.....	178
5.5.1.	Comparación de derivas entre modelos	178
5.5.2.	Comparación de períodos	179
5.5.3.	Comparación de pesos de los modelados.....	179
5.5.4.	Comparación de las torsiones por piso	179
5.5.5.	Comparación de resistencia nominal a compresión (Pn).....	181
5.6.	Costos de los modelados.....	182
5.6.1.	Costo del primer modelo: Estructura de H.A con muros estructurales “PEM-HA” 182	
5.6.2.	Costo del segundo modelo: Estructura de acero con arriostras “PEM-A500” ...	183
5.6.3.	Costo del tercer modelo: Estructura de acero con arriostras “PCEM-A500”.....	184
5.6.4.	Comparativa de costos de los modelos	185
CONCLUSIONES.....		186
RECOMENDACIONES.....		187
BIBLIOGRAFÍA.....		188
ANEXOS.....		194
	Planos y renders	194

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.6.1-1.- Ubicación del edificio prototipo, en coordenadas UTM, Zona 17S, Este: 530637.47 y Norte: 9895687.11. Elaboración Propia (2025).....	9
Figura 2.1.2-1.- Requerimientos químicos de acero A500. Recuperado de: ASTM (2021).....	12
Figura 2.1.2-2.- Requerimientos a tracción. Recuperado de: ASTM (2021).....	12
Figura 2.1.4-1.- Variaciones admisibles en dimensiones planas exteriores para tubos estructurales cuadrados y rectangulares. Recuperado de ASTM (2021).....	13
Figura 2.1.4-2.- Tolerancias de longitud para longitudes específicas de tubos estructurales. Recuperado de: ASTM (2021).....	14
Figura 2.1.4-3.- Variaciones admisibles en deformación por torsión para tubos estructurales cuadrados y rectangulares. Recuperado de: ASTM (2021).	15
Figura 2.1.4-1.- Elementos del hormigón armado. Recuperado de: (Troyano, 2019).....	16
Figura 2.2.2-1.- Árido grueso de canto rodado, árido fino de río y árido grueso machacado. Recuperado de: (Moreno, 2021).	18
Figura 2.2.2-1.- Otros términos inherentes al hormigón fresco. Recuperado de: (Flores, 2017).	20
Figura 2.2.2-2.- Propiedades del hormigón en estado endurecido. Recuperado de: (Flores, 2017).	20
Figura 2.5.1-1.- Ejemplos de columnas compuestas embebidas, (a) sin conectores y (b) con conectores. Recuperado de: (Crisafulli, 2018).....	21
Figura 2.5.1-2.- Secciones típicas de miembros compuestos rellenos. Recuperado de: (Crisafulli, 2018).	22
Figura 2.5.1-3.- Esquemas de la deformación por pandeo en miembros compuestos rellenos de sección rectangular y circular. Recuperado: (Crisafulli, 2018).....	22

Figura 2.5.1-4.- Vista lateral de la deformada por pandeo local de (a) tubo sin relleno y (b) miembro compuesto relleno de hormigón. Recuperado: (Crisafulli, 2018).....	23
Figura 2.5.1-5.- Sección de un miembro compuesto relleno con armadura longitudinal de refuerzo. Recuperado de: (Crisafulli, 2018).....	23
Figura 2.6.2-1.- Zonas sísmicas en Ecuador para propósitos de diseño y recuadro con valores del factor de zona Z. Adaptado de: (NEC-SE-DS, 2015).	29
Figura 2.6.2-2.- Clasificación de los perfiles de suelo. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).....	30
Figura 2.6.3-1.- Tipo de suelo y Factores de sitio Fa. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).....	31
Figura 2.6.3-2.- Tipo de suelo y Factores de sitio Fd. Adaptado de: (NEC-SE-DS, 2015).	32
Figura 2.6.3-3.- Tipo de suelo y Factores de sitio Fs. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).....	32
Figura 2.6.4-1.- Espectro sísmico elástico de aceleraciones. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).	33
Figura 2.6.4-2.- Definiciones de variables del espectro de respuesta. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).	35
Figura 2.6.5-1.- Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).	35
Figura 2.6.6-1.- Configuraciones estructurales recomendadas. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).	36
Figura 2.6.6-2.- Configuraciones estructurales no recomendadas. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).	37
Figura 2.6.6-3.- Coeficientes de irregularidad en planta. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).	38
Figura 2.6.6-4.- Coeficientes de irregularidad en elevación. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).	39

Figura 2.6.6-5.- Definición de variables coeficientes. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).....	40
Figura 2.6.6-6.- Definición de variables coeficientes. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).....	41
Figura 2.6.8-1.- Definiciones de variables de fórmula de período método 1. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015)	42
Figura 2.6.8-2.- Valores para período según el tipo de estructura. Recuperada de: (NEC-SE-DS, 2015).	42
Figura 2.6.9-1.- Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).	43
Figura 2.6.9-2.- Factores de reducción R. Adaptada de: (ASCE 7-22, 2022).	43
Figura 2.6.10-1.- Variables de fórmula de fuerzas sísmicas laterales. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015)	44
Figura 2.6.10-2.- Valores de k en función del período T. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).	44
Figura 2.6.12-1.- Partes de la estructura en las que se esperan deformaciones inelásticas. Recuperado de: (NEC-SE-AC, 2015).....	46
Figura 2.6.13-1.- Interfaz de usuario de ETABS. Recuperado de: (CSI Spain, s.f.).	47
Figura 2.7.1-1: Respuesta del Sistema: Linealidad vs No Linealidad. Recuperado de: (Solidworks, 2021).	50
Figura 2.9.1-1: Curva típica espectro de respuestas. Recuperado de: (Jimenez, 2024).....	52
Figura 4.1.2-1.- Volumetría del edificio prototipo. Fuente: Elaboración Propia (2025).....	55
Figura 4.5.3-1.- Forma irregular de plantas de primer piso. Elaboración Propia (2025).....	61
Figura 4.5.3-2.- Forma irregular en plantas primeras con plantas superiores. Elaboración Propia (2025).....	62

Figura 4.5.4-1.- Coeficientes de importancia para todos los modelos. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).	63
Figura 4.5.7-1.- Gráfica del espectro de diseño NEC-15. Elaboración Propia (2025).	65
Figura 4.6.1-1.- Espesor mínimo de losas no preesforzadas en dos direcciones sin vigas interiores. Recuperado de: (ACI 318-19, 2019).	67
Figura 4.6.1-2.- Esquema de la losa aligerada. Elaboración Propia (2025).	68
Figura 4.6.2-1.- Área tributaria más desfavorable de columna. Elaboración Propia (2025).	69
Figura 4.6.3-1.- Altura mínima en vigas no preesforzadas. Recuperado de: (ACI 318-19, 2019)	73
Figura 4.6.3-2.- Base de la sección transversal para vigas. Recuperado de: (NEC-SE-HM, 2015).	74
Figura 4.7.3-1.- Espectro de aceleración elástico correspondiente al sismo considerado en el diseño. Adaptado de: (NEC-SE-DS, 2015).	77
Figura 4.7.4-1.- Columnas de 55x55 cm para 1er, 2do y 3er Piso. Elaboración Propia (2025) ...	80
Figura 4.7.4-2.- Columnas de 50x50 cm para 4to, 5to y 6to Piso. Elaboración Propia (2025)	80
Figura 4.7.4-3.- Vigas transversales de 45x55 cm para 1er, 2do y 3er Piso. Elaboración Propia (2025).	81
Figura 4.7.4-4.- Vigas transversales de 40x50 cm para 4to, 5to y 6to Piso. Elaboración Propia (2025).	81
Figura 4.7.4-5.- Vigas longitudinales de 40x50 cm para el 1er, 2do y 3er Piso. Elaboración Propia (2025).	82
Figura 4.7.4-6.- Vigas longitudinales de 35x45 cm para el 4to, 5to y 6to Piso. Elaboración Propia (2025).	82

Figura 4.7.4-7.- Losa maciza de $h = 18.06$ cm equivalente para losa nervada de 25 cm. Elaboración Propia (2025).	83
Figura 4.7.4-8.- Muro interno de 15 cm para el ascensor de a edificación. Elaboración Propia (2025).	83
Figura 4.7.4-9.- Muros estructurales para poder rigidizar la edificación de 25 cm. Elaboración Propia (2025).	84
Figura 4.7.4-10.- Propiedades para el hormigón de 240 kg/cm^2 . Elaboración Propia (2025).	84
Figura 4.7.4-11.- Propiedades para el acero $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. Elaboración Propia (2025).	85
Figura 4.7.4-1. Cargas por nivel en estructuras de acero. Elaboración Propia (2025).	86
Figura 4.9.1-1.- Esquema referencial de ubicación de la viga secundaria. Elaboración Propia (2025).	87
Figura 4.9.1-2.-Propiedades geométricas de viga secundaria. Elaboración propia (2025).	87
Figura 4.9.1-3. Gráfico de la curva de la resistencia nominal de flexión vs Longitud no arriostrada. Elaboración propia.	89
Figura 4.9.1-4.- Esquema referencial de ubicación de la viga principal. Elaboración Propia (2025).	90
Figura 4.9.1-5.- Propiedades geométricas de viga principal. Elaboración propia (2025).	91
Figura 4.9.2-1.- Esquema referencial de ubicación de la columna. Elaboración Propia (2025).	94
Figura 4.9.2-2.-Propiedades geométricas de columna. Elaboración propia (2025).	95
Figura 4.9.2-3.- Gráfica de curva de resistencia nominal de columna. Elaboración propia (2025).	97
Figura 4.9.3-1. Esquema de losa colaborante. Elaboración propia (2025).	99

Figura 4.10.3-1.- Espectro de aceleración elástico correspondiente al sismo considerado en el diseño. Adaptado de: (NEC-SE-DS, 2015).....	101
Figura 4.10.4-1.- Columnas metálicas centrales de 40x40x1.4cm para 1er, 2do y 3er Piso. Elaboración Propia (2025).....	103
Figura 4.10.4-2.- Columnas metálicas centrales de 40x40x1.3 cm para 4to, 5to y 6to Piso. Elaboración Propia (2025).....	103
Figura 4.10.4-3.- Columnas metálicas laterales de 35x35x1.2 cm para 1er, 2do y 3er Piso. Elaboración Propia (2025).....	104
Figura 4.10.4-4.- Columnas metálicas laterales de 35x35x1.1 cm para 4to, 5to y 6to Piso. Elaboración Propia (2025).....	104
Figura 4.10.4-5.- Sección de viga V1. Elaboración Propia (2025).....	105
Figura 4.10.4-6.- Sección de viga V2. Elaboración Propia (2025).....	105
Figura 4.10.4-7.- Sección de viga V2-1. Elaboración Propia (2025).....	106
Figura 4.10.4-8.- Sección de viga V2-2. Elaboración Propia (2025).....	106
Figura 4.10.4-9.- Sección de viga V3. Elaboración Propia (2025).....	107
Figura 4.10.4-10.- Sección de viga VP1. Elaboración Propia (2025).....	107
Figura 4.10.4-11.- Sección de viga VP1-1. Elaboración Propia (2025).	108
Figura 4.10.4-12.- Sección de viga VP2. Elaboración Propia (2025).....	108
Figura 4.10.4-13.- Sección de viga VP2-1. Elaboración Propia (2025).	109
Figura 4.10.4-14.- Sección de viga VP2-2. Elaboración Propia (2025).	109
Figura 4.10.4-15.- Sección de viga VP3. Elaboración Propia (2025).....	110
Figura 4.10.4-16.- Sección de viga VP3-1. Elaboración Propia (2025).	110
Figura 4.10.4-17.- Sección de viga VP3-2. Elaboración Propia (2025).	111

Figura 4.10.4-18.- Sección de viga VP-V1. Elaboración Propia (2025).	111
Figura 4.10.4-19.- Sección de viga VP-V2. Elaboración Propia (2025).	112
Figura 4.10.4-20.- Sección de viga VS. Elaboración Propia (2025).....	112
Figura 4.10.4-21.- Sección de la Diagonal X. Elaboración Propia (2025).	113
Figura 4.10.4-22.- Sección de la Diagonal Y. Elaboración Propia (2025).....	113
Figura 4.10.4-23.- . Elaboración Propia (2025).....	114
Figura 4.10.4-24.- Muro interno de 15 cm para el ascensor de a edificación. Elaboración Propia (2025).....	114
Figura 4.10.4-25.- Propiedades para el hormigón de 240 kg/cm ² . Elaboración Propia (2025). .	115
Figura 4.10.4-26.- Propiedades del acero de fy 4200 kg/cm ² . Elaboración Propia (2025).....	115
Figura 4.10.4-27.- Propiedades del acero ASTM A500 Gr. C. Elaboración Propia (2025).....	116
Figura 4.10.4-28.- Propiedades del acero ASTM A36. Elaboración Propia (2025).	116
Figura 4.12.1-1.- Esquema referencial de ubicación de la columna. Elaboración Propia (2025).	117
Figura 4.12.1-2.-Propiedades geométricas de columna. Elaboración propia (2025).....	118
Figura 4.12.1-3.- Gráfica de curva de resistencia nominal de columna. Elaboración propia (2025).	119
Figura 4.12.1-1.- Sección de columna CFT-1A. Elaboración Propia (2025).....	122
Figura 4.12.1-2.- Sección de columna CFT-1B. Elaboración Propia (2025).....	123
Figura 4.12.1-3.- Sección de columna CFT-2A. Elaboración Propia (2025).....	123
Figura 4.12.1-4.- Sección de columna CFT-2B. Elaboración Propia (2025).....	124
Figura 4.12.1-1.- Sistema de pórticos de Hormigón Armado. Elaboración Propia (2025).....	125
Figura 5.1.1-1.- Deriva máx/mín en SX en ETBAS. Elaboración Propia (2025).....	126

Figura 5.1.1-2. Deriva máx/mín en SY en ETABS. Elaboración Propia (2025)	127
Figura 5.1.1-3.- Deriva máx/mín en ESP_X en ETBAS. Elaboración Propia (2025).....	129
Figura 5.1.1-4.- Deriva máx/mín en ESP_Y en ETBAS. Elaboración Propia (2025).....	130
Figura 5.1.2-1.- Modo 1 tpraslacional en X - Periodo = 0.654 seg. Elaboración Propia (2025).132	
Figura 5.1.2-2.- Modo 2 traslacional en Y - Periodo = 0.625 seg. Elaboración Propia (2025)..	132
Figura 5.1.2-3.- Modo 3 rotacional en Z - Periodo = 0.529 seg. Elaboración Propia (2025).....	133
Figura 5.1.4-1.- Comprobación del cortante sísmico. Elaboración Propia (2025).	135
Figura 5.1.4-2.- Coeficientes de reajuste para el cortante sísmico. Recuperado de: Curso de Diseño Sismorresistente (2025).	136
Figura 5.1.4-3.- Corrección por medio de coeficientes del espectro “X” e “Y”. Elaboración Propia (2025).....	136
Figura 5.1.4-4.- Nuevos valores de las fuerzas Fx e Fy. Elaboración Propia (2025).	137
Figura 5.1.4-5.- Demostración del cumplimiento del cortante sísmico para estructuras irregulares. Elaboración Propia (2025).....	137
Figura 5.1.4-6.- Derivas en ESPEC_X. Elaboración Propia (2025).....	138
Figura 5.1.4-7.- Derivas en ESPEC_Y. Elaboración Propia (2025).	138
Figura 5.1.6-1.- Carga lateral aplicada por piso "SX". Elaboración Propia (2025).....	140
Figura 5.1.6-2.- Carga lateral aplicada por piso "SY". Elaboración Propia (2025).....	140
Figura 5.1.7-1.- Sistema de Pórticos Especial a momento con riostras. Elaboración Propia (2025).	142
Figura 5.2.1-1.- Deriva máx/mín en SX en ETBAS. Elaboración Propia (2025).....	143
Figura 5.2.1-2.- Deriva máx/mín en ESP_Y en ETBAS. Elaboración Propia (2025)	144
Figura 5.2.1-3.- Deriva máx/mín en ESP_X en ETBAS. Elaboración Propia (2025).....	146

Figura 5.2.1-4.- Deriva máx/mín en ESP_Y en ETBAS. Elaboración Propia (2025)	147
Figura 5.2.2-1.- Modo 1 traslacional en X - Periodo = 0.709 seg. Elaboración Propia (2025)..	149
Figura 5.2.2-2.- Modo 2 traslacional en Y - Periodo = 0.689 seg. Elaboración Propia (2025)..	149
Figura 5.2.2-3.- Modo 3 rotacional en Z - Periodo = 0.529 seg. Elaboración Propia (2025).....	150
Figura 5.2.4-1.- Valores de fuerzas sísmicas en SX, SY y ESP_X, ESP_Y. Elaboración Propia (2025).....	151
Figura 5.2.4-2.- Comprobación del cortante sísmico. Elaboración Propia (2025).	152
Figura 5.2.4-3.- Coeficientes de reajuste para el cortante sísmico. Recuperado de: Curso de Diseño Sismorresistente (2025).	152
Figura 5.2.4-4.- Corrección por medio de coeficientes del espectro X e Y. Elaboración Propia (2025).....	153
Figura 5.2.4-5.- Nuevos valores de las fuerzas Fx e Fy. Elaboración Propia (2025).	153
Figura 5.2.4-6.- Demostración del cumplimiento del cortante sísmico para estructuras irregulares. Elaboración Propia (2025).....	154
Figura 5.2.4-7.- Derivas en ESPEC_X. Elaboración Propia (2025).....	154
Figura 5.2.4-8.- Derivas en ESPEC_Y. Elaboración Propia (2025).	155
Figura 5.2.6-1.- Carga lateral aplicada por piso "SX". Elaboración Propia (2025).....	156
Figura 5.2.6-2.- Carga lateral aplicada por piso "SY". Elaboración Propia (2025).....	157
Figura 5.2.7-1.- Sistema de Pórticos Compuestos Especial a momento con riostras. Elaboración Propia (2025)	158
Figura 5.3.1-1.- Deriva máx/mín en ESP_Y en ETBAS. Elaboración Propia (2025)	160
Figura 5.3.1-2.- Deriva máx/mín en ESP_X en ETBAS. Elaboración Propia (2025).....	162
Figura 5.3.1-3.- Deriva máx/mín en ESP_Y en ETBAS. Elaboración Propia (2025).....	163

Figura 5.3.2-1.- Modo 1 traslacional en X - Periodo = 0.712 seg. Elaboración Propia (2025)..	165
Figura 5.3.2-2.- Modo 2 traslacional en Y - Periodo = 0.685 seg. Elaboración Propia (2025)..	165
Figura 5.3.2-3.- Modo 3 rotacional en Z - Periodo = 0.531 seg. Elaboración Propia (2025).....	166
Figura 5.3.4-1.- Valores de fuerzas sísmicas en SX, SY y ESP_X, ESP_Y. Elaboración Propia (2025).....	168
Figura 5.3.4-2.- Comprobación del cortante sísmico. Elaboración Propia (2025).	168
Figura 5.3.4-3.- Coeficientes de reajuste para el cortante sísmico. Recuperado de: Curso de Diseño Sismorresistente (2025).	169
Figura 5.3.4-4.- Corrección por medio de coeficientes del espectro X e Y. Elaboración Propia (2025).....	169
Figura 5.3.4-5.- Nuevos valores de las fuerzas Fx e Fy. Elaboración Propia (2025).	170
Figura 5.3.4-6.- Demostración del cumplimiento del cortante sísmico para estructuras irregulares. Elaboración Propia (2025).....	170
Figura 5.3.4-7.- Derivas en ESPEC_X. Elaboración Propia (2025).....	171
Figura 5.3.4-8.- Derivas en ESPEC_Y. Elaboración Propia (2025).	171
Figura 5.3.6-1.- Carga lateral aplicada por piso "SX". Elaboración Propia (2025).....	173
Figura 5.3.6-2.- Carga lateral aplicada por piso "SY". Elaboración Propia (2025).....	174
Figura 5.5.1-1. Derivas estáticas de los modelos. Elaboración Propia (2025).	178
Figura 5.5.1-2. Derivas dinámicas de los modelos. Elaboración Propia (2025).....	178
Figura 5.5.2-1. Comparación de periodos de los modelos. Elaboración Propia (2025).	179
Figura 5.5.3-1. Comparación de pesos de los modelos. Elaboración Propia (2025).	179
Figura 5.5.4-1. Comparación de ratios por piso en X de los modelos. Elaboración Propia (2025).	180

Figura 5.5.4-2. Comparación de ratios por piso en Y de los modelos. Elaboración Propia (2025).	
.....	180
Figura 5.5.5-1. Comparación de resistencia nominal (P_n) modelos. Elaboración Propia (2025).	
.....	181
Figura 5.5.5-2. Comparación de rigidez efectiva de los modelos. Elaboración Propia (2025). .	181

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.6.1-1.- Peso unitario de los materiales de uso más frecuente. Adaptado de: (NEC-SE-CG, 2015).	25
Tabla 2.6.1-2.-Valores de cargas uniforme de acuerdo con la ocupación o los usos.	26
Tabla 2.6.1-3.- Combinaciones de carga. Adaptado de: (NEC-SE-CG, 2015).	28
Tabla 2.6.11-1.- Módulos de elasticidad de agregados, Ea. Adaptado de: (NEC-SE-HM, 2015). 45	
Tabla 4.1.2-1.- Descripción por piso del edificio prototipo. Elaboración Propia (2025).	54
Tabla 4.1.2-1.- Calculo del peso propio de la losa por cada m2. Elaboración Propia (2025).	56
Tabla 4.1.2-2.- Sobrecarga de los pisos 1 y 2. Elaboración Propia (2025).	56
Tabla 4.1.2-3.- Sobrecarga de los pisos 3, 4 y 5. Elaboración Propia (2025).	57
Tabla 4.1.2-4. Sobrecarga para el piso 6. Elaboración Propia (2025).	57
Tabla 4.1.2-5.- Resumen de sobrecarga permanente por acabados. Elaboración Propia (2025)..	58
Tabla 4.1.2-1.- Resumen de propiedades de los materiales. Elaboración Propia (2025).	59
Tabla 4.5.2-1.- Coeficientes de subsuelo tipo C en zona sísmica VI. Elaboración Propia (2025).	61
Tabla 4.5.3-1.- Coeficientes finales de irregularidad de la estructura. Elaboración Propia (2025).	63
Tabla 4.5.5-1.- Coeficientes de reducción de los modelos. Elaboración Propia (2025).	64
Tabla 4.5.7-1.- Espectro reducido a introducir en todos los modelos. Elaboración Propia (2025).	66
Tabla 4.6.2-1.- Tabla de solicitaciones de cargas. Elaboración Propia (2025).	70
Tabla 4.6.2-2.- Calculo de la carga axial por cada piso. Elaboración Propia (2025).	71

Tabla 4.6.2-3.- Cálculo de las dimensiones de las columnas por piso. Elaboración Propia (2025).	72
Tabla 4.6.3-1.- Calculo de las transversales, cumpliendo la relación $h/b > 1.2$. Elaboración Propia (2025).	75
Tabla 4.6.3-2.- Calculo de las transversales, cumpliendo la relación $h/b > 1.2$. Elaboración Propia (2025).	75
Tabla 4.6.4-1.- Tabla de resumen de valores en cm de las secciones de vigas y columnas. Elaboración Propia (2025).	75
Tabla 4.7.2-1.- Valores de la estructura de hormigón armado para el espectro elástico. Elaboración Propia (2025).	76
Tabla 4.7.4-1.- Resumen de coeficientes del modelo H.A con muros estructurales. Elaboración Propia (2025).	79
Tabla 4.9.1-1.-Cuadro resumen de tipos de vigas secundarias. Elaboración propia (2025).	90
Tabla 4.9.1-2.- Cuadro resumen de tipos de vigas principales. Elaboración propia (2025).	94
Tabla 4.9.2-1.- Cuadro resumen de tipos de columnas. Elaboración propia (2025).	98
Tabla 4.10.2-1.- Valores de la estructura de hormigón armado para el espectro elástico. Elaboración Propia (2025).	101
Tabla 4.10.4-1.- Resumen del espectro de respuesta. Elaboración Propia (2025).	102
Tabla 4.12.1-1.- Cuadro resumen de tipos de columnas CFT. Elaboración propia (2025).	121
Tabla 4.12.1-1.- Resumen del espectro de respuesta. Elaboración Propia (2025).	121
Tabla 5.1.1-1.- Deriva máx/mín en SX por pisos. Elaboración Propia (2025)	127
Tabla 5.1.1-2.- Deriva máx/mín en SY por pisos. Elaboración Propia (2025)	128
Tabla 5.1.1-3.- Deriva máx/mín en ESP_X por pisos. Elaboración Propia (2025)	129

Tabla 5.1.1-4.- Deriva máx/mín en ESP_Y por pisos. Elaboración Propia (2025).....	130
Tabla 5.1.1-5.- Tabla de resumen de derivas Máx/mín. Elaboración Propia (2025).....	131
Tabla 5.1.2-1.- Resumen de los períodos de vibración de la estructura. Elaboración Propia (2025).	133
Tabla 5.1.3-1.- Periodos y participaciones de Masa con modos de hasta al menos el 90%. Elaboración Propia (2025).	134
Tabla 5.1.4-1.- Valores de fuerzas sísmicas en SX, SY y ESP_X, ESP_Y. Elaboración Propia (2025).....	135
Tabla 5.1.4-2.- Cuadro resumen de derivas dinámicas ESP_X/ESP_Y. Elaboración Propia (2025).	139
Tabla 5.1.5-1.- Cuadro de resumen de valores de torsión de la carga espectral ESP_X. Elaboración Propia (2025)	139
Tabla 5.1.5-2.- Cuadro de resumen de valores de torsión de la carga espectral ESP_X. Elaboración Propia (2025)	139
Tabla 5.2.1-1.- Deriva máx/mín en SX por pisos. Elaboración Propia (2025).....	144
Tabla 5.2.1-2.- Deriva máx/mín en SY por pisos. Elaboración Propia (2025)	145
Tabla 5.2.1-3.- Deriva máx/mín en ESP_X por pisos. Elaboración Propia (2025).	146
Tabla 5.2.1-4.- Deriva máx/mín en ESP_Y por pisos. Elaboración Propia (2025).....	147
Tabla 5.2.1-5.- Tabla de resumen de derivas Máx/mín. Elaboración Propia (2025).....	148
Tabla 5.2.2-1.- Resumen de los períodos de vibración de la estructura. Elaboración Propia (2025).	150
Tabla 5.2.3-1.- Periodos y participaciones de Masa con modos de hasta al menos el 90%. Elaboración Propia (2025).	151

Tabla 5.2.4-1.- Cuadro resumen de derivas dinámicas ESP_X/ESP_Y. Elaboración Propia (2025).	155
Tabla 5.2.5-1.- Cuadro de resumen de valores de torsión de la carga espectral ESP_X. Elaboración Propia (2025).	156
Tabla 5.2.5-2.- Cuadro de resumen de valores de torsión de la carga espectral ESP_X. Elaboración Propia (2025).	156
Tabla 5.3.1-1.- Deriva máx/mín en SX por pisos. Elaboración Propia (2025)	160
Tabla 5.3.1-2.- Deriva máx/mín en SY por pisos. Elaboración Propia (2025)	161
Tabla 5.3.1-3.- Deriva máx/mín en ESP_X por pisos. Elaboración Propia (2025).	163
Tabla 5.3.1-4.- Deriva máx/mín en ESP_Y por pisos. Elaboración Propia (2025).....	164
Tabla 5.3.1-5.- Tabla de resumen de derivas Máx/mín. Elaboración Propia (2025).....	164
Tabla 5.3.2-1.- Resumen de los períodos de vibración de la estructura. Elaboración Propia (2025).	166
Tabla 5.3.3-1.- Periodos y participaciones de Masa con modos de hasta al menos el 90%. Elaboración Propia (2025).	167
Tabla 5.3.4-1.- Cuadro resumen de derivas dinámicas ESP_X/ESP_Y. Elaboración Propia (2025).	172
Tabla 5.3.5-1.- Cuadro de resumen de valores de torsión de la carga espectral ESP_X. Elaboración Propia (2025)	172
Tabla 5.3.5-2.- Cuadro de resumen de valores de torsión de la carga espectral ESP_X. Elaboración Propia (2025)	173
Tabla 5.4.1-1.- Pesos por piso y tipo de elemento estructural. Elaboración Propia (2025).	175
Tabla 5.4.2-1.- Pesos por piso y tipo de elemento estructural. Elaboración Propia (2025).	176

Tabla 5.4.3-1.- Pesos por piso y tipo de elemento estructural. Elaboración Propia (2025).	177
Tabla 5.6.1-1.- Costo total del modelo 1 "PEM-HA". Elaboración Propia (2025).....	183
Tabla 5.6.2-1.- Costo total del modelo 2 "PEM-A500". Elaboración Propia (2025).....	183
Tabla 5.6.3-1.- Costo total del modelo 3 "PEM-A500". Elaboración Propia (2025).....	184
Tabla 5.6.4-1.- Comparación económica entre los tres modelos. Elaboración Propia (2025)....	185

INTRODUCCIÓN

Ecuador se ubica en un entorno tectónico activo y sísmico la edificación requiere criterio sismorresistente en proyecto y construcción se prioriza proteger la vida y evitar colapsos también se procura continuidad operativa en funciones esenciales junto con la conservación del patrimonio construido. En Manta el crecimiento urbano impulsa edificios de varios niveles se repiten irregularidades en planta y elevación, esas condiciones amplifican la torsión y concentran demandas las deformaciones aumentan y el control de derivas se vuelve crítico por ello se verifica con rigor la respuesta global del sistema resistente.

En este contexto, se han impulsado soluciones que optimicen resistencia, rigidez y ductilidad, entre ellas las columnas tubulares de acero rellenas de hormigón (CFT). Su desempeño deriva del trabajo compuesto de sus materiales: tubo de acero que confina al hormigón y estabiliza su respuesta, el núcleo aporta soporte interno que posterga el pandeo local y eleva la capacidad del elemento. Pese a ello la aplicación sistemática tropieza con límites prácticos cuando el marco normativo nacional no define ni estandariza con suficiencia los criterios de diseño y verificación, restringiendo su adopción en proyectos locales.

A partir de ello, el presente trabajo de investigación analiza la influencia del relleno de hormigón en columnas tubulares de acero ASTM A500 aplicadas a un edificio prototipo irregular en Manta con el fin de cuantificar su efecto estructural mediante la comparación de modelos para estimar cambios en rigidez y derivas.

La metodología es aplicada, cuantitativa y comparativa, basada en modelación computacional en ETABS mediante análisis estático lineal y dinámico modal espectral, con sustento en la NEC y

referencias internacionales (ACI, ASTM International, AISC y ASCE) para definir propiedades de materiales, cargas, parámetros sísmicos, criterios de modelación y verificaciones.

Con el fin de aislar el efecto del relleno se plantean tres modelos del mismo edificio, conservando geometría y nivel de demanda y modificando únicamente el sistema resistente principal: (i) un modelo base con pórticos especiales a momento de hormigón armado y muros estructurales, (ii) un modelo de acero ASTM A500 con una configuración resistente equivalente, (iii) un modelo compuesto que incorpora columnas CFT. La evaluación se estructura mediante indicadores que representan el desempeño global, tales como derivas y periodos de vibración, participación modal de masas, la calibración del cortante sísmico en edificaciones irregulares, irregularidad torsional y distribución de cargas laterales por piso, como criterios de control y se añade una comparación de peso y costo para respaldar un criterio de diseño.

El proyecto se desarrolla de manera progresiva y ordenada: se expone el planteamiento del estudio y su alcance general, se revisa el estado del arte junto con el marco normativo aplicable para sustentar los criterios empleados, se describe la metodología de modelación y los supuestos adoptados para representar la respuesta estructural detallando la construcción de los modelos y la definición de sus elementos resistentes según cada alternativa y, por último, se presentan, comparan y analizan los resultados obtenidos para cada configuración analizada.

CAPÍTULO I

1. MEMORIA DESCRIPTIVA

1.1.Tema

Análisis del comportamiento estructural de columnas metálicas tubulares rellenas con hormigón (CFT).

1.2.Título

Influencia del relleno de hormigón en el comportamiento estructural de columnas metálicas tubulares (CFT) de acero ASTM 500, en un edificio prototipo con características irregulares en la ciudad de Manta por medio de un análisis estático y dinámico modal espectral utilizando el software de ETABS.

1.3.Antecedentes

La primera aparición del sistema de columnas CFT (Concrete Filling Tube), es decir, columnas tubulares rellenas de hormigón, data de inicios del siglo XX, cuando el interés por utilizar la combinación de dos materiales muy buenos individualmente dio lugar a uno mejor al juntarlos. Esto respondía también a una necesidad de protección contra la corrosión y el fuego.

El método analítico se desarrolló a principios del año 1900 para investigar el comportamiento de las columnas CFT, donde varios investigadores comenzaron a emprender una línea investigativa con este tipo de columnas (Civil Engineering, 2016).

En 1907, realizó la primera prueba experimental sobre columnas compuestas construidas bajo cargas concéntricas; a partir de aquello se reportó que “hasta 1932 se habían realizado 1500 muestras entre Europa y Norteamérica en el primer congreso de la IABSE (International

Association for Bridge and Structural Engineering) en París, de las cuales al menos 138 fueron realizadas por Emperger”, según Kumar (2019).

Este mismo fue la figura más relevante en los inicios de las columnas CFT: Friedrich Ignaz von Emperger, un ingeniero civil que era considerado como “abuelo del hormigón armado” en Europa Central. No solo documentó ensayos de columnas compuestas, sino que destacó la ausencia de normas europeas claras, en contraste, en Estados Unidos ya existían especificaciones desde 1924 que favorecían su uso en edificios altos de Chicago.

El interés por este tipo de columnas disminuyó después de 1930 y retomó importancia en la década de 1950, después de la Segunda Guerra Mundial. De acuerdo con Eggemann (2006), en Alemania investigadores como Köppel y Gorder retomaron el tema en 1957, su trabajo se concentró en evaluar el comportamiento de las columnas tubulares rellenas de hormigón y proponiendo lineamientos técnicos específicos. A partir de este momento, la investigación avanzó con un enfoque más sistemático y verificable buscando definir con mayor precisión la capacidad portante, la resistencia al pandeo y el comportamiento conjunto del acero y el hormigón.

En los años posteriores, la investigación estructural alcanzó mayor profundidad. En 1967, John Furlong realizó ensayos sistemáticos en columnas cilíndricas y cuadradas bajo carga axial y momentos flectores, desarrollando modelos predictivos que fueron incorporados a la literatura técnica (Feng, 2019). Entre los años 1970 a 1990, se expandió el conocimiento en varios países: en Australia, Webb y Peyton publicaron estudios pioneros sobre columnas CFT; y en EE. UU. y Japón se llevó a cabo investigación colaborativa entre Morino, Sakino y Nishiyama, que sirvió de base para la adopción del sistema CFT en normativas de diseño (Myoung-Ho, Ju, Kim, & Kim, 2006). En esta misma década, se desarrollaron medidas en cuanto a métodos analíticos simplificados que contribuyeron a la creación del Eurocódigo 4. Japón, en 1997, publicó el AIJ, y

por parte de EE. UU., el AISC; China implementó esta configuración de columnas en ciertos puentes de sus proyectos.

En las últimas décadas, se ha intensificado el estudio de variables como la fluencia, fatiga, respuesta postincendio y resistencia a impacto lateral, junto con la incorporación de innovaciones como hormigones de alta y ultra alta resistencia, GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) y materiales híbridos. Un aporte contemporáneo significativo es el de Pham & Nguyen (2021), quienes desarrollaron un modelo numérico no lineal en ABAQUS, calibrado con 663 ensayos de columnas CFST circulares sometidas a carga excéntrica, lo que permitió reproducir con alta precisión la respuesta observada y fortalecer la capacidad predictiva de este tipo de formulaciones.

En el contexto del Ecuador y Manta, la aplicación de estas columnas aún no se presenta formalmente en proyectos de gran envergadura, que serían el motivo de su aplicabilidad para sacar provecho de las ventajas de este sistema, a pesar de eventos sísmicos, tales como el ocurrido el pasado 16 de abril de 2016, evento que sacudió la zona costera del Ecuador, teniendo mayor impacto en las provincias de Manabí, Esmeraldas, Santa Elena y Guayas.

Actualmente, la mayoría de los trabajos se conforman por investigaciones del comportamiento. Por tanto, es coherente seguir contribuyendo al desarrollo de esta línea, donde las columnas metálicas tubulares rellenas de hormigón, conocidas como CFT, debido a su rendimiento frente a cargas laterales y axiales, combinan la alta resistencia y ductilidad del acero con la capacidad de confinamiento.

Investigaciones como las de Shanmugam & Lakshmi (2001) y Hajjar (2000) han demostrado que las columnas CFT presentan ventajas estructurales notables. Entre ellas, podemos

mencionar un mayor retraso en el pandeo local, una mejor respuesta en zonas plásticas y una sobresaliente capacidad de absorción de energía ante cargas sísmicas.

Con esta premisa, de alguna manera se abre una gran oportunidad para avanzar en el conocimiento técnico y proponer alternativas viables para realidad de Manta. Por eso, este trabajo propone analizar cómo influye el relleno de hormigón en el comportamiento estructural de columnas metálicas tubulares de acero ASTM A500, dentro del contexto específico de un edificio prototipo con geometría irregular, ubicado en Manta. Para hacerlo, se aplicará un análisis estático lineal y dinámico espectral utilizando el software ETABS.

1.4. Justificación

En los últimos años, la ingeniería estructural ha concentrado esfuerzos en el desarrollo de elementos estructurales más eficientes frente a las crecientes exigencias del diseño sismo-resistente. Esto cobra particular relevancia en países como Ecuador, situado en una zona de alta amenaza sísmica, como quedó evidenciado el 16 de abril de 2016, cuando un terremoto de magnitud 7.8, con epicentro en la costa norte del país, afectó gravemente a las provincias de Manabí y Esmeraldas, dejando 668 personas fallecidas, más de 6.000 heridos y miles de viviendas colapsadas o gravemente afectadas, muchas de ellas con deficiencias estructurales (INEC, 2017). En ciudades como Manta, Pedernales y Portoviejo, se registraron numerosos colapsos totales o parciales, lo que evidenció la vulnerabilidad de los sistemas estructurales convencionales ante sismos de gran magnitud.

Ante este contexto, resulta necesario buscar soluciones técnicas que permitan mejorar la respuesta estructural de las edificaciones, especialmente de aquellas con configuraciones irregulares en planta o altura, que históricamente han mostrado un comportamiento sísmico

deficiente. Una de las alternativas estructurales es la implementación de columnas metálicas tubulares rellenas de hormigón. Estas columnas representan una solución híbrida que busca aprovechar las mejores propiedades de dos materiales ampliamente utilizados.

Según Seitz (2022), el confinamiento proporcionado por el tubo metálico mejora notablemente la resistencia axial del hormigón y retrasa la formación de fisuras, mientras que el núcleo de hormigón impide el pandeo local del tubo de acero, especialmente en tramos largos sometidos a cargas axiales elevadas. Esta interacción sinérgica resulta en elementos con mayor capacidad portante, comportamiento más dúctil y una mejor respuesta frente a cargas cíclicas, condiciones indispensables para enfrentar eventos sísmicos severos.

En el análisis elástico lineal se obtienen los desplazamientos, deformaciones, esfuerzos y fuerzas de reacción, bajo el efecto de cargas laterales aplicadas, las cuales provienen de un espectro elástico de respuesta o de un método estático equivalente, de esta manera este análisis lineal puede ser estático o dinámico. Según NEC-SE-DS (2015) este análisis es considerado como una metodología de diseño basado en fuerzas “DBF”.

El análisis estático lineal o AEL, considera que la relación entre efecto de carga y respuesta de la estructura es lineal, así como también la relación esfuerzo deformación de los materiales, es decir cumplen la ley de Hooke. Mientras que, el análisis dinámico lineal tiene mayor complejidad que el análisis lineal, pero tiene mayor compatibilidad con la realidad, puesto que considera la respuesta dinámica de la estructura para realizar todos sus procedimientos (Wladimir, 2015).

En Manta, el crecimiento acelerado de la construcción vertical y la proliferación de edificaciones con geometrías complejas no ha estado acompañado por un desarrollo normativo. La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) está limitada a lineamientos generales más no

puntuales para el diseño de las columnas CFT, lo que genera incertidumbre en su aplicación práctica. Esta ausencia no solo limita la adopción de estas tecnologías, sino que también restringe la innovación estructural local, manteniéndose el uso de sistemas tradicionales que no siempre responden adecuadamente a las condiciones sísmicas de la ciudad.

La mayoría de las investigaciones existentes provienen de contextos, cuyas condiciones sísmicas, normativas y constructivas difieren de las nuestras. Por tanto, se vuelve urgente realizar estudios contextualizados que permitan evaluar el comportamiento de estas columnas en tipologías de edificios representativos de nuestra realidad, bajo cargas sísmicas.

En este contexto, la presente investigación adquiere relevancia, puesto que pretende caracterizar la respuesta estructural de columnas CFT mediante varios modelos de un edificio prototipo con geometría irregular, cuya demanda se evalúa con análisis estático lineal y un análisis dinámico modal espectral en el software ETABS, con una representación consistente de la acción sísmica el contraste considera tres alternativas de columnas: hormigón armado, perfiles metálicos huecos y perfiles metálicos rellenos con hormigón, aplicadas en edificaciones de varios niveles para determinar cuál de ellas ofrece un desempeño global más favorable ante acciones sísmicas.

Esta generará evidencia técnica y cuantitativa sobre el impacto del relleno en las columnas CFT en condiciones sísmicas locales, los resultados permitirán locales los resultados permitirán sustentar criterios de diseño y verificación más adecuadas para este tipo de solución estructural. El aporte fortalecerá el conocimiento técnico en el ámbito académico, sino que facilitará la toma de decisiones más eficientes y seguras, especialmente en zonas urbanas de alto riesgo sísmico como Manta.

1.5. Localización georreferenciada

El lugar seleccionado para modelar el edificio prototipo se encuentra situado en la parroquia Manta entre la Av. Malecón y la Calle 15, frente al monumento al Atún con las siguientes coordenadas UTM, Zona 17S, Este: 530637.47 y Norte: 9895687.11.



Figura 1.6.1-1.- Ubicación del edificio prototipo, en coordenadas UTM, Zona 17S, Este: 530637.47 y Norte: 9895687.11. Elaboración Propia (2025).

1.6.Objetivos

1.6.1. Objetivo General

Analizar la influencia del relleno de hormigón en el comportamiento estructural de columnas metálicas tubulares de acero ASTM A500 de un edificio irregular en la ciudad de Manta, según un análisis estático lineal y dinámico modal espectral en ETABS.

1.6.2. Objetivos Específicos

- Establecer varios modelados en ETABS del edificio prototipo y variar la configuración estructural.
- Aplicar un análisis estático lineal y modal espectral en cada variante de la configuración estructural.
- Comparar los resultados obtenidos del análisis, identificando cómo influye cada variante en el comportamiento estructural del edificio.
- Identificar la mejor opción de todas las variantes para un mejor comportamiento estructural del edificio.

CAPÍTULO II

2. ESTADO DEL ARTE

2.1. Tubos de acero ASTM A500

Para la caracterización de los perfiles HSS -Hollow Structural Section- o Perfil Tubular cuadrado o rectangular, se utiliza la norma ASTM A500, que es una especificación estándar para tubos estructurales de acero al carbono, soldados y sin costura, conformados en frío, circulares, rectangulares o con otras formas utilizadas generalmente en “la construcción soldada, remachada o atornillada de puentes y edificios, y para fines estructurales generales” (ASTM, 2021).

Los HSS según la A500, son tubos de acero al carbono conformados en frío, que se fabrican con un proceso soldado sin costura. Este proceso de conformado del HSS parte de una lámina de acero plana doblada y con los dos bordes opuestos soldados entre sí mediante el proceso de soldadura por resistencia eléctrica (ERW), que implica aplicar simultáneamente presión y una fuerte corriente eléctrica para fundir y forjar el acero (Manor, 2022).

2.1.1. Norma para Producir Tubería ASTM A500

Según las especificaciones mencionadas por ASTM (2021), para tubos de acero con sección circular o secciones cuadradas y rectangulares se debe tener en cuenta lo siguiente: (ASTM, 2021)

Estándares ASTM

- A370 Métodos de prueba y definiciones para pruebas mecánicas de productos de acero.
- Prácticas A700 para métodos de embalaje, marcado y carga de productos de acero para su envío.

- Métodos de prueba, prácticas y terminología A751 para el análisis químico de productos de acero.
- Terminología A941 relacionada con acero, acero inoxidable, aleaciones relacionadas y ferroaleaciones.

2.1.2. Composición Química

Existen 4 grados estándar Gr. A, Gr. B, Gr. C y Gr. D

Elemento	Composición, %			
	Grados B y D		Grado C	
	Análisis térmico	Análisis de producto	Análisis térmico	Análisis de producto
Carbono, máx. ^A	0,26	0,30	0,23	0,27
Manganeso, máx. ^A	1,35	1,40	1,35	1,40
Fósforo, máx.	0,035	0,045	0,035	0,045
Azufre, máx.	0,035	0,045	0,035	0,045
Cobre, mín. ^B	0,20	0,18	0,20	0,18

^A Por cada reducción de 0,01 punto porcentual por debajo del máximo especificado para el carbono, se permite un aumento de 0,06 punto porcentual por encima del máximo especificado para el manganeso, hasta un máximo de 1,50 % mediante análisis térmico y 1,60 % mediante análisis de producto.

^B Si se especifica acero con contenido de cobre en la orden de compra.

Figura 2.1.2-1.- Requerimientos químicos de acero A500. Recuperado de: ASTM (2021).

	Formas tubulares redondas, cuadradas, rectangulares y especiales		
	Grado B	Grado C	Grado D
Resistencia a la tracción, mín., psi [MPa]	58 000 [400]	62 000 [425]	58 000 [400]
Resistencia elástica, mín., psi [MPa]	46 000 [315]	50 000 [345]	36 000 [250]
Elongación en 2 in [50 mm], mín., % ^C	23 ^A	21 ^B	23 ^A

^A Corresponde a espesores de pared especificados (t) mayor o igual a 0,180 in. [4,57 mm]. Para espesores de pared especificados más ligeros, los valores mínimos de elongación deberán calcularse mediante la fórmula: elongación porcentual en 2 in. [50 mm] = 61t + 12, redondeada al porcentaje más cercano. Para A500M, use la siguiente fórmula: 2,4t + 12, redondeada al porcentaje más cercano.

^B Corresponde a espesores de pared especificados (t) mayores o iguales a 0,120 in. [3,05 mm]. Para espesores de pared especificados más ligeros, los valores mínimos de elongación deberán calcularse mediante acuerdo con el fabricante.

^C Los valores de elongación mínimos especificados solo se aplican a pruebas realizadas antes del envío de los tubos.

Figura 2.1.2-2.- Requerimientos a tracción. Recuperado de: ASTM (2021).

2.1.3. Fabricación ASTM A500

Según OctalAcero (s.f.), los pasos para la fabricación son los siguientes:

1. Los tubos se fabricarán mediante un proceso sin costura o de soldadura.

2. Los tubos soldados se fabricarán a partir de acero laminado en caliente mediante el proceso de soldadura por resistencia eléctrica. La junta a tope longitudinal del tubo soldado se soldará a través de su espesor de manera que se asegure la resistencia estructural de la sección del tubo.
3. La soldadura no se ubicará dentro del radio de las esquinas de ningún tubo con forma a menos que lo especifique el comprador.
4. Los tubos de Grado D se tratarán térmicamente a una temperatura de al menos 1100°F [590 C] durante una hora por pulgada [25 mm] de espesor.

2.1.4. Dimensiones y Tamaños del ASTM A500

Tubos Estructurales Cuadrados y Rectangulares: Las dimensiones exteriores, medidas a lo ancho en posiciones al menos a 2 pulgadas [5 cm] de los extremos del tubo, no deberán variar de las dimensiones exteriores especificadas en más de la cantidad aplicable que se indica en la Figura 2.1.4-1, que incluye una tolerancia para convexidad o concavidad (OctalAcero, s.f.) .

Dimensión plana mayor exterior especificada, in. [mm]	Variaciones admisibles superiores e inferiores a las dimensiones planas exteriores especificadas, ^A in. [mm]
2 ¹ / ₂ [65] o menor	0,020 [0,5]
Más de 2 ¹ / ₂ hasta 3 ¹ / ₂ [65 a 90], incl.	0,025 [0,6]
Más de 3 ¹ / ₂ a 5 ¹ / ₂ [90 a 140], incl.	0,030 [0,8]
Más de 5 ¹ / ₂ [140]	0,01 por la dimensión plana mayor

^A Las variaciones admisibles incluyen una tolerancia por convexidad y concavidad. Para los tubos rectangulares que tengan una relación de dimensión plana exterior mayor a menor inferior a 1,5, y para los tubos cuadrados, las variaciones admisibles de la dimensión plana menor deberán ser idénticas a las variaciones admisibles en la dimensión plana grande. Para los tubos rectangulares que tengan una relación de dimensión plana exterior mayor a menor en el rango de 1,5 a 3,0 inclusive, las variaciones admisibles en la dimensión plana menor deberán ser de 1,5 veces las variaciones admisibles en la dimensión plana mayor. Para los tubos rectangulares que tengan una relación de dimensión plana exterior mayor a menor por encima de 3,0, las variaciones admisibles en la dimensión plana menor deberán ser de 2,0 veces las variaciones admisibles en la dimensión plana mayor.

Figura 2.1.4-1.- Variaciones admisibles en dimensiones planas exteriores para tubos estructurales cuadrados y rectangulares. Recuperado de ASTM (2021).

Espesor de Pared: El espesor de pared mínimo en cualquier punto de medición en el tubo no deberá ser más de un 10 % menos que el espesor de pared especificado. El espesor máximo de pared, excluyendo la costura de soldadura de los tubos soldados, no deberá ser más de un 10 % mayor que el espesor de pared especificado. Para tubos cuadrados y rectangulares, los requisitos de espesor de pared se aplicarán solo a los centros de las superficies planas (OctalAcero, s.f.).

Longitud: Los tubos estructurales normalmente se producen en longitudes aleatorias de 5 pies [1,5 m] y más, en múltiples longitudes y en longitudes específicas (OctalAcero, s.f.). Cuando se ordenan longitudes específicas, la tolerancia de longitud deberá ser de acuerdo con la Figura 2.1.4-2.

	22 pies [6,5 m] y menos		Más de 22 pies [6,5 m]	
	Más de	Menos de	Más de	Menos de
Tolerancia de longitud para longitudes específicas, in [mm]	1/2 [13]	1/4 [6]	3/4 [19]	1/4 [6]

Figura 2.1.4-2.- Tolerancias de longitud para longitudes específicas de tubos estructurales. Recuperado de: ASTM (2021).

Rectitud: La variación permitida para la rectitud de los tubos estructurales será de pulgadas por el número de pies [10 mm por el número de metros] de longitud total dividido por 5 (OctalAcero, s.f.).

Radio de las Esquinas: Para tubos estructurales cuadrados y rectangulares, el radio de cada esquina exterior de la sección no deberá exceder tres veces el espesor de pared especificado (OctalAcero, s.f.).

Torcedura: Para tubos estructurales cuadrados y rectangulares, las variaciones permitidas en la torcedura se indicarán en la Figura 2.1.4-3. La torcedura se determinará manteniendo un extremo

del tubo sobre una superficie plana, midiendo la altura que cada esquina en el lado inferior del tubo se extiende por encima de la superficie plana cerca de los extremos opuestos del tubo, y calculando la torcedura (la diferencia en alturas de esas esquinas), excepto que para secciones más pesadas se permitirá el uso de un dispositivo de medición adecuado para determinar la torcedura. Las mediciones de torcedura no se tomarán dentro de 2 pulgadas [5 cm] de los extremos del tubo (OctalAcero, s.f.).

Dimensión plana mayor exterior especificada, in. [mm]	Variaciones máximas admisibles en deformación por torsión por cada 3 pies de longitud [deformación por torsión por cada metro de longitud]	
	in.	[mm]
1 ¹ / ₂ [40] y menor	0,050	[1,3]
Más de 1 ¹ / ₂ a 2 ¹ / ₂ [40 a 65], incl.	0,062	[1,6]
Más de 2 ¹ / ₂ hasta 4 [65 a 100], incl.	0,075	[1,9]
Más de 4 hasta 6 [100 a 150], incl.	0,087	[2,2]
Más de 6 hasta 8 [150 a 200], incl.	0,100	[2,5]
Más de 8 [200]	0,112	[2,8]

Figura 2.1.4-3.- Variaciones admisibles en deformación por torsión para tubos estructurales cuadrados y rectangulares. Recuperado de: ASTM (2021).

2.2.Hormigón

Según Troyano (2019) “El hormigón es el material constituido por la mezcla, en proporciones convenientes, de cemento, áridos y agua. Adicionalmente se pueden considerar otros componentes del hormigón, como son los aditivos y las adiciones”. Esto quiere decir que compone principalmente por un aglomerante hidráulico, agua y agregados finos y gruesos, con la posibilidad de modificar sus propiedades con aditivos, todo esto más la relación agua/cemento va a definir el comportamiento estructural del hormigón.

Igualmente, Troyano (2019) indica que el hormigón armado es el material obtenido colocando en el hormigón barras de acero. Podemos considerar, por lo tanto, al hormigón armado como el material constituido por los siguientes elementos:

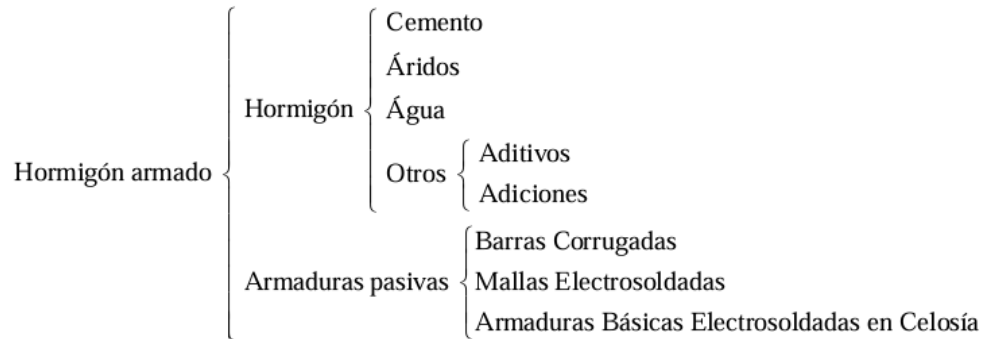


Figura 2.1.4-1.- Elementos del hormigón armado. Recuperado de: (Troyano, 2019).

Material de construcción elaborado a partir de caliza y arcilla que, al mezclarse con agua, forma una pasta que se endurece y se utiliza como aglomerante en morteros y hormigones, tal como lo describe (Moreno, 2021). La elección del tipo de cemento se realizará en función de cada proyecto estructural conforme a la aplicación o empleo particular previsto, a las condiciones de puesta en obra y a la categoría de exposición que soportará el hormigón durante su vida útil (Moreno, 2021).

La clasificación de los tipos de cemento es la siguiente, según lo descrito por Moreno (2021):

- Cementos comunes: CEM I (cemento Portland), CEM II (cemento Portland con escorias, humo de sílice, puzolana, ceniza volante, etc.), CEM III (cementos con escorias de alto horno), CEM IV (cementos puzolánicos) y CEM V (cementos compuestos).
- Cementos comunes de bajo calor de hidratación: CEM I a VLH.
- Cementos comunes resistentes a los sulfatos: CEM I a V/SR.

- Cementos comunes resistentes al agua de mar: CEM I a V/MR. • Cementos especiales de muy bajo contenido de hidratación: VLH III (cemento de escorias de horno alto), VLH IV (cemento puzolánico) y VLH V (cemento compuesto).

2.2.1. Agua

El agua empleada debe estar libre de sustancias perjudiciales que alteren las propiedades del hormigón o reduzcan la protección contra la corrosión, las fuentes reconocidas como aptas por la práctica, en general, se consideran adecuadas para preparar la mezcla y efectuar el curado en obra del hormigón (Moreno, 2021).

Según Moreno (2021), los principales problemas o anomalías que puede presentar el agua durante la confección del hormigón son:

- El exceso de agua en el amasado reduce considerablemente la resistencia final del hormigón.
- La presencia de sustancias nocivas disueltas en el agua puede generar corrosión química del hormigón.

2.2.2. Áridos

Los áridos son materiales granulares inertes, generalmente derivados de rocas, que desempeñan un papel fundamental en la elaboración del hormigón. Representan entre el 70 % y el 80 % del volumen total de la mezcla, influyendo directamente en su resistencia mecánica y ayudando a reducir las fisuras provocadas por retracción. En la producción de hormigón se utilizan principalmente dos tipos de áridos: los gruesos, como la grava, y los finos, como la arena. Los áridos de origen silíceo ofrecen excelentes propiedades estructurales, mientras que los de tipo

calizo (habitualmente obtenidos por machaqueo) también son adecuados, aunque presentan menor dureza y mayor susceptibilidad a la alteración en comparación con los silíceos (Moreno, 2021).



Figura 2.2.2-1.- Árido grueso de canto rodado, árido fino de río y árido grueso machacado. Recuperado de: (Moreno, 2021).

Los aditivos son productos incorporados al conglomerante antes de la conformación del hormigón como, en una dosificación que no supera el 5% del peso de cemento, con la finalidad de mejorar el desempeño del hormigón, en estado fresco o endurecido, modificando ciertas características, propiedades habituales o su comportamiento (Moreno, 2021).

Existen varios tipos de aditivos, según lo mencionado por Moreno (2021):

- Reductores de agua, plastificante y superplastificantes: para mejorar la trabajabilidad de la mezcla mediante la disminución del contenido de agua.
- Modificadores de fraguado, aceleradores o retardadores: orientados a ajustar el tiempo de fraguado del hormigón.
- Incluidores de aire: empleados para mejorar su comportamiento frente a las heladas.
- Multifuncionales: diseñados para modificar más de una de las funciones anteriores.

2.4. Propiedades del hormigón en estado fresco

Según Flores (2017), define las propiedades del hormigón en estado fresco como:

A. Manejabilidad

La manejabilidad, también llamada trabajabilidad, se entiende como la propiedad del concreto en estado fresco que permite evaluar su aptitud para ser transportado y colocado en obra, así como para ser vibrado y consolidado de manera adecuada, logrando un acabado correcto sin que se produzca segregación de sus componentes.

B. Consistencia

Describe el nivel de fluidez de la mezcla en estado fresco, ya que puede presentarse sin capacidad de fluir, en condición seca, o con facilidad de flujo, en condición fluida, lo que se asocia al grado de humedad de la mezcla recién preparada.

C. Plasticidad

Se denomina “plasticidad” al estado del concreto en el que puede ser fácilmente moldeado, pero que puede cambiar de forma lenta si este se saca del molde. Debido a esto, no pueden considerarse como mezclas de consistencia plástica ni las muy fluidas ni las muy secas.

D. Otros términos inherentes al hormigón fresco

A continuación, en la siguiente tabla se presenta algunos términos propios del concreto fresco, conocidos también por los problemas que acarrearán cada uno de ellos.

Segregación	Es la separación de los materiales que forman una mezcla heterogénea (como es el concreto), de manera que su distribución deje de ser uniforme por falta de cohesión. Esto puede ser ocasionado por, diferencia en tamaño de partículas, mala distribución granulométrica, densidad, mal mezclado, mal vibrado, mal transporte, etc.
Exudación	Es la separación de parte del agua de la mezcla durante su fraguado, esto puede ser debido a distintas densidades, esto puede ser controlado con el uso de aditivos. La forma de medir la exudación de un concreto se encuentra descrita en la norma ASTM C 232
Temperatura	La temperatura del concreto fresco afecta a todas las propiedades del concreto en estado plástico, especialmente el asentamiento y el contenido de aire. Por ello, es conveniente verificarla, aunque hoy en día no existe ningún método normalizado para medirla. Sin embargo, el empleo de un termómetro de bolsillo (con precisión de ± 2 grados centígrados) es suficiente

Figura 2.2.2-1.- Otros términos inherentes al hormigón fresco. Recuperado de: (Flores, 2017).

	Características del concreto endurecido	Propiedades	Concepto	Factores que influyen
A	Características físico - químicas	Impermeabilidad	Capacidad del concreto para impedir el paso del agua a través del mismo	Finura del cemento Cantidad de agua Compacidad
		Durabilidad	Habilidad para resistir la acción de la intemperie, el ataque químico, abrasión, y cualquier otro proceso, que produzcan deterioro del concreto	Sales Calor Agente contaminante Humedad
		Resistencia térmica	Es la capacidad del concreto para resistir los cambios de temperaturas	Bajas temperaturas, Hielo / deshielo. Altas temperaturas >300 C
B	Características mecánicas	Resistencia a la compresión	Es el esfuerzo máximo que puede soportar el concreto bajo una carga de aplastamiento	Relación A/C Edad del concreto Contenido de aire Contenido de Cemento Influencia de los agregados Tamaño máximo Fraguado, Curado
		Resistencia a la flexión	Es el esfuerzo máximo que puede soportar una viga a flexión antes de que se agriete	Relación A/C Edad del concreto Contenido de aire Contenido de Cemento Influencia de los agregados Tamaño máximo Fraguado, Curado. Uso de aditivos (fibras)

Figura 2.2.2-2.- Propiedades del hormigón en estado endurecido. Recuperado de: (Flores, 2017).

2.5. Columnas compuestas de acero y hormigón

A través de lo descrito por Wang & Shanmugan (2022) “Las columnas compuestas se refieren a elementos estructurales que combinan acero y hormigón para utilizar las características favorables de tracción y compresión de cada material, lo que resulta en una mayor resistencia, estabilidad y eficiencia constructiva en los edificios”. Este tipo de columnas a pesar de aumentar el peso propio de estructura mejora la respuesta del sistema del edificio ante cargas sísmicas.

Estas columnas se suelen clasificar en dos tipos, según lo mencionado por Crisafulli (2018):

2.5.1. Columna compuesta embebida

Son aquellos miembros en los que uno o más perfiles de acero se rodean de hormigón armado, como se indica en la Figura 2.5.1-1. El hormigón, además de su función estructural, permite aumentar la resistencia al fuego del miembro compuesto. Este tipo de miembros se emplea usualmente para columnas, si bien pueden usarse también para vigas y muros.

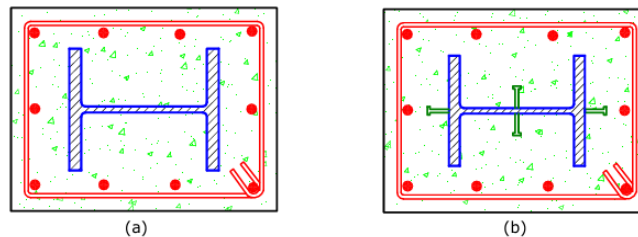


Figura 2.5.1-1.- Ejemplos de columnas compuestas embebidas, (a) sin conectores y (b) con conectores.

Recuperado de: (Crisafulli, 2018).

Los elementos compuestos rellenos consisten en un perfil tubular de acero que contiene hormigón en su interior como se aprecia en la Figura 2.5.1-2. Generalmente se utilizan como columnas, ya que el confinamiento que proporciona el tubo mejora notablemente la capacidad a compresión del hormigón.

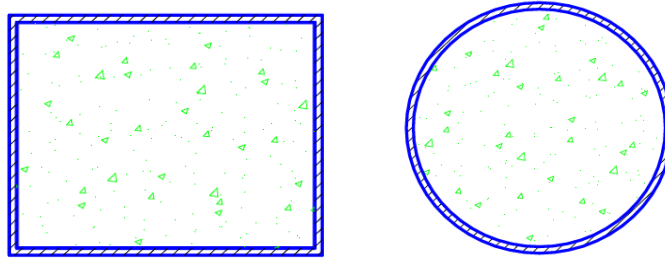


Figura 2.5.1-2.- Secciones típicas de miembros compuestos rellenos. Recuperado de: (Crisafulli, 2018).

Esto ocurre porque aumenta el área resistente y se disminuye el riesgo de pandeo local en las paredes del tubo, debido a que, el comportamiento del pandeo local se modifica como se muestra en la Figura 2.5.1-3 donde las deformadas cambia a causa de la presencia del hormigón impidiendo que se presente las deformaciones hacia dentro del tubo de acero, esquemáticamente se apreciar mejor en la Figura 2.5.1-4 donde del lado izquierdo se presenta el tubo sin relleno y del lado derecho con relleno, este último implicaría una mayor carga para que ocurra.

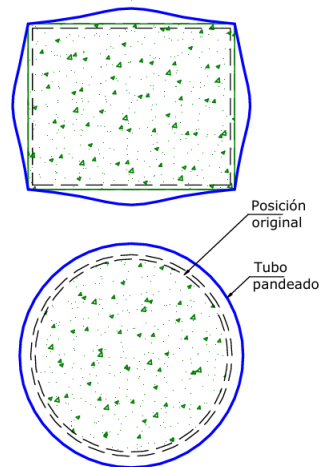


Figura 2.5.1-3.- Esquemas de la deformación por pandeo en miembros compuestos rellenos de sección rectangular y circular. Recuperado: (Crisafulli, 2018).

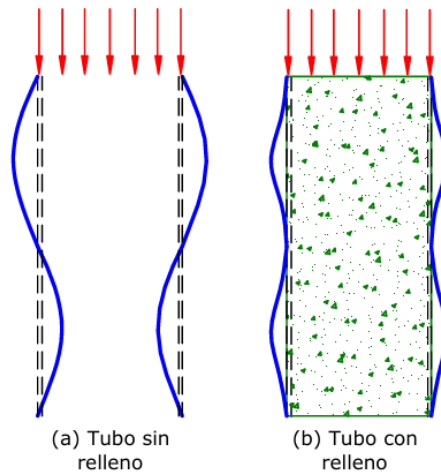


Figura 2.5.1-4.- Vista lateral de la deformada por pandeo local de (a) tubo sin relleno y (b) miembro compuesto relleno de hormigón. Recuperado: (Crisafulli, 2018).

Además, cuando se incluye refuerzo interno dentro del tubo, la resistencia axial puede incrementarse aún más tal como se aprecia en la Figura 2.5.1-5. Este tipo de elementos también puede emplearse en la construcción de muros estructurales.

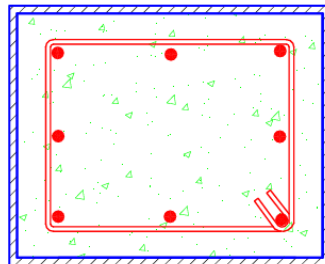


Figura 2.5.1-5.- Sección de un miembro compuesto relleno con armadura longitudinal de refuerzo. Recuperado de: (Crisafulli, 2018).

2.5.2. *Ventajas y desventajas de columnas compuestas*

Según lo descrito por Conteron & Erazo (2017) las ventajas y desventajas de este tipo de columnas son:

Ventajas

- Poseen resistencia al fuego y durabilidad.
- El concreto aporta capacidad resistente a compresión en la sección, lo que permite reducir el empleo de acero y generar ahorros significativos en el costo de la obra.
- La esbeltez de la sección de acero frente al pandeo lateral disminuye, elevando la capacidad de compresión que puede soportar esa sección.
- Arquitectónicamente las secciones tubulares rellenas de hormigón ofrecen una apariencia visual favorable.
- En edificaciones de gran altura, las columnas compuestas suelen requerir secciones menores que las de hormigón armado para las mismas solicitaciones, lo que disminuye el peso transmitido hacia la cimentación.
- Su estructura puede ensamblarse con eficiencia, permitiendo trabajar en varios frentes y en diferentes alturas de manera simultánea.
- No necesitan de encofrados.

Desventajas:

- Presentan dificultad para controlar los acortamientos, ya que su rapidez y magnitud varían según las distintas etapas de construcción ejecutadas de forma simultánea.
- Al emplearse columnas compuestas en la periferia y columnas únicamente de acero en el núcleo de edificios altos, pueden presentarse desniveles en los pisos, por lo que se requieren ajustes para igualar la elevación medida con la prevista en el cálculo.
- Existe limitada compresión sobre la adherencia mecánica entre el hormigón y el acero estructural, situación que puede derivar en fallas severas en la zona de reunión.

2.6. Conceptos y parámetros básicos de diseño sismorresistente en Ecuador

2.6.1. Tipos de cargas

Carga Muerta: También se conocen como cargas permanentes, “están constituidas por los pesos de todos los componentes que actúan de forma continua sobre la estructura, incluyendo elementos estructurales y no estructurales. Elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas además de máquinas y todo artefacto integrado permanente a la estructura” según la Normativa Ecuatoriana de la Construcción Seguridad Estructural Cargas (no sísmicas) año 2015.

A continuación, se muestra una tabla de valores típicos pesos unitarios de los materiales para carga muerta:

Tabla 2.6.1-1.- Peso unitario de los materiales de uso más frecuente. Adaptado de: (NEC-SE-CG, 2015).

MATERIAL	PESO UNITARIO <i>kN/m³</i>
Baldosa cerámica	18.0
Hormigón simple	22.0
Hormigón armado	24.0
Ladrillo cerámico prensado (0 a 10% de huecos)	19.0
Ladrillo cerámico perforado (20 a 30% de huecos)	14.0
Ladrillo cerámico hueco (40 a 50% de huecos)	10.0
Ladrillo artesanal	16.0
Bloque hueco de hormigón	12.0
Bloque hueco de hormigón alivianado	8.5
Cemento compuesto y arena 1:3 a 1: 5	20.0

Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.20 (kN/m^2)
---	-------------------

Carga viva: Son también conocidas como sobrecargas de uso, y particularmente su valor en los cálculos depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de las personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en tránsito y otros elementos de naturaleza similar (NEC-SE-CG, 2015).

A continuación, se presenta los valores de sobrecarga mínima uniformemente distribuidas de acuerdo con su ocupación o uso.

Tabla 2.6.1-2.-Valores de cargas uniforme de acuerdo con la ocupación o los usos.

Adaptada de: (NEC-SE-CG, 2015).

OCUPACIÓN O USO	CARGA UNIFORME kN/m^2
Balcones	4.80
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00
Hoteles y residencias multifamiliares (Habitaciones)	2.00
Salones de uso público y sus corredores	4.80
Escaleras y rutas de escape	4.80
Patios y terrazas peatonales	4.80
Gimnasios	4.80

Carga sísmica: Según lo mencionado por Yoda & Lin (2017) “Es la aplicación de una oscilación sísmica a una estructura. Ocurre en las superficies de contacto de una estructura, ya sea con el suelo o con estructuras adyacentes. La carga sísmica depende, principalmente, del peligro sísmico, los parámetros geotécnicos del sitio y la frecuencia natural de la estructura, etc. Hay componentes horizontales y verticales de los movimientos del suelo sísmico.” Esto quiere decir que, los parámetros sísmicos van a depender directamente del lugar y de características propias de la estructura.

Por otro lado, la NEC-SE-DS (2015) introduce un concepto distinto donde se representa como “La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo”, independientemente del análisis a aplicar se usará la siguiente condición:

$$W = D \quad (Ec. 2.1)$$

Caso general

Dónde:

D = Carga muerta total de la estructura

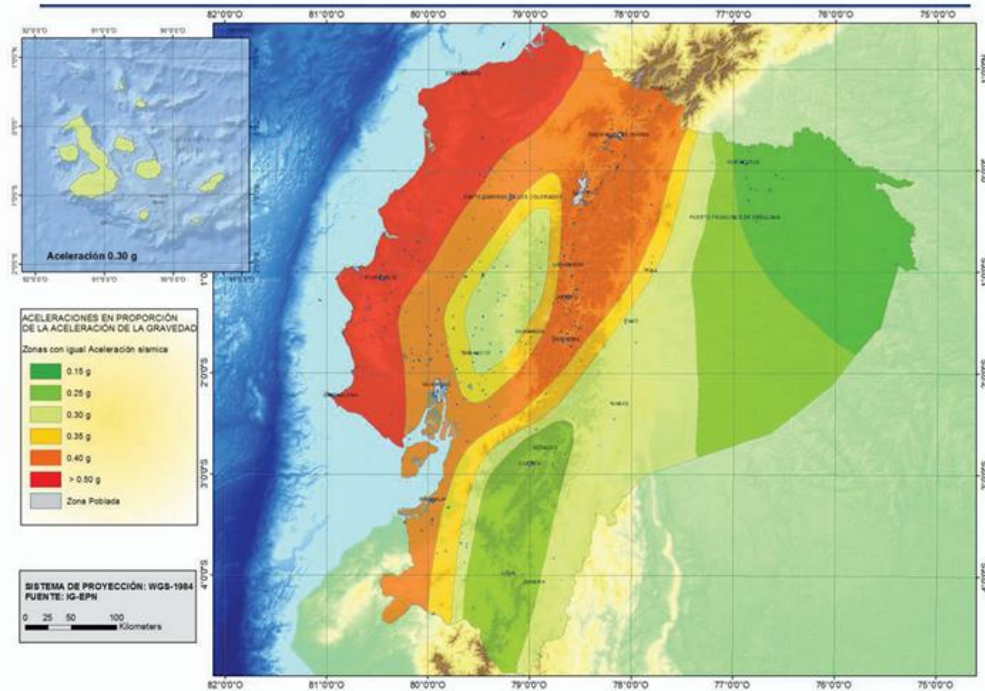
Combinaciones de cargas: Según lo establecido por la NEC-SE-CG (2015), indica que “Las estructuras, sus componentes y las cimentaciones, deberán diseñarse de tal manera que la resistencia de diseño sea igual o superior a los efectos producidos por las cargas mayoradas”, a continuación, se presentan las respectivas combinaciones de carga en la Tabla 2.6.1-3:

Tabla 2.6.1-3.- Combinaciones de carga. Adaptado de: (NEC-SE-CG, 2015).

COMBINACIONES DE CARGAS	TIPOS
1.4 D	Combinación 1
1.2 D + 1.6 L + 0.5max [Lr; S; R]	Combinación 2
1.2 D + 1.6 max [Lr; S; R] + max [L; 0.5W]	Combinación 3
1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max [Lr; S; R]	Combinación 4
1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S	Combinación 5
0.9 D + 1.0 W	Combinación 6
0.9 D + 1.0 E	Combinación 7

2.6.2. Zonificación sísmica y factor de zona Z

Para edificaciones de uso normal, se emplea el valor del factor Z, el cual representa la aceleración sísmica máxima esperada en roca firme, expresada como fracción de la aceleración gravitacional. La ubicación del proyecto determina su pertenencia a una de las seis zonas sísmicas establecidas en el territorio ecuatoriano, cada una definida por un valor específico de Z como se muestra en la Figura 2.6.2-11. El mapa de zonificación sísmica utilizado para el diseño estructural se basa en un estudio de amenaza sísmica que considera un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años. En dicho estudio, se establece una saturación de la aceleración sísmica en roca de hasta 0.50 g para el litoral ecuatoriano, correspondiente a la zona sísmica VI.



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

Figura 2.6.2-1.- Zonas sísmicas en Ecuador para propósitos de diseño y recuadro con valores del factor de zona Z. Adaptado de: (NEC-SE-DS, 2015).

Los perfiles de suelo se clasifican en seis tipos donde según lo establecido por la (NEC-SE-DS, 2015) “Los parámetros empleados para la clasificación A, B, C, D y E. En los casos en que el perfil presente estratos claramente diferenciados, se debe realizar su subdivisión y asignar un subíndice i que inicia en q en la superficie y continúa hasta n en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil”. Para perfiles tipo F se definen otros criterios especiales que no serán necesarios para el proyecto realizado de tal manera, los suelos se clasifican en:

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa

Figura 2.6.2-2.- Clasificación de los perfiles de suelo. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).

2.6.3. Coeficientes de perfil de suelo

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto: este valor actúa como un factor de amplificación sobre las ordenadas del espectro elástico de aceleraciones, ajustando el diseño definido para condiciones de roca

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

Figura 2.6.3-1.- Tipo de suelo y Factores de sitio Fa. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).

Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca: Se presentan los valores del coeficiente Fd, el cual amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos definido para el diseño en roca.

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

Figura 2.6.3-2.- Tipo de suelo y Factores de sitio Fd. Adaptado de: (NEC-SE-DS, 2015).

Fs: Comportamiento no lineal de los suelos: Se presentan los valores del coeficiente Fs, que incorpora el comportamiento no lineal de los suelos y la degradación del período del sitio en función de la intensidad, el contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del terreno, tanto para los espectros de aceleraciones como para los de desplazamientos.

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

Figura 2.6.3-3.- Tipo de suelo y Factores de sitio Fs. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).

2.6.4. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

Según lo descrito en NEC-SE-DS (2015) el espectro elástico de respuesta en aceleración S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad y correspondiente al sismo de diseño, se define a partir de tres aspectos:

- El factor de zona sísmica Z ,
- El tipo de suelo del lugar donde se emplaza de la estructura,
- Los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

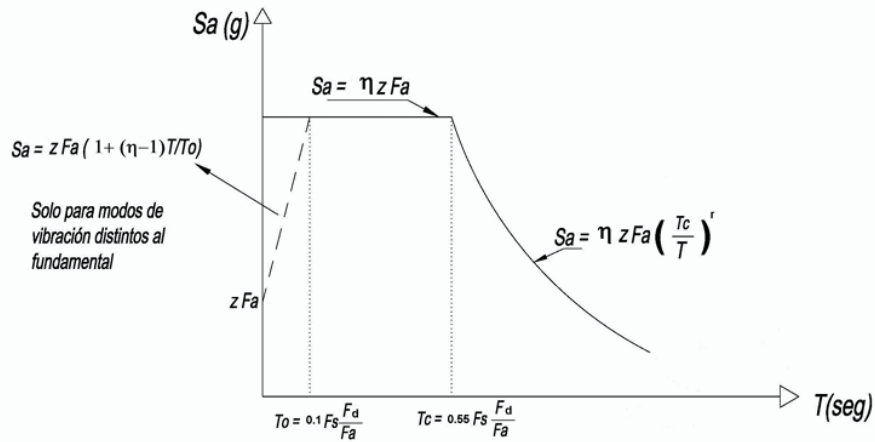


Figura 2.6.4-1.- Espectro sísmico elástico de aceleraciones. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).

Tipos de aceleraciones espectrales S_a

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (\text{Ec. 2.2})$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

$$\# \text{Ec. 2.3} \quad S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

$$S_a = Z F_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0}\right] \quad \text{para } T \leq T_0$$

$$\# \text{Ec. 2.12} \quad S_a = Z F_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0}\right] \quad \text{para } T \leq T_0$$

Para calcular los límites del espectro elástico:

$$T_0 = 0.10Fs \frac{Fd}{Fa} \quad (Ec. 2. 21)$$

$$T_c = 0.55Fs \frac{Fd}{Fa} \quad (Ec. 2. 22)$$

Dónde:

η = Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado. Este valor varía dependiendo de la región:

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

F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_d	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_s	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
T	Período fundamental de vibración de la estructura
T_0	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
T_C	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

- r** Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto
- $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
- $r = 1.5$ para tipo de suelo E.

Figura 2.6.4-2.- Definiciones de variables del espectro de respuesta. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).

2.6.5. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño (NEC-SE-DS, 2015).

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

Figura 2.6.5-1.- Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).

2.6.6. Configuración estructural para el edificio prototipo

Según lo establecido por la NEC-SE-DS (2015), nos dice que, las configuraciones a privilegiar son aquellas donde los diseñadores arquitectónicos y estructurales deben procurar que

la estructura presente una configuración sencilla y regular, con el fin de asegurar un desempeño sísmico adecuado. La Figura 2.6.6-1 muestra las configuraciones recomendadas.

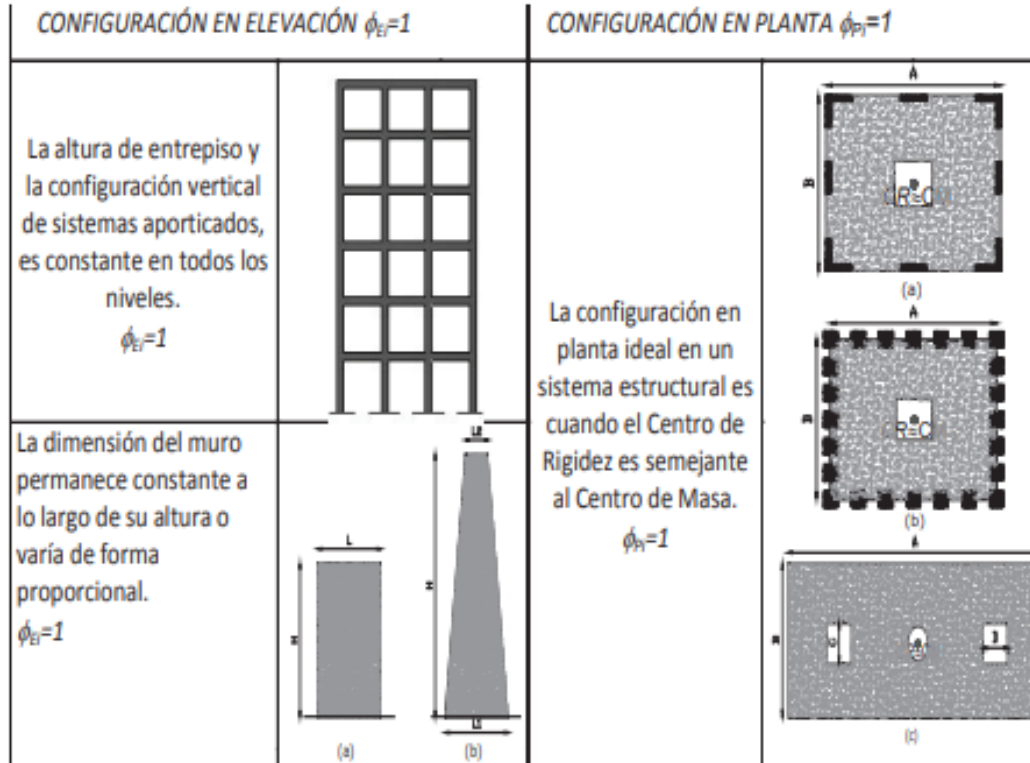


Figura 2.6.6-1.- Configuraciones estructurales recomendadas. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).

Los cambios de manera abrupta de rigidez y resistencia como los mostrados en la Figura 2.6.6-2, deben evitarse con mucho cuidado con el fin de impedir acumulación de daño en algunos componentes en desmedro de la ductilidad global del sistema y por lo tanto no se recomiendan según lo menciona la NEC-SE-DS (2015).

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	<p>RESISTENCIA PISO B < 0.70 RESISTENCIA PISO C</p>	
<p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Figura 2.6.6-2.- Configuraciones estructurales no recomendadas. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).

Irregularidad en planta: Se conoce como irregularidad en planta a formas asimétricas o, a elementos que no tienen una continuidad en forma horizontal haciéndolo deficiente a su resistencia, ya sean estos cortes, aberturas, ejes no paralelos, o esquinas con entradas pronunciadas, que representan un cambio fuera de lo normal, lo que indica que tiene una resistencia lateral menor al 80% que la del siguiente nivel (Sánchez, 2022).

En la Figura 2.6.6-3 se describen los distintos tipos de irregularidades en planta que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación.

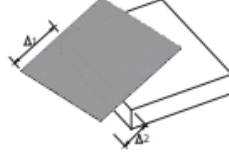

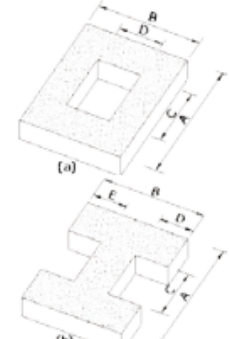
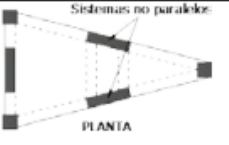
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pi}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor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

Figura 2.6.6-3.- Coeficientes de irregularidad en planta. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).

Irregularidad en elevación: Se considera irregularidad en elevación cuando existen elementos verticales discontinuos, reducidos en su sección, discontinuidad en elementos horizontales (vigas), que provocan existencia de elementos verticales cortos pocos resistentes. (Sánchez, 2022).

En la Figura 2.6.6-4 se describen los distintos tipos de irregularidades en elevación que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación.

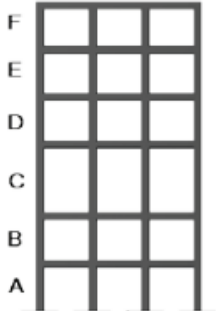
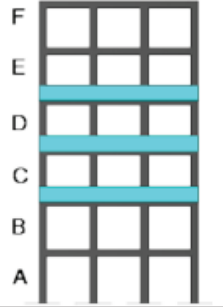
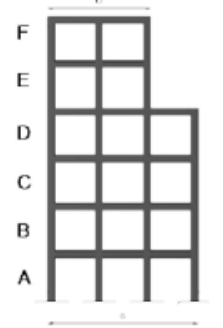
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{EI}=0.9$ Rigidez $K_C < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez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

Figura 2.6.6-4.- Coeficientes de irregularidad en elevación. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).

Coeficientes de configuración estructural

Los coeficientes asociados a la configuración estructural aumentan el cortante de diseño con el propósito de dotar a la edificación de mayor capacidad resistente; sin embargo, su aplicación no garantiza por sí sola la eliminación de un desempeño sísmico inadecuado. (NEC-SE-DS, 2015).

Coefficiente de regularidad en planta (Φ_P): Según NEC-SE-DS (2015), El coeficiente Φ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, Se utilizará la expresión:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB} \quad (\text{Ec. 2. 23})$$

Dónde

Φ_P Coeficiente de regularidad en planta

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

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

Φ_{Pi} Coeficiente de configuración en planta

Figura 2.6.6-5.- Definición de variables coeficientes. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la Figura 2.6.6-33 de la NEC-2015, en ninguno de sus pisos, Φ_P tomará el valor de **1** y se le considerará como regular en planta.

Coefficiente de regularidad en elevación (Φ_E): Según NEC-SE-DS (2015), el coeficiente Φ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB} \quad (\text{Ec. 2. 24})$$

Dónde:

ϕ_E Coeficiente de regularidad en elevación

ϕ_{EA} Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1

ϕ_{EB} Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3

ϕ_{Ei} Coeficiente de configuración en elevación

Figura 2.6.6-6.- Definición de variables coeficientes. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la Figura 2.6.6-4 NEC-2015, en ninguno de sus niveles, $\phi_E = 1$ y se le considerará como regular en elevación.

2.6.7. Cortante basal de diseño V

La fuerza lateral total de diseño aplicada en la base de la estructura, derivada de la acción del sismo de diseño y considerada con o sin reducción, conforme a (NEC-SE-DS, 2015). El cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas y en la dirección analizada, se calcula mediante:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W \quad (Ec. 2. 25)$$

Dónde:

$S_a(T_a)$ = Espectro de diseño en aceleración.

$\phi_P\phi_E$ = Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I = Coeficiente de importancia.

W = Carga sísmica reactiva

T_a = Período de vibración

2.6.8. Determinación del período de vibración

El valor T obtenido al utilizar estos métodos es una aproximación inicial del período estructural que permite calcular las fuerzas sísmicas que actuarán sobre la estructura y, con ello, dimensionarla. Además, el período T se utiliza para obtener el valor de S_a en el espectro de aceleraciones mediante la Figura 2.6.4-1 expuestas anteriormente (NEC-SE-DS, 2015). Lo más común es que se compruebe por el método 1 el cual se lo calcula con la siguiente expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (\text{Ec. 2. 28})$$

Dónde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T Período de vibración

Figura 2.6.8-1.- Definiciones de variables de fórmula de período método 1. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015)

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

Figura 2.6.8-2.- Valores para período según el tipo de estructura. Recuperada de: (NEC-SE-DS, 2015).

2.6.9. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Este coeficiente se emplea como un factor de seguridad donde se refleja que la estructura puede responder de forma inelástica, por aquello entre sea un valor más pequeño nuestro valor de cortante basal aumentará.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Figura 2.6.9-1.- Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).

En el caso específico que la estructura no este referida en la NEC 2015, se tiene que remitir a los requisitos descritos en la norma ASCE 7-22.

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R ^a	Overstrength Factor, Ω _o ^b	Deflection Amplification Factor, C _d ^c	Structural System Limitations Including Structural Height, h _n , Limits (ft) ^d				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^e	E ^e	F ^f
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35 ^h	NP ^k	NP ^l
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP ^l	NP ^l	NP ^l
5. Special reinforced concrete moment frames ^m	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame ⁿ	14.1	3½	3 ^o	3½	35	35	35	35	35

Figura 2.6.9-2.- Factores de reducción R. Adaptada de: (ASCE 7-22, 2022).

2.6.10. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

La asignación de fuerzas a lo largo de la altura suele aproximarse mediante una distribución lineal, análoga al modo fundamental de vibración, aunque condicionada por el periodo fundamental T_n . Es decir que el cortante lateral total debe repartirse entre los distintos niveles de la estructura utilizando las siguientes expresiones, según lo establecido en la NEC-SE-DS (2015).

$$V = \sum_{i=1}^n F_i; V_x = \sum_{i=x}^n F_i; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (\text{Ec. 2. 29})$$

Dónde:

- V** Cortante total en la base de la estructura (determinado en la sección 6.3.2)
- V_x** Cortante total en el piso x de la estructura
- F_i** Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura
- F_x** Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura
- n** Número de pisos de la estructura
- w_x** Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según la sección 6.1.7)
- w_i** Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según la sección 6.1.7)

Figura 2.6.10-1.- Variables de fórmula de fuerzas sísmicas laterales. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015)

Determinación de k :

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

Figura 2.6.10-2.- Valores de k en función del período T . Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).

2.6.11. Módulos de elasticidad

Módulo de elasticidad del hormigón (E_c): El módulo de elasticidad para hormigones de densidad normal para estructuras diseñadas con acciones sísmicas será de acorde a la siguiente formula proporcionada en NEC-SE-HM (2015):

$$E_c = 1.15 * \sqrt[3]{E_a} * \sqrt{f'_c} \quad (Ec. 2. 30)$$

Dónde:

E_c = Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa).

E_a = Módulo de elasticidad del agregado (GPa).

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón (MPa).

Los valores del módulo de elasticidad del agregado serán de acorde con la siguiente tabla proporcionada en (NEC-SE-HM, 2015):

Los valores del módulo de elasticidad del agregado serán de acorde con la siguiente tabla proporcionada en (NEC-SE-HM, 2015):

Tabla 2.6.11-1.- Módulos de elasticidad de agregados, E_a . Adaptado de: (NEC-SE-HM, 2015).

Tipo	Procedencia	E_a (GPa)
Caliza (Formación. San Eduardo)	Guayaquil – Guayas	67.9
Chert (Formación. Guayaquil)	Guayaquil – Guayas	15.8
Diabasa (Formación. Piñón)	Chivería – Guayas	89.3
Tonalita	Pascuales – Guayas	74.9
Basalto (Formación. Piñón)	Picoazá – Manabí	52.2

Basalto	Pifo – Pichincha	27.2
Ígnea (Andesitas, basaltos, Granodioritas)	Río Jubones – El Oro	110.5
Volcánica	La Península – Tungurahua	17.5

Módulo de elasticidad para el acero (E_s): El módulo de elasticidad para el acero A500 según lo establecido por Luz (2020) este varía en un rango de 190 GPa (27557 ksi) - 210GPa (30458 ksi). Valores de acorde a lo mayoría de estudios.

2.6.12. Pórtico especial a momentos (PEM)

Los pórticos especiales a momento (PEM), en inglés son conocidos como Special Moment Frame (SMF), deben poder soportar deformaciones inelásticas importantes cuando actúen las fuerzas asociadas al sismo de diseño. Se prevé que la mayor parte de esa inelasticidad se concentre en las rótulas plásticas de las vigas, mientras que la fluencia en la zona de panel se mantenga limitada. (NEC-SE-AC, 2015).

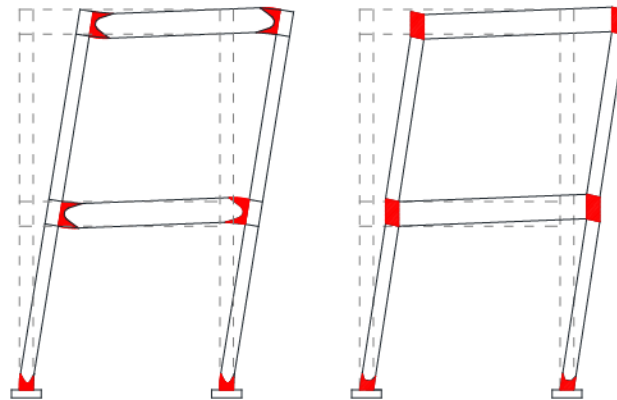


Figura 2.6.12-1.- Partes de la estructura en las que se esperan deformaciones inelásticas. Recuperado de: (NEC-SE-AC, 2015).

2.6.13. Pórtico compuesto especial a momentos (PCEM)

Los pórticos compuestos especiales a momento (PCEM), en inglés son conocidos como Composite Special Moment Frame (C-SMF), están conformados por columnas compuestas, ya sea de tubos de acero rellenos de concreto (CFT) o columnas de acero revestidas con concreto, y vigas de acero o compuestas, que se dimensionan y detallan para proporcionar un comportamiento dúctil y una alta capacidad de disipación de energía cuando son sometidos a deformaciones cíclicas inelásticas inducidas por movimientos sísmicos (AISC 341, 2022).

2.7. Software ETABS

Según la compañía CSI Spain (s.f.), ETABS es un avanzado para el análisis estructural y el dimensionamiento de edificaciones. Desarrollado a partir de décadas de evolución, su versión más reciente incorpora recursos sólidos de modelación y visualización tridimensional. Además, ofrece capacidades de análisis lineal y no lineal, herramientas de diseño y verificación para diversos materiales, y una presentación clara de resultados mediante gráficos, reportes y esquemas, lo que facilita la interpretación del comportamiento estructural y de las respuestas obtenidas.

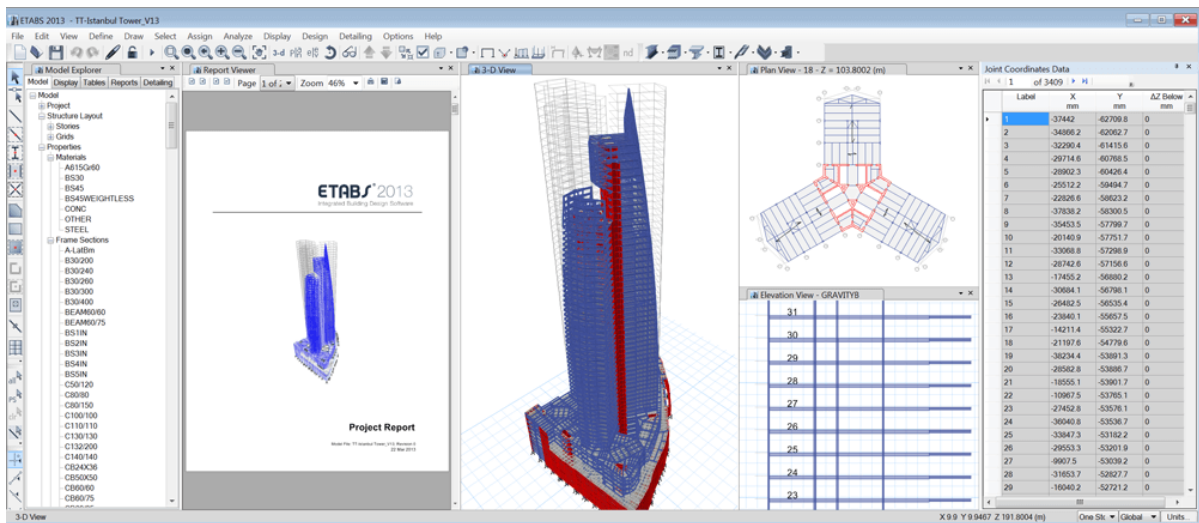


Figura 2.6.13-1.- Interfaz de usuario de ETABS. Recuperado de: (CSI Spain, s.f.).

ETABS abarca todas las etapas del proceso de dimensionamiento estructural, desde el modelado inicial hasta la elaboración de diseños y detalles constructivos. Su entorno de trabajo facilita la creación de modelos de manera ágil y eficiente, gracias a comandos de diseño intuitivos que permiten generar plantas y alzados estructurales con gran rapidez. Además, los dibujos realizados en CAD pueden importarse directamente al programa o utilizarse como base para desarrollar el modelo estructural. El avanzado motor de cálculo SAPFire de 64 bits posibilita el análisis veloz de modelos complejos y admite técnicas de modelado no lineal, incluyendo la secuencia constructiva y los efectos dependientes del tiempo, como la fluencia y la retracción del hormigón.

El software incorpora herramientas de dimensionamiento automatizado y optimización tanto para estructuras de hormigón armado como metálicas, además de permitir el diseño de elementos mixtos, muros de hormigón y mampostería, junto con la verificación de la seguridad de conexiones y chapas metálicas. Los modelos pueden representarse de forma realista y los resultados del análisis se visualizan directamente sobre la estructura. Asimismo, el programa genera informes claros y detallados de cada proceso de análisis o dimensionamiento, proporcionando esquemas de diseño, cuadros de armaduras, tablas de perfiles y conexiones, así como detalles constructivos y cortes de los elementos estructurales (CSI Spain, s.f.).

2.7.1. Ventajas de ETABS

Según DG Design Modeling (2024), entre las ventajas de ETABS Software aparecen las siguientes:

- **Análisis estructural integral:** ETABS permite ejecutar análisis estáticos y dinámicos, considerando cargas gravitacionales, sísmicas, de viento y otras acciones relevantes.

- **Modelado tridimensional:** El software facilita la construcción de modelos tridimensionales detallados con elementos como vigas, columnas, losas, muros y demás componentes estructurales.
- **Diseño automático:** A partir de los resultados del análisis, puede dimensionar y verificar elementos (por ejemplo, vigas, columnas y losas) conforme a criterios de resistencia y estabilidad establecidos por normas.
- **Compatibilidad Internacional:** Incluye compatibilidad con múltiples códigos de diseño internacionales, lo que favorece su uso en proyectos de distintos países.
- **Integración con otro software:** Permite intercambio e integración con otros programas de análisis y diseño, mejorando la coordinación del flujo de trabajo en proyectos multidisciplinarios.

2.8. Análisis estático lineal

Según CYPE (2023), el análisis estático es una herramienta clave en el diseño estructural, ya que permite obtener la respuesta de una estructura frente a una carga considerada constante en el tiempo. Esta respuesta se expresa mediante esfuerzos internos (fuerzas y momentos) y tensiones, parámetros utilizados para el dimensionamiento.

En un enfoque basado en elementos finitos, primero se determinan los desplazamientos nodales a partir del equilibrio del sistema y, posteriormente, se calculan fuerzas y tensiones mediante el equilibrio global de la estructura (CYPE, 2023).

De acuerdo con (Solidworks, 2021) el análisis estático lineal se basa en dos supuestos:

- Las cargas se aplican de forma gradual y luego permanecen constantes, por lo que pueden desprejarse los efectos de inercia y amortiguamiento
- Existe linealidad entre cargas y respuesta, válida cuando los materiales cumplen la Ley de Hooke, los desplazamientos son pequeños (sin cambios significativos de rigidez) y las condiciones de contorno y las cargas no varían en magnitud, dirección ni distribución durante la deformación.

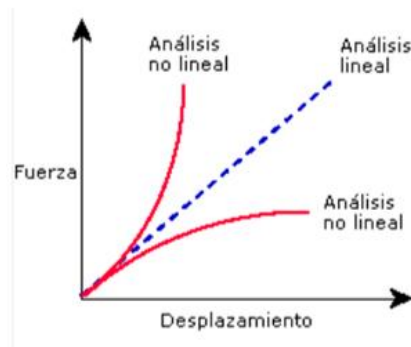


Figura 2.7.1-1: Respuesta del Sistema: Linealidad vs No Linealidad. Recuperado de: (Solidworks, 2021).

4.4. Análisis dinámico

Las estructuras no responden de manera puramente estática, ante una carga o desplazamiento se generan efectos dependientes del tiempo (CYPE, 2023). Cuando las solicitaciones se aplican gradualmente, dicha contribución puede considerarse pequeña y el enfoque estático resulta aceptable. Bajo esta perspectiva, el análisis dinámico puede interpretarse como una generalización de análisis estático. Finalmente, las estructuras reales poseen un número muy grande de posibles desplazamientos, el modelado computacional consiste en discretizarla en un conjunto finito de elementos y grados de libertad nodales que reproduzcan adecuadamente su comportamiento.

Sin embargo, en muchas estructuras resulta complejo estimar con precisión la acción dinámica, la capacidad de disipación de energía y las condiciones de contorno asociadas a la cimentación; esta dificultad es especialmente relevante cuando se analizan solicitaciones sísmicas o cargas de viento (CYPE, 2023).

4.4.1. Análisis dinámico modal espectral

(Peña, 2017) menciona que, cuando se emplean espectros obtenidos a partir de acelerogramas, la respuesta total se determina sumando de manera apropiada los aportes modales, debido a que las máximas respuestas de cada modo de vibración no son simultáneas, lo que obliga a realizar una combinación consistente.

Mediante el uso del espectro de respuesta de la zona sísmica de referencia, se realiza el cálculo de la respuesta modal para cada uno de los modos de vibrar. Para el caso del primer modo se utiliza la pseudoaceleración correspondiente al primer período o período fundamental de la estructura, con este valor se calcula la aceleración espectral y el desplazamiento relativo del primer modo. Adicional a esto, se calcula el vector desplazamiento, el vector fuerza y el cortante en la base del modo 1. Este procedimiento se repite para cada uno de los modos teniendo en cuenta el valor de la pseudoaceleración del espectro de respuesta y el período asociado a cada modo de la estructura (Jimenez, 2024).

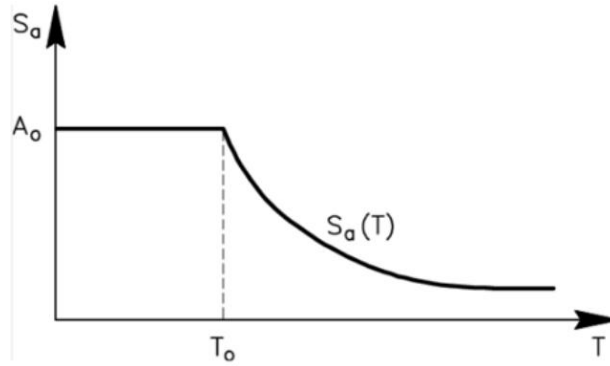


Figura 4.4.1-1: Curva típica espectro de respuestas. Recuperado de: (Jimenez, 2024).

CAPÍTULO III

5. METODOLOGÍA

La investigación realizada para el proyecto es de tipo aplicada, con enfoque cuantitativo y carácter comparativo-explicativo. Se apoya en la construcción de un modelo teórico-computacional, utilizando herramientas de simulación estructural, para analizar el comportamiento de columnas metálicas tubulares (CFT) en una estructura irregular. Los métodos de trabajo utilizados se describen a continuación:

- **Método teórico de análisis y síntesis:** Este método se basa en la sistematización de teorías existentes, donde a través de la construcción del marco teórico referencial que denominaremos estudio del arte se realizará un análisis y síntesis de la información existente, de manera que se dé a conocer la postura y orientación de la investigación frente a las teorías ya existentes.
- **Método empírico de modelación digital:** La modelación digital permite simular el comportamiento estructural del edificio, simplificando los procesos de cálculo mediante el uso de modelos computacionales avanzados. En este caso, se emplea el software ETABS,

que utiliza principalmente la modelación por elementos finitos. Esto permite evaluar diferentes alternativas de las distintas configuraciones estructurales e interpretar adecuadamente los resultados obtenidos.

6. GENERACIÓN DE MODELOS

4.1. Normas y códigos nacionales e internacionales

Utilizar normas y códigos nacionales como internacionales establece un proceso riguroso y de calidad en el proceso de generación de modelos, las mismas a utilizar son las siguientes:

4.1.1. Nacionales

Norma Ecuatoriana de la Construcción:

- NEC-SE-CG “Cargas no Sísmicas” año 2015.
- NEC-SE-DS “Peligro Sísmico” año 2015.
- NEC-SE-HM “Hormigón Armado” año 2015.
- NEC-SE-AC “Estructuras de Acero” año 2015.

4.1.2. Internacionales

American Concrete Institute

- ACI 318S año 2019.

American Society for Testing and Materials

- ASTM A500 año 2021.

American Institute of steel Construction

- AISC 341 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” año 2022.

- AISC 360 “Specification for Structural Steel Buildings” año 2022.

American Society of Civil Engineers

- ASCE 7 “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures” año 2022.

4.2.Descripción del modelo arquitectónico y cargas vivas

El edificio prototipo propuesto contiene irregularidades en planta y en elevación tal y como se muestra en la Figura 4.1.2-1, el edificio está conformado por siete niveles con su respectivo uso/ocupación, además cuenta con observaciones de altura de entre piso y demás características como la carga viva de acuerdo con Tabla 4.1.2-1 que se detallan a continuación:

Tabla 4.1.2-1.- Descripción por piso del edificio prototipo. Elaboración Propia (2025).

Piso	Tipo de ocupación	Altura entre piso /Observaciones	Área por piso	Carga Viva por piso (kN/m ²)
1	LOBBY	3.25 m / Sin balcón	363.20 m ²	—
2	GIMNASIO	3.25 m / Sin balcón	363.20 m ²	4.80
3	APARTAMENTAL	3.25 m / Sin balcón	306.80 m ²	2.00 / 4.80
4	APARTAMENTAL	3.25 m / Con balcón	324.80 m ²	2.00/4.80
5	APARTAMENTAL	3.25 m / Con balcón	324.80 m ²	2.00/4.80
6	TERRAZA	3.25 m / Con balcón	324.80 m ²	4.80
	CUBIERTA	Inaccesible	306.80m ²	0.70

Además, también se puede observar su volumetría por medio del render en la

Figura 4.1.2-1, las plantas del edificio se pueden observar con más precisión en el Anexo

1.

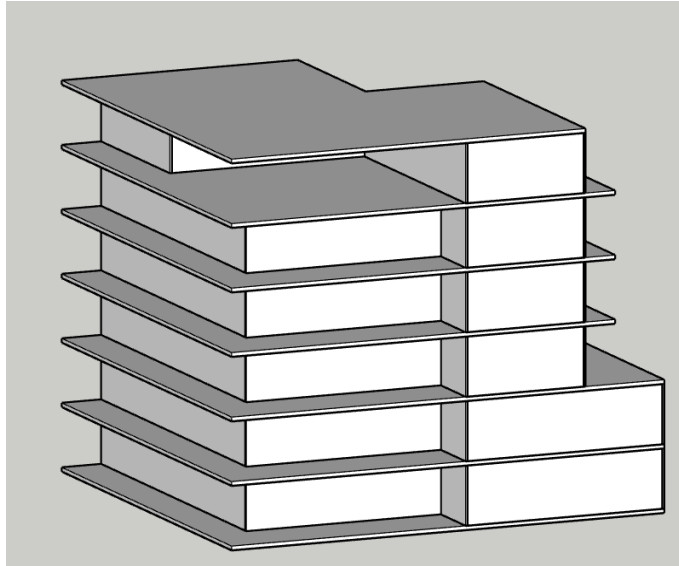


Figura 4.1.2-1.- Volumetría del edificio prototipo. Fuente: Elaboración Propia (2025).

4.3.Carga muerta

La carga muerta corresponde al peso propio de los elementos estructurales y no estructurales permanentes que forman parte del edificio. Para efectos de la modelación, la carga muerta se considera compuesta por: el peso propio de los elementos estructurales y las sobrecargas permanentes asociadas a los acabados, mampostería, recubrimientos e instalaciones.

Los valores de los pesos unitarios de los materiales se adoptaron de la NEC – Cargas No Sísmicas (NEC-SE-CG, 2015).

Para definir el peso propio de la losa mediante el análisis de su geometría y materiales. Para ello se descompuso la sección de la losa en sus elementos constitutivos, calculando el volumen de hormigón por metro cuadrado y multiplicándolo por su peso unitario.

Tabla 4.1.2-1.- Calculo del peso propio de la losa por cada m2. Elaboración Propia (2025).

Peso propio de la losa						
Peso del hormigón	Cantidad	h (m)	b (m)	e (m)	yc kgf/m3	Total en kgf/m2
Loseta de compresion	1	0.05	1	1	2400	120.00 kgf/m2
Nervio en X	4	0.2	0.4	0.1	2400	76.80 kgf/m2
Nervio en Y	2	0.2	1	0.1	2400	96.00 kgf/m2
Ladrillos	8	10				80.00 kgf/m2
Peso de losa en kgf/m2						375.00 kgf/m2
Peso de losa en tonf/m3						0.375 tonf/m2

Se considera que el bloque de mampostería será de 10 cm de espesor y la altura de la mampostería es el resultado de medir la mitad de la columna del piso superior y la mitad de la columna del piso inferior. Con estas consideraciones se calcula la sobrecarga para cada piso, acorde a lo que se visualiza en las siguientes tablas.

Tabla 4.1.2-2.- Sobrecarga de los pisos 1 y 2. Elaboración Propia (2025).

SOBRECARGA DE ACABADOS						
Losa del piso 1 - 2						
Elemento	Longitud	Altura de mampostería	Espesor del bloque	Área portante	Peso	Sobrecarga
Mampostería en X	35.60 m	2.70 m	0.10 m	322.80 m2	18262.80 kgf	56.58 kgf/m2
Mampostería en Y	34.50 m	2.75 m	0.10 m	322.80 m2	18026.25 kgf	55.84 kgf/m2
Enlucidos y masillados	0.04 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m2	88.00 kgf	88.00 kgf/m2
Recubrimientos de piso	0.02 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m2	44.00 kgf	44.00 kgf/m2
Cielorraso						20.00 kgf/m2
Instalaciones electricas						10.00 kgf/m2
Instalaciones sanitarias						15.00 kgf/m2
TOTAL						290.00 kgf/m2

En la Tabla 4.1.2-2 se presenta la sobrecarga permanente por acabados correspondiente a los pisos 1 y 2, la cual incluye los aportes de mampostería, enlucidos, recubrimientos de piso, cielo raso e instalaciones eléctricas y sanitarias. La suma de todos estos componentes da como resultado una carga de 290 kgf/m2.

Tabla 4.1.2-3.- Sobrecarga de los pisos 3, 4 y 5. Elaboración Propia (2025).

SOBRECARGA DE ACABADOS						
Losa del piso 3 - 4 - 5						
Elemento	Longitud	Altura de mampostería	Espesor del bloque	Área portante	Peso	Sobrecarga
Mampostería en X	36.00 m	2.75 m	0.10 m	261.70 m ²	18810.00 kgf	71.88 kgf/m ²
Mampostería en Y	26.60 m	2.80 m	0.10 m	261.70 m ²	14151.20 kgf	54.07 kgf/m ²
Enlucidos y masillados	0.04 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m ²	88.00 kgf	88.00 kgf/m ²
Recubrimientos de piso	0.02 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m ²	44.00 kgf	44.00 kgf/m ²
Cielorraso						20.00 kgf/m ²
Instalaciones electricas						10.00 kgf/m ²
Instalaciones sanitarias						15.00 kgf/m ²
TOTAL						310.00 kgf/m²

En la Tabla 4.1.2-3 se presenta la sobrecarga permanente por acabados correspondiente a los pisos 3, 4 y 5, considerando los mismos componentes antes descritos. La suma de estos componentes da como resultado una carga de 310 kgf/m².

Tabla 4.1.2-4. Sobrecarga para el piso 6. Elaboración Propia (2025).

SOBRECARGA DE ACABADOS						
Cubierta del piso 6						
Elemento	Longitud	Altura de mampostería	Espesor del bloque	Área portante	Peso	Sobrecarga
Mampostería en X	22.50 m	1.00 m	0.10 m	208.00 m ²	4275.00 kgf	20.55 kgf/m ²
Mampostería en Y	16.63 m	1.00 m	0.10 m	208.00 m ²	3158.75 kgf	15.19 kgf/m ²
Enlucidos y masillados	0.04 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m ²	88.00 kgf	88.00 kgf/m ²
Recubrimientos de piso	0.02 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m ²	44.00 kgf	44.00 kgf/m ²
Cielorraso						20.00 kgf/m ²
Instalaciones electricas						10.00 kgf/m ²
Instalaciones sanitarias						15.00 kgf/m ²
TOTAL						220.00 kgf/m²

En la Tabla 4.1.2-4 se presenta la sobrecarga permanente por acabados correspondiente al piso 6 (cubierta inaccesible), considerando los mismos componentes descritos con anterioridad. La suma de estos componentes da como resultado una carga de 220 kgf/m².

Con el fin de facilitar la asignación de cargas en el modelado en ETABS, en la Tabla 4.1.2-5 se resume la sobrecarga permanente por pisos.

Tabla 4.1.2-5.- Resumen de sobrecarga permanente por acabados. Elaboración Propia (2025).

Piso	Tipo de ocupación	Carga Muerta por piso (kgf/m ²)
1	LOBBY	–
2	GIMNASIO	290
3	APARTAMENTAL	290
4	APARTAMENTAL	310
5	APARTAMENTAL	310
6	TERRAZA	310
	CUBIERTA	220

4.4. Propiedades de los materiales

Hormigón. Se presentan las propiedades más importantes a continuación:

- **Resistencia a la compresión del hormigón:** Según lo establecido en la NEC-SE-HM (2015), la resistencia mínima a la compresión es de 21 MPa o 210kg/cm², para nuestro caso se utilizará un hormigón de 240 kg/cm².
- **Módulo de elasticidad:** El módulo de elasticidad que se utiliza en los modelos que sea necesario, será calculado de acorde a la ecuación 2.12 y este poseerá una resistencia de 240 kg/cm² \approx 23.54 MPa, el agregado a utilizar es un balasto con procedencia de Picoazá – Manabí con un módulo de elasticidad de $E_a = 52.5$ GPa de acorde a la Tabla 2.6.1-1 por consiguiente:

$$E_c = 1.15 * \sqrt[3]{E_a} * \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 1.15 * \sqrt[3]{52.5} * \sqrt{23.54} = 20.89 \text{ GPa} \approx 213042.78 \text{ kg/cm}^2$$

- **Densidad:** Según lo establecido en NEC-SE-CG (2015), la densidad del hormigón normal es de 24 kN/m^3 o 2446.94 kg/m^3 .
- **Módulo de Poisson:** Se trabajará con un valor $\nu = 0.20$ para concreto no fisurado.

Acero. Se presentan las propiedades más importantes a continuación:

- **Módulo de elasticidad** El módulo de elasticidad del acero A500 Gr. C será de 210 GPa o 210000 MPa y de utilizar barras de refuerzo de acero A36 se mantendrá este valor.
- **Densidad:** El valor de densidad según lo establecido por ASTM (2021) el valor de la densidad será de 7850 kg/m^3 .
- **Módulo de Poisson:** Se trabajará con un valor $\nu = 0.29$.
- **Fuerza de fluencia (F_y):** El valor para ASTM A500 Gr. C es de $F_y = 345 \text{ MPa} \approx 3515 \text{ kg/cm}^2$ con coeficiente $R_y=1.3$ y acero A36 de $F_y = 2550 \text{ kg/cm}^2$ con coeficiente $R_y=1.5$.

Tabla 4.1.2-1.- Resumen de propiedades de los materiales. Elaboración Propia (2025)

Resumen de Propiedades	Hormigón	Acero A500 Gr. C
Módulo de Elasticidad (E)	$213042.78 \text{ kg/cm}^2$	2100000 kg/cm^2
Densidad (ρ)	2446.94 kg/m^3	7850 kg/m^3
Módulo de Poisson (ν)	0.20	0.29
Resistencia a la compresión del hormigón ($f'c$)	240 kg/cm^2	—
Fuerza de fluencia (F_y)	—	3515 kg/cm^2
Fuerza de tracción (F_u)	—	4334 kg/cm^2
Factor de sobre resistencia a la fluencia (R_y)	—	1.3

4.5. Parámetros y coeficientes sísmicos de diseño

En este punto resumiremos los parámetros sísmicos que se repiten en la elaboración de los tres modelos estructurales

4.5.1. Zona sísmica y factor Z

Según el riesgo sísmico estipulado para la costa ecuatoriana se puede tomar los siguientes valores:

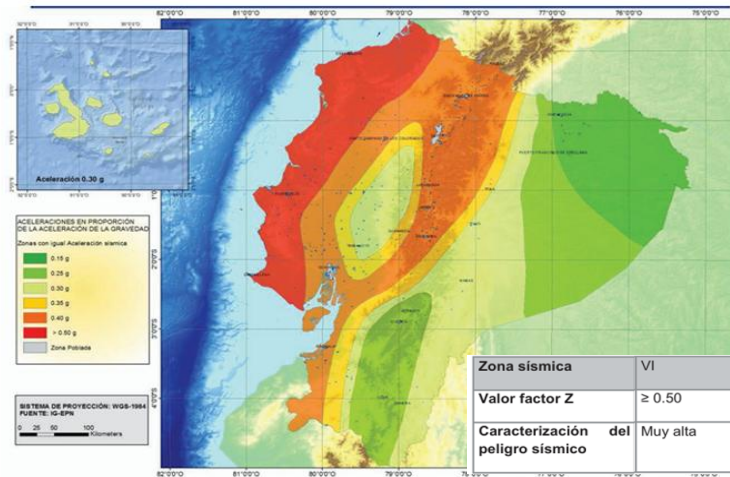


Figura 4.5-1.- Valor de factor Z y zona sísmica en la costa. Adaptado de: (NEC-SE-DS, 2015).

4.5.2. Coeficientes de perfil de suelo

Se considera que el edificio este situado en un tipo de suelo con clasificación C, es decir, que tiene características específicas en la Tabla 4.5.2-1 y, por lo tanto, los coeficientes de amplificación de suelo en la zona de período corto (F_a), amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d) y comportamiento no lineal de los suelos (F_s). De lo cual se puede resumir lo siguiente:

Tabla 4.5.2-1.- Coeficientes de subsuelo tipo C en zona sísmica VI. Elaboración Propia (2025).

Coeficientes de perfil de subsuelo tipo C	Zona sísmica y factor Z
	VI (≥ 0.5)
F_a	1.18
F_d	1.06
F_s	1.23

4.5.3. Coeficientes de irregularidad

Coeficiente de irregularidad en planta:

En la edificación se va a comprobar la irregularidad en planta de tipo 2 (retrocesos excesivos en las esquinas) que se muestra en la Figura 4.5.3-1 al ser la más evidente por la forma de la estructura y también se descarta rápidamente la irregularidad de tipo 4 (ejes estructurales no paralelos) al no existir. De tal manera se comprueba:

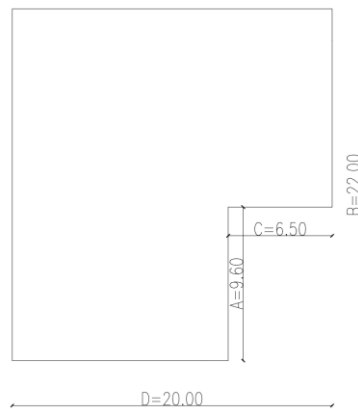


Figura 4.5.3-1.- Forma irregular de plantas de primer piso. Elaboración Propia (2025).

$$A > 0.15B$$

$$9.60 > 0.15(22.00)$$

$$9.60 > 3.30$$

$$C > 0.15D$$

$$6.50 > 0.15(20.00)$$

$$6.50 > 3.00$$

Utilizando la ecuación 2.7 se puede comprobar la irregularidad en planta.

$$\emptyset_P = \emptyset_{PA} \times \emptyset_{PB}$$

$$\emptyset_P = 0.90 \times 1 = 0.90$$

Coefficiente de irregularidad en elevación:

En la edificación se va a comprobar la irregularidad en elevación de tipo 3 (irregularidad geométrica) que se muestra en la Figura 4.5.3-2 al ser la más evidente por la forma de la estructura y también se descarta la irregularidad de tipo 1 (piso flexible) al no existir variaciones en la altura ni en secciones de columnas. De tal manera se comprueba:

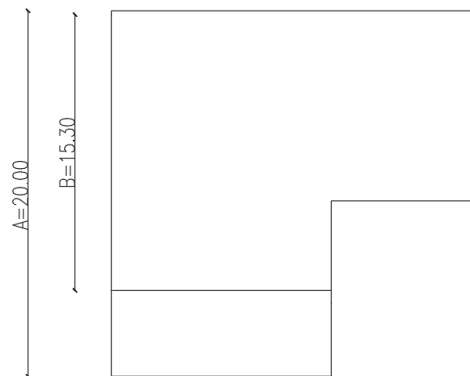


Figura 4.5.3-2.- Forma irregular en plantas primeras con plantas superiores. Elaboración Propia (2025).

$$a > 1.3b$$

$$20.00 > 1.3(15.30)$$

$$20.00 > 19.89$$

Utilizando la ecuación 2.8 se puede comprobar la irregularidad en planta.

$$\emptyset_E = \emptyset_{EA} \times \emptyset_{EB}$$

$$\emptyset_E = 1 \times 0.90 = 0.90$$

Tabla 4.5.3-1.- Coeficientes finales de irregularidad de la estructura. Elaboración Propia (2025).

Coeficientes de irregularidad de la estructura	
En Planta	$\emptyset_p = 0.90$
En elevación	$\emptyset_E = 0.90$

4.5.4. Coeficiente de importancia

Para todos los modelos la estructura se va a utilizar un coeficiente de valor 1 de acorde a lo establecido en la Figura 4.5.4-1.

Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0
--------------------------	--	-----

Figura 4.5.4-1.- Coeficientes de importancia para todos los modelos. Recuperado de: (NEC-SE-DS, 2015).

4.5.5. Coeficientes de reducción sísmica

En las variantes de los modelados se utiliza para los pórticos especiales a momentos (PEM) como lo establece en (NEC-SE-DS, 2015) con un valor de R=8 en el apartado de Tabla 4.5.5-1 y

para el caso de pórticos compuestos especiales a momentos (PCEM), según lo establecido en ASCE 7-22 (2022) en la Figura 2.6.9-2 el valor es $R=8$.

Tabla 4.5.5-1.- Coeficientes de reducción de los modelos. Elaboración Propia (2025).

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas de pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo-resistentes, construidos en acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos compuestos resistentes a momento de acero y concreto	8

4.5.6. Periodos límites de vibración, razón entre la aceleración espectral, Factor usado en el espectro de diseño elástico

Coefficientes de perfil de suelo: Se pueden obtener los valores límites de los períodos de vibración T_0 y T_C con las ecuaciones 2.5 y 2.6 respectivamente.

$$T_0 = 0.10F_s \frac{Fd}{Fa} = 0.10(1.23) \frac{1.06}{1.18} = 0.110 \text{ seg}$$

$$T_C = 0.55F_s \frac{Fd}{Fa} = 0.55(1.23) \frac{1.06}{1.18} = 0.608 \text{ seg}$$

Razón entre la aceleración espectral (η): La estructura se sitúa en la ciudad de Manta, es decir, se encuentra en la costa ecuatoriana y su valor es $\eta = 1.80$.

Factor usado en el espectro de diseño elástico (r): Este factor está relacionado con el tipo de suelo, siendo para la estructura de tipo C con $r = 1$.

4.5.7. Espectro de diseño

Con estos parámetros del suelo y los periodos T_c y T_o se establece el espectro. De la Figura 4.5.7-1, la línea naranja representa el espectro de la NEC, y la línea celeste el espectro de la estructura.

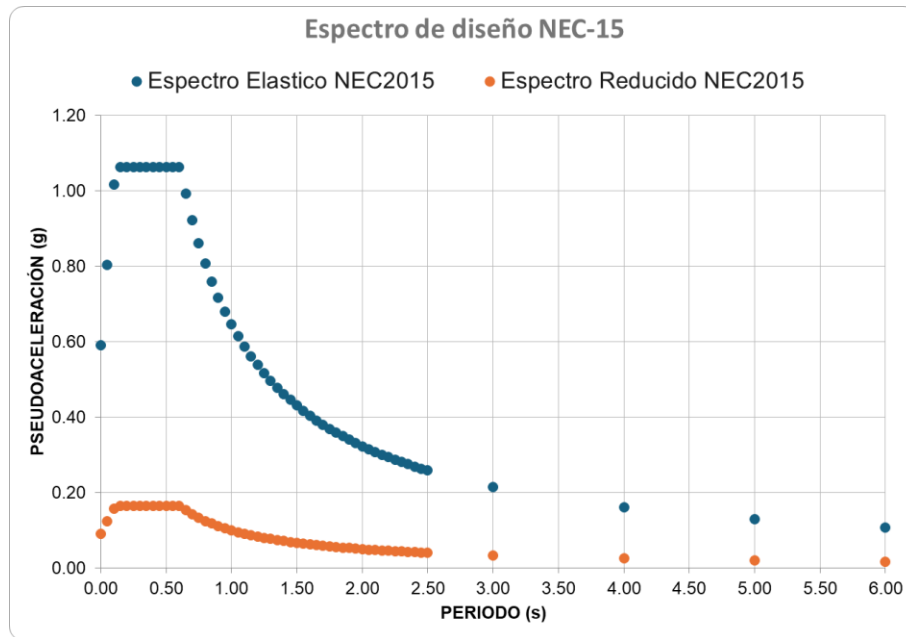


Figura 4.5.7-1.- Gráfica del espectro de diseño NEC-15. Elaboración Propia (2025).

Se utilizó el espectro inelástico recomendado por la NEC-15, que representa un evento sísmico con un período de retorno de 475 años o una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.

Tabla 4.5.7-1.- Espectro reducido a introducir en todos los modelos. Elaboración Propia (2025).

ESPECTRO PARA ANÁLISIS DINÁMICO	
T	Reducido
seg.	Sa (g)
0.000	0.091
0.050	0.124
0.100	0.157
0.150	0.164
0.200	0.164
0.250	0.164
0.300	0.164
0.350	0.164
0.400	0.164
0.450	0.164
0.500	0.164
0.550	0.164
0.600	0.164
0.650	0.153
0.700	0.142
0.750	0.133
0.800	0.124
0.850	0.117
0.900	0.111
0.950	0.105
1.000	0.100
1.050	0.095
1.100	0.091
1.150	0.087
1.200	0.083
1.250	0.080
1.300	0.077
1.350	0.074
1.400	0.071
1.450	0.069
1.500	0.066
1.550	0.064
1.600	0.062
1.650	0.060
1.700	0.059
1.750	0.057
1.800	0.055
1.850	0.054
1.900	0.052
1.950	0.051
2.000	0.050
2.050	0.049
2.100	0.047
2.150	0.046
2.200	0.045
2.250	0.044
2.300	0.043
2.350	0.042
2.400	0.041
2.450	0.041
2.500	0.040
3.000	0.033
4.000	0.025
5.000	0.020
6.000	0.017

4.6. Predimensionamiento del modelo 1: Estructura de H.A con muros estructurales “PEM-HA”

4.6.1. Prediseño de losa

Se estableció una losa alivianada en dos direcciones, según lo descrito en la norma ACI 318-19 (2019) menciona en la sección R8.3.1.1, que por medio de la Tabla 1 que se muestra en esta misma sección el espesor de losa se calcula de la siguiente manera, teniendo en cuenta que es una estructura sin ábacos, con vigas de borde y con una fluencia del acero de 420 MPa:

f_y MPa ^[2]	Sin ábacos ^[3]			Con ábacos ^[3]		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde ^[4]		Sin vigas de borde	Con vigas de borde ^[4]	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
520	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

^[1] ℓ_n es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos (mm).

^[2] Para f_y entre los valores dados en la tabla, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.

^[3] Ábaco, como se define en 8.2.4.

^[4] Losas con vigas entre columnas a lo largo de los bordes exteriores. El valor de α_r para la viga de borde debe calcularse de acuerdo con 8.10.2.7.

Figura 4.6.1-1.- Espesor mínimo de losas no preesforzadas en dos direcciones sin vigas interiores.

Recuperado de: (ACI 318-19, 2019).

Para nuestro caso es l_n lo tomaremos como 6.5m, pero tenemos que restar la mitad de la sección de la columna a cada lado, de la siguiente manera:

$$l_n = 6.5 - \frac{0.55}{2} - \frac{0.55}{2} = 5.95m$$

$$h = \frac{ln}{33}$$

$$h = \frac{5950mm}{33} = 180.30 \text{ mm} \approx 18cm$$

Por lo tanto, se utilizará una losa con espesor de 20 cm más una loseta de compresión de 5 cm, quedando de este modo una losa aligerada de 25cm de espesor.

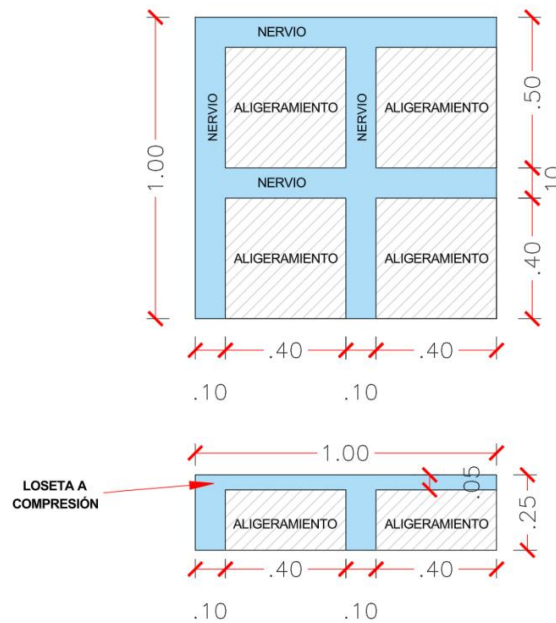


Figura 4.6.1-2.- Esquema de la losa aligerada. Elaboración Propia (2025).

4.6.2. Prediseño de columnas

Para el prediseño de columnas se basa en la determinación del área aportante más desfavorable por nivel. En este caso, dicha área tiene un valor de 31.2 m² como se observa en la Figura 4.6.2-1.

$$\text{Área tributaria} = 4.80 * 6.50 = 31.2 \text{ m}^2$$

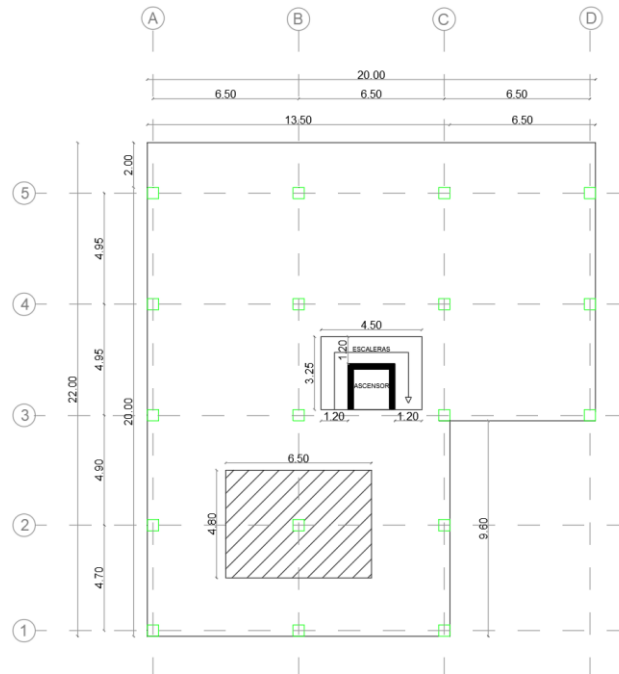


Figura 4.6.2-1.- Área tributaria más desfavorable de columna. Elaboración Propia (2025).

A continuación, se presenta una tabla de solicitaciones comunes en la tabla Tabla 4.6.2-1 que nos ayudará para establecer las cargas actuantes en la estructura y que serán mayoradas por la combinación de carga gravitacional más crítica establecida, según NEC-SE-CG (2015):

$$1. 2D + 1. 6L$$

Donde:

- D = Carga muerta + sobrecarga de acabados
- L= Carga viva

Los pesos mostrados basan sus valores obtenidos de (NEC-SE-CG, 2015) y otros valores que son aproximaciones conservadoras para el diseño, donde por ejemplo las vigas y columnas se estimarán como el 90% del peso propio de la losa.

Tabla 4.6.2-1.- Tabla de solicitaciones de cargas. Elaboración Propia (2025).

Solicitaciones	Valor [kgf/m2]
Losa Aligerada H=25 cm	375 kgf/m2
Acabados de cubierta	200
Acabados en interiores	370
Viva interior	480
Viva interior	200
Viva cubierta accesible	300
Viva cubierta no accesible	70
Vigas y columnas	675

Para determinar el área bruta de concreto necesaria, se realizó una sumatoria descendente de cargas por piso para determinar la carga axial factorizada P_u que debe resistir cada columna a lo largo de la estructura. Posteriormente se aplicó la ecuación 22.4.2.2 del código ACI 318S-14, incorporando un factor de seguridad de 1,3 y una cuantía de acero del 1% (según el tipo de confinamiento: estribos o espiral), y se despejó el área bruta de concreto A_g requerida. Finalmente, se obtuvo la dimensión de la sección de la columna calculando la raíz del área para definir la base de la sección de la columna (ACI 318-19, 2019).

$$A_g = \frac{P_u}{0.445f'_c + 0.005f'_y}$$

Donde:

- f'_c : Resistencia del hormigón.
- f'_y : Resistencia del acero de refuerzo.

En la Tabla 4.6.2-2, se calcula la carga axial para la columna B2, para el área tributaria calculada anteriormente.

Tabla 4.6.2-2.- Calculo de la carga axial por cada piso. Elaboración Propia (2025).

Piso	Área tributaria (m ²)	Carga distribuida (kgf/m ²)	Carga axial por nivel (kgf)	P _u (kgf)
1	31.20	2472.00	77126.40	380016.00
2	31.20	2024.00	63148.80	302889.60
3	31.20	2024.00	63148.80	239740.80
4	31.20	2024.00	63148.80	176592.00
5	31.20	2024.00	63148.80	113443.20
6	31.20	1612.00	50294.40	50294.40

Se procede a calcular P_n

$$P_n = 0.85 \cdot f'_c(A_g - A_s) + f_y \cdot A_s$$

$$P_n = 0.85 \cdot 240(3025 - 30.25) + 4200 \cdot 30.25 = 737.979 \text{ tnf}$$

Rigidez efectiva (EI_{eff}):

$$EI_{eff} = 0.8 \cdot EI$$

$$EI_{eff} = 0.8 \cdot \left(2130427.8 \cdot \frac{0.55 \cdot 0.55^3}{12} \right) = 12996.497 \text{ tnf} \cdot \text{m}^2$$

Con los valores obtenidos de la Tabla 4.6.2-2, se obtiene la carga axial acumulada P_u para la columna B2, obteniendo un valor de 380016 kgf o 380.016 tonf, con este valor se procede a estimar el área bruta requerida A_g para el prediseño de la sección de la columna, aplicando la formula anterior.

$$A_g = \frac{P_u}{0.445f'_c + 0.005f'_y}$$

Donde:

- $P_u = 380016 \text{ kif}$
- $f'_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$
- $f'_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

$$A_g = \frac{380016}{0.445(240) + 0.005(4200)} = 2981.92 \text{ cm}^2$$

Una vez obtenido el valor del área bruta requerida, se procede a estimar una dirección preliminar de la sección transversal. Asumiendo una sección cuadrada equivalente, la dimensión b , obteniendo la raíz cuadrada de 380016 cm^2 , dándonos un valor de $b = 54.6 \text{ cm}$, por criterios de constructibilidad y redondeo a dimensiones prácticas, se adopta un valor de 55 cm .

Se realizó el mismo proceso para los demás niveles, los resultados se resumen en la siguiente Tabla 4.6.2-3.

Tabla 4.6.2-3.- Cálculo de las dimensiones de las columnas por piso. Elaboración Propia (2025).

$A_g \text{ (cm}^2\text{)}$	Lado (cm)	$b_1 \text{ (cm)}$	$b_2 \text{ (cm)}$	$A_{g,dis} \text{ (cm}^2\text{)}$
2981.92	55.00	55	55	3025
2370.03	50.00	55	55	3025
1875.91	45.00	55	55	3025
1381.78	40.00	50	50	2500
887.66	30.00	50	50	2500
393.54	20.00	50	50	2500

4.6.3. Prediseño de vigas

Para llevar a cabo este procedimiento, es necesario conocer el ancho del alma b_w , el ancho efectivo b_f y la altura total de la viga. Conforme a lo establecido en la sección R9.3.1.1 del ACI

318-19, se utilizará una tabla de referencia para estimar el valor mínimo de altura requerido en el predimensionamiento de vigas.

Condición de apoyo	Altura mínima, h ^[1]
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

^[1] Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa. Para otros casos, la altura mínima h debe modificarse de acuerdo con 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3, según corresponda.

Figura 4.6.3-1.- Altura mínima en vigas no preesforzadas. Recuperado de: (ACI 318-19, 2019)

Para todos los pisos se utilizará la luz más crítica que será de 6.5 m, entonces

$$h = \frac{l}{18.5}$$

$$h = \frac{6.5}{18.5} = 0.35m \approx 35 \text{ cm}$$

La determinación de la base en la sección transversal de la viga se realiza conforme al criterio establecido en el numeral 4.2.1 de la NEC-SE-HM. Según lo ilustrado en el siguiente gráfico, esta propiedad geométrica debe cumplir con una relación mínima equivalente al 0.30h total de la viga, o alternativamente, adoptar un valor fijo de 250 mr.

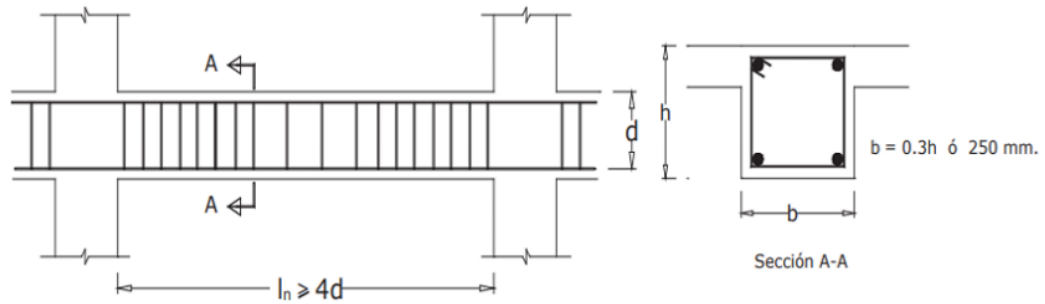


Figura 4.6.3-2.- Base de la sección transversal para vigas. Recuperado de: (NEC-SE-HM, 2015).

Con base en estos criterios, se determina la dimensión de la base de la viga tomando como referencia la sección transversal de columna asignada para cada nivel. Se adopta como valor mínimo el 70% del ancho de la columna de 55x55cm, por lo tanto, se tiene una base de 41 cm, del mismo modo que en las columnas por criterio constructivo se toma una base de 45cm, para cumplir la relación de h/b sea mayor a 1.2 por criterio se toma una altura de 55cm, quedando de este modo una sección de viga de 45x55cm.

Tabla 4.6.3-1.- Calculo de las transversales, cumpliendo la relación $h/b > 1.2$. Elaboración Propia (2025).

VIGAS TRANSVERSALES								
Nivel	Longitud (m)	b_1 (cm)	b_{min} (cm)	h_{min} (cm)	L/12 (cm)	b_{dis} (cm)	h_{dis} (cm)	Relacion h/b
1	6.50	55	41	35	54	45	55	1.22
2	6.50	55	41	35	54	45	55	1.22
3	6.50	55	41	35	54	45	55	1.22
4	6.50	50	38	35	54	40	50	1.25
5	6.50	50	38	35	54	40	50	1.25
6	6.50	50	38	35	54	40	50	1.25

Tabla 4.6.3-2.- Calculo de las transversales, cumpliendo la relación $h/b > 1.2$. Elaboración Propia (2025).

VIGAS LONGITUDINALES								
Nivel	Longitud (m)	b_2 (cm)	b_{min} (cm)	h_{min} (cm)	L/12 (cm)	b_{dis} (cm)	h_{dis} (cm)	Relacion h/b
1	4.95	55	36	27	41	40	50	1.25
2	4.95	55	36	27	41	40	50	1.25
3	4.95	55	36	27	41	40	50	1.25
4	4.95	50	31	27	41	35	45	1.29
5	4.95	50	31	27	41	35	45	1.29
6	4.95	50	31	27	41	35	45	1.29

4.6.4. Resumen de diseño para el modelado

El edificio cuenta con las siguientes características:

- Losas aligeradas armadas en dos direcciones, de 25 cm
- Las secciones de columnas y sigas se muestran a continuación:

Tabla 4.6.4-1.- Tabla de resumen de valores en cm de las secciones de vigas y columnas. Elaboración Propia (2025).

Pisos	Altura entre piso (m)	Columnas		
		(cm)	Vigas en X (cm)	Vigas en Y (cm)
1	3.25	55x55	45x45	40x50
2	3.25	55x55	45x45	40x50
3	3.25	55x55	45x45	40x50
4	3.25	50x50	40x50	35x45
5	3.25	50x50	40x50	35x45
6	3.25	50x50	40x50	35x45

4.7. Modelado de la estructura de hormigón armado con muros estructurales tipo “PEM-HA” en ETABS

4.7.1. Período de vibración

Para este primer modelado se utiliza un periodo fundamental aproximado por el método 1 por medio de la ecuación 2.10 conociendo la altura total de la estructura de 19.50 m, se escoge en la Figura 2.6.8-1 el tipo de sistema estructural para el caso de los modelados se utiliza el caso de estructura de hormigón armado con muros estructurales, por tanto:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T = 0.055(19.50)^{0.75} = 0.510 \text{ seg}$$

4.7.2. Coeficiente relacionado con el período de vibración (*k*).

Coeficientes *k*: Para la obtención de coeficiente *k* se utiliza la Figura 2.6.10-2 , de acuerdo con el periodo calculado anteriormente $T = 0.797 \text{ seg}$, entonces, $0.5 < T \leq 2.5$, se calcula de la siguiente manera:

$$k = 0.75 + 0.50T = 0.75 + 0.50(0.510) = 1.005$$

Tabla 4.7.2-1.- Valores de la estructura de hormigón armado para el espectro elástico. Elaboración Propia (2025).

T_0	T_c	η	r	k
0.110 seg	0.608 seg	1.80	1	1.005

4.7.3. Aceleración espectral (S_a)

La aceleración espectral se calcula en base al periodo de la estructura T y los periodos límites T_c y T_o , dependiendo del límite en que se encuentre según la siguiente Figura 4.7.3-1 se muestra en que límite se encuentra la estructura:

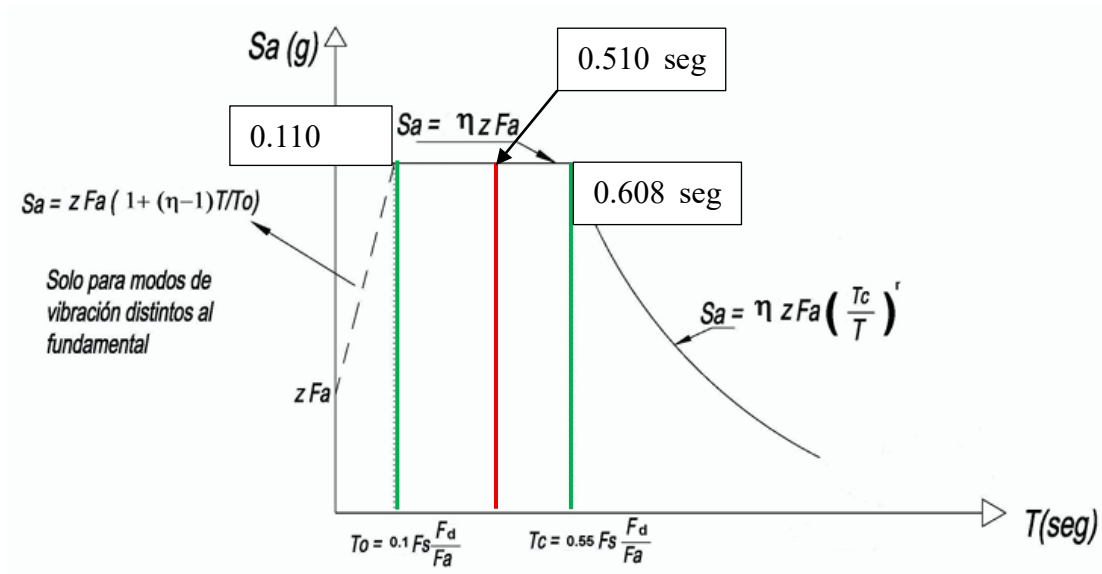


Figura 4.7.3-1.- Espectro de aceleración elástica correspondiente al sismo considerado en el diseño.

Adaptado de: (NEC-SE-DS, 2015)

Por lo tanto, la ecuación 2.2 es la fórmula para utilizar para calcular el S_a es:

$$S_a = \eta Z F_a$$

$$S_a = (1.80)(0.50)(1.18)$$

$$S_a = 1.062 \text{ g}$$

4.7.4. *Coefficiente Basal*

Para el cálculo del coeficiente basal de nuestros modelos se utilizará la ecuación 2.9 teniendo en consideración que la carga reactiva $W = \text{Dead}$ no se tomará en cuenta para encontrar el valor de este coeficiente:

$$CV = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E}$$

$$CV = \frac{(1)(1.062)}{(8)(0.90)(0.90)}$$

$$CV = 0.164$$

Tabla 4.7.4-1.- Resumen de coeficientes del modelo H.A con muros estructurales. Elaboración Propia (2025).

CALCULO DE COEFICIENTES Y CORTE BASAL NEC 2015		
	DATOS A INGRESAR	
	DATOS CALCULADOS	
Factor de importancia	I=	1.000
Categoría Sísmica	Zona Sísmica=	VI
Valor de factor Z	Z=	0.500
Perfil del Suelo	Suelo Tipo=	C
f. Amplificación del suelo en la zona de periodo corto	Fa=	1.180
Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd=	1.060
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs=	1.230
Factor usado en el espectro de diseño elástico	r=	1.000
relación de amplificación espectral	η =	1.800
Altura de la edificación en metros	hn=	19.500
Tipo Estructura	Porticos Espaciales de H.A. con muros estructurales o diagc	
Coeficiente que depende del tipo de edificio	Ct=	0.055
	α =	0.750
Periodo de Vibración Metodo 1	Ta CODIGO=	0.510
Periodo de Vibración Metodo 2	1.3 * Ta Codigo	0.664
Periodo Límite de Vibración	To=	0.110
Periodo de Vibración	Ta=	0.510
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico	Tc=	0.608
Coeficiente relacionado con el período de vibración	k=	1.005
Aceleración Espectral	Sa(Ta)=	1.062
Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural	R=	8
Irregularidad en planta	Φ_P =	0.900
Irregularidad en elevación	Φ_E =	0.900
	C=	0.164

4.8. Creación de secciones y materiales en ETABS

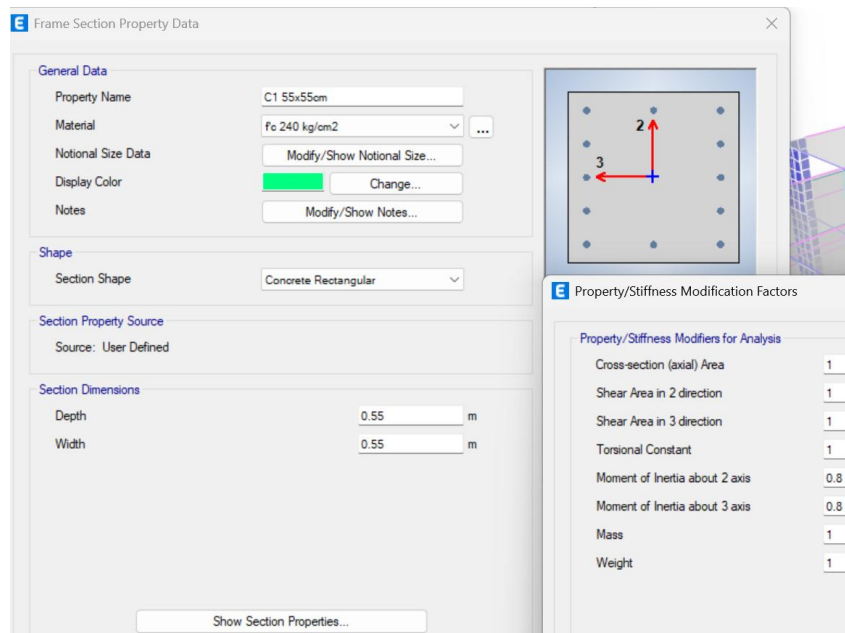


Figura 4.7.4-1.- Columnas de 55x55 cm para 1er, 2do y 3er Piso. Elaboración Propia (2025)

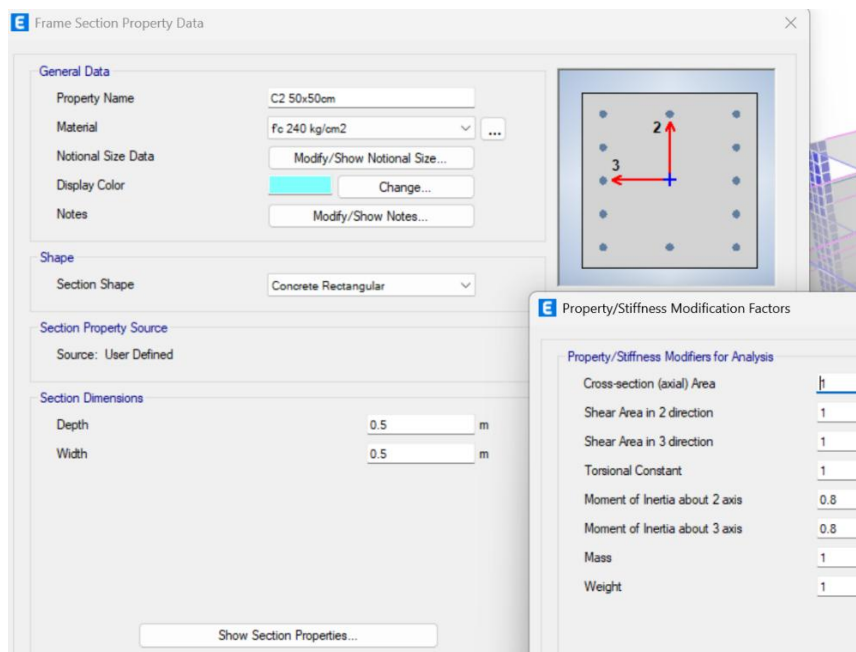


Figura 4.7.4-2.- Columnas de 50x50 cm para 4to, 5to y 6to Piso. Elaboración Propia (2025)

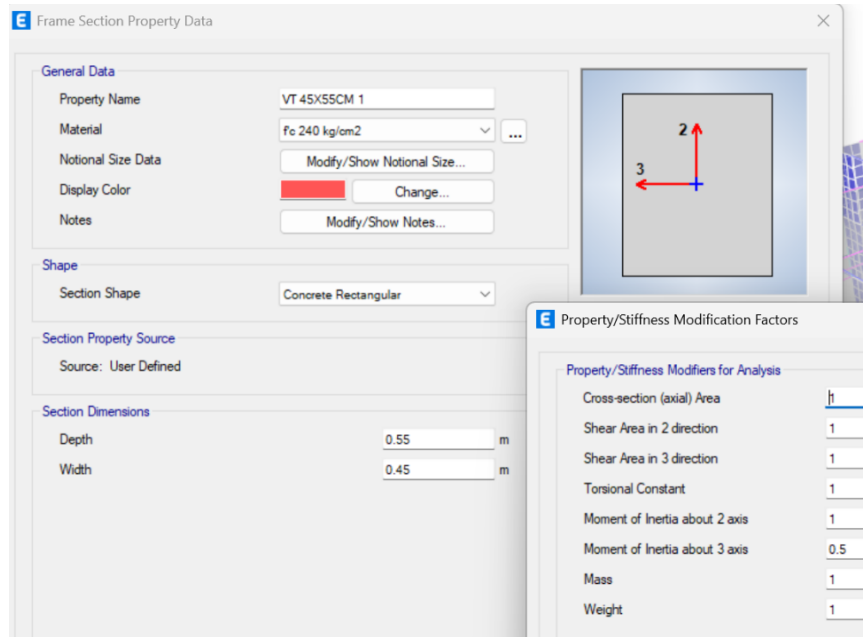


Figura 4.7.4-3.- Vigas transversales de 45x55 cm para 1er, 2do y 3er Piso. Elaboración Propia (2025).

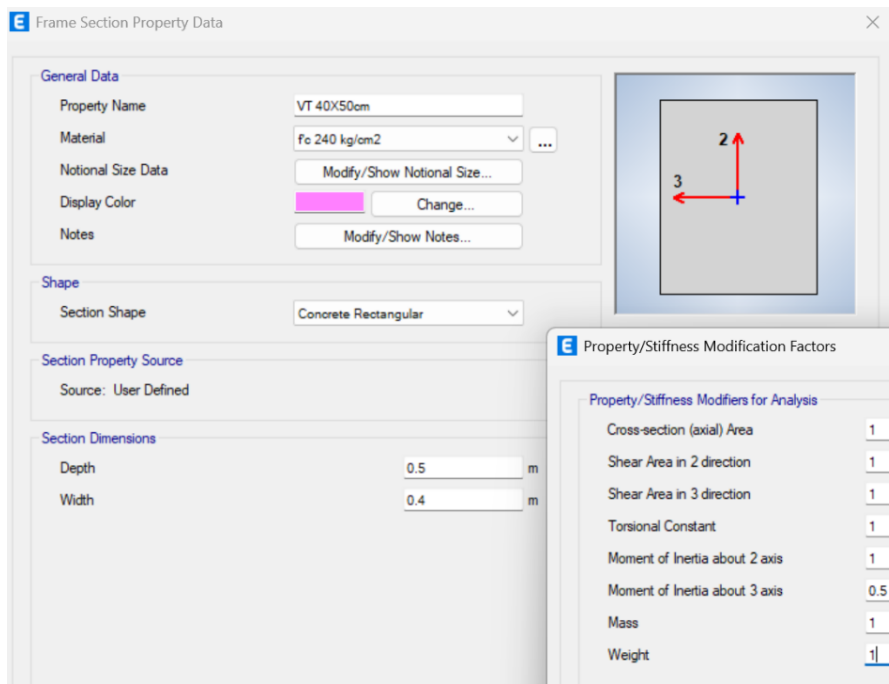


Figura 4.7.4-4.- Vigas transversales de 40x50 cm para 4to, 5to y 6to Piso. Elaboración Propia (2025).

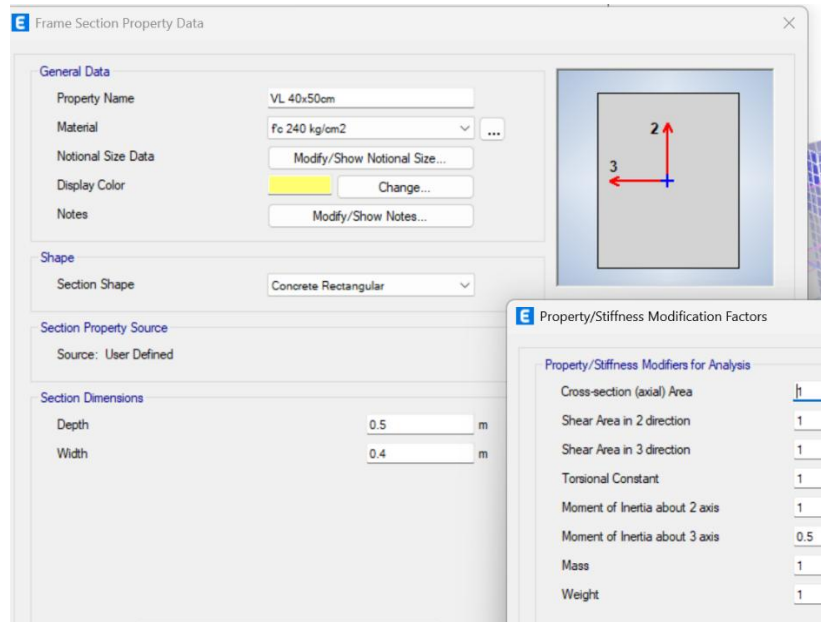


Figura 4.7.4-5.- Vigas longitudinales de 40x50 cm para el 1er, 2do y 3er Piso. Elaboración Propia (2025).

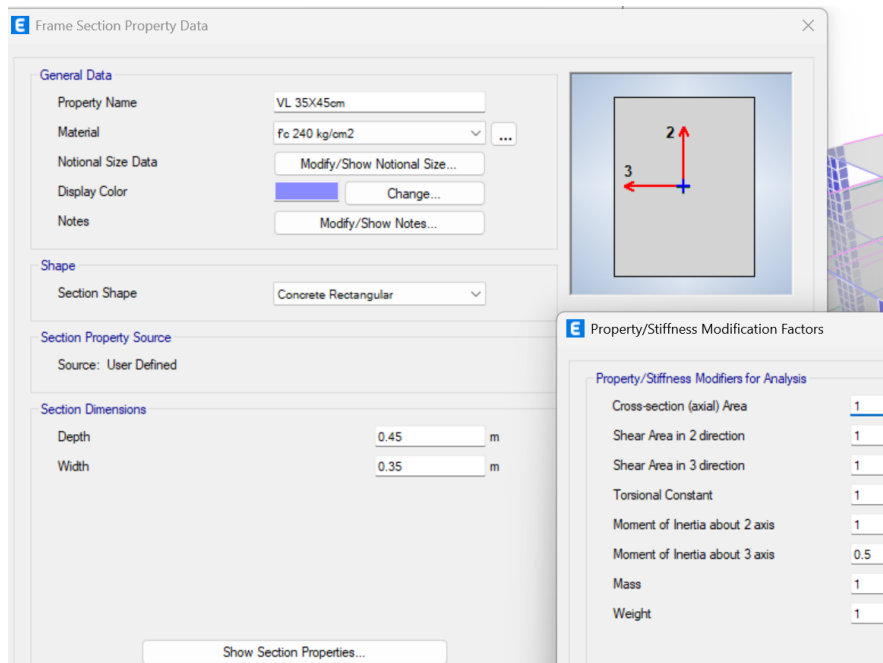


Figura 4.7.4-6.- Vigas longitudinales de 35x45 cm para el 4to, 5to y 6to Piso. Elaboración Propia (2025).

E Slab Property Data

General Data

Property Name: Losa eqv 25cm

Slab Material: f_c 240 kg/cm² ...

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Grey] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Slab

Thickness: 0.1806 m

Figura 4.7.4-7.- Losa maciza de $h = 18.06$ cm equivalente para losa nervada de 25 cm. Elaboración Propia (2025).

E Wall Property Data

General Data

Property Name: Muro Ascensor e=15cm

Property Type: Specified

Wall Material: f_c 240 kg/cm² ...

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thick

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Orange] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Thickness: 0.15 m

Figura 4.7.4-8.- Muro interno de 15 cm para el ascensor de a edificación. Elaboración Propia (2025).

E Wall Property Data

General Data

Property Name	Muro e=25cm
Property Type	Specified
Wall Material	f _c 240 kg/cm ²
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thick
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	 Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data

Thickness	0.25 m
-----------	--------

Figura 4.7.4-9.- Muros estructurales para poder rigidizar la edificación de 25 cm. Elaboración Propia (2025).

E Material Property Data

General Data

Material Name	f _c 240 kg/cm ²
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume	0.0024	kgf/cm ³
Mass per Unit Volume	0.000002	kgf-s ² /cm ⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E	213042.78	kgf/cm ²
Poisson's Ratio, U	0.2	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000055	1/F
Shear Modulus, G	88767.83	kgf/cm ²

Figura 4.7.4-10.- Propiedades para el hormigón de 240 kg/cm². Elaboración Propia (2025).

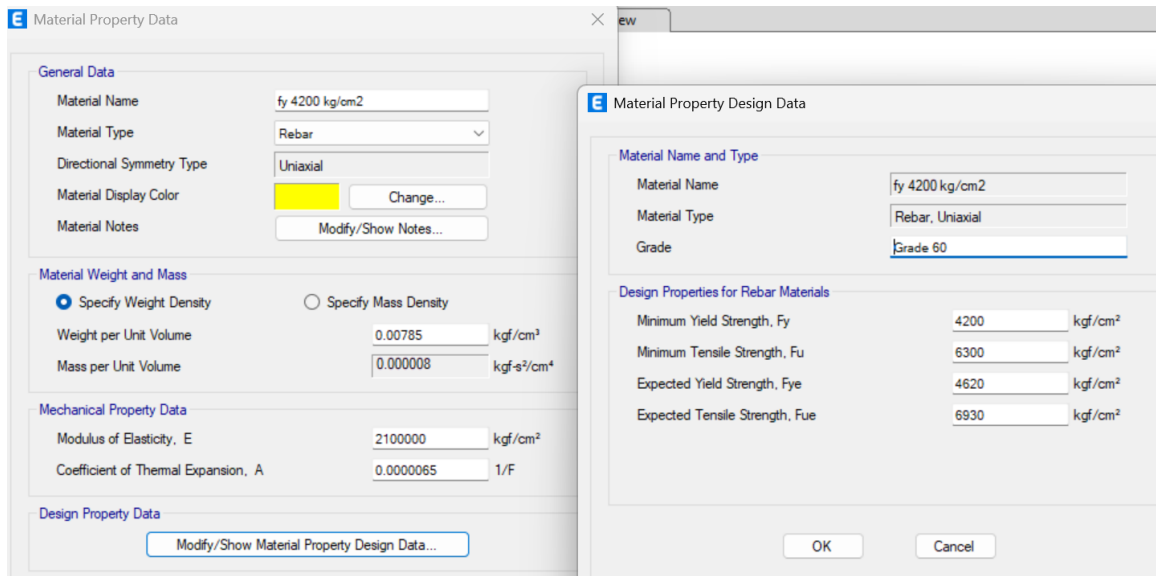


Figura 4.7.4-11.- Propiedades para el acero $f_y=4200$ kg/cm². Elaboración Propia (2025).

4.9. Predimensionamiento de la estructura de acero A500 arriostrada tipo PEM

Para el predimensionamiento de los elementos estructurales en acero se procedió a trabajar con las siguientes cargas de la Figura 4.7.4-1 producto de las solicitaciones ya presentadas en el modelo anterior recordando que al ser una estructura metálica cierto valores cambiaron debido a estas estructuras suelen ser más livianas, por lo tanto, las cargas por nivel en orden ascendente, es decir, desde el piso 1 hasta el piso 6 se muestran a continuación:

PREDIMENSIONADO DE COLUMNAS						
Piso	Área tributaria (m ²)	Carga distribuida CM (Tonf/m ²)	Carga distribuida CV (Tonf/m ²)	Carga distribuida CU (Tonf/m ²)	Carga axial por nivel (tonf)	P _u (Tonf)
1	31,20	1,02	0,77	1,79	55,79	268,94
2	31,20	1,02	0,32	1,34	41,81	213,16
3	31,20	1,02	0,32	1,34	41,81	171,35
4	31,20	1,02	0,32	1,34	41,81	129,54
5	31,20	1,02	0,77	1,79	55,79	87,73
6	31,20	0,91	0,11	1,02	31,95	31,95

Figura 4.7.4-1. Cargas por nivel en estructuras de acero. Elaboración Propia (2025).

También se hará el cálculo de los prediseños de al menos en una sección y el resto se seguirá el mismo procedimiento de cálculo y se mostrará solo los resultados, las fórmulas mostradas principalmente corresponden a la norma AISC 341-22 y AISC 360-22.

4.9.1. Prediseño de vigas

Vigas secundarias A36: Se clasificó las vigas dependiendo de su ubicación y nivel en la edificación.

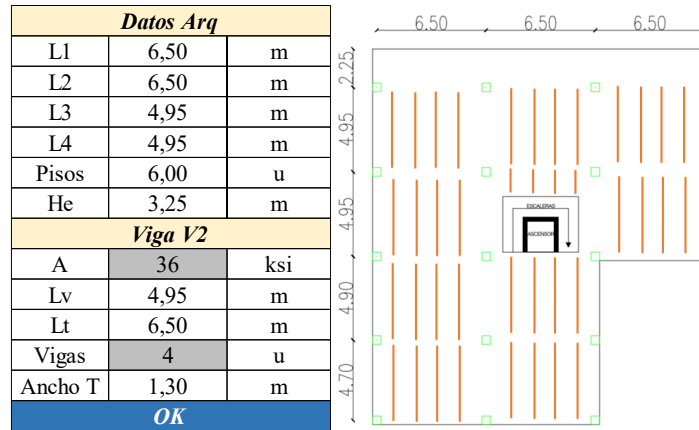


Figura 4.9.1-1.- Esquema referencial de ubicación de la viga secundaria. Elaboración Propia (2025).

Carga que soporta una sola viga y carga repartida:

$$w = (\text{Ancho } T)(L_v)(CU) = 1,30 \cdot 4,95 \cdot 1,78 = 11,67 \text{ tn}$$

$$w_r = w/L_v = 11,67/4,95 = 2,36 \text{ tn/m}$$

Momento último (M_u)

$$w = \frac{wl^2}{8} = \frac{(2,36)(4,95)^2}{8} = 7,22 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Se propone las dimensiones de un perfil que pueda resistir esas cargas y que sea sísmicamente compacto o al menos compacto, ese perfil cuenta con las siguientes propiedades geométricas:

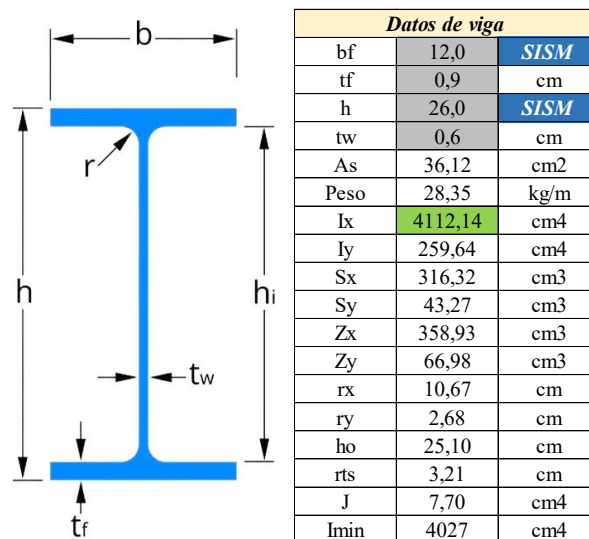


Figura 4.9.1-2.-Propiedades geométricas de viga secundaria. Elaboración propia (2025).

Alas sísmicamente compactas

$$\frac{\left(\frac{bf}{2}\right)}{tf} < 0.30 \sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}$$

Alas compactas

$$\frac{\left(\frac{bf}{2}\right)}{tf} < 0.38 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

Alma sísmicamente compacta

$$\frac{hi}{tw} < 2.45 \sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}$$

Alma compacta

$$\frac{hi}{tw} < 3.76 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

Comprobación:

Alas

$$\frac{\left(\frac{12}{2}\right)}{0.9} < 0.30 \sqrt{\frac{2100000}{1.5 \cdot 2530}}$$

6.67 < 7.06 **OK SÍSMICA**

Alma

$$\frac{(26 - 2(0.9))}{0.6} < 2.45 \sqrt{\frac{2100000}{1.5 \cdot 2530}}$$

40.33 < 57.63 **OK SÍSMICA**

Luego se procede a sacar los rangos en lo que va a trabajar la viga

Momento plástico (M_p):

$$M_p = 0.9 \cdot Fy \cdot Z_x$$

$$M_p = \frac{0.9(3515)(358.93)}{1000000} = 8.17 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Límite para capacidad plástica (L_p):

$$Lp = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$Lp = 1.76 \cdot 2.68 \cdot \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 136 \text{ cm}$$

Límite del comportamiento elástico por pandeo (L_r)

$$L_r = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1.95(3.21) \cdot \frac{2100000}{0.7 \cdot 2530} \sqrt{\left(\frac{7.70}{316.32 \cdot 25.10}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \cdot 2530}{2100000}\right)^2} = 431 \text{ cm}$$

Se tiene que definir las distancias entre apoyos de las vigas secundarias donde L_b tiene que ser menor que L_p , para esto se establece 4 apoyos en la viga.

$$L_b = \frac{L_v}{n^\circ \text{ de apoyos} + 1} = \frac{4.95/100}{5} = 99 \text{ cm}$$

Módulo resistente (M_r)

$$M_r = F_{cr} \cdot S_x$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x \cdot h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$F_{cr} = \frac{1 \cdot 3.1416^2 \cdot 2100000}{\left(\frac{99}{3.21}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{7.70}{316.32 \cdot 25.10} \left(\frac{99}{3.21}\right)^2} = 1773.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_r = \frac{1773.32 \cdot 310.01}{100000} = 5.61 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Momento nominal (M_n)

$L_b < L_p$ entonces:

$$Mn = Mp = 8.17 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

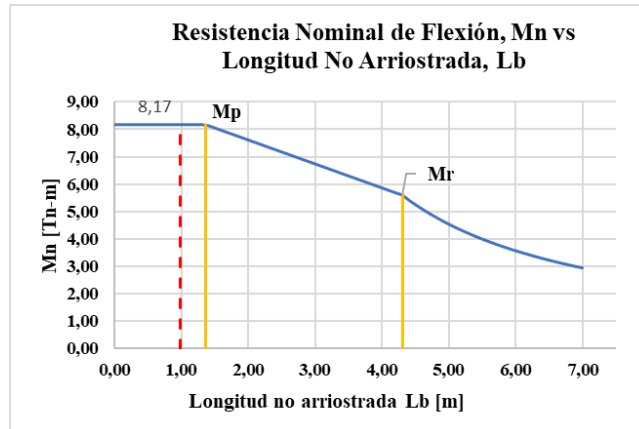


Figura 4.9.1-3. Gráfico de la curva de la resistencia nominal de flexión vs Longitud no arriostrada.

Elaboración propia.

Comprobación:

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$0.90(8.17) > 7.22$$

$$7.35 \text{ tn} \cdot \text{m} > 7.22 \text{ tn} \cdot \text{m} \text{ OK CUMPLE}$$

Cortante:

$$Vn \geq Vu$$

$$(0.6 \cdot Fy \cdot Aw) \geq \frac{W}{2}$$

$$\frac{(0.6 \cdot 2530 \cdot 24.2 \cdot 0.6)}{1000} \geq \frac{11.67}{2}$$

$$22.04 > 5.84 \text{ OK CUMPLE}$$

De esta manera se prediseñaron y se calcularon las vigas secundarias, a continuación, muestra una tabla resumen con todos perfiles utilizados:

Tabla 4.9.1-1.-Cuadro resumen de tipos de vigas secundarias. Elaboración propia (2025).

Tipos de vigas secundarias	bf (cm)	tf (cm)	h (cm)	tw (cm)	Pisos
V1	8	0,5	14	0,4	1-5
V2	12	0,9	26	0,6	1
V2.1	12	0,9	24	0,5	2-4
V2.2	11	0,8	22	0,6	6
V3	6	0,4	11	0,3	3-5

Vigas principales A500 Gr.C: Se clasificó las vigas dependiendo de su ubicación y nivel en la edificación.

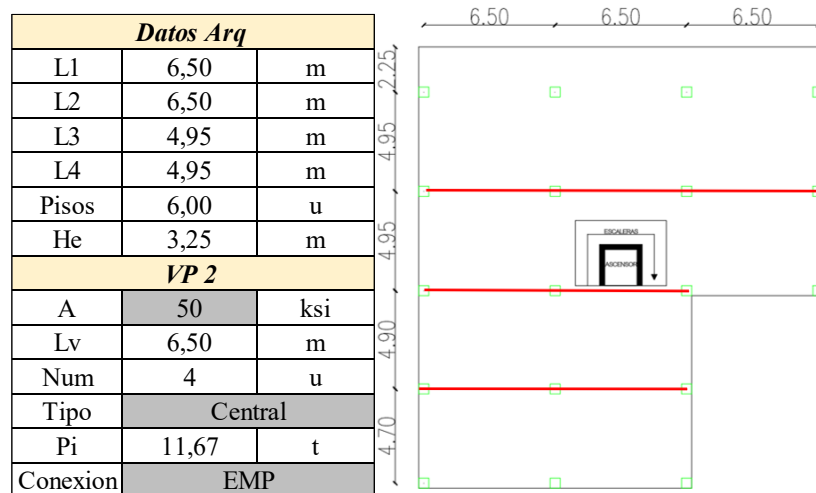


Figura 4.9.1-4.- Esquema referencial de ubicación de la viga principal. Elaboración Propia (2025).

Carga que soporta una la viga y carga repartida:

$$P_i = \frac{w}{2} \left(1 + \frac{L_4}{L_3} \right) = \frac{11,67}{2} \left(1 + \frac{6,50}{6,50} \right) = 11,67 \text{ tn}$$

$$P_r = \frac{P_i}{L_v} = \frac{11,67}{6,50} = 1,80 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Momento último (M_u)

$$M_u = \frac{P_i \cdot L_v((n^\circ + 1)^2 - 1)}{12 \cdot (n^\circ + 1)} = \frac{11.67 \cdot 6.50 \cdot (5^2 - 1)}{12 \cdot 5} = 30.34 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Se propone las dimensiones de un perfil que pueda resistir esas cargas y que sea sísmicamente compacto o al menos compacto, ese perfil cuenta con las siguientes propiedades geométricas:

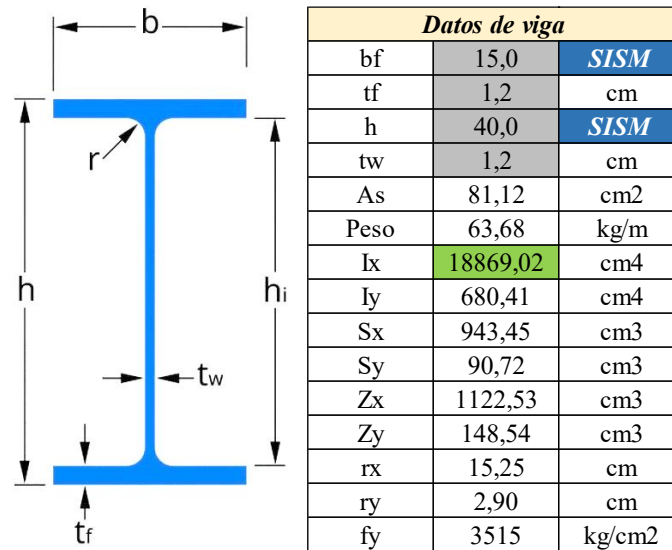


Figura 4.9.1-5.- Propiedades geométricas de viga principal. Elaboración propia (2025).

Alas sísmicamente compactas

$$\frac{\left(\frac{bf}{2}\right)}{tf} < 0.30 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}}$$

Alas compactas

$$\frac{\left(\frac{bf}{2}\right)}{tf} < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Alma sísmicamente compacta

$$\frac{h_i}{tw} < 2.45 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}}$$

Alma compacta

$$\frac{h_i}{tw} < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Comprobación:

Alas

$$\frac{\left(\frac{15}{2}\right)}{1.2} < 0.30 \sqrt{\frac{2100000}{1.3 \cdot 3515}}$$

$$6.25 < 6.43 \text{ OK SÍSMICA}$$

Alma

$$\frac{(40 - 2(1.2))}{1.2} < 2.45 \sqrt{\frac{2100000}{1.3 \cdot 3515}}$$

$$31.33 < 52.52 \text{ OK SÍSMICA}$$

Comprobación a momento

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$0.90 \cdot fy \cdot Zx > 30.34 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\frac{0.90 \cdot 3515 \cdot 1122.53}{1000000} > 30.34 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$35.51 \text{ tn} \cdot \text{m} > 30.34 \text{ tn} \cdot \text{m} \text{ OK CUMPLE}$$

Momento probable (Pr):

$$Mpr = 1.1 \cdot Ry \cdot fy \cdot Zx$$

$$Mpr = \frac{1.1 \cdot 1.3 \cdot 3515 \cdot 1122.53}{100000} = 56.43 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Comprobación a cortante: Se debe tomar la base de columna del prediseño en el siguiente punto.

$$Vu = Vug + Vum$$

$$Vug = \frac{n^{\circ} \cdot Pi}{2} = \frac{4 \cdot 11.67}{2} = 23.35 \text{ tn}$$

$$V_{um} = \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_v - b_{col} - 2h} = \frac{2 \cdot 56.43}{6.50 - 0.40 - 2(0.40)} = 21.29 \text{ tn}$$

$$V_u = 23.35 + 21.29 = 44.64$$

$$V_n = 0.6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$C_v = 1$ si se cumple la siguiente condición:

$$\frac{h_i}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}}$$

Cuando $a > 3h \rightarrow 650 > 120$, siendo a la longitud sin atiesar, entonces $k_v = 5.34$

$$\frac{37.6}{1.2} \leq 1.10 \sqrt{\frac{5.34 \cdot 2100000}{3515}}$$

$$31.33 \leq 62.13$$

Por lo tanto:

$$V_n = \frac{0.6 \cdot 3515 \cdot (37.6 \cdot 1.2) \cdot 1}{1000} = 95.16 \text{ tn}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$85.64 \text{ tn} > 44.64 \text{ tn} \quad \mathbf{OK \ CUMPLE}$$

De esta manera se prediseñaron y se calcularon las vigas secundarias, a continuación, muestra una tabla resumen con todos perfiles utilizados:

Tabla 4.9.1-2.- Cuadro resumen de tipos de vigas principales. Elaboración propia (2025).

Tipos de vigas principales	bf (cm)	tf (cm)	h (cm)	tw (cm)	Pisos
VP1	15	1,2	35	1	1-5
VP1.1	14	1,2	32	1	2-4
VP2	15	1,2	40	1,2	1-5
VP2.1	14	1,2	37	1	2-4
VP2.2	12	1	35	0,9	6
VP3/VS	14	1,2	32	1,2	1-5
VP3.1	12	1	30	0,9	2-4
VP3.2	10	0,9	28	0,8	6
VP-V1	12	0,8	28	0,7	1-5
VP-V2	10	0,8	26	0,7	3-5

4.9.2. Prediseño de columnas

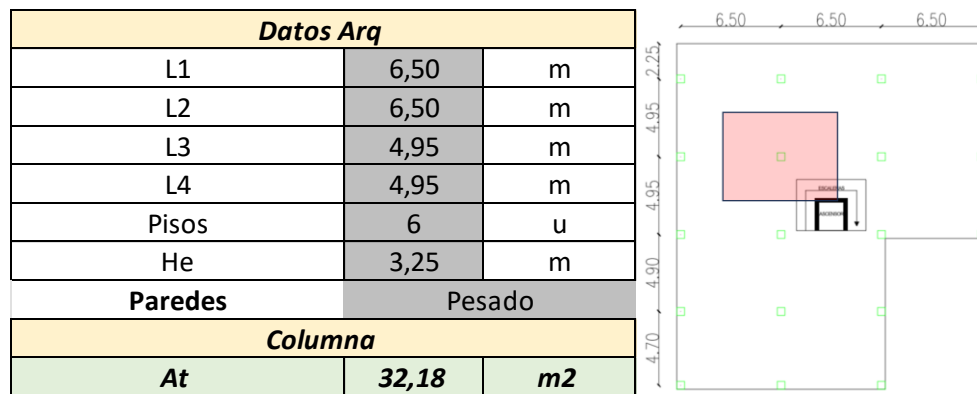


Figura 4.9.2-1.- Esquema referencial de ubicación de la columna. Elaboración Propia (2025).

Carga axial requerida (P_u): Se divide por un coeficiente de mayoración para acercarse al valor por momentos, ya que inicialmente no se consideran:

$$P_u = \frac{268.94}{0.85} = 316.40 \text{ tn}$$

Se propone las dimensiones de un perfil que pueda resistir esas cargas y que sea sísmicamente compacto, ese perfil cuenta con las siguientes propiedades geométricas:

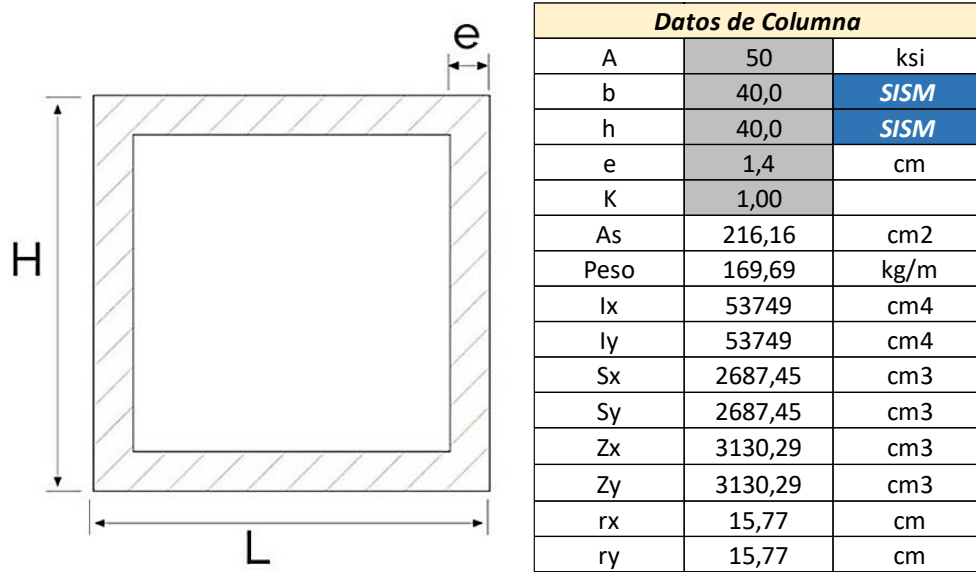


Figura 4.9.2-2.-Propiedades geométricas de columna. Elaboración propia (2025).

Sísmicamente compacta

$$Ca \leq 0.113$$

$$Ca = \frac{\alpha_s \cdot Pr}{Ry \cdot Fy \cdot Ag} = \frac{1 \cdot 31640}{1.3 \cdot 3515 \cdot 162.24} = 0.43$$

Entonces:

$$\frac{h1}{tw} \leq 2.45(1 - 1.04Ca) \sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}$$

$$\frac{37.60}{1.4} \leq 2.45(1 - 1.04 \cdot 0.43) \sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}$$

$$26.86 < 44.51 \text{ OK CUMPLE}$$

Cálculo de resistencia nominal a compresión (Pn)

Si se cumplen las siguiente la siguiente condición:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{1 \cdot 325}{15.77} < 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{3515}}$$

$$20.61 < 115.12$$

Entonces se utiliza la siguiente fórmula

$$Fcr = 0.658^{(fy/fe)} \cdot fy$$

$$Fe = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2100000}{(20.61)^2} = 48793.6219 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fcr = 0.658^{(3515/48793.6219)} \cdot 3515 = 3410.599 \text{ kg/cm}^2$$

Se procede a calcular Pn

$$Pn = 0.9 \cdot Fcr \cdot As$$

$$Pn = \frac{0.9 \cdot 3410.599 \cdot 216.16}{1000000} = 663.57 \text{ tn}$$

Comprobación:

$$\phi Pn \geq Pu$$

$$0.90 \cdot 663.57 > 316.40 \text{ tn}$$

597.21 tn > 316.40 tn OK CUMPLE

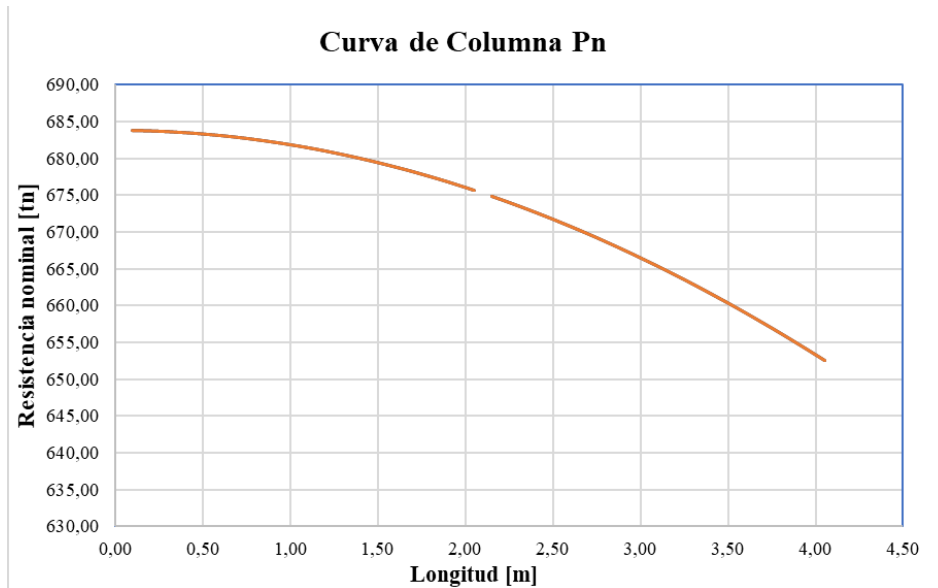


Figura 4.9.2-3.- Gráfica de curva de resistencia nominal de columna. Elaboración propia (2025).

Rigidez efectiva (EI_{eff}):

$$EI_{eff} = EI$$

$$EI_{eff} = \frac{(2100000)(53749)}{10^7} = 11287.29 \text{ tn} \cdot \text{m}^2$$

Chequeo columna fuerte-viga débil (CF-VD)

Se necesitan los momentos probables de las vigas que llegan a la columna:

$$M_{pr1} \approx 58 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$M_{pr2} \approx 58 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$M_{vig} = M_{pr1} + M_{pr2} = 58 + 58 = 116 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Se calcula el momento de la columna

$$M_{col} = Z_x \left(2fy - \frac{Pu}{As} - \frac{(Pu - Pu/n^{\circ}pisos)}{As} \right)$$

$$M_{col} = \frac{3130.29 \left(2(3515) - \frac{316400}{216.16} - \frac{(316400 - 316400/6)}{216.16} \right)}{1000000}$$

$$M_{col} = 136.08 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Comprobación:

$$M_{col} \geq M_{vig}$$

$$136.08 \text{ tn} \cdot \text{m} \geq 116 \text{ tn} \cdot \text{m} \text{ OK CUMPLE}$$

De esta manera se prediseñaron y se calcularon las columnas, a continuación, muestra una tabla resumen con todos perfiles utilizados:

Tabla 4.9.2-1.- Cuadro resumen de tipos de columnas. Elaboración propia (2025).

Tipos de columnas	H (cm)	B (cm)	e (cm)	Pisos
C1-A	40	40	1.4	1-3
C1-B	40	40	1.3	4-6
C2-A	35	35	1,2	1-3
C2-B	35	35	1.1	4-6

4.9.3. *Prediseño de losa*

Para el prediseño de losa inicialmente se propone una losa maciza de espesor de 10 cm en la cual por temas de seguridad se busca que su comportamiento sea como el de una losa colaborante, es importante tener en cuenta que para el prediseño de esta losa se utiliza la viga V2 para los parámetros de cálculo.

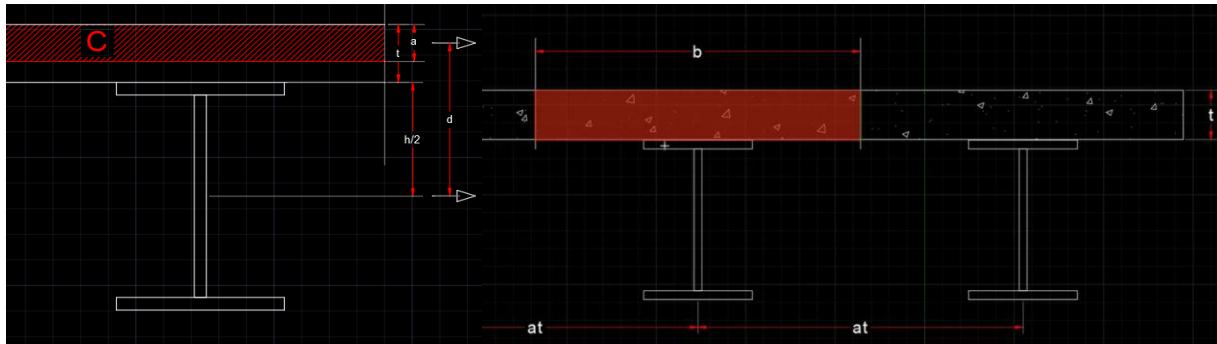


Figura 4.9.3-1. Esquema de losa colaborante. Elaboración propia (2025).

$$b = \text{mín} \left(\frac{at}{2}; \frac{Lv}{8} \right) = \left(\frac{130}{2}; \frac{495}{8} \right) = (65 \text{ cm}; 62 \text{ cm}) = 62 \text{ cm}$$

$$C = T$$

$$0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = As \cdot fy$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{36.12 \cdot 2530}{0.85 \cdot 240 \cdot 62} = 7.3 \text{ cm}$$

Al comportarse como losa colaborante puede llegar hasta un momento de:

$$Mn = 0.9 \cdot F \cdot d = \frac{0.9 \cdot (36.12 \cdot 2530) \left(\frac{40}{2} + 10 - \frac{7.3}{2} \right)}{100000} = 15.91 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Pernos de corte (studs)

$$T = As \cdot fy = \frac{36.12 \cdot 2530}{1000} = 91.38 \text{ tn}$$

Los pernos escogidos tienen que resistir esa fuerza de corte

Perno $\frac{3}{4}$ pulg

Diámetro=1.91 cm

Área=2.85 cm²

$$\text{Capacidad} = 0.5 \cdot AsP \cdot \sqrt{f'c \cdot Ec} = \frac{0.5 \cdot 2.85 \cdot \sqrt{240 \cdot 213043.78}}{1000} = 10.19 \text{ tn}$$

Cantidad de pernos (N°):

$$N^\circ = \frac{T}{Q} = \frac{91.38 \text{ tn}}{10.19 \text{ tn}} \approx 9 * 2 = 18 \text{ pernos}$$

Separación (S):

$$S = \frac{Lv}{N^\circ + 1} = \frac{495}{19} = 26 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 8 \cdot t = 8 \cdot 10 = 80 \text{ cm}$$

Altura de perno (hp):

$$hp = 4 \cdot dp = 4 \cdot 1.91 \approx 8 \text{ cm}$$

4.10. Segunda modelación de estructura de acero A500 arriostrada tipo PEM en ETABS

4.10.1. Periodos de vibración

Para este primer modelado se utiliza un periodo fundamental aproximado por el método 1 por medio de la ecuación 2.10 conociendo la altura total de la estructura de 19.50 m, se escoge en la Figura 2.6.8-1 el tipo de sistema estructural para el caso de los modelados se utiliza el caso de estructura de acero con arriostramientos, por tanto:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T = 0.073(19.50)^{0.75} = 0.677 \text{ seg}$$

4.10.2. Coeficiente relacionado con el período de vibración (k).

Para la obtención de coeficiente k se utiliza la Figura 2.6.10-2, de acuerdo con el periodo calculado anteriormente $T = 0.797 \text{ seg}$, entonces, $0.5 < T \leq 2.5$, se calcula de la siguiente manera:

$$k = 0.75 + 0.50T = 0.75 + 0.50(0.797) = 1.148$$

Tabla 4.10.2-1.- Valores de la estructura de hormigón armado para el espectro elástico. Elaboración Propia (2025).

T_0	T_c	η	r	k
0.110 seg	0.608 seg	1.80	1	1.148

4.10.3. Aceleración espectral (S_a)

La aceleración espectral se calcula en base al periodo de la estructura T y los periodos límites T_c y T_0 , dependiendo del límite en que se encuentre según la siguiente Figura 4.10.3-1 se muestra en que límite se encuentra la estructura:

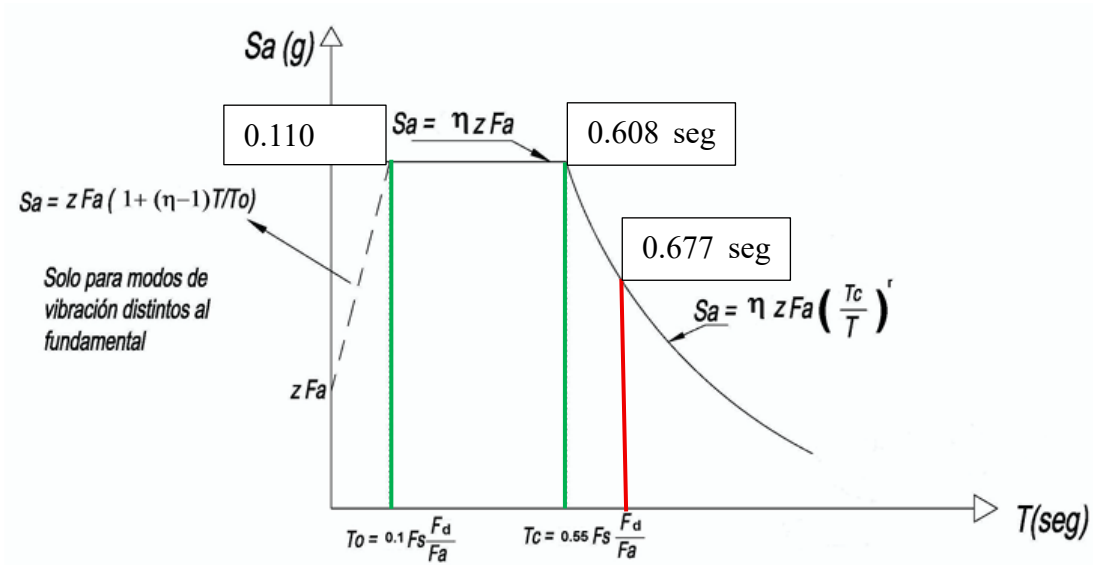


Figura 4.10.3-1.- Espectro de aceleración elástica correspondiente al sismo considerado en el diseño.

Adaptado de: (NEC-SE-DS, 2015)

Por lo tanto, la ecuación 2.3 es la fórmula para utilizar para calcular el S_a es:

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

$$S_a = (1.80)(0.50)(1.18) \left(\frac{0.608}{0.677}\right)^1$$

$$S_a = 0.953 g$$

4.10.4. Espectro de respuesta del segundo modelo

Tomando como referencia el primer espectro ya calculado, a continuación, se presenta una tabla resumen con el cambio de estructura de hormigón armado a una estructura de acero A500 con arriostras. El espectro de respuesta está determinado por la zona de ubicación y las condiciones de suelo, según mencionado en la sección 2.6 de este documento, por esta razón, dichos parámetros se mantienen.

Tabla 4.10.4-1.- Resumen del espectro de respuesta. Elaboración Propia (2025).

CALCULO DE COEFICIENTES Y CORTE BASAL NEC 2015		
	DATOS A INGRESAR	
	DATOS CALCULADOS	
Factor de importancia	I=	1.000
Categoría Sísmica	Zona Sísmica=	VI
Valor de factor Z	Z=	0.500
Perfil del Suelo	Suelo Tipo=	C
f. Amplificación del suelo en la zona de periodo corto	Fa=	1.180
Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd=	1.060
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs=	1.230
Factor usado en el espectro de diseño elástico	r=	1.000
relación de amplificación espectral	η =	1.800
Altura de la edificación en metros	hn=	19.500
Tipo Estructura	De Acero con arriostramientos	
Coeficiente que depende del tipo de edificio	Ct=	0.073
	α =	0.750
Periodo de Vibracion Metodo 1	Ta CODIGO=	0.677
Periodo de Vibracion Metodo 2	1.3 * Ta Codigo	0.881
Periodo Límite de Vibración	To=	0.110
Periodo de Vibracion	Ta=	0.677
Período límite de vibración en el espectro sísmico	Tc=	0.608
Coeficiente relacionado con el período de vibración	k=	1.089
Aceleracion Espectral	Sa(Ta)=	0.953
Coeficiente de Reduccion de Respuesta Estructural	R=	8
Irregularidad en planta	Φ_P =	0.900
Irregularidad en elevacion	Φ_E =	0.900
	C=	0.147

4.11. Creación de secciones y materiales en ETBAS

General Data

Property Name: C1-A

Material: ASTM A500 Gr.C

Display Color: █ Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel Tube

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth: 0.4 m

Total Width: 0.4 m

Flange Thickness: 0.014 m

Web Thickness: 0.014 m

Corner Radius: 0 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Figura 4.10.4-1.- Columnas metálicas centrales de 40x40x1.4cm para 1er, 2do y 3er Piso. Elaboración Propia (2025)

General Data

Property Name: C1-E

Material: ASTM A500 Gr.C

Display Color: █ Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel Tube

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth: 0.4 m

Total Width: 0.4 m

Flange Thickness: 0.013 m

Web Thickness: 0.013 m

Corner Radius: 0 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Figura 4.10.4-2.- Columnas metálicas centrales de 40x40x1.3 cm para 4to, 5to y 6to Piso. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	C2-A
Material	ASTM A500 Gr.C
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel Tube
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.35 m
Total Width	0.35 m
Flange Thickness	0.012 m
Web Thickness	0.012 m
Comer Radius	0 m

Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently Default	

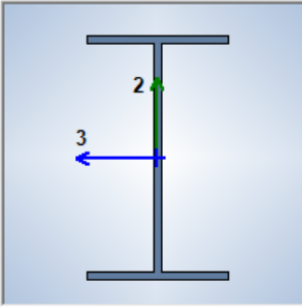
Figura 4.10.4-3.- Columnas metálicas laterales de 35x35x1.2 cm para 1er, 2do y 3er Piso. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	C2-B
Material	ASTM A500 Gr.C
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel Tube
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.35 m
Total Width	0.35 m
Flange Thickness	0.011 m
Web Thickness	0.011 m
Comer Radius	0 m

Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently Default	

Figura 4.10.4-4.- Columnas metálicas laterales de 35x35x1.1 cm para 4to, 5to y 6to Piso. Elaboración Propia (2025).

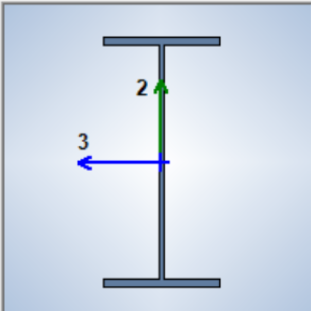
General Data	
Property Name	V1
Material	ASTM A36
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.14 m
Top Flange Width	0.08 m
Top Flange Thickness	0.005 m
Web Thickness	0.004 m
Bottom Flange Width	0.08 m
Bottom Flange Thickness	0.005 m
Fillet Radius	0 m



Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently Default	
OK	

Figura 4.10.4-5.- Sección de viga V1. Elaboración Propia (2025).

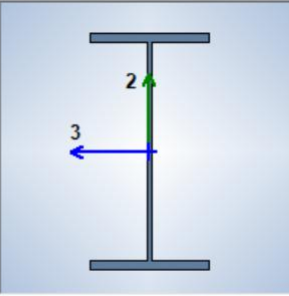
General Data	
Property Name	V2
Material	ASTM A36
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.26 m
Top Flange Width	0.12 m
Top Flange Thickness	0.009 m
Web Thickness	0.006 m
Bottom Flange Width	0.12 m
Bottom Flange Thickness	0.009 m
Fillet Radius	0 m



Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently Default	
OK	

Figura 4.10.4-6.- Sección de viga V2. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	V2.1
Material	ASTM A36
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.24 m
Top Flange Width	0.12 m
Top Flange Thickness	0.009 m
Web Thickness	0.005 m
Bottom Flange Width	0.12 m
Bottom Flange Thickness	0.009 m
Fillet Radius	0 m



Property Modifiers

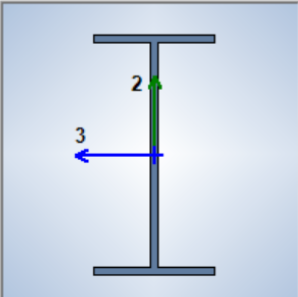
Modify/Show Modifiers...

Currently Default

OK

Figura 4.10.4-7.- Sección de viga V2-1. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	V2.2
Material	ASTM A36
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.22 m
Top Flange Width	0.11 m
Top Flange Thickness	0.008 m
Web Thickness	0.006 m
Bottom Flange Width	0.11 m
Bottom Flange Thickness	0.008 m
Fillet Radius	0 m



Property Modifiers

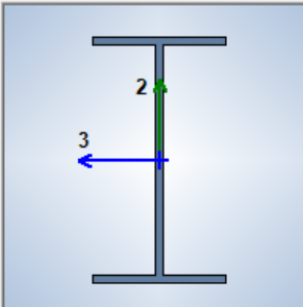
Modify/Show Modifiers...

Currently Default

OK

Figura 4.10.4-8.- Sección de viga V2-2. Elaboración Propia (2025).

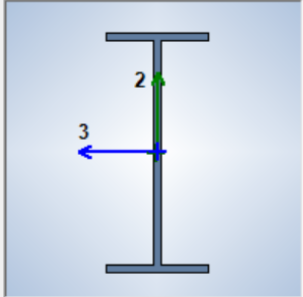
General Data	
Property Name	V3
Material	ASTM A36
Display Color	<input type="color"/> Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.11 m
Top Flange Width	0.06 m
Top Flange Thickness	0.004 m
Web Thickness	0.003 m
Bottom Flange Width	0.06 m
Bottom Flange Thickness	0.004 m
Fillet Radius	0 m



Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently Default	
OK	

Figura 4.10.4-9.- Sección de viga V3. Elaboración Propia (2025).

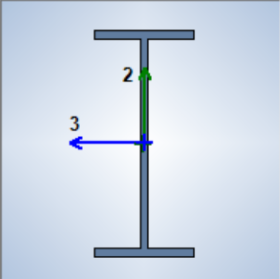
General Data	
Property Name	VP1
Material	ASTM A500 Gr.C
Display Color	<input type="color"/> Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.35 m
Top Flange Width	0.15 m
Top Flange Thickness	0.012 m
Web Thickness	0.01 m
Bottom Flange Width	0.15 m
Bottom Flange Thickness	0.012 m
Fillet Radius	0 m



Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently Default	
OK	

Figura 4.10.4-10.- Sección de viga VP1. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	VP1.1
Material	ASTM A500 Gr.C
Display Color	<input type="color" value="#808080"/> Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.32 m
Top Flange Width	0.14 m
Top Flange Thickness	0.012 m
Web Thickness	0.01 m
Bottom Flange Width	0.14 m
Bottom Flange Thickness	0.012 m
Fillet Radius	0 m



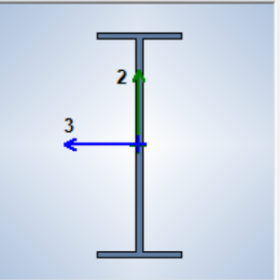
Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...

Currently Default

Figura 4.10.4-11.- Sección de viga VP1-1. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	VP2
Material	ASTM A500 Gr.C
Display Color	<input type="color" value="#0000FF"/> Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.4 m
Top Flange Width	0.15 m
Top Flange Thickness	0.012 m
Web Thickness	0.012 m
Bottom Flange Width	0.15 m
Bottom Flange Thickness	0.012 m
Fillet Radius	0 m



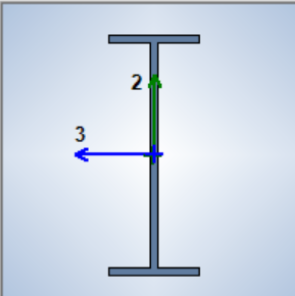
Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...

Currently Default

Figura 4.10.4-12.- Sección de viga VP2. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	VP2.1
Material	ASTM A500 Gr.C
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.37 m
Top Flange Width	0.14 m
Top Flange Thickness	0.012 m
Web Thickness	0.01 m
Bottom Flange Width	0.14 m
Bottom Flange Thickness	0.012 m
Fillet Radius	0 m



Property Modifiers

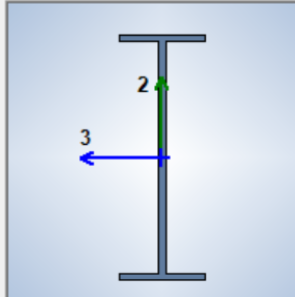
Modify/Show Modifiers...

Currently Default

OK

Figura 4.10.4-13.- Sección de viga VP2-1. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	VP2.2
Material	ASTM A500 Gr.C
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.35 m
Top Flange Width	0.12 m
Top Flange Thickness	0.01 m
Web Thickness	0.009 m
Bottom Flange Width	0.12 m
Bottom Flange Thickness	0.01 m
Fillet Radius	0 m



Property Modifiers

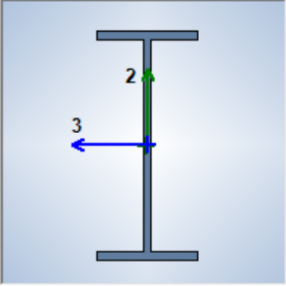
Modify/Show Modifiers...

Currently Default

OK

Figura 4.10.4-14.- Sección de viga VP2-2. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	VP3
Material	ASTM A500 Gr.C
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.32 m
Top Flange Width	0.14 m
Top Flange Thickness	0.012 m
Web Thickness	0.012 m
Bottom Flange Width	0.14 m
Bottom Flange Thickness	0.012 m
Fillet Radius	0 m



Property Modifiers

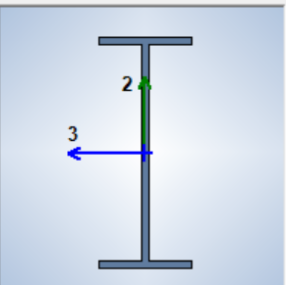
Modify/Show Modifiers...

Currently Default

OK

Figura 4.10.4-15.- Sección de viga VP3. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	VP3.1
Material	ASTM A500 Gr.C
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.3 m
Top Flange Width	0.12 m
Top Flange Thickness	0.01 m
Web Thickness	0.009 m
Bottom Flange Width	0.12 m
Bottom Flange Thickness	0.01 m
Fillet Radius	0 m



Property Modifiers

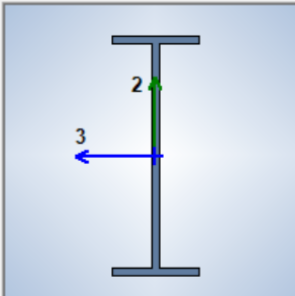
Modify/Show Modifiers...

Currently Default

OK

Figura 4.10.4-16.- Sección de viga VP3-1. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	VP3.2
Material	ASTM A500 Gr.C
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.28 m
Top Flange Width	0.1 m
Top Flange Thickness	0.009 m
Web Thickness	0.008 m
Bottom Flange Width	0.1 m
Bottom Flange Thickness	0.009 m
Fillet Radius	0 m

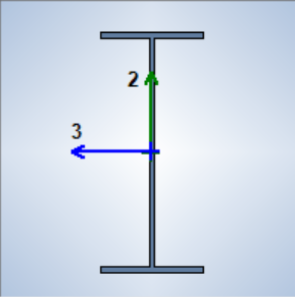


Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently Default	

OK

Figura 4.10.4-17.- Sección de viga VP3-2. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	VP-V1
Material	ASTM A500 Gr.C
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.28 m
Top Flange Width	0.12 m
Top Flange Thickness	0.008 m
Web Thickness	0.007 m
Bottom Flange Width	0.12 m
Bottom Flange Thickness	0.008 m
Fillet Radius	0 m

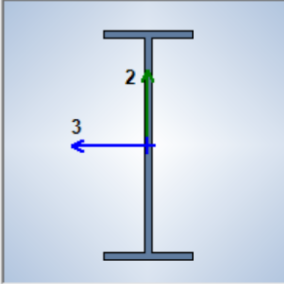


Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently Default	

OK

Figura 4.10.4-18.- Sección de viga VP-V1. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	VP-V2
Material	ASTM A36
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.26 m
Top Flange Width	0.1 m
Top Flange Thickness	0.008 m
Web Thickness	0.007 m
Bottom Flange Width	0.1 m
Bottom Flange Thickness	0.008 m
Fillet Radius	0 m



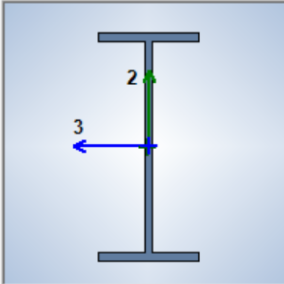
Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK

Figura 4.10.4-19.- Sección de viga VP-V2. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	VS
Material	ASTM A500 Gr.C
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.32 m
Top Flange Width	0.14 m
Top Flange Thickness	0.012 m
Web Thickness	0.012 m
Bottom Flange Width	0.14 m
Bottom Flange Thickness	0.012 m
Fillet Radius	0 m



Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK

Figura 4.10.4-20.- Sección de viga VS. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	DIAGONAL X
Material	ASTM A36
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel Tube
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.2 m
Total Width	0.2 m
Flange Thickness	0.008 m
Web Thickness	0.008 m
Comer Radius	0 m

Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently Default	

Figura 4.10.4-21.- Sección de la Diagonal X. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	DIAGONAL Y
Material	ASTM A36
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel Tube
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0.1 m
Total Width	0.1 m
Flange Thickness	0.008 m
Web Thickness	0.008 m
Comer Radius	0 m

Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently Default	

Figura 4.10.4-22.- Sección de la Diagonal Y. Elaboración Propia (2025).

General Data

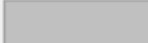
Property Name: Losa h=10cm

Slab Material: $f_c=240 \text{ kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color:  Change...

Property Notes: Modify/Show...

Use Special One-Way Load Distribution

Property Data

Type: Slab

Thickness: 0.1 m

Figura 4.10.4-23.- . Elaboración Propia (2025).

General Data

Property Name: Muro de ascensor

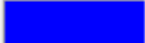
Property Type: Specified

Wall Material: $f_c=240 \text{ kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color:  Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Thickness: 0.15 m

Figura 4.10.4-24.- Muro interno de 15 cm para el ascensor de a edificación. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Material Name	fc=240 kg/cm2
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	0.0024 kgf/cm ³
Mass per Unit Volume	0.000002 kgf-s ² /cm ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	213042.78 kgf/cm ²
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099 1/C
Shear Modulus, G	88767.83 kgf/cm ²

Figura 4.10.4-25.- Propiedades para el hormigón de 240 kg/cm2. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Material Name	fy=4200 kg/cm2
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	0.00785 kgf/cm ³
Mass per Unit Volume	0.000008 kgf-s ² /cm ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2038901.92 kgf/cm ²
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117 1/C

Figura 4.10.4-26.- Propiedades del acero de fy 4200 kg/cm2. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Material Name	ASTM A500 Gr.C
Material Type	Steel
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	0.00785 kgf/cm ³
Mass per Unit Volume	0.000008 kgf-s ² /cm ⁴

Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2100000 kgf/cm ²
Poisson's Ratio, U	0.29
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117 1/C
Shear Modulus, G	813953.49 kgf/cm ²

Figura 4.10.4-27.- Propiedades del acero ASTM A500 Gr. C. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Material Name	ASTM A36
Material Type	Steel
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	0.00785 kgf/cm ³
Mass per Unit Volume	0.000008 kgf-s ² /cm ⁴

Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2100000 kgf/cm ²
Poisson's Ratio, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117 1/C
Shear Modulus, G	807692.31 kgf/cm ²

Figura 4.10.4-28.- Propiedades del acero ASTM A36. Elaboración Propia (2025).

4.12. Predimensionamiento de la estructura de acero A500 tipo PCEM

En este modelo se destaca el predimensionamiento de solo las columnas debido a que es el único elemento estructural que varía respecto al anterior, por lo tanto, las secciones anteriores se van a mantener con la excepción de las columnas que serán rellenas de hormigón.

4.12.1. Prediseño de columnas CFT

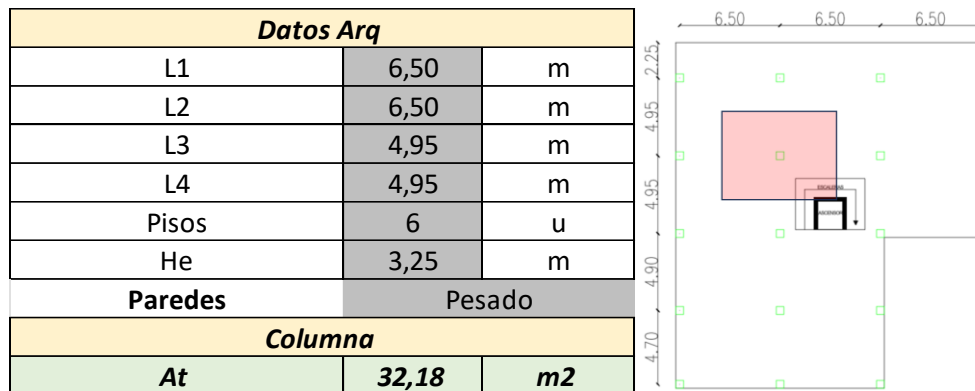


Figura 4.12.1-1.- Esquema referencial de ubicación de la columna. Elaboración Propia (2025).

Carga axial requerida (P_u): Se divide por un coeficiente de mayoración para acercarse al valor por momentos, ya que inicialmente no se consideran:

$$P_u = \frac{268.94}{0.85} = 316.40 \text{ tn}$$

Se propone las dimensiones de un perfil que pueda resistir esas cargas y que sea sísmicamente compacto, ese perfil cuenta con las siguientes propiedades geométricas:

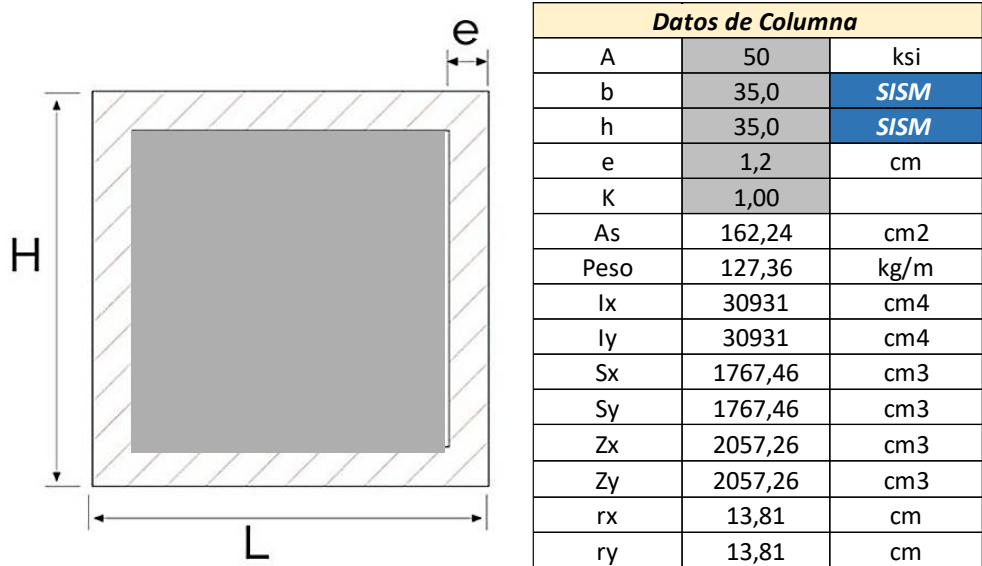


Figura 4.12.1-2.-Propiedades geométricas de columna. Elaboración propia (2025).

Sísmicamente compactas

$$\frac{b}{tf} \leq 1.4 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}}$$

$$\frac{32.60}{1.2} \leq 1.4 \sqrt{\frac{2100000}{1.3 \cdot 3515}}$$

27.17 < 30.01 **OK CUMPLE**

Cálculo de resistencia nominal a compresión (Pn)

$$P_n = F_y \cdot A_s + C_2 \cdot f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

Para secciones rectangulares $C_2 = 0.85$

$$P_n = \frac{3515 \cdot 162.24 + 0.85 \cdot 240 \cdot 1062.76}{1000} = 787.08 \text{ tn}$$

Comprobación:

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$0.90 \cdot 787.08 > 316.40 \text{ tn}$$

708.37 tn > 316.40 tn **OK CUMPLE**

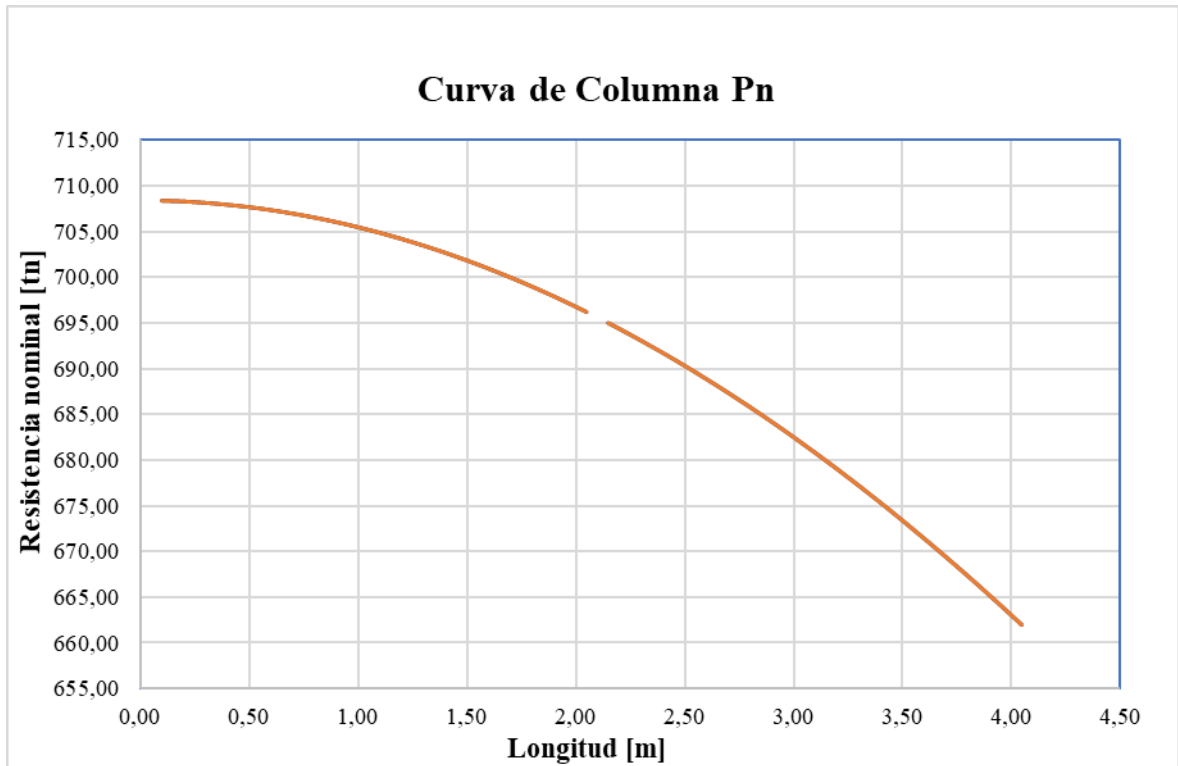


Figura 4.12.1-3.- Gráfica de curva de resistencia nominal de columna. Elaboración propia (2025).

Rigidez efectiva (EI_{eff}):

$$EI_{eff} = E_s \cdot I_s + E_s \cdot I_{sr} + C3 \cdot E_c \cdot I_c$$

El coeficiente C3 para miembros compuestos se obtiene de la siguiente manera:

$$C3 = 0.45 + 3 \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right)$$

$$C3 = 0.45 + 3 \left(\frac{162.24}{162.24 + 1062.76} \right)$$

$$0.847 < 0.90 \text{ OK}$$

Se calcula la inercia del hormigón

$$I_c = \frac{32.6 \cdot 32.6^3}{12} = 94121.57 \text{ cm}^4$$

$$EI_{eff} = \frac{2100000 \cdot 30930.52 + 0.847 \cdot 213042.78 \cdot 94121.57}{1}$$

$$EI_{eff} = 8193.81 \text{ tn} \cdot \text{m}^2$$

Chequeo columna fuerte-viga débil (CF-VD)

Se necesitan los momentos probables de las vigas que llegan a la columna:

$$M_{pr1} \approx 58 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$M_{pr2} \approx 58 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$M_{vig} = M_{pr1} + M_{pr2} = 58 + 58 = 116 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Se calcula el momento de la columna, para efectos prácticos se usa una fluencia modificada para simular que momento resiste la columna de cft.

$$M_{col} = Z_x \left(2f_y - \frac{P_u}{A_s} - \frac{(P_u - P_u/n^\circ \text{pisos})}{A_s} \right)$$

$$M_{col} = \frac{3130.29 \left(2(4852) - \frac{316400}{216.16} - \frac{(316400 - 316400/6)}{216.16} \right)}{1000000}$$

$$M_{col} = 126.07 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Comprobación:

$$M_{col} \geq M_{vig}$$

$$126.07 \text{ tn} \cdot \text{m} \geq 116 \text{ tn} \cdot \text{m} \text{ OK CUMPLE}$$

De esta manera se prediseñaron y se calcularon las columnas, a continuación, muestra una tabla resumen con todos perfiles utilizados:

Tabla 4.12.1-1.- Cuadro resumen de tipos de columnas CFT. Elaboración propia (2025).

Tipos de columnas	H (cm)	B (cm)	e (cm)	Pisos
CFT-1A	35	35	1.2	1-3
CFT-1B	35	35	1.1	4-6
CFT-2A	30	30	1.2	1-3
CFT-2B	30	30	1.1	4-6

4.13. Tercera modelación de estructura de acero A500 tipo PCEM

Debido a que el modelo anterior comparte las mismas características para el espectro para este punto solo se muestra la tabla resumen de los mismos parámetros.

Tabla 4.12.1-1.- Resumen del espectro de respuesta. Elaboración Propia (2025).

CALCULO DE COEFICIENTES Y CORTE BASAL NEC 2015		
	DATOS A INGRESAR	
	DATOS CALCULADOS	
Factor de importancia	I=	1.000
Categoría Sísmica	Zona Sísmica=	VI
Valor de factor Z	Z=	0.500
Perfil del Suelo	Suelo Tipo=	C
f. Amplificación del suelo en la zona de periodo corto	Fa=	1.180
Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd=	1.060
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs=	1.230
Factor usado en el espectro de diseño elástico	r=	1.000
relación de amplificación espectral	η =	1.800
Altura de la edificación en metros	hn=	19.500
Tipo Estructura	De Acero con arriostramientos	
Coefficiente que depende del tipo de edificio	Ct=	0.073
	α =	0.750
Periodo de Vibración Metodo 1	Ta CODIGO=	0.677
Periodo de Vibración Metodo 2	1.3 * Ta Codigo	0.881
Periodo Límite de Vibración	To=	0.110
Periodo de Vibración	Ta=	0.677
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico	Tc=	0.608
Coefficiente relacionado con el período de vibración	k=	1.089
Aceleración Espectral	Sa(Ta)=	0.953
Coefficiente de Reducción de Respuesta Estructural	R=	8
Irregularidad en planta	Φ_P =	0.900
Irregularidad en elevación	Φ_E =	0.900
	C=	0.147

4.14. Creación de secciones y materiales en ETBAS

En este modelo solo se colocará las secciones de las columnas debido a que es el único elemento estructural que varía respecto al modelo anterior, las secciones de las vigas, diagonales, muro y los materiales son los mismo.

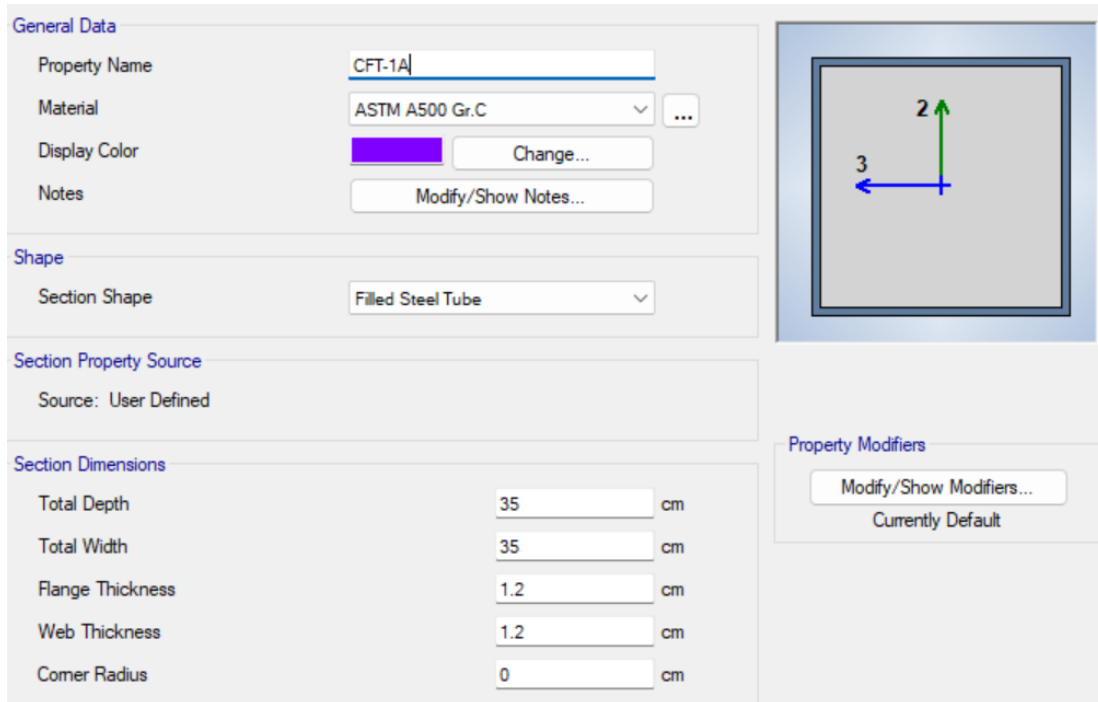


Figura 4.12.1-1.- Sección de columna CFT-1A. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	CFT-1B
Material	ASTM A500 Gr.C
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Filled Steel Tube
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	35 cm
Total Width	35 cm
Flange Thickness	1.1 cm
Web Thickness	1.1 cm
Comer Radius	0 cm


Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently Default	

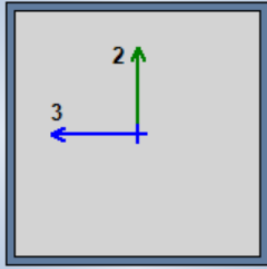
Figura 4.12.1-2.- Sección de columna CFT-1B. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	CFT-2A
Material	ASTM A500 Gr.C
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Filled Steel Tube
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	0,3 m
Total Width	0,3 m
Flange Thickness	0,012 m
Web Thickness	0,012 m
Comer Radius	0 m

Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently Default	

Figura 4.12.1-3.- Sección de columna CFT-2A. Elaboración Propia (2025).

General Data	
Property Name	CFT-2B
Material	ASTM A500 Gr.C
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Filled Steel Tube
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	30 cm
Total Width	30 cm
Flange Thickness	1.1 cm
Web Thickness	1.1 cm
Comer Radius	0 cm



Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently Default	

Figura 4.12.1-4.- Sección de columna CFT-2B. Elaboración Propia (2025).

CAPITULO IV

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. Análisis de resultados del primer modelo: Estructura de H.A con muros estructurales “PEM-HA”

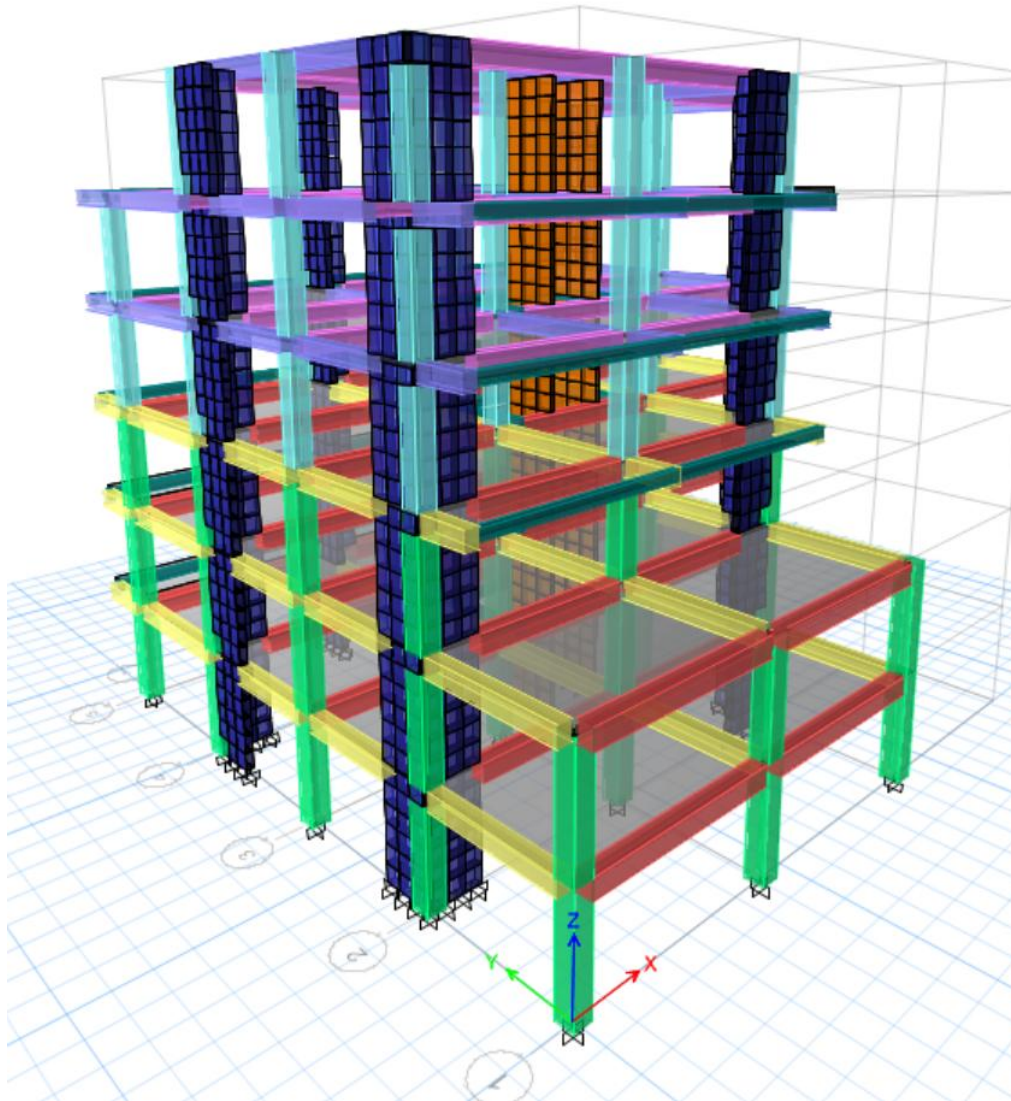


Figura 4.12.1-1.- Sistema de pórticos de Hormigón Armado. Elaboración Propia (2025).

5.1.1. Control de derivas

Según NEC-SE-DS (2015), en su sección 6.39, “Control de derivas de piso” establece lo siguiente: Se hará un control de deformaciones a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E < 2\%$$

Donde:

ΔM = Deriva inelástica máxima.

ΔE = Desplazamiento obtenido.

R = Factor de reducción de resistencia.

Deriva máxima en el sentido “X”

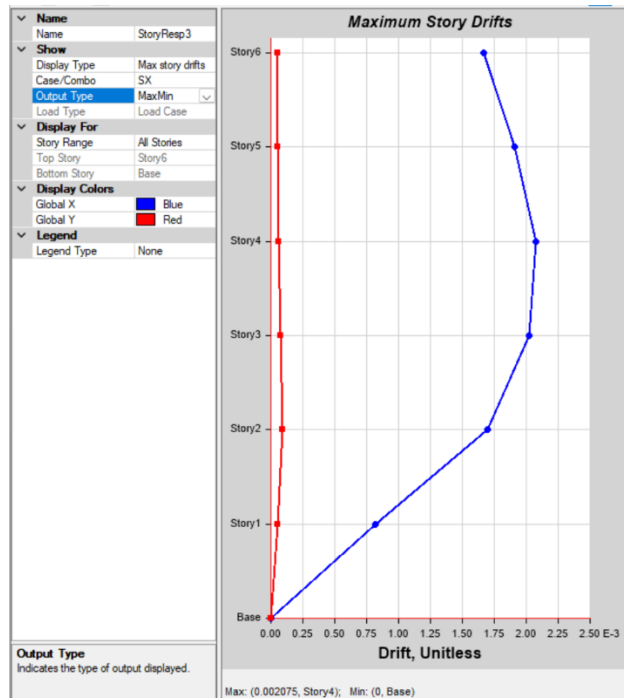


Figura 5.1.1-1.- Deriva máx/mín en SX en ETBAS. Elaboración Propia (2025).

Comprobación de la deriva máxima en el sentido en “X”

$$\Delta Mx = 0.75 * R * \Delta E < 2\%$$

$$\Delta Mx = 0.75 * 8 * 0.002075 * 100 < 2\%$$

$$\Delta Mx = 1.25\% < 2\%$$

Tabla 5.1.1-1.- Deriva máx/mín en SX por pisos. Elaboración Propia (2025)

Piso	Caso	Δx elast	Δx inelast	Condición
1	SX	0.000819	0.49%	CUMPLE
2	SX	0.001694	1.02%	CUMPLE
3	SX	0.002021	1.21%	CUMPLE
4	SX	0.002075	1.25%	CUMPLE
5	SX	0.001911	1.15%	CUMPLE
6	SX	0.00167	1.00%	CUMPLE

Deriva máxima en el sentido “Y”

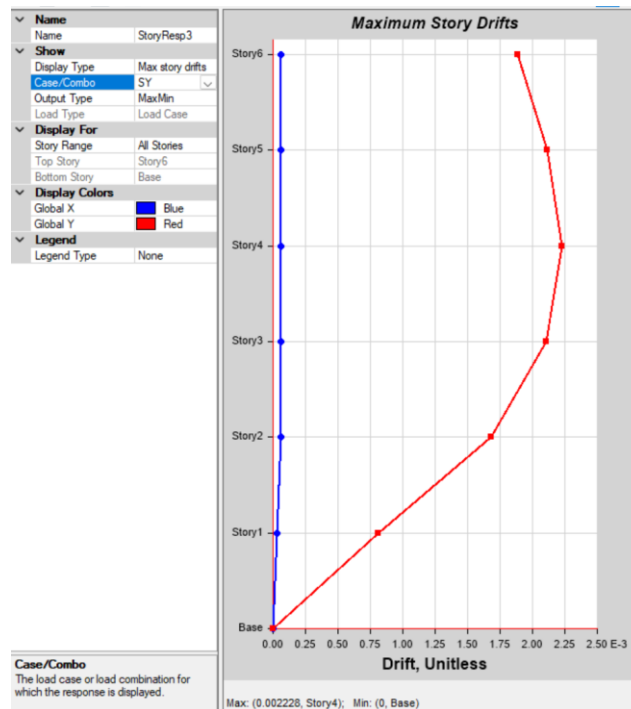


Figura 5.1.1-2. Deriva máx/mín en SY en ETABS. Elaboración Propia (2025)

Comprobación de la deriva máxima en el sentido en “Y”

$$\Delta My = 0.75 * R * \Delta E < 2\%$$

$$\Delta My = 0.75 * 8 * 0.002228 * 100 < 2\%$$

$$\Delta My = 1.34\% < 2\%$$

Tabla 5.1.1-2.- Deriva máx/mín en SY por pisos. Elaboración Propia (2025)

Piso	Caso	Δx elast	Δx inelast	Condición
1	SY	0.000808	0.48%	CUMPLE
2	SY	0.001685	1.01%	CUMPLE
3	SY	0.002104	1.26%	CUMPLE
4	SY	0.002228	1.34%	CUMPLE
5	SY	0.002110	1.27%	CUMPLE
6	SY	0.001888	1.13%	CUMPLE

La deriva máxima en el sentido “X” es de $\Delta Mx = 1.25\%$ y en el sentido “Y” es de $\Delta My = 1.34\%$, por lo tanto, se verifica que ambas derivas son menores a lo establecido por la (NEC-SE-DS, 2015), ya que, la deriva máxima permitida es del 2%.

Deriva máxima por carga espectral en el sentido “X”

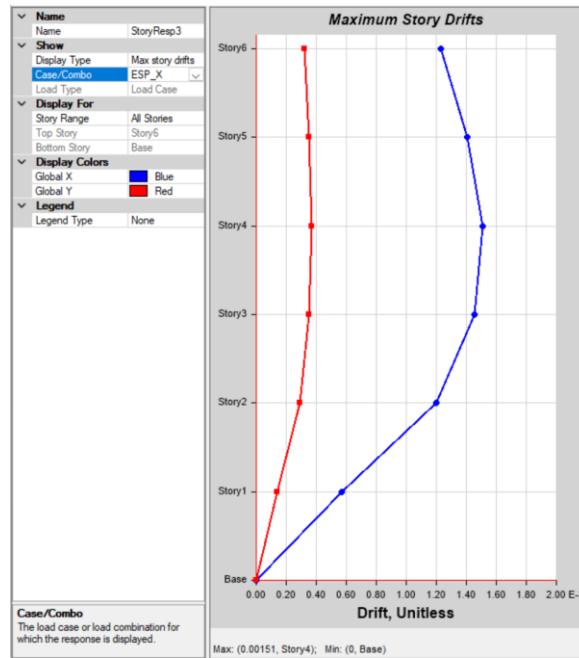


Figura 5.1.1-3.- Deriva máx/mín en ESP_X en ETBAS. Elaboración Propia (2025)

Comprobación de la deriva máxima en el sentido en “X”

$$\Delta My = 0.75 * R * \Delta E < 2\%$$

$$\Delta My = 0.75 * 8 * 0.00151 * 100 < 2\%$$

$$\Delta My = 0.906\% < 2\%$$

Tabla 5.1.1-3.- Deriva máx/mín en ESP_X por pisos. Elaboración Propia (2025)

Piso	Caso	Δx elast	Δx inelast	Condición
1	ESP_X	0.000573	0.34%	CUMPLE
2	ESP_X	0.001203	0.72%	CUMPLE
3	ESP_X	0.001452	0.87%	CUMPLE
4	ESP_X	0.001510	0.91%	CUMPLE
5	ESP_X	0.001408	0.84%	CUMPLE
6	ESP_X	0.001231	0.74%	CUMPLE

Deriva máxima por carga espectral en el sentido “Y”

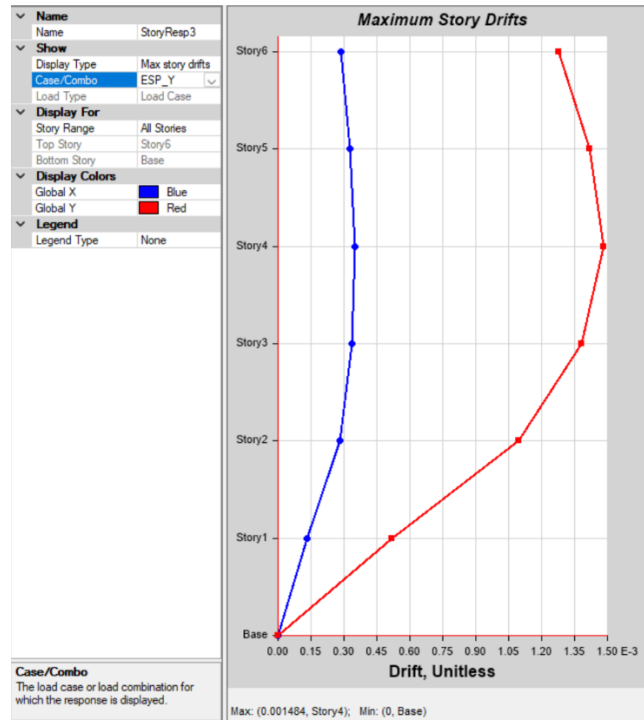


Figura 5.1.1-4.- Deriva máx/mín en ESP_Y en ETBAS. Elaboración Propia (2025)

Comprobación de la deriva máxima en el sentido en “Y”

$$\Delta M_y = 0.75 * R * \Delta E < 2\%$$

$$\Delta M_y = 0.75 * 8 * 0.001484 * 100 < 2\%$$

$$\Delta M_y = 0.89\% < 2\%$$

Tabla 5.1.1-4.- Deriva máx/mín en ESP_Y por pisos. Elaboración Propia (2025)

Piso	Caso	Δx elast	Δx inelast	Condición
1	ESP_Y	0.000519	0.31%	CUMPLE
2	ESP_Y	0.001097	0.66%	CUMPLE
3	ESP_Y	0.001384	0.83%	CUMPLE
4	ESP_Y	0.001484	0.89%	CUMPLE
5	ESP_Y	0.001420	0.85%	CUMPLE
6	ESP_Y	0.001277	0.77%	CUMPLE

La deriva máxima en el sentido “X” es de $\Delta Mx = 0.91\%$ y en el sentido “Y” es de $\Delta My = 0.89\%$, por lo tanto, se verifica que ambas derivas son menores a lo establecido por la (NEC-SE-DS, 2015), ya que, la deriva máxima permitida es del 2%.

En la Tabla 5.1.1-5, se muestra que las derivas en las dos direcciones principales de la estructura caso SX/SY y ESP_X/ESP_Y cumplen con lo establecido por la norma (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 5.1.1-5.- Tabla de resumen de derivas Máx/mín. Elaboración Propia (2025).

Caso	Δx elast	Δx inelast	Condición
SX	0.002075	1.25%	CUMPLE
SY	0.002228	1.34%	CUMPLE
ESP_X	0.001510	0.91%	CUMPLE
ESP_Y	0.001484	0.89%	CUMPLE

5.1.2. *Periodos de vibración de la estructura por el método 2*

De acuerdo con la (NEC-SE-DS, 2015), los dos primeros modos deben ser predominantes traslacionales y el tercer modo principalmente rotacional, además de verificarse que los periodos modales no excedan el 30% del periodo fundamental obtenido mediante el método 1. En este modelo, el primer modo es traslacional, por lo que satisface la condición de que su periodo no supere dicho 30% respecto al período calculado por el método 1.

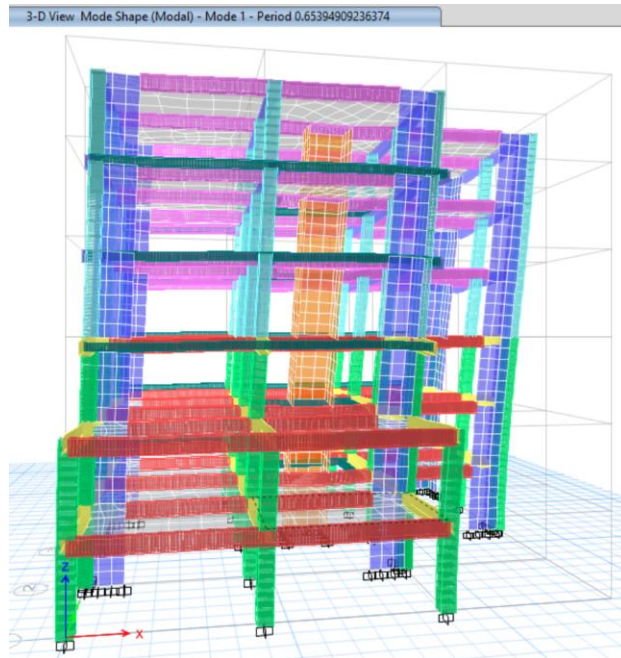


Figura 5.1.2-1.- Modo 1 traslacional en X - Periodo = 0.654 seg. Elaboración Propia (2025).

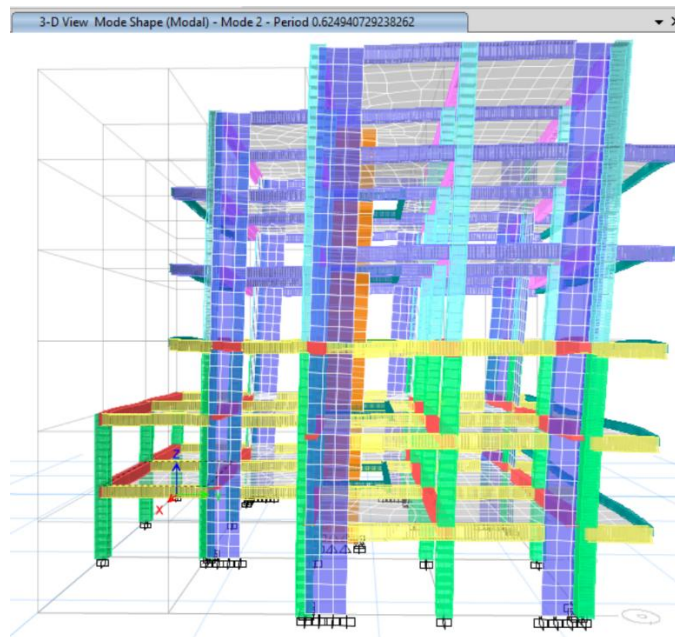


Figura 5.1.2-2.- Modo 2 traslacional en Y - Periodo = 0.625 seg. Elaboración Propia (2025).

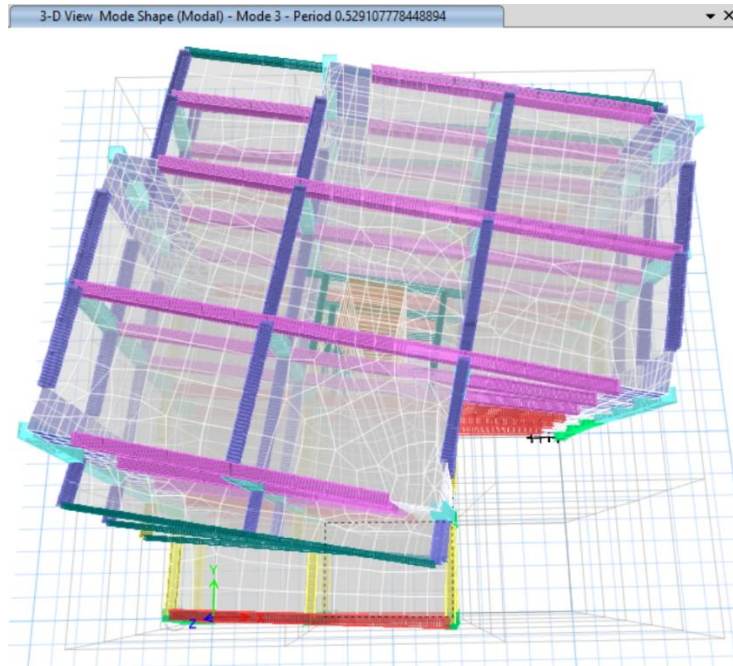


Figura 5.1.2-3.- Modo 3 rotacional en Z - Periodo = 0.529 seg. Elaboración Propia (2025).

Comprobación de los períodos de vibración de la estructura

Tabla 5.1.2-1.- Resumen de los períodos de vibración de la estructura. Elaboración Propia (2025).

Modo	Tn etbas (seg)	Condición	Tn (seg)	Verificación
1	0.654	<	0.664	CUMPLE
2	0.625	<	0.664	CUMPLE
3	0.529	<	0.664	CUMPLE

La Tabla 5.1.2-1 muestra que los períodos de los tres primeros modos obtenidos en ETBAS son inferiores a 1.036 seg, por tanto, se cumple el límite del 30% respecto al período del método

5.1.3. Participaciones de masas modales

Según lo establecido en la NEC-SE-DS (2015), todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada que alcance como mínimo 90% de la masa total, en cada una de las direcciones horizontales que sean principales, por lo tanto, en la se debe considerar al menos los 9 primeros modos de vibración.

Tabla 5.1.3-1.- Periodos y participaciones de Masa con modos de hasta al menos el 90%. Elaboración Propia (2025).

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.654	0.114	0.5873	0	0.114	0.5873	0	0.2808	0.0515	0.0038	0.2808	0.0515	0.0038
Modal	2	0.625	0.5872	0.1132	0	0.7013	0.7006	0	0.0542	0.2719	0.0094	0.3351	0.3235	0.0132
Modal	3	0.529	0.0068	0.0002	0	0.7081	0.7008	0	0.0003	0.0039	0.6634	0.3354	0.3274	0.6766
Modal	4	0.181	0.0601	0.1188	0	0.7682	0.8196	0	0.2537	0.1377	0.0009	0.5891	0.4651	0.6776
Modal	5	0.171	0.1171	0.0621	0	0.8853	0.8817	0	0.1282	0.2593	0.0005	0.7173	0.7244	0.6781
Modal	6	0.145	0.0019	0.0008	0	0.8873	0.8825	0	0.0016	0.0027	0.2013	0.7188	0.7271	0.8793
Modal	7	0.083	0.0328	0.0334	0	0.9201	0.9159	0	0.0703	0.07	0.0004	0.7891	0.7972	0.8797
Modal	8	0.078	0.0323	0.034	0	0.9524	0.9499	0	0.0721	0.0695	0.0006	0.8612	0.8667	0.8804
Modal	9	0.066	0.0004	0.0009	0	0.9528	0.9508	0	0.0017	0.0009	0.0711	0.8629	0.8676	0.9514
Modal	10	0.05	0.0203	0.011	0	0.9731	0.9618	0	0.0306	0.057	0.00001989	0.8935	0.9246	0.9515
Modal	11	0.047	0.0097	0.0206	0	0.9828	0.9824	0	0.0571	0.0271	0.0009	0.9506	0.9517	0.9524
Modal	12	0.04	0.0017	0.0002	0	0.9845	0.9825	0	0.0005	0.0049	0.0328	0.9511	0.9565	0.9852

5.1.4. Calibración del cortante sísmico

De acuerdo con lo establecido en la (NEC-SE-DS, 2015), sección 6.2.2, el cortante dinámico total en base obtenido por cualquier análisis dinámico no puede ser menor al 80 % del cortante basal estático V para estructuras regulares, ni menor al 85 % de V para estructuras irregulares.

Tabla 5.1.4-1.- Valores de fuerzas sísmicas en SX, SY y ESP_X, ESP_Y. Elaboración Propia (2025).

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Modal	LinModEigen	Mode	8	58.174	59.6184	0	-149.7475	143.2612	-247.8863
Modal	LinModEigen	Mode	9	8.8984	13.1592	0	-36.7957	18.8278	993.9234
Modal	LinModEigen	Mode	10	111.8083	-82.512	0	115.4161	149.8929	-2148.0341
Modal	LinModEigen	Mode	11	-86.6839	-126.1895	0	175.86	-118.9956	153.8509
Modal	LinModEigen	Mode	12	-51.8042	-16.7751	0	26.0972	-66.6961	-1366.6466
SX	LinStatic	Step By Step	1	-343.2502	0	0	0	-4541.6168	4306.6868
SX	LinStatic	Step By Step	2	-343.2502	0	0	0	-4541.6168	4442.0857
SX	LinStatic	Step By Step	3	-343.2502	0	0	0	-4541.6168	4171.288
SY	LinStatic	Step By Step	1	0	-343.2502	0	4541.6168	0	-3122.6735
SY	LinStatic	Step By Step	2	0	-343.2502	0	4541.6168	0	-3264.4605
SY	LinStatic	Step By Step	3	0	-343.2502	0	4541.6168	0	-2980.8865
ACABADOS	LinStatic			0	0	508.2031	6321.9046	-4484.7636	-0.0024
CVr	LinStatic			0	0	16.0395	193.9969	-156.596	-0.0002
ESP_X	LinRespSpec	Max		234.8901	53.8056	0	690.5666	3158.3583	3013.1834
ESP_Y	LinRespSpec	Max		53.8056	228.1958	0	3071.7971	685.7102	2276.4042

TIPO DE ESTRUCTURA	Estructura irregular
---------------------------	----------------------

V_{din} = Cortante dinámico

V_{est} = Cortante estático

CARGA/COMBO	FX (ton)	FY (ton)	FZ (ton)
Sismo X	-343.25	0	0
Sismo Y	0	-343.25	0
Espectro X Max	234.89	53.81	0
Espectro Y Max	53.81	228.20	0

$$\frac{V_{din}}{V_{est}} \geq 85\%$$

Sentido X $\frac{234.89}{343.25} = 68\%$ rediseñar

Sentido Y $\frac{228.20}{343.25} = 66\%$ rediseñar

Figura 5.1.4-1.- Comprobación del cortante sísmico. Elaboración Propia (2025).

Al ser una estructura irregular no cumple con el porcentaje requerido del 85%, es decir, se tiene que hacer un ajuste por medio de coeficientes en load cases del programa ETABS.

Load Case/Comb	FX	FY
	tonf	tonf
SX	-343.2502	0
SY	0	-343.2502
ESPECX Max	234.8901	53.8056
ESPECY Max	53.8056	228.1958

291.76267

291.76267

Coef.	Dirección
1.25	X
1.28	Y

Figura 5.1.4-2.- Coeficientes de reajuste para el cortante sísmico. Recuperado de: Curso de Diseño Sismorresistente (2025).

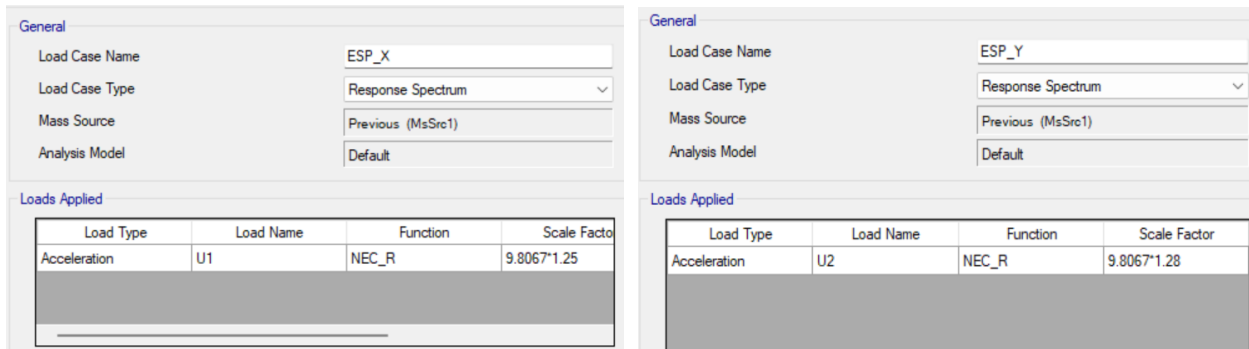


Figura 5.1.4-3.- Corrección por medio de coeficientes del espectro “X” e “Y”. Elaboración Propia (2025).

Una vez hecho los cambios el cortante sísmico ya cumple con el mínimo del 85 % para el proyecto.

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Modal	LinModEigen	Mode	8	-58.174	-59.6184	0	149.7475	-143.2612	247.8863
Modal	LinModEigen	Mode	9	8.8984	13.1592	0	-36.7957	18.8278	993.9234
Modal	LinModEigen	Mode	10	111.8083	-82.512	0	115.4161	149.8929	-2148.0341
Modal	LinModEigen	Mode	11	-86.6839	-126.1895	0	175.86	-118.9956	153.8509
Modal	LinModEigen	Mode	12	-51.8042	-16.7751	0	26.0972	-66.6961	-1366.6466
SX	LinStatic	Step By Step	1	-343.2502	0	0	0	-4541.6168	4306.6868
SX	LinStatic	Step By Step	2	-343.2502	0	0	0	-4541.6168	4442.0857
SX	LinStatic	Step By Step	3	-343.2502	0	0	0	-4541.6168	4171.288
SY	LinStatic	Step By Step	1	0	-343.2502	0	4541.6168	0	-3122.6735
SY	LinStatic	Step By Step	2	0	-343.2502	0	4541.6168	0	-3264.4605
SY	LinStatic	Step By Step	3	0	-343.2502	0	4541.6168	0	-2980.8865
ACABADOS	LinStatic			0	0	508.2031	6321.9046	-4484.7636	-0.0024
CVr	LinStatic			0	0	16.0395	193.9969	-156.596	-0.0002
ESP_X	LinRespSpec	Max		293.6147	67.2575	0	863.2143	3947.976	3766.5061
ESP_Y	LinRespSpec	Max		68.8717	292.0926	0	3931.9277	877.7152	2913.8178

Figura 5.1.4-4.- Nuevos valores de las fuerzas Fx e Fy. Elaboración Propia (2025).

TIPO DE ESTRUCTURA	Estructura irregular
---------------------------	-----------------------------

V_{din} = Cortante dinámico

V_{est} = Cortante estático

CARGA/COMBO	FX (ton)	FY (ton)	FZ (ton)
Sismo X	-343.25	0	0
Sismo Y	0	-343.25	0
Espectro X Max	293.61	67.26	0
Espectro Y Max	68.87	292.09	0

$$\frac{V_{din}}{V_{est}} \geq 85\%$$

$$\text{Sentido X } \frac{293.61}{343.25} = 86\% \quad \text{OK}$$

$$\text{Sentido Y } \frac{292.09}{343.25} = 85\% \quad \text{OK}$$

Figura 5.1.4-5.- Demostración del cumplimiento del cortante sísmico para estructuras irregulares.

Elaboración Propia (2025).

Derivas dinámicas

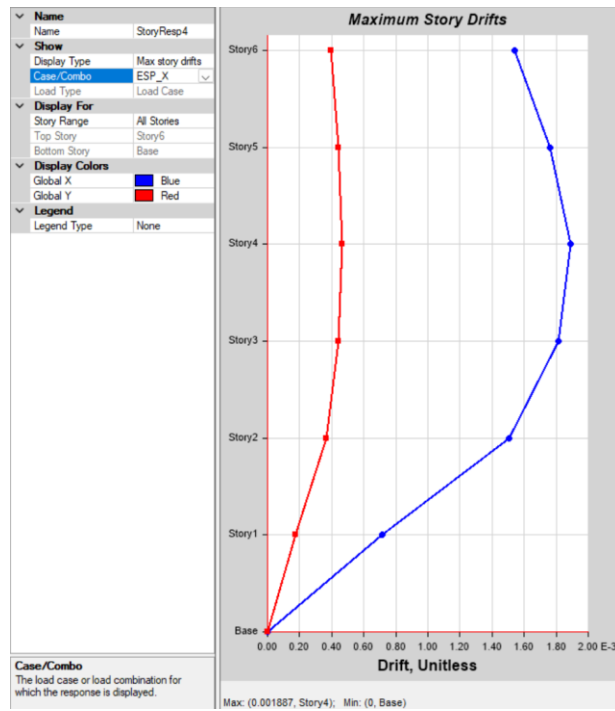


Figura 5.1.4-6.- Derivas en ESPEC_X. Elaboración Propia (2025).

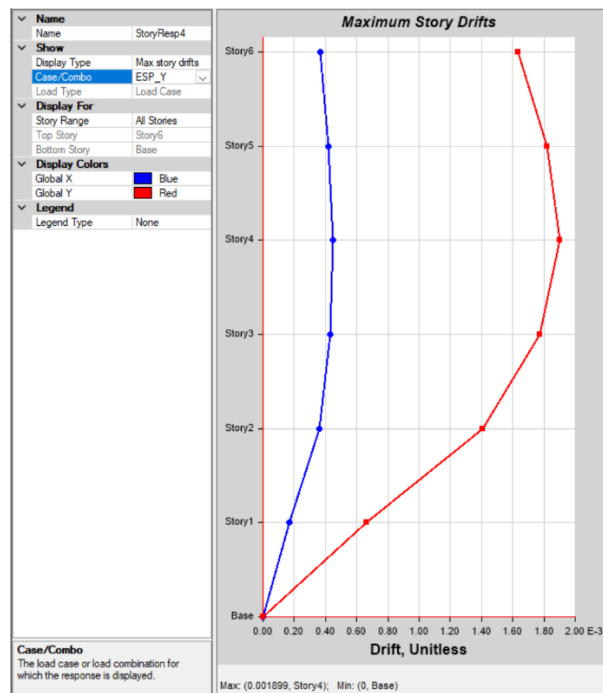


Figura 5.1.4-7.- Derivas en ESPEC_Y. Elaboración Propia (2025).

Tabla 5.1.4-2.- Cuadro resumen de derivas dinámicas ESP_X/ESP_Y. Elaboración Propia (2025).

Caso	Δx elast	Δx inelast	Condición
ESP_X	0.001887	1.13%	CUMPLE
ESP_Y	0.001899	1.14%	CUMPLE

Después de haber hecho la calibración del cortante sísmico, la carga espectral en “X” e “Y” presenta cambio en las derivas dinámicas, pero aún sigue cumpliendo la condición de ser menor al 2%.

5.1.5. Irregularidad torsional

Según la NEC-SE-DS (2015), cuando el valor evaluado supera 1.20 se considera que existe irregularidad torsional, aplicándose un coeficiente de 0.9.

Tabla 5.1.5-1.- Cuadro de resumen de valores de torsión de la carga espectral ESP_X. Elaboración Propia (2025)

Piso	Caso	Ratio	Condición
6	ESP_X	1.127	No presenta torsión
5	ESP_X	1.125	No presenta torsión
4	ESP_X	1.087	No presenta torsión
3	ESP_X	1.081	No presenta torsión
2	ESP_X	1.076	No presenta torsión
1	ESP_X	1.072	No presenta torsión

Tabla 5.1.5-2.- Cuadro de resumen de valores de torsión de la carga espectral ESP_Y. Elaboración Propia (2025)

Piso	Caso	Ratio	Condición
6	ESP_Y	1.004	No presenta torsión
5	ESP_Y	1.003	No presenta torsión
4	ESP_Y	1.005	No presenta torsión
3	ESP_Y	1.006	No presenta torsión
2	ESP_Y	1.008	No presenta torsión
1	ESP_Y	1.009	No presenta torsión

No existe irregularidad torsional, por lo tanto, asumimos un valor de 1.

5.1.6. Cargas laterales por pisos

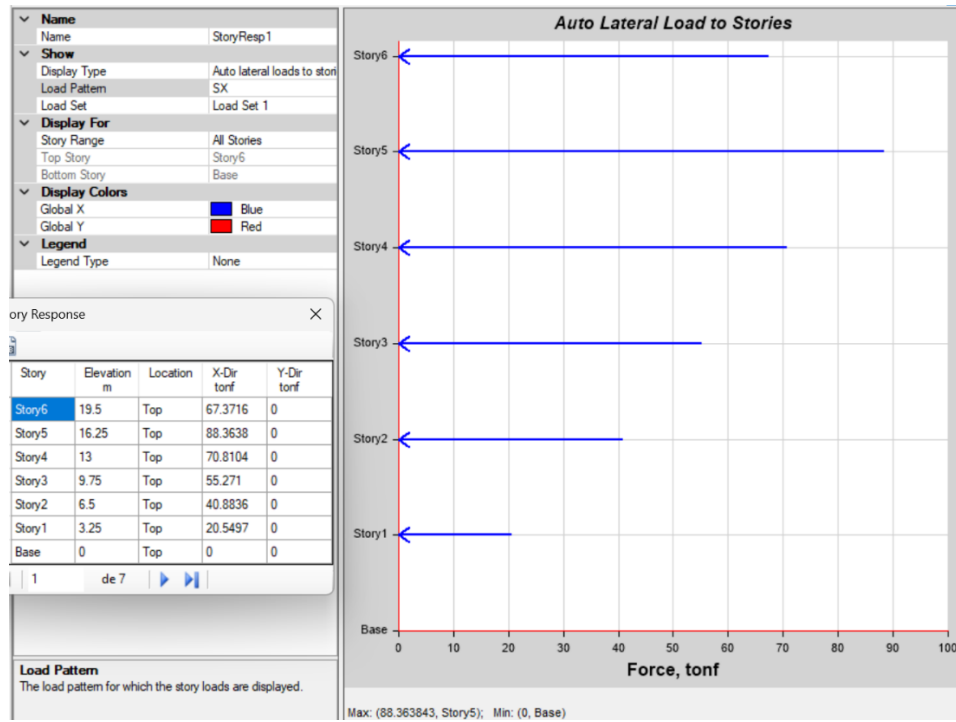


Figura 5.1.6-1.- Carga lateral aplicada por piso "SX". Elaboración Propia (2025).

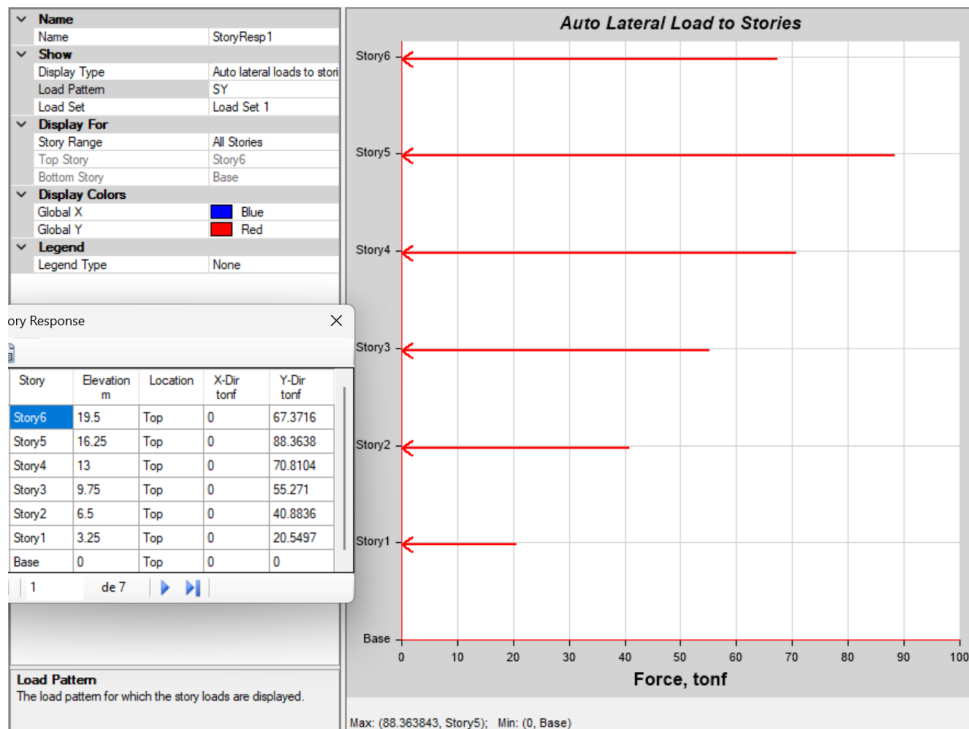


Figura 5.1.6-2.- Carga lateral aplicada por piso "SY". Elaboración Propia (2025).

5.1.7. Cortante basal de diseño V

Para el cálculo del cortante basal de diseño “V” multiplicaremos el coeficiente basal “CV” por la carga reactiva $W = \text{Dead}$, que corresponde al peso total de la estructura, que se encuentra en la Tabla 5.4.1-1.

$$V = CV * W$$

$$V = 0.164 * 1627.07$$

$$V = 266.836 \text{ tonf}$$

5.2. Análisis de resultados del segundo modelo: “Estructura de acero A500 arriostrada tipo PEM”.

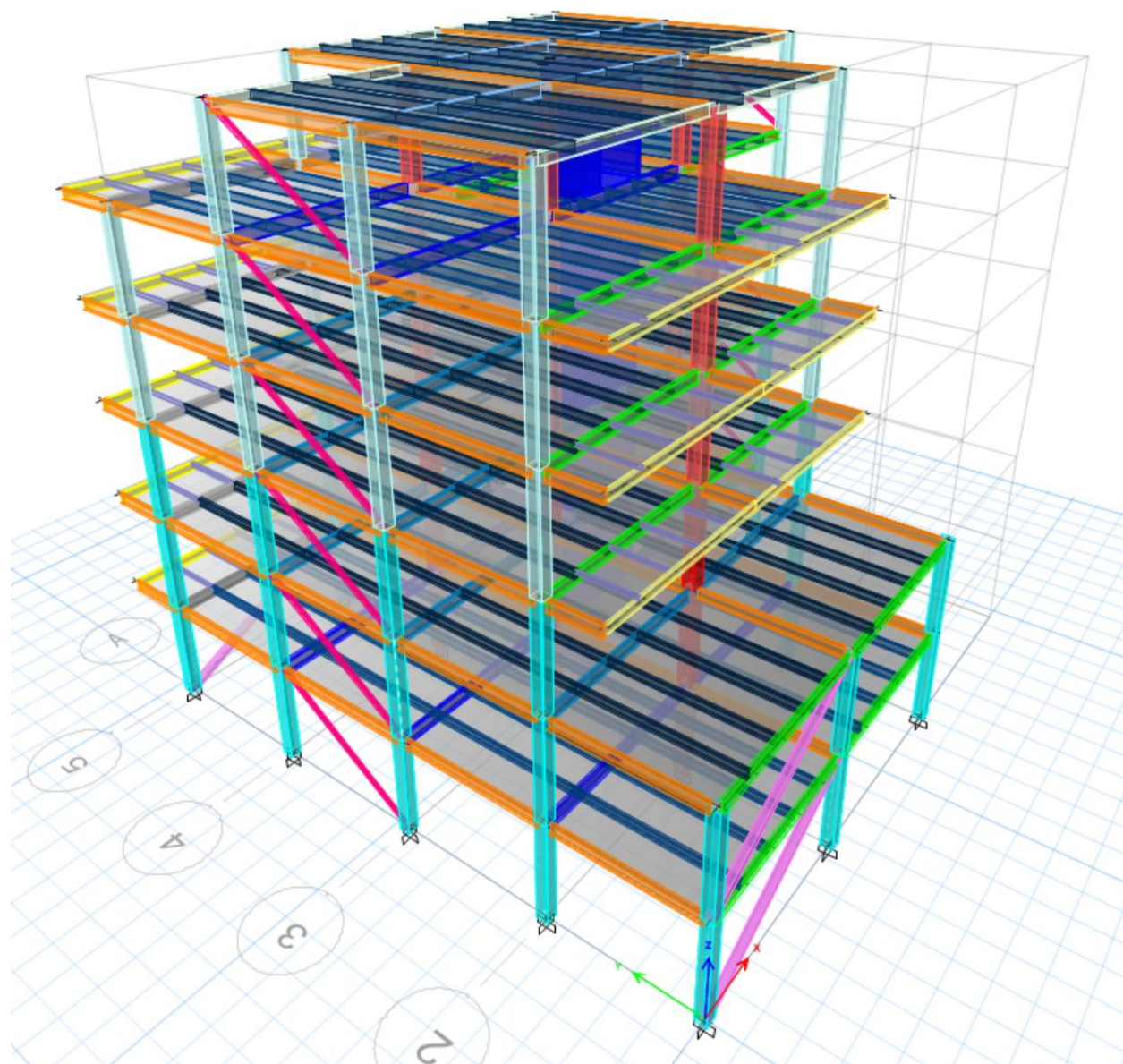


Figura 5.1.7-1.- Sistema de Pórticos Especial a momento con riostras. Elaboración Propia (2025).

5.2.1. Control de derivas

Según NEC-SE-DS (2015), en su sección 6.39, “Control de derivas de piso” establece lo siguiente: Se hará un control de deformaciones a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E < 2\%$$

Donde:

ΔM = Deriva máxima inelástica.

ΔE = Desplazamiento que se genera al después aplicar las fuerzas laterales.

R = Factor de reducción de resistencia.

Deriva máxima en el sentido “X”

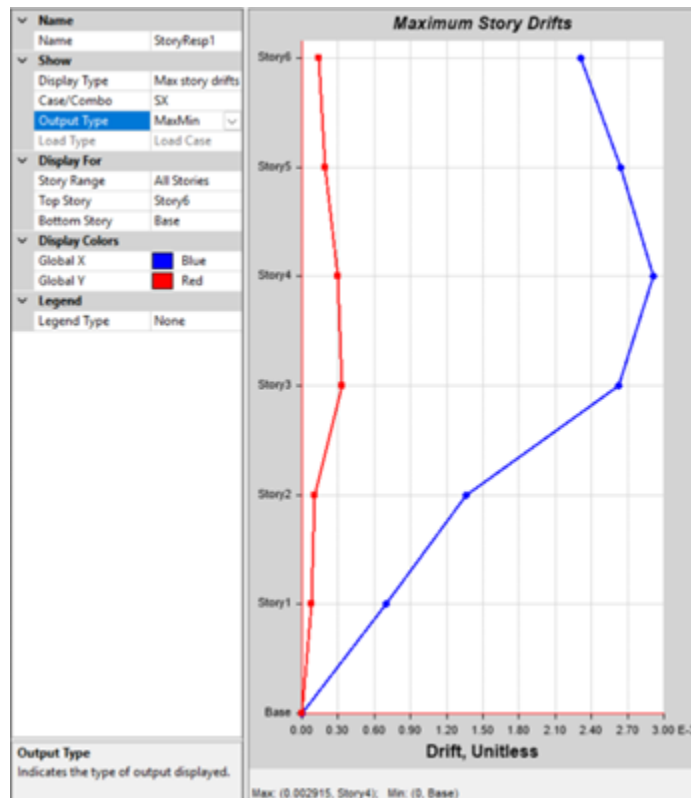


Figura 5.2.1-1.- Deriva máx/mín en SX en ETBAS. Elaboración Propia (2025).

Comprobación de la deriva máxima en el sentido en “X”

$$\Delta Mx = 0.75 * R * \Delta E < 2\%$$

$$\Delta Mx = 0.75 * 8 * 0.002915 * 100 < 2\%$$

$$\Delta Mx = 1.75\% < 2\%$$

Tabla 5.2.1-1.- Deriva máx/mín en SX por pisos. Elaboración Propia (2025)

Piso	Caso	Δx elast	Δx inelast	Condición
1	SX	0.000698	0.42%	CUMPLE
2	SX	0.001359	0.82%	CUMPLE
3	SX	0.002621	1.57%	CUMPLE
4	SX	0.002915	1.75%	CUMPLE
5	SX	0.002639	1.58%	CUMPLE
6	SX	0.002315	1.39%	CUMPLE

Deriva máxima por carga espectral en el sentido “Y”

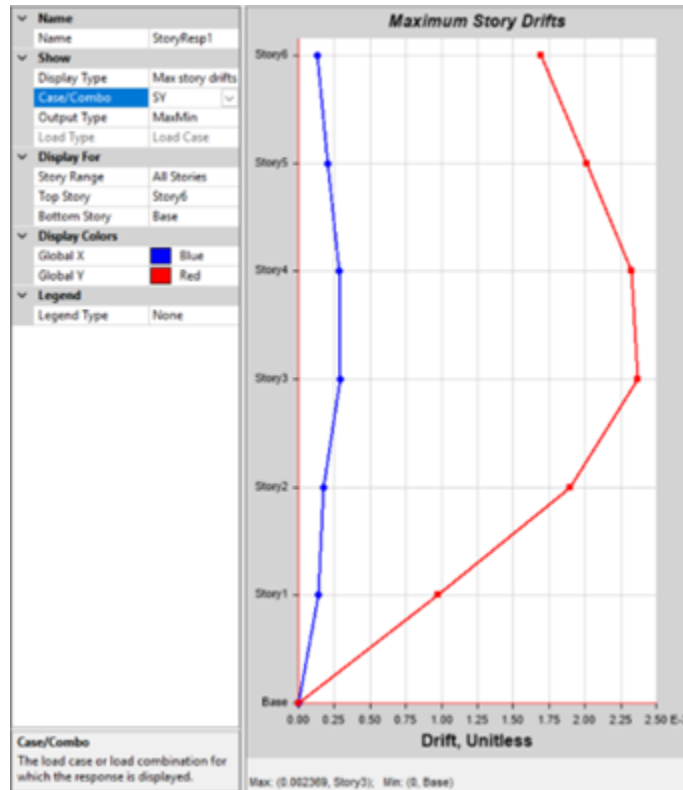


Figura 5.2.1-2.- Deriva máx/mín en ESP_Y en ETBAS. Elaboración Propia (2025)

Comprobación de la deriva máxima en el sentido en “Y”

$$\Delta My = 0.75 * R * \Delta E < 2\%$$

$$\Delta My = 0.75 * 8 * 0.002327 * 100 < 2\%$$

$$\Delta My = 1.40\% < 2\%$$

Tabla 5.2.1-2.- Deriva máx/mín en SY por pisos. Elaboración Propia (2025)

Piso	Caso	Δx elast	Δx inelast	Condición
1	SY	0.000975	0.59%	CUMPLE
2	SY	0.001897	1.14%	CUMPLE
3	SY	0.002369	1.42%	CUMPLE
4	SY	0.002327	1.40%	CUMPLE
5	SY	0.002012	1.21%	CUMPLE
6	SY	0.001692	1.02%	CUMPLE

La deriva máxima en el sentido “X” es de $\Delta Mx = 1.75\%$ y en el sentido “Y” es de $\Delta My = 1.42\%$, por lo tanto, se verifica que ambas derivas son menores a lo establecido por la (NEC-SE-DS, 2015), ya que, la deriva máxima permitida es del 2%.

Deriva máxima por carga espectral en el sentido “X”

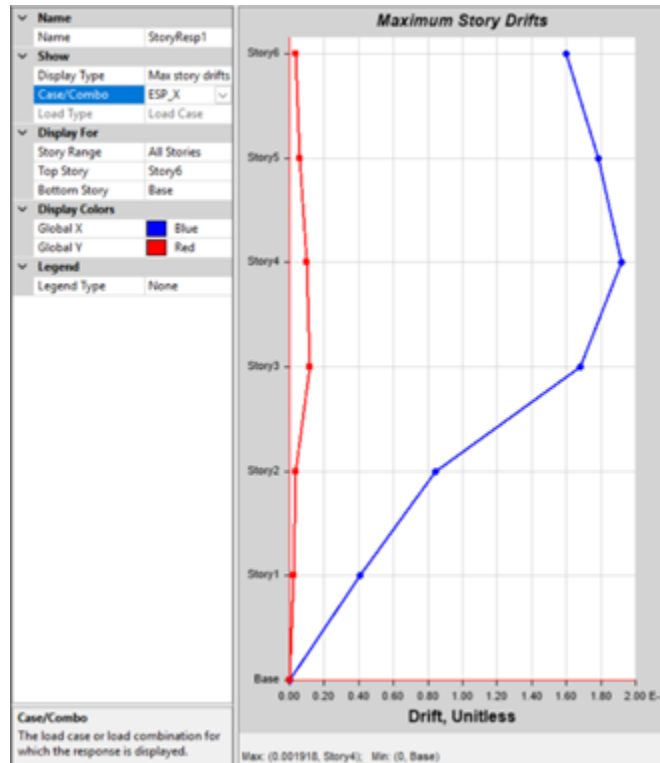


Figura 5.2.1-3.- Deriva máx/mín en ESP_X en ETBAS. Elaboración Propia (2025)

Comprobación de la deriva máxima en el sentido en “X”

$$\Delta M_y = 0.75 * R * \Delta E < 2\%$$

$$\Delta M_y = 0.75 * 8 * 0.002496 * 100 < 2\%$$

$$\Delta M_y = 1.15\% < 2\%$$

Tabla 5.2.1-3.- Deriva máx/mín en ESP_X por pisos. Elaboración Propia (2025).

Piso	Caso	Δx elast	Δx inelast	Condición
1	ESP_X	0.000404	0.24%	CUMPLE
2	ESP_X	0.00084	0.50%	CUMPLE
3	ESP_X	0.001682	1.01%	CUMPLE
4	ESP_X	0.001918	1.15%	CUMPLE
5	ESP_X	0.001785	1.07%	CUMPLE
6	ESP_X	0.001599	0.96%	CUMPLE

Deriva máxima por carga espectral en el sentido “Y”

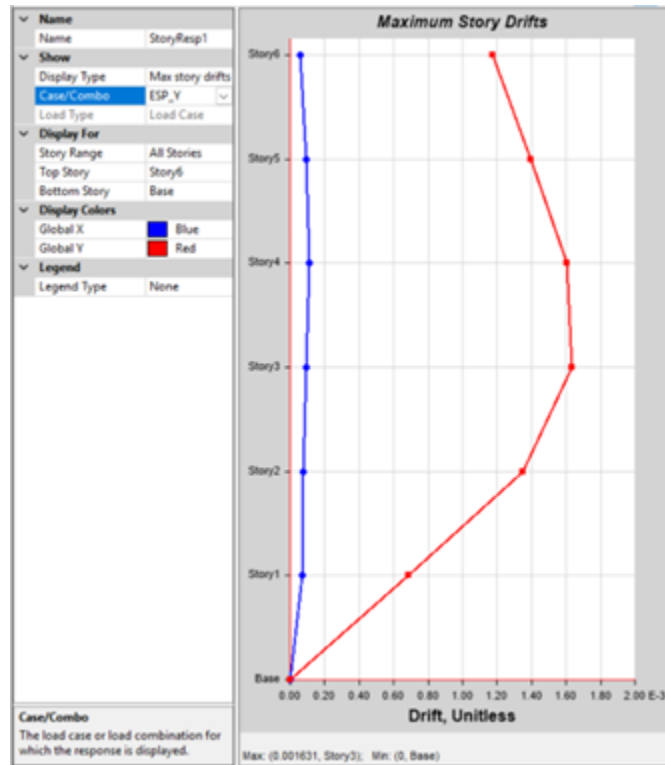


Figura 5.2.1-4.- Deriva máx/mín en ESP_Y en ETBAS. Elaboración Propia (2025)

Comprobación de la deriva máxima en el sentido en “Y”

$$\Delta My = 0.75 * R * \Delta E < 2\%$$

$$\Delta My = 0.75 * 8 * 0.001631 * 100 < 2\%$$

$$\Delta My = 0.98\% < 2\%$$

Tabla 5.2.1-4.- Deriva máx/mín en ESP_Y por pisos. Elaboración Propia (2025)

Piso	Caso	Δx elast	Δx inelast	Condición
1	ESP_Y	0.000684	0.41%	CUMPLE
2	ESP_Y	0.001348	0.81%	CUMPLE
3	ESP_Y	0.001631	0.98%	CUMPLE
4	ESP_Y	0.001607	0.96%	CUMPLE
5	ESP_Y	0.001393	0.84%	CUMPLE
6	ESP_Y	0.001174	0.70%	CUMPLE

La deriva máxima en el sentido “X” es de $\Delta Mx = 1.50\%$ y en el sentido “Y” es de $\Delta My = 1.06\%$, por lo tanto, se verifica que ambas derivas son menores a lo establecido por la (NEC-SE-DS, 2015), ya que, la deriva máxima permitida es del 2%.

En la Tabla 5.1.1-5, se muestra que las derivas en las dos direcciones principales de la estructura caso SX/SY y ESP_X/ESP_Y cumplen con lo establecido por la norma (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 5.2.1-5.- Tabla de resumen de derivas Máx/mín. Elaboración Propia (2025).

Caso	Δx elast	Δx inelast	Condición
SX	0.002915	1.75%	CUMPLE
SY	0.002369	1.42%	CUMPLE
ESP_X	0.001918	1.15%	CUMPLE
ESP_Y	0.001631	0.98%	CUMPLE

5.2.2. *Periodos de vibración de la estructura por el método 2*

De acuerdo con la (NEC-SE-DS, 2015), los dos primeros modos deben ser predominantes traslacionales y el tercer modo principalmente rotacional, además de verificarse que los periodos modales no excedan el 30% del periodo fundamental obtenido mediante el método 1. En este modelo, el primer modo es traslacional, por lo que satisface la condición de que su periodo no supere dicho 30% respecto al período calculado por el método 1.

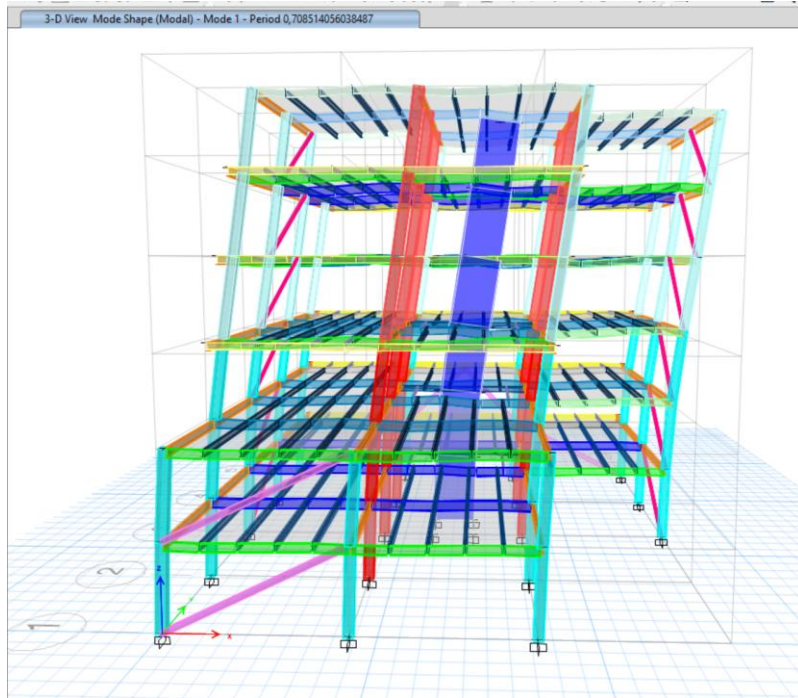


Figura 5.2.2-1.- Modo 1 traslacional en X - Periodo = 0.709 seg. Elaboración Propia (2025).

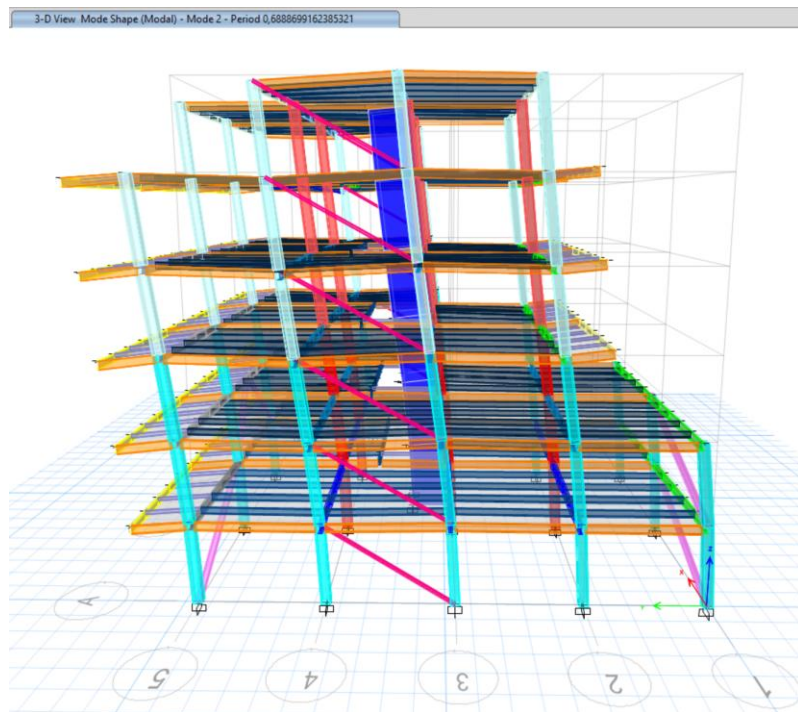


Figura 5.2.2-2.- Modo 2 traslacional en Y - Periodo = 0.689 seg. Elaboración Propia (2025).

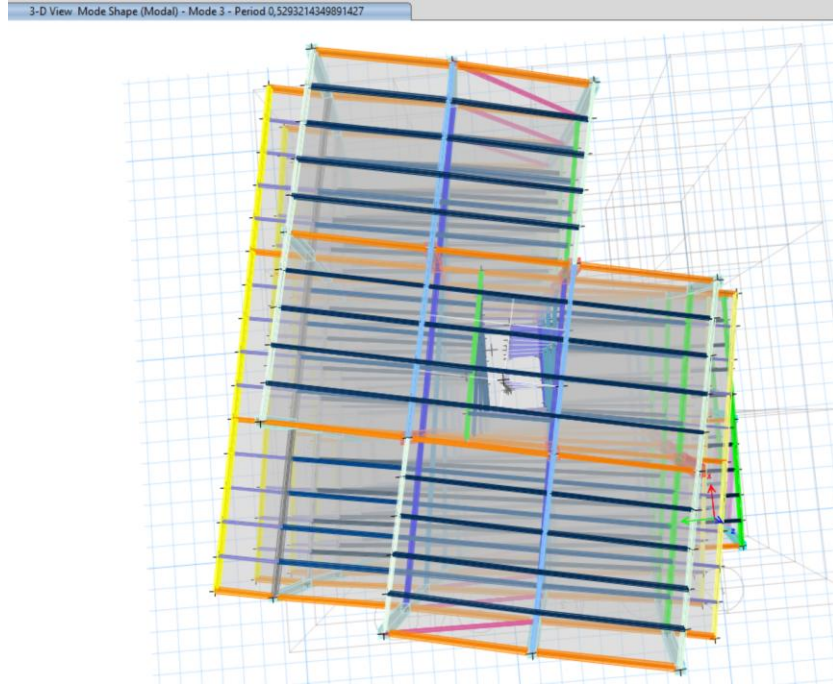


Figura 5.2.2-3.- Modo 3 rotacional en Z - Periodo = 0.529 seg. Elaboración Propia (2025).

Comprobación de los períodos de vibración de la estructura

Tabla 5.2.2-1.- Resumen de los períodos de vibración de la estructura. Elaboración Propia (2025).

Modo	Tn etbas (seg)	Condición	Tn (seg)	Verificación
1	0.709	<	0.881	CUMPLE
2	0.689	<	0.881	CUMPLE
3	0.529	<	0.881	CUMPLE

La Tabla 5.2.2-1 muestra que los períodos de los tres primeros modos obtenidos en ETBAS son inferiores a 0.881 seg, por tanto, se cumple el límite del 30% respecto al período del método 1.

5.2.3. Participaciones de masas modales

Según lo establecido en la NEC-SE-DS (2015), todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada que alcance como mínimo 90% de la masa total de la

estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales, por lo tanto, en la se debe considerar al menos los 9 primeros modos de vibración.

Tabla 5.2.3-1.- Periodos y participaciones de Masa con modos de hasta al menos el 90%. Elaboración Propia (2025).

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.709	0.6461	0.0016	0	0.6451	0.0016	0	0.0006	0.3604	0.003	0.0006	0.3604	0.003
Modal	2	0.689	0.0015	0.7288	0	0.6476	0.7303	0	0.28	0.0008	0.0001	0.2806	0.3612	0.0031
Modal	3	0.529	0.0005	0.0004	0	0.6481	0.7307	0	0.0016	0.0005	0.6524	0.2822	0.3617	0.6565
Modal	4	0.2	0.2179	0.0005	0	0.866	0.7312	0	0.0013	0.3325	0.0015	0.2836	0.6942	0.658
Modal	5	0.197	0.0005	0.1485	0	0.8665	0.8796	0	0.4135	0.0006	0.0172	0.697	0.6949	0.6752
Modal	6	0.178	0.0002	0.0106	0	0.8667	0.8903	0	0.0281	0.0005	0.2036	0.7251	0.6954	0.8788
Modal	7	0.113	0.0000211	0.0034	0	0.8668	0.8937	0	0.0072	0.0002	0.0721	0.7323	0.6956	0.9509
Modal	8	0.104	0.0855	0.00001459	0	0.9573	0.8937	0	0.0000317	0.1555	0.00004738	0.7324	0.8511	0.9509
Modal	9	0.092	0	0.0554	0	0.9573	0.9492	0	0.1198	0.000001075	0.0044	0.8521	0.8511	0.9553
Modal	10	0.079	0.002	0.0003	0	0.9543	0.9495	0	0.0011	0.0048	0.0166	0.8532	0.8559	0.9719
Modal	11	0.066	0.0242	0.0002	0	0.9784	0.9496	0	0.0005	0.0703	0.001	0.8537	0.9262	0.9729
Modal	12	0.061	0.0005	0.0007	0	0.979	0.9503	0	0.002	0.0015	0.0069	0.8557	0.9277	0.9799

5.2.4. Calibración del cortante sísmico

De acuerdo con lo establecido en la (NEC-SE-DS, 2015), sección 6.2.2, el cortante dinámico total en base base obtenido por cualquier análisis dinámico no puede ser menor al 80 % del cortante basal estático V para estructuras regulares, ni menor al 85 % de V para estructuras irregulares.

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Modal	LinModEigen	Mode	8	-3.5908	-0.0469	0	0.1241	-11.9039	44.8554
Modal	LinModEigen	Mode	9	0.0093	-3.6876	0	9.8372	0.185	-41.1218
Modal	LinModEigen	Mode	10	0.9469	0.3796	0	-0.2638	2.1565	-30.021
Modal	LinModEigen	Mode	11	4.7811	-0.382	0	0.5259	6.7416	-54.9554
Modal	LinModEigen	Mode	12	-0.8053	-0.9241	0	1.2195	-1.0148	25.3753
SX	LinStatic	Step By Step	1	-162.2068	0	0	0	-2187.2211	2049.4096
SX	LinStatic	Step By Step	2	-162.2068	0	0	0	-2187.2211	2199.0973
SX	LinStatic	Step By Step	3	-162.2068	0	0	0	-2187.2211	1899.7219
SY	LinStatic	Step By Step	1	0	-162.2068	0	2187.2211	0	-1464.2638
SY	LinStatic	Step By Step	2	0	-162.2068	0	2187.2211	0	-1622.397
SY	LinStatic	Step By Step	3	0	-162.2068	0	2187.2211	0	-1306.1305
ACABADOS	LinStatic			0	0	507.9783	6319.3061	-4481.1089	0
CVr	LinStatic			0	0	15.7203	190.1587	-153.4203	0
ESP_X	LinRespSpec	Max		109.2985	2.037	0	27.0208	1466.6798	1395.117
ESP_Y	LinRespSpec	Max		2.037	120.2511	0	1611.4085	28.3371	1059.236

Figura 5.2.4-1.- Valores de fuerzas sísmicas en SX, SY y ESP_X, ESP_Y. Elaboración Propia (2025).

TIPO DE ESTRUCTURA	Estructura irregular
---------------------------	-----------------------------

V_{din} = Cortante dinámico
V_{est} = Cortante estático

CARGA/COMBO	FX (ton)	FY (ton)	FZ (ton)
Sismo X	-162.21	0	0
Sismo Y	0	-162.21	0
Espectro X Max	109.30	2.04	0
Espectro Y Max	2.04	120.25	0

$$\frac{V_{din}}{V_{est}} \geq 85\%$$

Sentido X $\frac{109.30}{162.21} = 67\%$ rediseñar

Sentido Y $\frac{120.25}{162.21} = 74\%$ rediseñar

Figura 5.2.4-2.- Comprobación del cortante sísmico. Elaboración Propia (2025).

Al ser una estructura irregular no cumple con el porcentaje requerido del 85%, es decir, se tiene que hacer un ajuste por medio de coeficientes en load cases del programa ETABS.

Load Case/Comb	FX tonf	FY tonf
SX	-162.2068	0
SY	0	-162.2068
ESPECX Max	109.2985	2.037
ESPECY Max	2.037	120.2511

137.87578

137.87578

Coef.	Dirección
1.27	X
1.15	Y

Figura 5.2.4-3.- Coeficientes de reajuste para el cortante sísmico. Recuperado de: Curso de Diseño Sismorresistente (2025).

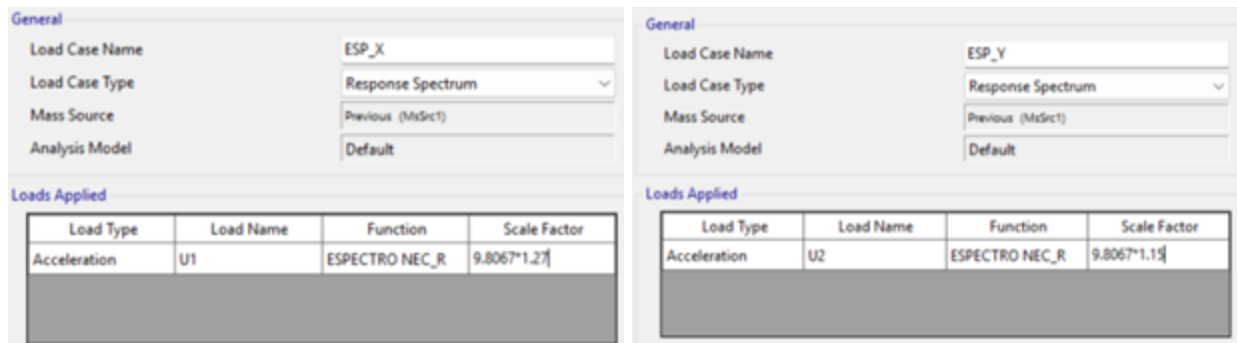


Figura 5.2.4-4.- Corrección por medio de coeficientes del espectro X e Y. Elaboración Propia (2025).

Una vez hecho los cambios el cortante sísmico ya cumple con el mínimo del 85 % para el proyecto.

TIPO DE ESTRUCTURA	Estructura irregular
---------------------------	-----------------------------

V_{din} = Cortante dinámico

V_{est} = Cortante estático

CARGA/COMBO	FX (ton)	FY (ton)	FZ (ton)
Sismo X	-162.21	0	0
Sismo Y	0	-162.21	0
Espectro X Máx	138.81	2.59	0
Espectro Y Máx	2.34	138.29	0

$$\frac{V_{din}}{V_{est}} \geq 85\%$$

$$\text{Sentido X } \frac{138.81}{162.21} = 86\% \quad \text{OK}$$

$$\text{Sentido Y } \frac{138.29}{162.21} = 85\% \quad \text{OK}$$

Figura 5.2.4-5.- Nuevos valores de las fuerzas Fx e Fy. Elaboración Propia (2025).

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Modal	LinModEigen	Mode	11	4.7811	-0.382	0	0.5259	6.7416	-54.9554
Modal	LinModEigen	Mode	12	0.8053	0.9241	0	-1.2195	1.0148	-25.3753
SX	LinStatic	Step By Step	1	-162.2068	0	0	0	-2187.2211	2049.4096
SX	LinStatic	Step By Step	2	-162.2068	0	0	0	-2187.2211	2199.0973
SX	LinStatic	Step By Step	3	-162.2068	0	0	0	-2187.2211	1899.7219
SY	LinStatic	Step By Step	1	0	-162.2068	0	2187.2211	0	-1464.2638
SY	LinStatic	Step By Step	2	0	-162.2068	0	2187.2211	0	-1622.397
SY	LinStatic	Step By Step	3	0	-162.2068	0	2187.2211	0	-1306.1305
ACABADOS	LinStatic			0	0	507.9783	6319.3061	-4481.1089	0
CVr	LinStatic			0	0	15.7203	190.1587	-153.4203	0
ESP_X	LinRespSpec	Max		138.809	2.557	0	34.3164	1862.682	1771.7973
ESP_Y	LinRespSpec	Max		2.3425	138.2887	0	1853.119	32.5877	1218.1208
1.4D	Combination			0	0	1556.2069	19329.5682	-13817.5061	0

Figura 5.2.4-6.- Demostración del cumplimiento del cortante sísmico para estructuras irregulares. Elaboración Propia (2025).

Derivas dinámicas

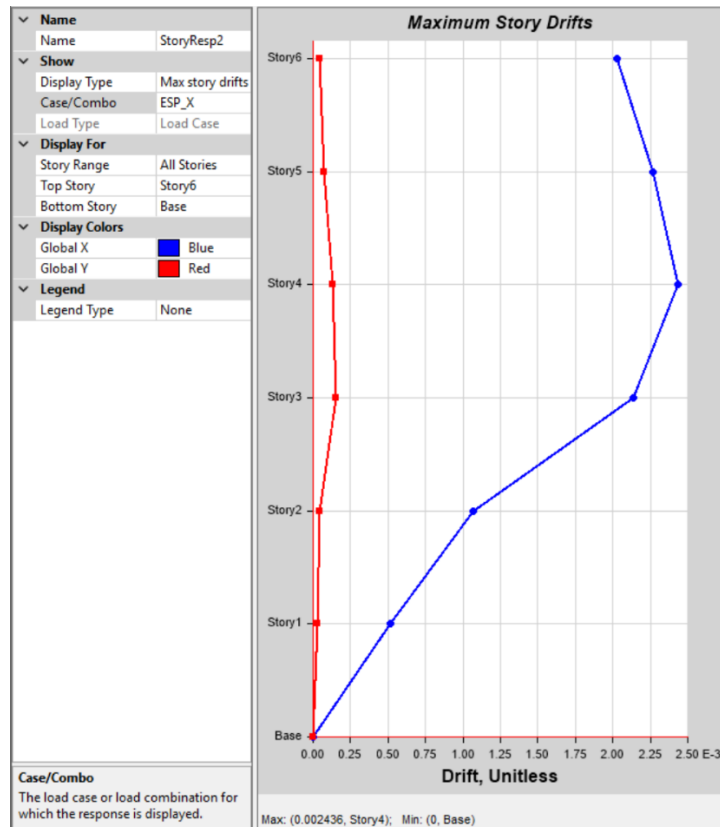


Figura 5.2.4-7.- Derivas en ESPEC_X. Elaboración Propia (2025).

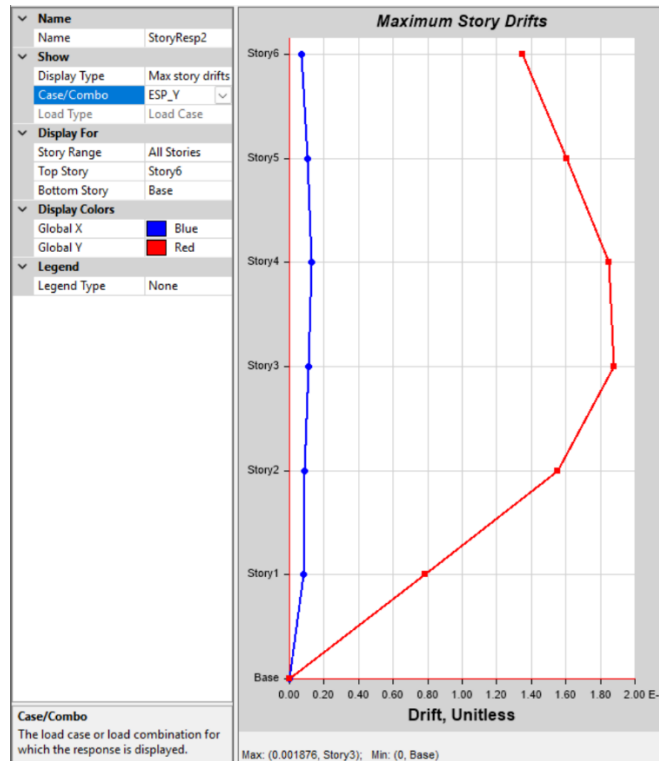


Figura 5.2.4-8.- Derivas en ESPEC_Y. Elaboración Propia (2025).

Tabla 5.2.4-1.- Cuadro resumen de derivas dinámicas ESP_X/ESP_Y. Elaboración Propia (2025).

Caso	Δx elast	Δx inelast	Condición
ESP_X	0.002436	1.46%	CUMPLE
ESP_Y	0.001876	1.13%	CUMPLE

Después de haber hecho la calibración del cortante sísmico, la carga espectral en X presenta cambio en las derivas dinámicas, pero aún sigue cumpliendo la condición de ser menor al 2%.

5.2.5. Irregularidad torsional

Según la NEC-SE-DS (2015), cuando el valor evaluado supera 1.20 se considera que existe irregularidad torsional, aplicándose un coeficiente de 0.9. No obstante, al tratarse de una estructura irregular, es esperable que presente efectos torsionales si el modelo no cuenta con elementos de rigidez laterales suficientes, como muros cortantes, diagonales metálicas o rigidizadores sísmicos.

Tabla 5.2.5-1.- Cuadro de resumen de valores de torsión de la carga espectral ESP_X. Elaboración Propia (2025).

Piso	Caso	Ratio	Condición
6	ESP_X	1.026	No presenta torsión
5	ESP_X	1.031	No presenta torsión
4	ESP_X	1.035	No presenta torsión
3	ESP_X	1.035	No presenta torsión
2	ESP_X	1.017	No presenta torsión
1	ESP_X	1.01	No presenta torsión

Presenta torsión de la carga espectral ESP_X, debido a la falta de elementos rigidizadores laterales.

Tabla 5.2.5-2.- Cuadro de resumen de valores de torsión de la carga espectral ESP_X. Elaboración Propia (2025).

Piso	Caso	Ratio	Condición
6	ESP_Y	1.04	No presenta torsión
5	ESP_Y	1.045	No presenta torsión
4	ESP_Y	1.05	No presenta torsión
3	ESP_Y	1.049	No presenta torsión
2	ESP_Y	1.042	No presenta torsión
1	ESP_Y	1.063	No presenta torsión

5.2.6. Cargas laterales por pisos

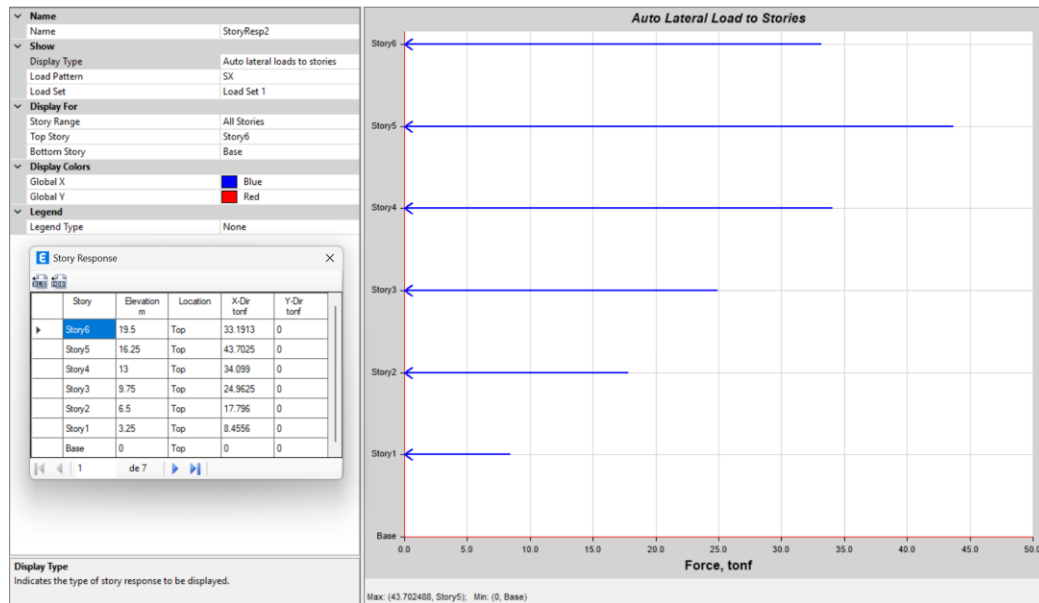


Figura 5.2.6-1.- Carga lateral aplicada por piso "SX". Elaboración Propia (2025).

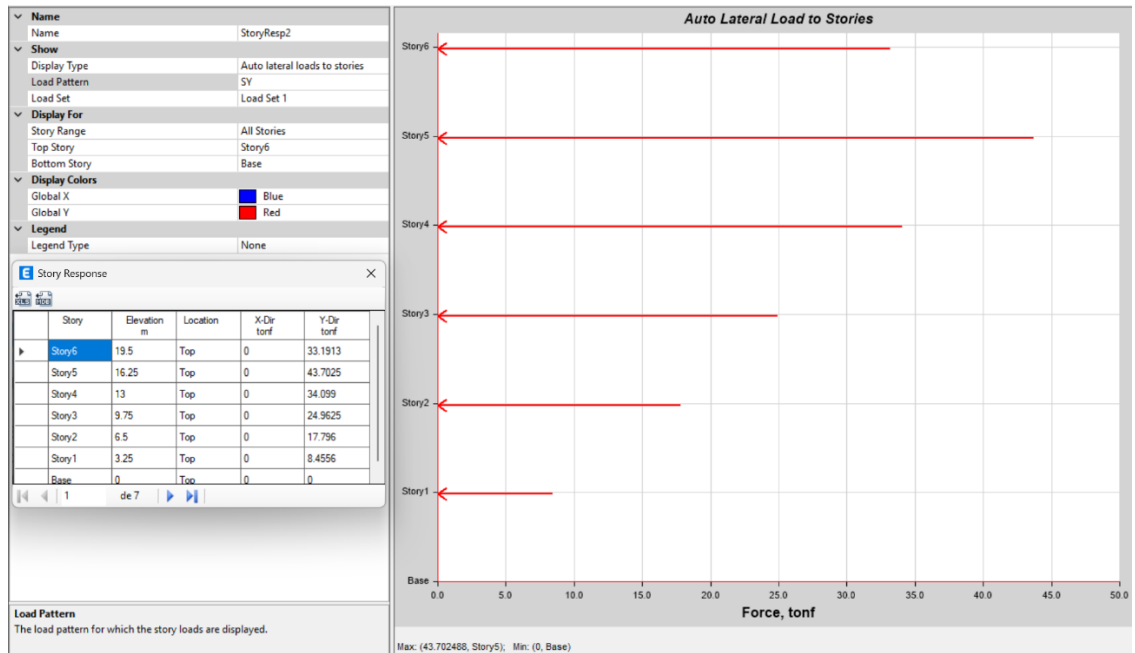


Figura 5.2.6-2.- Carga lateral aplicada por piso "SY". Elaboración Propia (2025).

5.2.7. Cortante basal de diseño V

Para el cálculo del cortante basal de diseño “ V ” multiplicaremos el coeficiente basal “ CV ” por la carga reactiva $W = \text{Dead}$, que corresponde al peso total de la estructura, que se encuentra en la Tabla 5.4.2-1.

$$V = CV * W$$

$$V = 0.147 * 603.598$$

$$V = 88.729 \text{ tonf}$$

5.3. Análisis de resultados del segundo modelo: “Estructura de acero A500 arriostrada tipo PCEM”.

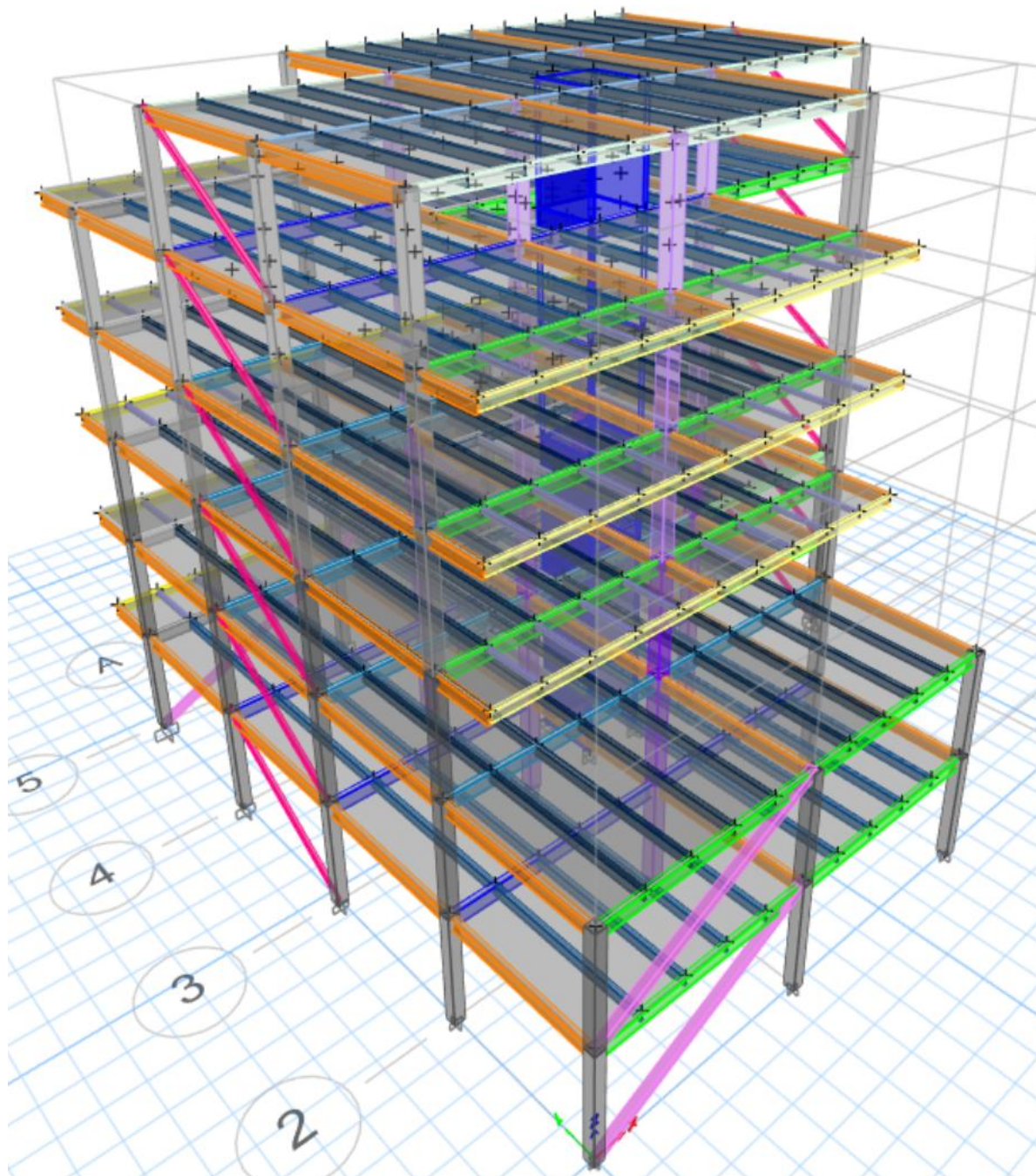


Figura 5.2.7-1.- Sistema de Pórticos Compuestos Especial a momento con riostras. Elaboración Propia (2025)

5.3.1. Control de derivas

Según NEC-SE-DS (2015), en su sección 6.39, “Control de derivas de piso” establece lo siguiente: Se hará un control de deformaciones a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E < 2\%$$

Donde:

ΔM = Deriva máxima inelástica.

ΔE = Desplazamiento que se genera al aplicar las fuerzas laterales.

R = Factor de reducción de resistencia.

Deriva máxima en el sentido “X”

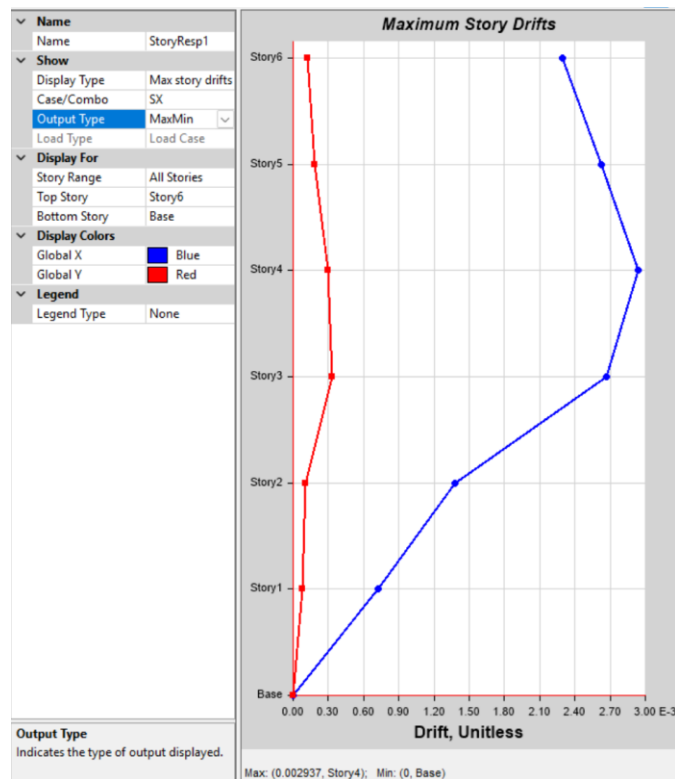


Figura 5.3-1.- Deriva máx/mín en SX en ETBAS. Elaboración Propia (2025).

Comprobación de la deriva máxima en el sentido en “X”

$$\Delta Mx = 0.75 * R * \Delta E < 2\%$$

$$\Delta Mx = 0.75 * 8 * 0.002937 * 100 < 2\%$$

$$\Delta Mx = 1.76\% < 2\%$$

Tabla 5.3.1-1.- Deriva máx/mín en SX por pisos. Elaboración Propia (2025)

Piso	Caso	Δx elast	Δx inelast	Condición
1	SX	0.000725	0.44%	CUMPLE
2	SX	0.00138	0.83%	CUMPLE
3	SX	0.002671	1.60%	CUMPLE
4	SX	0.002937	1.76%	CUMPLE
5	SX	0.002623	1.57%	CUMPLE
6	SX	0.00229	1.37%	CUMPLE

Deriva máxima por carga espectral en el sentido “Y”

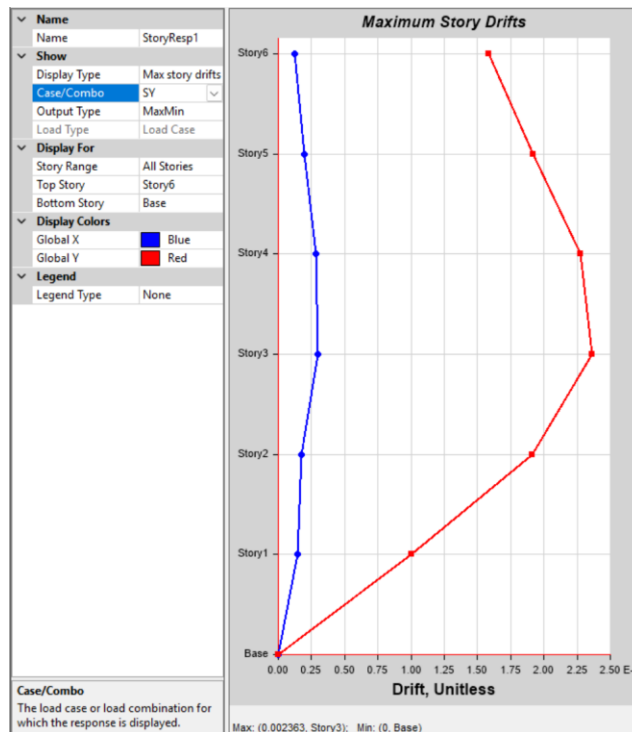


Figura 5.3.1-1.- Deriva máx/mín en ESP_Y en ETBAS. Elaboración Propia (2025)

Comprobación de la deriva máxima en el sentido en “Y”

$$\Delta My = 0.75 * R * \Delta E < 2\%$$

$$\Delta My = 0.75 * 8 * 0.002363 * 100 < 2\%$$

$$\Delta My = 1.42\% < 2\%$$

Tabla 5.3.1-2.- Deriva máx/mín en SY por pisos. Elaboración Propia (2025)

Piso	Caso	Δx elast	Δx inelast	Condición
1	SY	0.001006	0.60%	CUMPLE
2	SY	0.001912	1.15%	CUMPLE
3	SY	0.002363	1.42%	CUMPLE
4	SY	0.002278	1.37%	CUMPLE
5	SY	0.001922	1.15%	CUMPLE
6	SY	0.001581	0.95%	CUMPLE

La deriva máxima en el sentido “X” es de $\Delta Mx = 1.76\%$ y en el sentido “Y” es de $\Delta My = 1.42\%$, por lo tanto, se verifica que ambas derivas son menores a lo establecido por la (NEC-SE-DS, 2015), ya que, la deriva máxima permitida es del 2%.

Deriva máxima por carga espectral en el sentido “X”

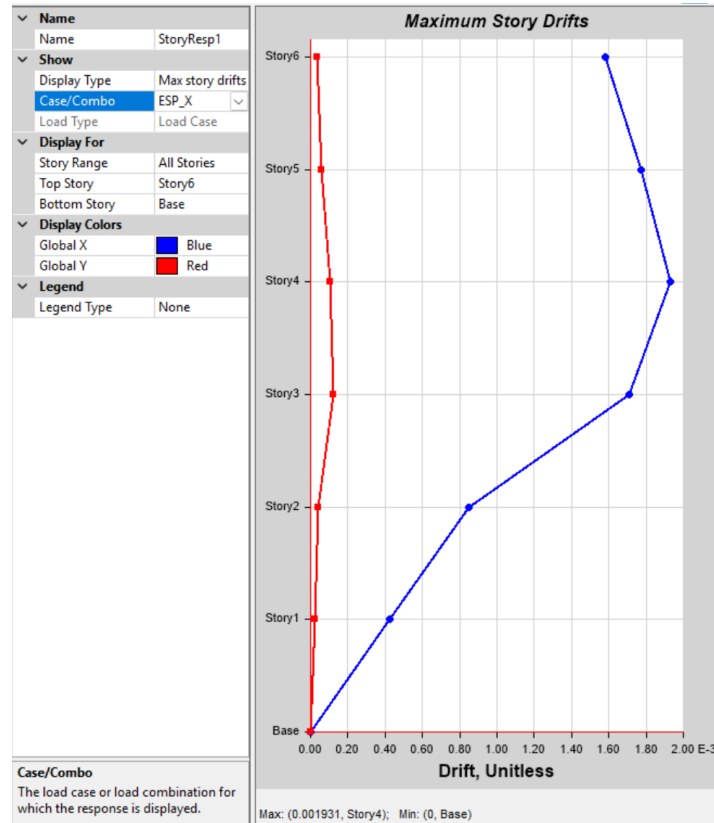


Figura 5.3.1-2.- Deriva máx/mín en ESP_X en ETBAS. Elaboración Propia (2025)

Comprobación de la deriva máxima en el sentido en “X”

$$\Delta M_y = 0.75 * R * \Delta E < 2\%$$

$$\Delta M_y = 0.75 * 8 * 0.001931 * 100 < 2\%$$

$$\Delta M_y = 1.16\% < 2\%$$

Tabla 5.3.1-3.- Deriva máx/mín en ESP_X por pisos. Elaboración Propia (2025).

Piso	Caso	Δx elast	Δx inelast	Condición
1	ESP_X	0.000423	0.25%	CUMPLE
2	ESP_X	0.000851	0.51%	CUMPLE
3	ESP_X	0.001711	1.03%	CUMPLE
4	ESP_X	0.001931	1.16%	CUMPLE
5	ESP_X	0.001774	1.06%	CUMPLE
6	ESP_X	0.001584	0.95%	CUMPLE

Deriva máxima por carga espectral en el sentido “Y”

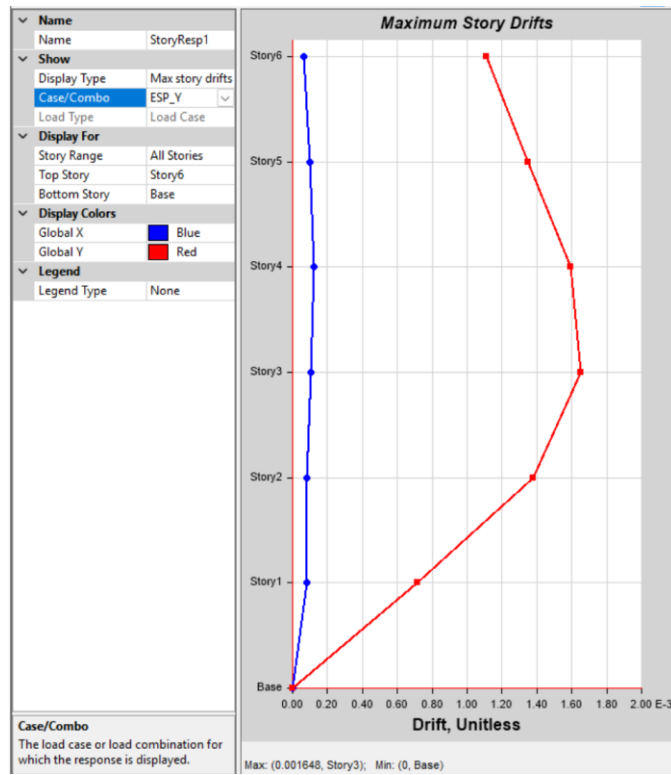


Figura 5.3.1-3.- Deriva máx/mín en ESP_Y en ETBAS. Elaboración Propia (2025)

Comprobación de la deriva máxima en el sentido en “Y”

$$\Delta My = 0.75 * R * \Delta E < 2\%$$

$$\Delta My = 0.75 * 8 * 0.001648 * 100 < 2\%$$

$$\Delta My = 0.99\% < 2\%$$

Tabla 5.3.1-4.- Deriva máx/mín en ESP_Y por pisos. Elaboración Propia (2025)

Piso	Caso	Δx elast	Δx inelast	Condición
1	ESP_Y	0.000715	0.43%	CUMPLE
2	ESP_Y	0.001377	0.83%	CUMPLE
3	ESP_Y	0.001648	0.99%	CUMPLE
4	ESP_Y	0.001593	0.96%	CUMPLE
5	ESP_Y	0.00135	0.81%	CUMPLE
6	ESP_Y	0.001112	0.67%	CUMPLE

La deriva máxima en el sentido “X” es de $\Delta Mx = 1.16\%$ y en el sentido “Y” es de $\Delta My = 0.99\%$, por lo tanto, se verifica que ambas derivas son menores a lo establecido por la (NEC-SE-DS, 2015), ya que, la deriva máxima permitida es del 2%.

En la Tabla 5.3.1-5, se muestra que las derivas en las dos direcciones principales de la estructura caso SX/SY y ESP_X/ESP_Y cumplen con lo establecido por la norma (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 5.3.1-5.- Tabla de resumen de derivas Máx/mín. Elaboración Propia (2025).

Caso	Δx elast	Δx inelast	Condición
SX	0.002937	1.76%	CUMPLE
SY	0.002363	1.42%	CUMPLE
ESP_X	0.001931	1.16%	CUMPLE
ESP_Y	0.001648	0.99%	CUMPLE

5.3.2. Periodos de vibración de la estructura por el método 2

De acuerdo con la (NEC-SE-DS, 2015), los dos primeros modos deben ser predominantes traslacionales y el tercer modo principalmente rotacional, además de verificarse que los periodos modales no excedan el 30% del periodo fundamental obtenido mediante el método 1. En este modelo, el primer modo es traslacional, por lo que satisface la condición de que su periodo no supere dicho 30% respecto al período calculado por el método 1.

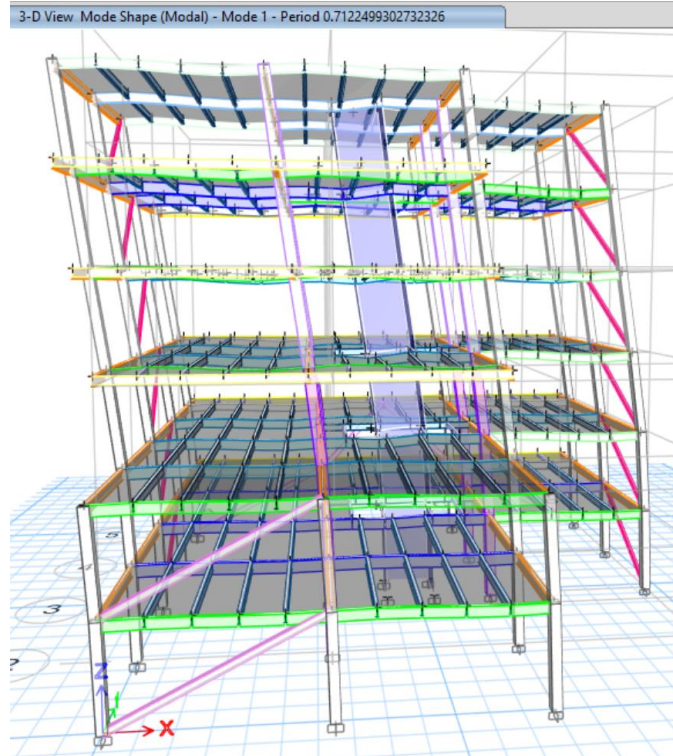


Figura 5.3.2-1.- Modo 1 traslacional en X - Periodo = 0.712 seg. Elaboración Propia (2025).

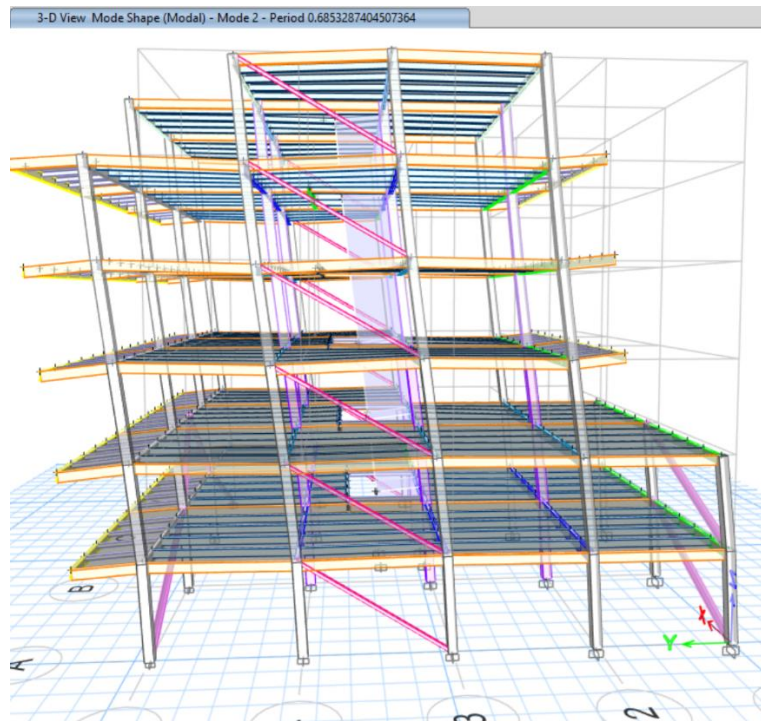


Figura 5.3.2-2.- Modo 2 traslacional en Y - Periodo = 0.685 seg. Elaboración Propia (2025).

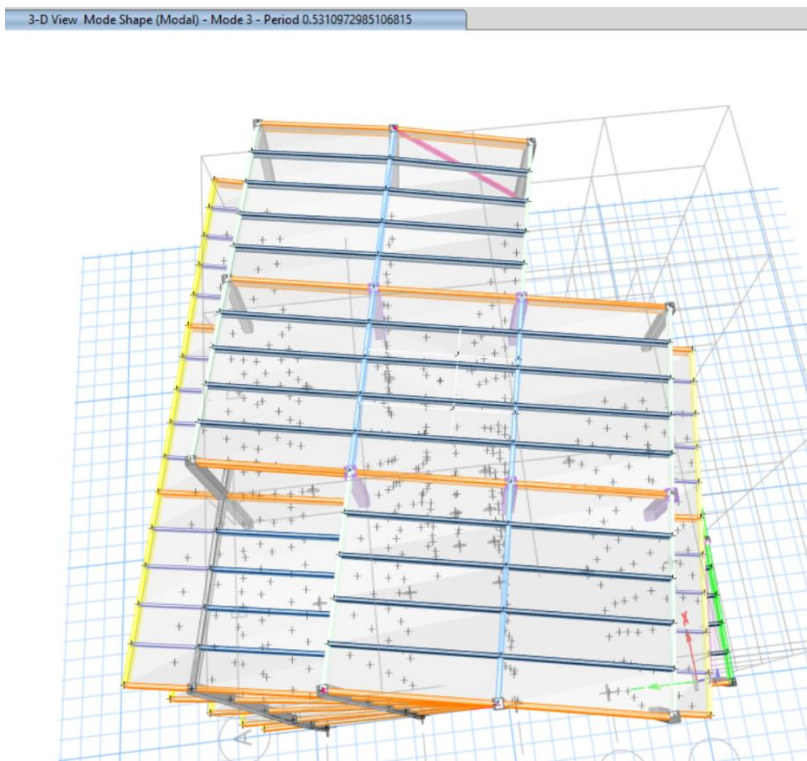


Figura 5.3.2-3.- Modo 3 rotacional en Z - Periodo = 0.531 seg. Elaboración Propia (2025).

Comprobación de los períodos de vibración de la estructura

Tabla 5.3.2-1.- Resumen de los períodos de vibración de la estructura. Elaboración Propia (2025).

Modo	Tn etbas (seg)	Condición	Tn (seg)	Verificación
1	0.712	<	0.881	CUMPLE
2	0.685	<	0.881	CUMPLE
3	0.531	<	0.881	CUMPLE

La Tabla 5.3.2-1 muestra que los períodos de los tres primeros modos obtenidos en ETBAS son inferiores a 0.881 seg, por tanto, se cumple el límite del 30% respecto al período del método 1.

5.3.3. Participaciones de masas modales

Según lo establecido en la NEC-SE-DS (2015), todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada que alcance como mínimo 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales, por lo tanto, en la se debe considerar al menos los 9 primeros modos de vibración.

Tabla 5.3.3-1.- Periodos y participaciones de Masa con modos de hasta al menos el 90%. Elaboración Propia (2025).

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.712	0.6498	0.0008	0	0.6498	0.0008	0	0.0003	0.3654	0.0032	0.0003	0.3654	0.0032
Modal	2	0.685	0.0008	0.736	0	0.6506	0.7369	0	0.2801	0.0004	0.0003	0.2804	0.3659	0.0035
Modal	3	0.531	0.0006	0.0006	0	0.6512	0.7375	0	0.0018	0.0005	0.6614	0.2822	0.3664	0.6648
Modal	4	0.203	0.2166	0.0003	0	0.8678	0.7378	0	0.0011	0.3343	0.0017	0.2833	0.7007	0.6665
Modal	5	0.199	0.0004	0.1423	0	0.8682	0.8801	0	0.4157	0.0005	0.0198	0.699	0.7012	0.6863
Modal	6	0.181	0.0001	0.012	0	0.8683	0.8921	0	0.0336	0.0003	0.1974	0.7325	0.7016	0.8837
Modal	7	0.116	0.0001	0.0031	0	0.8684	0.8952	0	0.0064	0.0005	0.0704	0.7389	0.7021	0.9541
Modal	8	0.107	0.085	0.00003115	0	0.9534	0.8952	0	0.0001	0.1524	0.0002	0.739	0.8545	0.9542
Modal	9	0.095	0.00000185	0.0548	0	0.9534	0.95	0	0.116	0	0.004	0.855	0.8545	0.9583
Modal	10	0.082	0.0017	0.0003	0	0.9551	0.9503	0	0.001	0.0039	0.0155	0.856	0.8584	0.9738
Modal	11	0.068	0.0238	0.0001	0	0.979	0.9504	0	0.0004	0.0692	0.0009	0.8564	0.9276	0.9747
Modal	12	0.063	0.0005	0.0006	0	0.9795	0.951	0	0.0018	0.0015	0.0065	0.8581	0.9291	0.9812

5.3.4. Calibración del cortante sísmico

De acuerdo con lo establecido en la (NEC-SE-DS, 2015), sección 6.2.2, el cortante dinámico total en base base obtenido por cualquier análisis dinámico no puede ser menor al 80 % del cortante basal estático V para estructuras regulares, ni menor al 85 % de V para estructuras irregulares.

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Modal	LinModEigen	Mode	11	4.5503	-0.3386	0	0.4507	6.2375	-52.2156
Modal	LinModEigen	Mode	12	-0.7543	-0.8256	0	1.0551	-0.9399	23.7411
SX	LinStatic	Step By Step	1	-169.6613	0	0	0	-2285.6153	2139.2847
SX	LinStatic	Step By Step	2	-169.6613	0	0	0	-2285.6153	2295.9148
SX	LinStatic	Step By Step	3	-169.6613	0	0	0	-2285.6153	1982.6547
SY	LinStatic	Step By Step	1	0	-169.6613	0	2285.6153	0	-1533.0282
SY	LinStatic	Step By Step	2	0	-169.6613	0	2285.6153	0	-1698.4295
SY	LinStatic	Step By Step	3	0	-169.6613	0	2285.6153	0	-1367.6268
ACABADOS	LinStatic			0	0	507.9783	6319.3061	-4481.1089	0
CVr	LinStatic			0	0	15.7203	190.1587	-153.4203	0
ESP_X	LinRespSpec	Max		114.2074	2.1159	0	27.6279	1529.3384	1454.4133
ESP_Y	LinRespSpec	Max		2.1159	127.259	0	1700.8465	29.0551	1119.6951

Figura 5.3.4-1.- Valores de fuerzas sísmicas en SX, SY y ESP_X, ESP_Y. Elaboración Propia (2025).

TIPO DE ESTRUCTURA	Estructura irregular
---------------------------	-----------------------------

V_{din} = Cortante dinámico

V_{est} = Cortante estático

CARGA/COMBO	FX (ton)	FY (ton)	FZ (ton)
Sismo X	-169.66	0	0
Sismo Y	0	-169.66	0
Espectro X Max	114.21	2.12	0
Espectro Y Max	2.12	127.26	0

$$\frac{V_{din}}{V_{est}} \geq 85\%$$

Sentido X $\frac{114.21}{169.66} = 67\%$ **rediseñar**

Sentido Y $\frac{127.26}{169.66} = 75\%$ **rediseñar**

Figura 5.3.4-2.- Comprobación del cortante sísmico. Elaboración Propia (2025).

Al ser una estructura irregular no cumple con el porcentaje requerido del 85%, es decir, se tiene que hacer un ajuste por medio de coeficientes en load cases del programa ETABS.

Load Case/Comb	FX	FY
	tonf	tonf
SX	-169.6613	0
SY	0	-169.6613
ESPECX Max	114.2074	2.1159
ESPECY Max	2.1159	127.259

Coef.	Dirección
1.27	X
1.14	Y

Figura 5.3.4-3.- Coeficientes de reajuste para el cortante sísmico. Recuperado de: Curso de Diseño Sismorresistente (2025).

General

Load Case Name: ESP_X

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO NEC_R	9.8067*1.27

General

Load Case Name: ESP_Y

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECTRO NEC_R	9.8067*1.14

Figura 5.3.4-4.- Corrección por medio de coeficientes del espectro X e Y. Elaboración Propia (2025).

Una vez hecho los cambios el cortante sísmico ya cumple con el mínimo del 85 % para el proyecto.

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Modal	LinModEigen	Mode	11	-4.5503	0.3386	0	-0.4507	-6.2375	52.2156
Modal	LinModEigen	Mode	12	0.7543	0.8256	0	-1.0551	0.9399	-23.7411
SX	LinStatic	Step By Step	1	-169.6613	0	0	0	-2285.6153	2139.2847
SX	LinStatic	Step By Step	2	-169.6613	0	0	0	-2285.6153	2295.9148
SX	LinStatic	Step By Step	3	-169.6613	0	0	0	-2285.6153	1982.6547
SY	LinStatic	Step By Step	1	0	-169.6613	0	2285.6153	0	-1533.0282
SY	LinStatic	Step By Step	2	0	-169.6613	0	2285.6153	0	-1698.4295
SY	LinStatic	Step By Step	3	0	-169.6613	0	2285.6153	0	-1367.6268
ACABADOS	LinStatic			0	0	507.9783	6319.3061	-4481.1089	0
CVr	LinStatic			0	0	15.7203	190.1587	-153.4203	0
ESP_X	LinRespSpec	Max		145.0433	2.6872	0	35.0874	1942.2583	1847.1035
ESP_Y	LinRespSpec	Max		2.4121	145.0752	0	1938.965	33.1229	1276.4524
1.4D	Combination			0	0	1634.3027	20238.013	-14523.778	0

Figura 5.3.4-5.- Nuevos valores de las fuerzas Fx e Fy. Elaboración Propia (2025).

TIPO DE ESTRUCTURA	Estructura irregular
---------------------------	-----------------------------

V_{din} = Cortante dinámico

V_{est} = Cortante estático

CARGA/COMBO	FX (ton)	FY (ton)	FZ (ton)
Sismo X	-169.66	0	0
Sismo Y	0	-169.66	0
Espectro X Max	145.04	2.69	0
Espectro Y Max	2.41	145.08	0

$$\frac{V_{din}}{V_{est}} \geq 85\%$$

$$\text{Sentido X } \frac{145.04}{169.66} = 85\% \quad \mathbf{OK}$$

$$\text{Sentido Y } \frac{145.08}{169.66} = 86\% \quad \mathbf{OK}$$

Figura 5.3.4-6.- Demostración del cumplimiento del cortante sísmico para estructuras irregulares.

Elaboración Propia (2025).

Derivas dinámicas

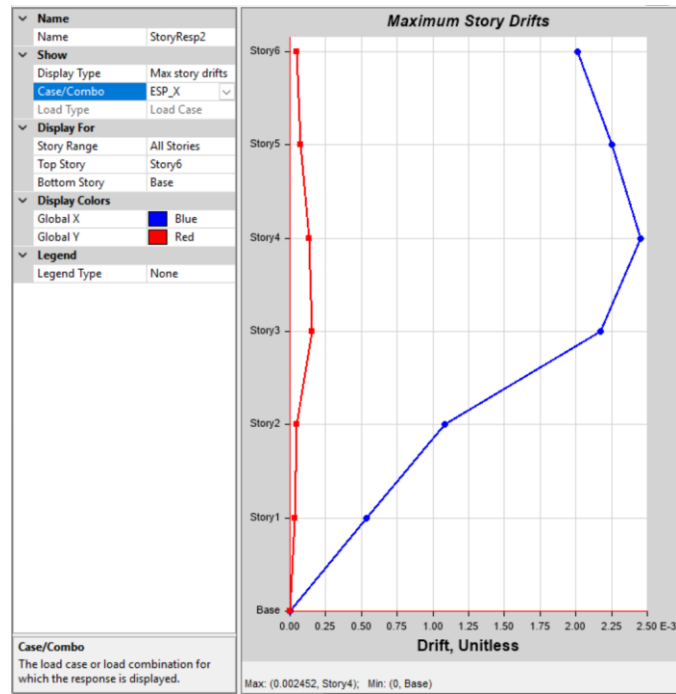


Figura 5.3.4-7.- Derivas en ESPEC_X. Elaboración Propia (2025).

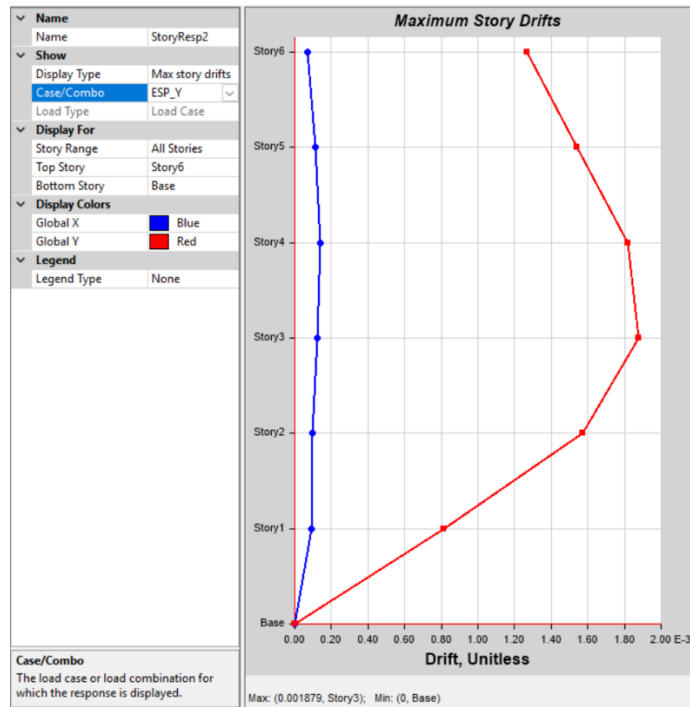


Figura 5.3.4-8.- Derivas en ESPEC_Y. Elaboración Propia (2025).

Tabla 5.3.4-1.- Cuadro resumen de derivas dinámicas ESP_X/ESP_Y. Elaboración Propia (2025).

Caso	Δx elast	Δx inelast	Condición
ESP_X	0,002452	1,47%	CUMPLE
ESP_Y	0,001879	1,13%	CUMPLE

Después de haber hecho la calibración del cortante sísmico, la carga espectral en X e Y presenta cambio en las derivas dinámicas, pero aún sigue cumpliendo la condición de ser menor al 2%.

5.3.5. Irregularidad torsional

Según la NEC-SE-DS (2015), cuando el valor evaluado supera 1.20 se considera que existe irregularidad torsional, aplicándose un coeficiente de 0.9. No obstante, al tratarse de una estructura irregular, es esperable que presente efectos torsionales si el modelo no cuenta con elementos de rigidez laterales suficientes, como muros cortantes, diagonales metálicas o rigidizadores sísmicos.

Tabla 5.3.5-1.- Cuadro de resumen de valores de torsión de la carga espectral ESP_X. Elaboración Propia (2025)

Piso	Caso	Ratio	Condición
6	ESP_X	1.026	No presenta torsión
5	ESP_X	1.031	No presenta torsión
4	ESP_X	1.036	No presenta torsión
3	ESP_X	1.036	No presenta torsión
2	ESP_X	1.019	No presenta torsión
1	ESP_X	1.016	No presenta torsión

Presenta torsión de la carga espectral ESP_X, debido a la falta de elementos rigidizadores laterales.

Tabla 5.3.5-2.- Cuadro de resumen de valores de torsión de la carga espectral ESP_X. Elaboración Propia (2025)

Piso	Caso	Ratio	Condición
6	ESP Y	1.046	No presenta torsión
5	ESP Y	1.05	No presenta torsión
4	ESP Y	1.055	No presenta torsión
3	ESP Y	1.054	No presenta torsión
2	ESP Y	1.045	No presenta torsión
1	ESP Y	1.068	No presenta torsión

5.3.6. Cargas laterales por pisos

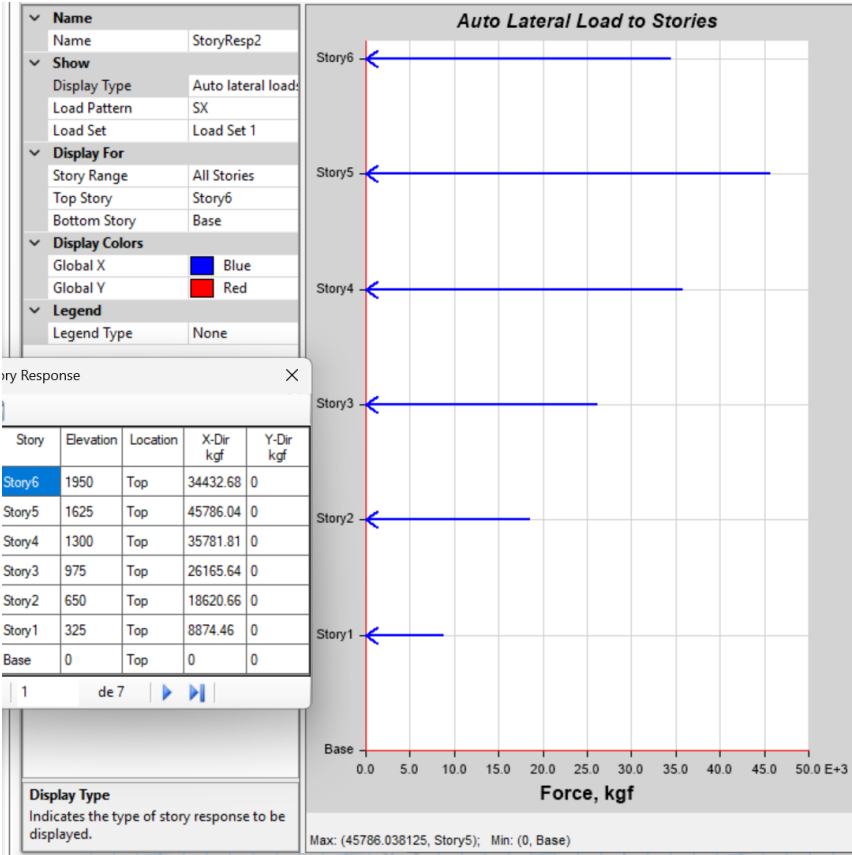


Figura 5.3.6-1.- Carga lateral aplicada por piso "SX". Elaboración Propia (2025).

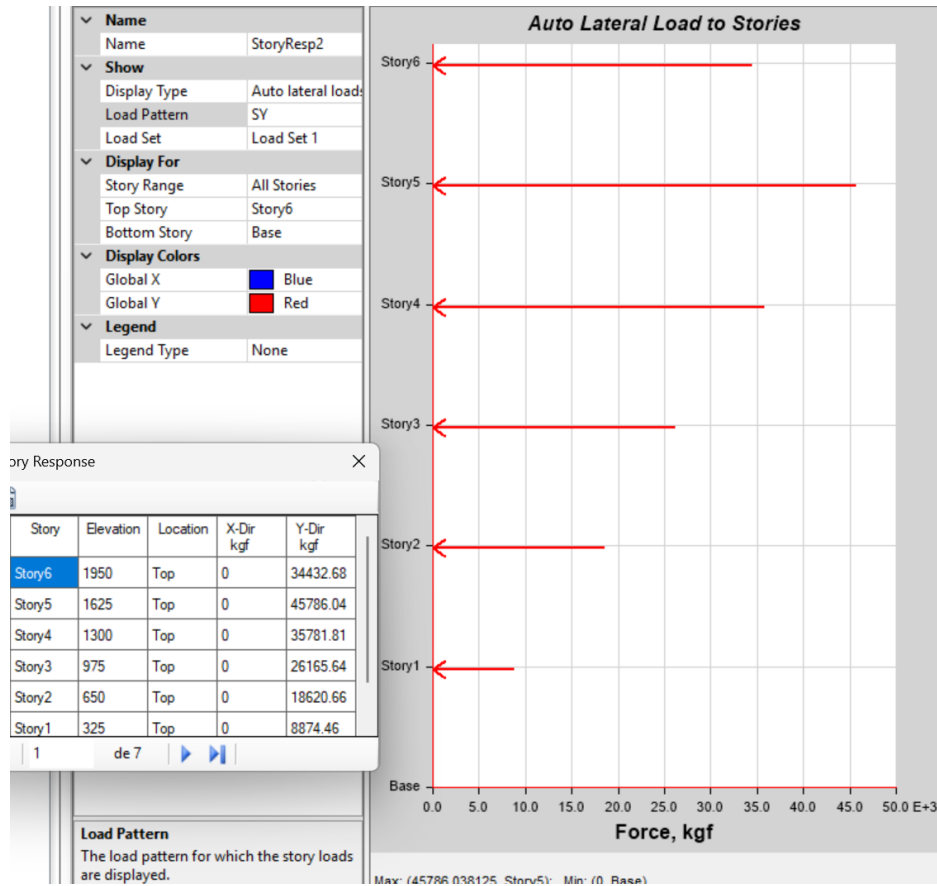


Figura 5.3.6-2.- Carga lateral aplicada por piso "SY". Elaboración Propia (2025).

5.3.7. Cortante basal de diseño V

Para el cálculo del cortante basal de diseño “ V ” multiplicaremos el coeficiente basal “ CV ” por la carga reactiva $W = \text{Dead}$, que corresponde al peso total de la estructura, que se encuentra en la Tabla 5.4.3-1.

$$V = CV * W$$

$$V = 0.147 * 659.38 \text{ tonf}$$

$$V = 96.928 \text{ tonf}$$

5.4.Pesos de las estructuras

5.4.1. *Peso de modelado del primer modelado: PEM-HA*

Tabla 5.4.1-1.- Pesos por piso y tipo de elemento estructural. Elaboración Propia (2025).

Piso	Tipo de objeto	Material	Peso	Área	Peso Unitario	# de elementos
			tonf	m ²	tonf/m ²	
Piso 6	Columna	f'c 240 kg/cm ²	27.33	224.71	0.1216	14
Piso 6	Viga	f'c 240 kg/cm ²	39.17	224.71	0.1743	20
Piso 6	Muros estructurales	f'c 240 kg/cm ²	42.05	224.71	0.1871	
Piso 6	Losa	f'c 240 kg/cm ²	97.51	224.71	0.4339	
Piso 5	Columna	f'c 240 kg/cm ²	29.28	308.88	0.0948	15
Piso 5	Viga	f'c 240 kg/cm ²	55.03	308.88	0.1782	39
Piso 5	Muros estructurales	f'c 240 kg/cm ²	42.05	308.88	0.1361	
Piso 5	Losa	f'c 240 kg/cm ²	134.04	308.88	0.4339	
Piso 4	Columna	f'c 240 kg/cm ²	29.28	308.88	0.0948	15
Piso 4	Viga	f'c 240 kg/cm ²	55.03	308.88	0.1782	39
Piso 4	Muros estructurales	f'c 240 kg/cm ²	42.05	308.88	0.1361	
Piso 4	Losa	f'c 240 kg/cm ²	134.04	308.88	0.4339	
Piso 3	Columna	f'c 240 kg/cm ²	35.43	308.88	0.1147	15
Piso 3	Viga	f'c 240 kg/cm ²	66.69	308.88	0.2159	39
Piso 3	Muros estructurales	f'c 240 kg/cm ²	42.05	308.88	0.1361	
Piso 3	Losa	f'c 240 kg/cm ²	134.04	308.88	0.4339	
Piso 2	Columna	f'c 240 kg/cm ²	42.52	347.23	0.1225	18
Piso 2	Viga	f'c 240 kg/cm ²	75.75	347.23	0.2181	39
Piso 2	Muros estructurales	f'c 240 kg/cm ²	42.05	347.23	0.1211	
Piso 2	Losa	f'c 240 kg/cm ²	150.68	347.23	0.4339	
Piso 1	Columna	f'c 240 kg/cm ²	42.52	347.23	0.1225	18
Piso 1	Viga	f'c 240 kg/cm ²	75.75	347.23	0.2181	39
Piso 1	Muros estructurales	f'c 240 kg/cm ²	42.05	347.23	0.1211	
Piso 1	Losa	f'c 240 kg/cm ²	150.68	347.23	0.4339	
Total de Columnas		f'c 240 kg/cm ²	206.37	1845.81	0.1118	95
Total de Vigas		f'c 240 kg/cm ²	367.42	1845.81	0.1991	215
Total de Muros		f'c 240 kg/cm ²	252.31	1845.81	0.1367	
Total de Losas		f'c 240 kg/cm ²	800.97	1845.81	0.4339	
Total			1627.07	1845.81	0.8815	310

5.4.2. Peso del segundo modelado: PEM-A500

Tabla 5.4.2-1.- Pesos por piso y tipo de elemento estructural. Elaboración Propia (2025).

Piso	Tipo de objeto	Material	Peso	Área	Peso Unitario	# de elementos
			tonf	m ²	tonf/m ²	
Piso 6	Columna	ASTM A500 Gr.C	5.99197	224.58	0.0267	14
Piso 6	Viga S	ASTM A36	3.23725	224.58	0.0144	28
Piso 6	Viga P	ASTM A500 Gr.C	4.63173	224.58	0.0206	20
Piso 6	Arriostras	ASTM A36	0.2737	224.58	0.0012	2
Piso 6	Muro ascensor	f _c =240 kg/cm ²	6.79383	224.58	0.0303	
Piso 6	Losa	f _c =240 kg/cm ²	53.9602	224.58	0.2403	
Piso 5	Columna	ASTM A500 Gr.C	6.37251	308.75	0.0206	15
Piso 5	Viga S	ASTM A36	4.9994	308.75	0.0162	56
Piso 5	Viga P	ASTM A500 Gr.C	8.29756	308.75	0.0269	33
Piso 5	Arriostras	ASTM A36	0.2737	308.75	0.0009	2
Piso 5	Muro ascensor	f _c =240 kg/cm ²	6.79383	308.75	0.022	
Piso 5	Losa	f _c =240 kg/cm ²	74.18551	308.75	0.2403	
Piso 4	Columna	ASTM A500 Gr.C	6.37251	308.75	0.0206	15
Piso 4	Viga S	ASTM A36	4.67747	308.75	0.0151	57
Piso 4	Viga P	ASTM A500 Gr.C	7.46079	308.75	0.0242	32
Piso 4	Arriostras	ASTM A36	0.2737	308.75	0.0009	2
Piso 4	Muro ascensor	f _c =240 kg/cm ²	6.79383	308.75	0.022	
Piso 4	Losa	f _c =240 kg/cm ²	74.18551	308.75	0.2403	
Piso 3	Columna	ASTM A500 Gr.C	6.89654	308.75	0.0223	15
Piso 3	Viga S	ASTM A36	4.67747	308.75	0.0151	57
Piso 3	Viga P	ASTM A500 Gr.C	7.46079	308.75	0.0242	32
Piso 3	Arriostras	ASTM A36	0.2737	308.75	0.0009	2
Piso 3	Muro ascensor	f _c =240 kg/cm ²	6.79383	308.75	0.022	
Piso 3	Losa	f _c =240 kg/cm ²	74.18551	308.75	0.2403	
Piso 2	Columna	ASTM A500 Gr.C	8.13828	347.1	0.0234	18
Piso 2	Viga S	ASTM A36	5.21868	347.1	0.015	55
Piso 2	Viga P	ASTM A500 Gr.C	8.57104	347.1	0.0247	34
Piso 2	Arriostras	ASTM A36	1.06755	347.1	0.0031	5
Piso 2	Muro ascensor	f _c =240 kg/cm ²	6.79383	347.1	0.0196	
Piso 2	Losa	f _c =240 kg/cm ²	83.40014	347.1	0.2403	
Piso 1	Columna	ASTM A500 Gr.C	8.13828	347.1	0.0234	18
Piso 1	Viga S	ASTM A36	5.70891	347.1	0.0164	55
Piso 1	Viga P	ASTM A500 Gr.C	9.17937	347.1	0.0264	34
Piso 1	Arriostras	ASTM A36	1.3252	347.1	0.0038	5
Piso 1	Muro ascensor	f _c =240 kg/cm ²	6.79383	347.1	0.0196	
Piso 1	Losa	f _c =240 kg/cm ²	83.40014	347.1	0.2403	
Total de Columnas		ASTM A500 Gr.C	41.9101	1845.03	0.0227	95
Total de Vigas		ASTM A36	28.51918	1845.03	0.0155	308
Total de Vigas		ASTM A500 Gr.C	45.6013	1845.03	0.0247	185
Total Arriostras		ASTM A36	3.48755	1845.03	0.0019	18
Total de Muros		f _c =240 kg/cm ²	40.76299	1845.03	0.0221	
Total de Losas		f _c =240 kg/cm ²	443.31701	1845.03	0.2403	
Total			603.59812	1845.03	0.3271	606

5.4.3. Peso del tercer modelado: PCEM-A500

Tabla 5.4.3-1.- Pesos por piso y tipo de elemento estructural. Elaboración Propia (2025).

Piso	Tipo de objeto	Material	Peso	Área	Peso Unitario	# de elementos
			tonf	m ²	tonf/m ²	
Piso 6	Columna	ASTM A500 Gr.C	4.8203	224.58	0.0644	14
Piso 6	Columna R	f _c =240 kg/cm ²	9.6344	224.58	0.0429	
Piso 6	Viga S	ASTM A36	3.2373	224.58	0.0144	28
Piso 6	Viga P	ASTM A500 Gr.C	4.6765	224.58	0.0208	20
Piso 6	Arriostros	ASTM A36	0.2737	224.58	0.0012	2
Piso 6	Muro ascensor	f _c =240 kg/cm ²	6.7938	224.58	0.0303	
Piso 6	Losa	f _c =240 kg/cm ²	53.9602	224.58	0.2403	
Piso 5	Columna	ASTM A500 Gr.C	5.1469	308.75	0.0498	15
Piso 5	Columna R	f _c =240 kg/cm ²	10.2357	308.75		
Piso 5	Viga S	ASTM A36	4.9994	308.75	0.0162	56
Piso 5	Viga P	ASTM A500 Gr.C	8.3690	308.75	0.0271	33
Piso 5	Arriostros	ASTM A36	0.2737	308.75	0.0009	2
Piso 5	Muro ascensor	f _c =240 kg/cm ²	6.7938	308.75	0.022	
Piso 5	Losa	f _c =240 kg/cm ²	74.1855	308.75	0.2403	
Piso 4	Columna	ASTM A500 Gr.C	5.1469	308.75	0.0498	15
Piso 4	Columna R	f _c =240 kg/cm ²	10.2357	308.75		
Piso 4	Viga S	ASTM A36	4.6775	308.75	0.0151	57
Piso 4	Viga P	ASTM A500 Gr.C	7.5283	308.75	0.0244	32
Piso 4	Arriostros	ASTM A36	0.2737	308.75	0.0009	2
Piso 4	Muro ascensor	f _c =240 kg/cm ²	6.7938	308.75	0.022	
Piso 4	Losa	f _c =240 kg/cm ²	74.1855	308.75	0.2403	
Piso 3	Columna	ASTM A500 Gr.C	5.3137	308.75	0.0502	15
Piso 3	Columna R	f _c =240 kg/cm ²	10.1847	308.75		
Piso 3	Viga S	ASTM A36	4.6775	308.75	0.0151	57
Piso 3	Viga P	ASTM A500 Gr.C	7.5283	308.75	0.0244	32
Piso 3	Arriostros	ASTM A36	0.2737	308.75	0.0009	2
Piso 3	Muro ascensor	f _c =240 kg/cm ²	6.7938	308.75	0.022	
Piso 3	Losa	f _c =240 kg/cm ²	74.1855	308.75	0.2403	
Piso 2	Columna	ASTM A500 Gr.C	6.2870	347.1	0.0527	18
Piso 2	Columna R	f _c =240 kg/cm ²	11.9952	347.1		
Piso 2	Viga S	ASTM A36	5.2187	347.1	0.015	55
Piso 2	Viga P	ASTM A500 Gr.C	8.6480	347.1	0.0249	34
Piso 2	Arriostros	ASTM A36	1.0676	347.1	0.0031	5
Piso 2	Muro ascensor	f _c =240 kg/cm ²	6.7938	347.1	0.0196	
Piso 2	Losa	f _c =240 kg/cm ²	83.4001	347.1	0.2403	
Piso 1	Columna	ASTM A500 Gr.C	6.2874	347.1	0.0527	18
Piso 1	Columna R	f _c =240 kg/cm ²	11.9948	347.1		
Piso 1	Viga S	ASTM A36	5.7089	347.1	0.0164	55
Piso 1	Viga P	ASTM A500 Gr.C	9.2613	347.1	0.0267	34
Piso 1	Arriostros	ASTM A36	1.3252	347.1	0.0038	5
Piso 1	Muro ascensor	f _c =240 kg/cm ²	6.7938	347.1	0.0196	
Piso 1	Losa	f _c =240 kg/cm ²	83.4001	347.1	0.2403	
Total de Columnas		ASTM A500 Gr.C	33.0022	1845.03	0.0527	95
Total de Columnas R		f _c =240 kg/cm ²	64.2805	1845.03		
Total de Vigas		ASTM A36	28.5192	1845.03	0.0155	308
Total de Vigas		ASTM A500 Gr.C	46.0114	1845.03	0.0249	185
Total Arriostros		ASTM A36	3.4876	1845.03	0.0019	18
Total de Muros		f _c =240 kg/cm ²	40.7630	1845.03	0.0221	
Total de Losas		f _c =240 kg/cm ²	443.3170	1845.03	0.2403	
Total			659.3808	1845.03	0.3574	606

5.5. Análisis de los resultados de los modelos

5.5.1. Comparación de derivas entre modelos

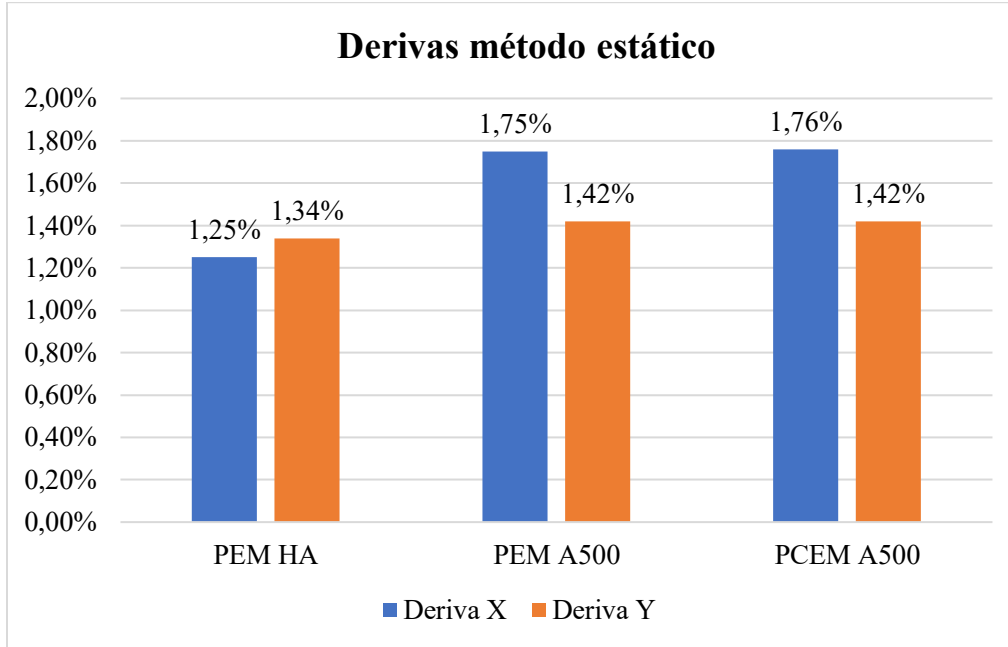


Figura 5.5.1-1. Derivas estáticas de los modelos. Elaboración Propia (2025).

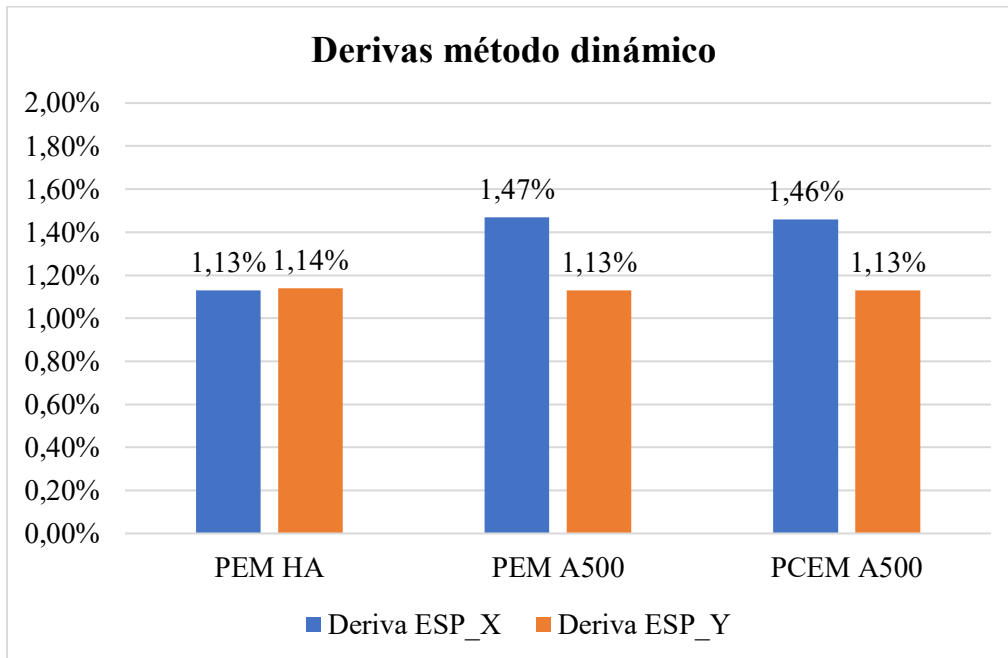


Figura 5.5.1-2. Derivas dinámicas de los modelos. Elaboración Propia (2025).

5.5.2. Comparación de períodos

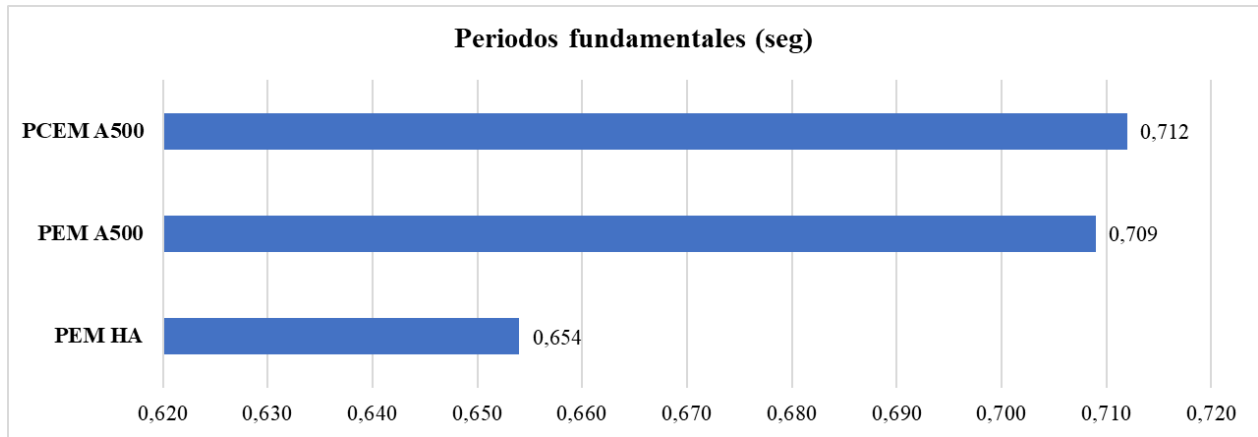


Figura 5.5.2-1. Comparación de periodos de los modelos. Elaboración Propia (2025).

5.5.3. Comparación de pesos de los modelados

1<

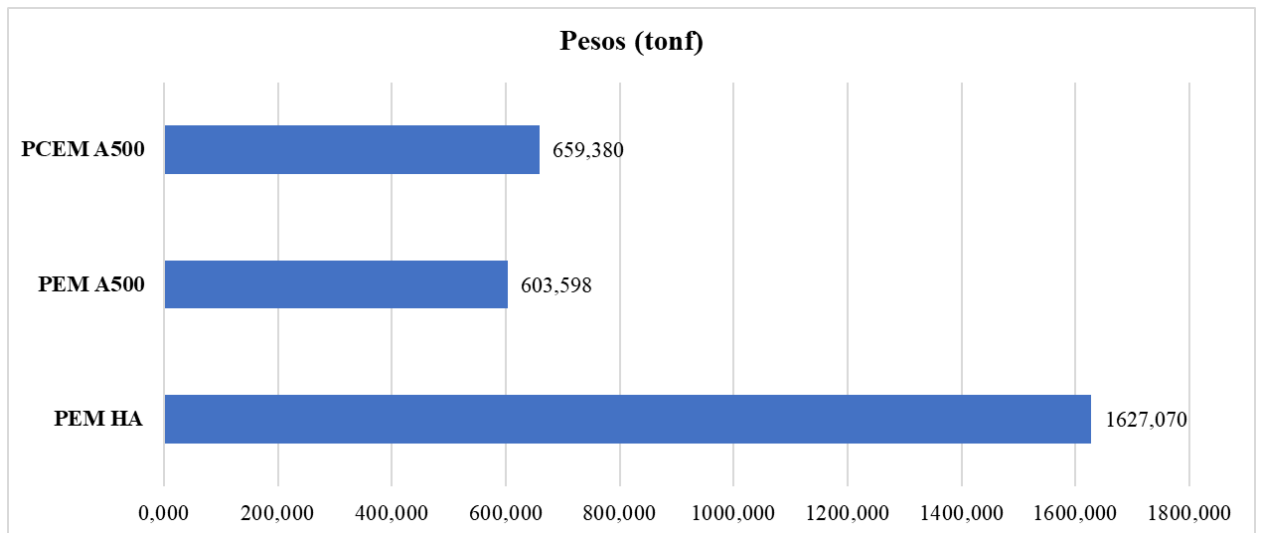


Figura 5.5.3-1. Comparación de pesos de los modelos. Elaboración Propia (2025).

5.5.4. Comparación de las torsiones por piso

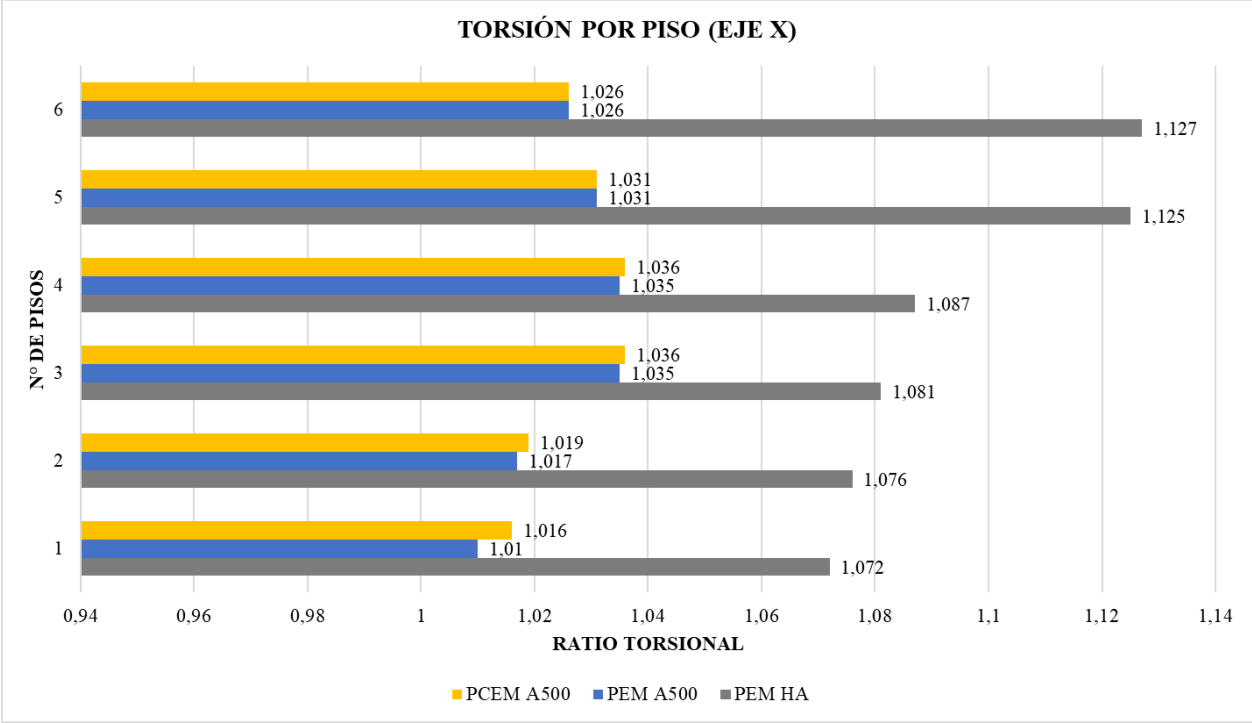


Figura 5.5.4-1. Comparación de ratios por piso en X de los modelos. Elaboración Propia (2025).

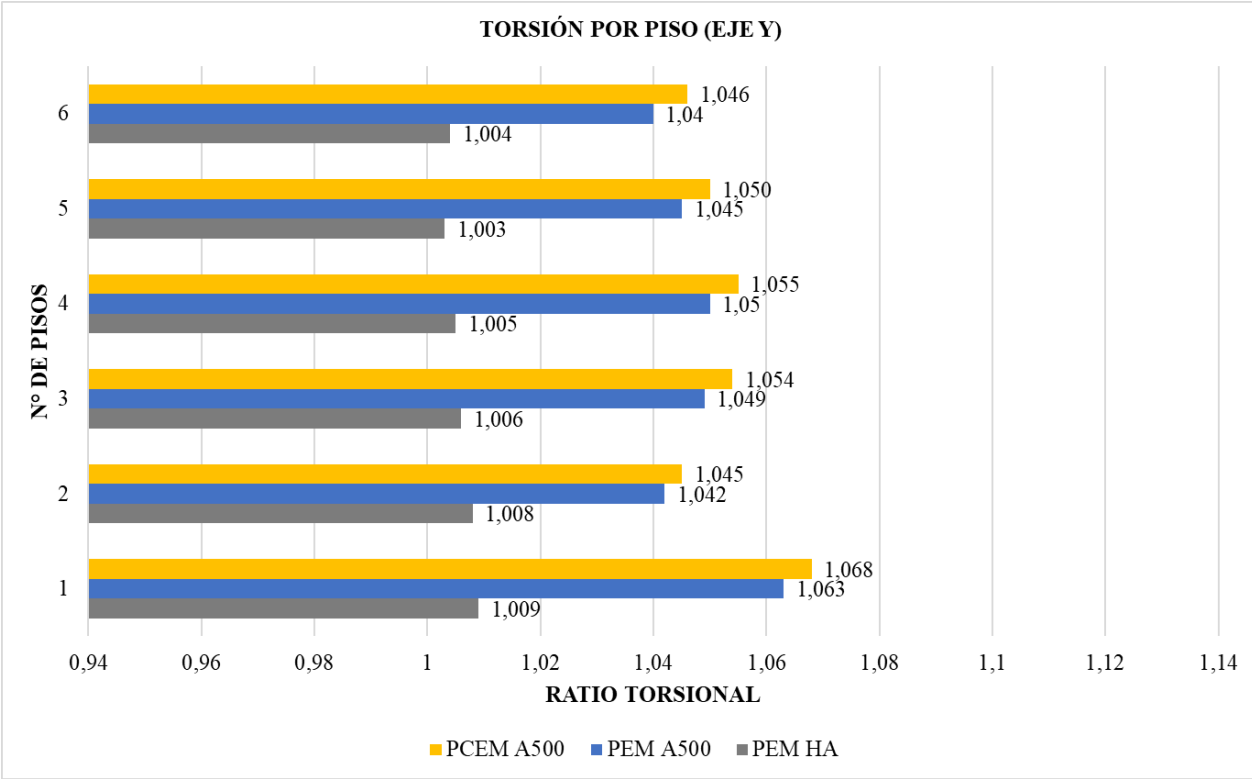


Figura 5.5.4-2. Comparación de ratios por piso en Y de los modelos. Elaboración Propia (2025).

5.5.5. Comparación de resistencia nominal a compresión (P_n)

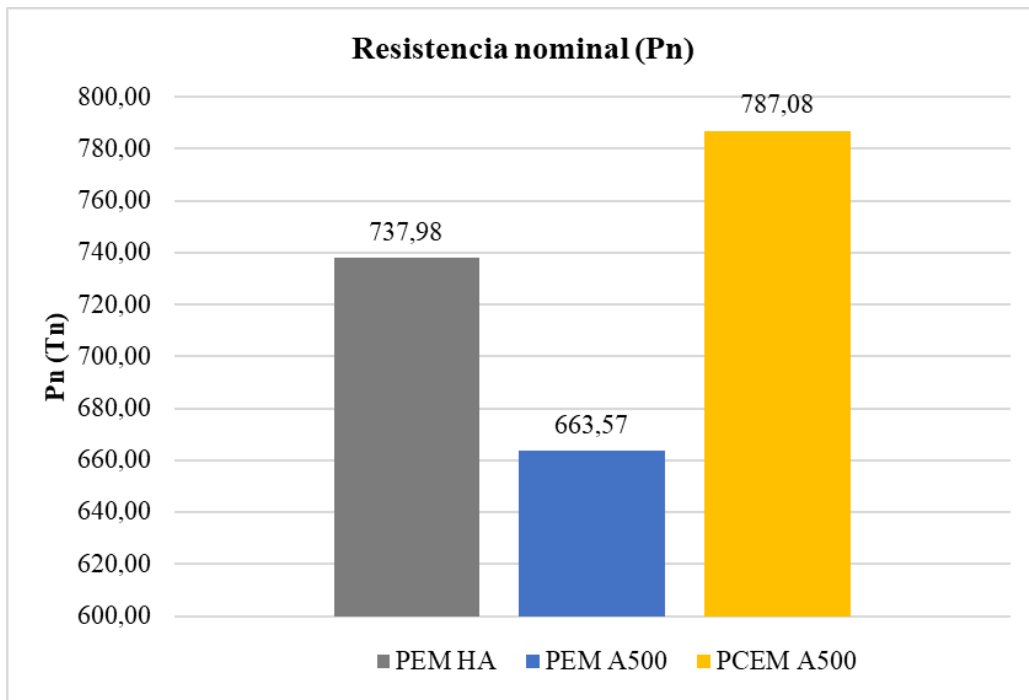


Figura 5.5.5-1. Comparación de resistencia nominal (P_n) modelos. Elaboración Propia (2025).

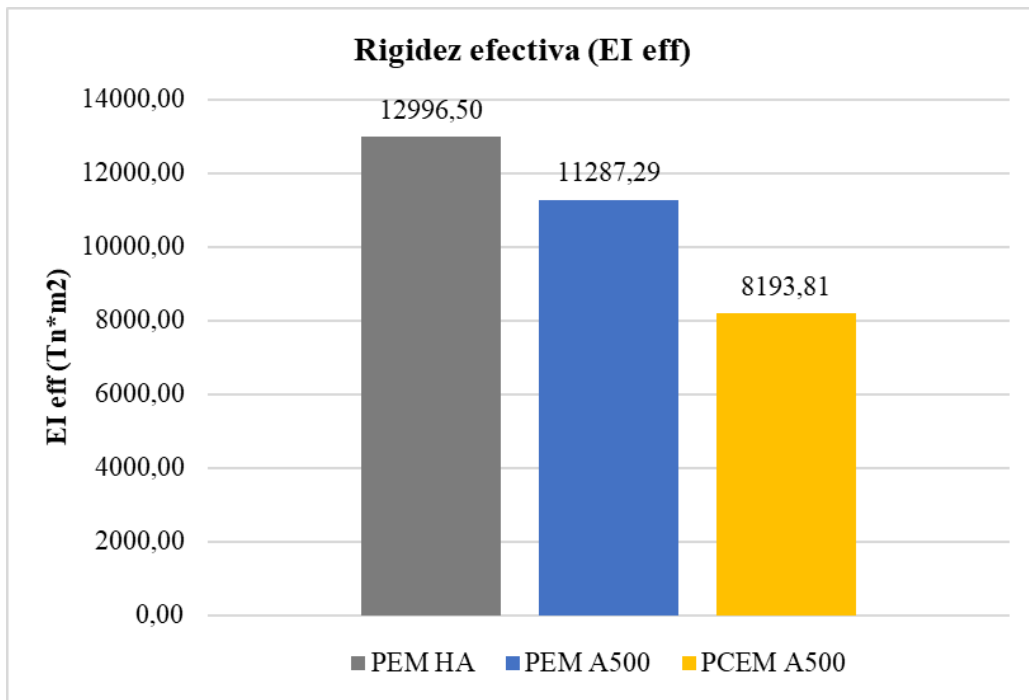


Figura 5.5.5-2. Comparación de rigidez efectiva de los modelos. Elaboración Propia (2025).

5.6. Costos de los modelados

Con el fin de determinar la alternativa más eficiente desde el punto de vista económico, se realizará una estimación del costo de cada uno de los modelos, en donde se tomará en cuenta los materiales utilizados en los elementos, vigas, columnas, muros de corte, losa y riostras, que son los elementos principales que componen cada modelo. Este análisis no se basará en un cálculo detallado de cada elemento, sino en un aproximado general de los costos de los materiales, excluyendo los gastos relacionados con la mano de obra, transporte, u otros servicios adicionales. Con el objetivo de identificar el impacto económico de cada alternativa estructural, en función de los materiales para su construcción, sin tener que realizar un análisis detallado.

5.6.1. Costo del primer modelo: Estructura de H.A con muros estructurales “PEM-HA”

Para estimar el costo de materiales del primer modelo, se utilizaron los valores de los pesos por elementos obtenidos desde el ETBAS, estos valores lo podemos observar en la Tabla 5.4.1-1. A partir de los pesos obtenidos, se determinó el volumen total de hormigón requerido, empleando la densidad del material, y se estima que para 1 m³ de hormigón se requiere aproximadamente 150 kg de acero de refuerzo (varillas corrugadas).

$$V = \frac{P}{\rho}$$

Donde:

V = Volumen.

P = Peso del material.

ρ = Densidad del material

Tabla 5.6.1-1.- Costo total del modelo 1 "PEM-HA". Elaboración Propia (2025).

Elementos	Material	Peso		ρ del material (tnf/m3)	kg o m3		\$ de m3	\$ total
Columnas	f'c 240 kg/cm2	206.37	tnf	2.4	85.9885	m3	\$ 265.00	\$ 22,786.95
Vigas	f'c 240 kg/cm2	367.42	tnf	2.4	153.0922	m3	\$ 265.00	\$ 40,569.42
Muros estructurales	f'c 240 kg/cm2	252.31	tnf	2.4	105.1287	m3	\$ 265.00	\$ 27,859.10
Losas	f'c 240 kg/cm2	800.97	tnf	2.4	333.7371	m3	\$ 265.00	\$ 88,440.33
Acero de refuerzo	fy 4200 kg/cm2	150	kg	7.85	101691.96	kg	\$ 1.75	\$ 177,960.93
Total		1627.07						\$ 357,616.73

Para la cantidad de acero de refuerzo multiplicamos los 150 kg por el volumen total del edificio y obtenemos la cantidad de acero de refuerzo en kg. Con base a los precios unitarios considerados en la Tabla 5.6.1-1, se calcularon los costos parciales de los elementos estructurales y de refuerzo, obteniendo un total de \$357,616.73 dólares en hormigón y acero de refuerzo.

5.6.2. Costo del segundo modelo: Estructura de acero con arriostras "PEM-A500"

Para estimar el costo de materiales del segundo modelo estructura de acero A500 con arriostras, se utilizaron los pesos por elementos obtenidos desde el ETBAS, estos valores lo podemos observar en la Tabla 5.4.2-1. Considerando los materiales especificados en el modelo (para columnas y vigas principales ASTM A500 GR. C, y para vigas secundarias ASTM A36). Para los elementos de hormigón (losa y muro de ascensor), se determinó su volumen a partir del peso y la densidad del material. Se incorporó el costo de acero de refuerzo para los elementos de hormigón de la misma manera que en el apartado 5.6.1 del presente documento.

Tabla 5.6.2-1.- Costo total del modelo 2 "PEM-A500". Elaboración Propia (2025).

Elementos	Material	Peso		ρ del material (tnf/m3)	kg o m3		\$ de m3	\$ total
Columna	ASTM A500 Gr.C	41.9101	tnf	7.85	41910.09	kg	\$ 2.80	\$ 117,348.25
Viga S	ASTM A36	28.5192	tnf	7.85	28519.18	kg	\$ 1.75	\$ 49,908.57
Viga P	ASTM A500 Gr.C	45.6013	tnf	7.85	45601.28	kg	\$ 2.80	\$ 127,683.58
Arriostras	ASTM A36	3.4876	tnf	7.85	3487.55	kg	\$ 1.75	\$ 6,103.21
Muro ascensor	f'c=240 kg/cm2	40.7630	tnf	2.4	16.9846	m3	\$ 265.00	\$ 4,500.91
Acero de refuerzo	fy 4200 kg/cm2	0.15	tnf	7.85	2547.69	kg	\$ 1.75	\$ 4,458.45
Losa	f'c=240 kg/cm2	443.3170	tnf	2.4	184.7154	m3	\$ 265.00	\$ 48,949.59
Total		603.7481						\$ 358,952.56

Para la cantidad de acero de refuerzo multiplicamos los 150 kg por el volumen total del edificio y obtenemos la cantidad de acero de refuerzo en kg. Con base a los precios unitarios considerados en la Tabla 5.6.2-1, se calcularon los costos parciales de los elementos estructurales y de refuerzo, obteniendo un total de \$358,952.56 dólares.

5.6.3. Costo del tercer modelo: Estructura de acero con arriostras "PCEM-A500"

Para estimar el costo de materiales del tercer modelo, se utilizaron los valores de los pesos por elementos obtenidos desde el ETBAS, estos valores lo podemos observar en la Tabla 5.4.3-1. Al igual que en el modelo 2, se consideraron los materiales y criterios de valoración, con la diferencia principal, es la incorporación de columnas de acero rellenas de hormigón, lo que implicó cuantificar adicionalmente el volumen de hormigón necesario para el relleno y su costo correspondiente.

Tabla 5.6.3-1.- Costo total del modelo 3 "PCEM-A500". Elaboración Propia (2025).

Elementos	Material	Peso (tnf)	ρ del material (tnf/m3)	Kg o m3	\$ de m3	\$ total
Columna	ASTM A500 Gr.C	33.0022	7.85	33002.16 kg	\$ 2.80	\$ 92,406.05
Columna R	$f_c=240$ kg/cm ²	64.2805	2.4	26.78 m ³	\$ 265.00	\$ 7,097.64
Viga S	ASTM A36	28.5192	7.85	28519.18 kg	\$ 1.75	\$ 49,908.57
Viga P	ASTM A500 Gr.C	46.0114	7.85	46011.42 kg	\$ 2.80	\$ 128,831.98
Arriostras	ASTM A36	3.4876	7.85	3487.55 kg	\$ 1.75	\$ 6,103.21
Muro ascensor	$f_c=240$ kg/cm ²	40.7630	2.4	16.98 m ³	\$ 265.00	\$ 4,500.91
Acero de refuerz	f_y 4200 kg/cm ²	0.15	7.85	2547.69 kg	\$ 1.75	\$ 4,458.45
Losa	$f_c=240$ kg/cm ²	443.3170	2.4	184.72 m ³	\$ 165.00	\$ 30,478.04
Total		659.5308				\$ 323,784.85

Para la cantidad de acero de refuerzo multiplicamos los 150 kg por el volumen total del edificio y obtenemos la cantidad de acero de refuerzo en kg. Con base a los precios unitarios considerados en la Tabla 5.6.3-1, se calcularon los costos parciales de los elementos estructurales y de refuerzo, obteniendo un total de \$323,784.85 dólares.

5.6.4. Comparativa de costos de los modelos

Con el fin de identificar la alternativa estructural más conveniente desde el punto de vista económico, se realizó una comparación de los costos totales de materiales entre los tres modelos analizados. La Tabla 5.6.4-1 presenta las diferencias entre cada para de modelos, donde A representa el costo del primer modelo comparado, B el costo del segundo, A-B la diferencia monetaria entre ambos y % la variación porcentual con respecto al modelo A.

Tabla 5.6.4-1.- Comparación económica entre los tres modelos. Elaboración Propia (2025).

Comparación	A	B	A - B	%	Más económico
PEM-HA vs PEM-A500	\$ 357,616.73	\$ 358,952.56	\$ 1,335.83	0.37%	PEM-HA
PEM-HA vs PCEM A500	\$ 357,616.73	\$ 323,784.85	\$ 33,831.88	10.45%	PCEM A500
PEM-A500 vs PCEM A500	\$ 358,952.56	\$ 323,784.85	\$ 35,167.71	10.86%	PCEM A500

Al comparar el modelo PEM-HA con el PEM-A500, se observa que ambos modelos presentan costos muy similares, teniendo una diferencia de apenas del 0.37% con respecto al primer modelo. Mientras que al comparar el modelo PEM-HA con el PCEM-A500, se observa una diferencia del 10.45%, lo que indica que el modelo PCEM-A500 es más económico con respecto al primer modelo y al momento de comparar los modelos PEM-A500 y PCEM-A500, se observa que estos dos modelos presentan una diferencia del 10.86%.

CONCLUSIONES

- Se determinó la influencia del relleno de hormigón en columnas metálicas ASTM A500 Gr.C sobre el comportamiento estructural de un edificio irregular en Manta, comparando variantes mediante análisis estático lineal y dinámico modal espectral en ETABS.
- Se prediseñaron tres modelos equivalentes (misma geometría y criterios), variando el sistema resistente: PEM-HA (hormigón armado), PEM-A500 (acero A500) y PCEM-A500 (acero A500 con CFT).
- Los modelos se evaluaron bajo los parámetros mínimos de la NEC-SE-DS (2015) (suelo C, zona sísmica VI, irregularidades, importancia, reducción sísmica, cargas y combinaciones), garantizando comparabilidad y cumplimiento normativo en el análisis.
- El control de torsión fue el aspecto crítico en los tres casos (sobre todo en pisos 1–2), requiriendo muros en PEM-HA y riostras en PEM-A500/PCEM-A500. El período fue menor en PEM-HA (0.65 s) y similar en PEM-A500/PCEM-A500 (~0.71 s), con participación modal adecuada. En peso reactivo, PEM-HA fue el mayor (1627.07 tonf), seguido por PCEM-A500 (659.38 tonf) y PEM-A500 (603.60 tonf). En derivas, PEM-HA presentó las menores; PEM-A500 y PCEM-A500 mostraron valores cercanos. En capacidad axial nominal, PCEM-A500 superó a PEM-HA (+6.65%) y a PEM-A500 (+18.61%); en rigidez efectiva, PEM-HA fue mayor que PEM-A500 (+15.14%) y que PCEM-A500 (+58.61%), evidenciando que la geometría domina la rigidez y que el relleno aporta aproximadamente ~22% adicional.
- Globalmente, PCEM-A500 se identifica como la alternativa más conveniente por comportamiento y economía, al mantener buen control de derivas con columnas menores (0.35×0.35 m) y mayor P_n ; sin embargo, el relleno no fue determinante para reducir la torsión, por lo que el control torsional sigue siendo un reto clave en edificaciones irregulares. El análisis económico referencial indica que PCEM-A500 logra ahorros de 10.45% vs PEM-HA y 10.86% vs PEM-A500 (\approx \$35.000), resultando la opción óptima entre las evaluadas.

RECOMENDACIONES

- Como resultado de que el acero que se comercializa con características similares al ASTM A500 Gr.C suele ser el ASTM A572, se recomienda que se realicen las debidas pruebas y los procedimientos estipulados por la norma AISC 341, ya que, para perfiles HSS o secciones tipo caja, no es el más ideal. Por lo tanto, al conformar secciones con este acero, se deberán tomar las debidas precauciones.
- De llegar a realizarse una construcción de este tipo, se debe seguir estrictamente lo descrito por la normativa ecuatoriana de la construcción y, adicionalmente, cumplir con los estándares internacionales aplicables.
- Se recomienda el uso de conexiones precalificadas, en especial la conexión Double Split Tee (DST), la cual el AISC recomienda en uno de sus artículos para estructuras PCEM por su eficacia, o bien otra conexión precalificada adecuada, según lo establecido en el AISC 358.
- Para obtener resultados más precisos, se recomienda realizar análisis más profundos, como análisis no lineales de tipo Pushover o dinámicos como Time History. Asimismo, se incentiva la simulación en programas como ABAQUS y OpenSees, con el objetivo de generar mayor contenido científico sobre el uso de este tipo de columnas.

BIBLIOGRAFÍA

- (2023, 04 15). Retrieved from CYPE: <https://www.cype.pe/blog/cuales-son-las-diferencias-entre-analisis-estatico-y-dinamico/>
- ACI 318-19. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Retrieved from <https://www.udocz.com/apuntes/53414/aci-318-19-espanol>
- AISC 341. (2022). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois: AISC. Retrieved from <https://www.aisc.org/products/publication/standards/aisc-341/seismic-provisions-for-structural-steel-buildings-ansiaisc-341-16-download2/>
- ASCE 7-22. (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures PROVISIONS*. Retrieved from ASCE LIBRARY: <https://ascelibrary.org/doi/book/10.1061/9780784415788>
- ASTM. (2021, septiembre 20). *Especificación estándar para tubos estructurales de acero al carbon sin costura y soldados conformados en frío en redondos y con formas*. Retrieved from SCRIBD: <https://es.scribd.com/document/563630154/ASTM-A500-21>
- Civil Engineering. (2016). *¿Qué es una columna compuesta?* Retrieved from civiltoday: <https://civiltoday.com/structural-engineering/78-what-is-composite-column>
- Conteron, E., & Erazo, E. (2017). *ESTUDIO EXPERIMENTAL DE COLUMNAS RECTANGULARES COMPUESTAS NO COMPACTAS CON ATIESADORES INTERMEDIOS, SOMETIDOS A CARGA AXIAL [Tesis de Pregrado, Escuela Politécnica Nacional]*. Repositorio Institucional. Retrieved from <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/19081/1/CD-8482.pdf>

- Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Mendoza: alacero.
Retrieved from https://www.academia.edu/39399153/Dise%C3%B1o_sismorresistente_De_construcciones_De_acero_5_eDici%C3%B3n_2018_marzo_2018
- CSI Spain. (n.d.). Retrieved from <https://www.csiespana.com/software/5/etabs>
- CSI Spain. (s.f.). Retrieved from <https://www.csiespana.com/software-features/5/etabs#submenu-top>
- DG Design Modeling. (2024, Abril 18). Retrieved from <https://dgdesignmodeling.com/sin-categoria/software-etabs-que-es-y-como-puedes-utilizarlo/>
- Eggemann, H. (2006). Simplified Design of Composite Columns, Based on a Comparative Study of the Development of Building Regulations in Germany and the United States. *Proceedings of the Second International Congress on Construction History, Queens' College Cambridge University, 1*, 1023-1041. Retrieved from <https://structurae.net/en/literature/conference-paper/simplified-design-of-composite-columns-based-on-a-comparative-study-of-the-development-of-building-regulations-in-germany-and-the-united-states>
- Feng, Z. (2019). Compressive strengths of concrete-filled double-skin (circular hollow section outer and square hollow section inner) aluminium tubular sections. *Sage Journals*, 22(11). Retrieved from <https://journals.sagepub.com/doi/abs/10.1177/1369433219842381>
- Flores, L. M. (2017, Noviembre 17). *Repositorio UJCM*. Retrieved from Universidad José Carlos Mariátegui :

https://repositorio.ujcm.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12819/226/Luis_TrabajoDeSuficienciaProfesional_titulo_2017.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Hajjar, J. F. (2000, Enero). *ResearchGate*. Retrieved from https://www.researchgate.net/publication/238208065_Concrete-filled_steel_tube_columns_under_earthquake_loads

INEC. (2017). *Reconstruyendo las cifras luego del sismo memorias*. Quito: Brenda Sempértugi. Retrieved from <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/web-inec/Bibliotecas/Libros/Memorias%2013%20abr%202017.pdf>

Jimenez, A. (2024, Julio 23). *Inesa Tech*. Retrieved from Civil engineering school & consulting: <https://www.inesa-tech.com/blog/analisis-modal-espectral/>

Kumar, M. (2019). *Design and construction principle of steel and concrete composite column*. Retrieved from scribd: https://es.scribd.com/document/400041586/Composite-Column?utm_source=chatgpt.com

Luz, G. (2020, septiembre 27). *ASTM A500 Propiedades (Mecánicas, Químicas y Clasificación)*. Retrieved from Gelson Luz: <https://www.materiales.gelsonluz.com/2020/09/astm-a500-propiedades-mecanicas.html>

Manor, M. (2022, julio 08). *UNDERSTANDING HSS MATERIAL SPECIFICATIONS: WHICH ASTM SHOULD I SPECIFY FOR HSS?* Retrieved from steeltubeinstitute.org: https://steeltubeinstitute.org/wp-content/uploads/2022/08/HSS_Article_ASTM-080722.pdf

- Moreno, A. (2021). MATERIALES COMPONENTES DEL HORMIGÓN. *MUSAAT*, 149.
Retrieved from <https://www.riarte.es/handle/20.500.12251/2277>
- Myoung-Ho, Ju, Y.-K., Kim, M.-H., & Kim, S.-D. (2006). Structural Performance of Steel-Concrete Composite Column Subjected to Axial and Flexural Loading. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 5(1). Retrieved from <https://www.tandfonline.com/doi/abs/10.3130/jaabe.5.153>
- NEC-SE-AC. (2015). *ESTRUCTURAS DE ACERO*. Retrieved from MIDUVI: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/9.-NEC-SE-AC-Estructuras-de-Acero.pdf>
- NEC-SE-CG. (2015). *CARGAS (NO SÍSMICAS)*. Retrieved from MIDUVI: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf>
- NEC-SE-DS. (2015). *NEC-SE-DS (Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente)*. Retrieved from MIDUVI: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/3.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-2.pdf>
- NEC-SE-HM. (2015). *ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO*. Retrieved from MIDUVI: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/8.-NEC-SE-HM-Hormigon-Armado.pdf>
- OctalAcero. (s.f.). *OCTAL*. Retrieved from Especificación de Tubería ASTM A500 Grado C: <https://www.octalacero.com/tuberia-astm-a500-grado-c>

- Peña, R. M. (2017, Agosto 7). *Repositorio Universidad Privada de Tacna*. Retrieved from http://161.132.207.135/bitstream/handle/20.500.12969/499/Calcina_Pena_Ramon.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Pham, D.-D., & Nguyen, C. (2021, Julio 14). *Análisis de comportamiento y diseño de columnas cortas de tubo circular de acero relleno de hormigón sometidas a compresión axial*. Retrieved from Cornell University: <https://arxiv.org/abs/2107.06488>
- Sánchez, O. A. (2022, Junio 22). *Researchgate*. Retrieved from https://www.researchgate.net/publication/361454077_Irregularidades_en_planta_y_elevacion
- Seitz, P. (2022). *DISEÑO POR DESEMPEÑO DE MARCOS ESTRUCTURALES CON COLUMNAS TUBULARES RELLENAS DE HORMIGÓN,2022 [Tesis de Grado,Universidad Técnica Federico Santa María]*. Repositorio Institucional. Retrieved from <https://repositorio.usm.cl/entities/tesis/3a5ad1ac-e26d-4c51-a6bf-2c36abae8491>
- Shanmugam, N., & Lakshmi, B. (2001, Abril 25). *ResearchGate*. Retrieved from https://www.academia.edu/38485760/State_of_the_art_report_on_steel_concrete
- Solidworks*. (2021). Retrieved from Dassault Systemes: https://help.solidworks.com/2021/spanish/SolidWorks/cworks/c_Linear_Static_Analysis.htm?id=29.6.0
- Troyano, M. (2019, febrero 20). *Estructuras de Hormigón*. Retrieved from Universidad de Málaga : <https://riuma.uma.es/xmlui/handle/10630/17355>

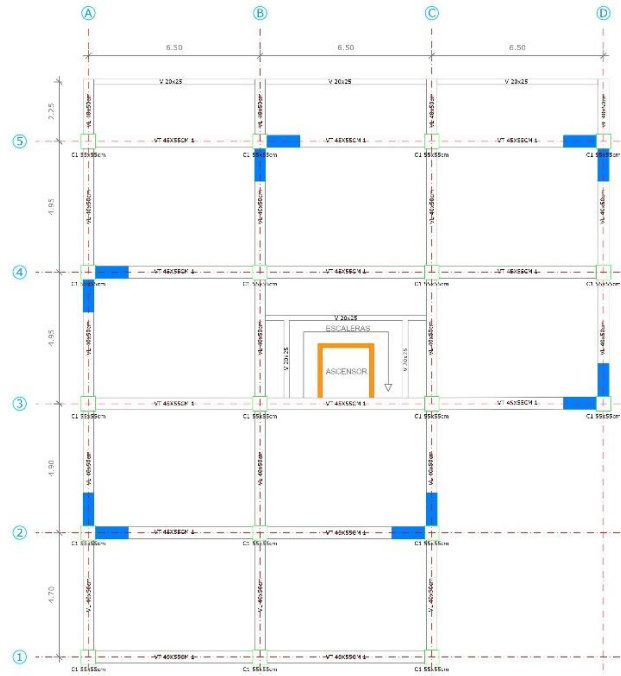
Wang, C., & Shanmugan, N. (2022). Análisis y Diseño de Estructuras Chapadas. *Civil and Structural Engineering*, 1. Retrieved from <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/B9780128235706000173>

Wladimir, L. I. (2015, Junio 12). *Bibdigital*. Retrieved from Repositorio Digital Institucional de la Escuela Politécnica Nacional: <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/10782/1/CD-6316.pdf>

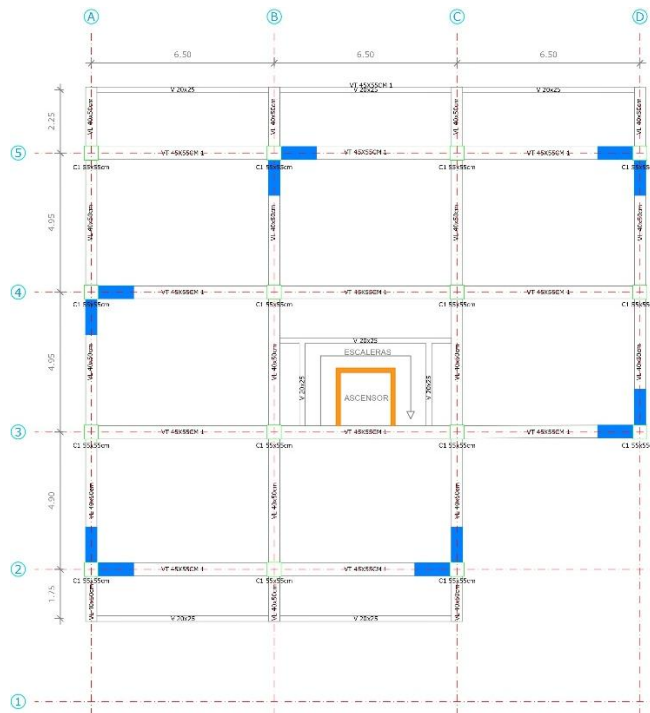
Yoda, T., & Lin, W. (2017). *Bridge Engineering:assifications: Design Loading, and Analysis Methods*. Oxford: Butterworth-Heinemann. Retrieved from <https://www.sciencedirect.com/book/9780128044322/bridge-engineering#book-description>

ANEXOS

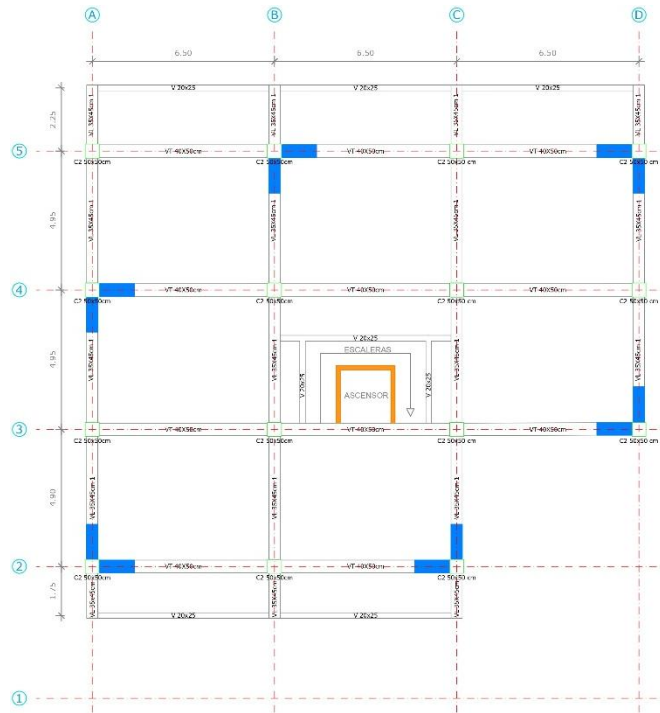
Planos y renders



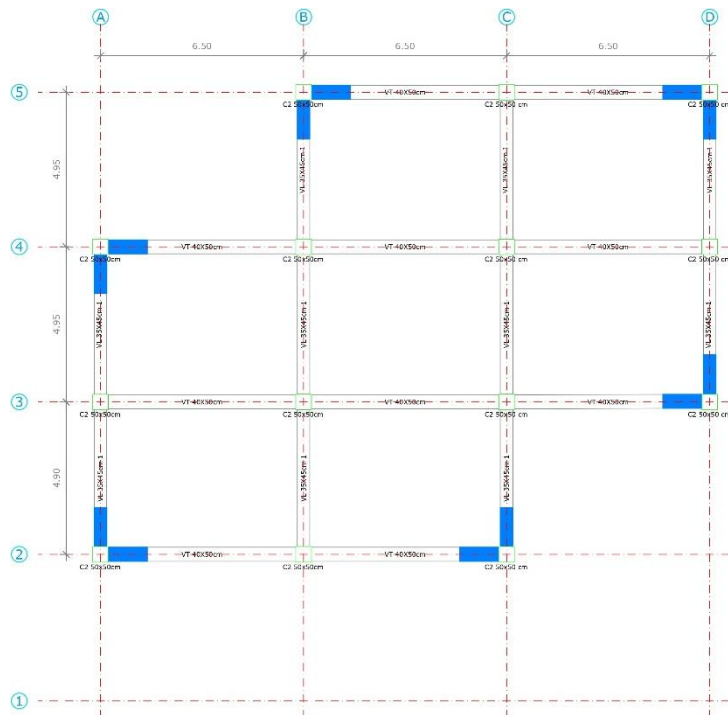
Anexo 1.- Planos de planta de los pisos 1 y 2 del modelo PEM-HA. Elaboración Propia (2025).



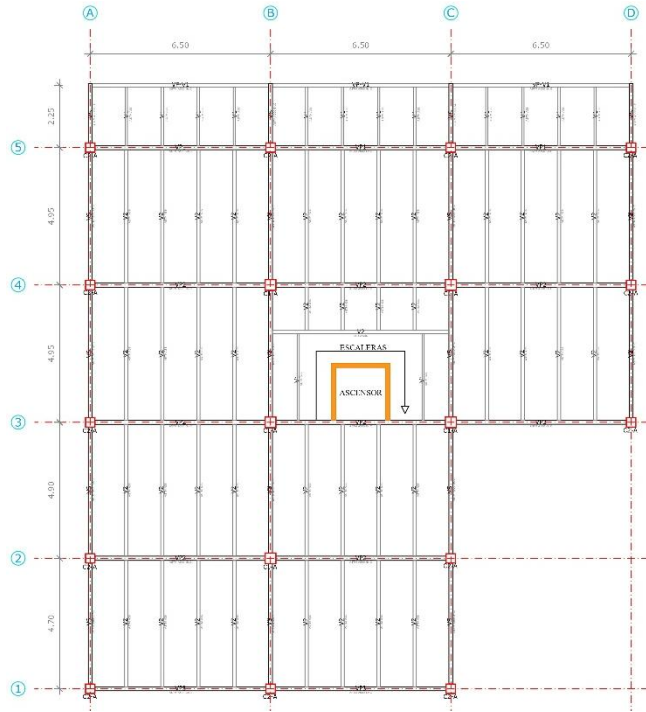
Anexo 2.- Plano de planta del piso 3 del modelo PEM-HA. Elaboración Propia (2025).



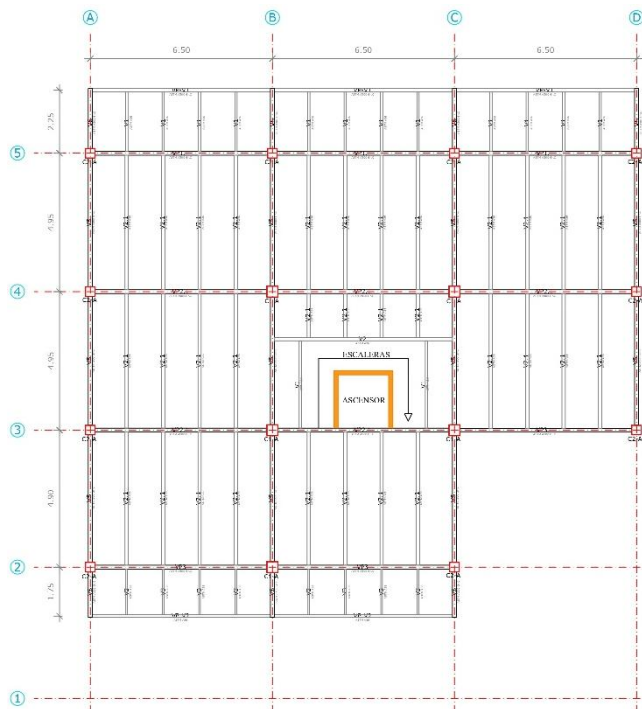
Anexo 3.- Plano de planta de los pisos 4-5 del modelo PEM-HA. Elaboración Propia (2025).



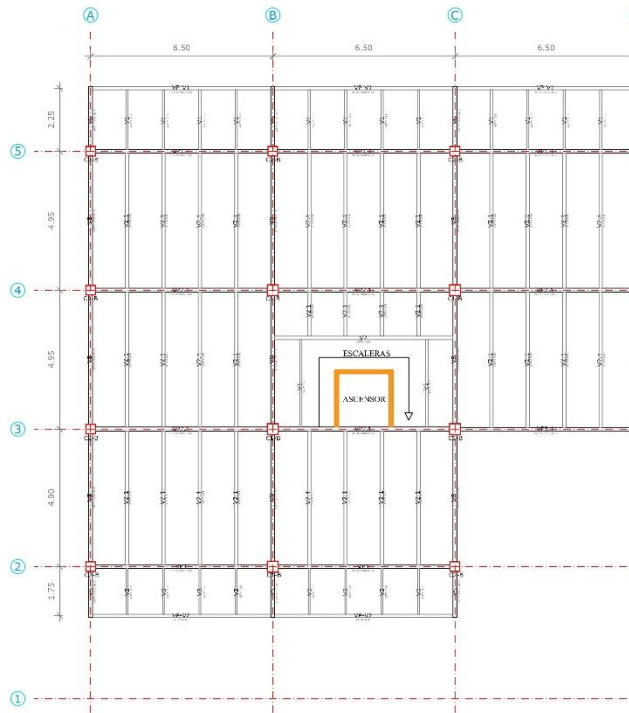
Anexo 4.- Plano de planta de la losa de cubierta del modelo PEM-HA. Elaboración Propia (2025).



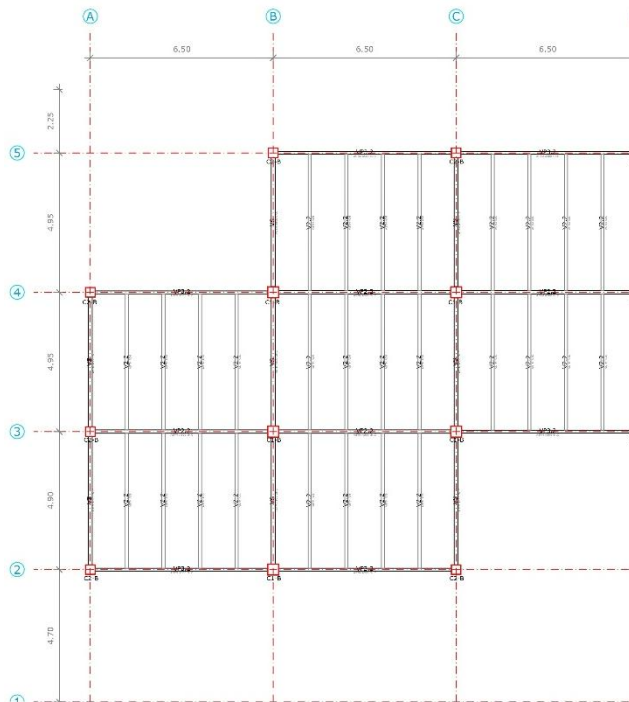
Anexo 5.- Plano de planta de los pisos 1 y 2 del modelo PEM-A500. Elaboración Propia (2025).



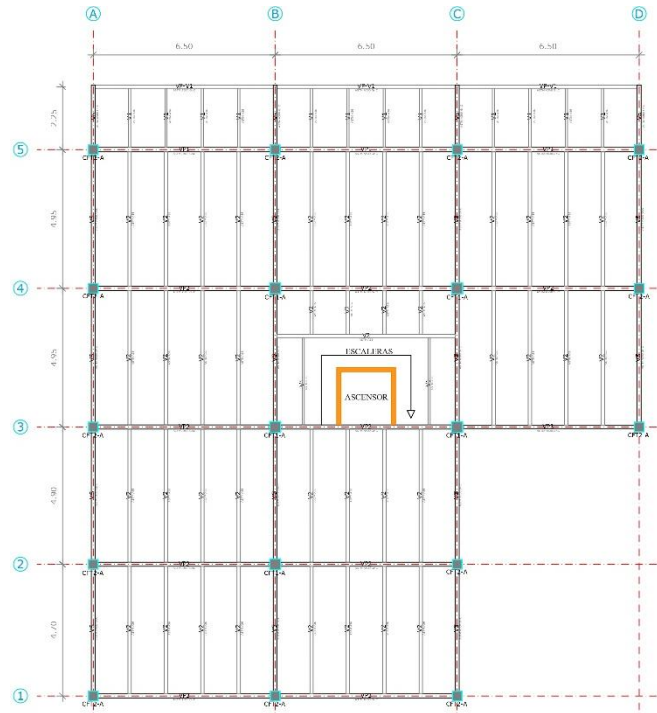
Anexo 6.- Plano de planta del piso 3 del modelo PEM-A500. Elaboración Propia (2025).



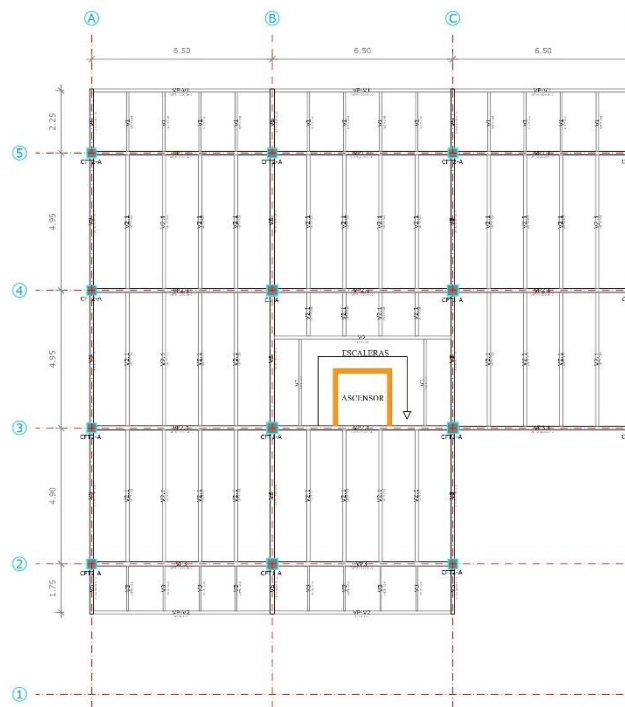
Anexo 7.- Plano de planta de los pisos 4 y 5 del modelo PEM-A500. Elaboración Propia (2025).



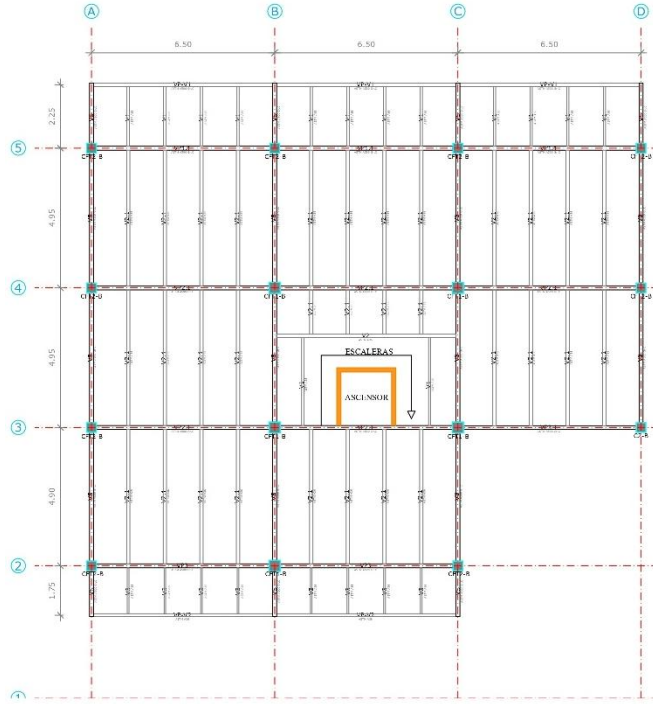
Anexo 8.- Plano de planta de la losa de cubierta del modelo PEM-A500. Elaboración Propia (2025).



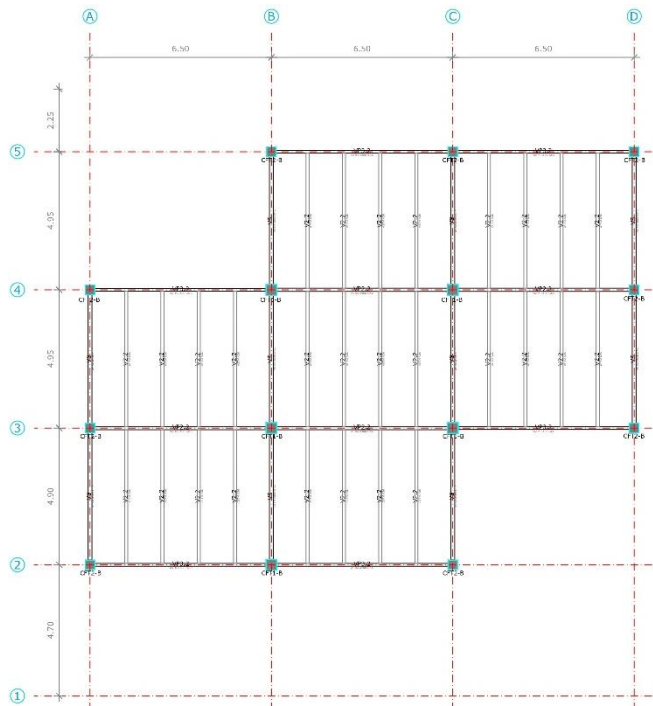
Anexo 9.- Plano de planta de los pisos 1 y 2 del modelo PCEM-A500. Elaboración Propia (2025).



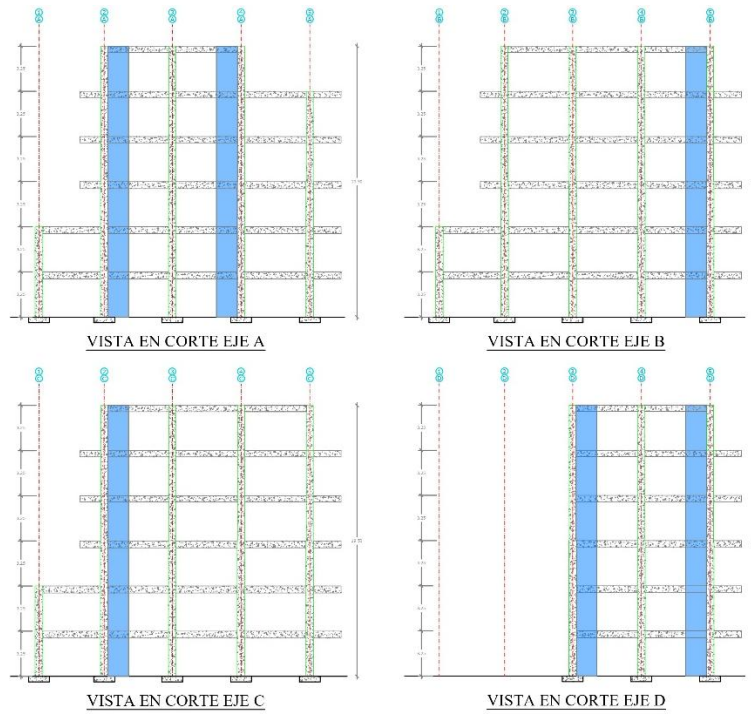
Anexo 10.- Plano de planta del piso 3 del modelo PCEM-A500. Elaboración Propia (2025).



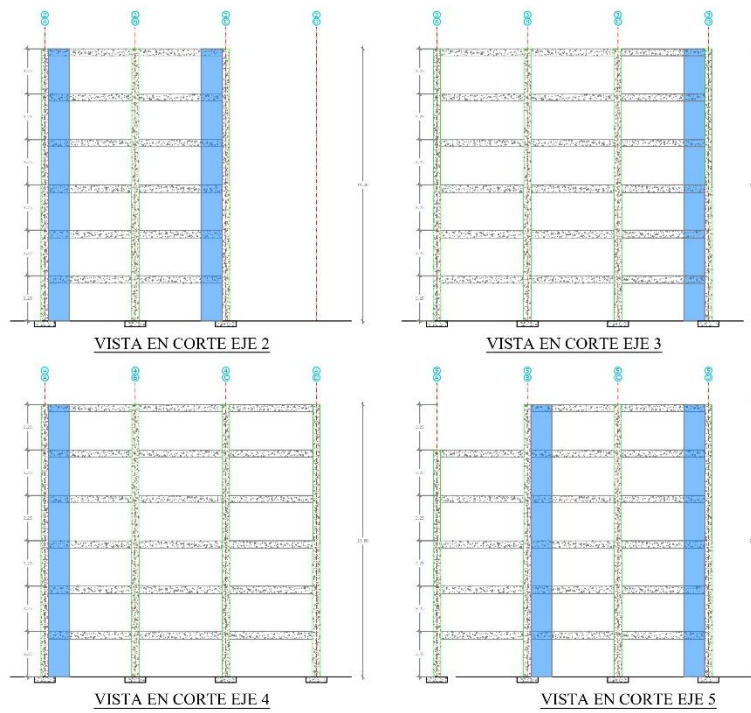
Anexo 11.- Plano de planta de los pisos 4 y 5 del modelo PEM-A500. Elaboración Propia (2025).



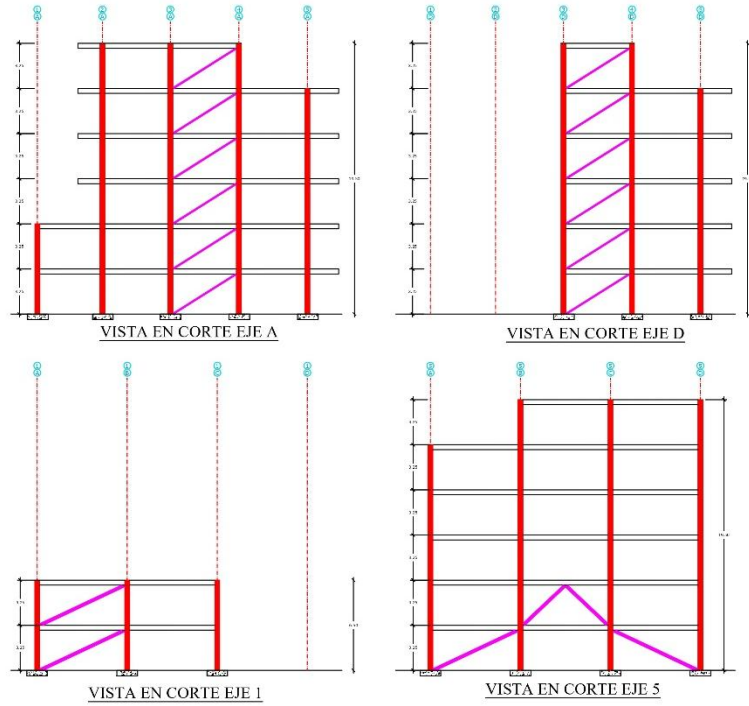
Anexo 12.- Plano de planta de la losa de cubierta del modelo PCEM-A500. Elaboración Propia (2025).



Anexo 13.- Planos de vista en corte de los muros estructurales en los ejes A, B, C y D del modelo PEM-HA. Elaboración Propia (2025).

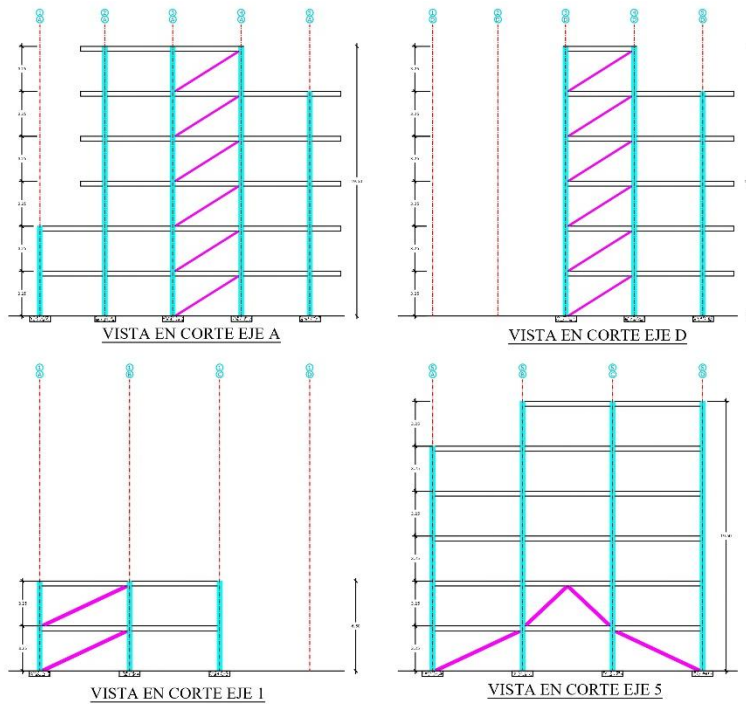


Anexo 14.- Planos de vista en corte de los muros estructurales en los ejes 1, 3, 4 y 5 del modelo PEM-HA. Elaboración Propia (2025).



Anexo 15.- Planos de vista en corte de las riostras en los ejes A, D, 1 y 5 del modelo PEM-A500.

Elaboración Propia (2025).



Anexo 16.- Planos de vista en corte de las riostras en los ejes A, D, 1 y 5 del modelo PCEM-A500.

Elaboración Propia (2025).



Anexo 17.- Render del modelo PEM-HA. Elaboración Propia (2025).



Anexo 18.- Render del modelo PEM-A500. Elaboración Propia (2025).



Anexo 19.-Render del modelo PCEM-A500. Elaboración Propia (2025).