



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ESTABILIZACIÓN DE EDIFICIOS DE GRAN ALTURA CON SISTEMA
STEEL OUTRIGGER EN PÓRTICOS ORDINARIOS Y MUROS
ESTRUCTURALES PARA CONTROLAR RESPUESTA LATERAL**

**ANCHATUÑA CHUCHUCA GERANY FERNANDO
INGENIERO CIVIL**

**SALINAS SARAGURO ANGEL GONZALO
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2024**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ESTABILIZACIÓN DE EDIFICIOS DE GRAN ALTURA CON
SISTEMA STEEL OUTRIGGER EN PÓRTICOS ORDINARIOS Y
MUROS ESTRUCTURALES PARA CONTROLAR RESPUESTA
LATERAL**

**ANCHATUÑA CHUCHUCA GERANY FERNANDO
INGENIERO CIVIL**

**SALINAS SARAGURO ANGEL GONZALO
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2024**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTOS TÉCNICOS

**ESTABILIZACIÓN DE EDIFICIOS DE GRAN ALTURA CON
SISTEMA STEEL OUTRIGGER EN PÓRTICOS ORDINARIOS Y
MUROS ESTRUCTURALES PARA CONTROLAR RESPUESTA
LATERAL**

**ANCHATUÑA CHUCHUCA GERANY FERNANDO
INGENIERO CIVIL**

**SALINAS SARAGURO ANGEL GONZALO
INGENIERO CIVIL**

ORDOÑEZ FERNANDEZ JOSE LUIS

**MACHALA
2024**

ESTABILIZACIÓN DE EDIFICIOS DE GRAN ALTURA CON SISTEMA STEEL OUTRIGGER EN PÓRTICOS ORDINARIOS Y MUROS ESTRUCTURALES PARA CONTROLAR RESPUESTA LATERAL

por Gerany Anchatuña Chuchuca

Fecha de entrega: 05-ago-2024 12:52p.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2427764111

Nombre del archivo: Tesis_Anchatu_a_-_Salinas.pdf (3.12M)

Total de palabras: 17742

Total de caracteres: 98347

ESTABILIZACIÓN DE EDIFICIOS DE GRAN ALTURA CON SISTEMA STEEL OUTRIGGER EN PÓRTICOS ORDINARIOS CON MUROS ESTRUCTURALES PARA CONTROLAR DERIVAS

INFORME DE ORIGINALIDAD

10%

INDICE DE SIMILITUD

9%

FUENTES DE INTERNET

4%

PUBLICACIONES

3%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

- | | | |
|---|--|------|
| 1 | Submitted to CSU, Fullerton
Trabajo del estudiante | <1 % |
| 2 | Submitted to College of Science and Technology, Bhutan
Trabajo del estudiante | <1 % |
| 3 | Nour Elhouda Ghanemi, Mahdi Abdeddaim, Abdelhafid Ounis. "Artificial Intelligence-Driven Active Tuned Mass Damper for Enhanced Seismic Resilience of Shear Frame Smart Structures", Journal of Vibration Engineering & Technologies, 2024
Publicación | <1 % |
| 4 | Submitted to Universidad Privada del Norte
Trabajo del estudiante | <1 % |
| 5 | Submitted to University of Hertfordshire
Trabajo del estudiante | <1 % |
| 6 | Yongyu Hu, Yunlong Peng, Zhi Gao, Fusuo Xu. "Application of CFD plug-ins integrated into urban and building design platforms for | <1 % |

CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

Los que suscriben, ANCHATUÑA CHUCHUCA GERANY FERNANDO y SALINAS SARAGURO ANGEL GONZALO, en calidad de autores del siguiente trabajo escrito titulado ESTABILIZACIÓN DE EDIFICIOS DE GRAN ALTURA CON SISTEMA STEEL OUTRIGGER EN PÓRTICOS ORDINARIOS Y MUROS ESTRUCTURALES PARA CONTROLAR RESPUESTA LATERAL, otorgan a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tienen potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

Los autores declaran que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

Los autores como garantes de la autoría de la obra y en relación a la misma, declaran que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asumen la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.



ANCHATUÑA CHUCHUCA GERANY FERNANDO

1104450331



SALINAS SARAGURO ANGEL GONZALO

0707243028

UNIVERSITAS
MAGISTRO-
RUM
ET SCHOLAR-
IUM

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación está dirigido primeramente a Dios, mi familia, mi enamorada, compañeros y amigos que han estado en este proceso académico.

A Dios, por guiar mi camino con sabiduría, bendiciones y fortaleza.

A mi mamá, quien ha sido tanto madre como padre para mi hermano y para mí, aconsejándonos, educando y ser guía constante para ser mejores cada día. Mis abuelitos, tíos, tías y primos que me han alentado a lo largo de mi vida. Mi enamorada por su apoyo incondicional y constante aliento impulsándome ser mejor cada día.

A mis compañeros y amigos, quienes también han sido un apoyo, risas y compañerismo en esta experiencia universitaria.

Gerany Fernando Anchatuña Chuchuca

DEDICATORIA

A Dios, por concederme la sabiduría necesaria y guiar mis pasos con su infinita bondad.
A mis padres, hermanos y amigos, que han sido mi roca y mi refugio, brindándome su apoyo incondicional en cada momento de mi vida.

A todos aquellos, que han creído en mí y me han impulsado a alcanzar mis sueños, les agradezco desde el fondo de mi corazón. Su amor, paciencia y aliento han sido fundamentales en mi camino.

Angel Gonzalo Salinas Saraguro

AGRADECIMIENTO

Agradecer a Dios por dame salud, sabiduría y perseverancia para alcanzar todas mis metas y permitirme llegar a este momento de mi vida.

A mi mamá, mi enamorada, mi hermano, mis abuelitos, mis tíos, tías y primos, gracias por ser mi pilar fundamental en mi formación académica y de vida, por estar en cada momento de felicidad y tristeza, y por guiarme para alcanzar mis metas y objetivos.

A mis compañeros y amigos por brindarme su apoyo en este proceso académico. A mi tutor expresar mi gratitud y admiración por darme la oportunidad y ser guía en este proceso de titulación.

Gerany Fernando Anchatuña Chuchuca

AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi más profundo agradecimiento a todos aquellos que han sido parte fundamental de este logro.

De manera especial, agradezco al Ingeniero José Luis Ordoñez Fernández, mi tutor, quien con sus conocimientos nos ha guiado y encaminado para lograr terminar la tesis. Su paciencia, dedicación y sabiduría han sido un faro en este proceso.

A todos aquellos docentes que nos han impartido conocimiento, gracias por compartir su experiencia y por el esfuerzo incansable de formarnos como profesionales y personas íntegras.

A mis compañeros, cuya colaboración y esfuerzo han sido esenciales para llevar este trabajo a buen término. Su compromiso y trabajo en equipo han sido una fuente invaluable de apoyo

Finalmente, a todos aquellos que, de una manera u otra, han contribuido a mi crecimiento y éxito. A cada uno de ustedes, les agradezco de corazón.

Angel Gonzalo Salinas Saraguro

RESUMEN

El presente estudio se centra en la evaluación del sistema “outrigger” como una solución estructural avanzada para mejorar la estabilidad y resistencia de edificaciones de gran altura frente a cargas laterales, tales como viento y sismos. El sistema “outrigger” consiste en vigas horizontales rígidas que se extienden desde el núcleo central del edificio hasta las columnas perimetrales, actuando en conjunto para redistribuir y equilibrar las cargas laterales, minimizando así las deformaciones y desplazamientos laterales. Para ello, se desarrolló un modelo estructural de una edificación de gran altura, para realizar un análisis dinámico espectral y un análisis lineal para conocer el comportamiento de la estructura, derivas de piso, periodos. A partir de este análisis, se obtuvo como resultado derivas de piso estaban al límite y periodos largos incumpliendo los controles dispuestos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, lo cual se propone la implementación del sistema “outrigger” para proporcionar mayor rigidez, bajar los periodos y garantizar la seguridad e integridad de la estructura.

Palabras clave: Sistema “Outrigger”, Edificios altos, Derivas de piso, Rigidez lateral, Resonancia Estructural.

ABSTRACT

This study focuses on the evaluation of the "outrigger" system as an advanced structural solution to improve the stability and resistance of high-rise buildings against lateral loads, such as wind and earthquakes. The "outrigger" system consists of rigid horizontal beams that extend from the central core of the building to the perimeter columns, acting together to redistribute and balance the lateral loads, thereby minimizing deformations and lateral displacements. A structural model of a high-rise building was developed to perform a spectral dynamic analysis and a linear analysis to understand the behavior of the structure, including floor drifts and periods. From this analysis, it was found that the floor drifts were at the limit and the long periods failed to comply with the regulations set by the Ecuadorian Construction Code. Therefore, the implementation of the "outrigger" system is proposed to provide greater stiffness, reduce periods, and ensure the safety and integrity of the structure.

Keywords: Outrigger system, High-rise Buildings, Floor Drifts, Lateral Stiffness, Structural Resonance.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	20
1. CAPITULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	22
1.1 Antecedentes	22
1.2 Descripción de la situación problemática	26
1.2.1 Árbol de problemas (Causas y Efectos)	27
1.3 Formulación del problema	27
1.4 Delimitación del objeto de estudio	28
1.5 Justificación	28
1.6 Objetivos: General y Específicos	29
1.6.1 Objetivo General	29
1.6.2 Objetivos Específicos	29
2. CAPITULO II MARCO TEÓRICO	30
2.1 Antecedentes contextuales	30
2.2 Antecedentes referenciales – históricos	33
2.3 Antecedentes conceptuales	34
2.3.1 Edificios Altos	34
2.3.2 Cargas en edificaciones de gran altura	35
2.3.3 Resonancia Estructural	36
2.3.4 Topología estructural	37
2.3.5 Relación de Esbeltez	37
2.3.6 Rigidez Lateral	37
2.3.7 Desplazamiento lateral	38
2.3.8 Derivas de piso	38
2.3.9 Estructura de Acero	38
2.3.10 Pórticos de Momento Ordinarios	39
2.3.11 Marcos con Arrostramiento Concéntrico	40
2.3.12 Conexiones Simples	41
2.3.13 Sistema “Outrigger”	41
2.3.14 Secciones de Acero	43
2.3.15 Diseño Estructural	43
3. CAPITULO III METODOLOGIA	44
3.1 Modalidad básica de la investigación	44
3.2 Tipo de Investigación	44

3.2.1	Documental	44
3.2.2	Descriptiva	44
3.2.3	Experimental	45
3.3	Objeto de estudio	45
3.4	Descripción de la población y muestra	45
3.5	Métodos teóricos con los materiales utilizados	45
3.5.1	Modelación.....	45
3.5.2	Detalles de las secciones de los elementos estructurales	46
3.5.3	Configuración en planta y elevación.....	50
3.5.4	Distribución de Cargas	51
3.5.5	Normativa para el análisis de la estructura	52
3.5.6	Diseño de elementos estructurales	60
3.5.7	Empalmes de Columnas	64
4.	Capítulo IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	65
4.1	Análisis e Interpretación de Resultados.....	65
4.2	Análisis Sísmico	65
4.2.1	Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.....	65
4.2.2	Espectro de respuesta del 18 de marzo del 2023 en Ecuador	67
4.3	Análisis y evaluación de la estructura sin estabilizadores	68
4.3.1	Periodo fundamental y masa participativa	68
4.3.2	Análisis sísmico estático lineal	69
4.3.3	Cortante por piso	70
4.3.4	Verificación de periodo	72
4.3.5	Desplazamientos	72
4.3.6	Derivas de piso.....	73
4.4	Análisis y evaluación de la edificación con estabilizadores	75
4.4.1	Periodo fundamental y masa participativa	76
4.4.2	Análisis sísmico estática lineal.....	77
4.4.3	Cortante por piso	78
4.4.4	Verificación de Perido	80
4.4.5	Desplazamiento	80
4.4.6	Derivas de piso.....	80
5.	Conclusiones y Recomendaciones.....	83
5.1	Conclusiones.....	83
5.2	Recomendaciones	84

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	86
ANEXOS	92

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Geomorfología Machala.....	23
Tabla 2. Uso de suelo del cantón Machala.....	23
Tabla 3. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	25
Tabla 4. Aceleración máxima del suelo (PGA)-Machala.....	26
Tabla 5. Secciones de Vigas	47
Tabla 6. Sección de Columna.....	48
Tabla 7. Secciones en fachada y outrigger	49
Tabla 8. Cargas para Edificación	52
Tabla 9. Perfil de suelo tipo D.....	52
Tabla 10. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa	53
Tabla 11. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd	53
Tabla 12. Tipo de suelo y Factores de sitio Fs	54
Tabla 13. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.	56
Tabla 14. Coeficientes R para sistemas estructurales dúctiles	57
Tabla 15. Propiedades a tensión especificaciones por la norma ASTM	60
Tabla 16. Valores de factores de fluencia y tensión probable	61

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1. Coeficientes Espectro de Diseño Elástico	65
Cuadro 2. Coeficiente Espectro de Diseño Inelástico	66
Cuadro 3. Periodos y masa participativa	68
Cuadro 4. Periodo de vibración fundamental de la estructura.....	69
Cuadro 5. Coeficientes para sismo estático	70
Cuadro 6. Verificación de ajuste de cortante	71
Cuadro 7. Verificación de periodo	72
Cuadro 8. Resultado de deriva de pisos.....	73
Cuadro 9. Periodo y masa participativa.....	76
Cuadro 10. Periodo de vibración fundamental de la estructura.....	77
Cuadro 11. Coeficientes para el análisis sísmico estático lineal.....	78
Cuadro 12. Verificación de ajuste de cortante	79
Cuadro 13. Verificación de periodo	80
Cuadro 14. Derivas de Piso	81

LISTAS DE FIGURAS

Figura 1. Localización geográfica del Cantón Machala	22
Figura 2. Ecuador, Zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z, Tr=450 años	25
Figura 3. Árbol de Problemas	27
Figura 4. Edificios Altos en la Ciudad de Quito.....	32
Figura 5. Edificios Altos en la Ciudad de Guayaquil	32
Figura 6. Edificio Qoner, Quito	33
Figura 7. Categoría de Edificios Altos.....	35
Figura 8. Marcos Arriostrados y Marco no Arriostrados	39
Figura 9. Pórticos de momento ordinario	40
Figura 10. Tipos de Marcos con arriostramiento concéntrico	40
Figura 11. Conexión Simple o Corte	41
Figura 12. Representación de las fuerzas axiales de las columnas en un sistema outrigger.....	42
Figura 13. Perfiles de acero estructural	43
Figura 14. Modelo Estructural en Acero Estructural	46
Figura 15. Viga IPE - Perfil I.....	47
Figura 16. Sección de Columnas	48
Figura 17. Sección tubular circular.....	49
Figura 18. Configuración en Planta	50
Figura 19. Configuración en Elevación	51
Figura 20. Configuración del espectro elástico de diseño	54
Figura 21. Configuración en Elevación	58
Figura 22. Configuración de irregularidad en planta.....	59
Figura 23. Espectros de Respuesta de un sismo con un periodo de retorno de 475 años	67
Figura 24. Espectro de respuesta 18 de marzo de 2023.....	67
Figura 25. Estructura de estudio sin estabilizadores.....	68
Figura 26. Espectro de diseño inelástico - Periodo de la estructura	69
Figura 27. Espectros de diseño y repuesta en aceleraciones	70
Figura 28. Cortante de piso por espectro de diseño.....	71

Figura 29. Cortante de piso por sismo estático.....	71
Figura 30. Cortante por piso - Sismo estático.....	73
Figura 31. Derivas de piso por cada espectro	75
Figura 32. Estructura con estabilizadores	76
Figura 33. Espectro de diseño en aceleraciones con estabilizadores	77
Figura 34. Espectros de Diseño en Aceleraciones	78
Figura 35. Cortante de piso - Espectro de diseño	79
Figura 36. Cortante de piso - Sismo estático	79
Figura 37. Desplazamiento de la estructura.....	80
Figura 38. Derivas de piso por carga lateral	82

INTRODUCCIÓN

Importancia del tema

En la actualidad las edificaciones de gran altura se han vuelto una solución frente a las limitadas áreas constructivas, debido a que optimizan el espacio. Estas estructuras se vuelven vulnerables ante cargas de viento y sismo debido a sus elevados niveles, lo que generan que la estructura se vuelva inestable. Proporcionar una rigidez lateral adecuada a la estructura se vuelve un desafío tanto en el diseño como en la construcción. Para determinar un buen sistema estabilizador, es necesario realizar un análisis estructural que permita conocer el comportamiento de la estructura, el cual dependerá de la ubicación en la que se encuentra la edificación.

Las paredes de corte actúan como elementos estructurales que resisten las cargas laterales en una edificación. Según Fadallah et al. (2022), en el caso de paredes de corte de gran altura, se debe evaluar el control por flexión en lugar de la falla por corte, que es el enfoque habitual.

Actualidad de la problemática

Ecuador es un país con una alta probabilidad de riesgo sísmico, lo que subraya la importancia de realizar análisis estructurales en edificaciones de gran altura. Según el mapa sismológico del Ecuador, Machala está situada en una zona de alto riesgo sísmico, lo que aumenta la vulnerabilidad de sus edificaciones frente a los sismos. Además, un aspecto crucial en la evaluación estructural es el tipo de suelo donde se construye el edificio. Según Cabrera et al. (2020), los suelos de Machala tienen una baja capacidad de soporte hasta una profundidad de 2 metros bajo el nivel del suelo natural.

Estructura del trabajo

El presente trabajo se estructura en 4 capítulos, los cuales se detallan a continuación.

El Capítulo I establece la línea base del proyecto, describiendo la situación actual del problema y la delimitación del mismo. En esta sección se identifican datos clave necesarios para el progreso del proyecto, tales como la población, áreas urbanas y coeficientes sismológicos, entre otros.

El Capítulo II expone el marco teórico, que incluye los antecedentes contextuales, conceptuales y referenciales, respaldados por información actualizada obtenida a través

de artículos científicos enfocados en la problemática. Esta información abarca actualizaciones sobre la problemática a nivel mundial, continental y nacional.

El Capítulo III aborda la metodología utilizada para evaluar el comportamiento estructural de una edificación y los diferentes sistemas de estabilización aplicables a estructuras de gran altura.

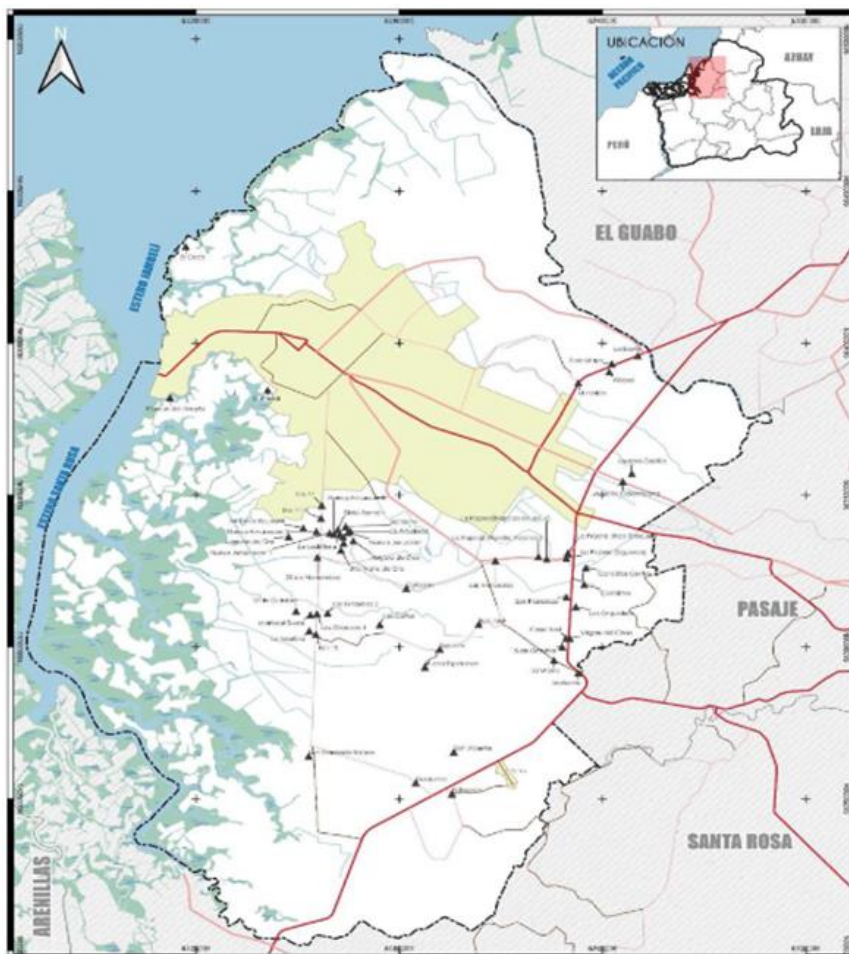
El Capítulo IV presenta el análisis de los resultados y la implementación de la metodología propuesta para identificar el sistema estabilizador óptimo para una estructura de gran altura ubicada en suelo tipo D en el cantón Machala, asegurando que la edificación cumpla con las normativas nacionales.

1. CAPITULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Antecedentes

El Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Machala (GADMM, 2022) en su Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial, señala que el cantón Machala se sitúa al suroeste del país, en la costa ecuatoriana, y es la cabecera cantonal de la provincia de El Oro. Es la ciudad más poblada de la provincia, con 289.141 habitantes, y actúa como su principal centro administrativo, económico, financiero y comercial. Tiene una extensión aproximada de 37,292.38 hectáreas, como se puede ver en la Figura 1, el cantón Machala limita al norte con el cantón El Guabo, al sur con el cantón Santa Rosa, al este con los cantones Pasaje y Santa Rosa, y al oeste con el Archipiélago de Jambelí. Las velocidades del viento en la región oscilan entre 2.00 m/s y 2.70 m/s, lo que se considera una velocidad moderada.

Figura 1. Localización geográfica del Cantón Machala



Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Machala.

Según (GADMM, 2022), la geología predominante del cantón Machala está compuesta por arcillas marinas de estuario, lo que da lugar a suelos azonales plásticos con buena fertilidad y aptitudes agrícolas. Esto significa que el suelo es rico en minerales y nutrientes debido a su formación como una llanura de depósito de materiales aluviales. En la Tabla 1, se muestran las geoformas presentes en Machala según el área que ocupan en la superficie total del cantón.

Tabla 1. Geomorfología Machala

Geomorfología	Área (ha)	%
Llanuras aluviales de depositación	30875.31	82.83
Nivel aluvial alto	442.09	1.19
Terraza baja	60.14	0.16
Terraza indiferenciada	424.36	1.14
Zonas urbanas	3694.59	9.91
Cuerpo de agua	1778.74	4.77
Total	37275.23	100

Fuente: Instituto Geográfico Militar del Ecuador, 2010.

El uso del suelo en el cantón Machala se detalla en la Tabla 2, destacando que el 52.20% está dedicado a actividades agropecuarias y el 22.10% a actividades camaroneras. No obstante, Mohammed Al-Bared & Marto (2017), señalan que la arcilla marina es un tipo de suelo blando encontrado en áreas costeras y marinas, caracterizado por su baja resistencia y alta compresibilidad, lo que lo hace inadecuado para cumplir con los requisitos de ingeniería.

Tabla 2. Uso de suelo del cantón Machala

Cobertura y usos de suelo	Año 2011	
	Área (ha)	%
Arbórea/arbustiva	4011.44	10.80
Camaronera	8236.66	22.10
Cuerpos de agua	1778.74	4.77
Tierras agropecuarias	19452.81	52.20
Áreas urbanas	3795.58	10.20
Total	37275.23	100

Fuente: Instituto Geográfico Militar del Ecuador, 2010.

Las edificaciones de gran altura son susceptibles a varios tipos de cargas según su ubicación geográfica, siendo las cargas laterales, especialmente las provocadas por el viento y los sismos, las más críticas.

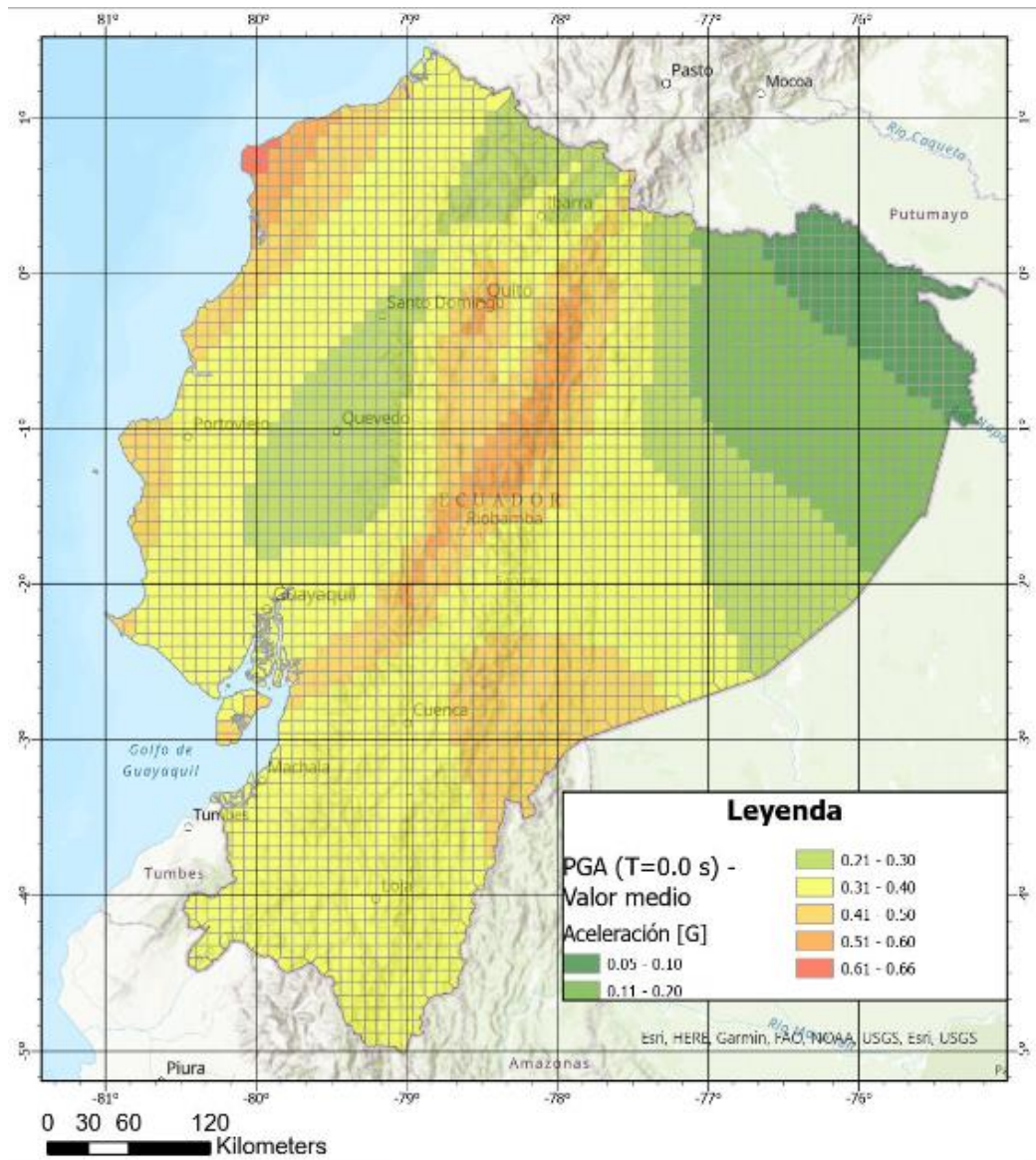
Ecuador, ubicado en una zona de alta actividad sísmica, se extiende a lo largo de la intersección entre la placa oceánica de Nazca y la placa continental sudamericana. La energía acumulada por este proceso de subducción se libera periódicamente en forma de terremotos impredecibles, a profundidades de entre 5 y 40 km en la zona de fricción. Este fenómeno ha provocado terremotos de gran magnitud que han ocasionado daños significativos a la población e infraestructura del país (Beauval et al., 2018).

El Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IGEPN, n.d.), señala que el último gran terremoto se registró el 16 de abril de 2016, con una magnitud de 7.8 Mw, afectando principalmente a la provincia de Manabí y al sur de Esmeraldas. Este evento generó un alto número de réplicas y liberó una gran cantidad de energía sísmica. La catástrofe resultó no solo del terremoto en sí, sino también de la vulnerabilidad preexistente de las construcciones.

El cantón Machala también enfrenta esta realidad, y la regulación se rige por la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente (NEC, 2015). Esta norma establece un valor de Z (factor), que representa la aceleración máxima esperada en roca para el sismo de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad.

El mapa de zonificación sísmica para diseño, mostrado en la Figura 2, describe los valores de Z para cada provincia del Ecuador. Este diseño se basa en un estudio de peligro sísmico con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (período de retorno de 475 años), e incluye una saturación de 0.50 g en los valores de aceleración sísmica en roca en la costa ecuatoriana, caracterizando la zona VI. En la Tabla 3 se muestra el valor de Z , que para el cantón Machala es 0.4, indicando una alta peligrosidad sísmica según la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Figura 2. Ecuador, Zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z, Tr=450 años



Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional.

Tabla 3. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015, NEC- Peligro Sísmico – Diseño Sismorresistente

El 18 de marzo de 2023, se registró un sismo en la zona del Golfo de Guayaquil con una magnitud de 6.64 Mw y una profundidad de 63.1 km. Este sismo se sintió en casi todas las provincias del país, siendo más reportado en las provincias de Guayas, Pichincha, Azuay y El Oro. En la provincia de El Oro, las ciudades de Machala, Santa Rosa y Huaquillas experimentaron una intensidad macrosísmica de 5-6 (EMS). En Machala, la aceleración máxima del terreno (PGA, por sus siglas en inglés) registrada para el cantón, según el informe sísmico del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IGEPN, n.d.) como se detalla en la Tabla 4.

Tabla 4. Aceleración máxima del suelo (PGA)-Machala

Código	Componente	PGA (cm/s²)	D. Epicentral (km)	Referencia
ACH1	HNN	317.52	53.15	U. Técnica Machala

Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional

1.2 Descripción de la situación problemática

Una de las problemáticas que afectan a las edificaciones de gran altura es la resonancia. Esta se define como la coincidencia entre la frecuencia natural de vibración de una estructura y la frecuencia de las oscilaciones de la carga (Karakozova & Mondrus, 2023). La resonancia en una estructura provoca una amplificación significativa de los esfuerzos y deformaciones, lo que puede llevar a fallas estructurales.

Una configuración estructural inapropiada, como la distribución inadecuada de los elementos estructurales, causa problemas en la distribución de cargas y esfuerzos dentro de la estructura. Esta incorrecta distribución de esfuerzos resulta en un desempeño ineficiente de la estructura, haciéndola más susceptible a daños estructurales.

La relación entre la altura de un edificio y el ancho de su base, conocida como relación de esbeltez, es crucial en edificaciones de gran altura. Una relación de esbeltez mayor a 5 indica que la estructura estará dominada por las cargas laterales (Ilgin, 2023). Los efectos de las cargas laterales aumentan con la altura del edificio (Alhaddad et al., 2020b). Una relación de esbeltez muy alta puede hacer que la estructura se vuelva inestable.

Las edificaciones de gran altura son susceptibles a vibraciones descontroladas debido a las cargas laterales que actúan sobre ellas. A medida que aumenta la altura de una estructura, el impacto de estas cargas también aumenta, lo que la hace vulnerable a esfuerzos y desplazamientos excesivos. Este fenómeno genera inseguridad e incomodidad en los usuarios de los pisos superiores.

1.2.1 Árbol de problemas (Causas y Efectos)

Figura 3. Árbol de Problemas



Fuente: Autores

1.3 Formulación del problema

¿Cuáles son los principales factores que contribuyen a la vulnerabilidad en las estructuras de gran altura en el cantón Machala?

¿Cuál es la metodología más efectiva para mitigar la vulnerabilidad en las estructuras de gran altura considerando las condiciones geográficas del cantón Machala?

¿Cuáles son las alternativas a implementarse para reducir la vulnerabilidad en las estructuras de gran altura en el cantón Machala?

1.1.1.

1.4 Delimitación del objeto de estudio

Este trabajo tiene como objetivo analizar la estabilización de una edificación de 40 pisos con estructura mixta, una altura de entrepisos de 3 metros y una altura total de 120 metros. La edificación está ubicada en el casco urbano del cantón Machala, donde la aceleración en roca es de 0.4 g, según lo establecido en el capítulo Peligro Sísmico – Diseño Sismorresistente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

1.5 Justificación

Según el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón Machala, de las 37,275.23 hectáreas del territorio Machaleño, 8,236.66 hectáreas se destinan a camaroneras, 1,778.74 hectáreas están ocupadas por cuerpos de agua y 19,452.81 hectáreas se utilizan para la agricultura, sumando un total de 29,468.21 hectáreas, lo que representa el 79.07%. Esto deja solo un 20.93% del territorio disponible para la construcción de edificaciones.

Debido a la limitación del espacio constructivo y al crecimiento demográfico, surge la necesidad de implementar edificaciones de gran altura para aprovechar al máximo el espacio disponible en el cantón Machala. El Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial tiene un enfoque en el componente de Asentamientos Humanos con el objetivo de lograr un territorio cantonal equilibrado que ofrezca calidad de vida a sus habitantes. Sin embargo, dado que Machala se encuentra en una zona altamente sísmica según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), y considerando que las estructuras de gran altura son vulnerables a cargas laterales, es crucial determinar un sistema de estabilización adecuado que garantice la integridad estructural.

Determinar la cantidad y ubicación precisa del sistema estructural de estabilizadores (Outrigger Structural System) para edificaciones de gran altura permitirá optimizar los materiales de construcción y mejorar el desempeño de la estructura. Además, es importante mencionar que este trabajo contribuirá a la obtención del título de Ingeniero Civil en la Universidad Técnica de Machala, aportando al desarrollo del país.

1.6 Objetivos: General y Específicos

1.6.1 Objetivo General

Evaluar la integridad estructural de un edificio de gran altura utilizando criterios de diseño estructural frente a las cargas ambientales para mitigar la vulnerabilidad de la estructura.

1.6.2 Objetivos Específicos

Realizar una revisión bibliográfica para fundamentar conceptualmente el análisis estructural de edificaciones de gran altura con el propósito de reducir la vulnerabilidad estructural.

Identificar la vulnerabilidad de la estructura mediante la modelación estructural de la edificación de gran altura para analizar su comportamiento ante diferentes condiciones de carga.

Proponer alternativas de diseño para edificios de gran altura mediante los resultados de la modelación estructural que garantice la integridad de la estructura.

2. CAPITULO II MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes contextuales

A nivel mundial, los edificios de gran altura están evolucionando gracias a los avances tecnológicos en materiales y dispositivos. Según El Ouni et al. (2022), los rascacielos son cada vez más sensibles a las vibraciones debido a su esbeltez y flexibilidad. Además, mencionan varios sistemas de amortiguamiento, incluyendo la técnica de aislamiento de base, que se utiliza en edificaciones de baja y mediana altura.

Un modelo eficiente para estabilizar estructuras es el uso de muros de corte rígidos en el centro de la estructura. En edificaciones de gran altura, estos muros de corte centrales absorben una porción significativa de la carga horizontal (Ergunes & Aksu Ozkul, 2022).

Recientemente, se han empezado a utilizar sistemas de soporte de Wall belt para aumentar la estabilidad de las estructuras frente a cargas de sismo y viento. Este sistema utiliza columnas externas conectadas al muro de corte en uno o varios niveles (Upadhyay & Jamle, 2020). También se ha establecido que los sistemas outrigger son óptimos para edificaciones de gran altura.

En Latinoamérica, se evalúa el comportamiento de las edificaciones de gran altura frente a cargas laterales considerando lo siguiente: dependiendo de la zona, una estructura puede ser gobernada por cargas de viento o sismo.

Al analizar una estructura por cargas de viento, es crucial verificar la proximidad de edificios vecinos, Según Robert López (2021) , el flujo del viento puede variar según la distancia. La presencia de una edificación de gran altura en un sector ya construido puede modificar las presiones de viento. Dependiendo de la dirección del flujo del viento, el fenómeno resultante dependerá de la posición del edificio cercano, pudiendo generar un efecto llamado blindaje cuando el flujo del viento es longitudinal a la estructura.

Según Delgado et al. (2021), los movimientos laterales extremos ocurren en la misma dirección que el viento, mientras que las mayores aceleraciones se presentan en un lado opuesto al flujo de aire. También señalaron que las aceleraciones en un edificio alto

pueden impactar la sensación de confort de los ocupantes e incluso llevarlo a ser imposible de habitar.

Al analizar una estructura ante sismos, es crucial considerar la peligrosidad sísmica de la zona donde se encuentra. También debe tenerse en cuenta la posible irregularidad estructural. Según Otmara et al. (2020), una distribución no uniforme de las propiedades estructurales genera una respuesta desigual frente a cargas sísmicas. La irregularidad negativa puede llevar al fenómeno conocido como piso blando.

Ecuador, ubicado en Sudamérica, ha experimentado un alto crecimiento poblacional en los últimos años, lo que ha resultado en una mayor expansión territorial. Prieto Jiménez (2020), señala que “la equivocada idea sobre la correlación entre; mayor crecimiento poblacional y mayor expansión territorial, ha traído consigo que se sature el territorio de cada urbe, llegando a crear con esto ciudades difusas, donde existe mayor cantidad de uso de suelo por habitante” (p.18), De ahí la importancia de la gestión inmobiliaria para aprovechar el suelo mediante la construcción vertical.

Freire & Freire (2020), afirman que “La construcción de vivienda vertical permite edificar en menores espacios mayores cantidades de vivienda, esto tiende a contribuir de alguna forma la solución de demanda y ofrecer un aprovechamiento máximo del área de suelos” (p. 77).

En ciudades principales del país, como Quito, la capital y centro de gobernabilidad, y Guayaquil, la capital financiera por su puerto marítimo, la construcción vertical tiene una influencia significativa a través del sector inmobiliario. En este contexto, se desarrollan proyectos de edificaciones altas o rascacielos que satisfacen diversas necesidades, tales como vivienda, espacios comerciales y oficinas, para responder al crecimiento urbano y las demandas de la población. Las Figuras 3 y 4 muestran los principales edificios de gran altura en Quito y Guayaquil, respectivamente, destacando la altura de estos edificios que caracterizan el horizonte urbano de cada ciudad y ofrecen una perspectiva panorámica de su arquitectura y desarrollo vertical.

Figura 4. Edificios Altos en la Ciudad de Quito.



Fuente: Autores

Figura 5. Edificios Altos en la Ciudad de Guayaquil



Fuente: Autores

El edificio Qoner es un destacado ejemplo del auge de rascacielos en el país. Con sus 98 metros de altura y 26 pisos, es uno de los más altos de Quito, caracterizado por su arquitectura única e innovadora. La metodología utilizada incluyó elementos de transferencia para llevar las cargas de gravedad del edificio a los cimientos. Además, para controlar las tensiones sísmicas adicionales, se maximizó la rigidez lateral del edificio y se mejoró la disipación de energía mediante vigas de acoplamiento, logrando con éxito el comportamiento estructural deseado (Lafontaine et al., 2023).

Figura 6. Edificio Qoner, Quito



Fuente: Challenges to Achieving Resilient Seismic Behavior at Qoner, Quito.

2.2 Antecedentes referenciales – históricos

Tras revisar varios artículos científicos, se ha observado que diferentes autores han adoptado diversos enfoques metodológicos en sus investigaciones. Abbood et al. (2021), describen en su estudio “Edificios de Gran Altura: Diseño, Análisis y Seguridad: Una revisión General” una definición básica de lo que se considera edificios altos o de gran altura. Además, indican que las cargas laterales, como los terremotos y el viento, son cruciales en el diseño para garantizar la estabilidad estructural del edificio. Mencionan métodos de análisis simplificados como los efectos de retardo por corte y la analogía de membrana ortotrópica, y proponen un sistema de estabilización que consiste en un núcleo central, que incluye muros de corte, vigas o cerchas horizontales que conectan el núcleo con las columnas exteriores.

Memon et al. (2020), en su investigación “Tendencias emergentes en el desarrollo de sistemas estructurales para edificios altos”, señalan que en el diseño de edificios altos existen dos categorías principales: sistemas estructurales exteriores e interiores. Además, mencionan que los sistemas estructurales interiores incluyen marcos resistentes a momentos, marcos arriostrados y paredes de cortante dispuestas en dos direcciones ortogonales, los cuales pueden combinarse para formar una unidad integral que resista cargas laterales. Entre los sistemas estructurales exteriores se encuentran los sistemas de tubos, sistema de tubo dentro de tubo y sistema Diagrid.

Alhaddad et al. (2020a), en su estudio “Una introducción completa al sistema de estabilizadores y vigas de cinturón en rascacielos”, proponen un sistema de estabilizadores y vigas de cinturón como uno de los más comunes para resistir cargas laterales en edificios altos y muy altos. También mencionan diferentes métodos de modelado y análisis: los métodos de modelado incluyen modelado detallado, enfoque continuo, enfoque discreto simplificado y modelado especial; los métodos de análisis incluyen análisis estático lineal, análisis estático no lineal (análisis pushover), análisis dinámico lineal (método del espectro de respuesta) y análisis dinámico no lineal.

En el estudio de la tesis de maestría de Berlana Montes (2019) titulada “Estudio de edificios altos rigidizados por fachadas tubular con o sin núcleo central resistente”, se proponen varios sistemas estructurales para el diseño de edificios altos, basándose en la configuración geométrica y el tipo de cargas. Además, menciona que los métodos modernos de modelado y la experiencia permiten un mejor entendimiento del comportamiento de estas estructuras.

2.3 Antecedentes conceptuales

2.3.1 Edificios Altos

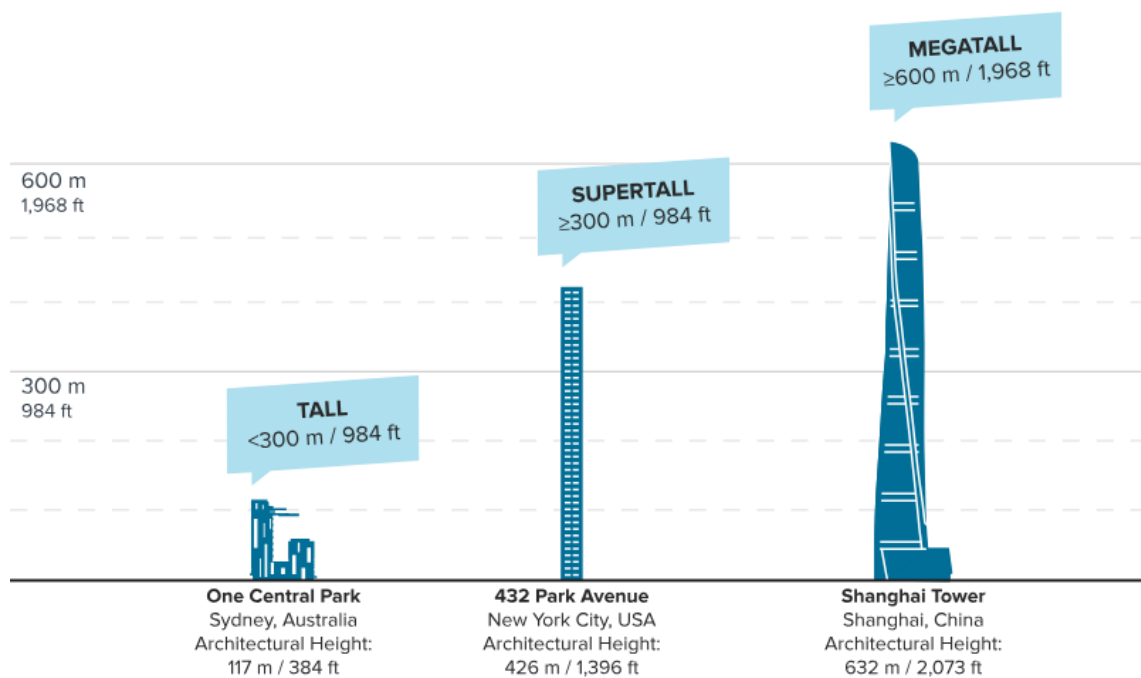
Según Alvarez Correa et al. (2022), “La altura de los edificios altos, también denominados por algunos autores como rascacielos, es un término relativo” (p.283). Además, menciona que hay cuatro aspectos que definen un edificio de gran altura, la cuales son:

- 1) El entorno donde se construye y desarrolla un edificio.
- 2) La altura del edificio en metros.
- 3) Criterios de clasificación arquitectónica.

4) Altura según proporciones.

Alvarez Correa et al. (2022), también señala que el Consejo de Edificios Altos y Hábitat Urbano (CTBUH, por sus siglas en inglés) establece tres clasificaciones de edificios altos a nivel global: alto (menos de 300 metros), súper alto (hasta 300 metros) y megaalto (600 metros o más). En la Figura 7 se muestra la clasificación de edificios altos según su altura.

Figura 7. Categoría de Edificios Altos



Fuente: Council on Tall Building and Urban Habitat.

Según lo mencionado, el edificio objeto de estudio en este trabajo se clasifica como un edificio alto, ya que su altura total es de 120 metros. Además, puede considerarse un rascacielos debido a su ubicación en la ciudad de Machala, donde la mayoría de los edificios no superan los 30 metros de altura, lo que destacará su prominencia en el paisaje urbano de la zona.

2.3.2 Cargas en edificaciones de gran altura

YÜKSEL (2019), que las principales cargas que afectan a los edificios altos son las cargas gravitacionales (vivas y muertas) y las cargas laterales o dinámicas (terremotos, viento, explosiones, etc.). Enfatiza que las cargas más cruciales en el diseño son las cargas muertas, sísmicas y de viento.

Mayacharya et al. (2023) y Feng et al. (2024), indican que los edificios de gran altura se vuelven más delgados y flexibles, por lo que, el sistema estructural debe de resistir las cargas laterales como lo son: viento y indican que los edificios de gran altura se vuelven más delgados y flexibles, por lo que el sistema estructural debe ser capaz de resistir las cargas laterales, como las del viento y los sismos.

2.3.2.1 *Cargas gravitacionales*

Las cargas gravitacionales se deben a los pesos propios de todos los elementos estructurales y no estructurales que actúan en la edificación, las sobrecargas que actúan de acuerdo con el uso de la edificación, así como también, las cargas vivas la cual el edificio está diseñado.

2.3.2.2 *Cargas Sísmica*

Las cargas sísmicas son generadas por terremotos y se transmiten a través del suelo, afectando las estructuras. Según Jia et al. (2022), para los edificios de gran altura, los terremotos son uno de los factores más desastrosos y amenazantes para la seguridad estructural debido a su gran potencial destructivo. Además, la evaluación del desempeño sísmico se clasifica en cuatro categorías: teoría estática, espectro de respuesta, teoría dinámica y teoría del análisis sísmico basado en el desempeño.

2.3.2.3 *Carga de Viento*

Según Yadav & Choudhary (2023), el viento puede considerarse desde dos perspectivas: una útil, ya que genera energía y proporciona confort en climas cálidos, y otra perjudicial, siendo un factor importante para los ingenieros. También señalan que la carga de viento es una fuerza lateral que actúa sobre las edificaciones, tanto en la dirección del viento como perpendicular a él.

2.3.3 *Resonancia Estructural*

Gonzalez Herrera et al. (2020) y Mauricio & Caicedo (2014) señalan que, cuando las vibraciones naturales de una estructura coinciden con las vibraciones inducidas por una carga horizontal (como viento o sismo), se produce una resonancia que aumenta significativamente las deformaciones y aceleraciones de la edificación, incrementando también los esfuerzos en sus elementos estructurales.

2.3.4 *Topología estructural*

La topología estructural en edificaciones de gran altura se refiere a la disposición y configuración de los elementos estructurales para garantizar la estabilidad y resistencia de la edificación. Según Yan et al. (2023), las investigaciones en el diseño de ingeniería destacan la importancia de la optimización de la topología estructural como una herramienta eficaz para desarrollar un diseño estructural eficiente, limitando el uso de material en su construcción mediante la mecánica computacional, con un enfoque en el método de Optimización Estructural Evolutiva Bidireccional (BESO, por sus siglas en inglés).

En la investigación de Goli et al. (2021), se utilizó el método de Optimización Estructural Evolutiva Bidireccional (BESO), considerando los principales parámetros de optimización, escenarios de carga y restricciones. Este método busca encontrar una solución que ofrezca el máximo rendimiento estructural dentro de una cierta restricción de fracción de volumen total.

2.3.5 *Relación de Esbeltez*

Szołomicki & Golasz-Szołomicka (2021) señalan que los edificios altos y esbeltos se están volviendo cada vez más populares en las grandes metrópolis debido a su capacidad para ofrecer grandes volúmenes de espacio en áreas relativamente pequeñas. La esbeltez de estos edificios se define como la relación entre la altura y el ancho de la base del edificio. Además, indican que la construcción de estas estructuras esbeltas se debe a los avances tecnológicos, los materiales de construcción modernos y las herramientas que facilitan el diseño.

2.3.6 *Rigidez Lateral*

De acuerdo con Moon (2021), el diseño estructural de edificaciones de gran altura está principalmente gobernado por la rigidez lateral, y a medida que el edificio es más alto, la cantidad de materiales estructurales necesarios para cumplir con este requisito aumenta exponencialmente. Rao et al. (2023) señalan que el diseño de estos edificios debe tener suficiente rigidez y resistencia para soportar las cargas laterales y limitar el desplazamiento lateral. La rigidez lateral se refiere a la capacidad de la estructura para resistir la deformación lateral en la dirección de la carga o a lo largo de su eje principal, determinando así la estabilidad y resistencia ante cargas de viento y/o sismo.

2.3.7 *Desplazamiento lateral*

En la investigación de ÖZTÜRK et al. (2023), se señala que el desplazamiento lateral es un parámetro crucial que debe calcularse cuando las estructuras altas están sujetas a cargas laterales como terremotos y viento. Además, indica que los desplazamientos laterales pueden ocurrir en cualquier parte de la estructura, ya sea en la parte superior o en los niveles más bajos, alcanzando valores elevados, lo que puede resultar en daños a los edificios.

2.3.8 *Derivas de piso*

Según Peng et al. (2023), la relación de deriva entre pisos (IDR, por sus siglas en inglés) es la relación entre el desplazamiento de traslación relativo entre dos pisos consecutivos y la altura del piso. Este es un parámetro crucial para el monitoreo de la salud estructural, ya que permite evaluar la seguridad, estabilidad y capacidad de servicio de los edificios. Además, la norma ASCE 7-16 en los Estados Unidos establece que los valores permitidos para la relación de deriva entre pisos (IDR) varían de 0.007 a 0.025, dependiendo del tipo de estructura y categoría.

2.3.9 *Estructura de Acero*

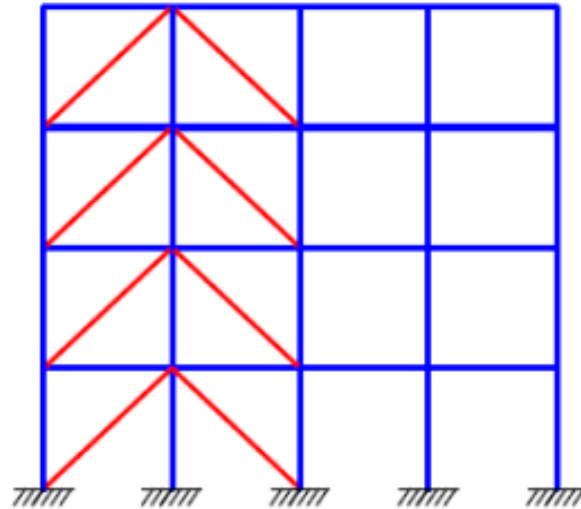
Según Chen et al. (2022), en las últimas décadas, las estructuras de acero se han utilizado frecuentemente en ingeniería civil para aplicaciones como puentes, edificios de gran altura y grandes estructuras espaciales. También mencionan que las estructuras de acero son cada vez más populares en los edificios residenciales y en la industria de la fabricación debido al avance económico y técnico.

En Ecuador, se utilizan principalmente dos sistemas estructurales: marcos no arriostrados y marcos arriostrados, como se muestra en la figura 8. Los marcos arriostrados se emplean en edificaciones de gran altura para resistir cargas de viento, ya que incrementan la rigidez lateral. Por otro lado, los marcos no arriostrados tienen una buena capacidad de disipación de energía y se utilizan en zonas sísmicas (Guapi Altamirano & Pilatasig Chanatasig, 2022).

Entre los marcos o pórticos utilizados en acero estructural se encuentran: Pórticos de Momento Especial (SMF, por sus siglas en inglés), Pórticos de Momento Intermedio

(IMF), Pórticos de Momento Ordinario (OMF), Marcos de Arriostamiento Concéntrico y Marcos de Arriostamiento Excéntrico.

Figura 8. Marcos Arriostrados y Marco no Arriostrados



Fuente: Análisis comparativo de sistemas estructurales en acero: marcos especiales a momento (SMF) y marcos compuestos especiales a momento (C-SMF), en el año 2021

El caso de estudio de este trabajo es una estructura de acero debido a su baja densidad, alta resistencia, buena estabilidad y su uso común en edificaciones de gran altura. La estructura incluye marcos con arriostamiento concéntrico en la fachada, formando un cinturón alrededor del edificio, y una configuración de pórticos o marcos de momento ordinario con conexiones simples de corte en las columnas y vigas. Además, se emplea un sistema de "outrigger" para la estabilización, control de deriva y rigidez.

2.3.10 Pórticos de Momento Ordinarios

Según Kim & Han (2022), los marcos de momento ordinario de acero (OMF) se han utilizado ampliamente como un sistema de resistencia a fuerzas sísmicas en regiones con sismicidad baja a moderada. Los marcos de momentos se eligen a menudo cuando se busca flexibilidad arquitectónica en el diseño. En el presente trabajo de titulación, se utilizará la misma configuración de marcos, pero con conexiones simples de corte en las uniones columna-viga, es decir, estas conexiones no serán capaces de transmitir los momentos actuantes en los elementos, como se muestra en la figura 9.

Figura 9. Pórticos de momento ordinario

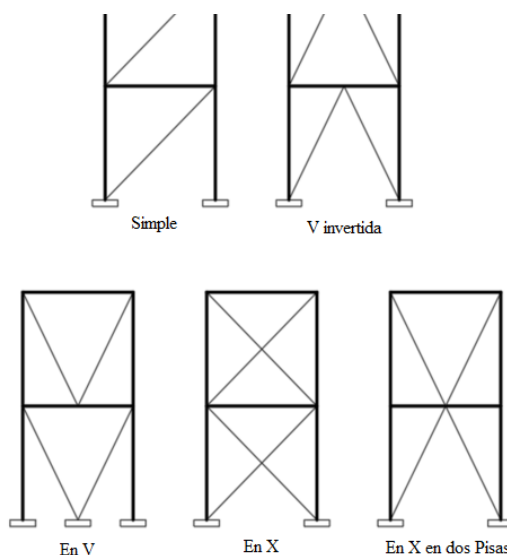


Fuente: Internet (Construction Supply Magazine)

2.3.11 Marcos con Arrostramiento Concéntrico

En las últimas décadas, se han empleado varios métodos en diversas estructuras, incluyendo aislamiento de base, marcos arriostrados, marcos resistentes a momentos y edificios con muros de corte. Los marcos arriostrados concéntricos (ver Figura 10) son uno de los sistemas más eficaces para resistir fuerzas laterales. Este tipo de marco es fácil de diseñar, disipa energía de manera eficiente y minimiza el daño no estructural, ya que aumenta la rigidez y reduce las deformaciones en los edificios (Issa et al., 2024).

Figura 10. Tipos de Marcos con arriostramiento concéntrico

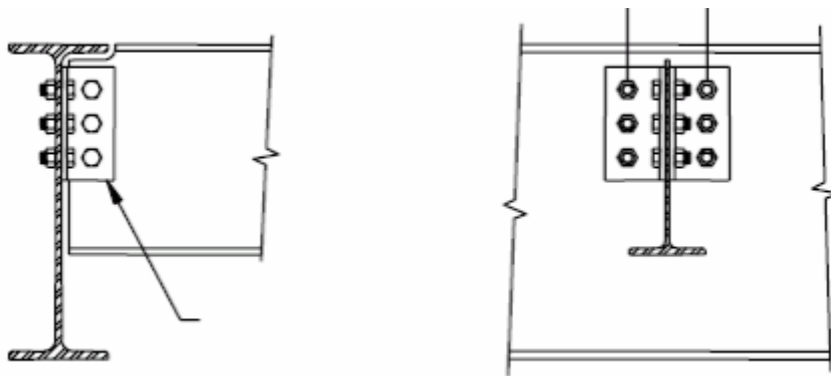


Fuente: Internet (Researchgate)

2.3.12 Conexiones Simples

Según Hantouche et al. (2020), las conexiones simples de acero son ampliamente utilizadas en las estructuras de acero debido a su facilidad de uso y bajo costo de fabricación. En Estados Unidos, comúnmente se emplean conexiones de placa de corte y de ángulo doble, diseñadas idealmente como conexiones de pasador que resisten las fuerzas de corte resultantes solo de las cargas gravitacionales. En Ecuador, también se utilizan este tipo de conexiones con placa de corte y ángulo doble para la conexión viga-columna, ofreciendo ventajas como la variabilidad de la longitud de la viga y la posibilidad de empernar o soldar la conexión a la viga. En la figura 11 se puede observar esta conexión.

Figura 11. Conexión Simple o Corte



Fuente: Internet (Eventos.iingen.unan.mx)

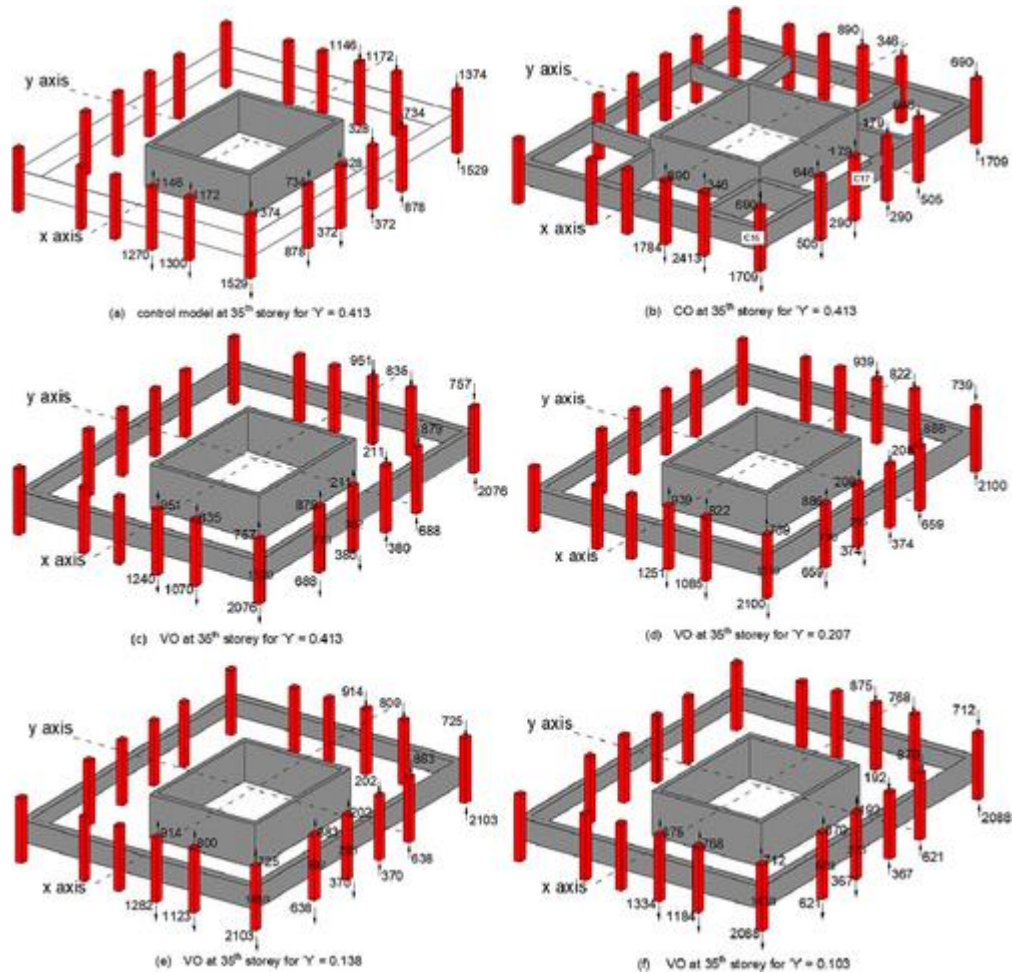
2.3.13 Sistema “Outrigger”

La tecnología Outrigger brinda a los arquitectos y constructores la posibilidad de erigir edificaciones altas y sólidas con una variedad de formas. Estos sistemas pueden adoptar configuraciones horizontales, diagonales, de doble altura o sin enlaces verticales, dependiendo de la altura y posición en la estructura. Los niveles outrigger redistribuyen la carga entre el núcleo y los elementos de soporte (Kulikov & Magomedov, 2022).

John & Kamath (2024), los sistemas de estabilizadores o estabilizadores son altamente efectivos para contrarrestar fuerzas laterales y minimizar las deformaciones en edificaciones altas. Se menciona que existen dos tipos de conectividad: los estabilizadores convencionales, que reducen la carga en el núcleo al conectar directamente este con las columnas exteriores mediante los estabilizadores, y los estabilizadores virtuales, que establecen una conexión indirecta entre el núcleo y las

columnas externas. transfiriendo fuerzas a través de diafragmas de piso. La figura 12 ilustra el funcionamiento del sistema estabilizador..

Figura 12. Representación de las fuerzas axiales de las columnas en un sistema outrigger



Fuente: Influencia de la estructura de la losa en el análisis del comportamiento del sistema de estabilizadores híbridos

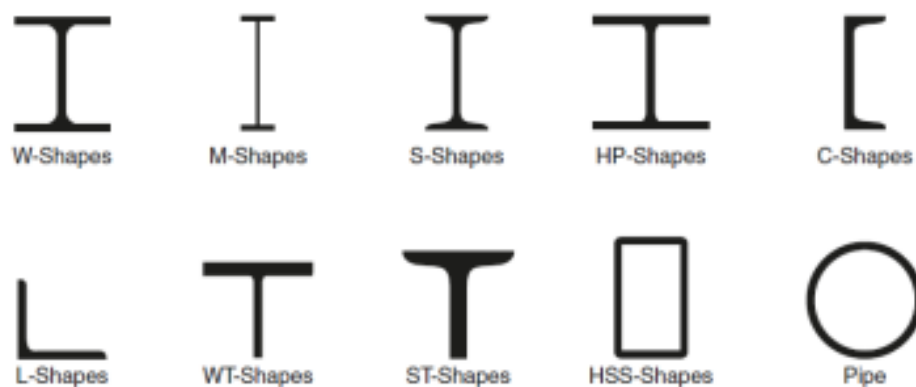
De esta manera, los sistemas outrigger son una estrategia de diseño estructural empleada en rascacielos para potenciar su estabilidad y solidez ante fuerzas laterales como el viento y los sismos. Este método implica la incorporación de vigas horizontales o diagonales que enlazan el núcleo central del edificio con las columnas exteriores o muros perimetrales, disminuyendo movimientos y desviaciones en la estructura.

2.3.14 Secciones de Acero

De acuerdo con Drishya S Krishna (2020), en el ámbito de la ingeniería de acero se distinguen dos tipos fundamentales de elementos estructurales: los convencionales fabricados en caliente, que se crean a partir de secciones estándar, y los menos reconocidos pero de creciente relevancia, que se moldean en frío.

En Ecuador, se encuentran dos tipos principales de elementos en las estructuras de acero, tal como señala Drishya S Krishna. En el sector de la edificación, se emplean perfiles reforzados que se forman al unir placas diversas mediante soldadura. Los perfiles más habituales son los de tipo "I", "T", "L", "C" y secciones tubulares de forma rectangular o circular, como se muestra en la Figura 13.

Figura 13. Perfiles de acero estructural



Fuente: Análisis comparativo de sistemas estructurales en acero: marcos especiales a momento (SMF) y marcos compuestos especiales a momento (C-SMF).

2.3.15 Diseño Estructural

La estructura de un rascacielos debe cumplir con los requisitos establecidos en las normativas locales e internacionales, como la Norma Ecuatoriana de la Construcción en sus secciones sobre "Estructuras de acero" y "Diseño sismo resistente", así como las especificaciones internacionales como "AISC 360". -22" y "AISC 341-22" para garantizar un funcionamiento óptimo a lo largo de su vida útil.

3. CAPITULO III METODOLOGIA

3.1 Modalidad básica de la investigación

El enfoque de la investigación es cuantitativo, dado, que se realizará un análisis numérico que pretende representar la naturaleza de una estructura de gran altura tales como: dimensiones de los elementos estructurales, materiales, desplazamiento, derivas, entre otros mediante herramientas de modelado computacional y validación con normativa internacional y nacional, para evaluar de manera precisa como el sistema de estabilizadores “Outrigger” contribuye a la estabilidad y rigidez de la estructura.

3.2 Tipo de Investigación

3.2.1 Documental

Se realizará una investigación bibliográfica para la búsqueda de la información a través de artículos científicos, códigos de diseño y normativa relacionada con el análisis estructural en edificaciones de gran altura.

3.2.2 Descriptiva

Se centrará en la caracterización detallada de los elementos estructurales y el sistema “outrigger” del edificio de 40 pisos. Se describirán las propiedades del acero estructural de grado 50 ksi, módulo de resistencia, y limite elástico. Además, se analizarán las dimensiones y secciones transversales de las vigas, nervios, columnas y las conexiones entre ellos.

El sistema “outrigger” será descrito en términos de ubicación estratégica a lo largo de la altura del edificio, como se conecta al núcleo central con las columnas perimetrales y las cantidades de “outrigger” necesarios para que contribuyan a la rigidez lateral y la reducción de la deriva del edificio.

Para el control de diseño se utilizará normativa internacional como American Society of Civil Engineers (ASCE 7) y American Institute of Steel Construction (AISC) y nacional como la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Para el proceso de modelado computacional se utilizará los softwares ETABS para definir las propiedades del material y aplicación de las cargas según las normativas mencionadas. Finalmente, se realizará análisis lineal estático y dinámico para la interpretación de los resultados y comprobar la efectividad del sistema “outrigger”.

3.2.3 *Experimental*

Son las simulaciones computacionales y el modelado tridimensional del edificio para evaluar el desempeño de la estructura con y sin el sistema “outrigger”, definiendo las propiedades de los elementos estructural y las cargas que se aplicara en la estructura para el análisis modal, análisis estático y dinámico.

3.3 Objeto de estudio

El objeto de estudio es un edificio de gran altura, tiene un sistema estructural de pórticos ordinarios con conexiones simples, un núcleo central rígido de hormigón armado, con una altura total de 168 metros, la edificación está destinada para uso de oficinas, ubicada en la provincia de El Oro, ciudad Machala.

3.4 Descripción de la población y muestra

La población del estudio se centra en una edificación de gran altura situada en la zona urbana de la ciudad de Machala. La muestra será una estructura que incorpora un sistema “outrigger” complementado con pórticos ordinario con conexiones simples y un núcleo central rígido de hormigón armado. En esta muestra, se obtendrá la información necesaria para determinar la cantidad óptima de “outrigger” necesarios para para mejorar el control de rigidez lateral y reducir la deriva de la edificación.

3.5 Métodos teóricos con los materiales utilizados

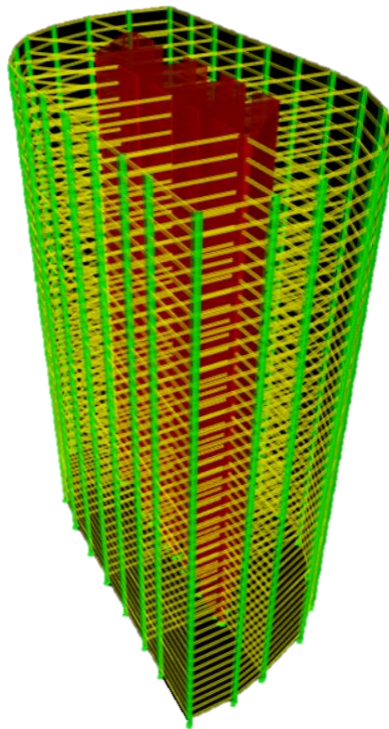
3.5.1 *Modelación*

Consiste en modelar la estructura a partir de los elementos estructurales, geometría y características de los materiales que las constituyen, a través, de la información obtenida de planos arquitectónicos para su posterior análisis y diseño. La modelación se realizará mediante software de modelación estructural, con el fin de lograr la precisión y facilitar los procesos para su análisis como se puede observar en la figura 14.

- Las conexiones de las vigas – columnas son conexiones simples, que permite la rotación entre los elementos conectados y no trasmite momentos flectores.
- Las propiedades del para material de las vigas cargadoras, secundarias, nervios de acero estructural ASTM A36 Gr 36, con un esfuerzo de fluencia (F_y) de 36 ksi (2531.05 kg/cm^2).

- Para las columnas es de acero estructural ASTM A572 Gr 50, con un esfuerzo de fluencia (F_y) de 50 ksi (3515.35 kg/cm^2).
- Para el sistema “outrigger” de vigas horizontales tipo cercha y cinturón con arriostramientos en fachada de acero estructural ASTM A572 Gr 50, con un esfuerzo de fluencia (F_y) de 50 ksi (3515.35 kg/cm^2).
- El núcleo central rígido tiene una resistencia a la compresión del hormigón armado $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$, con un módulo elástico de $E_c = 15100\sqrt{f'_c} = 252671.33 \text{ kgf/cm}^2$.

Figura 14. Modelo Estructural en Acero Estructural



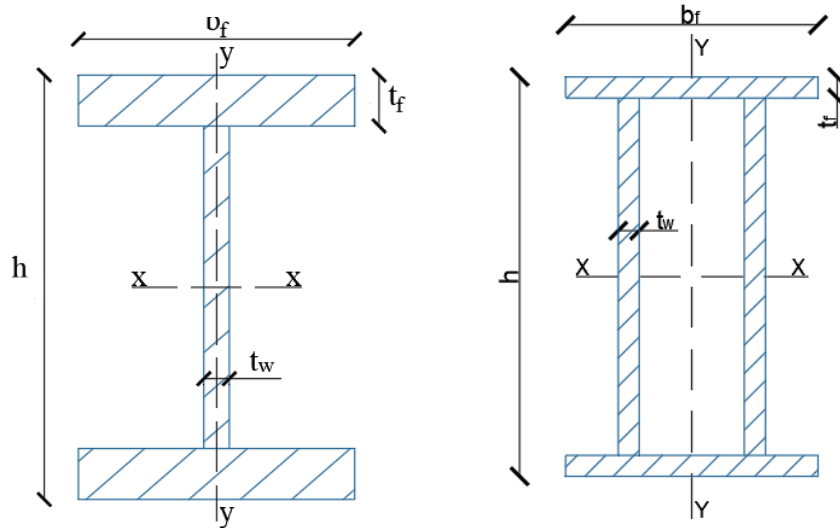
Fuente: Autores.

3.5.2 Detalles de las secciones de los elementos estructurales

Los elementos de acero estructural cumplen con los criterios de relación ancho – espesor de acuerdo con la norma ANSI/AISC y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (Ver Anexo 1), en la sección 3.5.6 Diseño de elementos estructurales se detallarán los requerimientos de diseño. Además, son elementos tipo lo que significa que tiene la misma sección transversal en todos los pisos de la edificación.

- **Vigas:** Están categorizada en vigas perimetrales, vigas principales, vigas secundarias en ambas direcciones eje “X” y eje “Y”, y nervios en el eje “Y”. Las vigas del modelo son vigas IPE y una viga doble IPE de sección armada como se observa en la figura 15.

Figura 15. Viga IPE - Perfil I



Fuente: Autores.

En la tabla 5 se describen las secciones transversales de cada viga que tiene la edificación.

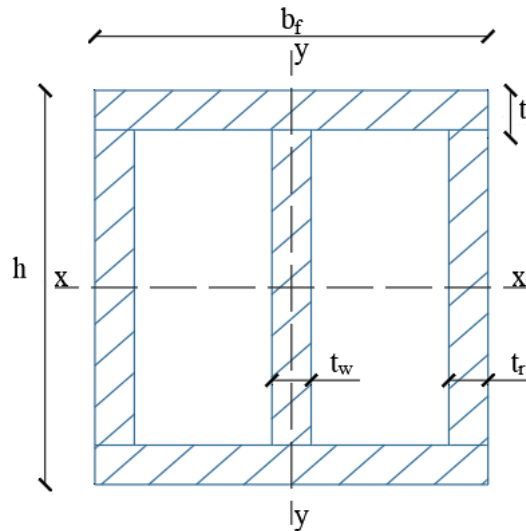
Tabla 5. Secciones de Vigas

Descripción	Altura “h” (mm)	Ancho “bf” (mm)	Espesor del Alma “tw” (mm)	Espesor del Patín “tf” (mm)
Viga Perimetral IPE550	550	350	25	50
Viga Principal IPE950	950	500	50	50
Viga Secundaria IPE550	550	350	25	50
Nervio IPE 350	350	250	15	20
Viga Doble IPE	950	600	50	50

Fuente: Autores.

- **Columnas:** Las secciones de las columnas son de tipo “W con Refuerzos” como se puede ver en la figura 17, están ubicadas en el perímetro categorizadas en dos como se describe en la tabla 7.

Figura 16. Sección de Columnas



Fuente: Autores.

En la tabla 6 se describen las secciones de las columnas perimetrales.

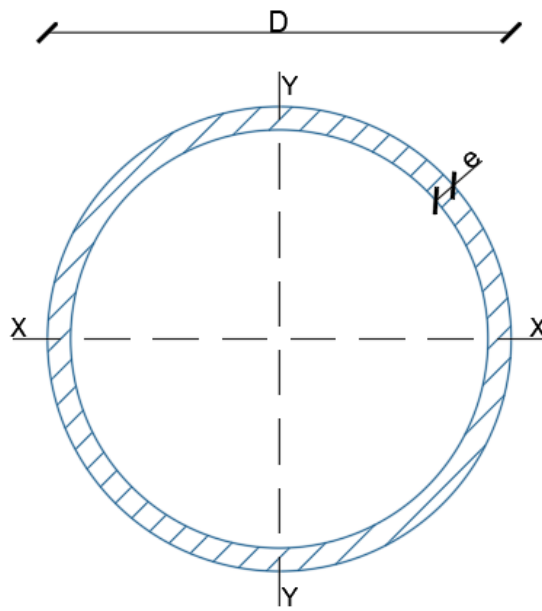
Tabla 6. Sección de Columna

Sección	Altura “h” (mm)	Ancho “bf” (mm)	Espesor del Alma “tw” (mm)	Espesor del Patín “tf” (mm)	Espesor del Refuerzo “tr” (mm)
Columna “W con Refuerzo” - Perimetrales	1000	1000	100	100	100
Columna “W con Refuerzo” - Punta	1200	1000	100	100	100

Fuente: Autores.

- **Cinturones en fachada y Viga tipo cercha “Outrigger:** Son perfiles tubular circular ubicados en la fachada de la edificación a cierta cantidad de pisos, por lo general en donde estas las vigas estabilizadores o sistema “outrigger”

Figura 17. Sección tubular circular



Fuente: Autores.

En la tabla 7 se describen las secciones del cinturón.

Tabla 7. Secciones en fachada y outrigger

Sección	Diámetro "D" (mm)	Espesos "e" (mm)
Sección en fachada	600	20
Outrigger Piso 40 al 39	500	25
Outrigger Piso 31 al 29	600	25
Outrigger Piso 20 al 18	600	25
Outrigger Piso 10 al 8	500	25

Fuente: Autores

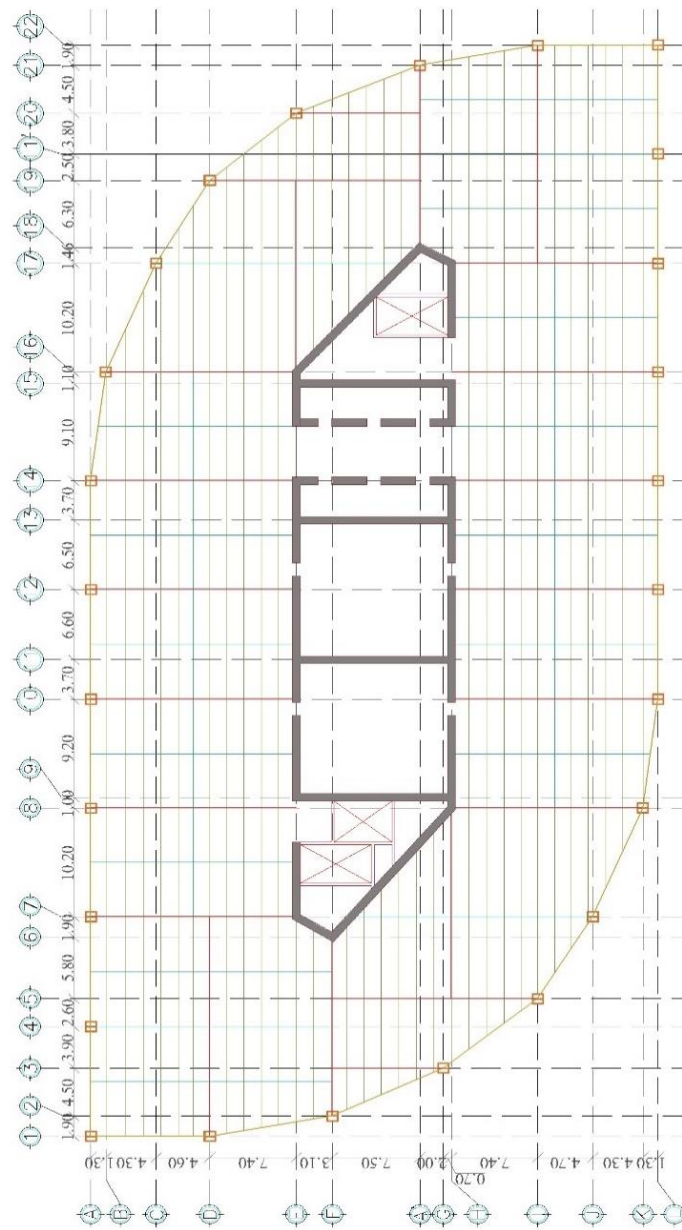
Los muros son de hormigón armado con una resistencia a la compresión de $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$, con un espesor de 85 centímetros, con una altura de 4.20 metros. Una losa maciza de 25 centímetros para los muros y una losa tipo deck de 10.5 cm para los

pisos de oficina. Además, de muros con espesor de 40 centímetros con una resistencia a la compresión de $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$.

3.5.3 Configuración en planta y elevación

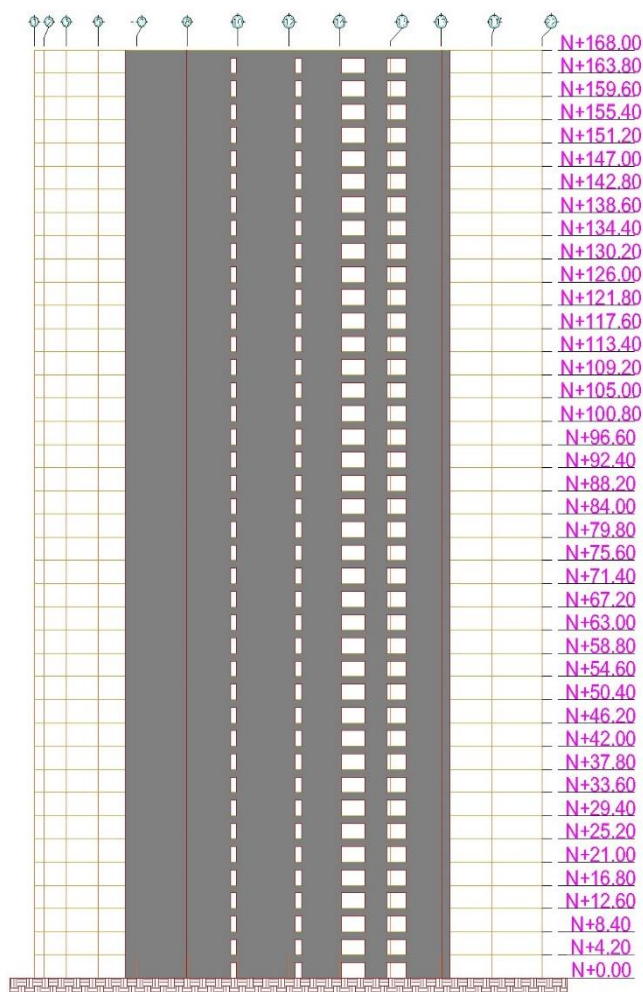
La edificación tiene un total de 40 pisos, con una altura de entrepiso de 4.20 metros, la configuración en planta es tipo por el diseño repetitivo en cada nivel de piso como se detallan a continuación en la figura 18 y la figura 19.

Figura 18. Configuración en Planta



Fuente: Autores.

Figura 19. Configuración en Elevación



Fuente: Autores.

3.5.4 Distribución de Cargas

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), la carga viva para edificios de oficina tiene una sobrecarga mínima de 240 kg/m^2 , considerando la importancia del edificio y la altura se establece una sobrecarga de 250 kg/m^2 . También se agregará 100 kg/m^2 para tabiquería.

En la azotea tiene una sobrecarga de 500 kg/m^2 por efecto de los equipos y una carga permanente de 100 kg/m^2 de acabados de piso y 15 kg/m^2 para el peso del falso cielo como se observa en la tabla 8.

Tabla 8. Cargas para Edificación

Ocupación y Uso	Carga Uniforme (kg/m^2)
Carga Viva Azotea	500
Carga Viva (Pisos 1 al 39)	250
Carga Permanente Azotea	100
Carga Permanente (Pisos 1 al 39)	215

Fuente: Autores

3.5.5 Normativa para el análisis de la estructura

Se detallará los requerimientos que se necesita para el análisis y evaluación de la estructura, cumpliendo con los parámetros de control de la Norma Ecuatoriana de la Construcción y American Institute of Steel Construction (AISC).

3.5.5.1 Análisis dinámico espectral

El análisis dinámico espectral requiere el empleo del espectro de diseño en aceleraciones como lo establece la norma ecuatoriana en su capítulo “Peligro sísmico – Diseño sismo resistente”. El espectro de respuesta está relacionado con el tipo de suelo en donde estará ubicada la estructura, la cual pertenece a un suelo tipo D con características de suelo blando como se puede ver en la Tabla 9.

Tabla 9. Perfil de suelo tipo D

Perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

Al determinar el tipo de perfil, se selecciona los coeficientes de perfil como se describe a continuación.

- **Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (F_a)**

Tabla 10. Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1	1	1	1	1	1
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

- **Amplificación de las ordenadas del espectro elásticos de respuesta de desplazamiento para diseño en roca (F_d)**

Tabla 11. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1	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	1.70	1.65	1.60	1.50

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

- Comportamiento no lineal de los suelos (F_s)

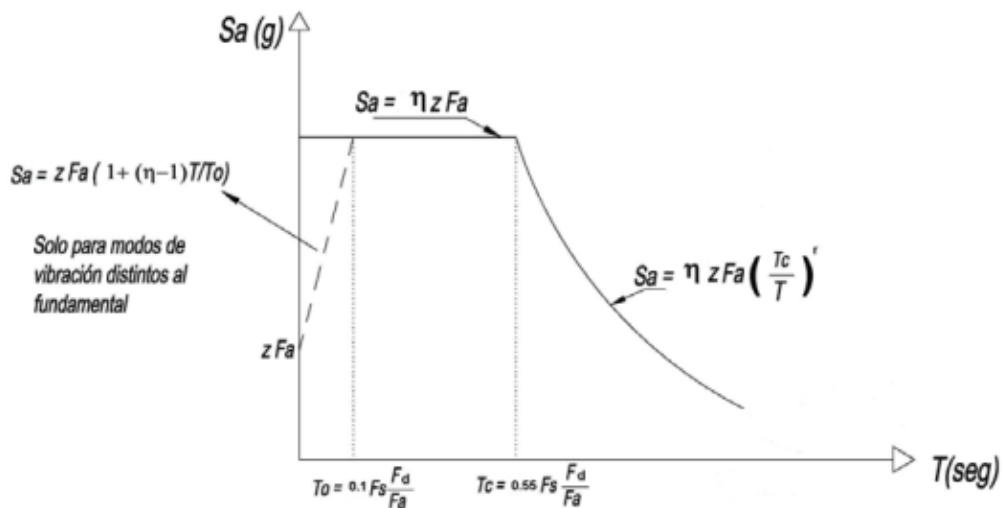
Tabla 12. Tipo de suelo y Factores de sitio F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

Con los valores del factor de zona sísmica (z), el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y con los coeficientes de amplificación del suelo (F_a, F_d, F_s) se realiza el espectro elástico de diseño como se ilustra en la figura 20.

Figura 20. Configuración del espectro elástico de diseño



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

Donde:

η = Razón entre la aceleración espectral y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

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 .

El espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a dos rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

Donde

r = Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

$$\begin{array}{ll} r = 1 & \text{Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E} \\ r = 1.50 & \text{Para tipo de suelo E} \end{array}$$

3.5.5.2 Espectro de diseño inelástico

Dado que los criterios de diseño sismorresistente, las estructuras deben ser capaces de disipar energía, el espectro se reducirá a un espectro de diseño elástico, teniendo en cuenta los factores de configuración en planta (ϕ_P) y configuración en elevación (ϕ_E), coeficiente de importancia (I) y factor de reducción de resistencia sísmica (R) para el sistema estructural de la edificación.

En la categorización de edificio y coeficientes de importancia (I) la norma indica que el propósito del factor de importancia es incrementar la demanda sísmica de diseño 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 (Ver tabla 13).

Tabla 13. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente 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.	1.50
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.	1.30
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.00

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

El factor de reducción de resistencia sísmica (R), depende realmente de algunas variables, tales como:

- Tipo de estructura
- Tipo de suelo
- Periodo de vibración considerado
- Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite.

Por lo que la norma indica grupos estructurales para seleccionar que para la edificación de estudio está en el grupo de sistemas estructurales dúctiles y de tomará el menor en caso que el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas

Tabla 14. Coeficientes R para sistemas estructurales dúctiles

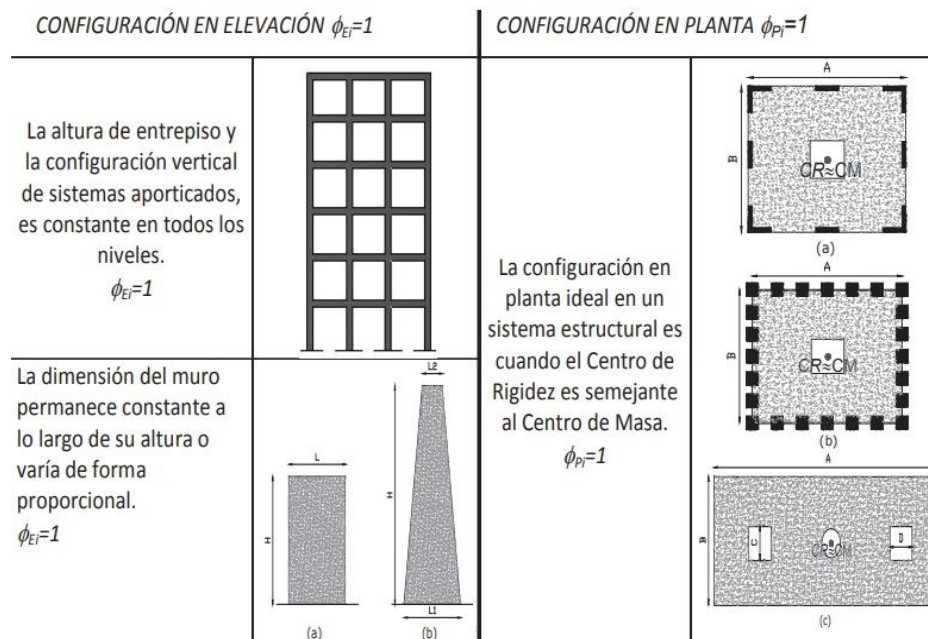
Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadores (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadores (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadores (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadores.	
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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente.

En relación con los coeficientes en planta y elevación, la normativa establece dos configuraciones estructurales:

- Configuración a privilegiar, procura que la configuración de la estructura sea simple y regular (Ver Figura 21).

Figura 21. Configuración en Elevación

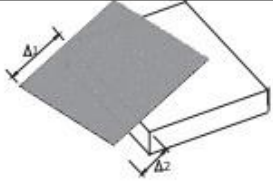
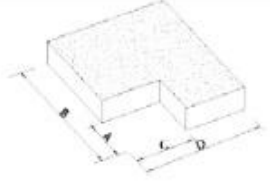
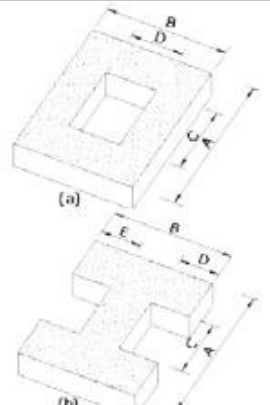
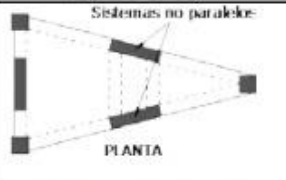


Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente.

- Configuraciones más complejas, cambios abruptos de rigidez y resistencia. Se debe evitar con el fin de impedir acumulación de daño en algunos componentes en desmedro de la ductilidad global. Al utilizar una configuración similar a las no recomendadas, el diseñador deberá demostrar el adecuado desempeño sísmico de la estructura.
- La norma también indica que una estructura se considera como regular, tanto en planta como en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad.
- Para estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usaran los coeficientes de configuración que penalicen al diseño con fines de tomar en cuenta

dichas irregularidades. En la figura 22 describen las tipologías de irregularidad de mayor frecuencia en las estructuras.

Figura 22. Configuración de irregularidad en planta

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pt}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</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 $\phi_{pt}=0.9$ $A > 0.15B$ 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 $\phi_{pt}=0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$</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 $\phi_{pt}=0.9$</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>	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente.

3.5.6 Diseño de elementos estructurales

De acuerdo con la norma ecuatoriana en su capítulo de “Estructuras de Acero”, la clasificación de las secciones según relación ancho – espesor esta dividida en dos categorías: secciones compactas y secciones sísmicamente compactas. Para el caso de estudio del presente trabajo de titulación también se adaptará los requerimientos de ANSI/AISC 341-22 y 360-22 (Ver Anexo 2), el diseño de los elementos estructurales estará basado en factores de carga y resistencia (LRFD).

El acero estructural usados para sistemas resistentes a cargas sísmicas debe de cumplir con las especificaciones ASTM: A36/A36 M, A53/A53 M (Grado B), A500 (Grado B o C), A501, A572/A572M [Grado 50 (345)], A588/A588M, A992/A992M y para placas base de columnas deben seguir una de las Especificaciones ASTM anteriores o ASTM A283/A283M Grado D (ver tabla 15)

Tabla 15. Propiedades a tensión especificaciones por la norma ASTM

Especificación ASTM	Esfuerzo de Fluencia (F_y), en ksi	Resistencia a la Tensión (F_u), en ksi
ASTM A36	36	58-80
ASTM A572 Gr 50	50	65
ASTME A588 Gr50	50	70

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de Acero

Además, la norma indica una metodología de diseño por capacidad, es decir, la resistencia requerida en la mayoría de los elementos es determinada en base a las fuerzas correspondiente a la capacidad probable (resistencia disponible) de ciertos miembros designados como decentes (fusibles). Esta metodología sirve para confinar demandas de ductilidad en miembros que tienen requerimientos específicos para asegurar comportamiento dúctil; además, la metodología sirve para asegurar que dentro del miembro gobierne el deseado modo dúctil de fluencia mientras que los modos no dúctiles se excluyen.

También están los valores de R_y y R_t que proporcionan las propiedades mecánicas mínimas del esfuerzo de fluencia (F_y) y de la resistencia a la tensión (F_u) (Ver tabla 16).

Tabla 16. Valores de factores de fluencia y tensión probable

Especificación ASTM	Factor de fluencia probable (R_y)	Factor de tensión probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr 50	1.1	1.25
ASTME A588 Gr50	1.15	1.15

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de Acero

3.5.6.1 *Diseño de elementos para tensión*

La resistencia a la tracción, $\phi_t P_n$, será el valor menor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia en tracción en la sección bruta y ruptura en tracción en la sección neta.

a) Para fluencia en tracción será:

$$P_n = F_y A_g$$

$$\phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

Para ruptura en tracción será:

$$P_n = F_u A_e$$

$$\phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

A_e = área neta efectiva

A_g = área bruta del miembro

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado

F_u = resistencia a la tracción mínima especificada

Para el área bruta A_g , es el área total de la sección transversal, el área neta A_n , es la suma de los productos del espesor y el ancho neto de cada elemento, y para el área neta efectiva se deberá determinar cómo:

$$A_e = A_n U$$

Donde U , es el factor de retraso de cortante, se determina de acuerdo a la tabla D3.1 de ANSI/AISC 360-22 (Ver Anexo 3). También indica, que Para secciones abiertas como las formas W , M , S , C , o HP , WT , ST , y ángulos simples y dobles, el factor de retraso de cortante U no debe ser menor que la razón del área bruta del (de los) elemento(s) conectado(s) al área bruta del miembro. Esta disposición no se aplica a secciones cerradas, como HSS , ni a placas.

3.5.6.2 *Diseño de elementos para compresión*

La resistencia a la compresión de diseño, $\phi_c P_n$, se determina en base a la resistencia nominal a la compresión P_n , será el valor más bajo obtenido basado en los estados límites aplicables de pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexo-torsional, y el coeficiente ϕ_c es igual a 0.90 (LRFD).

Se verificará la longitud efectiva L_c , para el cálculo de la esbeltez del elemento se determina con la formula:

$$\frac{L_c = KL}{r}$$

Donde:

$L_c = KL$ = longitud efectiva del elemento

K = factor de longitud efectiva

L = Longitud del miembro sin soporte lateral

r = radio de giro

Para los miembros diseñados sobre la base de la compresión la relación de esbeltez efectiva no debe de exceder el valor de 200 y para elementos fabricado no debe exceder 300.

La resistencia nominal a la compresión P_n , se determinará basada en el estado límite de pandeo flexural por la formula:

$$P_n = F_n A_g$$

Donde F_n es el esfuerzo nominal que se determina de la siguiente manera:

a) Cuando $\frac{L_c}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ o $\frac{F_y}{F_e} < 2.25$

$$F_n = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

b) Cuando $\frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ o $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$

$$F_n = 0.877 F_e$$

Donde:

E = Modulo Elástico del acero

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo específico del tipo de acero

F_e = Esfuerzo de pandeo elástico determinado por

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r} \right)^2}$$

3.5.6.3 Diseño de elementos para flexión

La resistencia flexional de diseño, $\phi_b M_n$, se dispondrá un coeficiente $\phi_b = 0.90$ (LRFD). Para miembros compactos de forma tipo "I", la resistencia flexional nominal M_n , se determinará por el estado límite aplicables de fluencia (momento plástico)

a) Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Donde:

Z_x = módulo plástico de la sección sobre el eje x, $in^3 (cm^3)$

También se diseñará por habitualidad o estado límite de servicio a través de las deflexiones de los elementos a flexión, para la edificación de estudio se verificará que cumpla por carga permanente y carga viva.

Carga Permanente	$\frac{L}{480}$
Carga Viva	$\frac{L}{480}$

3.5.7 *Empalmes de Columnas*

La localización de los empalmes, debe estar a 1.20 metros o más de las conexiones viga – columna excepto en los siguientes casos:

- Cuando la altura libre entre conexiones viga – columna es menor a 2.40 metros los empalmes deberán estar localizados a la mita de la altura libre.
- Empalmes con alas y almas unidad por soldadura de Ranura de Penetración Completa se pueden localizar cerca de la conexión viga – columna, pero no a una distancia menor que el peralte de la sección de la columna.

4. CAPITULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 Análisis e Interpretación de Resultados

Se presentan los resultados obtenidos de los análisis realizados para la estructura mencionada con anterioridad. Se llevo a cabo un análisis lineal bajo el efecto de cargas laterales y gravitacionales que permitió determinar su comportamiento, como periodo fundamental, derivas y cortante basal. Inicialmente se realizó la evaluación sin los sistemas estabilizadores con el propósito de verificar si la edificación pasaba los controles establecidos por la normativa ecuatoriana vigente. Posteriormente se evaluó su comportamiento estructural con la implementación de estabilizadores a fin de verificar si su implementación mejoraba la eficiencia de la misma.

4.2 Análisis Sísmico

4.2.1 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción, para la elaboración del espectro de diseño en aceleraciones elástico es necesario determinar el tipo de suelo y los coeficientes sísmicos, con los que se evaluara a la edificación. Para el presente caso, la estructura estará ubicada en un suelo Tipo D y zonificación sísmica tipo V. En el cuadro 1 se puede observar los valores de los coeficientes.

Cuadro 1. Coeficientes Espectro de Diseño Elástico

Coeficientes Sísmico Suelo Tipo D – Zona V		
Descripción	Símbolo	Valor
Aceleración máxima en roca.	z	0.40
Relación de amplificación espectral.	n	1.80 (Costa)
Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.	Fa	1.20
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca.	Fd	1.19
Comportamiento no lineal de los suelos.	Fs	1.28

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

Posterior, se determina el espectro de diseño en aceleraciones inelástico utilizando los coeficientes para el cortante basal (Ver Cuadro 2), debido que la probabilidad del sismo

es incierta y así obtener un espectro de diseño óptimo buscando la ductilidad de la estructura.

Cuadro 2. Coeficiente Espectro de Diseño Inelástico

Coeficientes para Cortante Basal		
Descripción	Símbolo	Valor
Nivel de Importancia.	I	1.3
Factor de reducción de resistencia sísmica.	R	6
Coeficiente de configuración en planta.	Φ_P	0.9
Coeficiente de configuración en elevación.	Φ_E	1.00

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

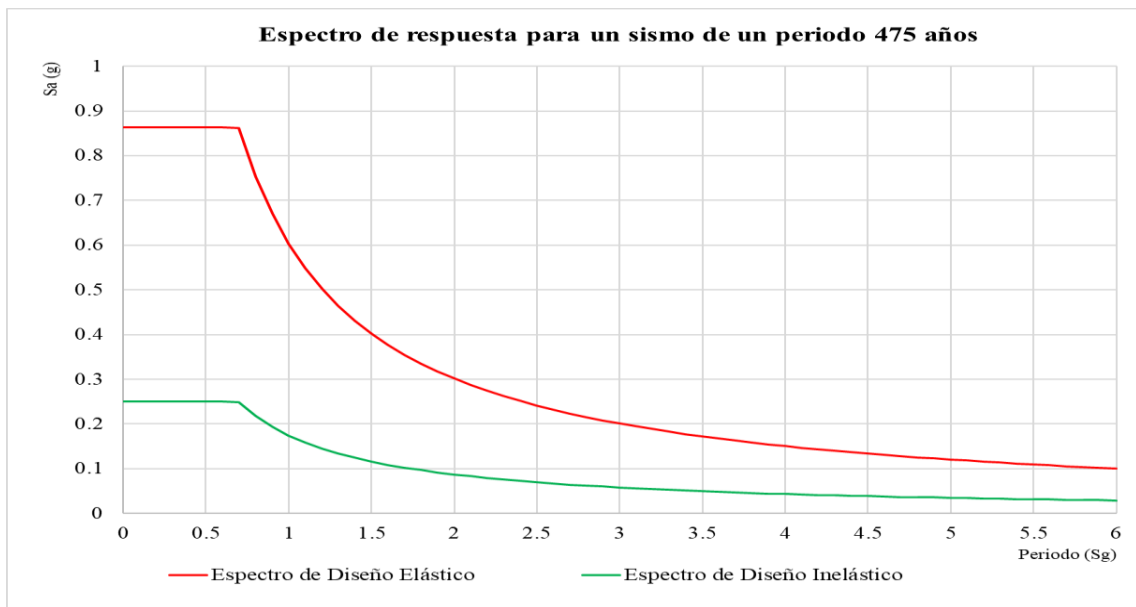
Como se mencionó previamente, la edificación está destinada a uso de oficinas. Sin embargo, se ha tomado un nivel de importancia de 1.3 debido a la gran altura que esta presenta, lo que la convierte en un hito arquitectónico y urbano, sobresaliendo como un skyline de la ciudad de Machala. A demás se debe considerar que la inversión requería para su construcción juega un factor importante dentro del desarrollo urbano.

La estructura propuesta está diseñada para comportarse de manera dúctil, dando lugar a deformaciones significativas sin pérdidas de capacidad de carga. Se utilizó un factor de reducción igual a 5, considerando que los sistemas estructurales que forman parte de la edificación tienen una alta capacidad de disipación de energía y buen comportamiento inelástico.

De acuerdo con la norma NEC-SE-DS, una estructura se puede considerar regular en elevación, si no presenta ninguna de las condiciones previamente mencionadas en la sección 3.5.5.2 Espectro de diseño inelástico. La elección de un coeficiente de irregularidad en planta de 0.9 permite ciertas irregularidades moderadas, permitiendo una configuración arquitectónica flexible.

En la figura 23 se puede observar las curvas de los espectros de diseño elástico e inelástico para un periodo de retorno de 475 años para la ciudad de Machala.

Figura 23. Espectros de Respuesta de un sismo con un periodo de retorno de 475 años



Fuente: Autores

4.2.2 Espectro de respuesta del 18 de marzo del 2023 en Ecuador

Se evaluará el comportamiento de la estructura ante la presencia de espectro de respuesta de sitio, con el fin de asegurar la integridad estructural frente a posibles eventos sísmicos. La señal utilizada para el análisis es la estación sismográfica ACH1, que se encuentra ubicada en el campus de la Universidad técnica de Machala (Ver Figura 24).

Figura 24. Espectro de respuesta 18 de marzo de 2023

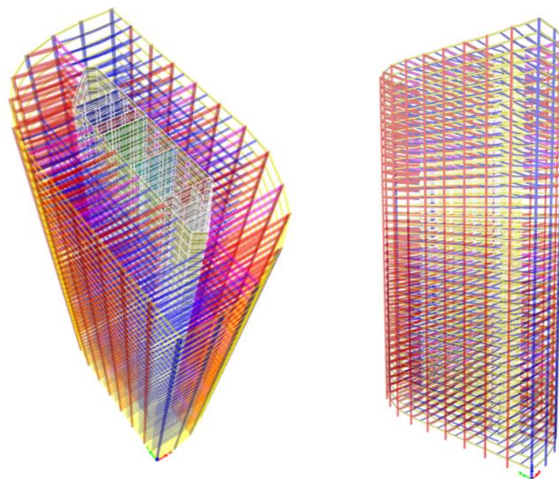


Fuente: Autores

4.3 Análisis y evaluación de la estructura sin estabilizadores

Se revisó la edificación sin la implementación de estabilizadores con el fin de analizar y verificar si esta logra pasar los controles establecidos en la norma ecuatoriana de la construcción. En la figura 25 se observa la estructura sin estabilizadores.

Figura 25. Estructura de estudio sin estabilizadores



Fuente: Autores

4.3.1 Período fundamental y masa participativa

Para el análisis de esta estructura se aplicará una carga sísmica reactiva para casos especiales descrito en la NEC-SE-DS de 100 % de la carga muerta total de la estructura más el 25 % de la carga viva.

Cuadro 3. Periodos y masa participativa

Modos de vibración	Periodos (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	5.541	0.6263	0.0018	0.0003	0.6263	0.0018	0.0003
2	1.957	0.0001	0.0693	0.7005	0.6264	0.0712	0.7008
3	1.844	0.0014	0.5989	0.0788	0.6277	0.6701	0.7797
4	0.969	0.1997	0.0007	0.0001	0.8274	0.6708	0.7797
5	0.623	0.0009	0.0009	0.1001	0.8283	0.6717	0.8798
6	0.448	0.0001	0.2027	0.0006	0.8284	0.8744	0.8804
7	0.395	0.0579	0.0002	0.0052	0.8863	0.8746	0.8856
8	0.344	0.012	0.0001	0.0361	0.8983	0.8747	0.9217
9	0.247	0.0101	0.0007	0.0146	0.9084	0.8754	0.9363
10	0.216	0.0105	0.0225	0.0063	0.919	0.8979	0.9426
11	0.212	0.0139	0.0289	0.0018	0.9328	0.9268	0.9444

Fuente: Autores

De acuerdo con la norma NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico, en el análisis se tomarán en cuenta todos los modos que involucren una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales analizadas.

Los periodos fundamentales de la estructura para cada dirección como se vio previamente, pertenecen al primer y tercer modo de vibración con una masa participativa en dirección x de 62.63 % y en dirección y de 59.89 %. En el cuadro 4 se detalla los periodos en ambas direcciones de la estructura.

Cuadro 4. Periodo de vibración fundamental de la estructura

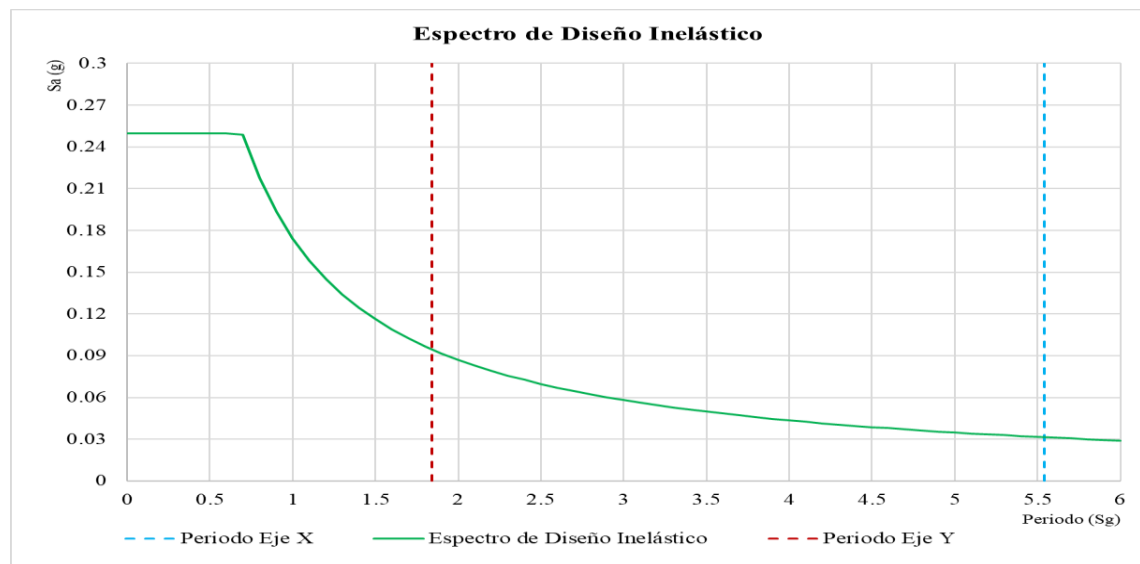
T_x	5.541 seg
T_y	1.844 seg

Fuente: Autores

4.3.2 *Análisis sísmico estático lineal*

Con los periodos de vibración de la estructura obtenidos para cada dirección de análisis, se determina el coeficiente “k” y los coeficientes sísmicos “C” en la dirección correspondiente, como se detalla en la figura 26.

Figura 26. Espectro de diseño inelástico - Periodo de la estructura



Fuente: Autores

En el cuadro 5 se detallan los coeficientes para el análisis estático lineal.

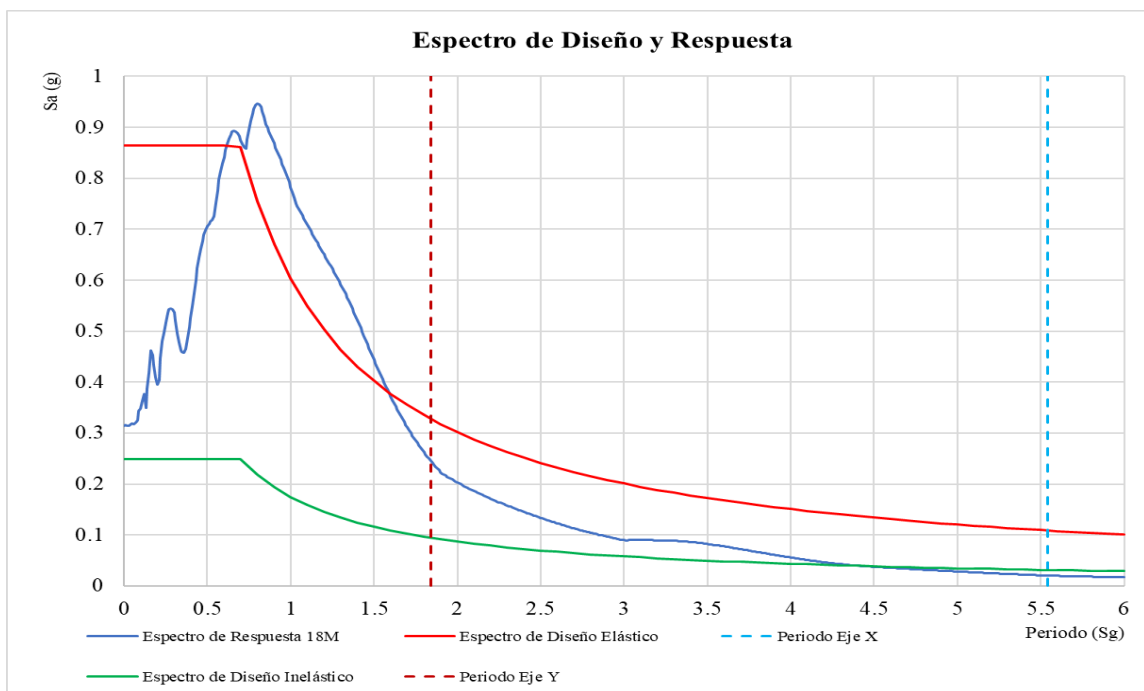
Cuadro 5. Coeficientes para sismo estático

K_x	2
K_y	1.672
C_x	0.026
C_y	0.079

Fuente: Autores

En la figura 27 se detallan los espectros utilizados y el periodo de vibración de la estructura.

Figura 27. Espectros de diseño y respuesta en aceleraciones

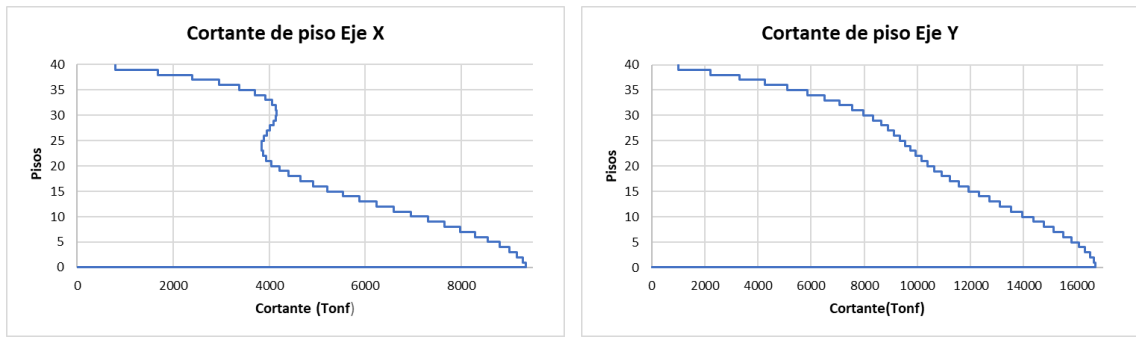


Fuente: Autores

4.3.3 Cortante por piso

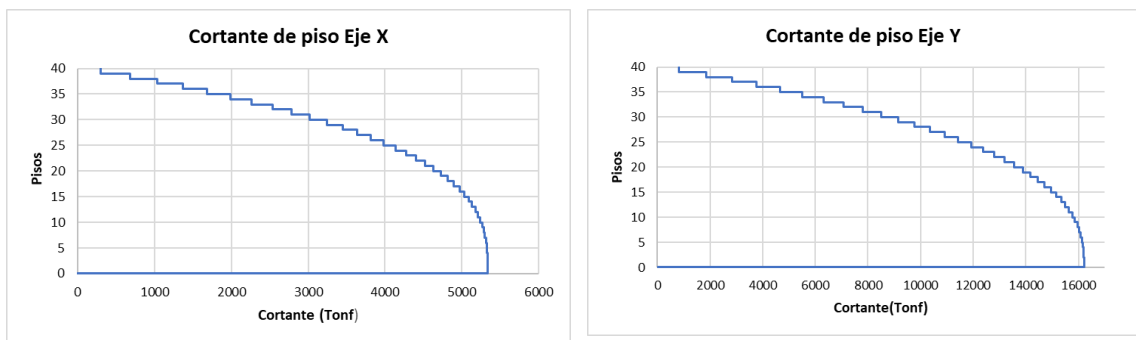
Con los valores cargados en el programa se puede determinar la distribución de fuerzas sísmica para cada piso. Como se ilustran en la figura 28 y figura 29

Figura 28. Cortante de piso por espectro de diseño



Fuente: Autores

Figura 29. Cortante de piso por sismo estático



Fuente: Autores

Se procede a hacer la verificación de cortante basal de acuerdo con la normativa ecuatoriana. Para estructuras irregulares el valor del cortante dinámico en el base determinado por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser menor a un 85 % del cortante basal obtenido por el análisis estático (Ver cuadro 6).

Cuadro 6. Verificación de ajuste de cortante

Eje de Análisis	Cortante en Base		Dinámico/Estático
	Sismo Estático (Tonf)	Sismo Dinámico (Tonf)	
X	5335.7132	9346.5177	1.75
Y	16212.3597	16689.6099	1.03

Fuente: Autores

Como se puede visualizar, el ajuste de cortante no es necesario debido a que el cortante dinámico no es menor al 85% del cortante estático.

4.3.4 Verificación de periodo

El periodo de vibración de la estructura calculado mediante las propiedades estructurales de los elementos, no debe ser mayor a un 30 % del periodo calculado por la siguiente formula.

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h = Altura máxima de la edificación de n pisos, medido desde la base de la estructura, en metros.

T = Periodo de vibración.

Cuadro 7. Verificación de periodo

Método 1				1.3T	Método 2	
C_t	α	h_n	$T = C_t h_n^\alpha$		Eje X	Eje Y
0.055	0.75	168	2.567	3.336	5.541	1.844

Fuente: Autores

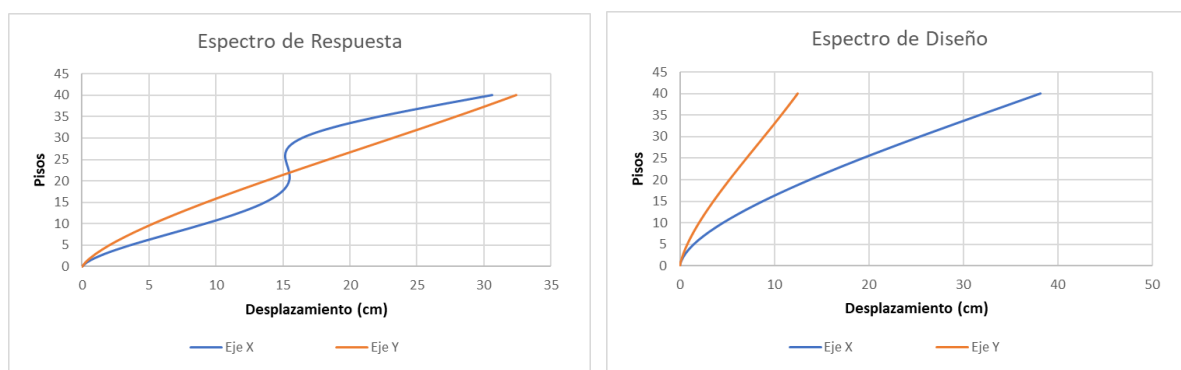
Como se mencionó previamente para estructuras compuestas por diferentes sistemas se deberá tomar las condiciones más críticas. Se tomo los valores para el tipo de estructura basada en muros estructurales.

Con lo mencionado se puede determinar que el periodo en dirección X de la estructura no cumple con lo mencionado en la norma, debido a que supera un 30 % del periodo determinado con el método 1.

4.3.5 Desplazamientos

Se verificará los desplazamientos en las dos direcciones de análisis, bajo la carga de espectro de respuesta y el espectro de diseño con el fin de determinar el comportamiento de la estructura (Ver Figura 30).

Figura 30. Cortante por piso - Sismo estático



Fuente: Autores

Se puede determinar que los el mayor desplazamiento se da en el piso 40 con 30.61 cm para el sismo de respuesta y de 38.16 cm para el sismo de diseño.

4.3.6 Derivas de piso

Con la información cargada en el software estructural Etabs, se pudo determinar las derivas para cada sentido, como se puede observar en el siguiente cuadro de resultados.

Cuadro 8. Resultado de deriva de pisos

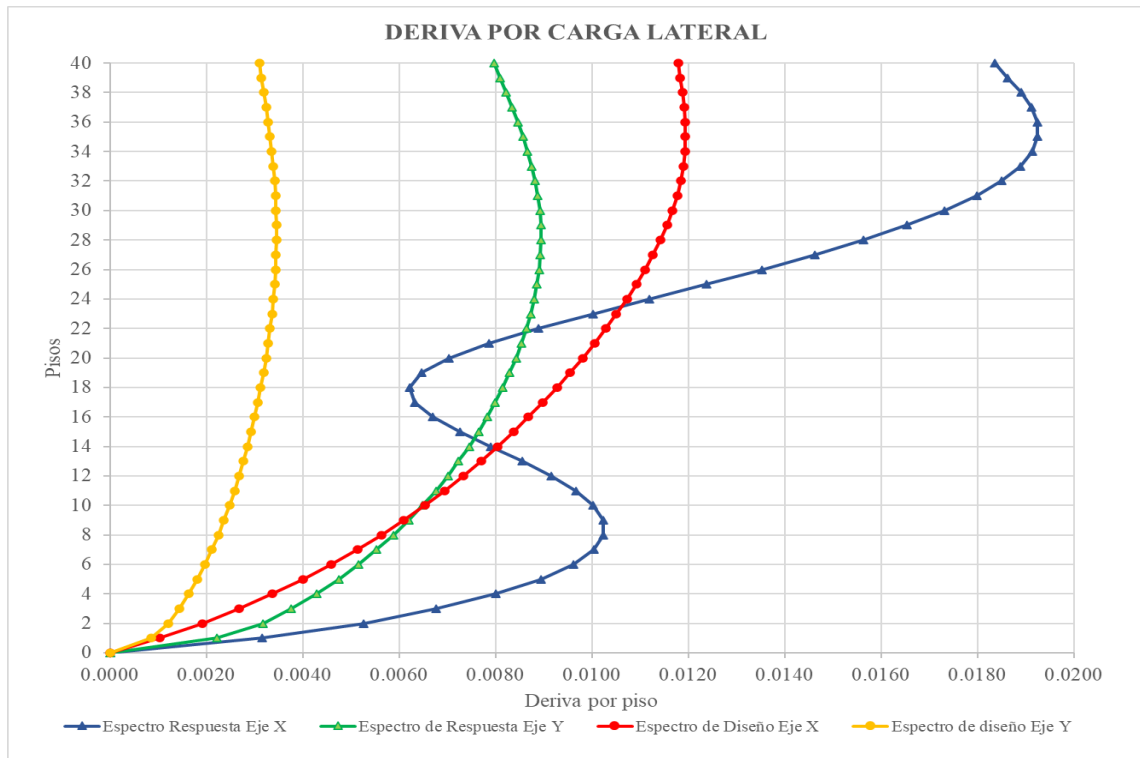
Piso	ESPECTRO DE RESPUESTA		ESPECTRO DE DISEÑO	
	Eje x	Eje y	Eje x	Eje y
40	0.0184	0.0080	0.0118	0.0031
39	0.0186	0.0081	0.0118	0.0031
38	0.0189	0.0082	0.0119	0.0032
37	0.0191	0.0083	0.0119	0.0032
36	0.0192	0.0085	0.0119	0.0033
35	0.0193	0.0086	0.0119	0.0033
34	0.0191	0.0087	0.0119	0.0034
33	0.0189	0.0088	0.0119	0.0034
32	0.0185	0.0088	0.0118	0.0034
31	0.0180	0.0089	0.0118	0.0034
30	0.0173	0.0089	0.0117	0.0035
29	0.0165	0.0089	0.0116	0.0035
28	0.0156	0.0089	0.0114	0.0035
27	0.0146	0.0089	0.0113	0.0035
26	0.0135	0.0089	0.0111	0.0034
25	0.0124	0.0089	0.0109	0.0034
24	0.0112	0.0088	0.0107	0.0034
23	0.0100	0.0087	0.0105	0.0034

Piso	ESPECTRO DE RESPUESTA		ESPECTRO DE DISEÑO	
	Eje x	Eje y	Eje x	Eje y
22	0.0089	0.0086	0.0103	0.0033
21	0.0079	0.0085	0.0101	0.0033
20	0.0070	0.0084	0.0098	0.0032
19	0.0065	0.0083	0.0095	0.0032
18	0.0062	0.0082	0.0093	0.0031
17	0.0063	0.0080	0.0090	0.0031
16	0.0067	0.0078	0.0087	0.0030
15	0.0073	0.0077	0.0084	0.0029
14	0.0079	0.0075	0.0080	0.0029
13	0.0086	0.0072	0.0077	0.0028
12	0.0092	0.0070	0.0073	0.0027
11	0.0097	0.0068	0.0070	0.0026
10	0.0100	0.0065	0.0065	0.0025
9	0.0102	0.0062	0.0061	0.0024
8	0.0102	0.0059	0.0056	0.0023
7	0.0100	0.0055	0.0051	0.0021
6	0.0096	0.0052	0.0046	0.0020
5	0.0089	0.0048	0.0040	0.0018
4	0.0080	0.0043	0.0034	0.0016
3	0.0068	0.0038	0.0027	0.0014
2	0.0053	0.0032	0.0019	0.0012
1	0.0032	0.0022	0.0010	0.0009
Base	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Fuente: Autores

Las derivas de piso gráficamente de ilustra en la figura 31. Al analizar la respuesta sísmica de la edificación se pudo observar que las derivas obtenidas mediante el espectro de respuesta en sitio son mayores que las derivas de espectro de diseño en los pisos del 32 al 38.

Figura 31. Derivas de piso por cada espectro

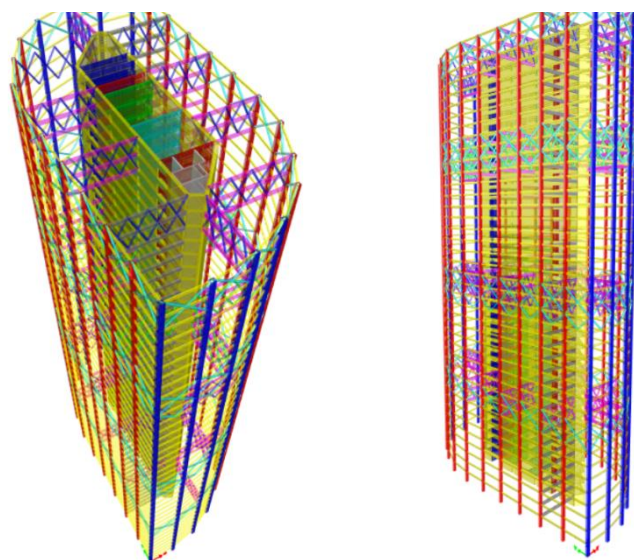


Fuente: Autores

4.4 Análisis y evaluación de la edificación con estabilizadores

Luego de analizar diferentes configuraciones para los Steel Outrigger, se determinó que colocar 10 vigas estabilizadoras tipo cercha con un cinturón que amarra las columnas perimetrales, conectadas a diferentes profundidades, fue la mejor alternativa. Se colocaron cuatro Steel Outrigger en diferentes alturas. En los pisos 10 y 40 se asignaron vigas estabilizadoras que conectan dos pisos, mientras que en los pisos 20 y 32 se conectan a tres pisos. Para la ubicación de los estabilizadores se tomó en consideración los pisos que presentaban mayores derivas. En la figura 32 se ilustra la estructura con el sistema Steel Outrigger con cinturones en fachada.

Figura 32. Estructura con estabilizadores



Fuente: Autores

4.4.1 *Periodo fundamental y masa participativa*

Se determino los nuevos periodos de vibración y la masa participativa que le corresponde a cada modo bajo el efecto de los estabilizadores.

Cuadro 9. Periodo y masa participativa

Modos de vibración	Periodos (s)	UX	UY	RZ	SumU X	SumU Y	SumRZ
1	3.033	0.6769	0.0083	0.0038	0.6769	0.0083	0.0038
2	1.757	0.0032	0.0084	0.7843	0.6801	0.0167	0.7882
3	1.502	0.0079	0.6897	0.0101	0.6879	0.7064	0.7983
4	0.765	0.1596	0.003	0.0006	0.8475	0.7093	0.7989
5	0.567	0.0032	0.0005	0.0971	0.8507	0.7098	0.896
6	0.414	0.0011	0.1739	0.0005	0.8518	0.8837	0.8965
7	0.351	0.0449	0.0002	0.0061	0.8967	0.8839	0.9027
8	0.309	0.0111	0.00001225	0.0314	0.9079	0.8839	0.9341
9	0.24	0.0091	0.0004	0.0087	0.9169	0.8843	0.9428
10	0.21	0.0158	0.007	0.005	0.9328	0.8913	0.9477
11	0.205	0.0058	0.0398	0.0001	0.9386	0.9311	0.9479

Fuente: Autores

Los periodos fundamentales de la estructura para cada dirección como se vio previamente, pertenecen al primer y tercer modo de vibración con una masa participativa en dirección x de 62.63 % y en dirección y de 59.89 %. En el cuadro 10 se detalla los periodos de vibración fundamental de la estructural con estabilizadores.

Cuadro 10. Periodo de vibración fundamental de la estructura

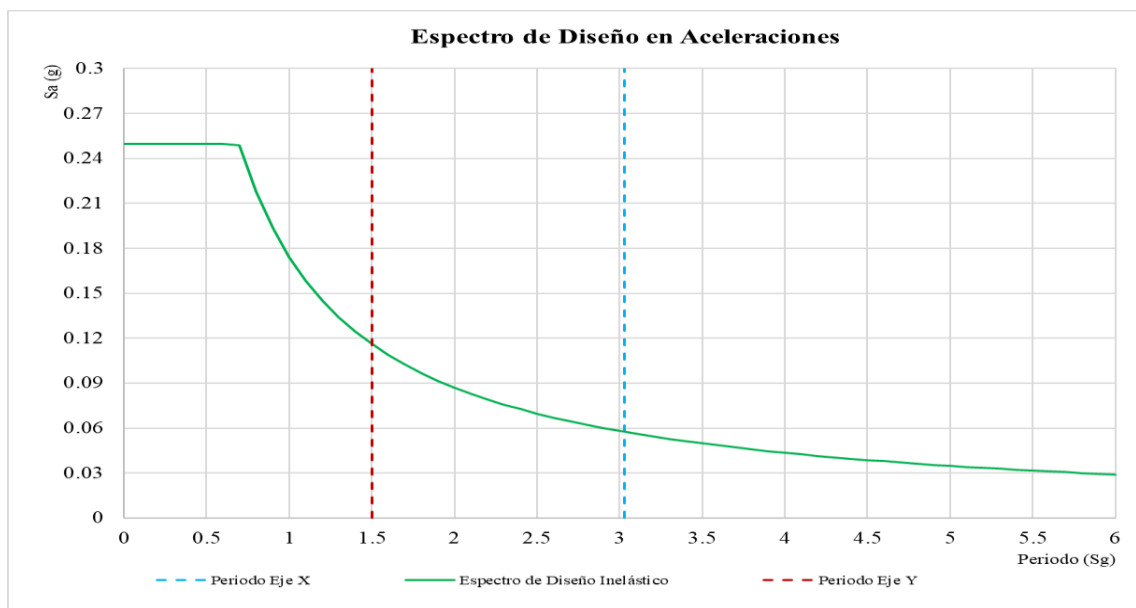
T_x	3.03 seg
T_y	1.502 seg

Fuente: Autores

4.4.2 Análisis sísmico estática lineal

Se determina nuevamente los coeficientes que depende del periodo de vibración de la estructura “k”, así como el coeficiente sísmico “C”.

Figura 33. Espectro de diseño en aceleraciones con estabilizadores



Fuente: Autores

En el cuadro 11 se detallan los coeficientes para el análisis estático lineal con estabilizadores, de acuerdo con los resultados obtenidos del modelado de la estructura obtenidos del software estructural.

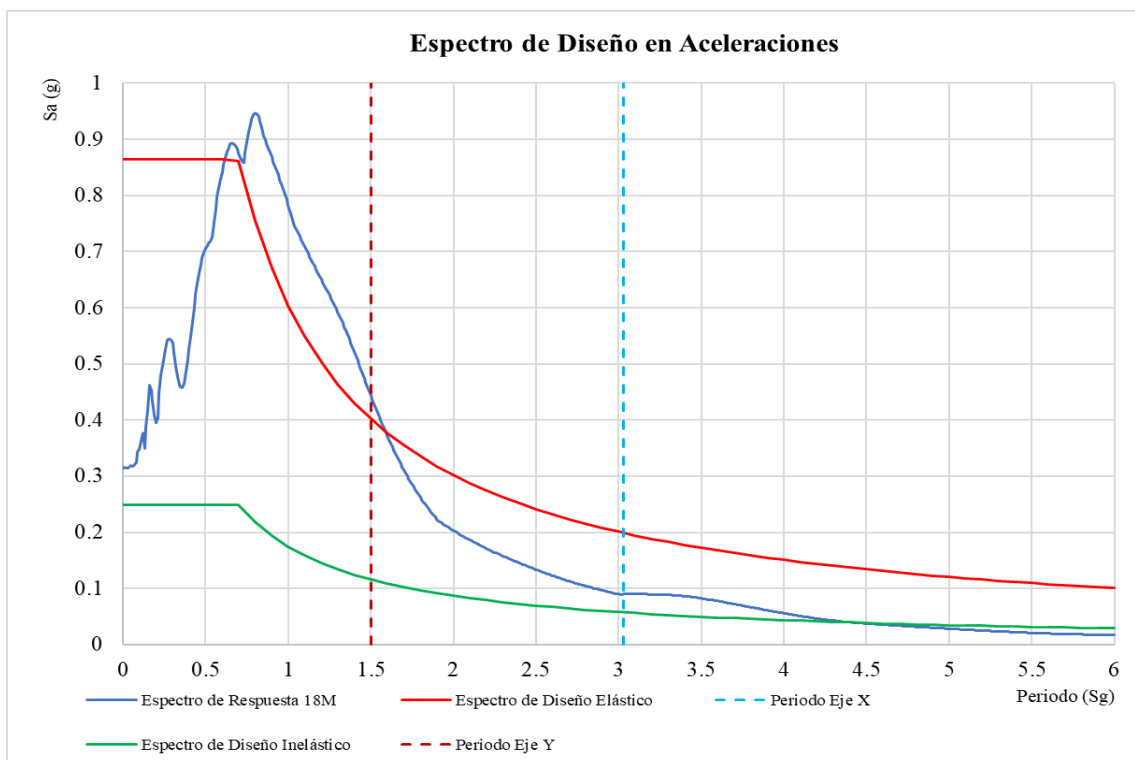
Cuadro 11. Coeficientes para el análisis sísmico estático lineal

K_x	2
K_y	1.632
C_x	0.055
C_y	0.099

Fuente: Autores

En la figura 34 de ilustra los espectros cargados en el software estructural etabs.

Figura 34. Espectros de Diseño en Aceleraciones

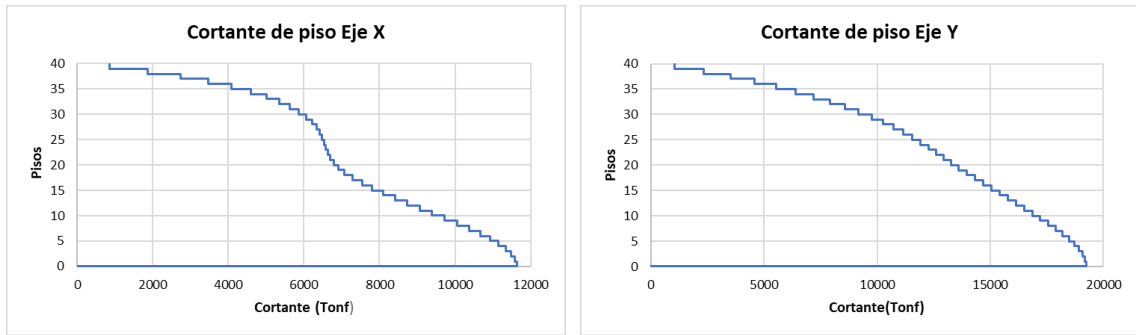


Fuente: Autores

4.4.3 Cortante por piso

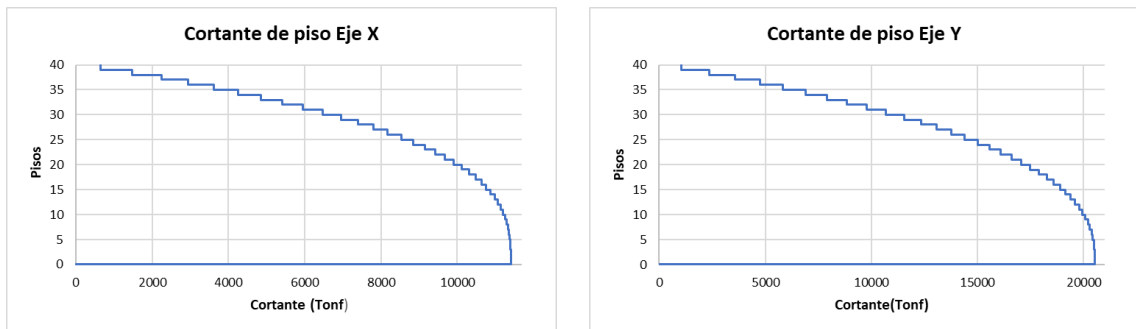
Una vez que se establecieron los coeficientes para la evaluación de la edificación, se procedió a realizar una nueva determinación de la distribución de fuerzas en cada piso. Esta reevaluación es fundamental para asegurar la precisión en el análisis estructural y optimizar el diseño de la edificación. A continuación, se presentan las figuras correspondientes que ilustran los resultados actualizados de la distribución de fuerzas por nivel.

Figura 35. Cortante de piso - Espectro de diseño



Fuente: Autores

Figura 36. Cortante de piso - Sismo estático



Fuente: Autores

Se procede a verificar que el cortante dinámico no sea menor al 85 % del cortante basal estático.

Cuadro 12. Verificación de ajuste de cortante

Eje de Análisis	Cortante en Base		Dinámico/Estático
	Sismo Estático (Tonf)	Sismo Dinámico (Tonf)	
X	11511.0058	11501.9326	0.999
Y	20539.8105	19233.8299	0.936

Fuente: Autores

De acuerdo con los valores del cuadro 12, se identifica que no es necesario realizar un ajuste de cortante a la estructura.

4.4.4 Verificación de Periodo

Como se dijo anteriormente, el periodo calculado mediante las propiedades estructurales de los elementos de la edificación no debe ser mayor en un 30 % al periodo determinado por el método 1.

Cuadro 13. Verificación de periodo

Método 1				1.3T	Método 2	
C_t	α	h_n	$T = C_t h_n^\alpha$		Eje X	Eje Y
0.055	0.75	168	2.567	3.336	3.03	1.502

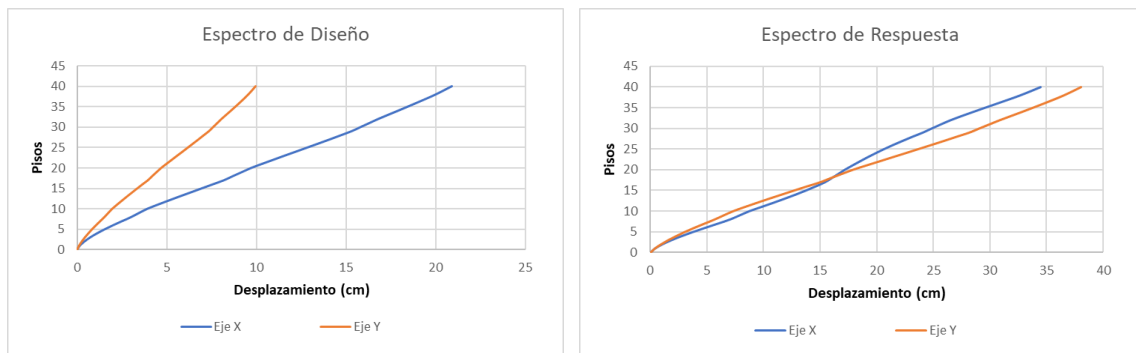
Fuente: Autores

Como se puede observar en el cuadro 13, el periodo determinado por el método 2 cumple con lo establecido en la norma vigente.

4.4.5 Desplazamiento

Se procede a determinar los desplazamientos que tiene la estructura con la nueva configuración, como se ilustra en la figura 37.

Figura 37. Desplazamiento de la estructura



Fuente: Autores

Se puede determinar que hay desplazamientos generales de 38 cm en el piso 40, teniendo una reducción en los desplazamientos entre piso, siendo la mayor entre el piso 40 y el piso 39 de 0.89 cm.

4.4.6 Derivas de piso

Se analizaron las derivas por los espectros mencionados con anterioridad dando como resultado el cuadro 14.

Cuadro 14. Derivas de Piso

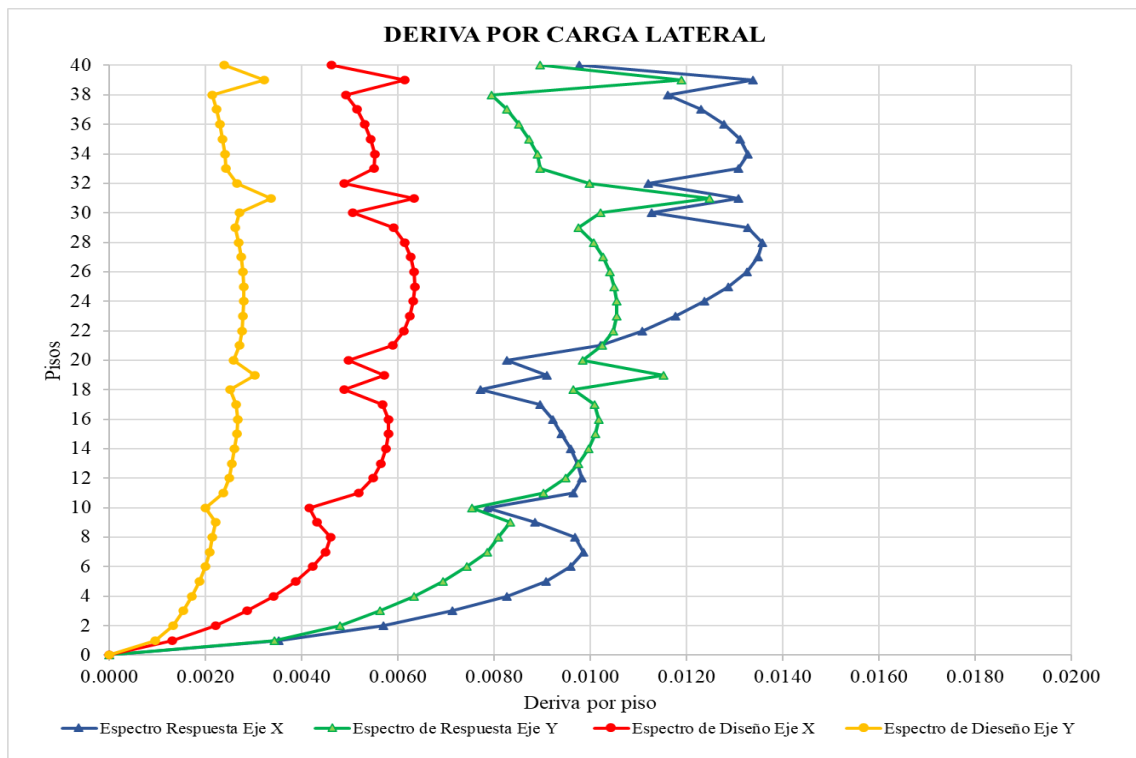
Piso	ESPECTRO DE RESPUESTA		ESPECTRO DE DISEÑO	
	Eje x	Eje y	Eje x	Eje y
40	0.0098	0.0090	0.0046	0.0024
39	0.0134	0.0119	0.0061	0.0032
38	0.0116	0.0079	0.0049	0.0021
37	0.0123	0.0083	0.0051	0.0022
36	0.0128	0.0085	0.0053	0.0023
35	0.0131	0.0087	0.0054	0.0024
34	0.0133	0.0089	0.0055	0.0024
33	0.0131	0.0089	0.0055	0.0024
32	0.0112	0.0100	0.0049	0.0027
31	0.0131	0.0125	0.0063	0.0034
30	0.0113	0.0102	0.0051	0.0027
29	0.0133	0.0098	0.0059	0.0026
28	0.0136	0.0101	0.0061	0.0027
27	0.0135	0.0103	0.0063	0.0027
26	0.0132	0.0104	0.0063	0.0028
25	0.0129	0.0105	0.0063	0.0028
24	0.0124	0.0105	0.0063	0.0028
23	0.0118	0.0105	0.0062	0.0028
22	0.0111	0.0105	0.0061	0.0028
21	0.0102	0.0102	0.0059	0.0027
20	0.0083	0.0098	0.0050	0.0026
19	0.0091	0.0115	0.0057	0.0030
18	0.0077	0.0096	0.0049	0.0025
17	0.0089	0.0101	0.0057	0.0026
16	0.0092	0.0102	0.0058	0.0027
15	0.0094	0.0101	0.0058	0.0026
14	0.0096	0.0100	0.0058	0.0026
13	0.0097	0.0098	0.0056	0.0026
12	0.0098	0.0095	0.0055	0.0025
11	0.0096	0.0090	0.0052	0.0024
10	0.0079	0.0075	0.0042	0.0020
9	0.0088	0.0083	0.0043	0.0022
8	0.0097	0.0081	0.0046	0.0021
7	0.0099	0.0078	0.0045	0.0021
6	0.0096	0.0074	0.0042	0.0020
5	0.0091	0.0069	0.0039	0.0019
4	0.0083	0.0063	0.0034	0.0017
3	0.0071	0.0056	0.0029	0.0015
2	0.0057	0.0048	0.0022	0.0013

Piso	ESPECTRO DE RESPUESTA		ESPECTRO DE DISEÑO	
	Eje x	Eje y	Eje x	Eje y
1	0.0035	0.0034	0.0013	0.0010
Base	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Fuente: Autores

Se puede observar en la figura 38, que las derivas han bajado notoriamente por los estabilizadores y que la estructura tenga un buen desempeño.

Figura 38. Derivas de piso por carga lateral



Fuente: Autores

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- A través de un análisis estructural mediante una simulación con software estructural, se determinó que la estructura de 40 pisos evaluada en Machala, con una aceleración sísmica en roca de 0.4g sin estabilizadores y el 100% de carga muerta y 25% de carga viva, el periodo de la estructura es 5.541 seg en dirección “X” y 1.844 seg en dirección “Y” con masas participas de 62.63% y 59.89% respectivamente y la deriva inelástica de 1.89% en el piso 33 cumple con lo dispuesto en el capítulo Peligro Sísmico – Norma Ecuatoriana de la Construcción, sin embargo, el periodo teórico de 2.567 seg que aumentado en un 30% corresponde a 3.336 seg es menor al periodo modal de la estructura incumpliendo con la normativa.
- En base a lo indicado, se analizó la estructura con el sistema outrigger combinado con cinturones de arriostramiento en fachada y vigas tipo cercha en el interior de pisos, con la siguiente configuración en los pisos 40, y 10 conectados a dos pisos, mientras que en los pisos 32 y 20 conectados a tres pisos, cumple con los parámetros normativos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. La simulación en el software mostro que los periodos de la estructura bajaron a 3.03 seg en dirección “X” y 1.502 seg en dirección “Y” cumpliendo con el periodo teórico aumentado el 30% con un valor 3.336 seg y la máxima deriva 1.36% en el piso 28.
- Los máximos desplazamientos, sin estabilizadores, se observan en el piso 40 con un valor de 30.62 cm y en el piso 39 con 28.86 cm. Con la implementación de estabilizadores, los desplazamientos máximos se registran en el piso 40 con 34.45 cm y en el piso 39 con 33.56 cm, utilizando el espectro de diseño de respuesta del sismo del 18 de marzo de 2023. Los desplazamientos relativos en los pisos mencionados son, sin estabilizadores, de 1.76 cm y con estabilizadores de 0.89 cm. Esto demuestra que el sistema outrigger reduce significativamente los desplazamientos, mejorando la estabilidad lateral de la edificación.
- Se determinó que la ubicación y cantidad del sistema outrigger están significativamente influenciadas por la máxima deriva de piso. La implementación del sistema outrigger logró reducir la deriva en un 28%, lo que demuestra su eficacia en el control de las deformaciones laterales. Esta reducción no solo mejora la rigidez y estabilidad global de la estructura, sino que también contribuye a minimizar el riesgo de daños estructurales y no estructurales.

- Se determinó que la implementación del cinturón de arriostramiento en la fachada de toda la estructura no contribuye significativamente a la masa participativa. Sin embargo, esta técnica ayuda a reducir los periodos de vibración. A pesar de este beneficio, debido al costo y al peso adicional que introduce en la estructura, se considera una solución ineficiente desde el punto de vista económico y estructural.
- Este sistema outrigger ha demostrado ser una solución efectiva, logrando reducir los periodos de vibración en cumplimiento con las normas y disminuir la deriva inelástica a niveles seguros, mejorando así la rigidez y estabilidad global de la edificación. Con esta configuración del sistema outrigger, se obtiene un peso total considerable, lo cual influye directamente en la estabilidad e integridad del edificio. Este peso actúa sobre los cimientos y elementos portantes, asegurando que estos sean dimensionados adecuadamente para soportar las fuerzas, garantizando así la seguridad y desempeño óptimo de la estructura.

5.2 Recomendaciones

- Asegurarse de que todos los elementos de diseño y construcción cumplan con las normativas de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Esto incluye realizar revisiones periódicas y actualizaciones del diseño estructural conforme se desarrollen nuevas investigaciones y se publiquen actualizaciones normativas.
- La ubicación de los estabilizadores debe hacerse en los pisos con mayor deriva para maximizar su eficiencia. Al posicionar los estabilizadores en los niveles donde las deformaciones laterales son más pronunciadas, se puede lograr una reducción más efectiva de los desplazamientos y una mejora significativa en la rigidez lateral de la estructura.
- Implementar un sistema de monitoreo continuo para evaluar el desempeño de los estabilizadores y otros elementos estructurales críticos. Esto permitirá la detección temprana de cualquier anomalía y garantizará que los estabilizadores sigan funcionando de manera óptima a lo largo del tiempo.
- Invertir en la capacitación continua del personal técnico y de ingeniería en las últimas tecnologías y metodologías de diseño sismorresistente. Esto incluye el uso de software avanzado de simulación estructural y la adopción de prácticas de diseño innovadoras que mejoren la seguridad y desempeño de edificaciones de gran altura.

- Es fundamental ser lo más preciso posible en el modelado de la estructura ya que cualquier inexactitud en los datos puede generar resultados incorrectos y llevar a conclusiones erróneas.
- Como el análisis realizado no abarca en detalle todo el proceso necesario para un diseño definitivo, se motiva que se continúe con la línea de investigación presentada en este informe. Es necesario un análisis más detallado, que incluya desde el proceso de construcción hasta los aspectos económicos, para mejorar la comprensión del funcionamiento y diseño de gran altura y así garantizar soluciones más seguras y efectivas en los próximos proyectos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abbood, I. S., Jasim, M. A., & Weli, S. S. (2021). High Rise Buildings: Design, Analysis, and Safety: An Overview. *International Journal of Architectural Engineering Technology*, 8, 1–13. <https://doi.org/10.15377/2409-9821.2021.08.1>
- Alhaddad, W., Halabi, Y., Xu, H., & Lei, H. (2020a). A comprehensive introduction to outrigger and belt-truss system in skyscrapers. *Structures*, 27, 989–998. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.06.028>
- Alhaddad, W., Halabi, Y., Xu, H., & Lei, H. (2020b). Outrigger and Belt-Truss System Design for High-Rise Buildings: A Comprehensive Review Part II—Guideline for Optimum Topology and Size Design. *Advances in Civil Engineering*, 2020, 1–30. <https://doi.org/10.1155/2020/2589735>
- Alvarez Correa, G., Gaytán de León, O. R., Vásquez Jalpa, C. A., & B. Milanes, C. (2022). Tall Buildings. *MÓDULO ARQUITECTURA CUC*, 28, 279–284. <https://doi.org/10.17981/mod.arq.cuc.28.1.2022.09>
- Beauval, C., Marinière, J., Yepes, H., Audin, L., Nocquet, J. -M., Alvarado, A., Baize, S., Aguilar, J., Singaicho, J. -C., & Jomard, H. (2018). A New Seismic Hazard Model for Ecuador. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108(3A), 1443–1464. <https://doi.org/10.1785/0120170259>
- Berlana Montes, J. (2019). *Estudio de edificios altos rigidizados por fachada tubular con o sin núcleo central resistente* [Tesis (Máster)]. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos (UPM).
- Cabrera, P., Ordoñez, J., Carrión, L., & Lima, R. (2020). Geotecnia enfocada a cimentaciones de edificaciones de 3 pisos en la ciudad de Machala. *Conference Proceedings (Machala)*, 4(1), 94–111. <https://doi.org/10.48190/cp.v4n1a6>
- Chen, Z., Ge, H., & Chan, S. (2022). Modelling, Test and Practice of Steel Structures. *Metals*, 12(7), 1212. <https://doi.org/10.3390/met12071212>
- Delgado, A. B., Fernández Lorenzo, I., & Martín Rodríguez, P. (2021). CÁLCULO DE LAS ACELERACIONES INDUCIDAS POR EL VIENTO EN

- EDIFICIOS ALTOSEN CUBA. *Revista Ciencia y Construcción*, 2(2), 23–32.
<https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/40>
- Drishya S Krishna. (2020). Comparative Study of Ordinary and Supa Sections of Cold Formed Steel. *International Journal of Engineering Research and*, V9(06). <https://doi.org/10.17577/IJERTV9IS060984>
- El Ouni, M. H., Abdeddaim, M., Elias, S., & Kahla, N. Ben. (2022). Review of Vibration Control Strategies of High-Rise Buildings. *Sensors*, 22(21), 8581.
<https://doi.org/10.3390/s22218581>
- Ergunes, O. I., & Aksu Ozkul, T. (2022). Seismic Assessment of Tall Buildings Designed According to the Turkish Building Earthquake Code. *Civil Engineering Journal*, 8(3), 567–579. <https://doi.org/10.28991/CEJ-2022-08-03-011>
- Fadallah, R., Elbayomy, M., Ghith, H., & Salem, H. (2022). Experimental investigation of small-scale shear walls under lateral loads. *Journal of Engineering and Applied Science*, 69(1), 85. <https://doi.org/10.1186/s44147-022-00141-0>
- Feng, W., Fu, J., Liu, Y., & He, Y. (2024). Inversion of wind load on high-rise buildings under non-stationary and non-Gaussian conditions via DKF and FB-FFT. *Journal of Building Engineering*, 82, 108387.
<https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.108387>
- Freire, S., & Freire, R. (2020). Los negocios inmobiliarios en la ciudad de Quito y actividades emprendidas por la inmobiliaria Torre Marshal. *REVISTA ERUDITUS*, 1(1), 75–92. <https://doi.org/10.35290/re.v1n1.2020.292>
- Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Machala. (2022). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Machala*.
<https://www.machala.gob.ec/transparencia-institucional/transparencia-2019-2-2/>
- Goli, A., Alaghmandan, M., & Barazandeh, F. (2021). Parametric Structural Topology Optimization of High-Rise Buildings Considering Wind and

- Gravity Loads. *Journal of Architectural Engineering*, 27(4).
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)AE.1943-5568.0000511](https://doi.org/10.1061/(ASCE)AE.1943-5568.0000511)
- Gonzalez Herrera, R., Mora Chaparro, J. C., Aguirre González, J., & Aguilar Carboney, J. A. (2020). EFECTO DE SITIO EN TUXTLA GUTIÉRREZ, CHIAPAS, UN DETERMINANTE EN LOS DAÑOS HISTÓRICOS EN EDIFICACIONES. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 102, 42–64.
<https://doi.org/10.18867/ris.102.511>
- Guapi Altamirano, G. C., & Pilatasig Chanatasig, R. S. (2022). ANÁLISIS COMPARATIVO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ACERO: MARCOS ESPECIALES A MOMENTO (SMF) Y MARCOS COMPUESTOS ESPECIALES A MOMENTO (C-SMF), EN EL AÑO 2021 [Carrera de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica Salesiana].
<http://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/22208>
- Hantouche, E. G., Al Khatib, K. K., & Jabotian, H. V. (2020). Design of Simple Steel Connections under Fire Temperatures. *Engineering Journal*, 57(3), 145–178. <https://doi.org/10.62913/engj.v57i3.1168>
- Ilgin, H. E. (2023). Interrelations of slenderness ratio and main design criteria in supertall buildings. *International Journal of Building Pathology and Adaptation*, 41(6), 139–161. <https://doi.org/10.1108/IJBPA-07-2022-0102>
- Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. (s/f). *PELIGRO SÍSMICO*. Recuperado el 13 de enero de 2024, de <https://www.igepn.edu.ec/peligro-sismico>
- Issa, A., Stephen, S., & Mwafy, A. (2024). Unveiling the Seismic Performance of Concentrically Braced Steel Frames: A Comprehensive Review. *Sustainability*, 16(1), 427. <https://doi.org/10.3390/su16010427>
- Jia, H., Song, Y., Chen, X., Liu, S., & Zhang, B. (2022). Seismic Performance Evaluation of a High-Rise Building with Structural Irregularities. *Buildings*, 12(9), 1484. <https://doi.org/10.3390/buildings12091484>

- John, N. E., & Kamath, K. (2024). Influence of slab structure on the behavioral analysis of hybrid outrigger system. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 33(6). <https://doi.org/10.1002/tal.2080>
- Karakozova, A., & Mondrus, V. (2023). RESONANT VORTEX EXCITATION OF HIGH-RISE STRUCTURES. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, 19(2), 60–70. <https://doi.org/10.22337/2587-9618-2023-19-2-60-70>
- Kim, T., & Han, S. W. (2022). New seismic design method to improve collapse performance of steel ordinary moment frames. *Journal of Building Engineering*, 50, 104183. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.104183>
- Kulikov, V., & Magomedov, M. (2022). MODELING OF THE INFLUENCE OF THE LOCATION OF THE OUTRIGGER SYSTEM ON THE DEFORMATIVE BEHAVIOR OF BUILDINGS UNDER IMPACT. *Construction and Architecture*, 10(1), 51–55. <https://doi.org/10.29039/2308-0191-2021-10-1-51-55>
- Lafontaine, M., Maldonado, N., & Vicentelo, M. (2023). Challenges to Achieving Resilient Seismic Behavior at Qorner, Quito. *CTBUJ Journal*, IV, 20–27. <https://www.ctbuh.org/resource/research-papers>
- Mauricio, I., & Caicedo, D. (2014). Períodos de vibración de las edificaciones. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, 8(2), 1–13. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=193932724001>
- Mayacharya, K. A., Doshi, T. D., & Gundakalle, V. D. (2023). Response of Dynamic Wind Load on High-Rise Building Supported on Raft and Piled Raft Foundation Using Different Outrigger System. En S. Saha, A. Sajith, D. R. Sahoo, & P. Sarkar (Eds.), *Recent Advances in Materials, Mechanics and Structures* (Springer, Vol. 269, pp. 431–442). Lecture Notes in Civil Engineering. https://doi.org/10.1007/978-981-19-3371-4_38
- Memon, S. A., Zain, M., Zhang, D., Rehman, S. K. U., Usman, M., & Lee, D. (2020). Emerging trends in the growth of structural systems for tall buildings.

- Journal of Structural Integrity and Maintenance*, 5(3), 155–170.
<https://doi.org/10.1080/24705314.2020.1765270>
- Mohammed Al-Bared, M. A., & Marto, A. (2017). A review on the geotechnical and engineering characteristics of marine clay and the modern methods of improvements. *Malaysian Journal of Fundamental and Applied Sciences*, 13(4), 825–831. <https://doi.org/10.11113/mjfas.v13n4.921>
- Moon, K. S. (2021). Superframed Conjoined Towers for Sustainable Megatall Buildings. *International Journal of High-Rise Buildings*, 10(3), 179–191. <https://doi.org/10.21022/IJHRB.2021.10.3.179>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *PELIGRO SÍSMICO - DISEÑO SISMO RESISTENTE*.
- Otmara, J., Cid, M., Litvinovich, A. L., & Dávalos, T. F. (2020). ANÁLISIS SÍSMICO DE LA TORRE 2 DEL HOTEL 1RA Y D SEGÚN NC 46: 2017 SEISMIC ANALYSIS OF THE TOWER 2 OF THE HOTEL 1RA Y D ACCORDING TO NC 46:2017. *Revista Ciencia y Construcción*, 1(3), 44–54. <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/23>
- ÖZTÜRK, D., BOZDOĞAN, K. B., & AYDIN, S. (2023). A method for calculation of lateral displacements of buildings under distributed loads. *MANAS Journal of Engineering*, 11(2), 166–176. <https://doi.org/10.51354/mjen.1217597>
- Peng, Z., Guo, Z., Shen, Y., & Wang, X. (2023). Inter-Story Drift Ratio Detection of High-Rise Buildings Based on Ambient Noise Recordings. *Applied Sciences*, 13(11), 6724. <https://doi.org/10.3390/app13116724>
- Prieto Jiménez, O. P. (2020). Implementación de tecnologías ecológicas y tecnología BIM, en edificios de viviendas para la ciudad de Loja-Ecuador. *EÍDOS Revista Científica de Arquitectura y Urbanismo*, 11(15), 17–28. <https://revistas.ute.edu.ec/index.php/eidos/article/view/700>
- Rao, A. U., Remakanth, S., & Karve, A. (2023). Effect of Lateral Stiffness on Structural Framing Systems of Tall Buildings with Different Heights. En M. S. Ranadive, B. B. Das, Y. A. Mehta, & R. Gupta (Eds.), *Recent Trends in*

Construction Technology and Management. Lecture Notes in Civil Engineering (Vol. 260, pp. 1015–1030). Springer, Singapore.
https://doi.org/10.1007/978-981-19-2145-2_75

Robert López, D. (2021). COMPARACIÓN ENTRE METODOLOGÍAS ANALÍTICAS DE NORMAS DE VIENTO Y UN ENSAYO EN TÚNEL DE VIENTO. *Revista Ciencia y Construcción*, 2(2), 3–13.
<https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/38>

Szołomicki, J., & Golasz-Szołomicka, H. (2021). The Modern Trend of Super Slender Residential Buildings. *Budownictwo i Architektura*, 20(1), 083–116.
<https://doi.org/10.35784/bud-arch.2068>

Upadhyay, D. K., & Jamle, S. (2020). A Review on Stability Improvement with wall belt Supported dual Structural System using different Grades of Concrete. *International Journal of Advanced Engineering Research and Science*, 7(3), 293–296. <https://doi.org/10.22161/ijaers.73.43>

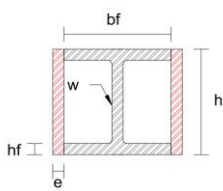
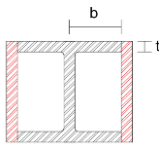
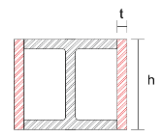
Yadav, B., & Choudhary, N. (2023). Study The Effects Of Various Wind Loadings In High Rise Rc-Framed Structures In Zone –V. *Journal of Civil Engineering Research & Technology*, 1–6. [https://doi.org/10.47363/JCERT/2023\(5\)139](https://doi.org/10.47363/JCERT/2023(5)139)

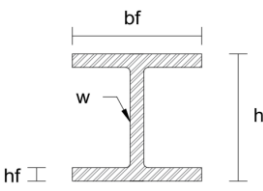
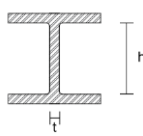
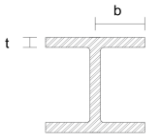
Yan, X., Xiong, Y., Bao, D. W., Xie, Y. M., & Peng, X. (2023). A Multi-volume constraint approach to diverse form designs from topology optimization. *Engineering Structures*, 279, 115525.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115525>

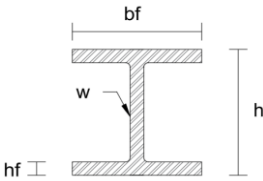
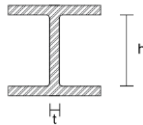
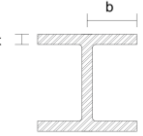
YÜKSEL, İ. (2019). An Overview on Tall Buildings from The Point of Structural Engineering. *Journal of Innovative Science and Engineering (JISE)*, 3(2), 86–101. <https://doi.org/10.38088/jise.590738>

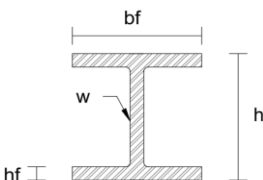
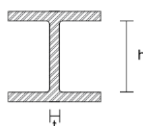
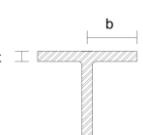
ANEXOS

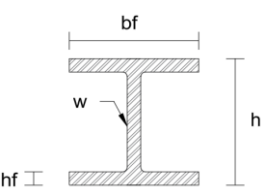
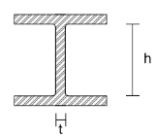
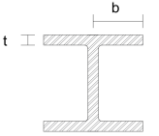
Anexo 1

Columnas Tipo				
	bf	95 cm	Fy	50 Ksi
	h	95 cm	E	29000 Ksi
	w	10 cm	Ry	1.1
	hf	10 cm		
	e	10 cm		
Tipo de sección	Relacion Ancho / Espesor	Limites λ_{hd}	Ejemplo	Califica
Alas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas.	b/t	$0.5 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$		Altamente ductil
	4.75	11.48		
Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonados usados como vigas o columnas	h/t	$1.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$		Altamente ductil
	9.50	35.82		

Vigas Perimetrales				
	bf	35 cm	Fy	50 Ksi
	h	55 cm	E	29000 Ksi
	w	2.5 cm		
	hf	5 cm		
Tipo de sección	Relacion Ancho / Espesor	Limites λ_{hd}	Ejemplo	Califica
Alas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas.	h/t	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		Compacta
	18.00	90.55		
Alas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		Compacta
	3.50	9.15		

Vigas Cargadoras				
	bf	50 cm	Fy	50 Ksi
	h	95 cm	E	29000 Ksi
	w	2.5 cm		
	hf	5 cm		
Tipo de sección	Relacion Ancho / Espesor	Limites λ_{hd}	Ejemplo	Califica
Almas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas.	h/t	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		Compacta
	34.00	90.55		
Alas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		Compacta
	5.00	9.15		

Vigas Secundarias				
	bf	35 cm	Fy	50 Ksi
	h	55 cm	E	29000 Ksi
	w	2.5 cm		
	hf	5 cm		
Tipo de sección	Relacion Ancho / Espesor	Limites λ_{hd}	Ejemplo	Califica
Almas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas.	h/t	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		Compacta
	18.00	90.55		
Alas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		Compacta
	3.50	9.15		

Nervios				
	bf	35 cm	Fy	50 Ksi
	h	25 cm	E	29000 Ksi
	w	1 cm		
	hf	2 cm		
Tipo de sección	Relacion Ancho / Espesor	Limites λ_{hd}	Ejemplo	Califica
Almas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas.	h/t	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		Compacta
	21.00	90.55		
Alas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		Compacta
	8.75	9.15		

Relación demanda/capacidad por Resistencia

NERVIO				
Acero grado	36 Ksi	=	2531.05 Kg/cm ²	
SECCION	Sx (cm³)	Momento Elastico	Demanda	D/C
Tipo I	1770.4	40.329 Tn-m	25.6800 Tn-m	0.64 Tn-m
Tipo I	1359.3	30.964 Tn-m	20.2438 Tn-m	0.65 Tn-m
Tipo I	1359.3	30.964 Tn-m	20.2438 Tn-m	0.65 Tn-m

Viga Secundaria				
Acero grado	36 Ksi	=	2531.05 Kg/cm ²	
SECCION	Sx (cm³)	Momento Elastico	Demanda	D/C
Tipo I	8671.4	197.53 Tn-m	160.0134 Tn-m	0.81 Tn-m
Tipo I	8671.4	197.53 Tn-m	129.2645 Tn-m	0.65 Tn-m
Tipo I	8671.4	197.53 Tn-m	129.2645 Tn-m	0.65 Tn-m

Principal - Outrigger				
Acero grado	36 Ksi	=	2531.05 Kg/cm ²	
SECCION	Sx (cm³)	Momento Elastico	Demanda	D/C
Tipo doble I	36379.4	828.703 Tn-m	750.1286 Tn-m	0.91 Tn-m
Tipo doble I	36379.4	828.703 Tn-m	614.5257 Tn-m	0.74 Tn-m
Tipo doble I	36379.4	828.703 Tn-m	717.7980 Tn-m	0.87 Tn-m

Principal				
Acero grado	36 Ksi	=	2531.05 Kg/cm ²	
SECCION	Sx (cm ³)	Momento Elastico	Demanda	D/C
Tipo I	26724.8	608.776 Tn-m	540.9792 Tn-m	0.89 Tn-m
Tipo I	26724.8	608.776 Tn-m	440.1730 Tn-m	0.72 Tn-m
Tipo I	26724.8	608.776 Tn-m	490.0021 Tn-m	0.8 Tn-m

Perimetral				
Acero grado	36 Ksi	=	2531.05 Kg/cm ²	
SECCION	Sx (cm ³)	Momento Elastico	Demanda	D/C
Tipo I	8671.4	197.53 Tn-m	85.6187 Tn-m	0.43 Tn-m
Tipo I	8671.4	197.53 Tn-m	71.2490 Tn-m	0.36 Tn-m
Tipo I	8671.4	197.53 Tn-m	7.0700 Tn-m	0.04 Tn-m

Por estado límite de servicio

Nervio			
Deflexiones por carga			Estado
Longitud	Muerta	Viva	Limite (L/480)
10.2 cm	1.2944 cm	1.7768 cm	2.125 cm

Viga Secundaria			
Deflexiones por carga			Estado
Longitud	Muerta	Viva	Limite (L/480)
10.3 cm	1.0992 cm	1.1632 cm	2.14583333 cm

Principal - Outrigger			
Deflexiones por carga			Estado
Longitud	Muerta	Viva	Limite (L/480)
20.6 cm	3.2607 cm	2.9944 cm	4.29166667 cm

Principal			
Deflexiones por carga			Estado
Longitud	Muerta	Viva	Limite (L/480)
17.7 cm	2.1312 cm	2.1061 cm	3.6875 cm

Perimetral			
Deflexiones por carga			Estado
Longitud	Muerta	Viva	Limite (L/480)
10.3 cm	0.4879 cm	0.5166 cm	2.14583333 cm

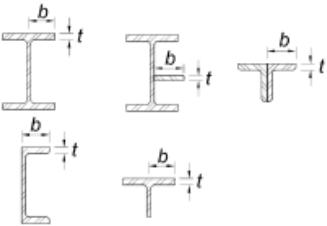
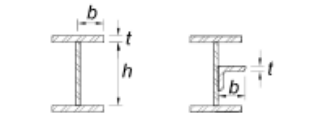
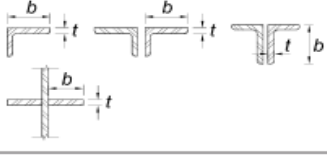
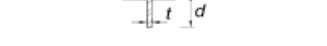
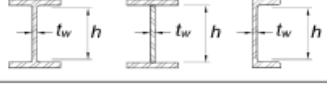

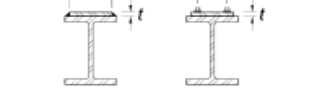
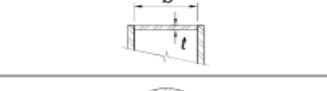
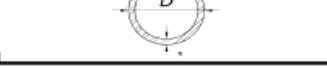
Anexo 2

ANSI/AISC 360-22

Sect. B4.]

MEMBER PROPERTIES


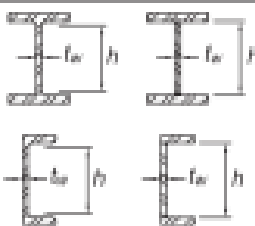
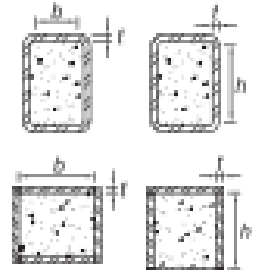

16.1-21

<p align="center">TABLE B4.1a Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subjected to Axial Compression</p>				
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (nonslender/slender)	Examples
Unstiffened Elements	1 (1) Flanges of rolled I-shaped sections (2) Plates projecting from rolled I-shaped sections (3) Outstanding legs of pairs of angles connected with continuous contact (4) Flanges of channels (5) Flanges of tees	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2 (1) Flanges of built-up I-shaped sections (2) Plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ^[a]	
	3 (1) Legs of single angles (2) Legs of double angles with separators (3) All other unstiffened elements	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4 Stems of tees	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Stiffened Elements	5 Webs of doubly symmetric rolled and built-up I-shaped sections and channels	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6 Walls of rectangular HSS	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7 Flange cover plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8 All other stiffened elements	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9 Round HSS	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

E = modulus of elasticity of steel = 29,000 ksi (200 000 MPa)
 F_y = specified minimum yield stress, ksi (MPa)
^[a] $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$, but shall not be taken as less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes.

ANSI/AISC 341-22

**TABLE D1.1a (continued)
Width-to-Thickness Ratios:
Compression Elements—Diagonal Braces**

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example	
			λ_{HD} Highly Ductile Members	λ_{MD} Moderately Ductile Members		
S stiffened Elements	3	Walls of round HSS ^[a]	D_o/t	$0.053 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.062 \frac{E}{R_y F_y}$	
	4	Webs of rolled or built-up I-shaped sections and channels	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	5	Walls of filled rectangular HSS and box sections ^[a]	b/t h/t	$1.4 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$2.26 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	6	Walls of filled round HSS sections ^[a]	D_o/t	$0.076 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.13 \frac{E}{R_y F_y}$	

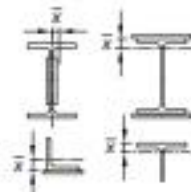
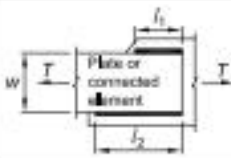
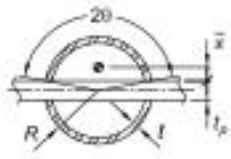
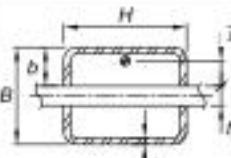
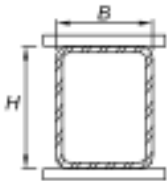
^[a] The design wall thickness shall be used in the calculations involving the wall thickness of hollow structural sections (HSS), as defined in Specification Section B4.2.

Anexo 3

16.1-34

BUILT-UP MEMBERS

[Sect. D4.

TABLE D3.1 Shear Lag Factors for Connections to Tension Members			
Case	Description of Element	Shear Lag Factor, U	Examples
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of the cross-sectional elements by fasteners or welds (except as in Cases 4, 5, and 6).	$U = 1.0$	-
2	All tension members, except HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or by longitudinal welds in combination with transverse welds. Alternatively, Case 7 is permitted for W, M, S, and HP shapes and Case 8 is permitted for angles.	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
3	All tension members where the tension load is transmitted only by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements.	$U = 1.0$ and A_n - area of the directly connected elements	-
4 ^(a)	Plates, angles, channels with welds at heels, tees, and W-shapes with connected elements, where the tension load is transmitted by longitudinal welds only. See Case 2 for definition of \bar{x} .	$U = \frac{3l^2}{3l^2 + w^2} \left(1 - \frac{\bar{x}}{l} \right)$	
5	Round and rectangular HSS with single concentric gusset through slots in the HSS.	$\bar{x} = \frac{R \sin \theta}{\theta} - \frac{1}{2} t_p$ θ in rad $U = \left[1 + \left(\frac{\bar{x}}{l} \right)^{3.2} \right]^{-1.0}$	
		$\bar{x} = b - \frac{2b^2 + tH - 2t^2}{2H + 4b - 4t}$ $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
6	Rectangular HSS with two side gusset plates.	$U = \frac{BU_B + HU_H}{H + B}$ $U_B = \frac{3l^2}{3l^2 + B^2}$ $U_H = \frac{3l^2}{3l^2 + H^2}$	

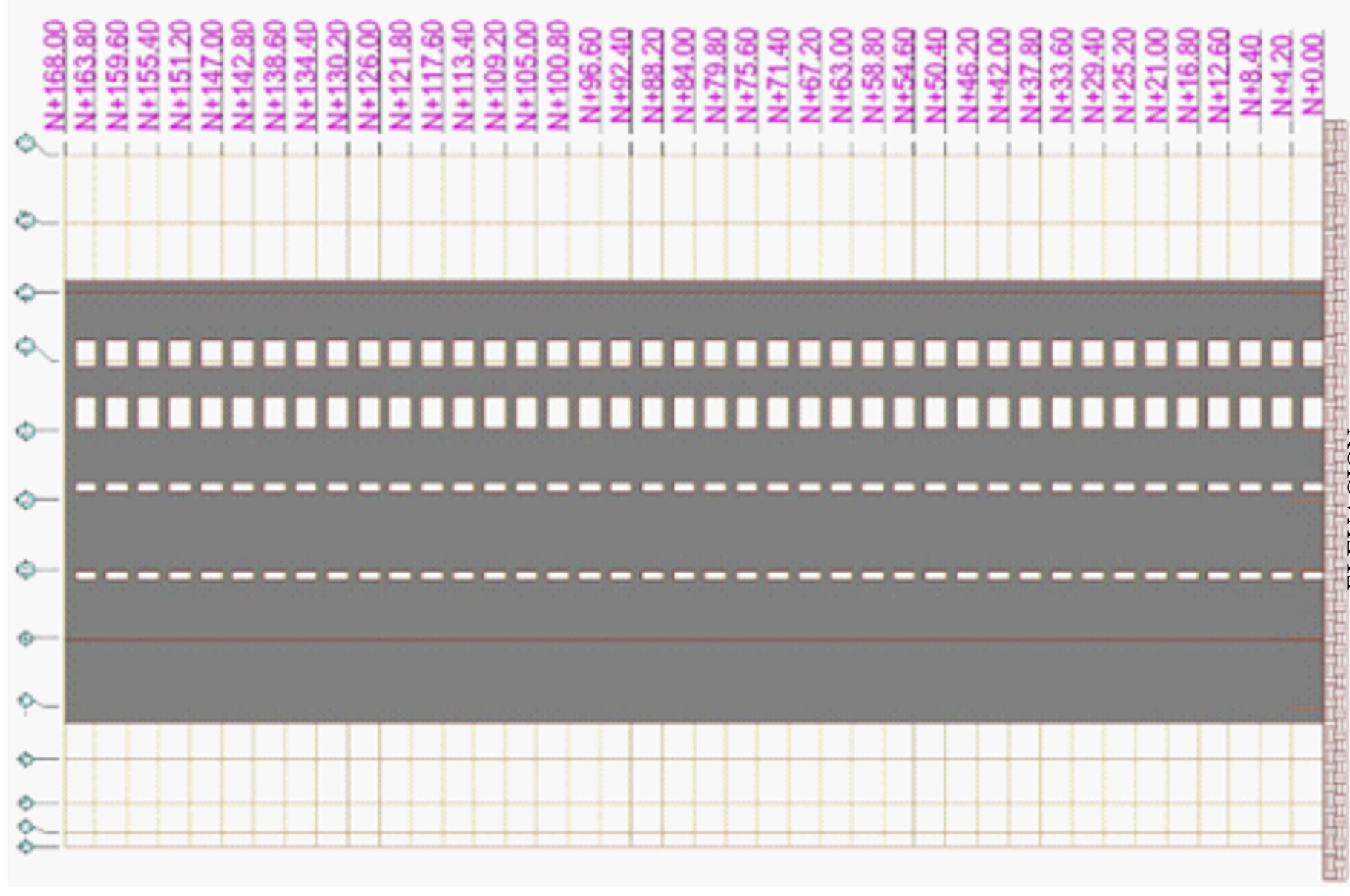
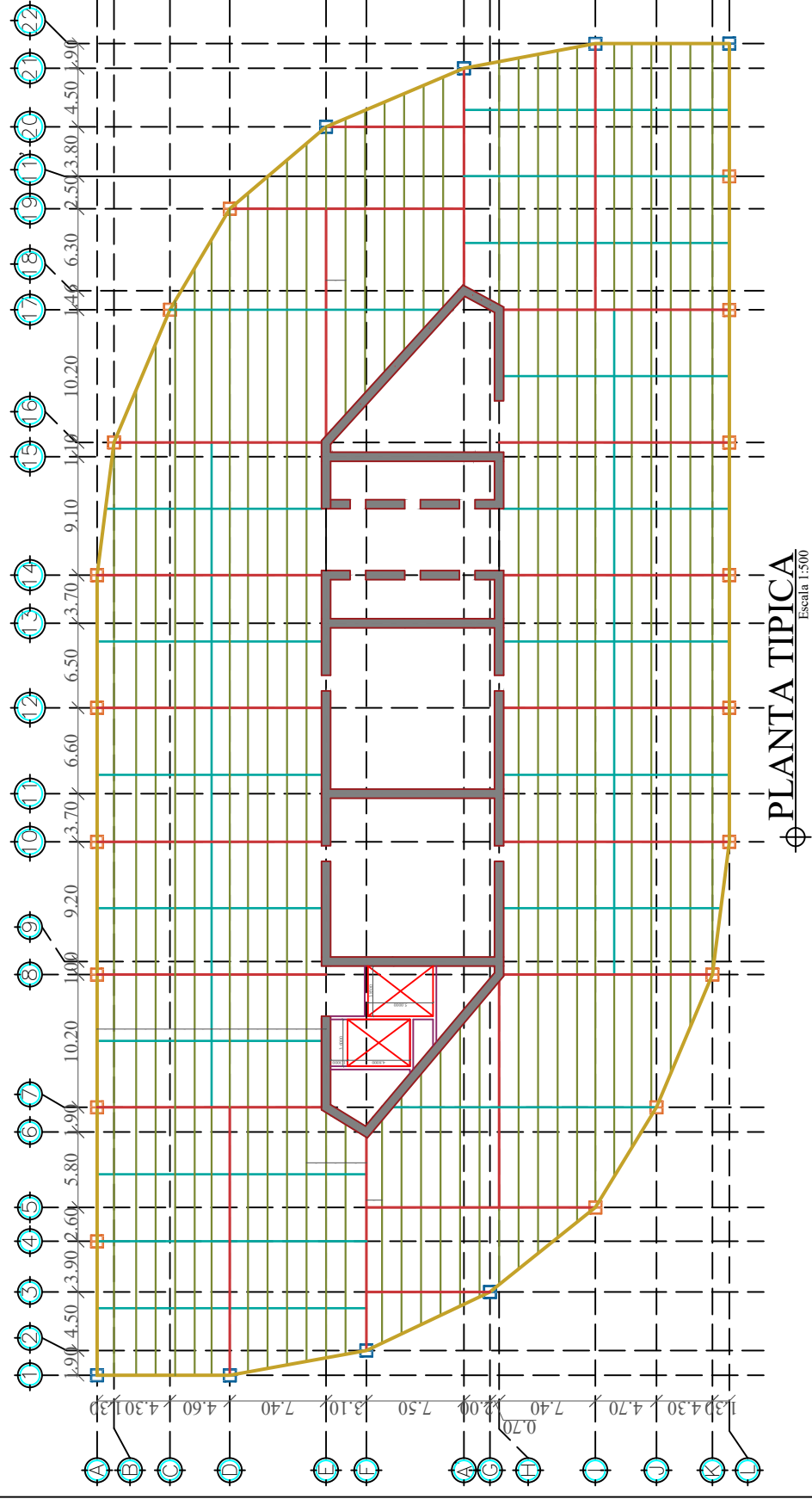
B = overall width of rectangular HSS member, measured 90° to the plane of the connection, in. (mm);
 D = outside diameter of round HSS, in. (mm); H = overall height of rectangular HSS member, measured in the plane of the connection, in. (mm); d = depth of section, in. (mm); for tees, d = depth of the section from which the tee was cut, in. (mm); l = length of connection, in. (mm); w = width of plate, in. (mm); \bar{x} = eccentricity of connection, in. (mm).

$l_w = \frac{l_1 + l_2}{2}$, where l_1 and l_2 shall not be less than 4 times the weld size.

TABLE D3.1 (continued)
Shear Lag Factors for Connections
to Tension Members

Case	Description of Element	Shear Lag Factor, U	Examples
7	W-, M-, S-, or HP-shapes, or tees cut from these shapes. (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.)	with flange connected with three or more fasteners per line in the direction of loading $b_f \geq \frac{2}{3}d, U = 0.90$ $b_f < \frac{2}{3}d, U = 0.85$	—
		with web connected with four or more fasteners per line in the direction of loading $U = 0.70$	—
8	Single and double angles. (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.)	with four or more fasteners per line in the direction of loading $U = 0.80$	—
		with three fasteners per line in the direction of loading (with fewer than three fasteners per line in the direction of loading, use Case 2) $U = 0.60$	—

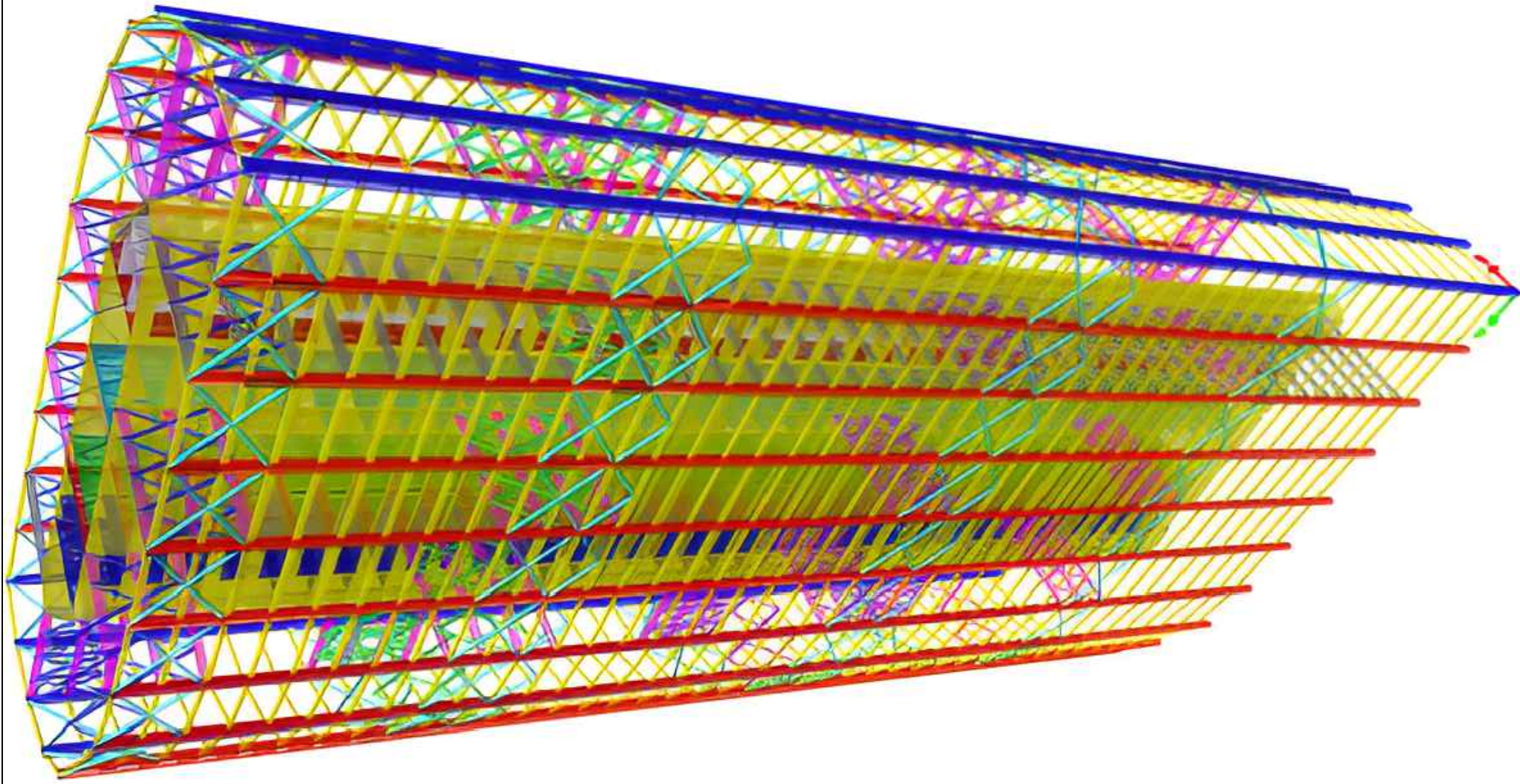
B = overall width of rectangular HSS member, measured 90° to the plane of the connection, in. (mm);
 D = outside diameter of round HSS, in. (mm); H = overall height of rectangular HSS member, measured in the plane of the connection, in. (mm); d = depth of section, in. (mm); for tees, d = depth of the section from which the tee was cut, in. (mm); l = length of connection, in. (mm); w = width of plate, in. (mm); \bar{x} = eccentricity of connection, in. (mm).
 $k_f = \frac{l_1 + l_2}{2}$, where l_1 and l_2 shall not be less than 4 times the weld size.



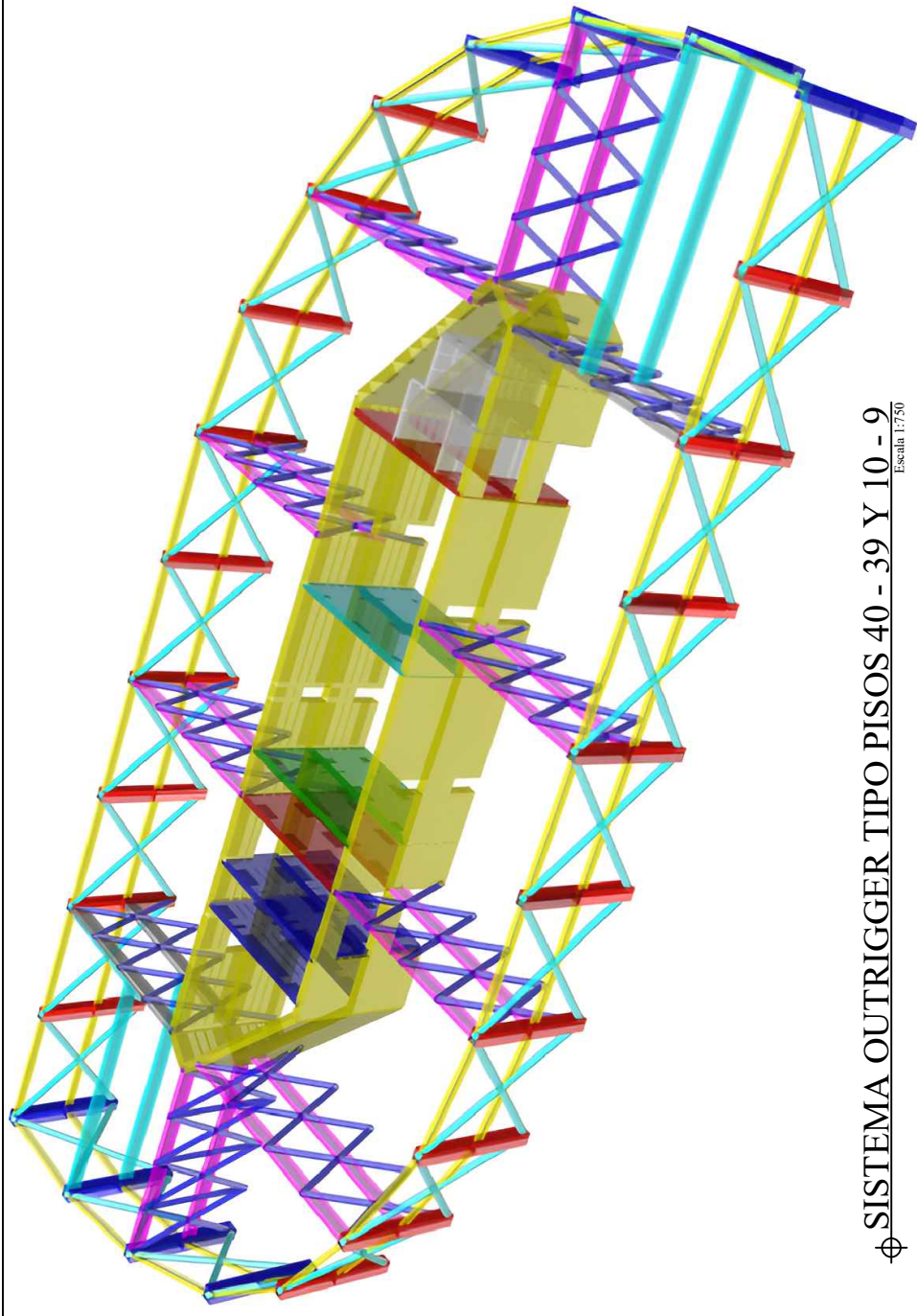
- N+168.00
- N+163.80
- N+159.60
- N+155.40
- N+151.20
- N+147.00
- N+142.80
- N+138.60
- N+134.40
- N+130.20
- N+126.00
- N+121.80
- N+117.60
- N+113.40
- N+109.20
- N+105.00
- N+100.80
- N+96.60
- N+92.40
- N+88.20
- N+84.00
- N+79.80
- N+75.60
- N+71.40
- N+67.20
- N+63.00
- N+58.80
- N+54.60
- N+50.40
- N+46.20
- N+42.00
- N+37.80
- N+33.60
- N+29.40
- N+25.20
- N+21.00
- N+16.80
- N+12.60
- N+8.40
- N+4.20
- N+0.00



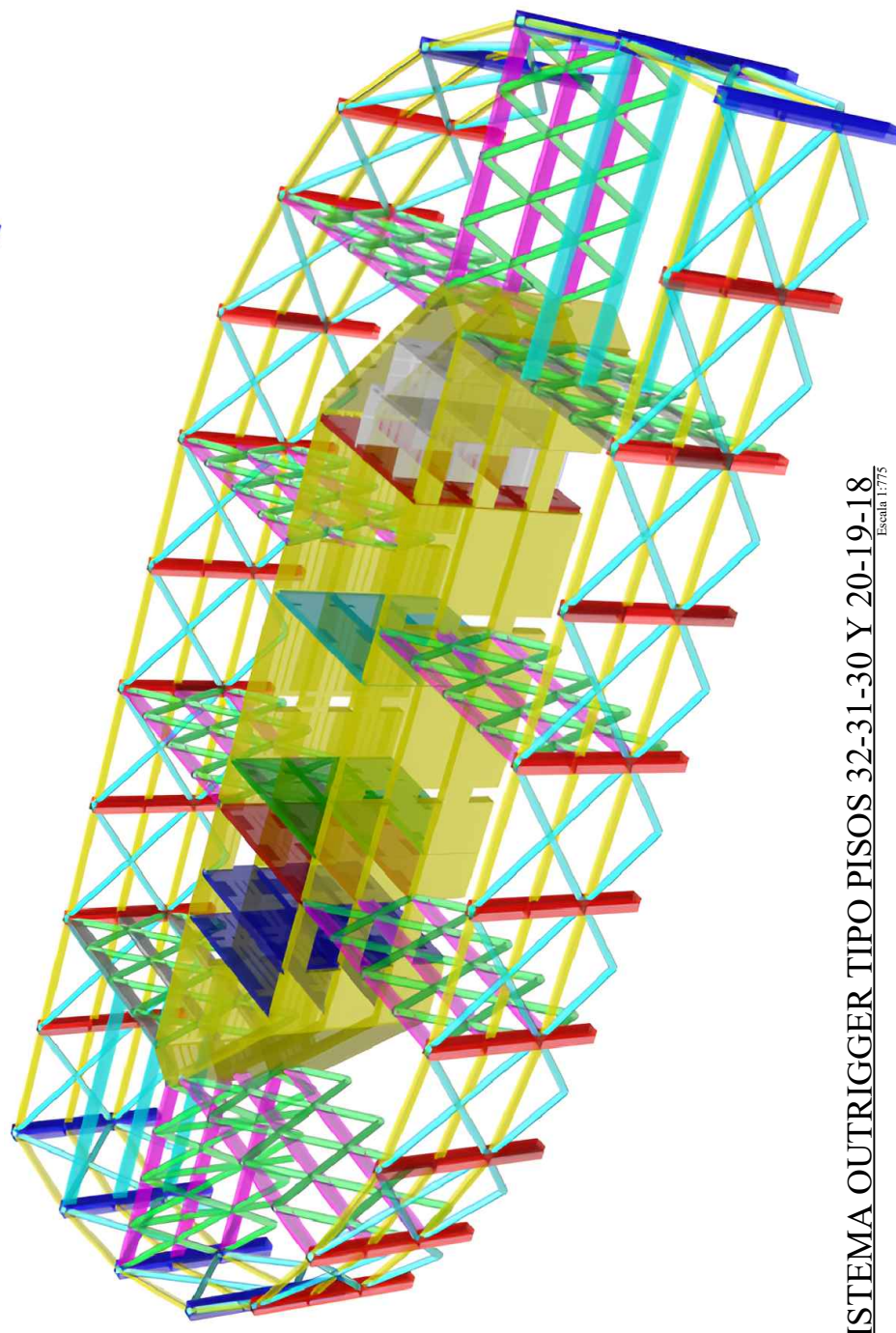
UNIVERSIDAD TECNICA DE MACHALA		ESCALA: LAS INDICADAS	LAMINA: 01
ANALISIS ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE GRAN ALTURA		RESPONSABLES: GERANY ANCHAÑA CHICHUCA ANGEL SALINAS SARAGURO	
TUTOR:	ING. JOSE LUIS ORDOÑEZ.	CONTENIDO:	PLANOS ARQUITECTONICOS
		FECHA:	AGOSTO/2024



⊕ **MODELACION ESTRUCTURAL**
Escala 1:375



⊕ **SISTEMA OUTRIGGER TIPO PISOS 40 - 39 Y 10 - 9**
Escala 1:750



⊕ **SISTEMA OUTRIGGER TIPO PISOS 32-31-30 Y 20-19-18**
Escala 1:775



UNIVERSIDAD TECNICA DE MACHALA

MODELACION ESTRUCTURAL

RESPONSABLES:
GERANY ANCHA TUÑA CHICHUCA
ANGEL SALINAS SARAGURO

SISTEMA OUTRIGGER

TUTOR:
ING. JOSE LUIS ORDOÑEZ.

FECHA:

AGOSTO/2024

ESCALA:
LAS INDICADAS

LAMINA:

02