

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE UN EDIFICIO DE
ACERO DISEÑADO CON EL SISTEMA DUAL Y USANDO
DIFERENTES TIPOS DE COLUMNAS**

**EVALUACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE UN EDIFICIO DE
ACERO DISEÑADO CON EL SISTEMA DUAL Y USANDO
COLUMNAS DE SECCIÓN RECTANGULAR HUECA**

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR PRESENTADO COMO
REQUISITO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

IVÁN EDUARDO ACARO MAZA

ivan.acaro@epn.edu.ec

DIRECTOR: ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ, PhD

luis.hernandezr@epn.edu.ec

DMQ, agosto 2024

CERTIFICACIONES

Yo, IVÁN EDUARDO ACARO MAZA declaro que el trabajo de integración curricular aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

IVÁN EDUARDO ACARO MAZA

Certifico que el presente trabajo de integración curricular fue desarrollado por IVÁN EDUARDO ACARO MAZA, bajo mi supervisión.

ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ PhD
DIRECTOR

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

A través de la presente declaración, afirmamos que el trabajo de integración curricular aquí descrito, así como el (los) producto(s) resultante(s) del mismo, son públicos y estarán a disposición de la comunidad a través del repositorio institucional de la Escuela Politécnica Nacional; sin embargo, la titularidad de los derechos patrimoniales nos corresponde a los autores que hemos contribuido en el desarrollo del presente trabajo; observando para el efecto las disposiciones establecidas por el órgano competente en propiedad intelectual, la normativa interna y demás normas.

IVÁN EDUARDO ACARO MAZA

ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ PhD

DEDICATORIA

Dedico este trabajo:

A Dios, por ser mi guía y fortaleza en todo momento, por ayudarme a tomar las decisiones correctas y por poner en mi vida a profesores y personas que me han brindado su apoyo incondicional.

A mis queridos padres Eduardo y Bertha, por su amor incondicional, su apoyo constante y sus sabios consejos. Han sido mi inspiración y mi mayor fortaleza, enseñándome valores que han guiado mi camino; sin su sacrificio y confianza en mí, este sueño no habría sido posible.

A mis hermanos Lizbeth y Andrés, por estar siempre presentes y apoyarme incondicionalmente a lo largo de toda mi carrera; su apoyo incondicional y su comprensión en los momentos difíciles han sido invaluable, gracias por ser mis compañeros de vida.

A toda mi familia, por su paciencia y comprensión durante mi ausencia en eventos familiares debido a mis compromisos universitarios. Gracias por estar siempre pendientes de mí, por su apoyo constante y por confiar en mis capacidades.

A mis amigos, por estar siempre dispuestos a levantarme el ánimo siempre; gracias por sus consejos, por nunca dejarme solo y por compartir conmigo tanto los momentos de alegría como los desafíos.

AGRADECIMIENTO

A mi familia, por su comprensión, apoyo y amor incondicional; gracias por sus palabras de ánimo y por la confianza que siempre han depositado en mí, su constante aliento y sacrificio han sido crucial para lograr este objetivo.

A todos mis profesores, por compartir conmigo su vasto conocimiento y experiencias; gracias por sus valiosas anécdotas y consejos, los cuales serán de gran utilidad en mi vida laboral, su dedicación y paciencia han sido cruciales en mi formación académica.

Al Ing. Luis Tinerfe Hernández Rodríguez, PhD, por ser el director de este trabajo de integración curricular. Agradezco profundamente su tiempo, guía y correcciones, que han sido esenciales para completar este trabajo de manera óptima.

Al Ing. Raúl Baquero, por su ayuda en la correcta guía de la modelación y verificación de los valores obtenidos del edificio de acero. Su apoyo técnico ha sido crucial para el desarrollo de este proyecto.

A la Escuela Politécnica Nacional EPN y al Centro de Investigación de la Vivienda CIV, por permitirme utilizar sus instalaciones durante la realización de mis estudios y este trabajo de integración curricular.

Y, por último, agradezco a todas las personas que, de alguna forma, contribuyeron a este logro. Cada uno de ustedes ha dejado una marca significativa en mi formación y en la realización de este trabajo.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIONES	I
DECLARACIÓN DE AUTORÍA	II
DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTO	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS	IX
ÍNDICE DE TABLAS	XI
ÍNDICE DE ECUACIONES	XIII
RESUMEN.....	XIV
ABSTRACT.....	XV
1 descripción del componente desarrollado.....	1
1.1 Objetivo general.....	2
1.2 Objetivos específicos	2
1.3 Alcance	2
1.4 Marco teórico	3
1.4.1 Acero estructural.....	3
1.4.2 Características mecánicas del acero estructural	3
1.4.3 Diagrama esfuerzo vs deformación unitaria del acero.....	4
1.4.4 Ventajas y desventajas del acero estructural.....	5
1.4.5 Tipos de acero estructural	7
1.4.5.1 ASTM A3644	7
1.4.5.2 ASTM A572 Gr 50	7
1.4.5.3 ASTM A588 Gr 50.....	7
1.4.5.4 ASTM A500 Gr B o C.....	7
1.4.6 Perfiles estructurales	8
1.4.7 Tipos de conformado	8
1.4.7.1 Perfiles laminados en caliente	8
1.4.7.2 Perfiles conformados en frío	9
1.4.7.3 Perfiles contruidos o ensamblados	10
1.4.8 Perfil HSS.....	10
1.4.9 Estructuras metálicas.....	11
1.4.10 Sistema dual	12
1.4.11 Tipos de arriostramiento	12

1.4.11.1 Arriostramiento concéntrico	13
1.4.11.1.1 Análisis.....	14
1.4.11.1.2 Criterio de diseño según ANSI/AISC 341-22.....	15
1.4.11.1.2.1 Arriostramientos.....	15
1.4.11.1.2.2 Zona Protegida	16
1.4.11.1.2.3 Conexiones viga-columna	17
1.4.11.1.2.4 Conexiones de las riostras	17
1.4.11.1.2.5 Empalmes de columna	19
1.4.11.2 Arriostramiento excéntrico	19
1.4.11.3 Placas de acero.....	20
2 METODOLOGÍA.....	22
2.1 Especificaciones de diseño sismo resistente.....	22
2.1.1 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	23
2.1.2 Cortante basal V	23
2.1.2.1 Factor de reducción de resistencia sísmica R.....	24
2.1.3 Método de diseño basado en fuerzas (DBF).....	25
2.1.4 Procedimiento del método (DBF)	25
2.1.4.1 Coeficiente sísmico C.....	25
2.1.4.2 Distribución vertical del cortante	25
2.1.4.3 Distribución horizontal del cortante.....	26
2.1.4.4 Derivas.....	26
2.1.5 Método LRFD – diseño por estados límite	27
2.1.6 Combinaciones de carga	27
2.2 Diseño de un edificio de acero	29
2.2.1 Características de la estructura	29
2.2.2 Configuración Arquitectónica.....	29
2.2.3 Configuración de los arriostramientos	33
2.2.3.1 Arriostramiento concéntrico	33
2.2.4 Materiales.....	36
2.2.5 Cargas gravitacionales de diseño	36
2.3 Configuración estructural	37
2.3.1 Vigas secundarias, vigas principales y losa deck	37
2.3.1.1 Vigas del sistema de pórticos SMF	38
2.3.1.1.1 Limitaciones ancho - espesor.....	38
2.3.2 Columnas	40
2.3.2.1 Limitaciones ancho espesor de secciones de acero.....	41

2.3.2.2 Resistencia a la compresión	42
2.3.3 CONEXIÓN VIGA-COLUMNA.....	45
2.3.4 Arriostramiento concéntrico	47
2.3.4.1 Clasificación del elemento y limitaciones ancho/espesor	48
2.3.4.2 Diseño de Placa Gusset.....	50
2.3.4.3 Espectro de aceleraciones y cortante basal	51
2.4 Modelo	53
2.4.1 Modelación del edificio de acero	54
2.4.2 Verificaciones.....	56
2.4.2.1 Irregularidades en planta	56
2.4.2.1.1 Tipo 1, irregularidad torsional.....	56
2.4.2.1.2 Tipo 2, retrocesos excesivos en las esquinas	59
2.4.2.1.3 Tipo 3, discontinuidades en el sistema de piso	60
2.4.2.1.4 Tipo 4, Ejes estructurales no paralelos de piso	61
2.4.2.2 Verificaciones Sísmicas	61
2.4.2.2.1 Verificación distribución vertical del cortante basal	61
2.4.2.2.2 Verificación del sistema dual.....	62
2.4.2.2.3 Ajuste de cortante basal dinámico	63
2.4.2.2.4 Control de modos de vibración.....	64
2.4.2.2.5 Control de derivas	65
2.5 Estudio Económico	68
2.5.1 Análisis de precios unitarios APU's	68
2.5.1.1 Costos directos.....	68
2.5.1.2 Costos indirectos	68
2.5.1.3 Determinación de rubros.....	69
2.5.2 Volúmenes de obra.....	69
2.5.3 Presupuesto	71
3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	72
3.1 Resultados	72
3.1.1 Relación demanda/capacidad	72
3.1.2 Comparación técnica entre modelos	75
3.1.2.1 Verificación del sistema dual.....	75
3.1.2.2 Cortante Basal.....	76
3.1.2.3 Modos de vibración	76
3.1.2.4 Desplazamiento y deriva inelástica por piso	77
3.1.2.5 Peso de la estructura	78

3.1.3 Comparación económica entre los modelos	78
3.2 Conclusiones	79
3.3 Recomendaciones	81
4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	82
5 ANEXOS	84

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Diagramas de esfuerzo-deformación del acero	5
Figura 1.2	Perfiles laminados en caliente	9
Figura 1.3	Ejemplos perfiles laminados en frío	9
Figura 1.4	Ejemplos perfiles contruidos o ensamblados	10
Figura 1.5	Perfil rectangular HSS	10
Figura 1.6	Edificio Home Insurance Building	11
Figura 1.7	Sistemas estructurales	12
Figura 1.8	Tipos más comunes de Pórticos Arriostrados Concéntricamente	14
Figura 1.9	Zonas protegidas en una riostra y sus conexiones	16
Figura 1.10	Configuraciones de pórticos arriostrados excéntricamente.....	20
Figura 1.11	Configuración geométrica de un muro de corte con placa de acero .	21
Figura 2.1	Zonas de subducción de placas tectónicas	22
Figura 2.2	Espectro sísmico elástico de aceleraciones	23
Figura 2.3	Fachada y corte frontal del edificio	29
Figura 2.4	Vista en elevación lateral.....	30
Figura 2.5	Vista en elevación frontal	31
Figura 2.6	Vista en planta.....	32
Figura 2.7	Edificio con arriostramiento concéntrico vista lateral	33
Figura 2.8	Edificio con arriostramiento concéntrico vista frontal	34
Figura 2.9	Edificio con arriostramiento concéntrico vista en planta.....	35
Figura 2.10	Sección de vigas principales, viga secundaria y losa deck.	38
Figura 2.11	Sección Columna HSS	42
Figura 2.12	Sección de tubo circular TB1	48
Figura 2.13	Diseño de placa Gusset	51
Figura 2.14	Espectro de aceleraciones	53
Figura 2.15	Vista lateral en elevación lateral eje F	54
Figura 2.16	Vista frontal en elevación eje 4.....	55
Figura 2.17	Vista tridimensional del edificio.....	55
Figura 2.18	Irregularidad Torsional.....	56
Figura 2.19	Etiquetas de los nodos en los extremos de la estructura	57
Figura 2.20	Retrocesos excesivos en las esquinas	60
Figura 2.21	Discontinuidades en el sistema de piso	60
Figura 2.22	Derivas máximas de piso	66

Figura 3.1 Vigas principales y Secundarias relación demanda y capacidad	73
Figura 3.2 Columnas y arriostramientos relación demanda y capacidad	75

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Propiedades a tensión de las planchas de acero	8
Tabla 2.1 Valores de R según ASCE 7-16.....	24
Tabla 2.2 Valores de R según ASCE 7-16.....	28
Tabla 2.3 Cargas gravitacionales.....	37
Tabla 2.4 Limitaciones ancho espesor vigas tipo I.....	39
Tabla 2.5 Resumen secciones de vigas principales y secundarias	40
Tabla 2.6 Clasificación elementos a compresión para miembros moderada y altamente dúctiles	41
Tabla 2.7 Clasificación columna HSS	42
Tabla 2.8 Verificación de la resistencia a compresión.....	45
Tabla 2.9 Verificación de conexión columna fuerte – viga débil	46
Tabla 2.10 Resumen de secciones de columna HSS	47
Tabla 2.11 Clasificación elementos de compresión axial	48
Tabla 2.12 Clasificación elementos compuestos a compresión	49
Tabla 2.13 Secciones de arriostramiento.....	50
Tabla 2.14 Coeficientes de diseño.....	51
Tabla 2.15 Cálculo del espectro de aceleraciones y cortante basal.....	52
Tabla 2.16 Nodos para la irregularidad torsional.....	57
Tabla 2.17 Control de irregularidad torsional SX.....	58
Tabla 2.18 Control de irregularidad torsional SY.....	59
Tabla 2.19 Control de irregularidad en el sistema de piso	61
Tabla 2.20 Resumen de la sobrecarga en el edificio	62
Tabla 2.21 Resumen peso de los materiales por piso.....	62
Tabla 2.22 Resumen de carga muerta por piso	62
Tabla 2.23 Valores de cortante basal	63
Tabla 2.24 Fuerza cortante total en columnas primer piso.....	63
Tabla 2.25 Valores de Cortante Basal por sismos estáticos y dinámicos.....	64
Tabla 2.26 Participación modal de la masa de la estructura	65
Tabla 2.27 Máximas derivas de piso dirección X	67
Tabla 2.28 Máximas derivas de piso dirección Y	67
Tabla 2.29 Volumen de acero en columnas.....	69
Tabla 2.30 Volumen de acero en vigas.....	70
Tabla 2.31 Volumen de acero en arriostramientos.....	71

Tabla 2.32	Presupuesto modelo columnas HSS.....	71
Tabla 3.1	Comparación sistema dual.....	75
Tabla 3.2	Comparación cortante basal en X	76
Tabla 3.3	Comparación cortante basal en Y	76
Tabla 3.4	Modos de vibración.....	77
Tabla 3.5	Deriva Inelástica en X	77
Tabla 3.6	Deriva Inelástica en Y	78
Tabla 3.7	Peso del edificio.....	78
Tabla 3.8	Comparación económica	78

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1.1 Resistencia esperada en tensión.....	15
Ecuación 1.2 Resistencia esperada en compresión	15
Ecuación 1.3 Resistencia esperada en pos-pandeo	15
Ecuación 1.4 Tensión crítica	15
Ecuación 1.5 Relación de esbeltez	16
Ecuación 1.6 Resistencia flexional esperada de la riosta.....	17
Ecuación 1.7 Suma de las resistencias flexionales esperadas de la columna.....	17
Ecuación 1.8 Resistencia a fluencia esperada	17
Ecuación 1.9 Resistencia flexional requerida	18
Ecuación 1.10 Resistencia al corte disponible	18
Ecuación 1.11 Resistencia requerida al corte	19
Ecuación 2.1 Cortante basal de diseño.....	24
Ecuación 2.2 Coeficiente Sísmico.....	25
Ecuación 2.3 Cortante total en la base de la estructura	25
Ecuación 2.4 Cortante total en el piso x de la estructura.....	25
Ecuación 2.5 Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura	26
Ecuación 2.6 Deriva máxima inelástica.....	27
Ecuación 2.7 Deriva máxima para cualquier piso.....	27
Ecuación 2.8 Resistencia a la compresión	42
Ecuación 2.9 Esfuerzo crítico caso a	43
Ecuación 2.10 Esfuerzo crítico caso b	43
Ecuación 2.11 Esfuerzo de pandeo elástico	43
Ecuación 2.12 Resistencia última a compresión	44
Ecuación 2.13 Verificación de la resistencia a corte del alma	44
Ecuación 2.14 Relación para facilitar la formación de rótulas plásticas en la viga	45
Ecuación 2.15 Momento plástico de la columna	45
Ecuación 2.16 Irregularidad Torsional.....	56
Ecuación 2.17 Retrocesos excesivos en las esquinas	59
Ecuación 2.18 Discontinuidades en el sistema de piso	60
Ecuación 2.19 Deriva inelástica	65

RESUMEN

El objetivo de este trabajo es realizar un estudio técnico-económico y comparar diversas configuraciones de columnas en un edificio de acero con sistema dual, compuesto por pórticos especiales con arriostramiento concéntrico, para determinar cuál ofrece la mejor relación costo-beneficio en la industria de la construcción en Ecuador; para ello, se diseñaron y modelaron computacionalmente estructuras con columnas huecas rectangulares HSS, columnas huecas rectangulares rellenas de hormigón y columnas de perfil tipo I, además se analizó el comportamiento estructural de los modelos bajo las mismas cargas y se determinó el costo total de cada alternativa mediante un análisis de precios unitarios.

La comparación de las diversas configuraciones del edificio de acero se realizó manteniendo una configuración arquitectónica similar y asegurando que los elementos estructurales cumplieran con las especificaciones de la normativa considerada. La modelación computacional permitió verificar la distribución del cortante basal, la dualidad del modelo, el ajuste del cortante dinámico, el control de modos de vibración y derivas, y la relación demanda/capacidad, asegurando que todos los elementos estructurales soportaran solicitaciones dentro de sus capacidades; con esta información, se obtuvo el presupuesto del edificio mediante un estudio económico.

Finalmente, el análisis técnico-económico de los resultados obtenidos para los tres modelos permitió identificar la configuración estructural que ofrece la mejor relación costo-beneficio en la industria de la construcción en Ecuador.

PALABRAS CLAVE: construcción en Ecuador, sistema dual, pórticos arriostrados concéntricamente, columnas de acero, análisis económico.

ABSTRACT

The objective of this work is to conduct a technical-economic study and compare various column configurations in a steel building with a dual system, composed of special moment frames with concentric bracing, to determine which offers the best cost-benefit ratio in the construction industry in Ecuador. To achieve this, structures with HSS rectangular hollow sections, concrete-filled rectangular hollow sections, and I-section columns were designed and modeled computationally. The structural behavior of the models under the same loads was analyzed, and the total cost of each alternative was determined through a unit price analysis.

The comparison of the different steel building configurations was carried out while maintaining a similar architectural layout and ensuring that the structural elements complied with the relevant specifications. The computational modeling allowed verification of the base shear distribution, model duality, dynamic shear adjustment, control of vibration modes and drifts, and the demand/capacity ratio, ensuring that all structural elements were subjected to loads within their capacities. With this information, the building's budget was obtained through an economic study.

Finally, the technical-economic analysis of the results obtained for the three models identified the structural configuration that offers the best cost-benefit ratio in the construction industry in Ecuador.

KEYWORDS: construction in Ecuador, dual system, concentrically braced frames, steel columns, economic analysis.

1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO

La construcción en Ecuador tiene la finalidad de crear infraestructuras para satisfacer las necesidades habitacionales, comerciales, industriales y de servicios de la población, buscando proporcionar espacios seguros y funcionales que respeten las normativas de construcción locales para asegurar la protección de los ocupantes.

Como una buena elección surge la construcción de estructuras de acero con el sistema dual, el cual tiene la finalidad de aprovechar las propiedades particulares de este material para proporcionar una estructura resistente, eficiente y sostenible. Como se conoce, la utilización de acero en la construcción busca aumentar la capacidad de la edificación para enfrentar eventos sísmicos, garantizar durabilidad y eficiencia en el tiempo de construcción, y permitir flexibilidad en el diseño arquitectónico, sin embargo, también puede haber desafíos asociados con costos iniciales, impacto ambiental y requisitos de especialización. (Herrera, 2010)

En el sistema dual, los pórticos resistentes a momento se utilizan para sostener las cargas verticales y ofrecer la capacidad de flexión requerida, mientras que el arriostramiento ofrece estabilidad y resistencia frente a cargas laterales; puede consistir en elementos diagonales de acero, que se ubican de manera estratégica para soportar dichas cargas. El sistema dual es una estrategia comúnmente utilizada en la ingeniería estructural para diseñar edificaciones que optimizan tanto la resistencia sísmica como la eficiencia estructural. (AISC, 2018)

Dado que las columnas son elementos primordiales en una edificación, surge la necesidad de comparar tres edificios de acero utilizando el sistema dual; el primero se desarrollará en este trabajo y utiliza columnas rectangulares huecas HSS, las cuales tienen la ventaja de tener un peso reducido, el segundo utiliza columnas rectangulares HSS rellenas de hormigón y será desarrollado en el mismo proyecto, en el componente: “Evaluación técnica y económica de un edificio de acero diseñado con el sistema dual y usando columnas rectangulares rellenas de hormigón” desarrollado por Astudillo (2024), las cuales combinan la capacidad de carga y la resistencia al fuego del concreto con la resistencia del acero, pero tienen un mayor peso en relación con las columnas huecas de acero y el tercero utiliza columnas de sección I y será desarrollado en el mismo proyecto, en el componente: “Evaluación técnica y económica de un edificio de acero diseñado con el sistema dual y usando columnas de sección I” desarrollado por Mera (2024), las cuales proporcionan una distribución eficiente de cargas verticales y resistencia a flexiones, siendo ideales para

aplicaciones estructurales diversas, pero con menor resistencia al fuego en relación con las columnas de acero huecas rellenas de hormigón.

Esta comparación se basa en la búsqueda de la solución estructural más adecuada para satisfacer los requisitos específicos de un proyecto y tomar una decisión; también se realizará un análisis económico entre los tres modelos presentados con la finalidad de elegir la mejor opción costo-beneficio.

1.1 Objetivo general

Comparar los resultados de un estudio técnico-económico de un edificio de acero diseñado con el sistema dual, usando arriostramiento concéntrico con columnas huecas rectangulares HSS, con respecto a sistemas similares con columnas diferentes; con el objetivo de determinar cuál de estas alternativas ofrece la mejor relación costo-beneficio para la industria de la construcción en Ecuador.

1.2 Objetivos específicos

1. Realizar el diseño y modelación computacional de una estructura con sistema dual, con arriostramiento concéntrico y columnas rectangulares huecas HSS, asegurando el cumplimiento de las especificaciones de la normativa considerada.
2. Analizar el comportamiento estructural del modelo computacional bajo las solicitaciones de carga.
3. Determinar el costo total de la estructura mediante un análisis de precios unitarios.
4. Identificar, a partir de los resultados obtenidos, la configuración estructural que ofrece la mejor relación costo-beneficio.

1.3 Alcance

Este trabajo propone llevar a cabo una comparación técnica y económica de un edificio de acero diseñado con el sistema dual, utilizando columnas de sección rectangular hueca; este sistema combina dos sistemas estructurales pórticos resistentes a momento y arriostramiento, para optimizar la resistencia sísmica y la eficiencia estructural en edificaciones. Este análisis técnico y económico será comparado con los componentes: “Evaluación técnica y económica de un edificio de acero diseñado con el sistema dual y usando columnas rectangulares rellenas de hormigón” desarrollado por Astudillo (2024), y “Evaluación técnica y económica de un edificio de acero diseñado con el sistema dual y usando columnas de sección I” desarrollado por Mera (2024), correspondientes a este

mismo proyecto; con la finalidad de saber cuál es la mejor opción; así, se podrá determinar la variante más ventajosa en cuanto al costo-beneficio para su uso en el país.

1.4 Marco teórico

Los perfiles estructurales de acero son elementos conformados con secciones transversales específicas diseñadas para proporcionar resistencia y estabilidad en estructuras; para comprender el comportamiento de los perfiles, resulta imperativo adquirir conocimiento acerca de las características de los materiales constituyentes.

1.4.1 Acero estructural

Para lograr su fabricación se debe realizar una aleación de hierro y carbono, a la que se le pueden añadir otros elementos para mejorar sus propiedades, destaca por sus propiedades mecánicas superiores, como resistencia, tenacidad y durabilidad. Con un contenido de carbono generalmente inferior al 2%, el acero muestra una combinación única de características, lo que lo hace un material versátil ampliamente empleado en construcción e industria. La manipulación de las proporciones de elementos en la aleación permite ajustar sus características para cumplir con requisitos específicos de resistencia, dureza o resistencia a la corrosión. (Shackelford, 2015)

1.4.2 Características mecánicas del acero estructural

Entre las características incluyen: esfuerzo, deformación, resistencia, elasticidad, ductilidad, tenacidad, resiliencia, dureza, fatiga, límite de fatiga, límite de proporcionalidad, límite de elasticidad, alargamiento y estrechamiento relativo. Estas características permiten al acero soportar cargas estructurales, absorber energía ante impactos, deformarse sin romperse y adaptarse a diversas formas y aplicaciones, convirtiéndolo en un material esencial y versátil para la ingeniería civil y la construcción.

Según McCormac & Csemak (2012), entre las características mecánicas más significativas del acero se encuentran las siguientes:

- **Alta resistencia**

Esta característica del acero permite que las estructuras sean más livianas, siendo especialmente beneficioso en puentes extensos y estructuras altas con inconvenientes de cimentación. (Williams, 2011)

- **Uniformidad**

Contrario a estructuras de concreto reforzado, que pueden experimentar cambios significativos con el tiempo, las propiedades del acero se mantienen estables a lo largo de su vida útil.

- **Elasticidad**

La respuesta del acero a las cargas de diseño es más predecible que la de muchos otros materiales. Además, los momentos de inercia en estructuras de acero se pueden determinar con alta precisión, en contraste con los valores menos exactos que se obtienen en estructuras de concreto reforzado. (McCormac & Csernak, 2012)

- **Durabilidad**

Con el debido cuidado, las estructuras de acero pueden conservarse en buen estado de manera indefinida; investigaciones recientes sobre aceros modernos sugieren que, en ciertas condiciones, no es necesario llevar a cabo mantenimiento de pintura. (Williams, 2011)

- **Ductilidad**

La ausencia de ductilidad indica un material inadecuado, posiblemente duro y quebradizo, que se romperá fácilmente bajo un impacto repentino. (McCormac & Csernak, 2012).

- **Tenacidad**

Los aceros estructurales, por su tenacidad, combinan resistencia y ductilidad. Un elemento de acero puede mantener su integridad y soportar fuerzas significativas incluso cuando se deforma considerablemente. (Shackelford, 2015)

1.4.3 Diagrama esfuerzo vs deformación unitaria del acero

El diagrama muestra la relación entre el esfuerzo aplicado eje Y, y la deformación unitaria resultante en el acero bajo cargas externas eje X. (Shackelford, 2015). Dicho diagrama se visualiza en la Figura 1.1.

El diagrama típicamente exhibe dos regiones principales:

- **Región elástica**

En esta etapa, el acero se deforma elásticamente, de acuerdo con la Ley de Hooke. Si se quitan las cargas, el material vuelve a su forma original sin deformaciones permanentes. (Hibbeler, 2017)

- **Región plástica**

Si las cargas aumentan más allá del límite elástico, el material entra en la región plástica, donde las deformaciones son permanentes incluso después de retirar las cargas. En esta fase, el diagrama puede mostrar una meseta, característica de la deformación plástica gradual. (Hibbeler, 2017)

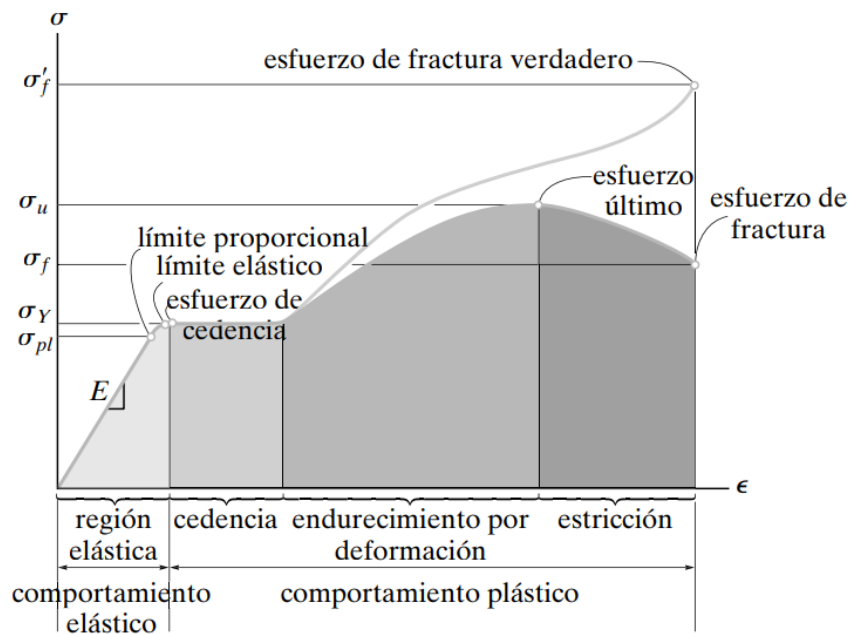


Figura 1.1 Diagramas de esfuerzo-deformación del acero

Fuente: (Hibbeler, 2017)

1.4.4 Ventajas y desventajas del acero estructural

Según Crisafulli (2018), entre las ventajas se encuentran:

- **Alta resistencia:** El acero proporciona una excepcional capacidad de carga, permitiendo construcciones más ligeras, lo cual es particularmente beneficioso en áreas con suelos débiles.
- **Montaje eficiente:** Las construcciones metálicas posibilitan la industrialización y montaje mecanizado, acelerando la ejecución de proyectos. Su desmonte e intercambio facilitan ajustes y refuerzos.
- **Estabilidad a lo largo del tiempo:** La uniformidad en las propiedades mecánicas del acero contribuye a la estabilidad y fiabilidad de las construcciones a lo largo del tiempo.

- **Gran ductilidad:** El acero puede deformarse plásticamente sin romperse, permitiendo deflexiones significativas y evidenciando posibles fallos, especialmente crucial en zonas sísmicas.
- **Elasticidad y cumplimiento de ley de Hooke:** El comportamiento elástico del acero hasta esfuerzos elevados se alinea con las hipótesis de diseño, destacando su predictibilidad frente a otros materiales.
- **Flexibilidad en modificaciones:** Las construcciones de acero admiten fácilmente ampliaciones y reemplazos gracias a uniones atornilladas que simplifican el proceso de armado y desarmado.
- **Durabilidad con protección:** Con medidas adecuadas contra corrosión y fuego, el acero exhibe durabilidad excepcional, superando el plazo de servicio previsto en las construcciones.

Según Bernuzzi & Cordova (2016), entre las desventajas que presenta el acero estructural se tiene:

- **Corrosión:** Construcciones metálicas son propensas a la corrosión, exigiendo métodos de protección como la pintura, lo que implica mantenimiento frecuente y costos adicionales.
- **Fuego:** Estructuras de acero necesitan protección contra incendios debido a su buena conductividad térmica, aumentando los costos al requerir materiales aislantes para preservar la integridad durante incendios.
- **Pandeo en Miembros Largos:** Miembros largos, como columnas, presentan riesgo de pandeo, necesitando diseño específico para incrementar rigidez y evitar colapsos.
- **Fatiga:** La resistencia del acero puede disminuir por fatiga, causada por cargas repetitivas, afectando su durabilidad.
- **Costo de Fabricación:** El proceso de fabricación del acero es intensivo en energía, contribuyendo a costos de producción significativos.
- **Sensibilidad a la Temperatura:** El acero es sensible a la temperatura, lo que puede influir en su comportamiento y resistencia en diferentes condiciones térmicas.

1.4.5 Tipos de acero estructural

Los tipos de acero estructural se refieren a diversas categorías de aleaciones de acero diseñadas para cumplir con requisitos específicos de resistencia, ductilidad, tenacidad y otras propiedades mecánicas necesarias para aplicaciones estructurales.

Según la NEC-SE-AC (2024), en el Ecuador los tipos de acero estructural más utilizados son:

1.4.5.1 ASTM A3644

Es un estándar que especifica las propiedades mecánicas y químicas del acero al carbono estructural. Ampliamente se utiliza en la construcción debido a su buena soldabilidad, tenacidad y resistencia, y es adecuado para diversas aplicaciones estructurales. (NEC-SE-AC, 2024)

1.4.5.2 ASTM A572 Gr 50

Este tipo de acero Gr 50 se caracteriza por su baja aleación y alta resistencia; ya que posee una resistencia superior y se emplea en estructuras que demandan una mayor capacidad de carga. La designación "Gr.50" indica un límite de fluencia mínimo de 345 MPa. (NEC-SE-AC, 2024)

1.4.5.3 ASTM A588 Gr 50

Se usa frecuentemente en aplicaciones estructurales expuestas a la intemperie. (NEC-SE-AC, 2024)

1.4.5.4 ASTM A500 Gr B o C

Según la ASTM (2023), los tubos estructurales A500 pueden ser redondos, cuadrados, rectangulares o de formas especiales, fabricados en acero al carbono, ya sea soldados o sin costura. Estos tubos, formados en frío, se utilizan en aplicaciones estructurales generales, ya sea mediante soldadura, remachado o atornillado. Los tamaños de estos tubos son menores a 2235 mm (88 pulgadas) de diámetro y tienen espesores de pared de hasta 25.4 mm (1 pulgada). Para los aceros de Grado B, el esfuerzo de fluencia mínimo es de 315 MPa, y para los de Grado C es de 345 MPa.

Las propiedades a tensión de estos tipos de acero se presentan en la siguiente Tabla.

Tabla 1.1 Propiedades a tensión de las planchas de acero

Especificación ASTM	Esfuerzo de Fluencia (F_y) (MPa)	Resistencia a la Tensión (F_u) (MPa)
ASTM A36	248	400 - 550
ASTM A572 Gr50	345	450
ASTM A588 Gr50	345	480

Fuente: (NEC-SE-AC, 2024)

1.4.6 Perfiles estructurales

Los perfiles estructurales de acero son elementos conformados con una sección transversal específica diseñada para proporcionar resistencia y estabilidad a las estructuras. Estos perfiles se emplean habitualmente en la construcción de infraestructuras. Su forma y dimensiones están optimizadas para resistir cargas verticales y laterales, ofreciendo una eficiente distribución de fuerzas. Los perfiles estructurales pueden incluir vigas, columnas, angulares, tubos y otros elementos, cada uno está diseñado para cumplir una función específica dentro de la estructura., contribuyendo así a la integridad y seguridad del conjunto.

1.4.7 Tipos de conformado

La mayor parte del proceso de laminado se realiza con acero caliente, produciendo lo que se conoce como "acero laminado en caliente". Algunas de las placas más delgadas se vuelven a laminar o doblar después de enfriarse para crear productos de acero conformados en frío. Otros productos se obtienen a partir de láminas soldadas entre sí, conocidas como "perfiles contruidos o ensamblados". (McCormac & Csernak, 2012)

1.4.7.1 Perfiles laminados en caliente

Este proceso implica calentar el acero a altas temperaturas y luego darle forma a través de rodillos o prensas. El material caliente es más maleable, lo que permite la formación de perfiles con secciones transversales específicas, en la Figura 1.2 se presentan perfiles laminados en caliente.

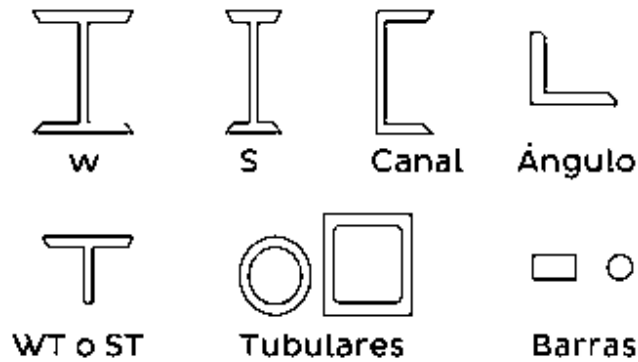


Figura 1.2 Perfiles laminados en caliente

Fuente: (Construyendoseguro, 2023)

1.4.7.2 Perfiles conformados en frío

El conformado en frío se realiza a temperatura ambiente. Se utiliza para perfiles más delgados y precisos, y el acero se pasa a través de rodillos que dan la forma deseada.

La fabricación de perfiles estructurales mediante el doblado de láminas delgadas de acero de baja aleación para lograr diversas secciones transversales. Estos perfiles se utilizan comúnmente en techos, pisos y muros, con espesores que varían entre 0.25 y aproximadamente 6.5 milímetros. Los perfiles más delgados son frecuentemente empleados en paneles estructurales. Aunque el proceso de trabajo en frío puede reducir la ductilidad, también incrementa la resistencia. (McCormac & Csernak, 2012)

En la siguiente Figura, se presentan algunos ejemplos de perfiles laminados en frío.

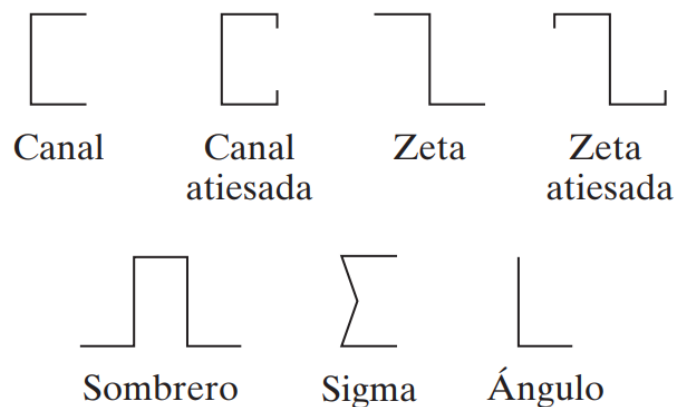


Figura 1.3 Ejemplos perfiles laminados en frío

Fuente: (McCormac & Csernak, 2012)

1.4.7.3 Perfiles contruidos o ensamblados

Los perfiles contruidos o ensamblados se refieren a elementos estructurales formados mediante la unión o ensamblaje de componentes individuales, como placas, vigas o tubos, para crear una sección transversal específica. Estos perfiles suelen adaptarse a necesidades estructurales particulares y pueden ser configurados de manera modular para optimizar resistencia y eficiencia en distintas aplicaciones de construcción; algunos perfiles contruidos se presentan en la Figura 1.4.

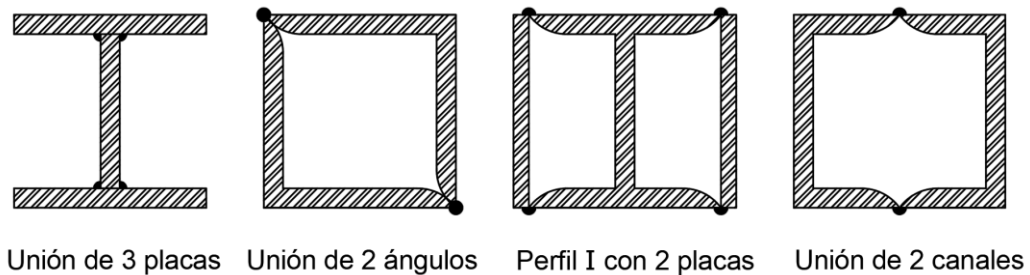


Figura 1.4 Ejemplos perfiles contruidos o ensamblados

1.4.8 Perfil HSS

Según Lugo & Botello (2016), el uso de Perfiles Estructurales Huecos HSS “Hollow Structural Sections” son ideales para columnas, vigas y sistemas de estructuras de construcción está en aumento debido a sus capacidades de compresión superiores, flexibilidad y adaptabilidad a diseños innovadores capacidades de compresión superiores, siendo maleable en distintos procesos de manufactura. Este perfil se emplea en la construcción de edificios, vigas, columnas, tubos y más, brindando durabilidad, resistencia y flexibilidad; en la Figura 1.5 se muestra un ejemplo de perfil rectangular HSS.

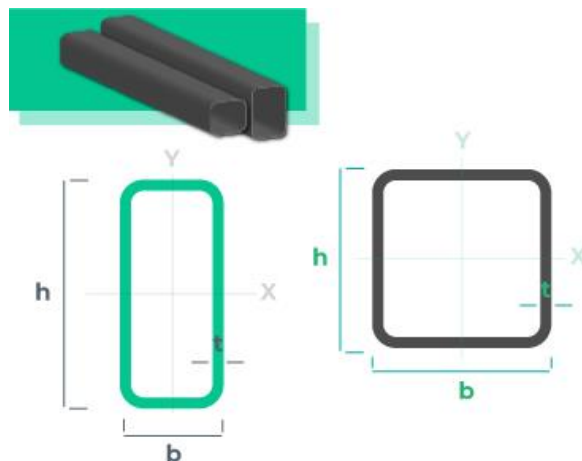


Figura 1.5 Perfil rectangular HSS

Fuente: (Monterrey, 2020)

1.4.9 Estructuras metálicas

Según Ascher (2013), el primer edificio conocido que utilizó columnas de acero fue el Home Insurance Building su construcción finalizó en 1885, dicha estructura combinaba elementos de acero y hierro fundido; este edificio se aprecia en la Figura 1.6. A partir de este hito, el uso de estructuras de acero se volvió cada vez más común; estuvo ubicado en Chicago, Estados Unidos, fue diseñado por el arquitecto William Le Baron Jenney.



Figura 1.6 Edificio Home Insurance Building

Fuente: (ACEROBSV, 2020)

La historia de los edificios de acero, iniciada con el pionero Home Insurance Building en 1885, ha sido una evolución notable en la arquitectura y la ingeniería. Desde la liberación de las paredes de carga hasta el desarrollo de sistemas estructurales avanzados, como las vigas y columnas de alma llena, el acero ha sido fundamental para el auge de los rascacielos. Hitos icónicos como el Edificio Woolworth y el Empire State evidenciaron la versatilidad del acero, consolidándolo como el material predilecto para estructuras en altura. A lo largo del siglo XX, ingenieros perfeccionaron técnicas y sistemas estructurales, y la Torre Petronas y el Burj Khalifa representan la continua ambición arquitectónica. Además, el acero ha evolucionado hacia diseños sostenibles, incorporando eficiencia energética y materiales reciclados. La historia de estos edificios es un testimonio de innovación, ingeniería avanzada y diseño audaz, dejando una huella perdurable en el paisaje urbano mundial. (Ascher, 2013)

1.4.10 Sistema dual

Según la NEC-SE-AC (2024), en la sección Peligro Sísmico y Diseño Sismorresistente; para la construcción de estructuras de acero se hace referencia al sistema dual el cual unifica dos sistemas constructivos tanto los pórticos resistentes a momento y el de arriostramientos; el primero se usa para aguantar las cargas verticales y ofrecer la capacidad de flexión necesaria, mientras que el segundo proporciona estabilidad y resistencia ante cargas laterales; el sistema dual es una estrategia comúnmente utilizada en la ingeniería estructural para diseñar edificaciones que optimizan tanto la resistencia sísmica como la eficiencia estructural; en la Figura 1.7 se muestra este sistema estructural.

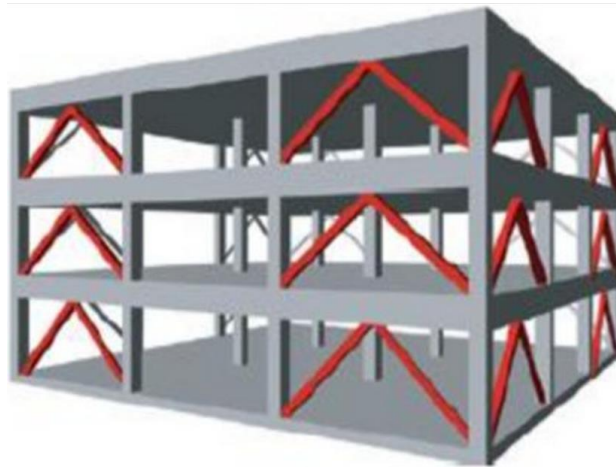


Figura 1.7 Sistemas estructurales

Fuente: (Ceballos, 2019)

1.4.11 Tipos de arriostramiento

Los arriostramientos (riostros) son componentes de acero colocados en una disposición diagonal dentro de marcos con el propósito principal de resistir cargas laterales. Un aspecto distintivo de estos elementos es que solo responden a cargas axiales, es decir, a fuerzas de tracción y compresión (Crisafulli, 2018).

En este proyecto, se describen a continuación los 3 tipos de arriostramientos utilizados por la normativa ANSI/AISC 341 (2022); los cuales son: arriostramiento concéntrico, arriostramiento excéntrico y placas de acero.

1.4.11.1 Arriostramiento concéntrico

Según Crisafulli (2018), los pórticos arriostrados concéntricamente “Concentrically Braced Frames” (CBF), se distinguen por tener sus elementos de arriostramiento ubicados dentro del pórtico y se juntan en algún punto, ya sea en los extremos o en el centro; este sistema resulta económico, ofrecen resistencia contra cargas laterales en las estructuras en las que se incorporan, siendo ampliamente empleados con este fin. Su efectividad en situaciones sísmicas se debe principalmente a la rigidez lateral que ofrecen; es importante destacar que los pórticos arriostrados concéntricamente que poseen dos arriostramientos, de los cuales uno siempre está sometido a compresión y el otro a tracción, en función de la dirección de la carga lateral aplicada. Sin embargo, durante eventos sísmicos esta configuración se invierte debido a que la dirección de la carga sísmica cambia continuamente, generando cargas axiales cíclicas en los arriostramientos.

Según la ANSI/AISC 341 (2022), dentro los pórticos arriostrados concéntricamente (CBF) hay dos tipos: los pórticos arriostrados concéntricamente ordinarios “Ordinary Concentrically Braced Frames” (OCBF), y los pórticos arriostrados concéntricamente especiales “Special Concentrically Braced Frames” (SCBF). vistos en los capítulos F1 y F2 respectivamente.

Ambos comparten las mismas disposiciones estructurales, pero difieren en sus enfoques de diseño. En términos generales, los pórticos arriostrados concéntricamente especiales (SCBF) tienen criterios de diseño más rigurosos para conexiones, vigas y columnas en comparación con los pórticos arriostrados concéntricamente ordinarios (OCBF). Esta diferencia busca garantizar que en el caso de un fallo los arriostramientos sean los primeros elementos afectados en un SCBF, para asegurar que el resto de la estructura sufra el menor daño posible.

A continuación, la Figura 1.8 ilustra diversos tipos de arriostramiento concéntrico.

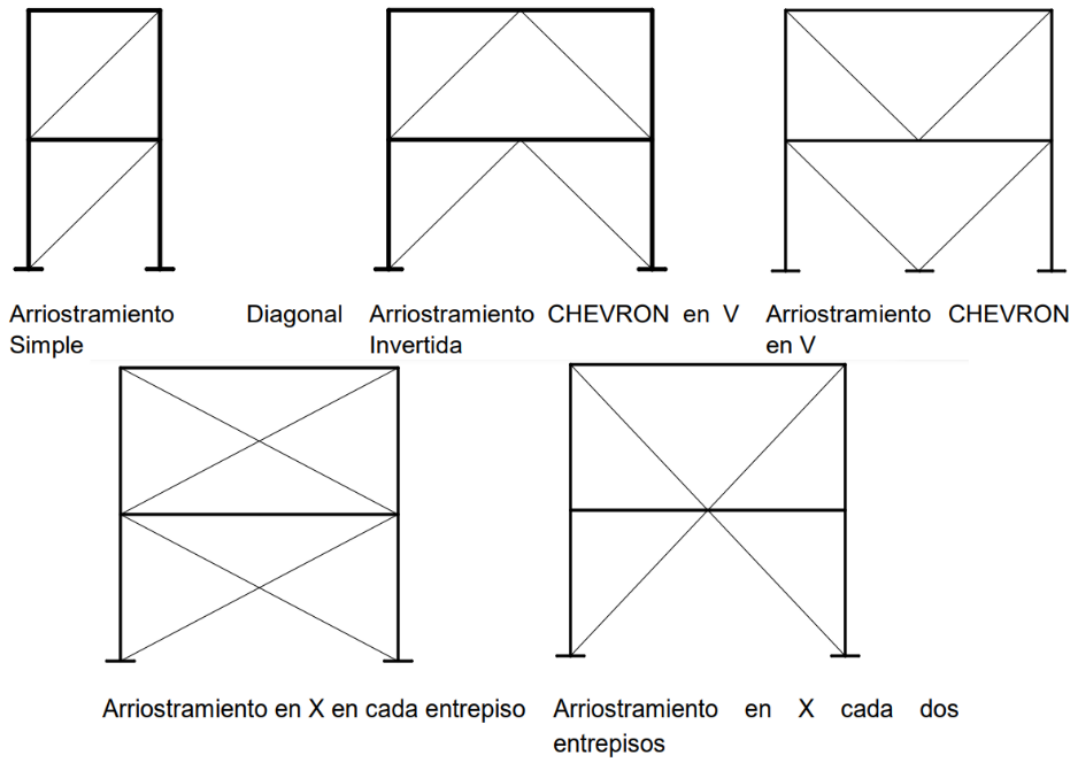


Figura 1.8 Tipos más comunes de Pórticos Arriostrados Concéntricamente

Fuente: (NEC-SE-AC, 2024)

1.4.11.1.1 Análisis

La determinación de la resistencia necesaria para conexiones, columnas y vigas se llevará a cabo mediante el empleo del efecto de la carga sísmica limitada por capacidad. La magnitud de este efecto, E_{cl} , se establecerá como la fuerza máxima derivada del siguiente análisis:

- Un análisis que asume que todas las riostras alcanzan la resistencia prevista tanto en compresión como en tensión.
- Un análisis que asume que las riostras en tensión alcanzan la resistencia esperada, mientras que las riostras en compresión logran su resistencia después de haber experimentado el pandeo.

Durante este proceso, se determinará si los arriostramientos están sometidos a compresión o tensión, sin tener en cuenta los efectos de las cargas gravitatorias.

Estas expresiones de resistencia esperada se encuentran expresados en la Ecuación 1.1 Resistencia esperada en tensión, en la Ecuación 1.2 Resistencia esperada en compresión y en la Ecuación 1.3 Resistencia esperada en pos-pandeo:

$$\text{Resistencia esperada en tensión} = R_y \cdot F_y \cdot A_g$$

Ecuación 1.1 Resistencia esperada en tensión

Fuente: (ANSI/AISC 341, 2022)

Donde:

R_y = relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión de fluencia especificada, F_y

F_y = tensión mínima especificada de fluencia para el acero (MPa)

A_g = área bruta de la sección (mm^2)

$$\text{Resistencia esperada en compresión} = \frac{1}{0.877} \cdot F_{ne} \cdot A_g \leq R_y \cdot F_y \cdot A_g$$

Ecuación 1.2 Resistencia esperada en compresión

Fuente: (ANSI/AISC 341, 2022)

Donde:

F_{ne} = tensión crítica F_n de terminada para una tensión de fluencia igual a $R_y F_y$

Esta tensión crítica será visualizada en la Ecuación 1.4 Tensión crítica.

$$\text{Resistencia esperada en pos – pandeo} = 0.3 \text{ Resistencia esperada en compresión}$$

Ecuación 1.3 Resistencia esperada en pos-pandeo

Fuente: (ANSI/AISC 341, 2022)

$$F_n = R_y \cdot F_y$$

Ecuación 1.4 Tensión crítica

Fuente: (ANSI/AISC 341, 2022)

1.4.11.1.2 Criterio de diseño según ANSI/AISC 341-22

Según la ANSI/AISC 341 (2022), los requisitos básicos que deben satisfacer las riostas, columnas y vigas se encuentran en su sección D1.1 para miembros altamente dúctiles.

1.4.11.1.2.1 Arriostramientos

La esbeltez de las riostas deberá cumplir con la relación expresada en la Ecuación 1.5 Relación de esbeltez.

$$\frac{L_c}{r} \leq 200$$

Ecuación 1.5 Relación de esbeltez

Fuente: (ANSI/AISC 341, 2022)

Donde:

L_c = longitud efectiva del refuerzo (mm)

r = radio de giro (mm)

1.4.11.1.2.2 Zona Protegida

Según la ANSI/AISC 341 (2022), las zonas clasificadas como protegidas en una riostra y sus conexiones se detallan a continuación:

- Un cuarto de la longitud total de la riostra en su punto medio, así como una zona adyacente a cada conexión, con una profundidad equivalente a la de la riostra. Esta medida se toma porque en la sección central de la riostra puede formarse una rótula plástica.
- Los componentes que unen los arriostramientos a las vigas y columnas.

En la siguiente Figura, se muestran estas zonas.

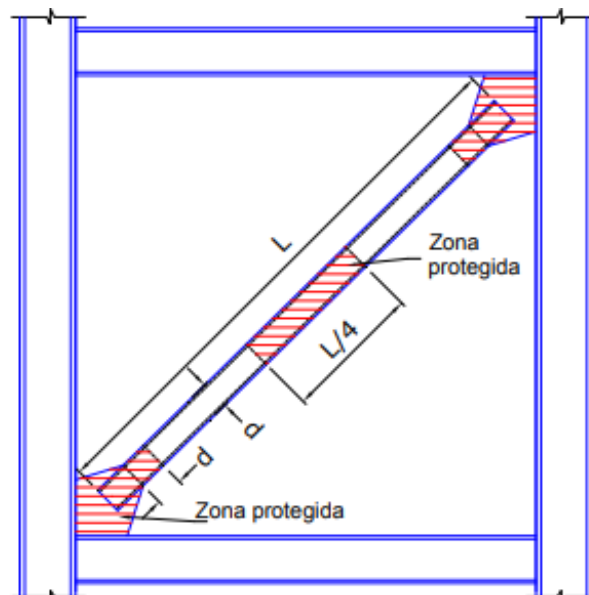


Figura 1.9 Zonas protegidas en una riostra y sus conexiones

Fuente: (Crisafulli, 2018)

1.4.11.1.2.3 Conexiones viga-columna

La conexión debe cumplir con uno de los siguientes requisitos:

- Estar diseñada para permitir una rotación de hasta 0.025 radianes, y se clasifica como una conexión sencilla.
- Ser diseñada para soportar un momento flector que sea el menor entre los valores mostrados en la Ecuación 1.6 y Ecuación 1.7

$$\text{Resistencia flexional esperada de la riostra} = 1.1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z$$

Ecuación 1.6 Resistencia flexional esperada de la riostra

Fuente: (ANSI/AISC 341, 2022)

Donde:

Z = módulo plástico de una sección (mm³)

$$M = \frac{1.1}{\alpha_s} \cdot \sum (R_y \cdot F_y \cdot Z)$$

Ecuación 1.7 Suma de las resistencias flexionales esperadas de la columna

Fuente: (ANSI/AISC 341, 2022)

Donde:

α_s = factor que depende del método empleado, LRFD o ASD.

Según la ANSI/AISC 341 (2022), el factor que depende del método empleado será para LRFD= 1.0 y para ASD= 1.5.

1.4.11.1.2.4 Conexiones de las riostras

Deben cumplir con:

- **Resistencia requerida a tracción**

Debe ser al menos la menor entre la resistencia a fluencia esperada como se detalla en la Ecuación 1.8 y la carga axial máxima transmitida evaluada a través de un análisis estructural (ANSI/AISC 341, 2022).

$$\text{Resistencia a fluencia esperada} = R_y \cdot F_y \cdot A_g$$

Ecuación 1.8 Resistencia a fluencia esperada

Fuente: (ANSI/AISC 341, 2022)

- **Resistencia requerida a compresión**

Debe ser igual o superior a la resistencia esperada para la riostra bajo compresión.

- **Efectos causados por el pandeo de la riostra**

Según la ANSI/AISC 341 (2022), deben ser capaces de resistir las fuerzas flexionales Ecuación 1.9 o rotaciones impuestas por el pandeo de la riostra, cumpliendo con la resistencia flexional requerida.

$$\text{Resistencia flexional requerida} = \frac{1.1}{\alpha_s} \cdot R_y \cdot M_p$$

Ecuación 1.9 Resistencia flexional requerida

Fuente: (ANSI/AISC 341, 2022)

Donde:

M_p = momento plástico

Según la ANSI/AISC 341 (2022), el factor que depende del método empleado será para LRFD= 1.0 y para ASD= 1.5.

- **Placas de refuerzo**

Según la ANSI/AISC 341 (2022), para el pandeo de la riostra fuera del plano, las soldaduras que sujetan una placa de refuerzo directamente a la brida de una viga o columna deben cumplir con la expresión visualizada en la Ecuación 1.10 Resistencia al corte disponible.

$$\text{Resistencia al corte disponible} = \frac{0.6}{\alpha_s} \cdot R_y \cdot F_y \cdot t_p$$

Ecuación 1.10 Resistencia al corte disponible

Fuente: (ANSI/AISC 341, 2022)

Donde:

t_p = espesor de la placa de refuerzo (mm)

Según la ANSI/AISC 341 (2022), el factor que depende del método empleado será para LRFD= 1.0 y para ASD= 1.5.

1.4.11.1.2.5 Empalmes de columna

Según la ANSI/AISC 341 (2022), deben cumplir con los requisitos establecidos en la Sección D2.5; además, deben diseñarse para desarrollar al menos el 50% del menor momento plástico de los miembros conectados, M_p dividido por α_s .

A continuación, se presenta la Ecuación 1.11 Resistencia requerida al corte.

$$\text{Resistencia requerida al corte} = \frac{\left(\frac{\sum M_p}{\alpha_s}\right)}{H_c}$$

Ecuación 1.11 Resistencia requerida al corte

Fuente: (ANSI/AISC 341, 2022)

Donde:

H_c = altura libre de la columna entre conexiones de vigas (mm)

$\sum M_p$ = suma de los momentos plásticos, $F_y Z$, de los extremos de la columna ($N - mm$)

Según la ANSI/AISC 341 (2022), el factor que depende del método empleado será para LRFD= 1.0 y para ASD= 1.5.

1.4.11.2 Arriostramiento excéntrico

Según Astudillo (2024), los pórticos arriostrados excéntricos presentan una característica única: las líneas de eje que conectan los arriostramientos, vigas y columnas no se intersecan, lo cual afecta su comportamiento en comparación con los pórticos concéntricos. La excentricidad entre el eje del arriostramiento y el punto de intersección de otros elementos del pórtico es la característica distintiva. La sección de viga limitada por esta excentricidad proporciona la ductilidad necesaria para disipar eficazmente la energía sísmica; en la Figura 1.10 se presentan algunas configuraciones.

Según la ANSI/AISC 341 (2022), dentro de los pórticos arriostrados excéntricamente “Eccentrically Braced Frames” (EBF) descritos en el capítulo F3, estos combinan las ventajas de los pórticos con conexiones de momento y los pórticos arriostrados concéntricamente; ofrecen una mayor capacidad para absorber energía sísmica en comparación con los pórticos arriostrados convencionales., siendo al mismo tiempo más rígidos que aquellos con conexiones de momento, lo que reduce los desplazamientos laterales. El diseño debe garantizar la disipación de energía mediante deformaciones plásticas, facilitando la formación y rotación de articulaciones plásticas.

Las fuerzas axiales en las riostras de los pórticos arriostrados excéntricamente se transfieren a través de enlaces de corta longitud, que disipan la energía mediante la fluencia del acero. Estos enlaces actúan como "fusibles estructurales" y deben ser detallados adecuadamente para prevenir problemas de pandeo local (Crisafulli, 2018).

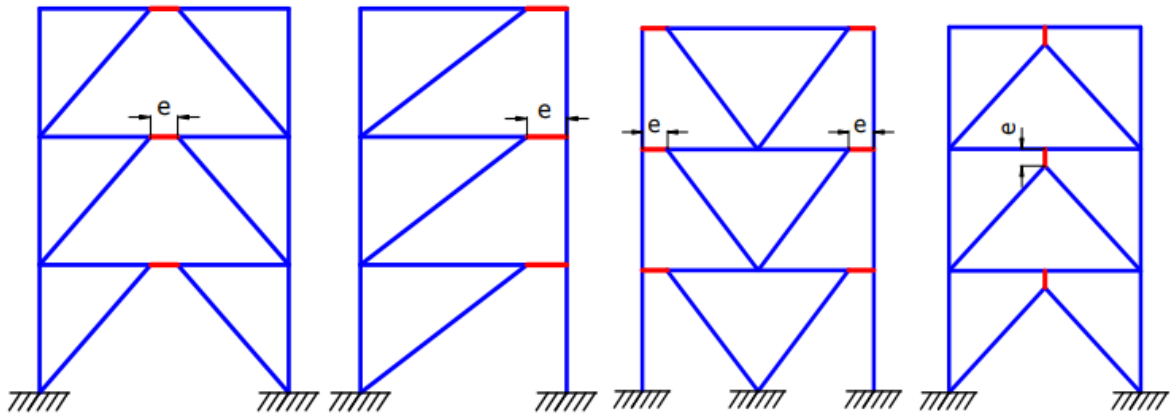


Figura 1.10 Configuraciones de pórticos arriostrados excéntricamente

Fuente: (Crisafulli, 2018)

Estos conceptos van a ser desarrollados más ampliamente por Astudillo (2024), en este mismo proyecto en el componente: "Evaluación técnica y económica de un edificio de acero diseñado con el sistema dual y usando columnas rectangulares rellenas de hormigón".

1.4.11.3 Placas de acero

Según Mera (2024), este sistema de placas de acero es una estructura que proporciona rigidez y resistencia contra cargas laterales como sismos o vientos. Está compuesto por placas verticales de acero encuadradas por columnas y vigas, y puede ubicarse en uno o más vanos de un edificio distribuyéndose a lo largo de su altura. Estos muros, que experimentan ciclos de deformación inelástica, inicialmente muestran una gran rigidez y un comportamiento altamente dúctil, permitiendo disipar una cantidad considerable de energía, en comparación con muros estructurales.

Según la ANSI/AISC 341 (2022), dentro de los muros de corte con placas de acero descritos en los capítulos F5, estos son más livianos, lo que reduce la masa y las cargas sobre el suelo de fundación. Además, ofrecen ventajas en términos de rapidez constructiva y ocupan menos espacio en planta. La práctica actual de diseño incluye el uso de placas atiesadas, ya que investigaciones recientes confirman la resistencia después del pandeo

de la placa, permitiéndole alcanzar el pandeo en corte y desarrollar un campo diagonal de tracciones ante cargas laterales.

En la Figura 1.11 se presenta la configuración de un muro de corte con placa de acero.

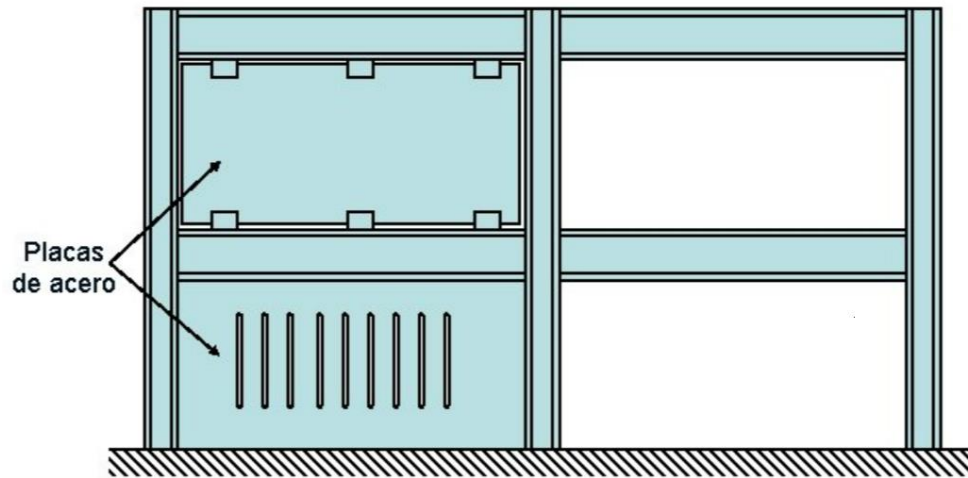


Figura 1.11 Configuración de un muro de corte con placa de acero

Fuente: (Herrera, 2010)

Estos conceptos van a ser desarrollados más ampliamente por Mera (2024), en este mismo proyecto en el componente: "Evaluación técnica y económica de un edificio de acero diseñado con el sistema dual y usando columnas de sección I".

2 METODOLOGÍA

2.1 Especificaciones de diseño sismo resistente

Ecuador está situado en una región geográfica vulnerable a sismos debido a su ubicación; esta zona es conocida por su intensa actividad sísmica y volcánica, que se encuentran en una zona de convergencia a lo largo de la costa del país.

Según Lario & Bardají (2016), cuando las placas tectónicas se encuentran y se subducen una debajo de la otra generan tensiones en las rocas que las rodean, la acumulación de estas tensiones provoca la liberación de energía en forma de ondas sísmicas que se propagan a través de la corteza terrestre, lo cual se percibe como un sismo.

A continuación, en la Figura 2.1 se detallan ¿cómo se produce un sismo?



Figura 2.1 Zonas de subducción de placas tectónicas

Fuente: (CIDHMA, 2020)

El objetivo para el diseño sísmico es dotar a profesionales de la construcción con las herramientas de cálculo necesarias, basadas en conceptos de ingeniería sísmica. Esto permitirá comprender las suposiciones de cálculo utilizadas para tomar decisiones durante la etapa de diseño; es así como las bases de diseño de la edificación de este proyecto se realizarán conforme a “La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15 (Cargas No

Sísmicas, NEC-SE-CG)” y “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-16”.

Según la NEC-SE-DS (2024), los procedimientos y requisitos establecidos se fundamentan en varios factores, como la zona sísmica específica donde se ubicará la estructura en Ecuador, características del suelo y tipo de uso de la estructura, que se representa mediante el coeficiente de importancia I. La resistencia mínima de diseño de todas las estructuras se determinará conforme a las fuerzas sísmicas de diseño.

2.1.1 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

Según la NEC-SE-DS (2015), el espectro S_a , mostrado como una fracción de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se presenta en la Figura 2.2; consistente en:

- La zona sísmica Z.
- El tipo de suelo donde se ubica la estructura.
- Coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d y F_s .

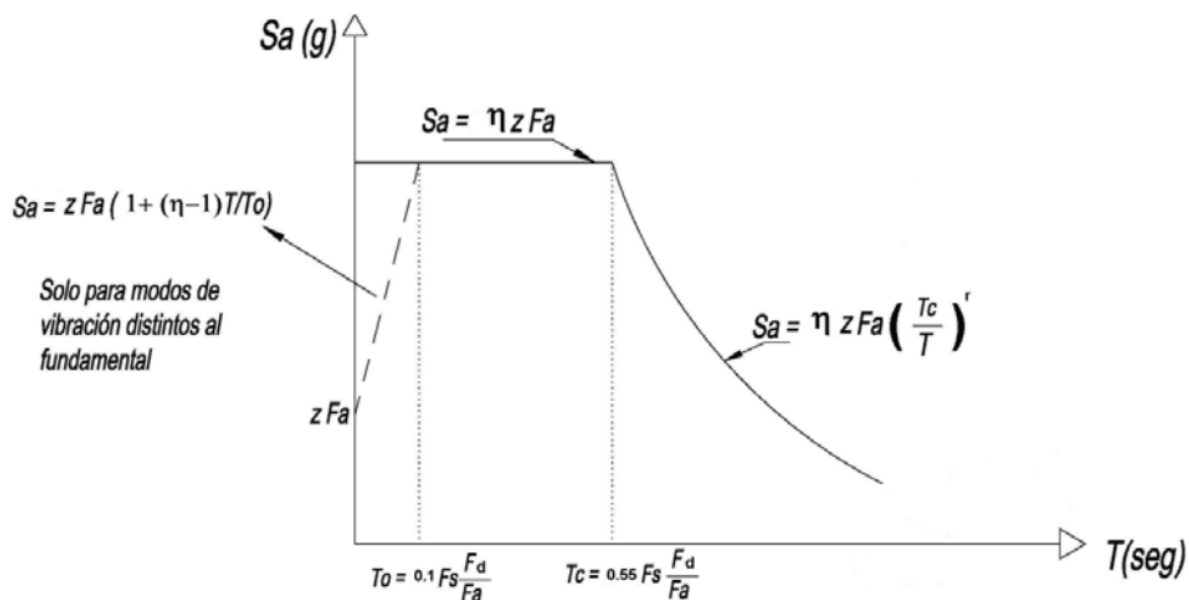


Figura 2.2 Espectro sísmico elástico de aceleraciones

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.1.2 Cortante basal V

Según la NEC-SE-DS (2024), es la fuerza total de diseño causada por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, y se genera a partir del efecto del sismo de diseño; este cortante basal se encuentra definido en la Ecuación 2.1.

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} \cdot W$$

Ecuación 2.1 Cortante basal de diseño

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

S_a (T_a)= espectro de diseño en aceleración.

ϕ_P y ϕ_E= coeficientes de configuración en planta y elevación.

I= coeficiente de importancia.

R= factor de reducción de resistencia sísmica.

W= carga sísmica reactiva.

2.1.2.1 Factor de reducción de resistencia sísmica R

Según la NEC-SE-DS (2024), este factor ayuda a reducir la carga sísmica de diseño al tener en cuenta la capacidad de la estructura para disipar energía mediante un comportamiento no lineal.

A continuación, en la Tablas 2.1 muestran los valores de R según ASCE 7-16.

Tabla 2.1 Valores de R según ASCE 7-16.

SISTEMAS DUALES CON CAPACIDAD PARA PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LAS FUERZAS SÍSMICAS PRESCRITAS	
Pórticos de acero arriostrados excéntricamente	8
Pórticos especiales de acero arriostrados concéntricamente	7
Pórticos compuestos de acero y hormigón arriostrados excéntricamente	8
Pórticos especiales compuestos de acero y hormigón arriostrados concéntricamente	6
Muros de corte de placas compuestas de acero y hormigón	7.5
Muros de corte especiales compuestos de acero y hormigón	7
Pórticos ordinarios a momento compuestos de acero y hormigón	6
SISTEMAS DUALES CON CAPACIDAD PARA PÓRTICOS INTERMEDIOS A MOMENTO DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LAS FUERZAS SÍSMICAS PRESCRITAS	
Pórticos especiales de acero arriostrados concéntricamente	6
Pórticos especiales compuestos de acero y hormigón arriostrados concéntricamente	5.5
Pórticos ordinarios compuestos de acero y hormigón arriostrados	3.5
Muros de corte ordinarios compuestos de acero y hormigón	5

Fuente: (ASCE/SEI 7-16, 2016)

2.1.3 Método de diseño basado en fuerzas (DBF)

Según la NEC-SE-DS (2015), se reconocen dos enfoques de diseño: el método de diseño basado en fuerzas (DBF) y el diseño basado en desplazamientos (DBD). Según la normativa, es obligatorio realizar el cálculo mediante el método DBF, mientras que el método DBD se considera complementario.

Por lo tanto, este proyecto el cálculo únicamente por el método basado en fuerzas (DBF).

2.1.4 Procedimiento del método (DBF)

2.1.4.1 Coeficiente sísmico C

Este coeficiente se utiliza para adecuar la carga sísmica, actuando como un factor multiplicativo aplicado al peso de la estructura. Se calcula a través de la ecuación: 2.2 Coeficiente sísmico:

$$C = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E}$$

Ecuación 2.2 Coeficiente Sísmico

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.1.4.2 Distribución vertical del cortante

Es necesario distribuir las fuerzas laterales totales de diseño a lo largo de toda la altura de la estructura, utilizando las ecuaciones: 2.3, 2.4 y 2.5.

$$V = \sum_{i=1}^n F_i$$

Ecuación 2.3 Cortante total en la base de la estructura

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i$$

Ecuación 2.4 Cortante total en el piso x de la estructura

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

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

Ecuación 2.5 Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

V_x = cortante total en el piso x de la estructura.

F_i = fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.

F_x = fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

n= número de pisos de la estructura.

w_x = peso aginado al piso o nivel x de la estructura.

w_i = peso aginado al piso o nivel i de la estructura.

h_x = altura del piso x de la estructura.

h_i = altura del piso i de la estructura.

k= coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T.

2.1.4.3 Distribución horizontal del cortante

Según la NEC-SE-DS (2024), el reparto del cortante de piso debe efectuarse de manera proporcional a las rigideces de las partes encargadas de resistir las cargas laterales. Se debe considerar que la masa de cada nivel se concentra en el centro de masas, pero se desplaza una distancia equivalente al 5% de la dimensión máxima del edificio en ese nivel.

2.1.4.4 Derivas

Según la NEC-SE-DS (2024), las mayores deformaciones inelásticas provocadas por las fuerzas laterales de diseño, y reducidas mediante el método DBF, se calcularán para cada dirección de aplicación en cada piso.

Esta deriva máxima se calcula con la Ecuación 2.6 Deriva máxima inelástica.

$$\Delta_M = 0.75 \cdot \Delta_E$$

Ecuación 2.6 Deriva máxima inelástica

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

Δ_M = deriva máxima inelástica.

Δ_E = desplazamiento por la aplicación de las fuerzas laterales.

Y debe verificar la Ecuación 2.7 Deriva máxima para cualquier piso.

$$\Delta_M < \Delta_M^{m\acute{a}x}$$

Ecuación 2.7 Deriva máxima para cualquier piso

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.1.5 Método LRFD – diseño por estados límite

El método “Load and Resistance Factor Design” (LRFD), establece diferentes estados límite que los elementos estructurales deben poder resistir, si estos estados límite se cumplen, se considera que la estructura tendrá un rendimiento satisfactorio. En el método LRFD, se aplican factores de reducción de resistencia a la capacidad nominal de los elementos y se comparan con la capacidad necesaria para que el elemento resista las cargas sísmicas y de servicio, una vez factorizadas. (ANSI/AISC 360, 2022)

2.1.6 Combinaciones de carga

El método LRFD implica aumentar las cargas aplicadas a la estructura, siendo esta factorización proporcional a la importancia de su efecto sobre la misma; mediante diversas combinaciones de carga, se identifican las cargas críticas para el diseño.

La Tabla 2.2 muestra las combinaciones de carga por este método.

Tabla 2.2 Valores de R según ASCE 7-16.

Combinaciones básicas	
1	$1.4D$
2	$1.2D + 1.6L + 0.5 \text{ máx}(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
3	$1.2D + 1.6\text{máx}(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + \text{máx}(L \text{ o } 0.5W)$
4	$1.2D + 1.0W + L + 0.5\text{máx}(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
5	$0.9D + 1.0W$
Combinaciones básicas con efectos de carga sísmica	
Cuando el efecto de carga sísmica prescrito, $E = f(E_v, E_h)$, se combina con los efectos de otras cargas	
6	$1.2D + E_v + E_h + L + 0.2S$
7	$0.9D - E_v + E_h$
Cuando el efecto de carga sísmica con sobre resistencia, $E_m = f(E_v, E_{mh})$, se combina con los efectos de otras cargas	
8	$1.2D + E_v + E_{mh} + L + 0.2S$
9	$0.9D - E_v + E_{mh}$

Fuente: (NEC-SE-CG, 2024)

Donde:

D= carga muerta o permanente.

L= carga viva o sobrecarga.

L_r= sobrecarga de cubierta.

S= carga de granizo.

R= carga de lluvia.

W= carga de viento.

E_v= carga sísmica vertical.

E_h= carga sísmica horizontal.

E_{mh}= carga sísmica horizontal con efecto de sobre resistencia.

E_m= combinación de carga sísmica vertical y horizontal con efecto de sobre resistencia.

2.2 Diseño de un edificio de acero

2.2.1 Características de la estructura

La estructura que se va a analizar se encuentra en la Provincia de Pichincha, específicamente en el norte de la ciudad de Quito. Dada esta ubicación, el tipo de suelo se clasifica como categoría D.

2.2.2 Configuración Arquitectónica

La construcción del edificio comprende cinco pisos con una distancia entre ellos de 3.15 metros, siendo los dos primeros niveles destinados a oficinas y los tres niveles superiores designados para uso residencial. Además, la estructura incluye una terraza y un tapagradas con una altura de 2.50 metros. La altura total de la estructura, medida desde la base, es de 20.45 metros; este proyecto está dirigido por el mismo director del proyecto desarrollado por Chango & Ruiz (2021); por tal motivo se conserva la misma configuración arquitectónica.

En las Figuras 2.3, 2.4, 2.5 y 2.6 se aprecia las diferentes vistas de la estructura.

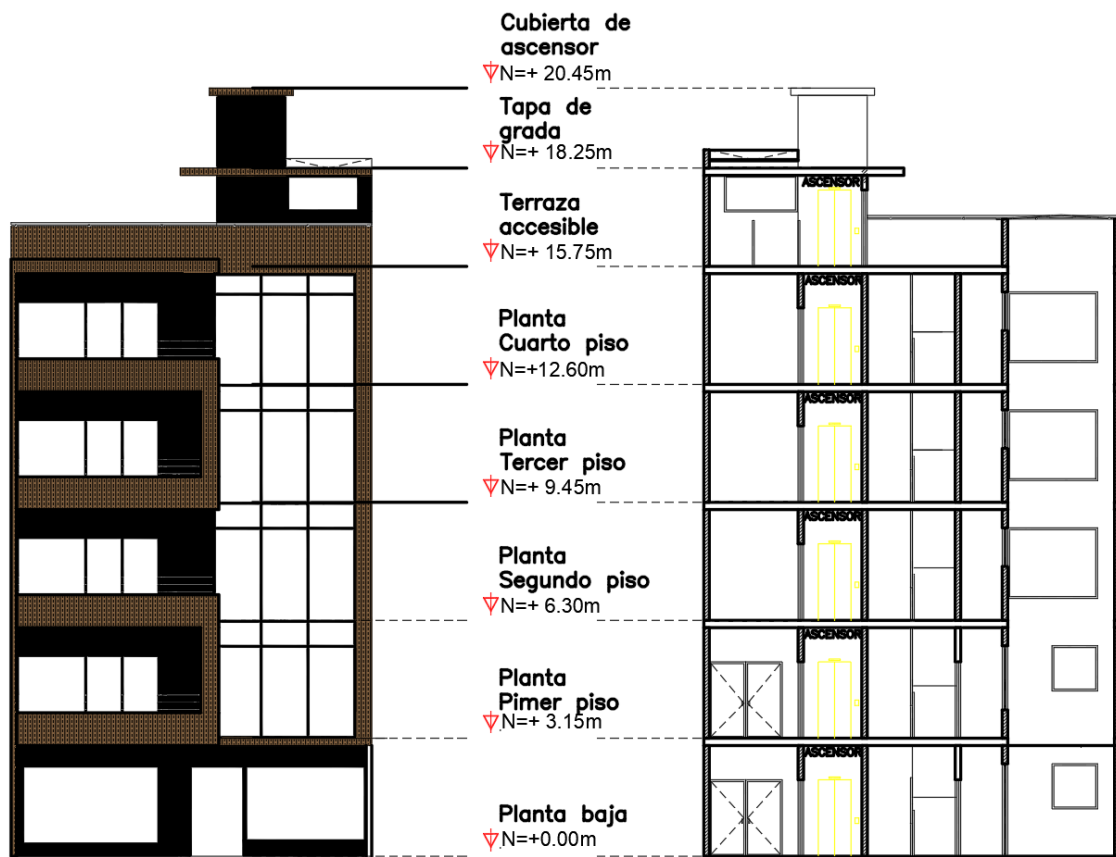


Figura 2.3 Fachada y corte frontal del edificio

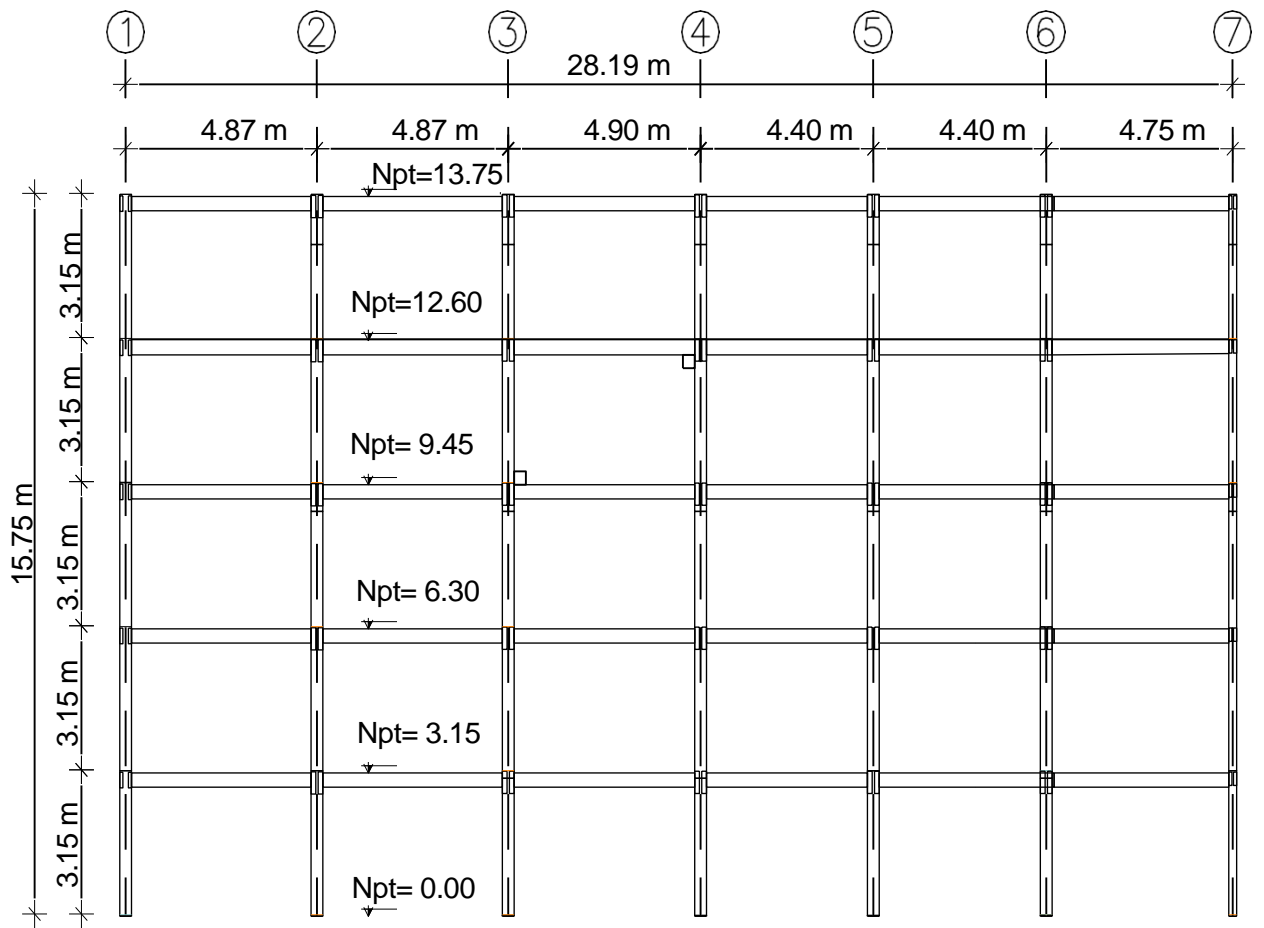


Figura 2.4 Vista en elevación lateral

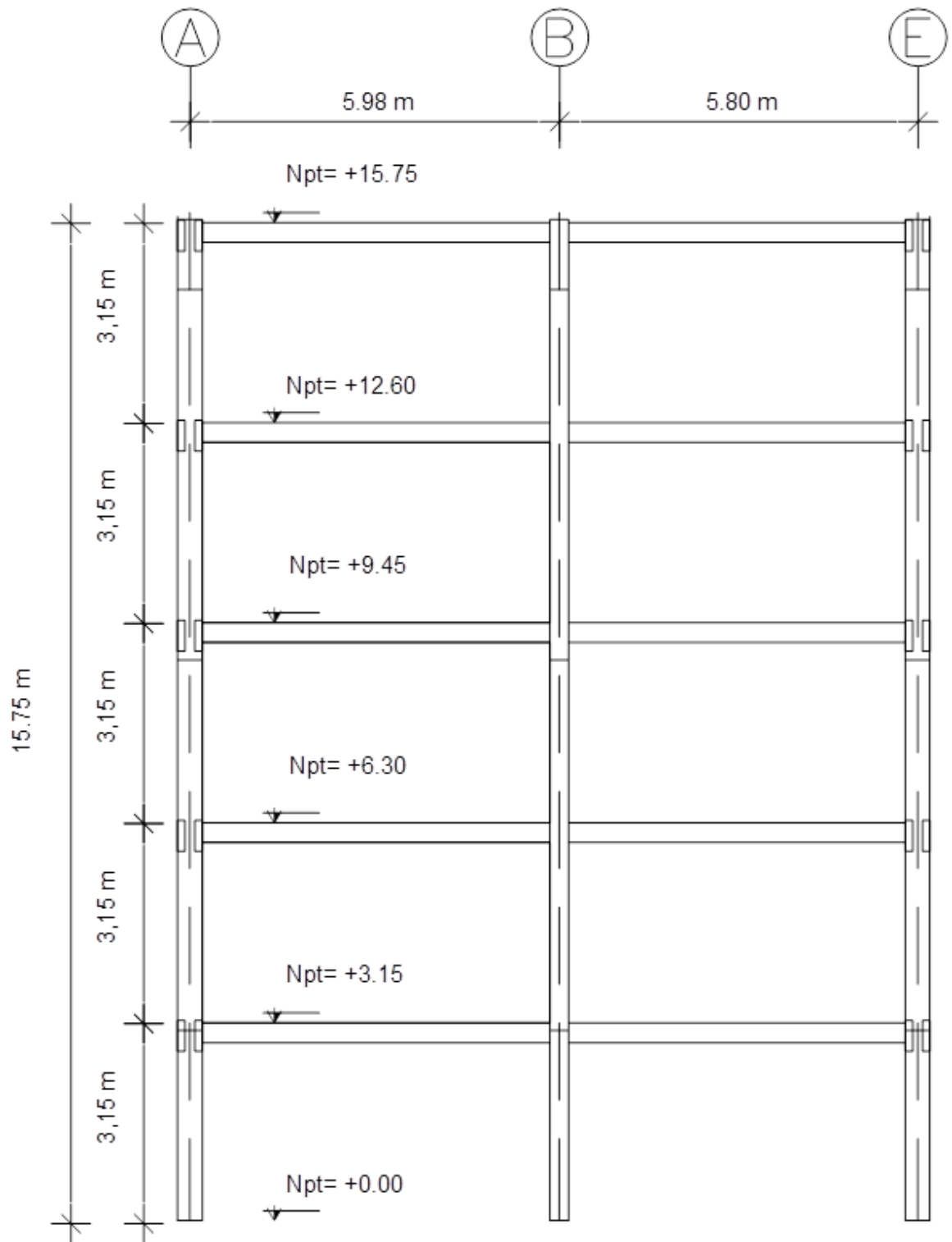


Figura 2.5 Vista en elevación frontal

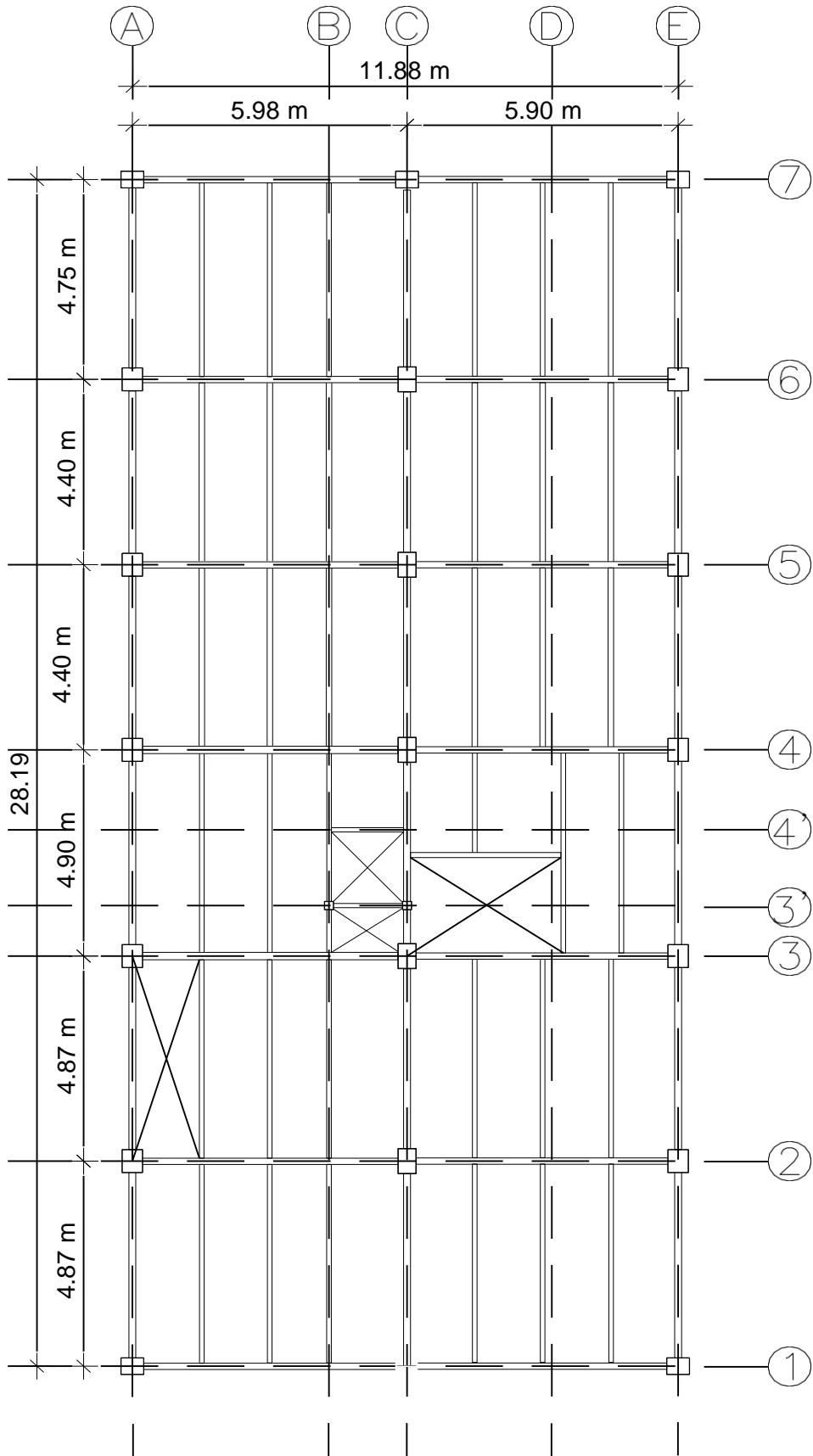


Figura 2.6 Vista en planta

2.2.3 Configuración de los arriostramientos

En este apartado se presentan la configuración arquitectónica del edificio con los diferentes tipos de arriostramientos vistos ya sean estos: arriostramiento concéntrico y arriostramiento excéntrico.

2.2.3.1 Arriostramiento concéntrico

En las Figuras 2.7, 2.8 y 2.9 se exponen las diferentes vistas del edificio con arriostramiento concéntrico.

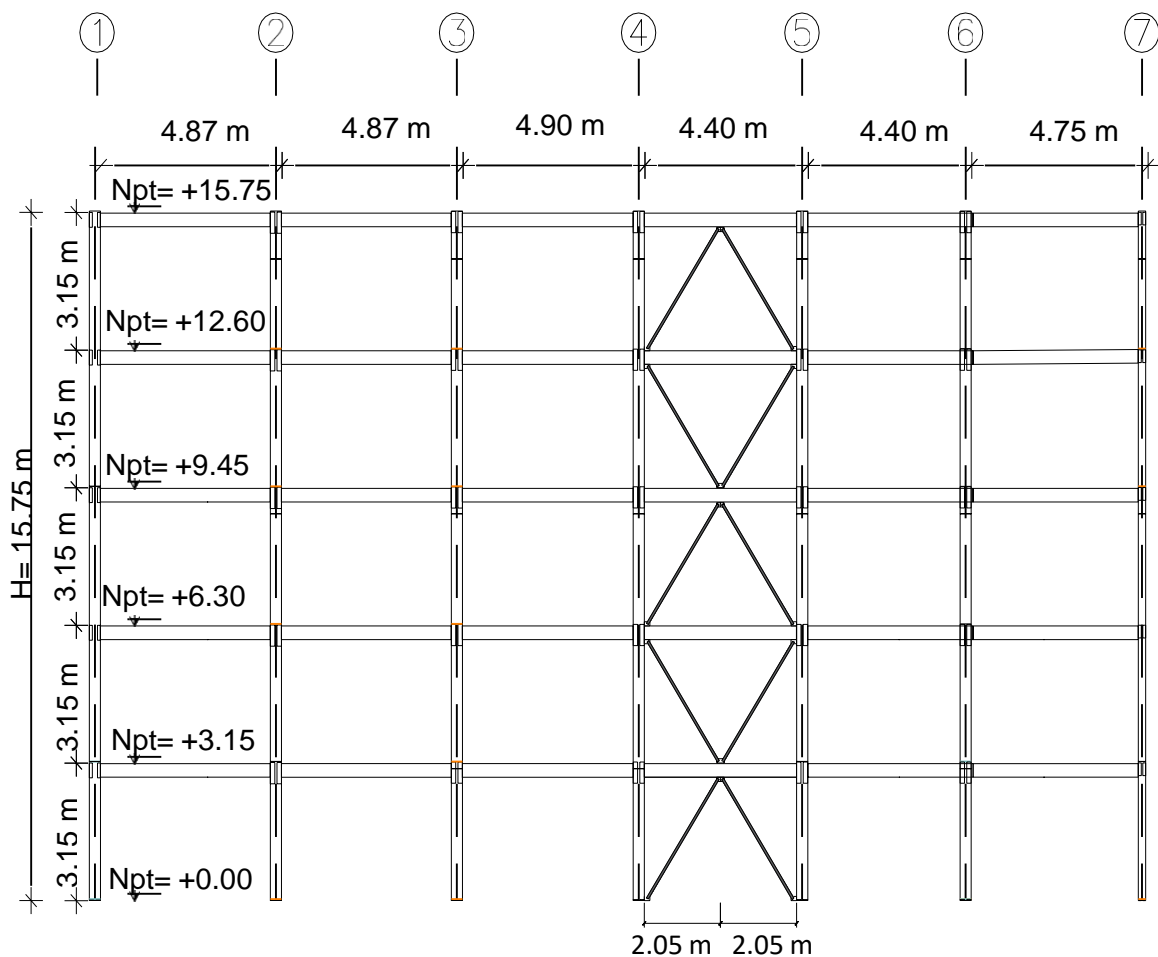


Figura 2.7 Edificio con arriostramiento concéntrico vista lateral

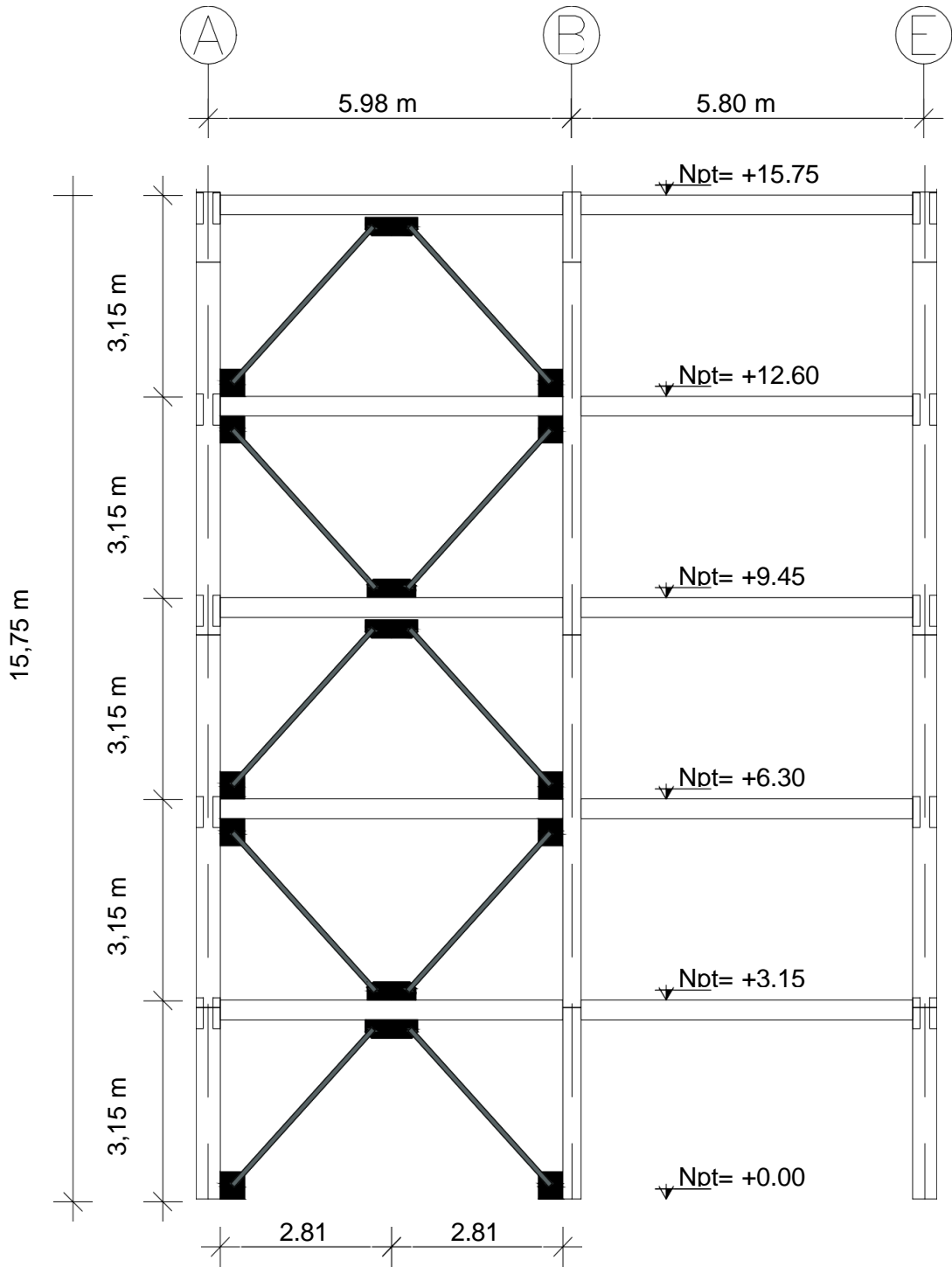


Figura 2.8 Edificio con arriostramiento concéntrico vista frontal

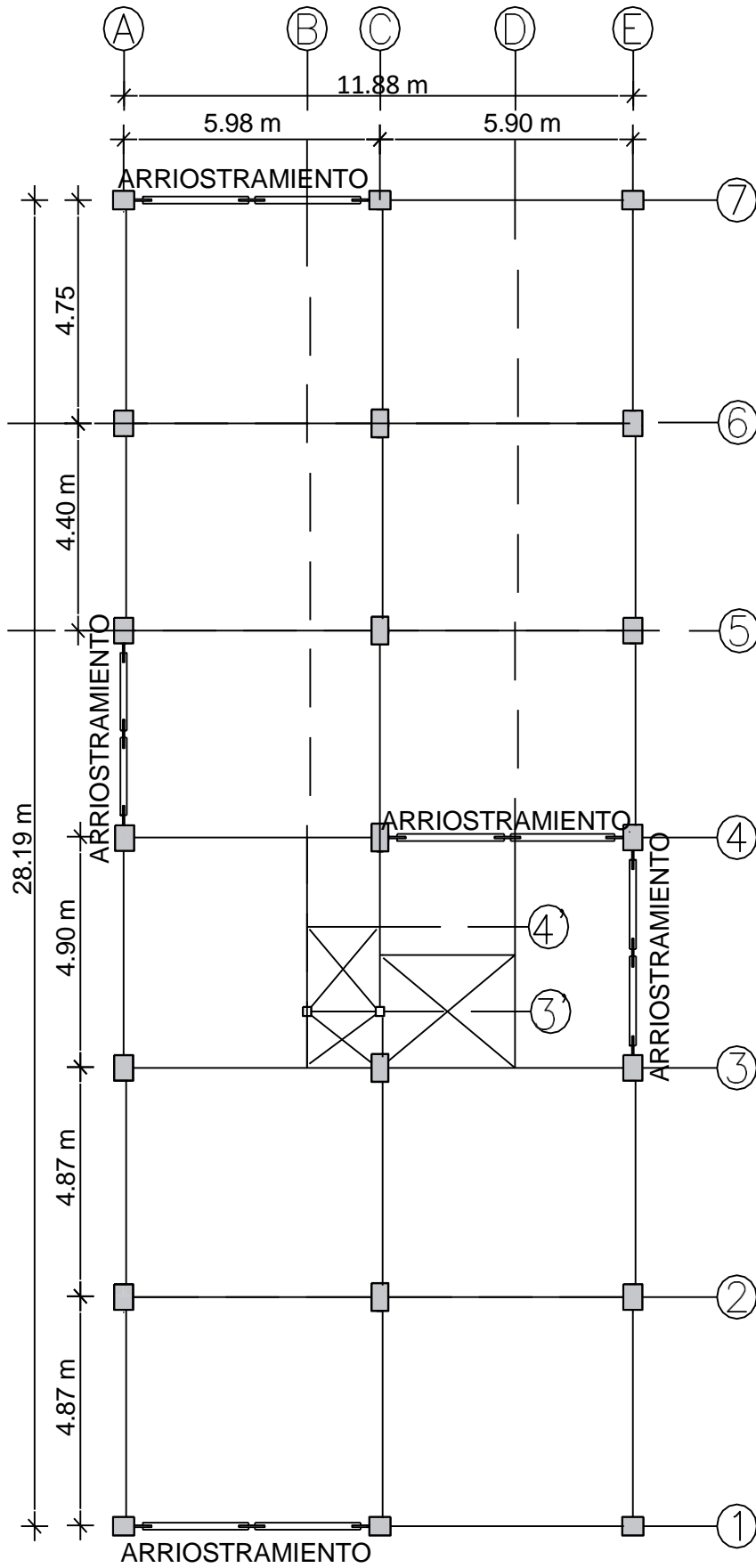


Figura 2.9 Edificio con arriostramiento concéntrico vista en planta

2.2.4 Materiales

A continuación, se presentan los materiales y sus propiedades correspondientes utilizados en el predimensionamiento, modelado y diseño de los elementos estructurales del edificio.

Acero A500 grado C

- Peso específico, $\gamma_s = 78.5 \text{ [kN/m}^3\text{]}$
- Módulo de elasticidad, $E_s = 200000 \text{ [MPa]}$
- Esfuerzo de fluencia, $F_y = 345 \text{ [MPa]}$
- $R_y = 1.1$

Este material será utilizado para tubos cuadrados, perfiles U y perfiles G para conformar las columnas rectangulares mediante soldadura.

Hormigón

Este material será utilizado para la losa de compresión.

- Peso específico, $\gamma_c = 24 \text{ [kN/m}^3\text{]}$
- Módulo de elasticidad, $E_c = 4,7\sqrt{f'c} = 4,7\sqrt{21} = 21,5381 \text{ [GPa]}$
- Resistencia a la compresión, $f'c = 21 \text{ [MPa]}$

Las secciones, así como las placas de acero requeridas, han sido tomadas del catálogo de Import Aceros (2024).

2.2.5 Cargas gravitacionales de diseño

Estas cargas, incluyen la carga muerta proveniente de mampostería, deck metálico, entre otros, así como la carga viva, cuyo valor depende del uso de la estructura. Para realizar estos cálculos, se emplearon los valores establecidos en (NEC-SE-CG, 2024), junto con información proporcionada por fabricantes nacionales.

En la Tabla 2.3 se describen detalladamente estas cargas.

Tabla 2.3 Cargas gravitacionales

	Carga	Primer y Segundo piso N/m2	Tercer y cuarto piso N/m2	Terraza accesible N/m2	Tapa grada N/m2	Cubierta N/m2
Carga muerta D	Placa colaborante	62.6	62.6	62.6	62.6	62.6
	Hormigón de losa	1765.8	1765.8	1765.8	1765.8	1765.8
	Mampostería	3193.6	2502.9	1525.6	578.1	0
	Cielorraso	196.2	196.2	0	0	0
	Acabado baldosa sobre piso	196.2	196.2	196.2	0	0
	Instalaciones	147.2	147.2	147.2	98.1	98.1
	TOTAL (D)	5561.6	4870.9	3697.3	2504.6	1926.5
Carga Viva L	Oficinas	2393.6				
	Residencial		1962	1962	1962	
	TOTAL (L)	2393.6	1962	1962	1962	0

Fuente: (Chango & Ruiz, 2021)

2.3 Configuración estructural

Para el predimensionamiento de vigas secundarias, principales y losas, se han empleado normativas nacionales como la "Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 2024", en los capítulos "Estructuras de Acero, NEC-SE-AC" y "Cargas No Sísmicas, NEC-SE-CG". Además, se ha utilizado normas internacionales como la "Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-22" y "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-22". En cuanto al análisis de resistencia sísmica, se han seguido las normas "Peligro Sísmico – Diseño Sismo Resistente, NEC-SE-DS" y "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-22". Se ha dado preferencia al uso de normativas internacionales debido a su contenido técnico exhaustivo para el diseño de elementos compuestos.

2.3.1 Vigas secundarias, vigas principales y losa deck

Previamente se mencionó en el presente proyecto; que uno de los objetivos consiste en realizar una comparación tanto económica como de rendimiento en relación con las dos diferentes componentes del mismo proyecto titulados: "Evaluación técnica y económica de un edificio de acero diseñado con el sistema dual y usando columnas rectangulares

rellenas de hormigón” desarrollado por Astudillo (2024), y “Evaluación técnica y económica de un edificio de acero diseñado con el sistema dual y usando columnas de sección I” desarrollado por Mera (2024), bajo la supervisión del mismo tutor, el Ing. Luis Tinerfe Hernández Rodríguez, PhD. En este contexto, se seguirán las mismas dimensiones iniciales para los elementos de vigas secundarias, vigas principales y losa deck, lo que resultará en cargas similares que facilitarán una comparación apropiada entre el Sistema Dual con diferentes tipos de columnas.

La Figura 2.10 muestra la sección de vigas principales, viga secundaria y losa deck.

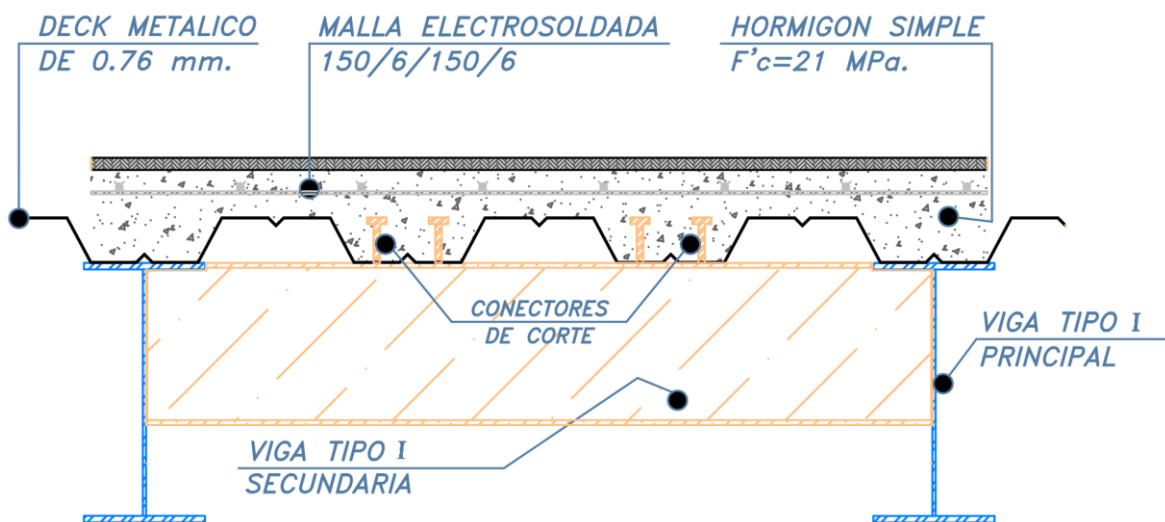


Figura 2.10 Sección de vigas principales, viga secundaria y losa deck.

2.3.1.1 Vigas del sistema de pórticos SMF

Estas vigas, las cuales satisfacen los criterios de relación entre ancho-espesor, así como la condición de no exceder los límites establecidos para la resistencia a la flexión, pandeo lateral torsional, resistencia al corte del alma y además ser capaces de desarrollar gran ductilidad y que tengan gran desempeño frente a cargas sísmica.

2.3.1.1.1 Limitaciones ancho - espesor

Para las vigas es esencial que sean altamente dúctiles. La siguiente Tabla 2.4 nos ayuda a clasificar estos elementos según su ductilidad.

Tabla 2.4 Limitaciones ancho espesor vigas tipo I

TABLE D1.1b Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements—All Members Except 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	
7	(1) Flanges of rolled or built-up I-shaped sections (2) Flange and stem of rolled or built-up tees (3) Flanges of rolled or built-up channels (4) Legs of single angles or double-angle members with separators (5) Outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t d/t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
11	For moment frames, where used in beams or columns, as webs in flexure, or combined axial and flexure Webs of rolled or built-up I-shaped sections and channels	h/t_w	$2.5(1 - C_a)^{2.3} \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{[b]}$	$5.4(1 - C_a)^{2.3} \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{[b]}$	

Fuente: (ANSI/AISC 341, 2022)

Se sugiere la siguiente viga en I, hecha con placas de acero AISC A572 Grado C y soldadas, la cual será clasificada según la Tabla 2.4.

El valor de C_a se calcula como sigue:

$$C_a = \frac{\alpha_a P_r}{R_y F_y A_g}$$

Donde:

P_r : Resistencia axial requerida utilizando las combinaciones de carga LRFD

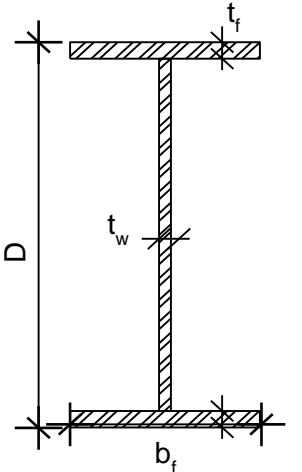
Nótese que, la viga es un elemento que no está sometido a cargas axiales importantes por lo que el valor de P_r es despreciable, por tanto $C_a = 0$

Datos de la viga		Límites ancho-espesor		Clasificación			
bf [cm]	100	Patín	8.24	λ_{hd}	Patín	6.67	ALTAMENTE DÚCTIL
tf [cm]	15		10.44	λ_{md}			
D [cm]	300	Alma	67.30	λ_{hd}	Alma	54.00	ALTAMENTE DÚCTIL
tw [cm]	5		103.29	λ_{md}			
Ca	0						

En la Tabla 2.5, muestra un resumen de las secciones correspondientes a vigas secundarias y vigas principales que se utilizarán para el desarrollo del trabajo mostradas.

Tabla 2.5 Resumen secciones de vigas principales y secundarias

NOMENCLATURA DE VIGAS TIPO I [mm]	
Nomenclatura	Dx _{tw} + Bfx _{tf}
VIGAS SECUNDARIAS	
IPE 80	80x3.8 + 46x5.2
IPE 100	100x4.1 + 55x5.7
IPE 120	120x4.4 + 64x6.3
IPE 140	140x4.7 + 73x6.9
IPE 160	160x5 + 82x7.4
IPE 180	180x5.3 + 91x8
VIGAS PRINCIPALES	
V100X250X5	250x5 + 100x15
V100X250X8	250x8 + 100x15
V120X300X5	300x5 + 120x15
V120X300X6	300x6 + 120x15
V120X300X8	300x8 + 120x15
V150X300X6	300x6 + 150x20
V150X300X8	300x8 + 150x20
V150X300X10	300x10 + 150x20
V150X250X5	250x5 + 150x20



2.3.2 Columnas

Se empleará columnas HSS; en esta sección se mostrará un ejemplo de cálculo para el predimensionamiento de una columna HSS, se han empleado la "Norma Ecuatoriana de la

Construcción, NEC 2024", en los capítulos "Estructuras de Acero, NEC-SE-AC". Además, se ha utilizado la norma "Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-22". En cuanto al análisis de resistencia sísmica, se han seguido las normas "Peligro Sísmico – Diseño Sismo Resistente, NEC-SE-DS" y "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-22".

2.3.2.1 Limitaciones ancho espesor de secciones de acero

Según la ANSI/AISC 341 (2022), en las estructuras sísmicas de acero, se establecen dos valores para este límite de los elementos de las secciones: uno para miembros con ductilidad moderada (λ_{md}) y otro para aquellos con alta ductilidad (λ_{hd}), detallados en la Tabla 2.6

Tabla 2.6 Clasificación elementos a compresión para miembros moderada y altamente dúctiles

TABLE D1.1b (continued) Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements—All Members Except 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		
Stiffened Elements	<p>13 Where used in beams, columns, or links, as webs in flexure, or combined axial and flexure</p> <p>(1) Side plates of boxed I-shaped sections</p> <p>(2) Webs of rectangular HSS^(a)</p> <p>(3) Webs of box sections</p> <p>(4) Except for moment frames, webs of rolled or built-up I-shaped sections and channels</p>	h/t	For $C_a \leq 0.113^{(b)}$	For $C_a \leq 0.113^{(b)}$		
			$2.45(1 - 1.04C_a)\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$3.76(1 - 3.05C_a)\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$		
			For $C_a > 0.113$	For $C_a > 0.113$		
			$2.26(1 - 0.38C_a)\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$2.61(1 - 0.49C_a)\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$		
			$\geq 1.56\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\geq 1.56\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$		

Fuente: (ANSI/AISC 341, 2022)

En la Figura 2.11 se muestra el ejemplo de columna HSS con el que se realizará el predimensionamiento; además en la Tabla 2.7 se muestra la clasificación de la sección de la columna de acuerdo con la Tabla 2.6

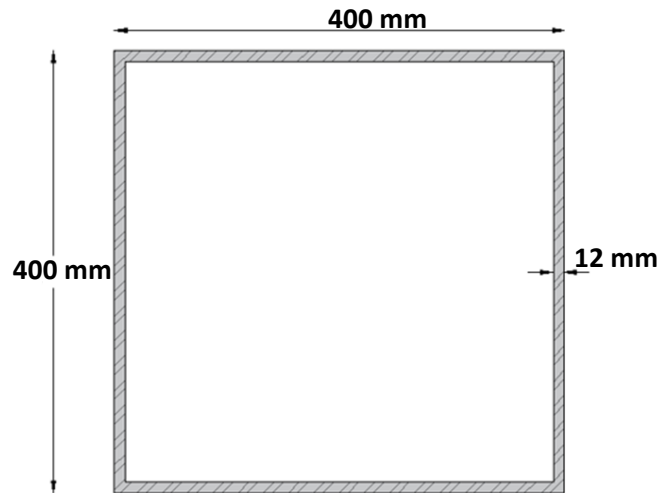


Figura 2.11 Sección Columna HSS

Tabla 2.7 Clasificación columna HSS

Datos de la columna			Límites ancho - espesor			Clasificación		
b	36.4	cm	Altura (h)	52.30	λ_{hd}	Patín	30.3	Altamente dúctil
h	36.4	cm		58.41	λ_{hm}			
e	1.2	cm	Base (b)	52.30	λ_{hd}	Alma	30.3	Altamente dúctil
K	1.00	cm		58.41	λ_{hm}			

2.3.2.2 Resistencia a la compresión

Según la ANSI/AISC 360 (2022), la resistencia de diseño a la compresión $\phi_c \cdot P_n$ donde ($\phi_c = 0.90$) se establece en función del estado límite de pandeo por flexión, esto si se utiliza elementos compactos.

A continuación, se determina dicha resistencia utilizando método LRFD a través de la Ecuación 2.8.

$$\phi_c \cdot P_n = 0.9 \cdot F_{cr} \cdot A_g$$

Ecuación 2.8 Resistencia a la compresión

Fuente: (ANSI/AISC 360, 2022)

Donde:

F_{rc} = esfuerzo crítico.

Este esfuerzo crítico se determinará a partir de las Ecuaciones 2.9 y 2.10 mostradas a continuación:

$$\frac{L_c}{r} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{entonces} \quad F_{cr} = 0.658 \frac{F_y}{F_e} \cdot F_y$$

Ecuación 2.9 Esfuerzo crítico caso a

Fuente: (ANSI/AISC 360, 2022)

$$\frac{L_c}{r} \geq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{entonces} \quad F_{cr} = 0.658 \frac{F_y}{F_e} \cdot F_y$$

Ecuación 2.10 Esfuerzo crítico caso b

Fuente: (ANSI/AISC 360, 2022)

Donde:

F_e = esfuerzo de pandeo elástico.

L_c = longitud efectiva.

Así, al resolver se obtiene:

$$19.77 \leq 135.70$$

Por tanto, se utilizará la ecuación 2.9 para esto determinará el valor de esfuerzo de pandeo elástico F_e a partir de la ecuación 2.11 mostrada a continuación.

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

Ecuación 2.11 Esfuerzo de pandeo elástico

Fuente: (ANSI/AISC 360, 2022)

Así, al resolver las ecuaciones 2.11 y 2.9 se obtiene:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot 2100000 \text{ kg/cm}^2}{\left(\frac{315 \text{ cm}}{15.93 \text{ cm}}\right)^2} = 53006.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 0.658 \frac{2530}{53006.54} \cdot 2530 \text{ kg/cm}^2 = 2479.96 \text{ kg/cm}^2$$

Por tanto, al resolver la Ecuación 2.8 se obtiene:

$$\phi_c \cdot P_n = 0.9 \cdot 2479.96 \text{ kg/cm}^2 \cdot 156 \text{ cm}^2$$

$$\phi_c \cdot P_n = 386873.55 \text{ kg} = 386.87 \text{ T}$$

- **Resistencia última a compresión**

Dado que el elemento examinado experimenta las mismas condiciones de carga, se mantiene la carga última calculada.

A continuación, se procede a determinar resistencia última a compresión a través de la Ecuación 2.12.

$$P_u = \frac{A_t \cdot C_u}{0.85}$$

Ecuación 2.12 Resistencia última a compresión

Fuente: (ANSI/AISC 360, 2022)

Al resolver las Ecuación 2.12 se obtiene:

$$P_u = \frac{27.62 \text{ m}^2 \cdot 4.30 \text{ T/m}^2}{0.85} = 139.8 \text{ T}$$

Finalmente se realiza la verificación a partir de la Ecuación 2.13 mostrada a continuación.

$$\phi_c \cdot P_n \geq P_u$$

Ecuación 2.13 Verificación de la resistencia a corte del alma

Fuente: (ANSI/AISC 360, 2022)

Al resolver las Ecuación 2.13 se obtiene:

$$348.17 \text{ T} \geq 139.86 \text{ T}$$

En la Tabla 2.8 se presentan dicha verificación.

Tabla 2.8 Verificación de la resistencia a compresión

Cálculos		
At	27.62	m2
Cu	4.3	T/m2
Pu	139.86	T
Pr	348.17	T
D/C	0.4	

2.3.3 CONEXIÓN VIGA-COLUMNA

Es fundamental asegurar que se cumpla la siguiente relación para facilitar la formación de articulaciones plásticas en las vigas:

A continuación, en la Ecuación 2.14 se muestra dicha relación.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > 1.0$$

Ecuación 2.14 Relación para facilitar la formación de rótulas plásticas en la viga

Fuente: (ANSI/AISC 360, 2022)

A continuación, se procede a determinar el momento plástico para la columna; para esto se ocupará en la Ecuación 2.15 Momento plástico de la columna

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \cdot \left(F_{yc} - \alpha_s \cdot \frac{P_r}{A_g} \right)$$

Ecuación 2.15 Momento plástico de la columna

Fuente: (ANSI/AISC 360, 2022)

$$\sum M_{pc}^* = Z_y \cdot \left(F_{yc} - \alpha_s \cdot \frac{P_i}{A_g} \right) + Z_y \cdot \left(F_{yc} - \alpha_s \cdot \frac{P_{i-1}}{A_g} \right)$$

Así, resolviendo la Ecuación 2.15 se obtiene lo siguiente:

$$\sum M_{pc}^* = 2943.46 \text{ cm}^3 \cdot \left(2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 1 \cdot \frac{139860 \text{ kg}}{198.24 \text{ cm}^2} \right) + 2943.46 \text{ cm}^3 \cdot \left(2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 1 \cdot \frac{111888 \text{ kg}}{198.24 \text{ cm}^2} \right)$$

$$\sum M_{pc}^* = 11155962.85 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sum M_{pc}^* = 111.55962.85 \text{ T} \cdot \text{m}$$

A continuación, se presentan los momentos plásticos de las vigas principales que se conectan a la columna, previamente determinados.

Viga V150x300x10

$$M_{pr} = 43.87 \text{ T} \cdot \text{m}$$

Viga V150x300x6

$$M_{pr} = 39.96 \text{ T} \cdot \text{m}$$

Se procede a realizar la verificación de conexión columna fuerte – viga débil

Resolviendo la Ecuación 2.14 se obtiene lo siguiente:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > 1.0$$

$$\frac{111.55 \text{ T} \cdot \text{m}}{83.83 \text{ T} \cdot \text{m}} = 1.33 > 1.0$$

Así, en la Tabla 2.9 se presentan la verificación de conexión columna fuerte – viga débil.

Tabla 2.9 Verificación de conexión columna fuerte – viga débil

CF- VD		
M _{pr1}	43.87	T·m
M _{pr2}	39.96	T·m
ΣM _{col}	111.55	1.33
ΣM _{vig}	83.83	
OK		

Con base en esta preselección inicial y considerando que la carga axial disminuye a medida que se asciende en pisos, se proponen las siguientes dimensiones de columna, las cuales se van reduciendo gradualmente en su sección transversal para los niveles superiores.

La Tabla 2.10 presenta un resumen con las secciones de columna rectangulares huecas HSS a utilizar.

Tabla 2.10 Resumen de secciones de columna HSS

NOMENCLATURA DE COLUMNAS RECTANGULARES HUECAS HSS [mm]			
Nomenclatura	b	h	t
	[mm]	[mm]	[mm]
N+3.15; N+6.30			
C100x100x8	100	100	8
C125x100x10	125	100	10
C150x150x12	150	150	12
C200x150x15	200	150	15
C200x200x15	200	200	15
C250x200x19	250	200	19
C250x250x19	250	250	19
C275x250x21	275	250	21
C300x300x23	300	300	23
N+9.45; N+12.60 N+15.75; N+18.25			
C100x100x8	100	100	8
C125x125x10	125	125	10
C150x125x12	150	125	12
C150x150x12	150	150	12
C200x150x15	200	150	15
C200x200x15	200	200	15
C250x200x19	250	200	19
C250x250x19	250	250	19
C275x250x21	275	250	21
N+20.45			
C150x150x12	150	150	12

2.3.4 Arriostramiento concéntrico

Según Crisafulli (2018), los pórticos arriostrados concéntricamente (CBF) se caracteriza por tener elementos de arriostramiento dentro del propio pórtico, unidos ya sea en los extremos o en el centro; este diseño económico y resistente a cargas laterales, es comúnmente empleado para proporcionar estabilidad en estructuras. Su eficacia en situaciones sísmicas se debe a su rigidez lateral; es relevante señalar que, durante eventos sísmicos, la dirección de carga cambia, lo que invierte la compresión y tracción en los arriostramientos.

Debido a la dificultad de calcular manualmente los esfuerzos de compresión en este elemento, las verificaciones de los estados límite de resistencia se realizarán después de obtener las fuerzas resultantes del modelo computacional.

2.3.4.1 Clasificación del elemento y limitaciones ancho/espesor

A continuación, en la Figura 2.12 Sección de tubo circular se muestra la sección de tubo circular TB1 127x8mm propuesta con diámetro $\varnothing = 127 \text{ mm}$ y espesor de pared $t = 8 \text{ mm}$.

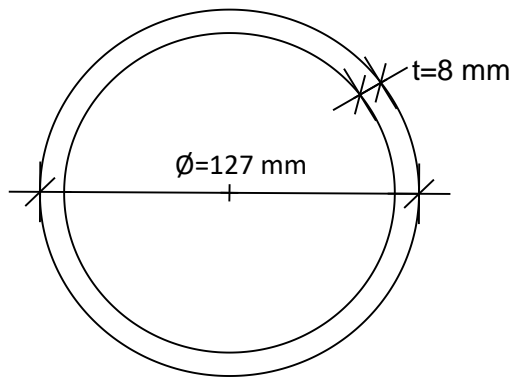


Figura 12 Sección de tubo circular TB1

Así a partir de se obtiene los siguientes datos: área transversal $A_g = 2990.8 \text{ mm}^2$ y radio de giro $r = 42,2 \text{ mm}$

A través, de la Tabla 2.11 procedemos a clasificar dicho elemento sujeto a compresión axial.

Tabla 2.11 Clasificación elementos de compresión axial

TABLE B4.1a				
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements				
Members Subjected to Axial Compression				
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (nonslender/slender)	Examples
9	Round HSS	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

Fuente: (ANSI/AISC 360, 2022)

Se hace uso de la Tabla 2.21 se realiza la clasificación de la sección TB1

$$\frac{D}{t} = \frac{127}{8} = 16$$

$$\lambda_r = 0.11 \frac{E}{F_y} = 0.11 \cdot \frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}} = 88$$


Se debe verificar que:

$$\frac{D}{t} < \lambda_r \rightarrow 24.82 < 88$$

Esto significa que la sección es: “no esbelta”

A través de la Tabla 2.12 se procede a clasificar dicho elemento compuesto a compresión

Tabla 2.12 Clasificación elementos compuestos a compresión

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	
3	Walls of round HSS ^[a]	D/t	$0.053 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.062 \frac{E}{R_y F_y}$	

Fuente: (ANSI/AISC 360, 2022)

Se hace uso de la Tabla 2.11 se realiza la clasificación de la sección TB1

$$\lambda_{hd} = 0.053 \cdot \frac{E}{R_y \cdot F_y} = 0.053 \cdot \frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}} = 42,4$$

Se debe verificar que:

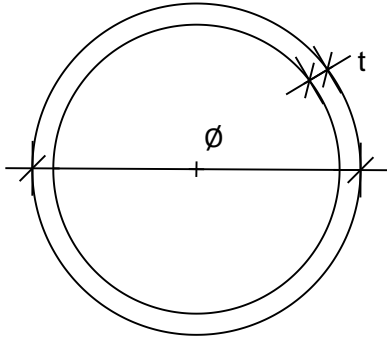
$$\frac{D}{t} < \lambda_{hd} \rightarrow 24.82 < 42.4$$

Esto significa que la sección es altamente dúctil.

Basándose en este diseño preliminar, a través de la Tabla 2.13 se sugieren las siguientes secciones para los arriostramientos.

Tabla 2.13 Secciones de arriostramiento

NOMENCLATURA DE ARRIOSTRES DE SECCIÓN TUBULAR		
Nomenclatura	φ [mm]	t [mm]
TB 76.2x5mm.	76.2	5
TB 101.6X5mm.	101.6	5
TB127X6mm.	127	6
TB 127X8mm.	127	8
TB 152.4X8mm.	152.4	8



2.3.4.2 Diseño de Placa Gusset

Según Crisafulli (2018), la placa Gusset debe diseñarse para garantizar la capacidad del arriostre, es decir, debe ser lo suficientemente resistente para deformarse junto con la sección del arriostre sin romperse antes que esta. En este estudio de caso, la placa será soldada al arriostre.

A través, de la Figura 2.13 se muestra un ejemplo de diseño de placa Gusset.

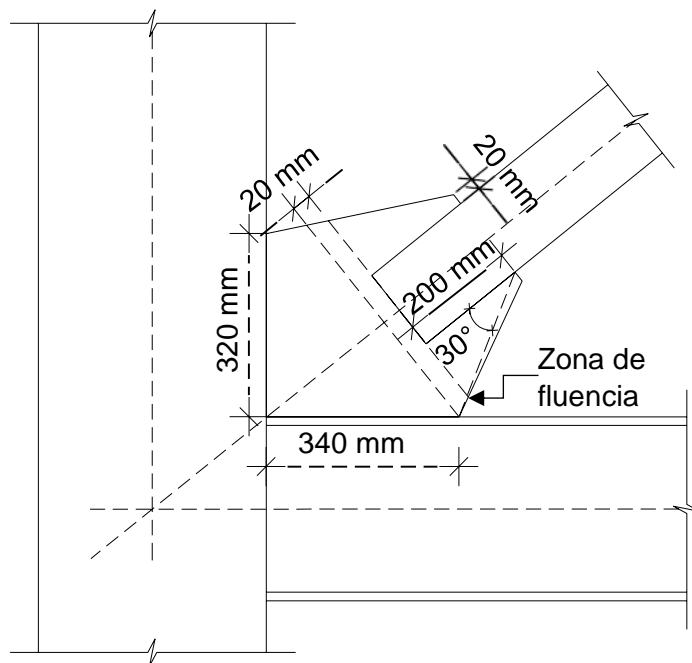


Figura 13 Diseño de placa Gusset

Se propone el siguiente diseño para la sección más crítica, un tubo TB 152.4X8mm. Se utilizará una placa de 8mm de espesor, por lo que la longitud mínima de la zona de fluencia será $L = 2 \cdot t = 16\text{mm}$. Sin embargo, para facilitar la construcción, se tomará $L = 20\text{mm}$.

2.3.4.3 Espectro de aceleraciones y cortante basal

Basándose en la ASCE/SEI 7 (2022), se procede a realizar un resumen de los coeficientes recomendados por la norma sísmica. En la Tabla 2.10 se muestran los coeficientes de diseño.

Tabla 2.14 Coeficientes de diseño

Tipo Estructura	R	Ω_o	C_d
SCBF Dual	7	2.5	5.5

Basándose en lo expuesto en la sección 2.1 de este proyecto se ofrece a continuación una síntesis de los factores y coeficientes empleados en la determinación del espectro de aceleraciones y del cortante basal.

Así, en la Tabla 2.15 se presenta el cálculo.

Tabla 2.15 Cálculo del espectro de aceleraciones y cortante basal

Factores y coeficientes			
Parámetro		Valor	Observaciones
Factor de zona	Z	0.4	Ubicado en Quito zona V
Tipo suelo	D		
Amplificador en período corto	Fa	1.2	Se tiene un perfil de suelo tipo D y zona V
Amplificador para roca	Fd	1.19	
Comportamiento no lineal del suelo	Fs	1.28	
Factor diseño elástico	r	1	Se tiene un perfil de suelo Tipo D
Razón entre Sa y PGA	η	2.48	Ubicación en una provincia de la sierra
Importancia	I	1	Edificación no esencial ni de ocupación especial
Regularidad en planta	φp	1	No se observan irregularidades importantes
Regularidad en elevación	φe	1	
	Ct	0.073	Estructura de acero con arriostramientos
	α	0.75	
Altura del edificio	hn [m]	20.45	
Factor de reducción	R	7	Pórticos de acero arriostrados concéntricamente
Cálculos			
Período estructura	T	0.70	S
Período crítico	Tc	0.70	S
Espectro sísmico elástico	Sa(T)	1.1904	G
Espectro sísmico Inelástico	V/W	0.170	G
Sismo vertical	E_v	0.113	G
Factor de altura	K	1.101	

Con los datos obtenidos en la tabla 2.15, se procede a obtener el espectro de aceleraciones elástico e inelástico, donde: en el eje(y) los valores de la aceleración espectral (S_a) y eje(x) se tienen los valores de período (T).

La Figura 2.14 se presenta el espectro de aceleraciones.

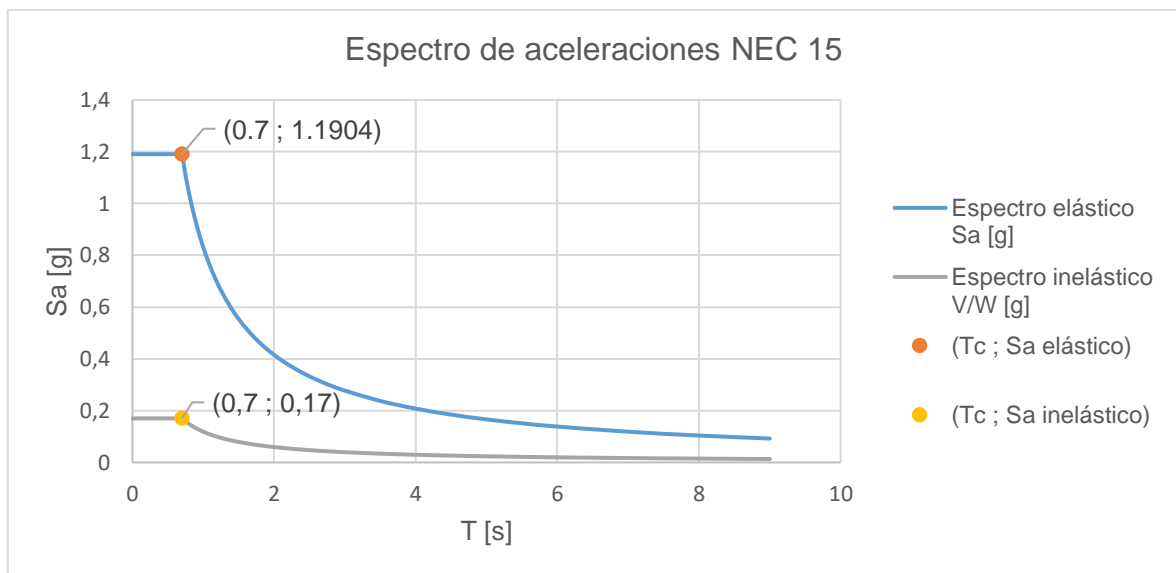


Figura 14 Espectro de aceleraciones

2.4 Modelo

En este modelo se utilizarán columnas rectangulares HSS de acero huecas; como se detalló en la sección 2.3.2 de este proyecto se tomó en cuenta las limitaciones ancho espesor de las secciones de acero, resistencia a la compresión y la conexión viga-columna, así se presentó un ejemplo de cálculo para el predimensionamiento de columnas utilizando normas tanto nacionales como internacionales.

2.4.1 Modelación del edificio de acero

Se utilizó el programa ETABS en su versión 21.2.0 para modelar de la estructura, el cual, mediante el análisis numérico de elementos finitos, permite obtener las reacciones en los diferentes elementos a partir de las cargas gravitacionales y sísmicas.

Las Figuras 2.15, 2.16 y 2.17 presentan las vistas del edificio de acero; además se muestra los elementos estructurales adoptados para la modelación del edificio.

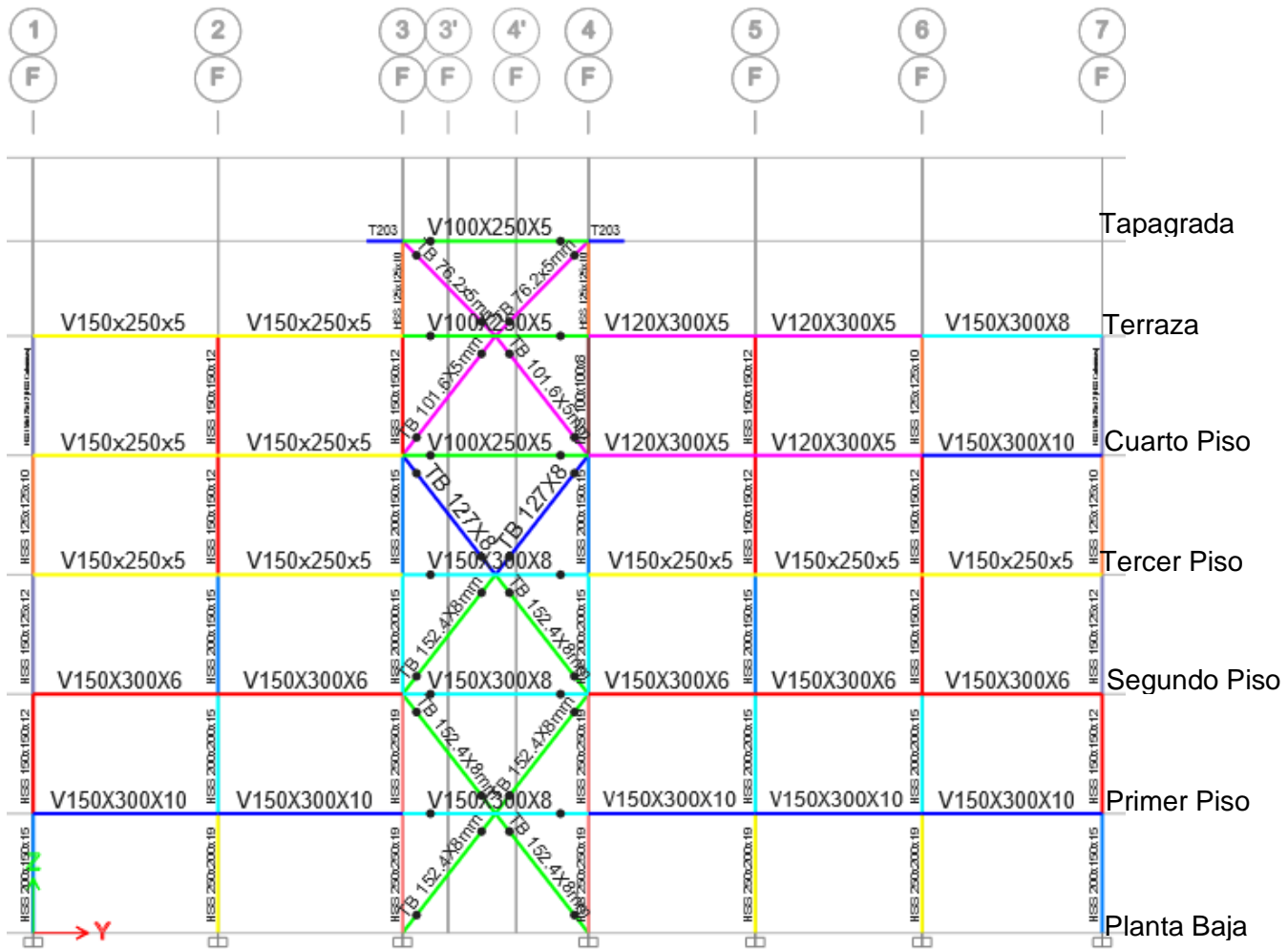


Figura 15 Vista lateral en elevación lateral eje F

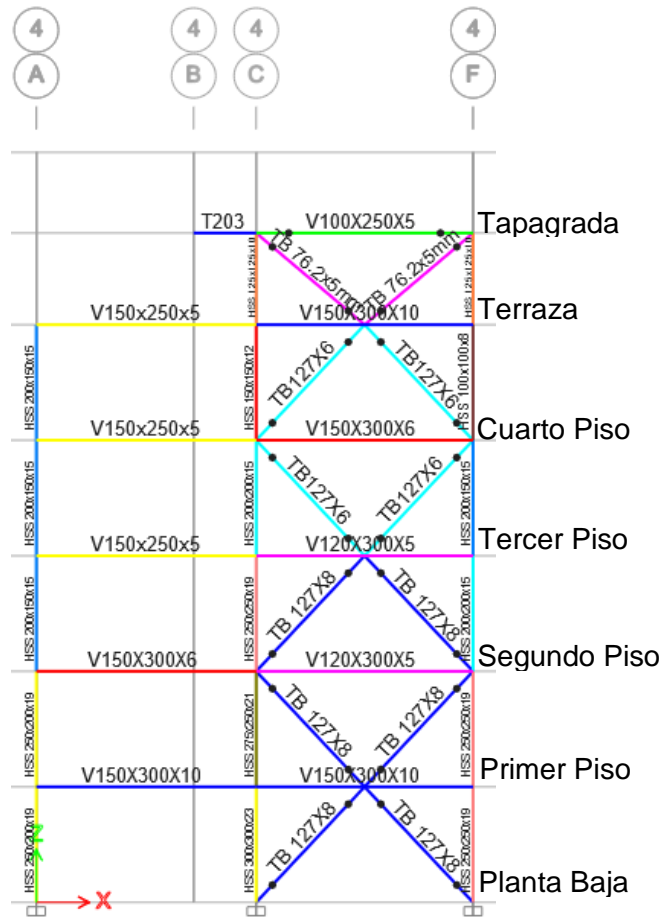


Figura 16 Vista frontal en elevación eje 4

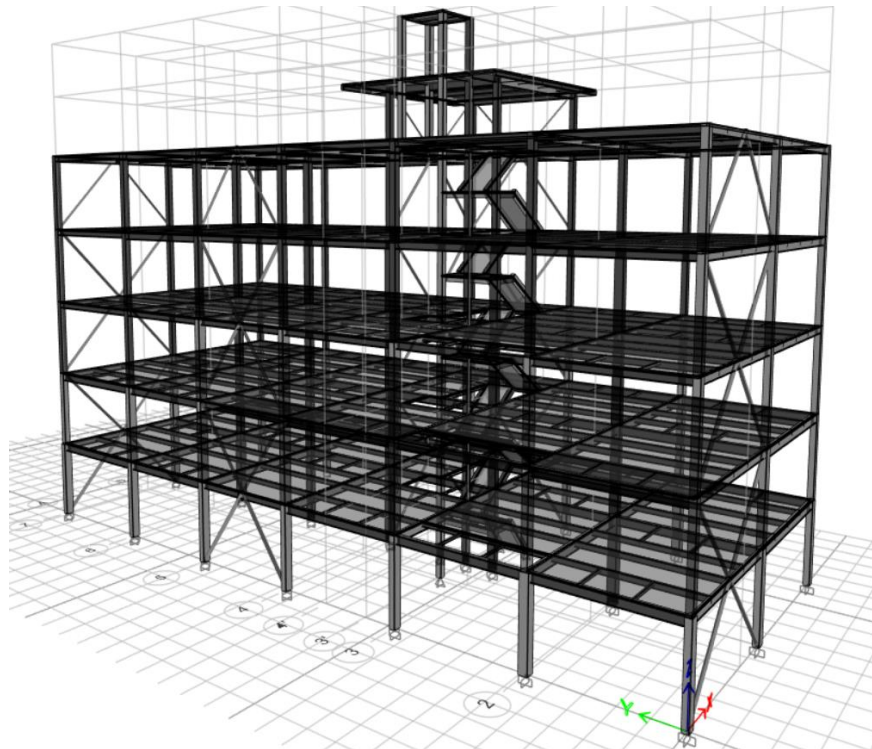


Figura 17 Vista tridimensional del edificio

2.4.2 Verificaciones

2.4.2.1 Irregularidades en planta

2.4.2.1.1 Tipo 1, irregularidad torsional

Si existe una irregularidad torsional, se debe asumir un valor de $\phi_{Pi}=0.9$; de lo contrario, $\phi_{Pi}=1$.

Según la norma NEC-SE-DS (2015), la irregularidad torsional se define como aquella que ocurre cuando:

$$\Delta > 1.2 \cdot \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$$

Ecuación 2.16 Irregularidad Torsional

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

Δ : Deriva máxima de piso en un extremo de la estructura, puede tomarse como la deriva máxima del diafragma del piso a considerar.

Δ_1 y Δ_2 : Valores de deriva en los extremos de la estructura, como se explica en la siguiente figura.

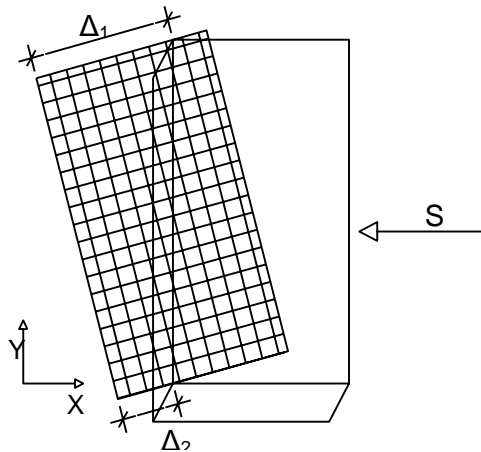


Figura 18 Irregularidad Torsional

Cabe aclarar que en la figura se muestran los desplazamientos para un sismo en dirección X. Esto se hace por facilidad de ejemplificación, ya que el procedimiento es el mismo para

la dirección Y. Según el capítulo 6.3.6 “Definición horizontal del cortante” de la norma NEC-SE-DS (2015), el cortante de piso (V_x , V_y) debe aplicarse en el centro de masas del piso, pero se desplaza una distancia equivalente al 5% de la dimensión máxima del edificio en ese nivel. Por lo tanto, en la definición del sismo estático, en el programa Etabs se han colocado excentricidades tanto positivas como negativas de 5%, además del sismo sin excentricidad por defecto. Debido a esto, hay tres "Pasos" o "Steps" del análisis y en todos se debe verificar la condición de irregularidad torsional.

En la siguiente Figura se presenta como el programa Etabs asigna las siguientes etiquetas para los nodos desde el Piso 1 hasta la Terraza.

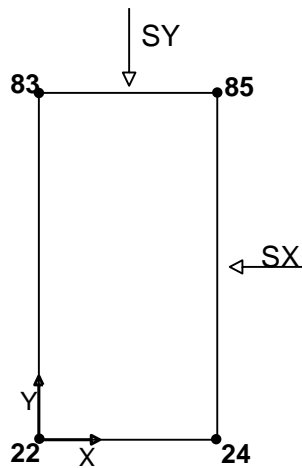


Figura 19 Etiquetas de los nodos en los extremos de la estructura

Así, en la Tablas 2.16, 2.17 y 2.18 se presentan los nodos para la irregularidad torsional y su respectivo control.

Tabla 2.16 Nodos para la irregularidad torsional

Deriva	Nodo	
	SX	SY
Δ_1	83	83
Δ_2	22	85

Tabla 2.17 Control de irregularidad torsional SX

SX				
Paso 1				
Δ_1	Δ_2	Δ	$< 1.2(\Delta_1+\Delta_2)/2$	Verificación
0.00108	0.000101	0.000624	0.0007086	Cumple
0.00134	0.000104	0.0007565	0.0008664	Cumple
0.00122	0.00007	0.0006655	0.000774	Cumple
0.001284	0.000055	0.0006885	0.0008034	Cumple
0.000837	0.000003	0.0004255	0.000504	Cumple
Paso 2				
Δ_1	Δ_2	Δ	$< 1.2(\Delta_1+\Delta_2)/2$	Verificación
0.001242	0.000179	0.000673	0.0008526	Cumple
0.001529	0.000196	0.000815	0.001035	Cumple
0.001387	0.000152	0.000718	0.0009234	Cumple
0.001465	0.000143	0.000745	0.0009648	Cumple
0.000947	0.000053	0.0004885	0.0006	Cumple
Paso 3				
Δ_1	Δ_2	Δ	$< 1.2(\Delta_1+\Delta_2)/2$	Verificación
0.000917	0.000024	0.0005545	0.0005646	Cumple
0.001151	0.000012	0.000695	0.0006978	Cumple
0.001053	0.000012	0.000613	0.000639	Cumple
0.001103	0.000033	0.0006315	0.0006816	Cumple
0.000726	0.000047	0.000392	0.0004638	Cumple

Tabla 2.18 Control de irregularidad torsional SY

SY				
Paso 1				
Δ_1	Δ_2	Δ	$< 1.2(\Delta_1+\Delta_2)/2$	Verificación
0.000202	0.00194	0.001047	0.0012852	Cumple
0.000205	0.002027	0.0010825	0.0013392	Cumple
0.000171	0.001931	0.0010135	0.0012612	Cumple
0.000161	0.001961	0.001023	0.0012732	Cumple
0.00003	0.001221	0.000617	0.0007506	Cumple
Paso 2				
Δ_1	Δ_2	Δ	$< 1.2(\Delta_1+\Delta_2)/2$	Verificación
0.000134	0.001907	0.0010265	0.0012246	Cumple
0.000125	0.001989	0.001058	0.0012684	Cumple
0.000101	0.001896	0.0009915	0.0011982	Cumple
0.000085	0.001924	0.0009995	0.0012054	Cumple
0.000017	0.0012	0.0006195	0.0007302	Cumple
Paso 3				
Δ_1	Δ_2	Δ	$< 1.2(\Delta_1+\Delta_2)/2$	Verificación
0.000271	0.001973	0.001068	0.0013464	Cumple
0.000285	0.002066	0.0011075	0.00238	Cumple
0.000242	0.001965	0.001036	0.00228	Cumple
0.000237	0.001998	0.001047	0.00235	Cumple
0.000076	0.001242	0.0006305	0.00148	Cumple

Como se puede observar, todos los pisos no cumplen con la condición planteada en la ecuación 2.16; se concluye que el diseño no presenta irregularidad torsional.

2.4.2.1.2 Tipo 2, retrocesos excesivos en las esquinas

Si existen estos retrocesos, se debe asumir un valor de $\phi_{pi}=0.9$; de lo contrario, $\phi_{pi}=1$.

Según la norma NEC-SE-DS (2015), se considera que hay irregularidad Tipo 2 cuando se cumple con la siguiente ecuación:

$$A > 0.15 \cdot B \text{ y } C > 0.15 \cdot D$$

Ecuación 2.17 Retrocesos excesivos en las esquinas

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Los términos A, B, C y D se definen en la siguiente Figura:

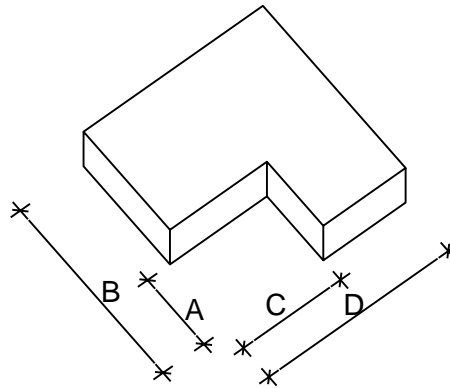


Figura 20 Retrocesos excesivos en las esquinas

Se puede observar que el edificio no presenta irregularidades de este tipo, ya que las losas son rectangulares y tienen sus esquinas completas.

2.4.2.1.3 Tipo 3, discontinuidades en el sistema de piso

Si existen presencia de estas discontinuidades, se debe asumir un valor de $\phi_{pi}=0.9$; de lo contrario, $\phi_{pi}=1$.

Según la norma NEC-SE-DS (2015), se considera que hay irregularidad Tipo 3 cuando se cumple con la siguiente ecuación:

$$a) C \cdot D > 0.5 \cdot A \cdot B$$

$$b) [C \cdot D + C \cdot E] > 0.5 \cdot A \cdot B$$

Ecuación 2.18 Discontinuidades en el sistema de piso

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Los términos A, B, C, D y E se definen en la siguiente Figura:

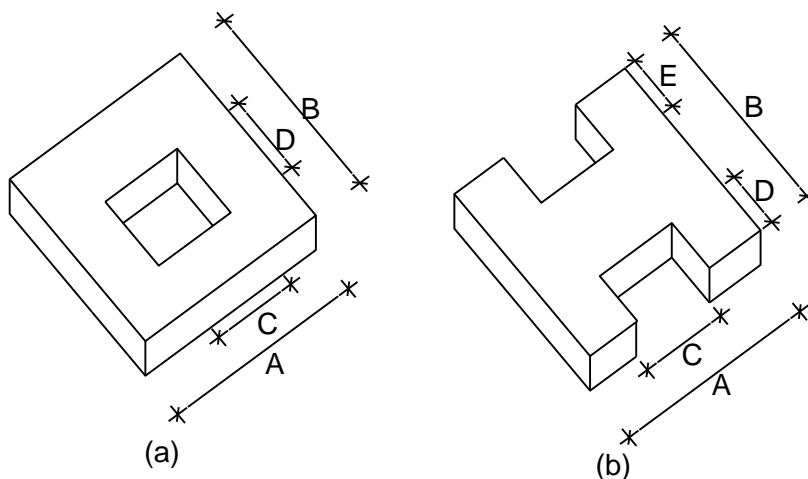


Figura 21 Discontinuidades en el sistema de piso

En la Tabla 2.19 se presente el control de discontinuidades en el sistema de piso:

Tabla 2.19 Control de irregularidad en el sistema de piso

Caso (a)	
A [m]=	28.19
B [m]=	11.88
C [m]=	2.40
D [m]=	3.40
C·D	0.5·A·B
8.16	< 167.44
Caso (b)	
A [m]=	28.19
B [m]=	11.88
C [m]=	4.87
D [m]=	1.51
E [m]=	2.50
[C·D+C·E]	0.5·A·B
18.88	< 167.44

Se confirma que en ningún caso los huecos en las losas generan discontinuidades en el piso.

2.4.2.1.4 Tipo 4, Ejes estructurales no paralelos de piso

Si existen presencia de ejes estructurales no paralelos de piso, se debe asumir un valor de $\emptyset_{Pi}=0.9$; de lo contrario, $\emptyset_{Pi}=1$.

Según la norma NEC-SE-DS (2015), se considera que hay irregularidad Tipo 4 cuando los ejes estructurales no mantienen simetría con los ejes ortogonales principales (X, Y).

Es así como se ha verificado que en todos los casos los ejes estructurales de las columnas coinciden con los ejes (X, Y), lo que indica la ausencia de este tipo de irregularidad.

2.4.2.2 Verificaciones Sísmicas

2.4.2.2.1 Verificación distribución vertical del cortante basal

La Tabla 2.20 presenta un resumen de la sobrecarga en el edificio.

Tabla 2.20 Resumen de la sobrecarga en el edificio

	Primer Piso	Segundo Piso	Tercer Piso	Cuarto Piso	Terraza	Tapagrada	Cubierta ascensor	TOTAL
Área aportante [m²]	321.637	321.637	321.637	314.39	314.39	51.81	8.21	
Sobrecarga [N/m²]	5561.58	5561.58	4870.86	4870.9	3697.3	2504.59	1926.49	
Sobrecarga Total [kN]	1788.81	1788.81	1566.65	1531.34	1162.38	129.76	15.82	7983.57

Del programa Etabs se ha extraído la tabla "Material List by Story" (ver Anexo 1). En la siguiente Tabla se presenta un resumen.

Tabla 2.21 Resumen peso de los materiales por piso

	Primer Piso	Segundo Piso	Tercer Piso	Cuarto Piso	Terraza	Tapagrada	Cubierta ascensor	TOTAL
Peso de materiales por piso [kN]	262.877	239.178	210.795	187.227	170.662	30.981	3.35	1107.07

Finalmente, se obtiene el valor de carga muerta total por cada piso mostrada en la siguiente Tabla.

Tabla 2.22 Resumen de carga muerta por piso

	Primer Piso	Segundo Piso	Tercer Piso	Cuarto Piso	Terraza	Tapagrada	Cubierta ascensor	TOTAL
Carga muerta total (D) [kN]	2051.687	2027.988	1777.445	1718.567	1333.042	160.741	19.17	9090.64

2.4.2.2.2 Verificación del sistema dual

El requisito principal para que un sistema se considere dual es que los pórticos puedan soportar al menos el 25% de la carga lateral total. Para verificar esto, se deben comparar

los valores de cortante basal obtenidos del análisis estático con los valores de cortante que llegan a todas las columnas del primer piso. Se debe cumplir que:

$$\sum_{i=1}^n V_{ci} \geq 0.25 \cdot V_B$$

De la tabla "Base Reactions" (Anexo 2) se obtienen los siguientes valores de cortante basal estático, además se ha calculado el 25% de dichas fuerzas para su posterior análisis. La Tabla 2.23 muestra los valores de Cortante Basal.

Tabla 2.23 Valores de cortante basal

Dirección sismo	V _{Bx} [kN]	V _{By} [kN]	25% V _{Bx} [kN]	25% V _{By} [kN]
SX	1519.2157	0	379.8039	0
SY	0	1519.2157	0	379.8039

En la tabla "Element Forces-Columns" (Anexo 3), se presentan los valores de fuerzas en las columnas, junto con su porcentaje equivalente respecto al cortante basal estático, mostrados en la Tabla 2.23. La Tabla 2.24 muestra la fuerza cortante total en columnas para el primer piso.

Tabla 2.24 Fuerza cortante total en columnas primer piso

Dirección cortante	Paso número 1		Paso número 2		Paso número 3	
	V _c [kN]	%V _c	V _c [kN]	%V _c	V _c [kN]	%V _c
ΣV_{cx}	413.012	27.19	417.88	27.51	414.631	27.29
ΣV_{cy}	425.471	28.01	432.296	28.46	429.882	28.30

De esta manera en todos los pasos se verificó que las columnas soportan valores de cortantes superiores al 25% del cortante basal VB en ambas direcciones, confirmando así que el sistema es dual.

2.4.2.2.3 Ajuste de cortante basal dinámico

En la NEC-SE-DS (2015) se establece una condición para asegurar que la diferencia entre el sismo dinámico y estático no sea significativa. Esto es importante porque, si el sismo dinámico introducido en el programa mediante el espectro sísmico es demasiado pequeño,

no se obtendrán valores precisos en los análisis modales. La norma indica que, para estructuras de uso común:

$$SDinámico \geq 0.80 \cdot Estático$$

De la tabla “Base Reactions” (Anexo 2), se extraen los siguientes valores mostrados en la Tabla 2.25:

Tabla 2.25 Valores de Cortante Basal por sismos estáticos y dinámicos

Tipo de sismo y dirección	FX	Fy	(D/S) · 100	Cumple
	kN	kN		
SX	1519.2157		89.36%	OK
DX	1357.5438			
SY		1519.2157	89.21%	OK
DY		1355.3159		

Como se puede ver en ambos casos, el sismo dinámico genera fuerzas equivalentes a más del 80% del sismo estático, por lo que no se requiere ninguna modificación.

2.4.2.2.4 Control de modos de vibración

Para asegurar que la estructura no sufra de distorsiones modales, se debe verificar que los dos primeros modos de vibración sean traslacionales, lo cual implica que la mayoría de la masa de la estructura participe en los desplazamientos (Ux, Uy). El tercer modo puede ser predominantemente rotacional (Rz). De la tabla “Modal Participating Mass Ratios” (Anexo 4) se extraen los siguientes valores que se muestran en la Tabla 2.26 en la cual se constata que en los dos primeros modos se concentra cerca del 75% de la masa de la estructura en los movimientos traslacionales, mientras que en el tercer modo se tiene un 74.02% de participación rotacional. Este comportamiento es adecuado.

Tabla 2.26 Participación modal de la masa de la estructura

Caso	Modo	Periodo [s]	U _x %	U _y %	U _z %	R _x %	R _y %	R _z %
Modal	1	0.604	1.13	73.51	0.00	6.13	0.33	0.08
Modal	2	0.498	73.52	1.25	0.00	0.08	16.58	0.47
Modal	3	0.38	0.55	0.15	0.00	0.00	0.00	74.02

2.4.2.2.5 Control de derivas

Según la NEC-SE-DS (2015) presenta como deriva inelástica máxima para estructuras de acero:

$$\Delta_M = 0.02$$

Misma que se calcula como:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E$$

Ecuación 19 Deriva inelástica

Fuente: (ANSI/AISC 360, 2022)

Donde:

Δ_E : Deriva elástica, extraída del programa

Como resultado del análisis se tiene que las derivas elásticas son:

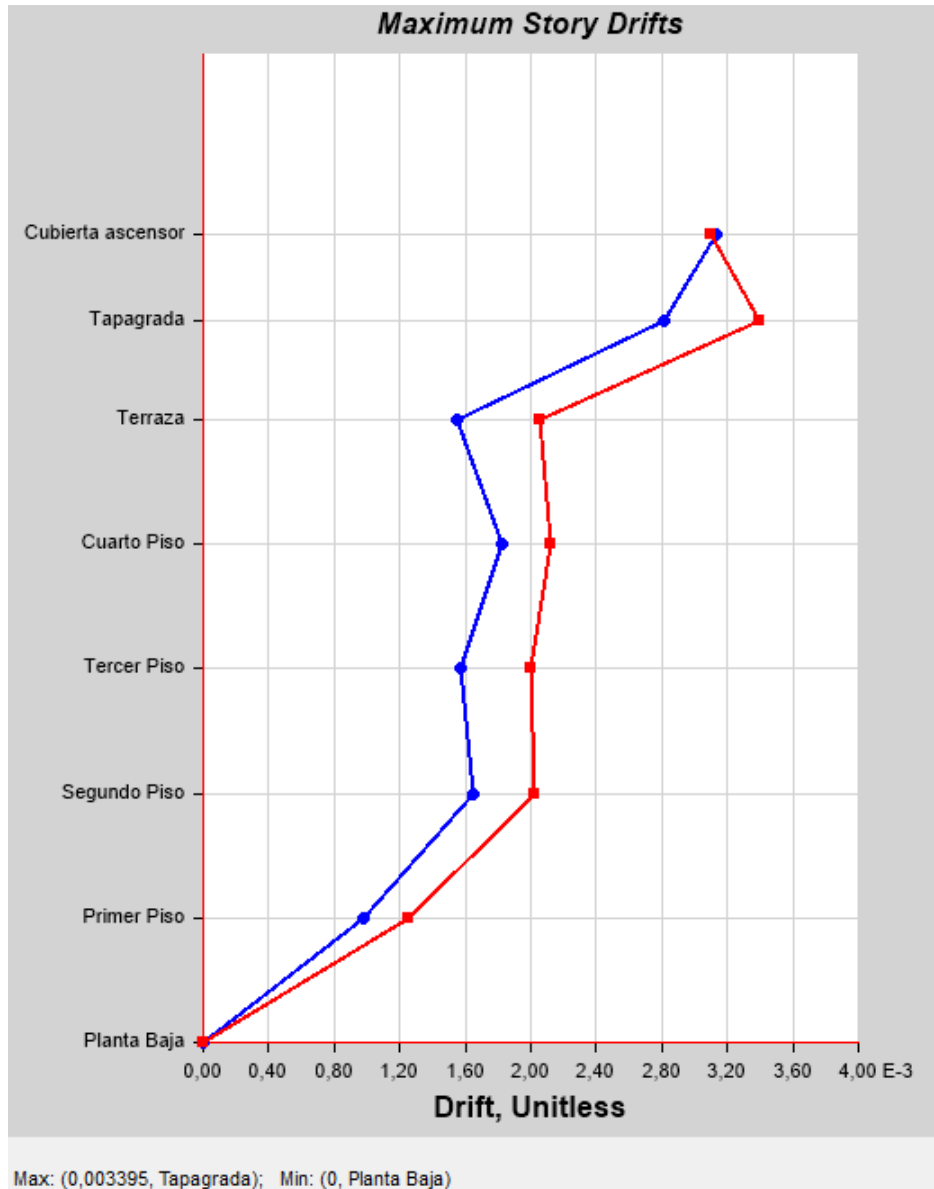


Figura 22 Derivas máximas de piso

Se puede observar que la deriva elástica máxima es $\Delta_E = 0.003395$

Calculando la deriva inelástica se tiene que:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E = 0.75(7)(0.003395) = 0.01781 < 0.02 \quad OK$$

Además, de la tabla "Story Drifts" (Anexo 5), se obtienen los valores máximos de derivas por piso se representan en las siguientes Tablas.

Tabla 2.27 Máximas derivas de piso dirección X

Piso	UX	Altura	Desplazamiento Relativo	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
	[m]	[m]	[m]	Δ_E	Δ_M
Cubierta ascensor	0.0377549	2.2	0.0068926	0.003133	0.0164483
Tapagrada	0.0308623	2.5	0.0070325	0.002813	0.0147683
Terraza	0.0238298	3.15	0.00487935	0.001549	0.0081323
Cuarto Piso	0.0189504	3.15	0.00574875	0.001825	0.0095813
Tercer Piso	0.0132017	3.15	0.00493605	0.001567	0.0082268
Segundo Piso	0.0082656	3.15	0.0051912	0.001648	0.008652
Primer Piso	0.0030744	3.15	0.0030744	0.000976	0.005124
MÁXIMO=				0.003133	0.0164483

Tabla 2.28 Máximas derivas de piso dirección Y

Piso	UY	Altura	Desplazamiento Relativo	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
	[m]	[m]	[m]	Δ_E	Δ_M
Cubierta ascensor	0.0450741	2.2	0.0068222	0.003101	0.0162803
Tapagrada	0.0382519	2.5	0.0084875	0.003395	0.0178238
Terraza	0.0297644	3.15	0.0064638	0.002052	0.010773
Cuarto Piso	0.0233006	3.15	0.0066654	0.002116	0.011109
Tercer Piso	0.0166352	3.15	0.00631575	0.002005	0.0105263
Segundo Piso	0.0103194	3.15	0.0063819	0.002026	0.0106365
Primer Piso	0.0039375	3.15	0.0039375	0.00125	0.0065625
MÁXIMO=				0.003395	0.0178238

Se aprecia que la máxima deriva elástica Δ_E es en dirección y su valor es 0.003395, y ocurre el tapagrada.

Calculando la deriva inelástica se tiene que:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E = 0.75(7)(0.003395) = 0.01782 < 0.02 \quad OK$$

2.5 Estudio Económico

En esta sección se lleva a cabo la elaboración del presupuesto para el edificio; para esto se ha optado por utilizar la metodología de análisis de precios unitarios (APU's).

2.5.1 Análisis de precios unitarios APU's

Según la Olmedo & Montoya (2016), el APU radica en determinar el costo de realizar una tarea específica por unidad de medida. Para ello, se identifican todos los recursos necesarios (materiales, costos y trabajo) y se multiplican por sus respectivos valores unitarios.

2.5.1.1 Costos directos

Según Arboleda & Serna (2019), se consideran los siguientes costos directos:

- **Costo de equipos:** Incluye todos los equipos necesarios para la tarea específica.
- **Costo de mano de obra:** Incluye todo el personal involucrado en la tarea, como supervisores, técnicos, soldadores, ayudantes, control de calidad y especialistas.
- **Costo de materiales:** Incluye todos los materiales, accesorios y consumibles necesarios para la tarea.
- **Costo de transporte:** Incluye los costos de transporte de equipos, incluyendo el alquiler y el traslado de estos hasta la obra y su recogida.

2.5.1.2 Costos indirectos

Según Arboleda & Serna (2019), los costos indirectos de incluyen los siguientes gastos:

- **Costos técnicos y administrativos:** Sueldos de empleados y costos de mantenimiento de la oficina, como pagos de servicios básicos.
- **Alquileres y depreciaciones:** Alquiler del local y depreciación de equipos de cómputo y automóviles de la empresa.
- **Seguros:** Seguros de vehículos y del local, si aplica.
- **Materiales de consumo:** Gastos de oficina, como papelería y material de limpieza. Estos pueden incluirse dentro de los costos técnicos y administrativos, o separarse para mayor especificidad.
- **Capacitación:** Gastos en cursos de actualización para el personal.

2.5.1.3 Determinación de rubros

En la sección de Anexos VI se muestra el APU para cada rubro definido por unidad de medida. Se calculó considerando los costos directos más un 0% adicional por costos indirectos.

2.5.2 Volúmenes de obra

Para calcular el presupuesto del modelo, es fundamental determinar la cantidad de material para cada uno de los elementos estructurales que forman al edificio de acero.

A continuación, en las Tablas 2.29, 2.30 y 2.31 se han extraído las cantidades de material necesarias, tanto de acero y hormigón para el sistema estructural lo que permite determinar el peso total de la estructura.

Tabla 2.29 Volumen de acero en columnas

Densidad Acero [kN/m ³]		78.5			
Tipo Acero	Sección	Área	Longitud	Volumen	Peso
		[m ²]	[m]	[m ³]	[kN]
ASTM A500 GRADO C	C100x100x8	0.00294	37.8	0.11113	8.57
	C125x100x10	0.0041	3.15	0.01292	0.99
	C125x125x10	0.0046	32.05	0.14743	11.35
	C150x125x12	0.00602	22.05	0.13274	10.22
	C150x150x12	0.00662	76.15	0.50411	38.83
	C200x150x15	0.0096	69.3	0.66528	51.21
	C200x200x15	0.0111	46.6	0.51726	39.82
	C250x200x19	0.01566	44.1	0.69061	53.14
	C250x250x19	0.01756	22.05	0.3872	29.80
	C275x250x21	0.02029	9.45	0.19174	14.76
C300x300x23	0.02548	28.35	0.72236	55.61	
				Total	314.29

Tabla 2.30 Volumen de acero en vigas

Densidad Acero [k/m ³]		78.5			
Tipo Acero	Sección	Área	Longitud	Volumen	Peso
		[m ²]	[m]	[m ³]	[kN]
VIGAS PRINCIPALES ASTM A572 GR 50	V100X250X5	0.0041	33.8	0.13858	10.30
	V100X250X8	0.00476	5.98	0.02846	2.15
	V120X300X5	0.00495	132.5	0.65588	48.86
	V120x300x6	0.00522	11.96	0.06243	4.70
	V120x300x8	0.00576	23.92	0.13778	10.30
	V150X250X5	0.00705	293.81	2.07136	153.93
	V150X300X6	0.00756	145.27	1.09824	80.93
	V150X300X8	0.00808	37.83	0.30567	22.30
	V150X300X10	0.0086	172.78	1.48591	109.38
				Total	442.83
VIGAS SECUNDARIAS ASTM A572 GR 50	IPE 100	0.00103	259.72	0.26751	20.56
	IPE 120	0.00132	6.8	0.00898	0.69
	IPE 140	0.00164	79.2	0.12989	9.99
	IPE 160	0.00201	434.25	0.87284	67.18
	IPE 180	0.00241	358.05	0.8629	66.53
				Total	164.94

Tabla 2.31 Volumen de acero en arriostramientos

Densidad Acero [kN/m ³]		78.5			
Tipo Acero	Sección	Área interna	Longitud	Volumen	Peso
		[m ²]	[m]	[m ³]	[kN]
ASTM A500 GRADO C	TB 76.2x5mm	0.00112	14.734	0.0165	1.27
	TB 101.6X5mm	0.00152	33.038	0.05022	3.86
	TB127X6	0.00228	34.635	0.07897	6.08
	TB 127X8	0.00299	91.673	0.2741	21.10
	TB 152.4X8mm	0.00363	49.001	0.17787	13.69
				Total	46.00

2.5.3 Presupuesto

En la sección de Anexos VI se muestra el APU para cada rubro definido por unidad de medida, se elabora el presupuesto correspondiente para el modelo de columnas HSS; es así como a continuación, en las Tablas 2.32 se muestra el presupuesto para dicho modelo.

Tabla 2.32 Presupuesto modelo columnas HSS

Ítem	Unidades	Precio Unitario	Cantidad	Valor Total
Acero estructural ASTM A572 Grado 50	[kN]	\$442.56	607.77	\$268,972.71
Acero estructural ASTM A500 Grado C	[kN]	\$463.97	360.29	\$167,164.03
			Total	\$436,136.74

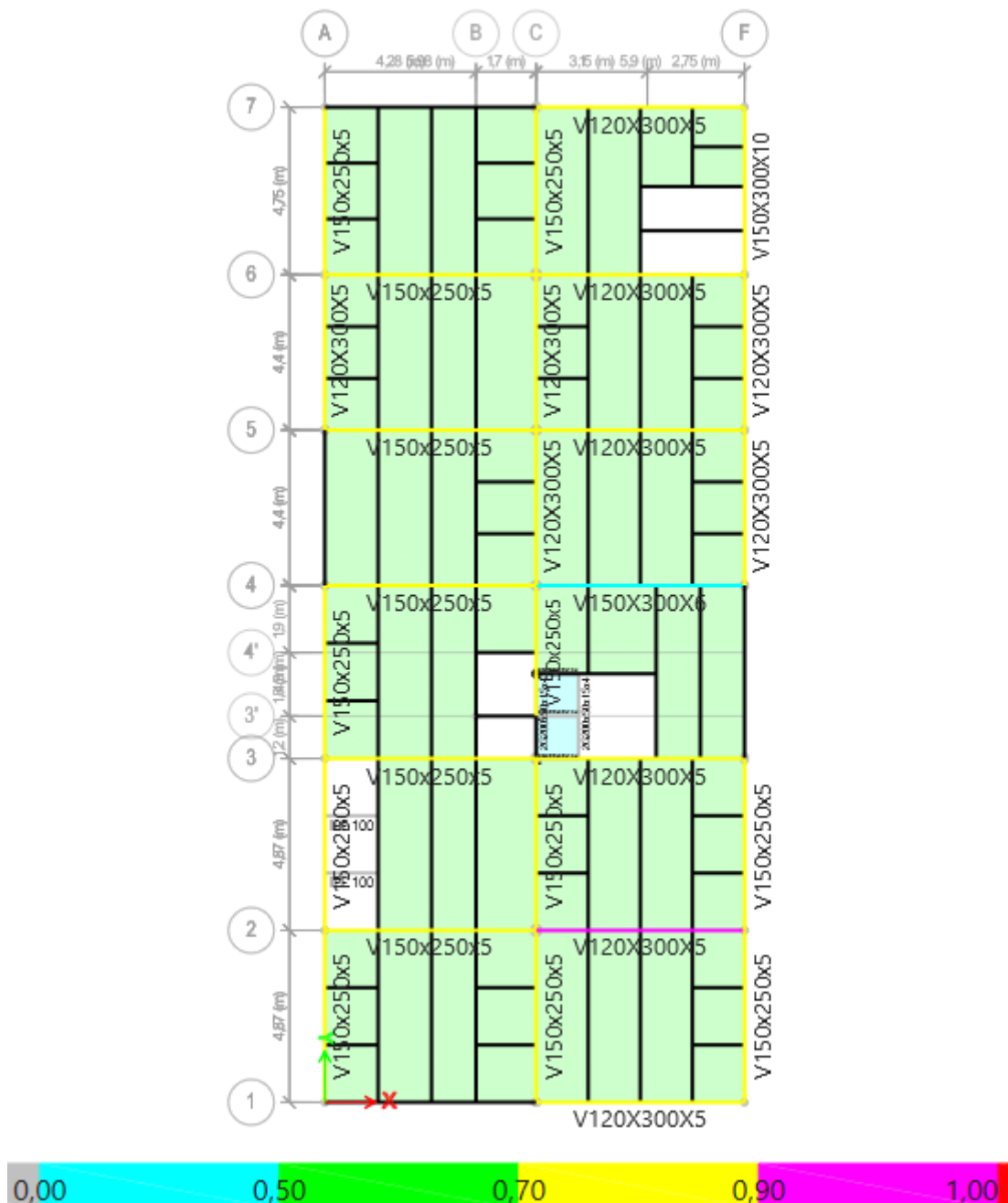
3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.1 Resultados

3.1.1 Relación demanda/capacidad

Esta sección muestra la relación entre demanda/capacidad de los elementos que componen el sistema estructural, incluyendo vigas principales, vigas secundarias, columnas y arriostramientos, calculados mediante el programa computacional Etabs.

La Figura 2.23 y 2.24, muestra dicha relación demanda/capacidad.



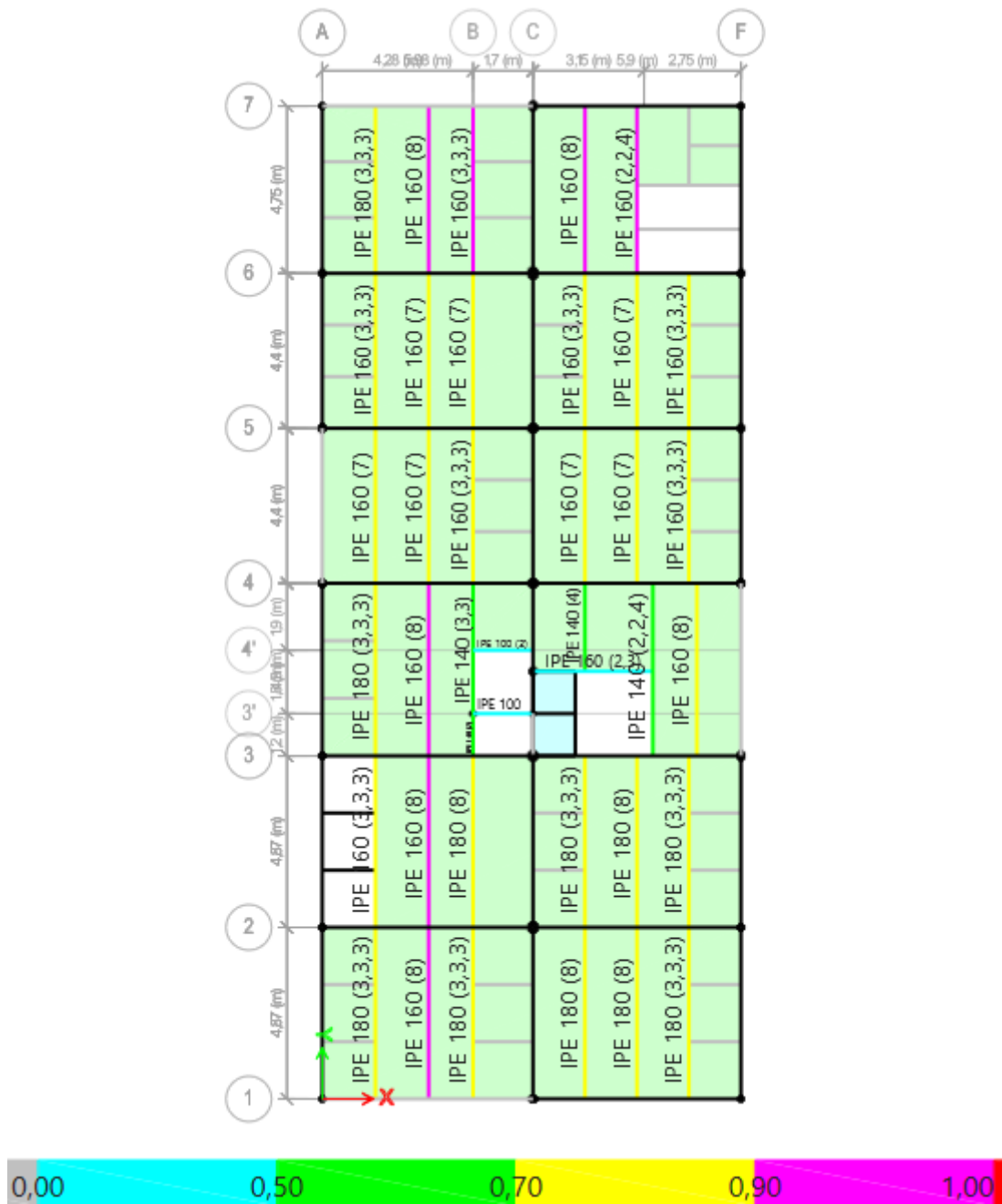
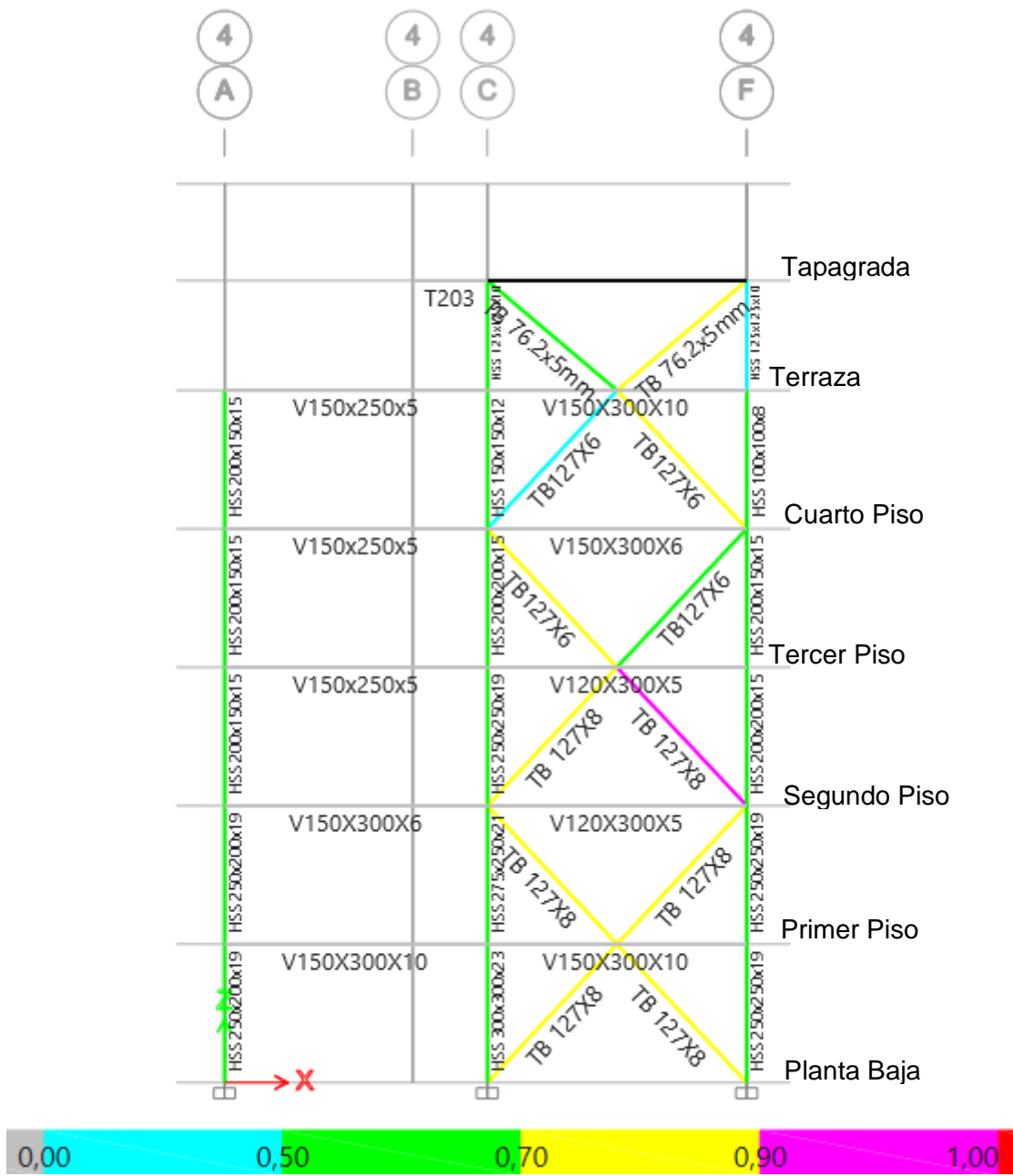


Figura 3.1 Vigas principales y Secundarias relación demanda y capacidad



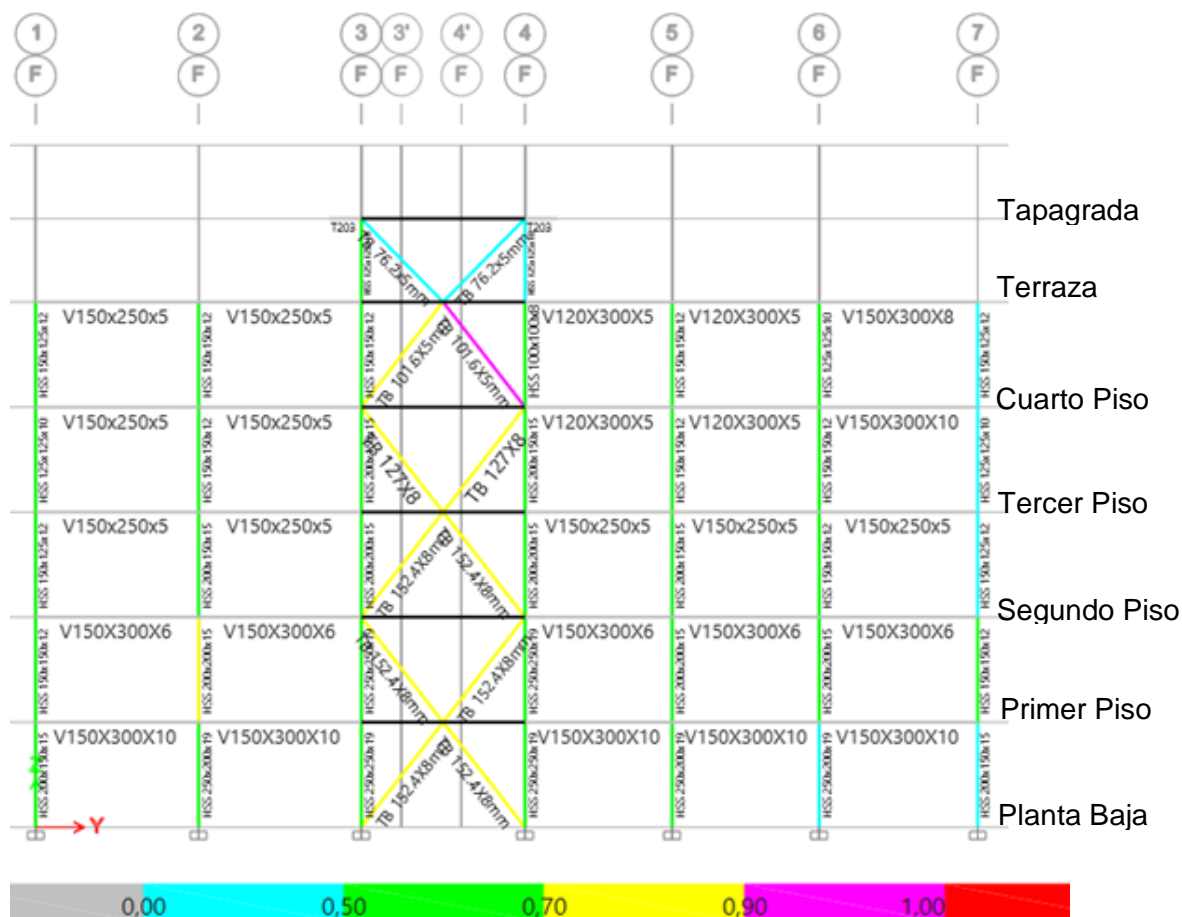


Figura 3.2 Columnas y arriostramientos relación demanda y capacidad

3.1.2 Comparación técnica entre modelos

En esta sección se compara los tres modelos del edificio de acero: el primero con columnas rectangulares de acero relleno de hormigón, el segundo con columnas HSS, y el tercero con columnas de perfil tipo I.

3.1.2.1 Verificación del sistema dual

La Tabla 3.1 muestra el porcentaje de los valores de cortante obtenidos en ambas direcciones para la verificación del sistema dual.

Tabla 3.1 Comparación sistema dual

Output Case	MODELO 1 CFST		MODELO 2 HSS		MODELO 3 Tipo I	
	FX	Fy	FX	Fy	FX	Fy
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SX	26.03%		27.51%		27.3 %	
SY		29.59%		28.46%		25.18 %

3.1.2.2 Cortante Basal

Las Tablas 3.2 y 3.3 muestran el porcentaje de los valores del cortante basal calculado para los sismos estático y dinámico en las direcciones X e Y, respectivamente:

Tabla 3.2 Comparación cortante basal en X

SENTIDO X-X					MODELO 1 CFST	MODELO 2 HSS	MODELO 3 Tipo I
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	VX	VX	VX
					kN	kN	kN
Primer Piso	SX	LinStatic		Bottom	1541.45	-1519.22	-1542.91
Primer Piso	DX	LinRespSpec	Max	Bottom	1417.23	1357.54	1416.8
					91.94%	89.36%	91.83%

Tabla 3.3 Comparación cortante basal en Y

SENTIDO Y-Y					MODELO 1 CFST	MODELO 2 HSS	MODELO 3 Tipo I
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	VY	VY	VY
					kN	kN	kN
Primer Piso	SY	LinStatic		Bottom	1559.63	-1519.22	-1542.91
Primer Piso	DY	LinRespSpec	Max	Bottom	1414.7	1355.32	1414.61
					90.71%	89.21%	91.68%

3.1.2.3 Modos de vibración

En la Tabla 3.4 proporciona los porcentajes de masa participante en los tres primeros modos de vibración de la estructura; incluyendo la masa participante en las direcciones X, Y y de rotación Rz.

Tabla 3.4 Modos de vibración

MODELO 1 COLUMNAS CFST	Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
			sec			
	Modal	1	0.60	0.830	74.840	0.060
	Modal	2	0.50	75.080	0.920	0.600
Modal	3	0.38	0.560	0.130	75.610	
MODELO 2 COLUMNAS HSS	Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
			sec			
	Modal	1	0.60	0.011	0.735	0.001
	Modal	2	0.50	0.735	0.013	0.005
Modal	3	0.38	0.006	0.002	0.740	
MODELO 3 COLUMNAS TIPO I	Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
			sec			
	Modal	1	0.541	0.0069	0.7599	0.0005
	Modal	2	0.46	0.7573	0.0074	0.0063
Modal	3	0.345	0.0064	0.0009	0.7757	

3.1.2.4 Desplazamiento y deriva inelástica por piso

En las Tablas 3.5 y 3.6 proporciona los desplazamientos del centro de masa y deriva inelástica de cada piso en la dirección X e Y.

Tabla 3.5 Deriva Inelástica en X

Número de pisos	ALTURA	NEC 15	MODELO 1 CFST		MODELO 2 HSS		MODELO 3 Tipo I	
			DESPLAZAMIENTO	DERIVA	DESPLAZAMIENTO	DERIVA	DESPLAZAMIENTO	DERIVA
			REAL (m)	X	REAL (m)	X	REAL (m)	X
7	2.2	0.02	0.005399481	1.29%	0.0068926	1.64%	0.0056562	1.35%
6	2.5	0.02	0.004612534	0.97%	0.0070325	1.48%	0.0031175	0.65%
5	3.15	0.02	0.004696535	0.78%	0.00487935	0.81%	0.003528	0.59%
4	3.15	0.02	0.00555264	0.93%	0.00574875	0.96%	0.00463995	0.77%
3	3.15	0.02	0.004923542	0.82%	0.00493605	0.82%	0.00441945	0.74%
2	3.15	0.02	0.005261776	0.88%	0.0051912	0.87%	0.0045675	0.76%
1	3.15	0.02	0.003448721	0.57%	0.0030744	0.51%	0.00314685	0.52%

Tabla 3.6 Deriva Inelástica en Y

Número de pisos	ALTURA	NEC 15	MODELO 1 CFST		MODELO 2 HSS		MODELO 3 Tipo I	
			DESPLAZAMIENTO	DERIVA	DESPLAZAMIENTO	DERIVA	DESPLAZAMIENTO	DERIVA
			REAL (m)	Y	REAL (m)	Y	REAL (m)	Y
7	2.2	0.02	0.004866346	1.16%	0.0068222	1.63%	0.0071016	1.69%
6	2.5	0.02	0.004115834	0.86%	0.0084875	1.78%	0.00267	0.56%
5	3.15	0.02	0.005695917	0.95%	0.0064638	1.08%	0.00413595	0.69%
4	3.15	0.02	0.006639433	1.11%	0.0066654	1.11%	0.00502425	0.84%
3	3.15	0.02	0.006254154	1.04%	0.00631575	1.05%	0.0053865	0.90%
2	3.15	0.02	0.006418269	1.07%	0.0063819	1.06%	0.00537705	0.90%
1	3.15	0.02	0.00394532	0.66%	0.0039375	0.66%	0.003276	0.55%

3.1.2.5 Peso de la estructura

La Tabla 3.7 se proporciona un resumen de la masa total del edificio.

Tabla 3.7 Peso del edificio

Modelo 1 CFST	Modelo 2 HSS	Modelo 3 TIPO I
932.91 T	917.39 T	961.89 T

3.1.3 Comparación económica entre los modelos

La diferencia entre estos modelos radica en el tipo de columnas: el primero utiliza columnas rectangulares de acero relleno de hormigón, el segundo emplea columnas rectangulares HSS de acero hueco, y el tercero cuenta con columnas de perfil tipo I. Todos los modelos cumplen con las normativas vigentes, por lo que se calculará el costo final de cada uno para determinar cuál es la opción más conveniente; dicha comparación económica se muestra en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8 Comparación económica

Modelo 1 CFST	Modelo 2 HSS	Modelo 3 TIPO I
\$371621.04	\$436136.74	\$450117,55

3.2 Conclusiones

- Del modelo realizado en este trabajo se concluye que no existen irregularidades en planta, ya que no se presenta irregularidad torsional en los ejes X e Y, no hay retrocesos excesivos en las esquinas, pues las losas son rectangulares y completas, tampoco hay discontinuidades en los pisos debido a huecos en las losas, y todos los ejes estructurales de las columnas coinciden con los ejes X e Y, lo que indica la ausencia de este tipo de irregularidad.
- Al calcular la deriva inelástica a través de la máxima deriva elástica, la cual ocurre en el tapagrada, se verifica que este valor, igual a 0.01782, es menor a 0.02, cumpliendo con el requerimiento de deriva inelástica.
- La relación demanda/capacidad indica que ningún elemento excede su capacidad; en otras palabras, todos los elementos están sometidos a sollicitaciones menores a las que son capaces de soportar, lo que confirma un dimensionamiento correcto.
- La comparación de tres modelos muestra que las columnas soportan valores de cortantes superiores al 25% del cortante basal en ambas direcciones, confirmando que el sistema es dual para los tres modelos.
- Al comparar los tres modelos de cortante basal calculado para los sismos estático y dinámico en las direcciones X e Y, se observa que este valor es superior al 80% en los tres modelos, lo que indica que las fuerzas de corte se distribuyen de acuerdo con las expectativas basadas en la configuración estructural.
- Al comparar los tres modelos de los porcentajes de masa participante para los primeros tres modos de vibración del edificio en las direcciones X, Y y Rz, se muestra una distribución adecuada de la masa participante, garantizando una respuesta sísmica precisa.
- Al comparar los tres modelos de los porcentajes de deriva inelástica, se muestra que esta es menor al 1.8%, es decir, menor al 2% de la deriva máxima permitida por la NEC; esto significa que el edificio presentará deformaciones inelásticas controlables.
- De la comparación del peso del edificio para los tres modelos, se obtiene que el modelo más liviano es el que presenta columnas HSS huecas, con un peso de 917.39 toneladas, y el más pesado es el modelo con columnas de perfil tipo I, con un peso de 961.89 toneladas.

- La comparación económica de los tres modelos muestra que el edificio con columnas rectangulares huecas rellenas de hormigón es la opción más adecuada, con un costo de \$371,621.04, siendo un 17.36% más económico que el modelo con columnas HSS y un 21.12% más económico que el modelo con columnas de perfil tipo I.
- Finalmente, a partir de los resultados obtenidos se concluye, que la configuración estructural que ofrece la mejor relación costo-beneficio es el edificio con columnas rellenas de hormigón ya que a más de ser la más económica, cumple con las especificaciones de la normativa considerada.

3.3 Recomendaciones

- Realizar un predimensionamiento preciso de los elementos estructurales, asegurando que cumplan con la relación ancho-espesor y que las secciones sean altamente dúctiles; esto permitirá ahorrar tiempo al obtener resultados mediante el software computacional ETABS.
- Se debe asignar todas las cargas correctamente, incluyendo cargas muertas, cargas vivas y cargas sísmicas y utilizar combinaciones de carga adecuadas según ASCE 7-16.
- Se recomienda modelar adecuadamente las conexiones entre elementos estructurales; asegurándose de que las restricciones y apoyos reflejen las condiciones reales de la estructura.
- Es importante familiarizarse con el propósito y contenido de cada tabla de ETABS para comprender qué tipo de datos proporciona cada una y cómo se relaciona con el comportamiento estructural del edificio.
- Se recomienda realizar diversas cotizaciones lo más actualizadas posible de los elementos estructurales que compondrán el edificio, con el fin de obtener precios reales del mercado local.
- Se recomienda que, para elementos formados, tener en cuenta el costo de soldadura y la cantidad de electrodos necesarios; es recomendable realizar los análisis de precios unitarios (APU) con un profesional con experiencia en costos de la construcción.

4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACEROBSV. (2020). *cerobsv.com*. Obtenido de <https://acerobsv.com/blog/insurance-building.html>
- AISC. (2018). *Steel Construction Manual* (Fifteenth ed.). United States of America: AISC.
- ANSI/AISC 341. (2022). ANSI/AISC 341-22 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago, Estados Unidos de América.
- ANSI/AISC 358. (2022). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. United States of America: American Institute of Steel Construction.
- ANSI/AISC 360. (2022). ANSI/AISC 360-22 Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, Estados Unidos de América: AISC. Obtenido de Specification for Structural Steel Buildings.
- Arboleda, S., & Serna, E. (2019). *Presupuesto y programación de obras* (Segunda ed.). Medellín, Colombia: Fondo Editorial ITM.
- ASCE/SEI 7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. United States of America: THE AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS.
- Ascher, K. (2013). *The Heights Anatomy of a Skyscraper*. New York, United States of America: Penguin Books.
- Astudillo, P. (2024). *Evaluación técnica y económica de un edificio de acero diseñado con el sistema dual y usando columnas rectangulares rellenas de hormigón*. Quito, Ecuador.
- Bernuzzi, C., & Cordova, B. (2016). *Structural Steel Design to Eurocode 3 and AISC Specifications*. Pondicherry, India: WILEY Blackwell.
- Ceballos, A. (24 de Junio de 2019). <https://andresceballos2019.wixsite.com/>. Obtenido de <https://andresceballos2019.wixsite.com/inicio/post/sistemas-estructurales>
- Chango, B. F., & Ruiz, K. L. (2021). *ESTUDIO COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA CON PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON COLUMNAS DE ACERO HUECAS Y CON COLUMNAS DE ACERO COMPUESTAS RELLENAS DE HORMIGÓN*. Quito.
- CIDHMA. (2020). *¿CÓMO SE PRODUCE UN SISMO EN UNA ZONA DE SUBDUCCIÓN DE PLACAS TECTÓNICAS?* Lima, Perú. Obtenido de <https://www.cidhma.edu.pe/como-se-produce-un-sismo-en-una-zona-de-subduccion-de-placas-tectonicas/>
- Crisafulli. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero* (Quinta ed., Vol. V). Santiago, Chile: ALACERO.
- Herrera, R. (Marzo de 2010). *Diseño sismorresistente de estructuras de acero*. Obtenido de <https://slidetodoc.com/diseo-sismorresistente-de-estructuras-de-acero-ricardo-herrera/>
- Hibbeler, R. C. (2017). *Mecánica de materiales* (Novena ed.). Mexico: Pearson.
- Lario, J., & Bardají, T. (2016). *Introducción a los riesgos geológicos*. Madrid, España: UNED.
- Lindeburg, M. (1994). *Seismic Design of Building Structures: A Professional's Introduction to Earthquake Forces and Design Details*. United States of America: Proffesional Publications.

- Lugo, A. A., & Botello, S. (2016). *Simulación numérica de conexiones metálicas trabe-columna por el método de los elementos finitos*. Guanajuato: Jovenes en la Ciencia.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2012). *Diseño de estructuras de acero* (Quinta ed.). México, México: Alfaomega.
- Mera, F. (2024). *Evaluación técnica y económica de un edificio de acero diseñado con el sistema dual y usando columnas de sección I*. Quito, Ecuador.
- Monterrey, A. (24 de Marzo de 2020). *maxacero.com*. Obtenido de <https://maxacero.com.mx/perfiles/perfil-hss/>
- NEC-SE-AC. (2024). *Estructuras de Acero*. Ecuador: Dirección de Comunicación Social.
- NEC-SE-CG. (2024). *Cargas Generales*. Ecuador: Dirección de Comunicación Social.
- NEC-SE-DS. (2015). *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Ecuador: Dirección de Comunicación Social.
- Olmedo, J., & Montoya, V. (2016). *Planeación, programación y control de obra de construcción* (Segunda ed.). Bogotá, Colombia: ALFAOMEGA.
- Packer, J., Sherman, D., & Lecce, M. (2010). *Design Guide 24: Hollow Structural Section Connections*. Estados Unidos: AISC.
- Quinde, P., & Reinoso, E. (2016). *Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca*. Ciudad de México, México.
- Shackelford, J. (2015). *Introduction to Materials science for engineers*. California: PEARSON.
- SMIE, S. M. (2017). *Ejemplos de diseño de acuerdo con NTC para diseño y construcción de estructuras de acero 2017*. Mexico: Raul Jean Perrilliat.
- Williams, A. (2011). *Steel Structures Design*. New Jersey, United States of America: Mc Graw Hill.

5 ANEXOS

ANEXO I. Table Material List by Story

TABLE: Material List by Story						
Story	Object Type	Material	Weight	Floor Area	Unit Weight	Number Pieces
			kN	m ²	kN/m ²	
Cubierta ascensor	Column	ASTM A500 Gr-C (Columnas cuadradas)	4.487	3.06	1.466	4
Cubierta ascensor	Beam	ASTM A572Gr50 Vigas	0.653	3.06	0.213	5
Cubierta ascensor	Floor	f'c 21Mpa losa deck	0.210	3.06	0.069	
Tapagrada	Column	ASTM A500 Gr-C (Columnas cuadradas)	9.501	51.68	0.184	8
Tapagrada	Beam	A36	3.672	51.68	0.071	24
Tapagrada	Beam	ASTM A572Gr50 Vigas	12.993	51.68	0.251	10
Tapagrada	Brace	ASTM A500 Gr-C (Arriostres)	1.268	51.68	0.025	4
Tapagrada	Floor	f'c 21Mpa losa deck	3.548	51.68	0.069	
Terraza	Column	ASTM A500 Gr-C (Columnas cuadradas)	33.686	309.79	0.109	24
Terraza	Beam	A36	1.738	309.79	0.006	5
Terraza	Beam	ASTM A572Gr50 Vigas	106.517	309.79	0.344	104
Terraza	Brace	A36	2.280	309.79	0.007	4
Terraza	Brace	ASTM A500 Gr-C (Arriostres)	5.374	309.79	0.017	10
Terraza	Floor	f'c 21Mpa losa deck	21.068	309.79	0.068	
Cuarto Piso	Column	ASTM A500 Gr-C (Columnas cuadradas)	46.140	309.79	0.149	24
Cuarto Piso	Beam	A36	1.738	309.79	0.006	5
Cuarto Piso	Beam	ASTM A572Gr50 Vigas	107.830	309.79	0.348	104
Cuarto Piso	Brace	A36	2.280	309.79	0.007	4
Cuarto Piso	Brace	ASTM A500 Gr-C (Arriostres)	8.172	309.79	0.026	10
Cuarto Piso	Floor	f'c 21Mpa losa deck	21.068	309.79	0.068	
Tercer Piso	Column	ASTM A500 Gr-C (Columnas cuadradas)	58.835	317.16	0.186	24
Tercer Piso	Beam	A36	1.738	317.16	0.006	5
Tercer Piso	Beam	ASTM A572Gr50 Vigas	116.383	317.16	0.367	103
Tercer Piso	Brace	A36	2.280	317.16	0.007	4
Tercer Piso	Brace	ASTM A500 Gr-C (Arriostres)	9.985	317.16	0.032	10
Tercer Piso	Floor	f'c 21Mpa losa deck	21.575	317.16	0.068	
Segundo Piso	Column	ASTM A500 Gr-C (Columnas cuadradas)	79.394	317.16	0.250	24
Segundo Piso	Beam	A36	1.738	317.16	0.006	5

Segundo Piso	Beam	ASTM A572Gr50 Vigas	124.208	317.16	0.392	103
Segundo Piso	Brace	A36	2.280	317.16	0.007	4
Segundo Piso	Brace	ASTM A500 Gr-C (Arriostres)	9.985	317.16	0.032	10
Segundo Piso	Floor	f'c 21Mpa losa deck	21.575	317.16	0.068	
Primer Piso	Column	ASTM A500 Gr-C (Columnas cuadradas)	87.160	317.16	0.275	24
Primer Piso	Beam	A36	1.738	317.16	0.006	5
Primer Piso	Beam	ASTM A572Gr50 Vigas	139.188	317.16	0.439	105
Primer Piso	Brace	A36	2.000	317.16	0.006	4
Primer Piso	Brace	ASTM A500 Gr-C (Arriostres)	11.216	317.16	0.035	10
Primer Piso	Floor	f'c 21Mpa losa deck	21.575	317.16	0.068	
Sum	Column	ASTM A500 Gr-C (Columnas cuadradas)	319.203	1625.81	0.196	132
Sum	Beam	A36	12.360	1625.81	0.008	49
Sum	Beam	ASTM A572Gr50 Vigas	607.772	1625.81	0.374	534
Sum	Brace	A36	11.118	1625.81	0.007	20
Sum	Brace	ASTM A500 Gr-C (Arriostres)	46.000	1625.81	0.028	54
Sum	Floor	f'c 21Mpa losa deck	110.618	1625.81	0.068	
Total	All	All	1107.070	1625.81	0.741	789

ANEXO II. Table Base Reactions

TABLE: Base Reactions								
Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX	FY	MX	MY	MZ
				kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
SX	LinStatic	Step By Step	1	- 1519.21 57	0	- 0.0000019 21	- 17353.9 36	21431.17 63
SX	LinStatic	Step By Step	2	- 1519.21 57	0	- 0.0000026 57	- 17353.9 36	23476.05 98
SX	LinStatic	Step By Step	3	- 1519.21 57	0	- 0.0000011 85	- 17353.9 36	19386.29 29
SY	LinStatic	Step By Step	1	0	- 1519.21 57	17353.936	0	- 9199.371 3
SY	LinStatic	Step By Step	2	0	- 1519.21 57	17353.936	0	- 10061.31 38
SY	LinStatic	Step By Step	3	0	- 1519.21 57	17353.936	0	- 8337.428 8
DX	LinRespSpec	Max		1357.54 38	230.109 2	2457.9306	15823.0 885	19314.56 13
DY	LinRespSpec	Max		226.243 4	1355.31 59	15594.507 3	2535.64 48	6474.977 9

ANEXO III. Table Material List by Story

TABLE: Element Forces - Columns											
Story	Column	Output Case	Step Number	V2	V3	Step Number	V2	V3	Step Number	V2	V3
				kN	kN		kN	kN		kN	kN
Primer Piso	C10	SX	1	11.7429	-0.2227	2	12.271	0.364	3	11.2149	-0.8093
Primer Piso	C10	SY	1	0.0541	15.1451	2	-0.1685	14.8978	3	0.2767	15.3924
Primer Piso	C11	SX	1	-1.1914	-	2	-	-27.982	3	-1.2064	-
Primer Piso	C11	SY	1	43.3287	0.4345	2	43.3223	0.9325	3	43.335	-0.0634
Primer Piso	C12	SX	1	13.6156	0.5739	2	14.2185	-0.2761	3	13.0128	1.4239
Primer Piso	C12	SY	1	-0.1169	23.2607	2	-0.371	23.6189	3	0.1372	22.9024
Primer Piso	C13	SX	1	11.8104	-0.2136	2	11.8442	0.324	3	11.7767	-0.7513
Primer Piso	C13	SY	1	-0.762	13.8578	2	-0.7763	13.6312	3	-0.7478	14.0844
Primer Piso	C14	SX	1	-0.586	-	2	-	-	3	-0.6282	-29.869
Primer Piso	C14	SY	1	45.3965	1.6107	2	45.3788	1.6615	3	45.4143	1.5598
Primer Piso	C15	SX	1	13.0659	0.0602	2	13.1361	-0.6763	3	12.9957	0.7968
Primer Piso	C15	SY	1	-0.8137	20.145	2	-0.8433	20.4555	3	-0.7841	19.8346
Primer Piso	C16	SX	1	8.4659	0.0643	2	8.1207	0.8363	3	8.811	-0.7078
Primer Piso	C16	SY	1	-0.0177	18.9002	2	0.1278	18.5747	3	-0.1631	19.2256
Primer Piso	C18	SX	1	19.5419	-0.4969	2	18.7271	-1.2194	3	20.3568	0.2257
Primer Piso	C19	SY	1	-0.0856	15.0907	2	0.1994	14.8068	3	-0.3705	15.3745
Primer Piso	C20	SX	1	-0.297	-26.328	2	-0.3532	-24.1676	3	-0.2408	-
Primer Piso	C20	SY	1	41.8924	0.4149	2	41.916	-0.4957	3	41.8687	1.3255
Primer Piso	C21	SX	1	13.7463	-0.0268	2	12.5802	-0.834	3	14.9123	0.7804
Primer Piso	C21	SY	1	-0.1224	22.0344	2	0.3691	22.3746	3	-0.6139	21.6941
Primer Piso	C22	SX	1	2.2966	-0.5221	2	2.0203	-0.1527	3	2.5729	-0.8916
Primer Piso	C22	SY	1	-0.024	7.5603	2	0.0924	7.4045	3	-0.1405	7.716
Primer Piso	C23	SX	1	11.4523	0.2877	2	10.0112	0.2389	3	12.8934	0.3366
Primer Piso	C23	SY	1	-0.1247	15.1475	2	0.4827	15.1681	3	-0.7321	15.1269
Primer Piso	C24	SX	1	8.9711	0.0463	2	7.7976	-0.2551	3	10.1446	0.3477
Primer Piso	C24	SY	1	-0.1063	8.1614	2	0.3883	8.2884	3	-0.601	8.0344
Primer Piso	C28	SX	1	-0.0775	-0.0064	2	-0.0746	-0.0087	3	-0.0804	-0.0041
Primer Piso	C28	SY	1	-0.0063	-0.1091	2	-0.0075	-0.1081	3	-0.0051	-0.11
Primer Piso	C30	SX	1	2.3796	0.4228	2	2.6586	0.7966	3	2.1006	0.049
Primer Piso	C30	SY	1	-0.2683	7.7033	2	-0.3859	7.5457	3	-0.1507	7.8608
Primer Piso	C32	SX	1	11.5555	-0.6176	2	12.9967	-0.6655	3	10.1142	-0.5698
Primer Piso	C32	SY	1	-0.4358	15.2082	2	-1.0433	15.2284	3	0.1717	15.188
Primer Piso	C33	SX	1	8.6823	0.0274	2	9.8234	-0.2831	3	7.5411	0.3378
Primer Piso	C33	SY	1	0.2189	8.4255	2	-0.2621	8.5563	3	0.6999	8.2946
Primer Piso	C34	SX	1	13.4997	0.5309	2	14.6418	1.5281	3	12.3576	-0.4664
Primer Piso	C34	SY	1	-0.0437	22.5976	2	-0.5251	22.1772	3	0.4377	23.0179

Primer Piso	C35	SX	1	-1.2288	-	2	-	-	3	-1.1821	-
					26.8066		1.2756	29.0069			24.6063
Primer Piso	C35	SY	1	42.05	1.0178	2	42.0696	1.9452	3	42.0303	0.0904
Primer Piso	C36	SX	1	13.4857	-0.0412	2	14.6263	-0.783	3	12.3452	0.7007
Primer Piso	C36	SY	1	-0.0741	20.1413	2	-	20.4539	3	0.4067	19.8286
							0.5548				
Primer Piso	C41	SX	1	0	0	2	0	0	3	0	0
Primer Piso	C41	SY	1	0	0	2	0	0	3	0	0
Primer Piso	C1	SX	1	0.9306	-0.074	2	0.9786	-0.0742	3	0.8826	-0.0737
Primer Piso	C1	SY	1	0.3111	0.4549	2	0.3029	0.4482	3	0.3194	0.4617
Primer Piso	C2	SX	1	-2.3131	-	2	-	-	3	-2.1153	-
					37.8543		2.5109	36.2109			39.4978
Primer Piso	C2	SY	1	65.8228	-	2	65.9061	-	3	65.7394	-
					36.0359		1	36.7286			35.3432
			Total	413.0121	425.4708	Total	417.886	432.2956	Total	414.6314	429.8825

ANEXO IV. Table Modal Participating Mass Ratios

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
		sec						
Modal	1	0.604	0.011300	0.735100	0.000005	0.061300	0.003300	0.000800
Modal	2	0.498	0.735200	0.012500	0.000008	0.000800	0.165800	0.004700
Modal	3	0.38	0.005500	0.001500	0.000003	0.000019	0.000018	0.740200
Modal	4	0.244	0.005800	0.072100	0.000400	0.055400	0.008200	0.000900
Modal	5	0.243	0.000000	0.000400	0.005800	0.006100	0.001000	0.000049
Modal	6	0.235	0.000100	0.000100	0.002100	0.000035	0.000400	0.000013
Modal	7	0.225	0.000300	0.000200	0.005000	0.010100	0.001300	0.000100
Modal	8	0.221	0.000034	0.000018	0.006400	0.012500	0.007600	0.000015
Modal	9	0.22	0.000014	0.000008	0.003100	0.004300	0.002400	0.000007
Modal	10	0.218	0.027000	0.078500	0.000003	0.053500	0.041000	0.000900
Modal	11	0.216	0.000047	0.000025	0.007700	0.013000	0.002800	0.000032
Modal	12	0.213	0.000001	0.000400	0.002700	0.001900	0.000100	0.000019
Modal	13	0.212	0.000100	0.000100	0.001200	0.000011	0.000200	0.000005
Modal	14	0.211	0.000300	0.000400	0.005200	0.000200	0.002500	0.000014
Modal	15	0.21	0.000000	0.000039	0.004500	0.007100	0.000200	0.000000
Modal	16	0.21	0.000022	0.000300	0.000005	0.012000	0.006700	0.000003
Modal	17	0.21	0.000002	0.000010	0.005900	0.004900	0.000300	0.000011
Modal	18	0.208	0.000800	0.000700	0.012600	0.000900	0.000003	0.000100
Modal	19	0.207	0.000400	0.002900	0.002800	0.003300	0.000800	0.000000
Modal	20	0.206	0.000200	0.000100	0.019700	0.005500	0.002100	0.000034
Modal	21	0.205	0.000100	0.000100	0.007400	0.009900	0.004600	0.000033

ANEXO V. Table Story Drifts

TABLE: Story Drifts				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Cubierta ascensor	20,45	Top	0.003133	0.003101
Tapagrada	18,25	Top	0.002813	0.003395
Terraza	15,75	Top	0.001549	0.002052
Cuarto Piso	12,6	Top	0.001825	0.002116
Tercer Piso	9,45	Top	0.001567	0.002005
Segundo Piso	6,3	Top	0.001648	0.002026
Primer Piso	3,15	Top	0.000976	0.00125
Planta Baja	0	Top	0	0

ANEXO VI. Análisis de Precios Unitarios APU's

NOMBRE DE PROYECTO:		COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE UN EDIFICIO DE ACERO DISEÑADO CON EL SISTEMA DUAL Y USANDO DIFERENTES TIPOS DE COLUMNAS			
CÓDIGO:	AS_1				1/2
RUBRO:	Acero estructural ASTM A572 Grado 50				
			UNIDAD:		Kg
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% mano de obra)					0.08
Amoladora eléctrica	1.00	4.30	4.30	0.11	0.47
Soldadora eléctrica 350 A	1.00	1.98	1.98	0.11	0.22
Grúa móvil	1.00	25.00	25.00	0.01	0.25
Equipo de oxicorte	1.00	1.54	1.54	0.11	0.17
SUBTOTAL M					1.19
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Maestro soldador especializado (ESTR, OC, C1)	1.00	7.00	7.00	0.11	0.77
Ayudante de soldador	1.00	6.20	6.20	0.11	0.68
Maestro mayor (ESTRUC, OCUP, C1)	0.10	5.80	0.58	0.11	0.06
Operadores equipo pesado (ESTRUC, OCUP, C1, G1)	1.00	4.75000	4.75	0.01	0.05
SUBTOTAL N					1.56
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Pintura esmalte anticorrosivo	4000cc	0.00121	21.80	0.03	
Thinner	4000cc	0.00030	13.00	0.00	
Disco corte	U	0.01	1.65	0.02	
Acero perfil	Kg	1.02	1.27	1.30	
Electrodo E 7018 1/8"	Kg	0.05	4.98	0.25	
SUBTOTAL O					1.59
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	

SUBTOTAL P		0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		4.34296
INDIRECTOS %	0.000%	0.00000
		0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO:		4.34296
VALOR OFERTADO:		4.34

FECHA: 26 de agosto de 2023

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

NOMBRE DE PROYECTO:		COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE UN EDIFICIO DE ACERO DISEÑADO CON EL SISTEMA DUAL Y USANDO DIFERENTES TIPOS DE COLUMNAS			
CÓDIGO:	AS_2				2/2
RUBRO:					
Acero estructural ASTM A500 Grado C				UNIDAD:	Kg
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% mano de obra)					0.06
Amoladora eléctrica	1.00	4.30	4.30	0.11	0.47
Soldadora eléctrica 350 A	1.00	1.98	1.98	0.11	0.22
Grúa móvil	1.00	25.00	25.00	0.01	0.25
Equipo de oxicorte	1.00	1.54	1.54	0.11	0.17
SUBTOTAL M					1.17
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Maestro soldador especializado (ESTR, OC, C1)	1.00	7.00	7.00	0.09	0.63
Ayudante de soldador	1.00	6.20	6.20	0.09	0.56
Maestro mayor (ESTRUC, OCUP, C1)	0.10	5.80	0.58	0.09	0.05
Operadores equipo pesado (ESTRUC, OCUP, C1, G1)	1.00	4.75	4.75	0.01	0.05
SUBTOTAL N					1.29
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Pintura esmalte anticorrosivo	4000cc	0.000400	21.80	0.01	
Thinner	4000cc	0.000100	13.00	0.00	

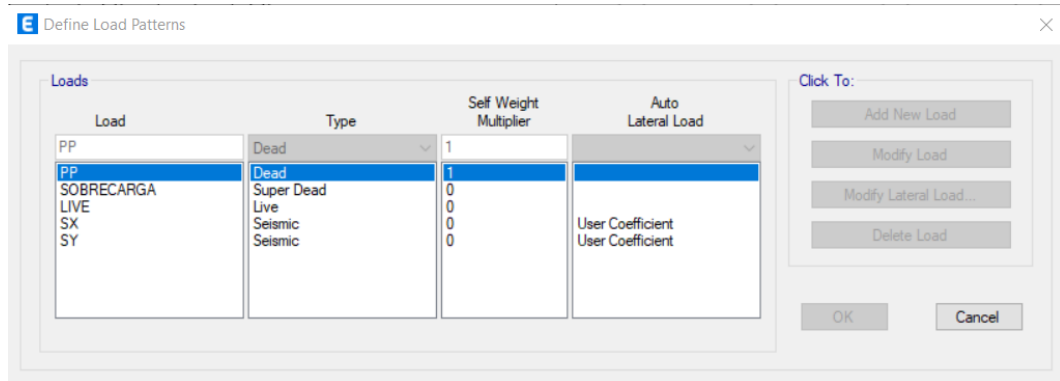
Disco corte	U	0.02	1.65	0.02
Acero perfil	Kg	1.02	1.35	1.38
Electrodo E7018 1/8" bajo hidrógeno	Kg	0.08	8.98	0.67
SUBTOTAL O				2.09
TRANSPORTE				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C = A x B
SUBTOTAL P				0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				4.54755
INDIRECTOS %			0.000%	0.00000
				0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO:				4.54755
VALOR OFERTADO:				4.55

FECHA: 26 de agosto de 2023

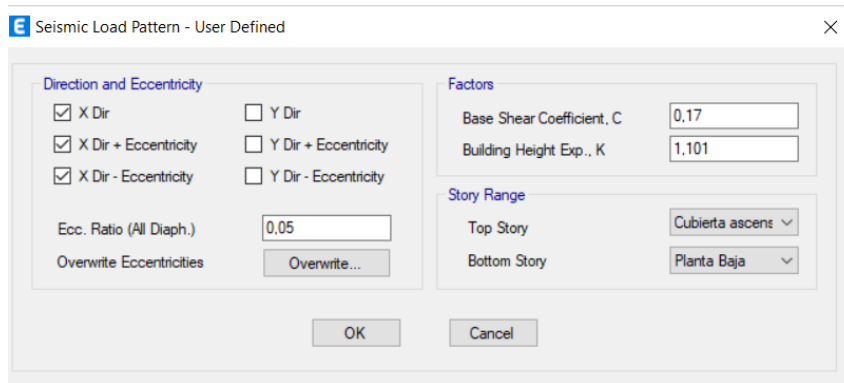
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANEXO VII. PARÁMETROS DE DISEÑO DEL MODELO

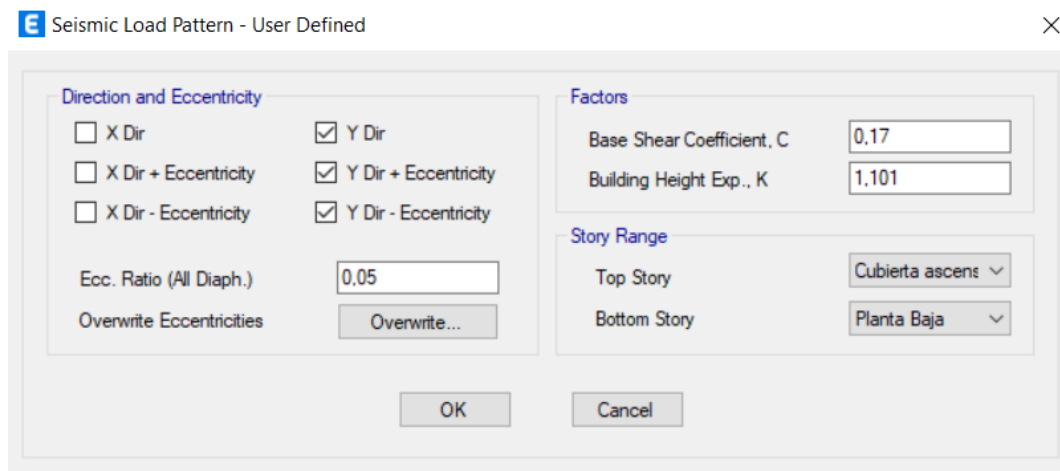
Patrones de carga



SX Carga sísmica



SY carga sísmica



Espectro de respuesta NEC15

Function Name:

Function Damping Ratio:

Parameters

Zone Coefficient, Z:

η Coefficient:

Site Factor, Fa:

Site Factor, Fd:

Soil Type:

Inelastic Behavior Fctor of Subsurface, Fs:

Importance Factor, I:

Response Modification Factor, R:

Define Function

Period	Acceleration
0	0,1701
0.1	0,1701
0.2	0,1701
0.3	0,1701
0.4	0,1701
0.5	0,1701

Plot Options

Linear X - Linear Y

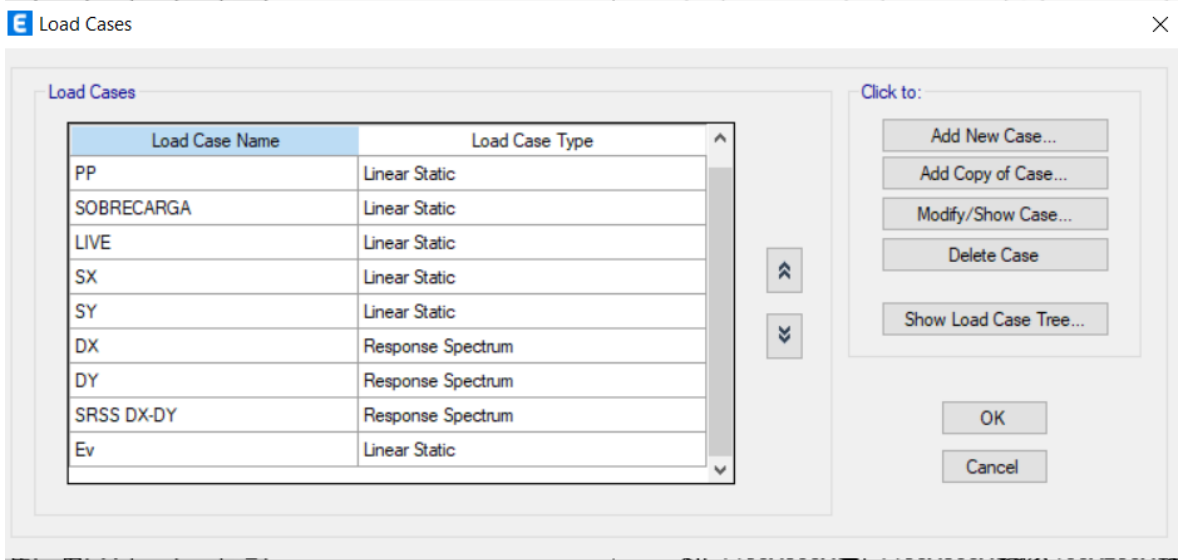
Linear X - Log Y

Log X - Linear Y

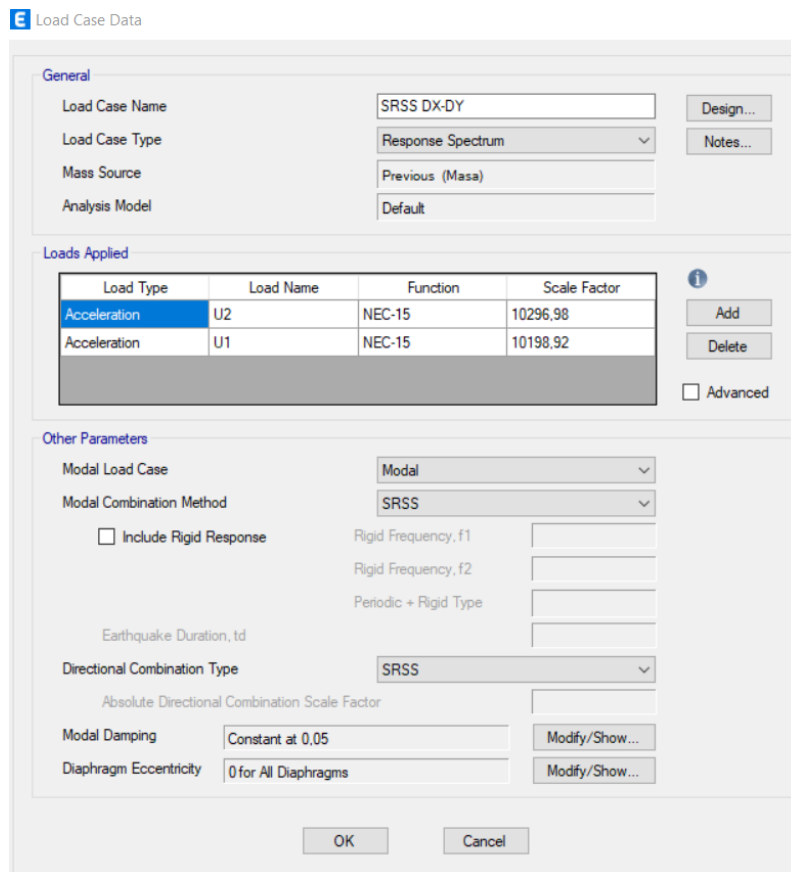
Log X - Log Y

Function Graph

Casos de carga



Combinación sismo horizontal



Sismo vertical Ev

The dialog box is titled 'General' and contains the following fields and options:

- Load Case Name: Ev
- Load Case Type: Linear Static
- Mass Source: Masa
- Analysis Model: Default
- P-Delta/Nonlinear Stiffness:
 - Use Preset P-Delta Settings: None
 - Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)
- Loads Applied table:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UZ	1294.48

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, OK, Cancel.

Combinaciones de carga

The first screenshot shows a list of load combinations:

- 0.9D
- 0.9D+DX-Ev
- 0.9D+DY-Ev
- 0.9D+Eh-Ev
- 0.9D+SX-Ev
- 0.9D+SY-Ev
- 0.9D-DX-Ev
- 0.9D-DY-Ev
- 0.9D-SX-Ev
- 0.9D-SY-Ev
- 1.2D+L+Ev+Eh
- 1.2D+1.6L
- 1.2D+L
- 1.2D+L+DX+Ev
- 1.2D+L+DY+Ev
- 1.2D+L+SX+Ev
- 1.2D+L+SY+Ev
- 1.2D+L-DX-Ev
- 1.2D+L-DY-Ev
- 1.2D+L-SX-Ev
- 1.2D+L-SY-Ev
- 1.4D
- ENVOLVENTE

The second screenshot shows the same dialog box with the 'ENVOLVENTE' combination selected and the 'Add Default Design Combos...' button highlighted.

Carga sísmica reactiva

Mass Source Data

Mass Source Name: Masa

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
PP	1
PP	1
SOBRECARGA	1

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Conexiones a momento RBC/Hueso de perro

Frame Assignment - Moment Frame Beam Connection Type

Moment Frame Beam Connection Type

- Standard Moment Connection
- Reduced Beam Section
- SidePlate® Option

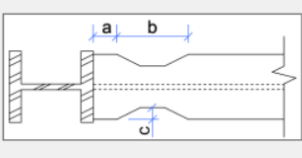
Connection Location

- Both Ends
- I-End Only
- J-End Only

Reduced Beam Section Options

- Program Defaults: $a = 0.625 b_f$ $b = 0.75 d_b$ $c = 0.20 b_f$
- User Specify x_1 , x_2 and x_3 where: $a = x_1 * b_f$ $b = x_2 * d_b$ $c = x_3 * b_f$
- User Specify x_1 , x_2 and x_3 where: $a = x_1$ $b = x_2$ $c = x_3$

x_1 x_2 x_3



OK Close Apply