



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Análisis Torsional en Edificaciones Irregulares En Planta De 5 A 8 Pisos
Incorporando Muros Estructurales De Acero.**

**MACAS LANDIN ANTHONY RAFAEL
INGENIERO CIVIL**

**VARGAS REQUELME JONATHAN BRYAN
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2023**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Análisis Torsional en Edificaciones Irregulares En Planta De 5 A 8
Pisos Incorporando Muros Estructurales De Acero.**

**MACAS LANDIN ANTHONY RAFAEL
INGENIERO CIVIL**

**VARGAS REQUELME JONATHAN BRYAN
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2023**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTOS TÉCNICOS

**Análisis Torsional en Edificaciones Irregulares En Planta De 5 A 8
Pisos Incorporando Muros Estructurales De Acero.**

**MACAS LANDIN ANTHONY RAFAEL
INGENIERO CIVIL**

**VARGAS REQUELME JONATHAN BRYAN
INGENIERO CIVIL**

ORDOÑEZ FERNANDEZ JOSE LUIS

**MACHALA
2023**

Trabajo Vargas - Macas

por Jonathan Vargas

Fecha de entrega: 28-feb-2024 01:54p.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2307158589

Nombre del archivo: TRABAJO_Vargas_-_Macas.pdf (3.11M)

Total de palabras: 23236

Total de caracteres: 126492

Trabajo Vargas - Macas

INFORME DE ORIGINALIDAD

10%

INDICE DE SIMILITUD

9%

FUENTES DE INTERNET

5%

PUBLICACIONES

4%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

ENCONTRAR COINCIDENCIAS CON TODAS LAS FUENTES (SOLO SE IMPRIMIRÁ LA FUENTE SELECCIONADA)

< 1%

★ repository.unimilitar.edu.co

Fuente de Internet

Excluir citas

Apagado

Excluir coincidencias

Apagado

Excluir bibliografía

Apagado

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

Los que suscriben, MACAS LANDIN ANTHONY RAFAEL y VARGAS REQUELME JONATHAN BRYAN, en calidad de autores del siguiente trabajo escrito titulado Análisis Torsional en Edificaciones Irregulares En Planta De 5 A 8 Pisos Incorporando Muros Estructurales De Acero., otorgan a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tienen potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

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

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

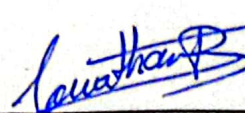
Los autores como garantes de la autoría de la obra y en relación a la misma, declaran que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asumen la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

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



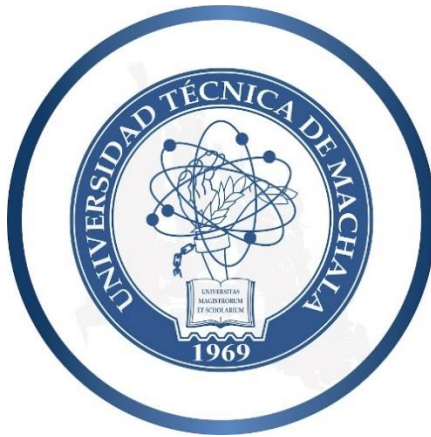
MACAS LANDIN ANTHONY RAFAEL

0707082194



VARGAS REQUELME JONATHAN BRYAN

0705685832



UTMACH

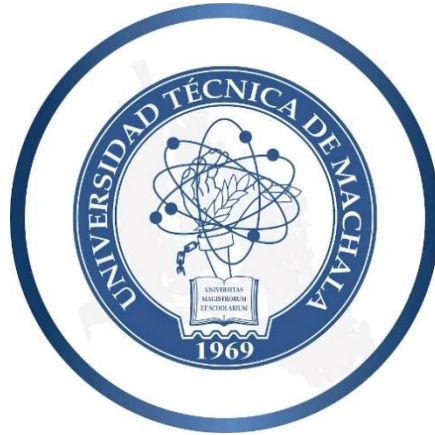
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“ANÁLISIS TORSIONAL EN EDIFICACIONES IRREGULARES EN
PLANTA DE 5 A 8 PISOS INCORPORANDO MUROS
ESTRUCTURALES DE ACERO”**

**MACAS LANDIN ANTHONY RAFAEL
VARGAS REQUELME JONATHAN BRYAN
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2024**



UTMACH

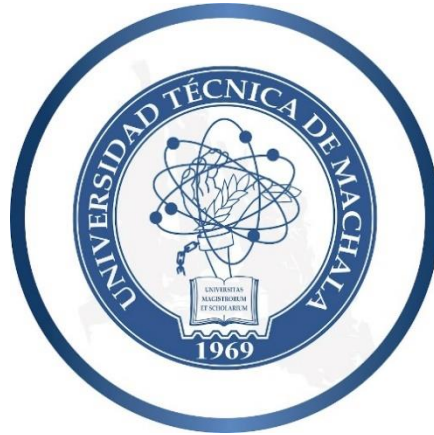
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“ANÁLISIS TORSIONAL EN EDIFICACIONES IRREGULARES EN
PLANTA DE 5 A 8 PISOS INCORPORANDO MUROS
ESTRUCTURALES DE ACERO”**

**MACAS LANDIN ANTHONY RAFAEL
VARGAS REQUELME JONATHAN BRYAN
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2024**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“ANÁLISIS TORSIONAL EN EDIFICACIONES IRREGULARES EN
PLANTA DE 5 A 8 PISOS INCORPORANDO MUROS
ESTRUCTURALES DE ACERO”**

**MACAS LANDIN ANTHONY RAFAEL
VARGAS REQUELME JONATHAN BRYAN
INGENIERO CIVIL**

ORDÓÑEZ FERNANDEZ JOSÉ LUIS

**MACHALA
2024**

DEDICATORIA

El presente está dirigido principal mente a dios, a mis padres, hermanos y amigos.

A Dios por darme salud y vida de poder seguir progresando y lograr alcanzar mis metas, a mis padres por su amor y comprensión en mi proceso académico, a mis hermanos por haberme brindado su apoyo, a mi tutor por su motivación y apoyo en el proceso de poder realizar este trabajo, y a cada uno de mis amigos que estuvieron conmigo tanto al principio como al final de mi carrera y de haberme enseñado el valor de la amistad.

Anthony Rafael Macas Landin

Este trabajo está dedicado con profundo agradecimiento y cariño a quienes han sido pilares fundamentales en mi camino: a lo más alto, agradezco a Dios por otorgarme la fortaleza, la salud y la perseverancia necesarias para superar los obstáculos y cumplir con mis objetivos. A mis padres, quienes, con su incansable amor, paciencia y sabiduría, han sido mi guía y soporte incondicional en cada paso de mi formación. A mis hermanas, por su apoyo constante y por ser mi fuente de inspiración y motivación. A mi mentor, cuya dedicación y consejos han sido esenciales para la culminación de este proyecto. Y, por último, a mis amigos, cuya presencia y lecciones de vida han enriquecido esta experiencia, enseñándome el verdadero significado de la amistad y el compañerismo. A todos ellos, mi más sincero agradecimiento por iluminar mi camino con su amor y apoyo.

Jonathan Bryan Vargas Requelme

AGRADECIMIENTO

Desea expresar mi profundo agradecimiento en primer lugar a mi Dios todo poderoso por brindarme salud y sabiduría para poder lograr alcanzar mis metas, a mis padres Remigio Macas Y Anita Landin pues han sido durante toda mi vida el pilar fundamental para mi formación académica, brindándome su amor y apoyo incondicional tanto en los buenos como en los malos momentos, además de inculcarme valores morales que me convirtieron en una persona de bien, también agradecer a mis hermanos José y Edwin que siempre estuvieron alentándome y apoyándome para poder lograr mis metas, así mismo al Ing. José Luis Ordoñez, tutor de la tesis, por guiarnos en el proceso de realización de este proyecto técnico junto y culminarlo de manera eficiente, por último, agradecer a mis amigos, conocidos y allegados así como mis compañeros de clases, Carvajal Sandra, Gonzales Yaritza, Jara María José, Rodríguez Daniela, Santana Natasha y en especial a mi compañero de tesis Vargas Requelme Jonathan Bryan por su paciencia, apoyo y dedicación en el transcurso de realizar este trabajo hasta el final y poder lograr nuestro objetivo.

Anthony Rafael Macas Landin

Con inmensa gratitud y afecto, dedico este logro a las figuras esenciales que han marcado cada fase de mi vida: en primer lugar, mi eterno agradecimiento a la Dios por brindarme la determinación, bienestar y constancia para afrontar cada desafío y alcanzar mis metas. A mis queridos padres, Rita Requelme y Galo Vargas, cuyo amor inagotable, comprensión profunda y orientación sabia han sido la luz guía en mi desarrollo personal y profesional. A mis hermanas, Darling y Fiorela, por formar parte de mi vida, quiero agradecer además a Francisco Bravo, por el apoyo que me brindó en su tiempo. A mi tutor, Ing. José Luis Ordoñez por su invaluable compromiso y orientación, fundamentales para la realización de este empeño. Y a mis amigas, Sandra Carvajal, Yaritza Gonzales, María José Jara, Daniela Rodríguez, Natasha Santana y Ortiz Dayana por compartir conmigo incontables momentos y enseñanzas, mostrándome la esencia de la verdadera amistad y solidaridad. Sin olvidar quiero expresar mi más sincero agradecimiento a mi compañero de titulación Anthony Rafael Macas Landin, por permitir afrontar este desafío juntos y cumplir nuestra meta juntos.

Jonathan Bryan Vargas Requelme

RESUMEN

En el presente trabajo, se analiza el comportamiento estructural de las edificaciones irregulares en planta de mediana altura, estas estructuras por su forma poco convencional son vulnerables a una respuesta sísmica torsional, la cual no es un comportamiento viable para edificaciones, para mitigar esa respuesta el uso de muros estructurales es un método opcional, pero en la actualidad, la predominancia de estos muros estructurales son los elaborados en hormigón armado, debido a ello, este estudio esta guiado a brindar como alternativa el uso de muros de acero estructural, tratando de justificar y promover este sistema. Para aquello, se complementará para el análisis estructural el uso de un software especializado en estructuras, en el mismo se aplicará los requerimientos de las normativas vigentes para la ciudad de Machala, El Oro, Ecuador; la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), sumándole, además, normativas americanas como la American Concrete Institute (ACI), American Institute of Steel Construction (AISC), American Society of Civil Engineers (ASCE) y Federal Emergency Management Agency (FEMA), las cuales tratan de edificaciones de concreto, muros de concreto armado y de acero, además de la normativa de la evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras existente. Estas normas se tomaron como ejes, para obtener las relaciones mínimos entre las dimensiones del elemento estructural “Muros”, logrando obtener las cuantías mínimas, conexión que deberían presentarse con las vigas y columnas, además de tener el criterio de identificar los puntos o partes de la estructura que necesitan este reforzamiento. Por último, se presenta un análisis comparativo entre el muro portante de concreto armado y el de acero estructural, que permite evaluar la funcionalidad de este último y verificar si o no es viable, la aplicación del mismo.

Palabras claves: Edificio irregular en planta, comportamiento no lineal, muros cortantes de acero estructural, muros cortantes de concreto armado, análisis torsional.

ABSTRACT

In the present work, the structural behaviour of irregular buildings of medium height is analysed, these structures due to their unconventional shape are vulnerable to a torsional seismic response, which is not a viable behaviour for buildings, to mitigate this response the use of structural walls is an optional method, but at present, the predominance of these structural walls are those made of reinforced concrete, because of this, this study is guided to provide as an alternative the use of structural steel walls, trying to justify and promote this system. For this purpose, the structural analysis will be complemented by the use of specialised structural software, in which the requirements of the current regulations for the city of Machala, El Oro, Ecuador will be applied; The Ecuadorian Construction Regulations (NEC-2015), in addition to American regulations such as the American Concrete Institute (ACI), American Institute of Steel Construction (AISC), American Society of Civil Engineers (ASCE) and Federal Emergency Management Agency (FEMA), which deal with concrete buildings, reinforced concrete and steel walls, in addition to the existing seismic evaluation and rehabilitation of structures. These standards were taken as axes, to obtain the minimum relations between the dimensions of the structural element "Walls", obtaining the minimum amounts, connection that should be present with the beams and columns, in addition to having the criterion to identify the points or parts of the structure that need this reinforcement. Finally, a comparative analysis is presented between the reinforced concrete bearing wall and the structural steel one, which allows evaluating the functionality of the latter and verifying whether or not it is viable to apply it.

Key Word: Irregular building in plan, non-linear behavior, structural steel shear walls, reinforced concrete shear walls, torsional analysis.

INDICE

DEDICATORIA	1
AGRADECIMIENTO	2
RESUMEN	3
ABSTRACT	4
INTRODUCCION	12
Importancia del tema	12
Actualidad de la problemática	13
Estructura del trabajo	13
CAPITULO I	15
PLANTAMIENTO DEL PROBLEMA	15
1.1 Tema de investigación	15
1.2 Línea base del proyecto	15
1.2.1 Localización geográfica	15
1.2.1.1 Población	16
1.2.2 Amenaza sísmica.	16
1.2.3 Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-SE-DS (Ecuador)	16
1.2.4 Norma Americana, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings “ASCE 41 – 17” 18	
1.2.5 Análisis Modal espectral	18
1.2.6 Modelación Estructural	18
1.2.7 Análisis Modal Pushover.....	19
1.2.8 Hechos de interés.	19
1.3 Descripción de la situación problemática	20
1.3.1 Descripción del problema.....	20
1.3.2 Árbol de problemas (Causas y Efectos).....	20
1.4 Formulación del problema, Preguntas Científicas	21
1.5 Alcance del proyecto	21
1.5.1 De contenido	21
1.5.2 Descripción.....	21
1.6 Justificación	21
1.7 Objetivo General	22
1.7.1 Objetivos Especifico:.....	22
CAPITULO II	23
MARCO TEÓRICO	23

2.1 Antecedente Contextuales	23
2.1.1 Macro	23
2.1.2 Meso.....	23
2.1.3 Micro	24
2.2 Antecedentes referenciales - históricos.	24
2.3 Antecedentes Conceptuales.	26
2.3.1 Edificios irregulares en planta.....	26
2.3.2. Estructuras duales	26
2.3.3. Torsión en estructuras	26
2.3.4. Vulnerabilidad sísmica	27
2.3.5. Peligro sísmico	27
2.3.6. Análisis sísmico	27
2.3.7 Daño estructural en edificios.....	28
2.3.8 Espectro elástico de diseño en aceleraciones.....	28
2.3.9 Espectro de diseño sísmico.....	29
2.3.10 Análisis dinámico	29
2.3.11. Muros estructurales	30
2.3.12 Muros estructurales prefabricados.....	30
2.3.13 Muros portantes	30
2.3.14 Análisis de la respuesta no lineal	31
2.3.15 Centro de Rigidez.....	31
2.3.16 Diseño de cimentaciones.....	31
CAPITULO III.....	32
METODOLOGIA	32
3.1. Modalidad básica de la investigación	32
3.2 Tipo de investigación	32
3.2.1 Investigación Documental	32
3.2.2 Investigación de Campo.....	33
3.2.3 Investigación Experimental	33
3.3 Objeto de estudio	34
3.4 Descripción de la población y muestra	34
3.5 Métodos teóricos con los materiales utilizados	34
3.5.1 Modelación.....	34
3.5.2 Características y detalles de las dimensiones de los Elementos	35
3.5.3 Detalles de la configuración en planta y elevación	38
3.5.4 Distribución de las cargas	57

3.5.5 Análisis dinámico espectral	57
3.5.6 Análisis sísmico estático lineal y no lineal (Pushover)	61
3.5.7 Análisis de los muros de contención de hormigón armado	62
3.5.8 Criterios de Diseño SPSW	63
3.5.8.1 Análisis del comportamiento	64
3.5.8.2 Análisis de los elementos de borde	65
3.6 Métodos empíricos con los materiales utilizados	71
3.6.1 Medición	71
CAPITULO IV ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS	71
4.1 Análisis e interpretación de resultados	71
4.2 Análisis sismo estático y dinámico espectral.....	72
4.2.1 Análisis dinámico espectral de la edificación de 8 pisos	72
4.2.1.1 Análisis de la cortante.....	76
4.2.1.2 Análisis de Derivas	76
4.2.2 Análisis dinámico espectral de la edificación de 8 pisos con muros estructurales de hormigón armado.....	77
4.2.2.1 Análisis de la cortante.....	81
4.2.2.2 Análisis de Derivas	82
4.2.2.3 Análisis dual.....	83
4.2.2.3 Análisis de muro de acero estructural para un sistema dual	84
4.2.2 Análisis dinámico espectral de la edificación de 5 pisos	91
4.2.2.1 Análisis de la cortante.....	94
4.2.2.2 Análisis de Derivas	94
4.2.2 Análisis dinámico espectral de la edificación de 5 pisos con muros estructurales de hormigón armado.....	96
4.2.2.1 Análisis de la cortante.....	99
4.2.2.2 Análisis de Derivas	100
4.2.2.3 Análisis dual.....	101
4.2.2.4 Análisis de muro de acero estructural para un sistema dual	102
CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	108
REFERENCIAS	111
ANEXOS.....	114

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Coordenadas geográficas del modelo del edificio a analizar	15
Tabla 2: Distribución de las cargas utilizadas en la estructura	57
Tabla 3 Distribución de las cargas utilizadas en la estructura	57
Tabla 4 Valores para la elaboración del Espectro	58
Tabla 5 Estructura dual.....	59
Tabla 6 Coeficientes de C_t y α	60
Tabla 7 Limites de deriva inelástica	60
Tabla 8 Coeficiente k.....	61
Tabla 9 Condiciones para la elaboración de los elementos de borde	62
Tabla 10 Modos y Periodos.....	73
Tabla 11 Cortante de piso “X” y “Y” (tonf).....	75
Tabla 12 Cortante de piso “X” y “Y” (tonf)	75
Tabla 13 Cortante de piso “X” y “Y”	76
Tabla 14 Deriva de piso “X” y “Y”	77
Tabla 15 Modos y Periodos por piso	78
Tabla 16 Cortante de piso “X” y “Y” (tonf)	81
Tabla 17 Cortante de piso “X” y “Y” (tonf)	81
Tabla 18 Cortante de piso “X” y “Y”	82
Tabla 19 Deriva de piso “X” y “Y”	83
Tabla 20 Cortantes dinámico espectral en el eje X.....	83
Tabla 21 Cortantes dinámico espectral en el eje Y	84
Tabla 22 Diseño preliminar espesor de diseño	85
Tabla 23 Fuerza de diseño de la placa	86
Tabla 24 Requerimiento de momento de inercia para HBE.....	86
Tabla 25 Sección del elemento limites preliminar	87
Tabla 26 Descripción del VBE.....	87
Tabla 27 Angulo de tensión y espesor	88
Tabla 28 Secciones de elemento límites y de placas.....	88
Tabla 29 Fuerzas de elementos de borde de 8 PISOS.....	89
Tabla 30 Angulo de tensión reales	90
Tabla 31 Diseño de espesor del alma de acero	90
Tabla 32 Modos y Periodos	91
Tabla 33 Cortante de piso “X” y “Y” (tonf)	93

Tabla 34 Cortante de piso “X” y “Y” (tonf)	94
Tabla 35 Cortante de piso “X” y “Y”	94
Tabla 36 Deriva de piso “X” y “Y”	95
Tabla 37 Modos y Periodos por piso	96
Tabla 38 Cortante de piso “X” y “Y” (tonf)	98
Tabla 39 Cortante de piso “X” y “Y” (tonf)	99
Tabla 40 Cortante de piso “X” y “Y”	99
Tabla 41 Deriva de piso “X” y “Y”	100
Tabla 42 Cortantes dinámico espectral en el eje X	101
Tabla 43 Cortantes dinámico espectral en el eje Y	101
Tabla 44 Diseño preliminar espesor de diseño	103
Tabla 45 Fuerza de diseño de la placa	103
Tabla 46 Requerimiento de Momento de inercia para HBE	104
Tabla 47 Sección del elemento limite preliminar.....	104
Tabla 48 Descripción del VBE	104
Tabla 49 Angulo de tensión y espesor	105
Tabla 50 Secciones de elementos límites y de placas	105
Tabla 51 Fuerzas de elementos de borde de 5 PISOS.....	106
Tabla 52 Ángulos de tensión reales	107
Tabla 53 Diseño de espesor del alma de acero	107

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Localización geográfica.....	15
Ilustración 2: Irregularidad torsional. Fuente: Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NCE-SE-DS).....	17
Ilustración 3: Retrocesos excesivos en las esquinas Fuente: Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NCE-SE-DS).....	17
Ilustración 4: Discontinuidades en el sistema de pisos Fuente: Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NCE-SE-DS).....	17
Ilustración 5: Ejes estructurales no paralelos Fuente: Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NCE-SE-DS)	17
Ilustración 6: Árbol de problemas (causa efecto)	20
Ilustración 7 Modelos de estructuras de hormigón armado (8 pisos).....	35
Ilustración 8 Modelos de estructuras de hormigón armado (5 pisos).....	35
Ilustración 9 Detalle de vigas principales 8 Pisos.....	36
Ilustración 10 Detalle de vigas secundarias 8 Pisos.....	36
Ilustración 11 Detalle de columnas 8 Pisos	36
Ilustración 12 Detalle de muros.....	37
Ilustración 13 Detalle de vigas principales 5 Pisos.....	37
Ilustración 14 Detalle de vigas secundarias 5 Pisos.....	37
Ilustración 15 Detalle de columnas 5 Pisos	38
Ilustración 16 Detalle de muros.....	38
Ilustración 17 Modelos de estructuras de hormigón armado (8 pisos) sin y con muros estructurales	39
Ilustración 18 Modelos de estructuras de hormigón armado (5 pisos) sin y con muros estructurales	48
Ilustración 19 Espectro de respuesta	58
Ilustración 20 Espectro elástico e inelástico de aceleraciones de la ciudad de Machala	59
Ilustración 21 Diseño de muro con elementos de borde	62
Ilustración 22 Diseño de muro con elementos de borde	64
Ilustración 23 Diseño de muro de acero	65
Ilustración 24 Tabla de compacidad	69
Ilustración 25 Tabla de ductilidad.....	70
Ilustración 26 Diagrama de cuerpo libre de esfuerzos	71
Ilustración 27 Vista en planta edificación 8 pisos.....	72

Ilustración 28 Cortante de piso “X” y “Y”, Análisis sísmico estático.....	74
Ilustración 29 Cortante de piso “X” y “Y”, Análisis sísmico dinámico	75
Ilustración 30 Deriva de piso “X” y “Y”	77
Ilustración 31 Vista en planta edificación 8 pisos con muros	78
Ilustración 32 Espectro de diseño elástico e inelástico	80
Ilustración 33 Cortante de piso “X” y “Y”, Análisis sísmico estático.....	80
Ilustración 34 Cortante de piso “X” y “Y”, Análisis sísmico dinámico	81
Ilustración 35 Deriva de piso “X” y “Y”	82
Ilustración 36 Cortantes en sentido X.....	83
Ilustración 37 Cortantes en sentido Y	84
Ilustración 38 Muro Y intersección E-5.....	85
Ilustración 39 Viga IPE 550 8 PISOS.....	89
Ilustración 40 Vista en planta edificación 5 pisos.....	91
Ilustración 41 Espectro de diseño Elástico e Inelástico	92
Ilustración 42 Cortante de piso “X” y “Y”, Análisis sísmico estático.....	93
Ilustración 43 Cortante de piso “X” y “Y”, Análisis sísmico dinámico	93
Ilustración 44 Deriva de piso “X” y “Y”	95
Ilustración 45 Vista en planta edificación 5 pisos con muros	96
Ilustración 46 Espectro de diseño elástico e inelástico	98
Ilustración 47 Cortante de piso “X” y “Y”, Análisis sísmico estático.....	98
Ilustración 48 Cortante de piso “X” y “Y”, Análisis sísmico dinámico	99
Ilustración 49 Deriva de piso “X” y “Y”	100
Ilustración 50 Cortantes en sentido X.....	101
Ilustración 51 Cortantes en sentido Y	101
Ilustración 52 Muro Y intersección E-5 (5 pisos).....	102
Ilustración 53 Verificación de la compacidad y ductilidad de VBE 5 pisos.....	106

INTRODUCCION

Importancia del tema

Ecuador debido a su ubicación en el cinturón de fuego del pacifico y la interacción de placas tectónicas en esa zona, experimenta una alta incidencia de terremotos debido a la liberación de energía acumulada por el rozamiento de estas placas, lo que genera una preocupación constante en términos de acción y efecto de desastres sísmicos en el país. (Tapia Hernández & García Carrera, 2019)

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) establece los criterios para diseñar y construir edificaciones según su filosofía de diseño, por ende, es importante controlar las propiedades dinámicas de la estructura para que acorde al tipo de suelo en el que está ubicada se genere un proyecto estructural optimo

En la actualidad, se disponen de diversos métodos para supervisar y gestionar eficientemente el comportamiento de un edificio. Para abordar esta necesidad, se empleó una herramienta avanzada de análisis estructural que utiliza métodos matriciales y elementos finitos en el proceso de análisis de resultados. El uso de esta herramienta facilita la simulación y evaluación precisa de las estructuras, permitiendo realizar análisis detallados y tomar decisiones adecuadas en el diseño y gestión de edificios. El objetivo principal de esta metodología fue llevar a cabo la representación detallada de la estructura, utilizando normativas de acuerdo al sitio u objeto a estudiarse. (Álvarez González, 2019)

Este estudio, se centrará en analizar una estructura irregular en planta que se verá sometida a fuerzas sísmicas previamente mencionadas, proponiendo la implementación de muros de acero estructural en lugar de los muros de concreto utilizados habitualmente en su diseño. Este enfoque nos permitirá evaluar las ventajas y desventajas entre la aplicación de estos dos tipos de muros, además de tratar de reducir significativamente el riesgo ante una amenaza sísmica. Al optar por muros de acero estructural, se busca aumentar la probabilidad de que la estructura pueda resistir un evento sísmico sin sufrir fallas frágiles y, al mismo tiempo, mantener su funcionalidad.

Actualidad de la problemática

Es importante destacar que las estructuras de planta irregular a menudo exhiben un comportamiento no lineal significativo cuando se enfrentan a fuerzas de torsión. Esto significa que su respuesta a tales cargas puede variar de manera no proporcional a la magnitud de la torsión aplicada. Por consiguiente, en zonas geográficas con riesgo sísmico, la presencia de torsión en edificios de planta irregular puede intensificar su susceptibilidad a los terremotos. Esto significa que la forma poco convencional de estas estructuras puede hacer que sean más propensas a sufrir daños en caso de actividad sísmica. (Prakash et al., 2021)

Este comportamiento no lineal puede manifestarse en deformaciones inesperadas, cambios en la rigidez de la estructura y posiblemente en la redistribución de cargas. Este fenómeno es fundamental comprenderlo y tenerlo en cuenta durante el diseño y análisis de estas estructuras para garantizar su integridad y seguridad. (Ajay et al., 2021a) El deterioro gradual de las edificaciones puede estar relacionado con diversas causas, una de las cuales es la mencionada carga lateral, que incluye la torsión. Cuando una estructura se somete a torsión, sus componentes individuales pueden experimentar deformaciones y tensiones que, con el tiempo, pueden contribuir al debilitamiento general de la edificación.

Estructura del trabajo

El capítulo I se basa en proporcionar información sobre el problema que se está abordando, incluyendo una descripción detallada del mismo, las causas que lo originan y los efectos que tiene. Además, en este capítulo se establece la delimitación del objeto de estudio, lo que implica definir claramente el lugar o contexto de investigación. También se presenta la justificación, que tiene como objetivo respaldar y ampliar las preguntas científicas planteadas previamente. Al final del capítulo, se detallan tanto el objetivo general como los específicos de la investigación, lo que proporciona una visión clara de los propósitos de este estudio.

El capítulo II, se delinear los fundamentos teóricos que han sido objeto de escrutinio, se proporciona definiciones y se destacan las contribuciones de una variedad de autores, tanto a nivel nacional como internacional. Este capítulo también incluye una

exposición detallada de la metodología de investigación empleada, así como una presentación de los resultados obtenidos a partir de las investigaciones realizadas. Asimismo, se efectúa una breve referencia a los antecedentes contextuales del problema de estudio en sus dimensiones macro, meso y micro.

El capítulo III se define la naturaleza de la investigación en curso y se establece claramente el alcance de estudio. El enfoque de este capítulo se centra en las edificaciones que exhiben una disposición irregular en planta y tienen entre 5 y 8 pisos de altura. Para llevar a cabo el análisis de estas edificaciones, se utiliza un software de análisis estructural, planteando la creación de un modelo de edificación base que se diseñará de acuerdo con las especificaciones y requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Además, este modelo se ajustará para cumplir con criterios específicos de funcionalidad continua, los cuales se establecerán previamente en el proceso. Vale la pena destacar que estos criterios se fundamentan en investigaciones previas que se han utilizado como referencia en el desarrollo de este estudio.

El capítulo IV hace referencia a los estudios de ingeniería que han sido utilizados para la definición de las alternativas técnicas de solución. En este contexto, se realiza un análisis minucioso e interpretación de los resultados obtenidos a través del análisis estructural, y se emiten juicios técnicos fundamentados para cada uno de los resultados. Simultáneamente, se procede a la optimización de las alternativas de las edificaciones de estudio, basándose en una evaluación exhaustiva de los resultados previamente analizados.

El capítulo V se detallan las conclusiones y recomendaciones que se han derivado de todo el proceso de investigación, las mismas que están en función a la teoría que ha sido objeto de estudio y los resultados que se obtienen a lo largo de este arduo trabajo de tesis.

CAPITULO I

PLANTAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Tema de investigación

Análisis torsional en edificaciones irregulares en planta de 5 a 8 pisos incorporando muros estructurales de acero

1.2 Línea base del proyecto

1.2.1 Localización geográfica

El modelo geométrico del edificio tomado para analizar es el de la ilustración 1, de uso múltiple (hospital, departamentos, farmacia, etc.), el cual está ubicado en el noreste de Machala, en la avenida Circunvalación Norte y 8va Norte esquinero de color blanco.

Ilustración 1 Localización geográfica



Fuente: OpenStreetMap

Este edificio está localizado geográficamente con las siguientes coordenadas anexadas en la tabla 1:

Tabla 1: Coordenadas geográficas del modelo del edificio a analizar

Cuadrante	Coordenadas	
	Norte	Este
1	9639291.24	617395.63
2	9639310.39	617360.39
3	9639298.48	617353.84
4	9639259.97	617378.90

Fuente: Los Autores

1.2.1.1 Población

El objeto de estudio de la investigación es el comportamiento sísmico de edificios irregulares en planta de 5 a 8 pisos de concreto armado, tomando como referencia geotécnica la zona sur del litoral o costa del Ecuador, además un dato considerar fue la cantidad de edificios presentes específicamente en Machala.

1.2.2 Amenaza sísmica.

El Ecuador es un país con alta tasa de eventos sísmicos debido que está localizado al igual que numerosos países en el cinturón de fuego del Pacífico; el mismo que está conformado por diversos tipos de placas que producen un rozamiento entre ellas, descargando así gran cantidad de energía, que al ser liberada ocasionan sismos.

Por tal razón es importante que las propiedades dinámicas estén controladas según el tipo de suelo en el que se apoya. La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) establece los criterios para diseñar y construir edificaciones, considerando una filosofía de diseño sismorresistente en relaciones a las características dinámicas suelo-estructura. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2023)

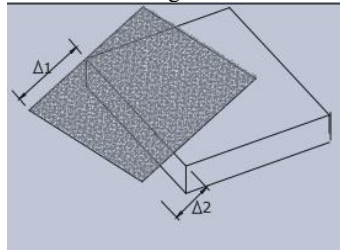
El diseño sísmico de edificios regula aquellas estructuras pueden girar alrededor de un eje vertical, comportamiento se conoce como torsión sísmica en planta. Los reglamentos de diseño por sismo incluyen el efecto de la torsión a través de un momento de torsión. El cálculo de dicho momento recurre al concepto de excentricidad de diseño, la cual se supone como la suma de dos excentricidades: la natural y la accidental. (Gálvez Cortés et al., 2020)

1.2.3 Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-SE-DS (Ecuador)

Para comprender claramente lo que establece la NEC acerca de edificios irregulares en planta, ya sea por su forma, cualidades o comportamiento, se presentan algunos casos del documento normativo, el propósito de esto es brindar una idea gráfica de los mismos. Por lo tanto, las ilustraciones 5 a la 8 muestran los diferentes tipos de irregularidades en planta.(Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2023)

Tipo 1: Irregularidad torsional.

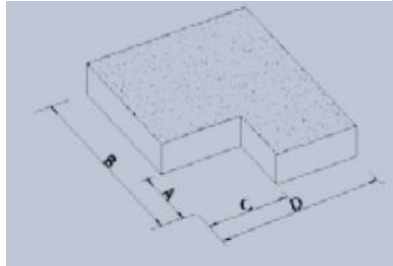
Ilustración 2: Irregularidad torsional.



Fuente: Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NCE-SE-DS)

Tipo 2: Retrocesos excesivos en las esquinas

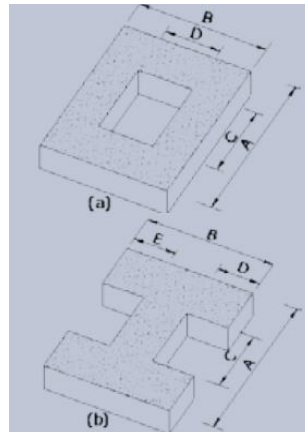
Ilustración 3: Retrocesos excesivos en las esquinas



Fuente: Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NCE-SE-DS)

Tipo 3: Discontinuidades en el sistema de pisos

Ilustración 4: Discontinuidades en el sistema de pisos



Fuente: Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NCE-SE-DS)

Tipo 4: Ejes estructurales no paralelos

Ilustración 5: Ejes estructurales no paralelos



Fuente: Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NCE-SE-DS)

1.2.4 Norma Americana, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings “ASCE 41 – 17”

Además, es importante mencionar la ASCE 41-17, la cual es la normativa principal para la evaluación y rehabilitación sísmica, sin embargo se han desarrollado metodologías de análisis que pueden ser aplicadas en conjunto con las normativas base, como los reportes realizados por el Applied Technology Council (ATC, 1996) en “Seismic evaluation and retrofit of existing buildings”, en el cual se explica, dentro de los procedimientos estáticos no lineales, el método del espectro de capacidad, el cual es después actualizado por (FEMA 440; ATC, 2005) en “Mejora de los procedimientos de análisis sísmicos estáticos no lineales”, el cual puede ser aplicado dentro de este estudio en conjunto con la normativa ASCE 41-17 y ASCE 41-13. Dentro del ámbito local la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) en sus varios tomos, fundamentalmente la normativa para rehabilitación sísmica de estructuras y la normativa para cargas sísmicas y diseño sismo resistente, adoptan y referencian los parámetros de la normativa ASCE 41-06 y su cumplimiento es obligatorio a nivel nacional.

1.2.5 Análisis Modal espectral

El análisis modal espectral es una técnica que combina análisis modal y análisis espectral para estimar la respuesta de un edificio ante un evento sísmico. En este proceso, primero se determinan los períodos naturales de vibración de una estructura a través del análisis modal. Luego, se utiliza esta información para calcular la aceleración espectral máxima esperada en la estructura, lo que constituye el análisis espectral. (Kheira Camellia, 2021)

1.2.6 Modelación Estructural

La modelación estructural es un proceso crucial en la evaluación de estructuras, pero el conocimiento de los profesionales es un factor determinante para garantizar resultados confiables y precisos en el análisis de sistemas estructurales. Basándose en la información recopilada, se puede crear un modelo matemático que refleje las características geométricas y las propiedades mecánicas de los materiales que componen el sistema estructural, esto reduce significativamente el tiempo necesario para llevar a cabo el análisis. Cabe recalcar la calidad del modelo creado y su capacidad para

representar de manera precisa el comportamiento estructural dependen en gran medida de la habilidad y el juicio del ingeniero o técnico que lo desarrolla. (Razo Carrasco & Domínguez, 2020)

1.2.7 Análisis Modal Pushover

Representa un avance significativo en el análisis sísmico de estructuras al resolver ciertas limitaciones de los métodos convencionales. En este método, se determina la demanda sísmica mediante un análisis pushover que utiliza la distribución de fuerzas de inercia para cada nodo de la estructura. La combinación de estas demandas, generadas por los dos o tres primeros modos de vibración, proporciona una estimación integral de la demanda sísmica total del sistema. Para agregar precisión, se utilizan reglas de combinación modal adecuadas, como la regla SRSS (Square Root of the Sum of the Squares), para fusionar las respuestas modales máximas, lo que da como resultado el procedimiento del Análisis Modal Pushover (AMP). (M Sam Horrison et al., 2023)

1.2.8 Hechos de interés.

En nuestro país, nos enfrentamos a un desafío significativo en la ingeniería estructural debido a la presencia de edificios con configuraciones irregulares en planta. Estos diseños no convencionales pueden aumentar la vulnerabilidad de las estructuras frente a eventos sísmicos, lo que representa una preocupación para la seguridad y bienestar de la población en general.

Con el objetivo de abordar esta problemática, en muchos documentos normativos de varios países se está proponiendo la implementación de tecnologías de control sísmico avanzadas, con un enfoque especial en los disipadores de energía. Estos dispositivos tienen la capacidad de mejorar considerablemente la capacidad de absorción de energía y reducir las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura.

El uso de disipadores de energía en edificios irregulares puede tener un impacto positivo significativo en la protección de las edificaciones durante un terremoto. Al absorber y disipar parte de la energía liberada por el sismo, los disipadores ayudan a reducir la carga sísmica en la estructura, minimizando los daños en sus componentes y disminuyendo la probabilidad de colapso.

Además de sus beneficios en términos de seguridad, la implementación de disipadores de energía también puede resultar en una mayor durabilidad y vida útil de los edificios. Al reducir la magnitud de las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura, se disminuye el desgaste y los esfuerzos a los que está expuesta, lo que puede prolongar su vida útil y reducir la necesidad de reconstrucción o reparaciones costosas.

1.3 Descripción de la situación problemática

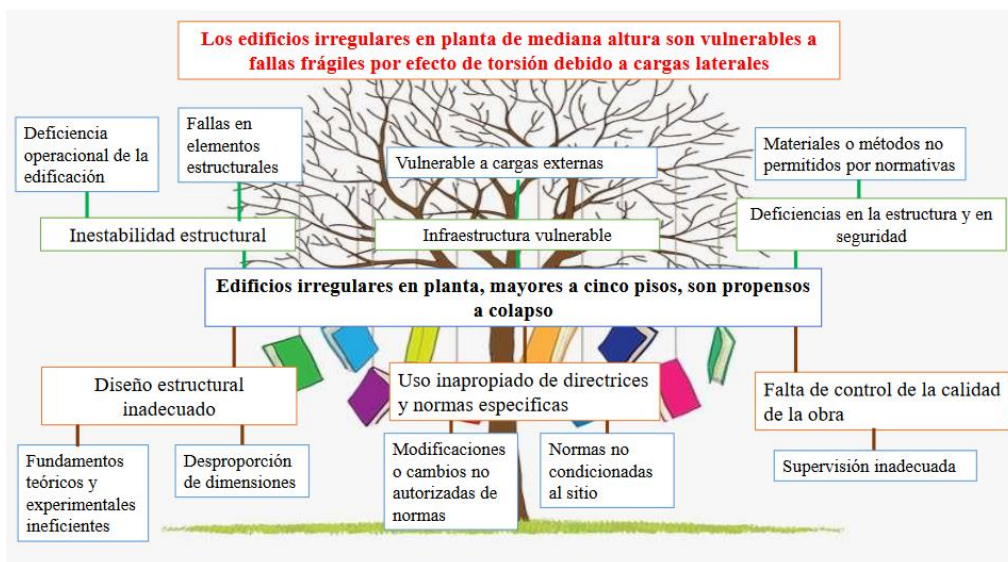
1.3.1 Descripción del problema

El problema radica en cómo abordar adecuadamente el comportamiento no lineal y la susceptibilidad sísmica en edificios de planta irregular debido a la presencia de torsión. Estos edificios, debido a su forma poco convencional, pueden exhibir respuestas impredecibles como respuesta torsional de la estructura, lo que los hace más vulnerables ante eventos sísmico. Este comportamiento no lineal puede dar lugar a deformaciones inesperadas, cambios en la rigidez de la estructura y la redistribución de cargas, lo que afecta significativamente la integridad y seguridad de las edificaciones, durante y post evento.

1.3.2 Árbol de problemas (Causas y Efectos)

En la ilustración 9 se detalla el problema principal, así como también las causas y efectos que esta presenta.

Ilustración 6: Árbol de problemas (causa efecto)



Fuente: Autores

1.4 Formulación del problema, Preguntas Científicas

¿Los edificios irregulares en planta de mediana altura son vulnerables a fallas frágiles por efecto de torsión debido a cargas laterales?

1.5 Alcance del proyecto

1.5.1 De contenido

-Campo: Ingeniería Civil

-Área: Edificaciones

-Aspectos: Edificios irregulares en planta, Análisis torsional, Muros corte de acero estructural

1.5.2 Descripción

En la determinación de ciertos criterios de diseño, para estructuras irregulares en planta de muchos pisos superiores, las cuales son más propensas a ciertos movimientos que podrían producir respuestas sísmicas torsionales, la implementación de muros estructurales de hormigón armado se ve reflejada como solución rápida para corregir ese comportamiento no traslacional. En el presente trabajo, se analizará dicha respuesta sísmica con muros de acero estructural, cuidando los lineamientos ya establecidos de las normas ACI 318 – 19, AISC 360 – 22, AISC 341 – 22, ASCE 7 –10, ASCE 41 – 17, las cuales tratan de estructuras de hormigón, muros estructurales de concreto y acero, además de la evaluación y rehabilitación de estructuras existentes, presentándola como otra alternativa para tomar en cuenta en el diseño de dichas edificaciones, acondicionando estas mencionadas regulaciones para la ciudad de Machala, El Oro, Ecuador.

1.6 Justificación

Para Machala, El Oro, Ecuador, que está ubicada en una de las zonas sísmicas más activas del país, es de suma importancia el tener varias metodologías aplicables de acuerdo al proyecto en cuestión, pero hablando de edificaciones irregulares en planta o en general cualquier otra configuración, se debe procurar un movimiento traslacional en ambas direcciones en sus dos primeros modos de vibración de la estructura, por lo que busca controlar el comportamiento torsional, y ahí es donde la utilización de muros

estructurales sería relevantes para mitigar dicho comportamiento. En cuestión, el uso de muros estructurales de hormigón armado ha predominado en la práctica e implementación, por lo consiguiente, este estudio busca justificar y promover el empleo de muros portantes de acero estructural en lugar de muros portantes de concreto armado en edificaciones de 5 a 8 pisos, esto se hará de analizando su aporte estructural mediante un software de análisis estructural, aplicando aquellos requerimientos que exige las normativas ecuatorianas, además de complementar con las normas americanas, para este tipo de elemento estructural. (Luo et al., 2020)

El reto es comprender y prever adecuadamente este fenómeno durante el diseño y análisis de tales estructuras, con el fin de desarrollar estrategias de construcción y refuerzo que mitiguen su susceptibilidad sísmica y aseguren su durabilidad a largo plazo. Esto es especialmente importante en lugares donde los terremotos son frecuentes, ya que el debilitamiento gradual de los edificios puede vulnerar la seguridad e integridad estructural. (Hamed et al., 2021)

Además, cabe recalcar que el presente trabajo es con fines de titulación de la carrera de ingeniería civil de la Universidad Técnica de Machala (UTMACH).

1.7 Objetivo General

Analizar un modelo de edificio irregular en planta de mediana altura mediante un software de análisis estructural para regular parámetros de normativas ecuatorianas incorporando muros de acero estructural.

1.7.1 Objetivos Especifico:

- Elaborar un modelo no lineal tridimensional mediante un software de análisis estructural para edificios irregulares en planta de 5 a 8 pisos
- Analizar el comportamiento estructural mediante un modelo no lineal que permita cuantificar el nivel de desempeño de la estructura en ambas direcciones.
- Diseñar un edificio de mediana altura con muros de acero estructural al considerando la mínima cuantía de muros para cumplir con un edificio dual.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

Dado que la ciudad de Machala está ubicada en una de las regiones con un alto índice sísmico, según el mapa de zonificación sísmica de Ecuador, resulta esencial comprender a fondo las implicaciones de esta situación. Este conocimiento es crucial para tomar decisiones en cuanto a la planificación y gestión de la ciudad frente a la amenaza sísmica. Antes de elaborar el presente informe, se ha llevado a cabo una exhaustiva revisión de artículos científicos, tanto a nivel nacional como internacional. En esta sección, se resumen algunos de los hallazgos y antecedentes de investigación relacionados con el tema de estudio.

2.1 Antecedente Contextuales

2.1.1 Macro

Los autores de este estudio han tenido en consideración las etapas clave del desarrollo del metal como material de construcción, el cual aporta en gran medida en la evolución de las estructuras metálicas a lo largo de la historia de las edificaciones y otras obras de construcción. En la actualidad, ha ido aumentando el enfoque en la construcción de edificios con una disposición irregular en planta, empleando muros estructurales como un elemento central en su diseño. Estos edificios se caracterizan por su disposición no convencional en planta, que puede abarcar desde formas inusuales y ángulos distintos hasta geometrías sumamente complejas, estos edificios dependen en gran medida de la presencia y la función de los muros estructurales. El estudio y la comprensión de estos edificios irregulares en planta y su evaluación sísmica son esenciales para que las estructuras sean capaces de resistir una variedad de amenazas, como los sismos. (Jereen et al., 2016)

2.1.2 Meso

Actualmente hemos observado un aumento considerable en la construcción de edificios de gran altura hechos de hormigón armado (RC) en regiones propensas a terremotos. Pese a ello, cuando se emplean sistemas de muros de corte de RC convencionales para resistir las fuerzas laterales generadas por sismos, es posible que se

requiera aumentar el grosor de estos muros para cumplir con las rigurosas normativas de diseño sísmico establecidas en los códigos de construcción actuales. Esto, tiene como efecto la reducción del espacio utilizable y un aumento en la carga estructural. (Wu et al., 2016)

2.1.3 Micro

El análisis torsional en edificaciones de 5 a 8 pisos con muros estructurales de acero es esencial para evaluar la respuesta ante cargas torsionales, como aquellas originadas por irregularidades en la distribución de masas o la acción de eventos sísmicos. Estos edificios, caracterizados por su falta de simetría, presentan desafíos de diseño, y los muros de acero son componentes críticos para proporcionar resistencia lateral. El análisis se enfoca en la torsión en el plano del edificio, que puede resultar en efectos no deseados durante eventos sísmicos. Este análisis garantiza la seguridad y estabilidad de estas estructuras en zonas propensas a cargas sísmicas, destacando la importancia de la investigación y el cumplimiento de las normativas actualizadas.

2.2 Antecedentes referenciales - históricos.

En el estudio de Meera Arun , Pvvssr Krishna, Talabattula Srinivas en el año 2021, "Seismic analysis of a multi- storied building for different plan configurations using E-tabs". (Arun et al., 2021)

Este artículo, aborda el análisis sísmico de edificios de varios pisos con una distribución uniforme de área en cada planta, manteniendo el mismo espacio en todas las plantas de un edificio puede tener un impacto significativo en su respuesta ante un evento sísmico. Utilizó el software ETABS:2016, software que permite realizar análisis tridimensional detallado de la estructura agregando las posibles combinaciones de cargas que pueden afectar a la estructura tanto en situaciones simétricas como asimétricas. Esto implica evaluar las cargas estáticas y dinámicas, así como las variaciones en la distribución de la carga a lo largo de la altura del edificio.

En base al estudio de Jianxin Zhang , Chenchen Li, XianRong, Xiaowei Zhang, Li Yanian en el año 2021, “Experimental study on the seismic performance of steel–concrete beam–column connections for prefabricated concrete frames”. (Zhang et al., 2021)

El artículo, trata de conexiones prefabricadas que combina acero y hormigón para crear vigas y columnas con diversas configuraciones destinadas a pórticos resistentes a momentos, con el objetivo de facilitar de construcción. El enfoque principal de esta investigación se centra en las conexiones entre vigas y columnas que integran acero y hormigón, específicamente en condiciones de carga y desplazamiento controlados. Para ello consideró dos métodos ampliamente considerados: conexiones soldadas y conexiones atornilladas. Además, se observó que la adición de una losa a esta unión específica proporcionaba un rendimiento sísmico superior en comparación con los métodos tradicionales de conexión.

V. Munni , BDV Chandra Mohan Rao en el año 2022 realizaron una investigación denominada “A comparative study on seismic analysis of regular and plan irregular buildings resting on different soils”. (Munni & Chandra Mohan Rao, 2022)

Los autores de este artículo análisis el comportamiento estructural de edificios en áreas propensas a sismos, especialmente cuando los edificios presentan una disposición irregular en sus plantas. Su investigación se enfoca en el análisis exhaustivo de un edificio con una planta de forma irregular, situado en una zona catalogada como sísmica-V, y considerando diversas condiciones de suelo. El análisis de este edificio se ha llevado a cabo mediante el método de Espectro de Respuesta utilizando el software ETABS (Extended Three dimensional Analysis of building Systems). Este método y software combinados proporcionan una base sólida para evaluar cómo un edificio específico responde a las fuerzas sísmicas en condiciones de la vida real.

2.3 Antecedentes Conceptuales.

2.3.1 Edificios irregulares en planta

Un edificio que presenta una desigualdad entre su centro de masa y su centro de rigidez se clasifica como un edificio irregular. Estos edificios de múltiples niveles con una configuración no uniforme en su planta se están volviendo cada vez más comunes en la construcción moderna, dado que responden a las necesidades actuales de espacio y capacidad de construcción. Sin embargo, estos edificios de múltiples niveles se convierten en blancos potenciales para las ondas sísmicas más peligrosas durante los terremotos. Esto se debe principalmente a que la irregularidad en la distribución de fuerzas laterales y las dimensiones en planta de los edificios de hormigón armado (RCC) puede dar lugar a un colapso catastrófico. Esta configuración del sistema estructural influye en factores críticos como el cortante, el desplazamiento, la deriva del piso y el pandeo por torsión en caso de un evento sísmico. (Ajay et al., 2021b)

2.3.2. Estructuras duales

La utilización de elementos compuestos que combinan acero y hormigón en la construcción de estructuras se ha convertido en una técnica muy recurrente actualmente, generando un dilema en la elección de elementos compuestos y elementos de acero puro, ya que ambos enfoques poseen ventajas y desventajas únicas que deben ser cuidadosamente consideradas en el diseño estructural. Además, se denota la falta de investigaciones que analicen en profundidad las circunstancias en las cuales esta práctica resulta más rentable que otras alternativas en el campo de la ingeniería y construcción. (Papavasileiou & Charmpis, 2020)

2.3.3. Torsión en estructuras

Este término se divide en dos categorías principales según el eje alrededor del cual ocurren: las rotaciones en torno al eje vertical y las rotaciones en torno al eje horizontal. En el caso de las rotaciones alrededor del eje vertical, se utilizan términos como giro, rumbo, torsión, excentricidad y guiñada para describir estas transformaciones geométricas. Por otro lado, cuando se trata de rotaciones en torno al eje horizontal, los términos empleados incluyen inclinación, balanceo, vuelco, cabeceo y balanceo. Hablando de torsión, es común que se relacione con lo que los códigos de construcción

suelen denominar excentricidad en estructuras asimétricas. Esta asociación se basa en la idea de que la torsión puede surgir cuando hay una distribución desigual de cargas o fuerzas en una estructura que no es simétrica en su diseño. (Guéguen & Astorga, 2021)

2.3.4. Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica se fundamenta principalmente en dos fuentes de información: los datos recopilados después de eventos sísmicos reales y la utilización de modelos de simulación numérica confiables. Estos métodos empíricos de evaluación de la vulnerabilidad pueden verse influenciados significativamente por la selección de la muestra de edificios y la calidad de los datos de daños utilizados, lo que puede llevar a resultados diferentes dependiendo de la muestra específica de edificios y daños considerados en el análisis. Por lo tanto, la recopilación precisa de datos de daños después de terremotos y su análisis cuidadoso son esenciales para mejorar la precisión de las evaluaciones de vulnerabilidad sísmica basadas en métodos empíricos. En última instancia, la combinación de datos empíricos y modelos numéricos avanzados es fundamental para desarrollar estrategias efectivas de mitigación de riesgos sísmicos y para garantizar la seguridad de las construcciones y las comunidades ante amenazas sísmicas. (Chieffo et al., 2021)

2.3.5. Peligro sísmico

Esto permite calcular la frecuencia de terremotos que superan un cierto nivel de intensidad en un período específico, lo que es esencial para evaluar el riesgo sísmico en infraestructuras. Para esto, se requiere la modelación del proceso estocástico que rige los eventos en los que se superan ciertos umbrales de intensidad sísmica. Esto es necesario porque la cuantificación del riesgo sísmico a nivel regional se basa principalmente en el registro de cuántas veces se excede un cierto nivel de movimiento del suelo en los diferentes sitios donde se encuentra la infraestructura, para generar una comprensión más completa de la amenaza sísmica y facilitar la toma de decisiones para la mitigación de riesgos y la seguridad de las infraestructuras. (Cito et al., 2023)

2.3.6. Análisis sísmico

El análisis sísmico tiene como propósito de comprender de manera más eficiente la respuesta de los edificios ante las fuerzas generadas por movimientos sísmicos. Existen

diversos métodos de análisis sísmico en el diseño de edificaciones, como: a) *Análisis Estático Equivalente*: Analiza de los efectos sísmicos al considerar una carga estática equivalente que representa las fuerzas sísmicas. Es adecuado para estructuras regulares y de baja complejidad. b) *Análisis de Espectro de Respuesta*: Permite evaluar cómo una estructura responderá a diferentes frecuencias y amplitudes de excitación sísmica. Este método se basa en la aplicación de un espectro de respuesta de aceleración que representa las características del suelo y las aceleraciones esperadas durante un terremoto. c) *Análisis de Historial de Tiempo*: Se usa un registro de movimiento sísmico real para analizar cómo una estructura específica responderá a un evento sísmico particular. Es adecuada para estructuras críticas o complejas, ya que tiene en cuenta la variabilidad del terremoto real. (Swaliheen, 2021)

2.3.7 Daño estructural en edificios

El daño estructural en edificios provocado por los eventos sísmicos es estrechamente relacionado con un fenómeno conocido como el efecto de torsión, el cual se presenta en formas arquitectónicas complejas y distribuciones no uniformes de masa y rigidez tanto en planta o como en elevación, provocando que difieran el centro de masa y el centro de rigidez debido a la asimetría presente. Como efecto directo de esta discrepancia, cuando se aplican cargas laterales sobre la estructura, esta tiende a girar con respecto a su centro de rigidez, lo que conlleva a un aumento significativo en las fuerzas que deben ser absorbidas por los elementos estructurales. (Godfrey Montero et al., 2020)

2.3.8 Espectro elástico de diseño en aceleraciones

Se llevaron a cabo análisis de peligrosidad sísmica para calcular los espectros de respuesta utilizados en el código NEC-11 y NEC-15. Estos análisis se realizaron mediante un enfoque probabilístico que involucra la consideración de extensas regiones de la litosfera como zonas fuente. Los resultados obtenidos a partir de estos cálculos, junto con los espectros identificados en un estudio anterior realizado por ERN (Evaluación de Riesgos Naturales en América Latina) en 2012, se denominan como "espectros de diseño" Este enfoque probabilista es esencial para evaluar la amenaza sísmica de manera más completa y precisa, ya que tiene en cuenta la variabilidad inherente en la actividad sísmica y la distribución geográfica de las fuentes sísmicas. (Aguar et al., 2017)

2.3.9 Espectro de diseño sísmico

El gráfico de respuesta elástica de aceleraciones, expresado como una proporción de la aceleración debida a la gravedad (S_a), para el nivel de sismo de diseño, se muestra en la Figura 3. Este espectro ha sido ajustado en concordancia con el factor de zona sísmica determinado según lo indicado en la Figura 2, teniendo en cuenta además el tipo de suelo presente en el lugar donde se ubicará la estructura, y tomando en consideración los valores correspondientes al coeficiente de amplificación o amplificación de suelo. Es importante señalar que este espectro se caracteriza por tener un factor de amortiguamiento igual al 0.05 en relación al valor crítico. En la Figura 3, podemos observar claramente el espectro sísmico elástico de aceleraciones, que representa la respuesta anticipada durante un evento sísmico de diseño específico. Esto es fundamental para evaluar cómo la estructura responderá a las fuerzas sísmicas y, en última instancia, para garantizar su integridad y seguridad. Para una mejor comprensión y contexto, en la Figura 2 se proporciona una comparación entre los espectros de respuesta del sismo que ocurrió el 18 de marzo de 2023 y el espectro de diseño conforme a las normas NEC 2015. (Msc. García Vínces Lincoln Javier, 2021) Esta comparación permite evaluar cómo se compara el evento sísmico real con el escenario previsto en el diseño, lo que es esencial para ajustar y mejorar las medidas de mitigación de riesgos sísmicos en la zona en cuestión.

2.3.10 Análisis dinámico

La falta de simetría en la estructura de un edificio puede ser una de las razones principales de su pobre desempeño en condiciones de cargas sísmicas severas. Esta asimetría induce un acoplamiento entre movimientos de traslación y torsión en la respuesta sísmica, lo que puede resultar en desplazamientos laterales mayores, fuerzas más intensas en los elementos estructurales y, en última instancia, llevar al colapso de la edificación. Es fundamental comprender el comportamiento de un edificio durante un terremoto, para tomar precauciones especiales para asegurarse de que los efectos de torsión no comprometan la capacidad general de la estructura para deformarse plásticamente de manera segura durante un terremoto. Lo que obliga a considerar tanto las fuerzas laterales como las fuerzas de torsión, lo implica la implementación de sistemas de refuerzo, muros cortantes estratégicamente ubicados y otros elementos que ayuden a

contrarrestar los efectos de la asimetría y garantizar un comportamiento sísmico satisfactorio en los edificios. (Raghuprasad et al., 2016)

2.3.11. Muros estructurales

Los muros estructurales o muros cortantes poseen una gran altura en comparación con su ancho intermedio y un espesor relativamente pequeño. Estos muros se diseñan con el propósito de resistir diversas combinaciones de fuerzas, como momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerza axial. Los muros estructurales se caracterizan por proporcionar una rigidez significativa en la dirección de su plano. Cuando se ubican estratégicamente dentro de una estructura, estos muros pueden brindar una resistencia considerable, además, ofrecen una alta rigidez y ductilidad. (Msc. García Vincés Lincoln Javier, 2021)

2.3.12 Muros estructurales prefabricados

El muro prefabricado, ya sea con o sin marco, brinda una excelente capacidad para resistir las fuerzas laterales. Dado el diseño articulado que se da por su construcción prefabricada, es esencial asegurar que los muros estructurales mantengan niveles adecuados de resistencia, rigidez y ductilidad, especialmente en situaciones de servicio y sismos extremos. Para lograr esto, se refuerza las conexiones horizontales entre los paneles prefabricados, con el propósito de garantizar un comportamiento uniforme con un momento mínimo. En cambio, para las juntas verticales se puede optar por la flexibilidad, lo que contribuye al mecanismo de disipación de energía. (Srikanth & Borghate, 2023)

2.3.13 Muros portantes

Son aquellos que tienen la función de soportar tanto cargas verticales como laterales. Por lo general, cuando se emplean muros de este tipo, desempeñan un papel fundamental en la resistencia de la estructura. Históricamente, se solía utilizar este método en todo el mundo. Sin embargo, en la actualidad, su uso es poco común en áreas sísmicas, donde ha sido reemplazado por muros de mampostería reforzada y/o confinada (Leal-Graciano et al., 2022)

2.3.14 Análisis de la respuesta no lineal

La elaboración de la curva de capacidad de una estructura debe basarse en fuerzas o en desplazamientos, para aquello existen métodos simplificados que buscan la mayor aproximación de la características y efectos de la demanda sísmica en la estructura. Algunos métodos que resaltan son las propuestas realizadas por Aydinoglu (2003), Antoniou y Pinho en (2004), y Alba (2005). Sin embargo, cuando se busca obtener una curva de capacidad que se aproxime lo más posible a la respuesta "exacta" de una estructura ante cargas sísmicas, la técnica más confiable implica la aplicación de análisis dinámicos incrementales, propuesto por Vamvatsikos y Cornell (2002) (Velarde Cruz et al., 2022). Este último enfoque implica una evaluación paso a paso de la respuesta de la estructura a través del tiempo bajo la influencia de cargas sísmicas incrementales, aproximándose a los efectos reales del evento, lo que resulta fundamental para el diseño y la evaluación de la seguridad de las edificaciones en zonas sísmicas.

2.3.15 Centro de Rigidez

La definición de este concepto se refiere a la aplicación de fuerzas laterales en un punto específico sin inducir la rotación del suelo en cuestión. Esta definición es apropiada cuando se adopta la losa con un comportamiento infinito en el plano. Es decir, consideramos que las juntas del piso se mueven en conjunto con sus conexiones restringidas, comportándose como un diafragma plano que resiste rígidamente la deformación en la membrana. (Botis & Cerbu, 2020)

2.3.16 Diseño de cimentaciones

El diseño de cimentaciones es un proceso integral que busca equilibrar la capacidad de carga, los límites de asentamiento, la economía del proyecto y la seguridad estructural frente a posibles fallos por cizallamiento y flexión para garantizar la estabilidad y el funcionamiento adecuado de las estructuras. En la fase de diseño geotécnico, se centra en abordar los tres principales estados límite que afectan al suelo bajo una cimentación aislada: el fallo por capacidad portante, el fallo por servicio y el asentamiento total. (Islam & Rokonzaman, 2018)

CAPITULO III

METODOLOGIA

3.1. Modalidad básica de la investigación

-Experimental. – En un enfoque sistemático y experimentaren la cual implica la planificación, investigación y el análisis de experimentos controlados donde se puedan relacionar la causa y efecto entre variables. Esta metodología se basa en la manipulación cuidadosa de una o más variables independientes y la observación de sus efectos e impactos que estas variables generan, dentro de un entorno controlad. Este enfoque permite la recopilación y análisis de datos, permitiendo la validación de las hipótesis planteadas y garantizar una mejor toma de decisiones.

-Documental. – Es un proceso en el cual se involucra la recopilación meticulosa, sistemática y detallada de información crucial, la cual es indispensable para que el presente proyecto pueda ejecutarse de manera efectiva. Dicha información está basada en un conjunto de normativas y directrices actualizadas, garantizando la validez de la información obtenida. Además, se utilizan diversas fuentes autorizadas y especializadas en la cual abarca una amplia gana de fuentes académicas y profesionales como: libros, trabajos de maestría y artículos científicos. Este enfoque garantiza que el proyecto se construya y desarrolle en donde facilite un entendimiento detallado y permitiendo una comprensión profunda sobre el tema propuesto a investigar.

3.2 Tipo de investigación

3.2.1 Investigación Documental

La denominada investigación documental es el estado del arte la cual es esencial para promover aciertos, minimizar errores y esclarecer la metodología de investigación del estudio en cualquier área, temas, periodos, autores u obras, especialmente en el ámbito filosófico e investigativo. Esta metodología asegura y garantiza que a través del aporte de elementos que complementen el perfil critico documental actual, donde abarque al menos la mayor parte del material de estudio y la producción intelectual acerca de un autor, siendo así una modalidad investigativa que sirve de ayuda para las otras metodologías que se vayan a aplicar en cualquier campo laboral.(Posada González, 2017).

El uso de esta investigación en la cual inicio con la recopilación de información valida en la cual se vincula en mi área de estudio. Para ello, se llevó y se abordó diversas fuentes informativas que tengan relación o sirvan de apoyo para la realización de este tema de estudio, así como: artículos científicos, libros, normativas nacionales como internacionales, tesis de maestría, entre otros. Las opiniones obtenidas de los diversos autores ayudan a tener un mejor enfoque con relación al análisis torsional de edificios irregulares como la implementación de diversos muros estructurales (hormigón armado y acero)

3.2.2 Investigación de Campo

Es un tipo de investigación que se caracteriza por su ejecución directa en los entornos sociales o naturales que se estudian, en lo que facilita que los datos observados de manera minuciosa sean recolectados de manera precisa y detallada. Este método permite que los investigadores puedan obtener una comprensión profunda mediante la observación directa y participativa. (Crump, 2020)

Adicionalmente la metodología de campo incorpora técnicas como el diario de campo, actividades, evaluaciones y la observación de la situación que presentan las poblaciones y así poder generar estrategias que posibilitan un mayor enfoque al sumergirse en el entorno estudiado.

3.2.3 Investigación Experimental

La metodología de la investigación experimental en el campo de la ingeniería se adapta según lo que el investigador analiza y revisa los estudios de en un área determinada. Este enfoque conduce a la identificación y clarificación de diferentes problemas específicos, estableciendo una implementación de experimentos y análisis minuciosos de los resultados que se puedan descubrir en el camino. (Çarpınlioğlu, 2022)

En el uso de esta investigativa la cual experimenta y permite que los ingenieros y diseñadores no solo abordad sino también resolver los problemas con precisión, además de también innovar e identificar las áreas poco exploradas o que tengan problemas sin resolver y poder desarrollar procesos o técnicas que puedan satisfacer al usuario.

3.3 Objeto de estudio

La investigación está enfocada en el comportamiento sísmico de edificaciones irregulares en planta de 5 a 8 pisos de concreto armado, tomando como referencia la zona sur litoral o costa del Ecuador, es importante destacar que la ciudad de Machala existen un sin número de edificaciones dispuestos a ser analizados sin embargo, la edificación tomado a analizar como modelo geométrico de enseñanza y enfoque se encuentra ubicada en la avenida Circunvalación Norte y 8va Norte esquinero de color blanco de la ciudad de Machala provincia de El Oro.

3.4 Descripción de la población y muestra

La población para el presente de este trabajo de titulación comprende a las edificaciones que se encuentran ubicadas en la ciudad de Machala, considerando que las poblaciones serán las estructuras duales y aporticadas, comprendidas en la provincia El Oro la cual se tomara como muestra el edificio de la ciudad de Machala la cual se encuentra ubicada en la avenida Circunvalación Norte y 8va Norte esquinero de color blanco.

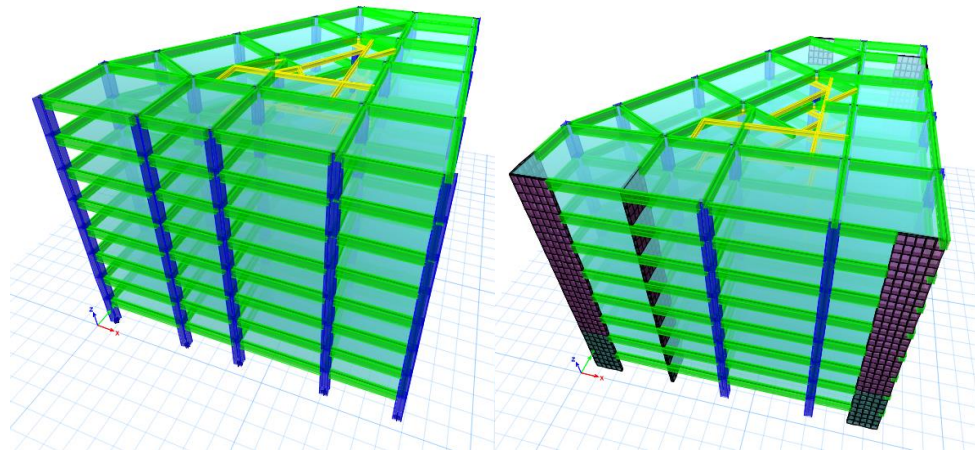
3.5 Métodos teóricos con los materiales utilizados

3.5.1 Modelación

La modelación ayuda e implica a crear diversas representaciones de estructuras según su forma, propiedades o del material del que están hechas, su diseño se ve a través de diversos programas de modelación estructural en la cual ayudan de una manera observativa su desempeño o comportamiento facilitando un proceso mas eficiente al momento de realizarlos en la vida real.

Además, la modelación se ha convertido en una técnica ampliamente utilizada hoy en día en el avance de las investigaciones. Se basa en la generación de una representación abstracta de un objeto real en relación con un objeto ficticio, facilitando el descubrimiento de nuevas conexiones y patrones.(Carlos Tamayo Roca, 2017)

Ilustración 7 Modelos de estructuras de hormigón armado (8 pisos)

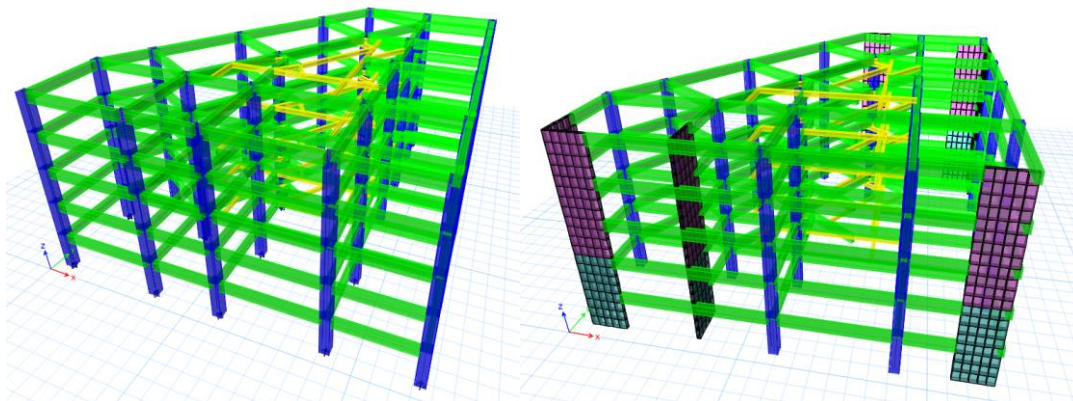


a) Estructura Aporticada

b) Estructura dual

Fuente: Los autores

Ilustración 8 Modelos de estructuras de hormigón armado (5 pisos)



a) Estructura Aporticada

b) Estructura dual

Fuente: Los autores

3.5.2 Características y detalles de las dimensiones de los Elementos

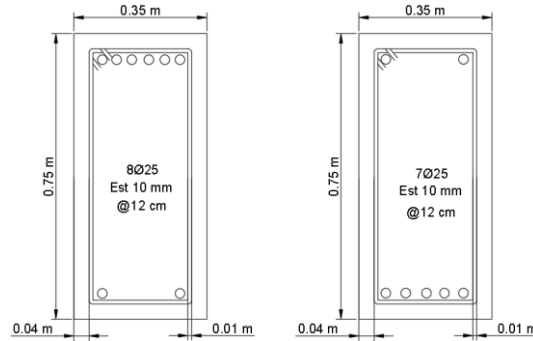
A continuación, se describen las características que describen cada uno de los elementos utilizados.

➤ Edificación de hormigón armado de 8 pisos:

- Resistencia a la compresión del concreto, $F'c = 240 \frac{kgf}{cm^2}$
- Resistencia a la compresión del concreto (muro), $F'c = 240 \frac{kgf}{cm^2}$

- Módulo de elasticidad, $E_c = 15000\sqrt{f'c} = 232379.0007 \frac{kgf}{cm^2}$
- Vigas principales de sección rectangular de concreto, $35 \times 75 \text{ cm}$
- Inercia principal agrietada en los elementos de la viga, $0.5 I_g$

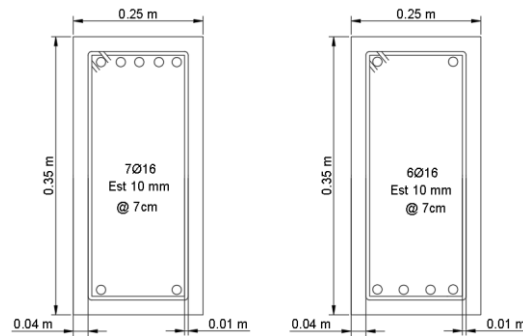
Ilustración 9 Detalle de vigas principales 8 Pisos



Fuente: Los Autores

- Vigas secundarias de sección rectangular de concreto, $25 \times 35 \text{ cm}$
- Inercia secundaria agrietada en los elementos de la viga, $0.5 I_g$

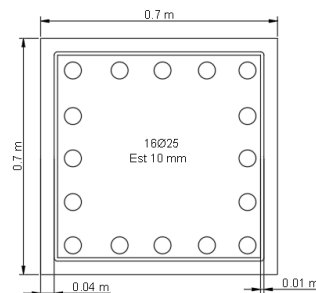
Ilustración 10 Detalle de vigas secundarias 8 Pisos



Fuente: Los Autores

- Columnas de sección cuadrada de concreto, $70 \times 70 \text{ cm}$
- Inercia agrietada en los elementos de la columna, $0.8 I_g$

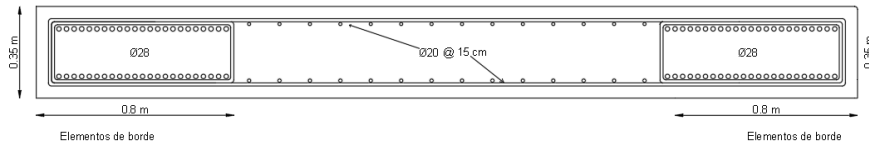
Ilustración 11 Detalle de columnas 8 Pisos



Fuente: Los Autores

- Muro de sección rectangular, ancho de 2.7 m y espesor de 0.35 cm
- Inercia agrietada en los elementos del muro, 0.6 I_g

Ilustración 12 Detalle de muros

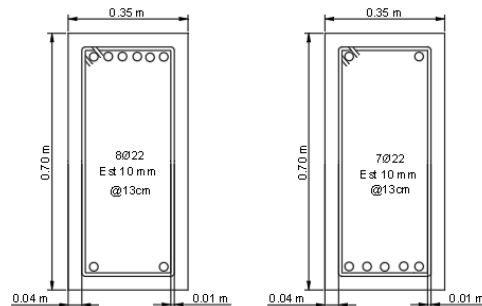


Fuente: Los Autores

➤ Edificación de hormigón armado de 5 pisos:

- Resistencia a la compresión del concreto, $F'c = 240 \frac{kgf}{cm^2}$
- Resistencia a la compresión del concreto (muro), $F'c = 240 \frac{kgf}{cm^2}$
- Módulo de elasticidad, $E_c = 15000\sqrt{f'c} = 232379.0007 \frac{kgf}{cm^2}$
- Vigas principales de sección rectangular de concreto, 35x65 cm
- Inercia principal agrietada en los elementos de la viga, 0.5 I_g

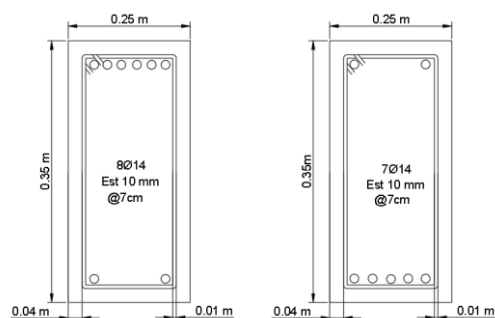
Ilustración 13 Detalle de vigas principales 5 Pisos



Fuente: Los Autores

- Vigas secundarias de sección rectangular de concreto, 25x35 cm
- Inercia secundaria agrietada en los elementos de la viga, 0.5 I_g

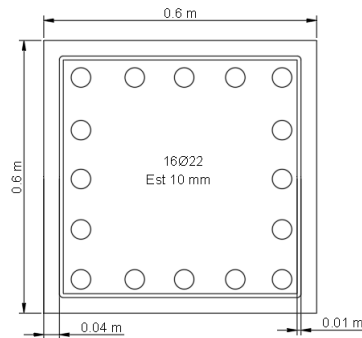
Ilustración 14 Detalle de vigas secundarias 5 Pisos



Fuente: Los Autores

- Columnas de sección cuadrada de concreto, $60 \times 60 \text{ cm}$
- Inercia agrietada en los elementos de la columna, $0.8 I_g$

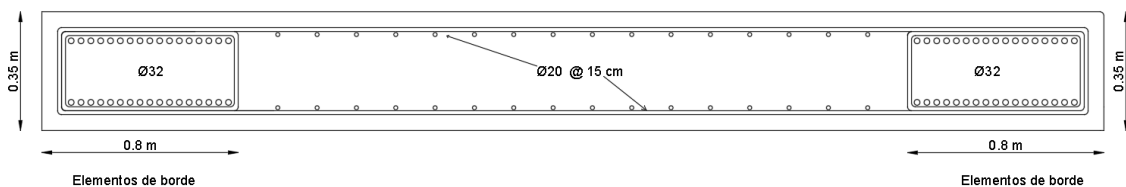
Ilustración 15 Detalle de columnas 5 Pisos



Fuente: Los Autores

- Muro de sección rectangular, ancho de 2.7 m y espesor de 0.35 cm
- Inercia agrietada en los elementos del muro, $0.6 I_g$

Ilustración 16 Detalle de muros



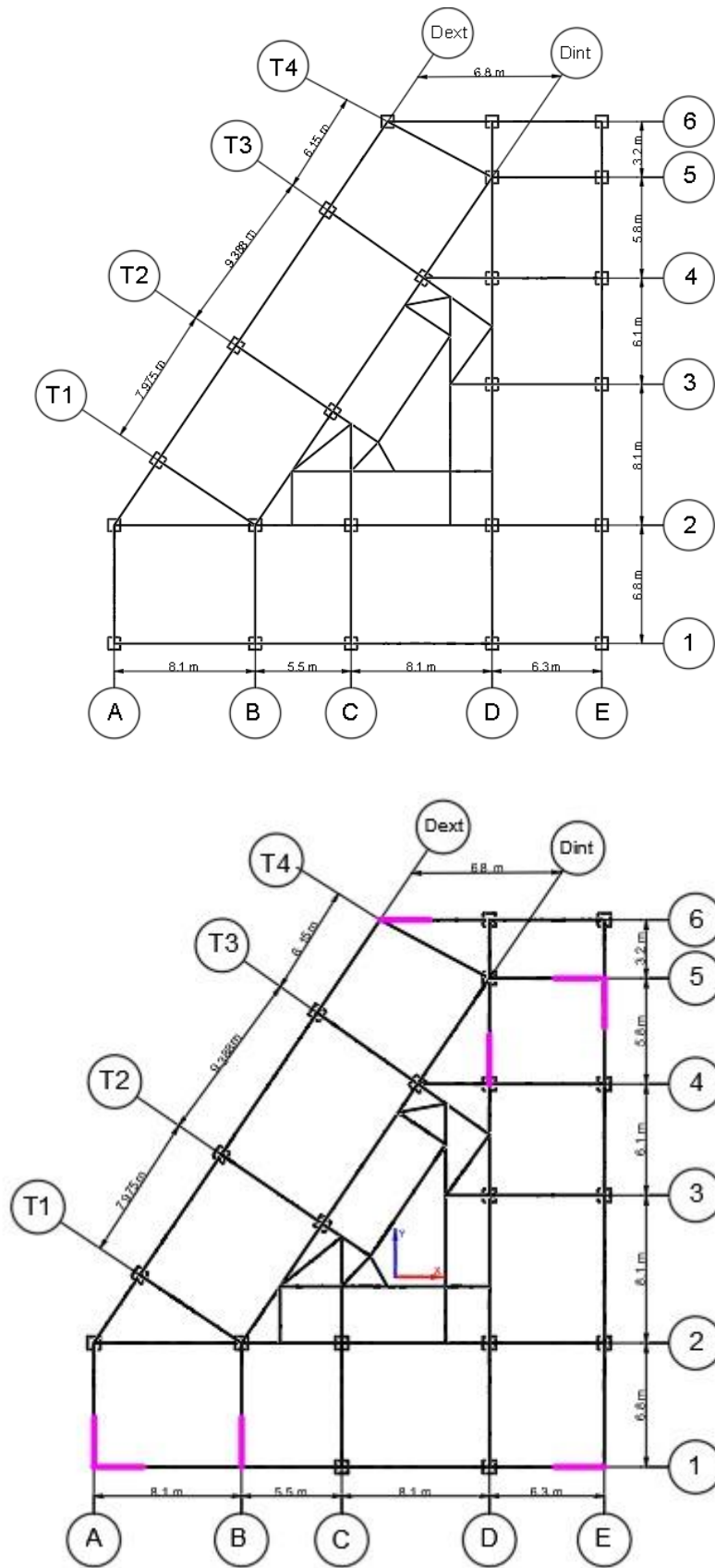
Fuente: Los Autores

3.5.3 Detalles de la configuración en planta y elevación

La estructura de hormigón armado contará con un total de cinco y ocho pisos cada uno de con una altura entre piso de 3.2m la planta baja hasta el primer piso y los demás con una altura entre piso de 3 m, además de que contará con muros de corte de 2.7 m de ancho ubicadas estratégicamente la cual ayuden a la estructura a comportarse de manera dual y se pueda controlar la torsión respectivamente. La configuración respectiva anteriormente mencionada se la puede observar de manera detallada en las siguientes figuras:

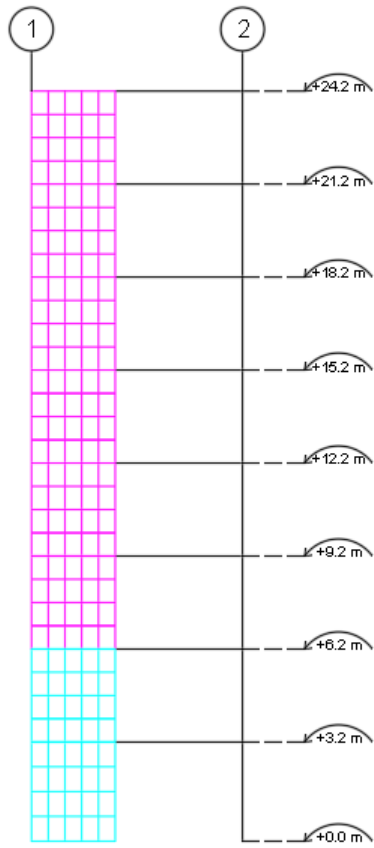
-Figuras correspondientes a la edificación de 8 pisos:

Ilustración 17 Modelos de estructuras de hormigón armado (8 pisos) sin y con muros estructurales

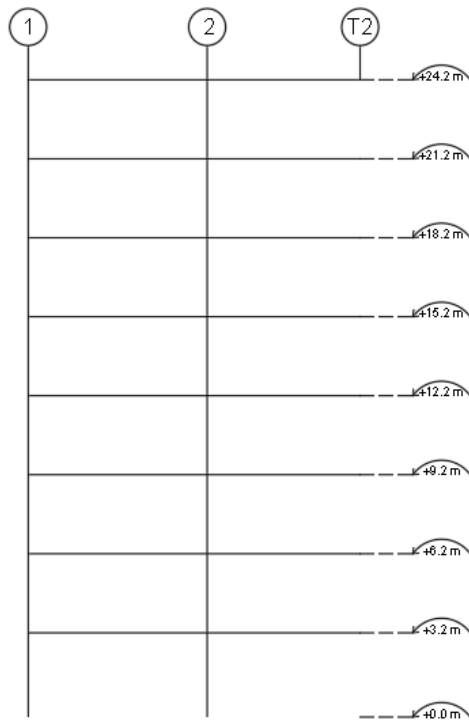


Fuente: Los Autores

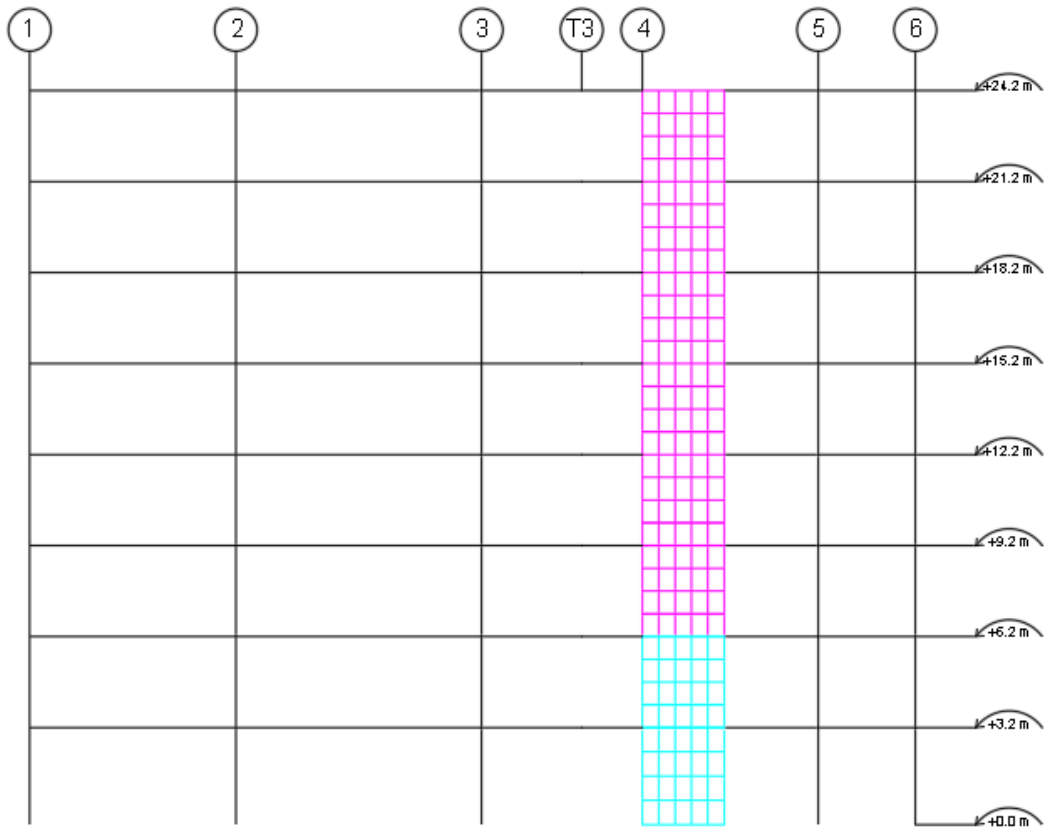
a) Pórtico eje A-B



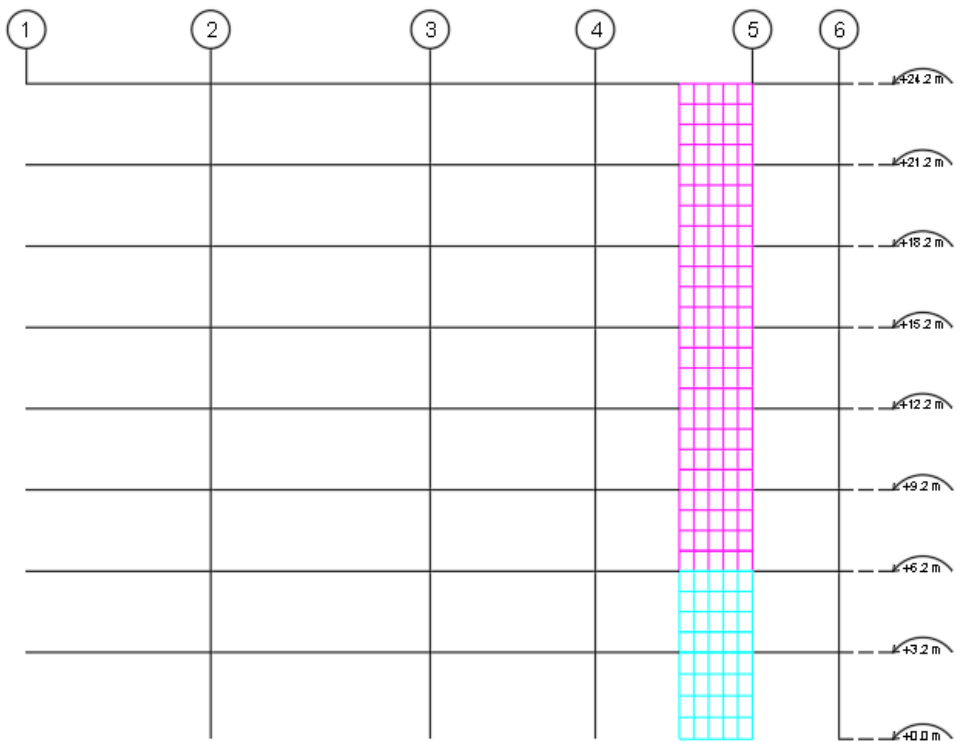
b) Pórtico eje C



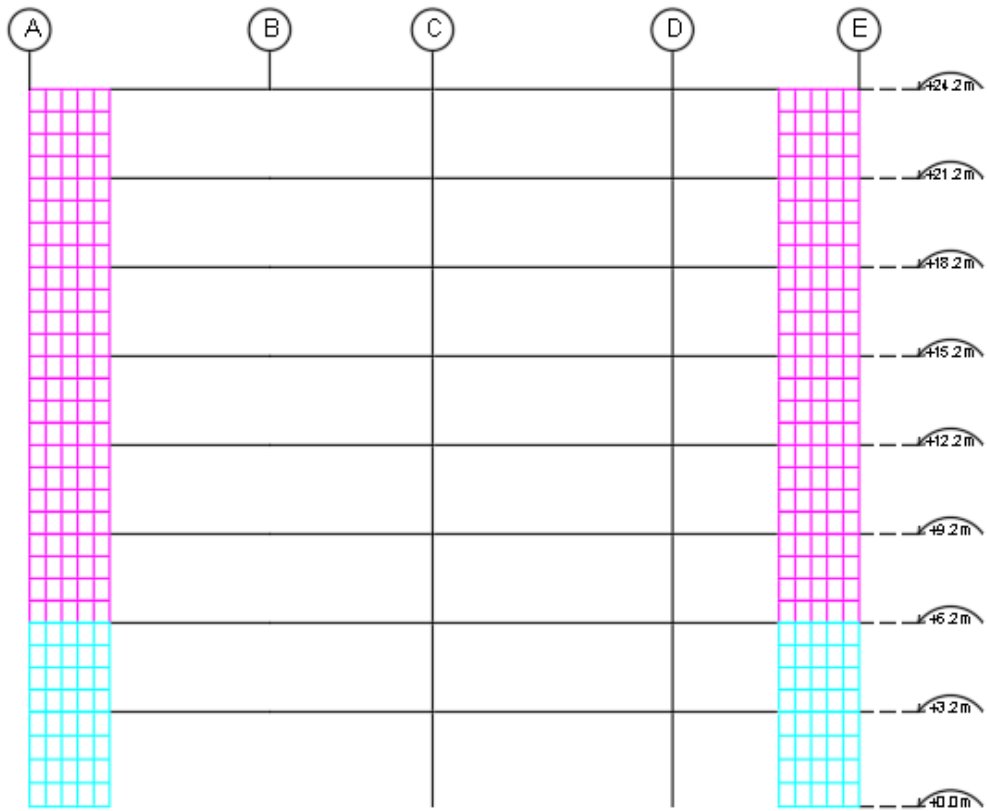
c) Pórtico eje D



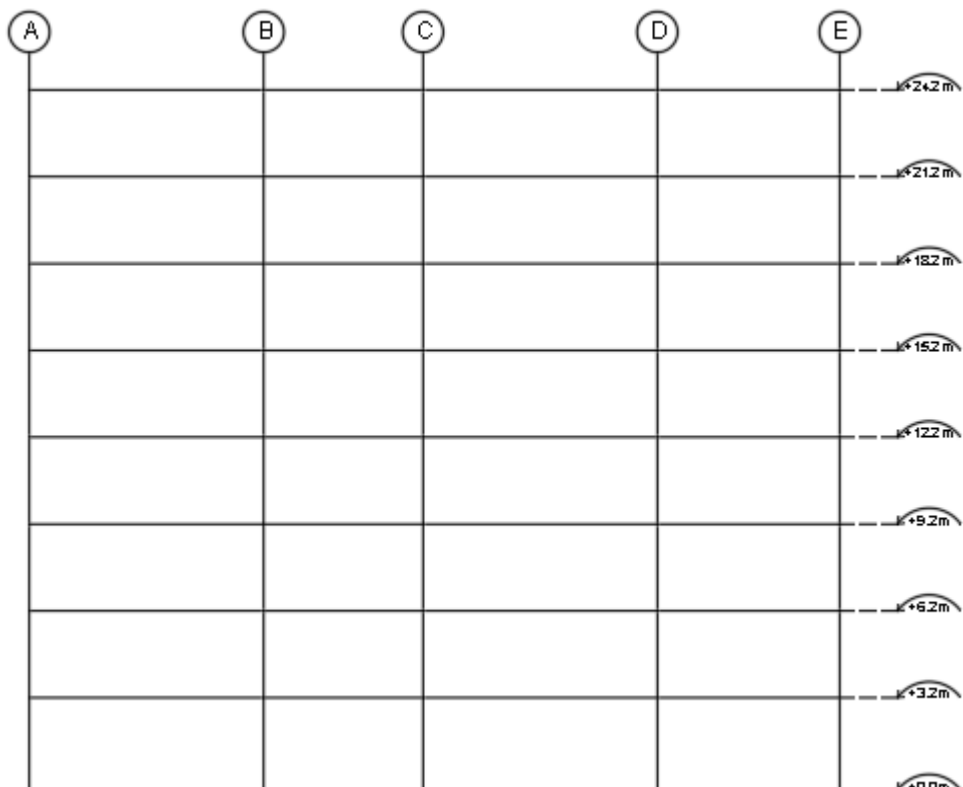
d) Pórtico eje E



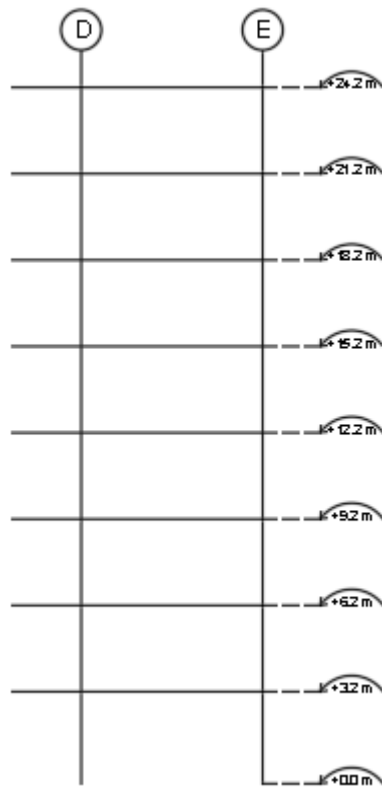
e) Pórtico eje 1



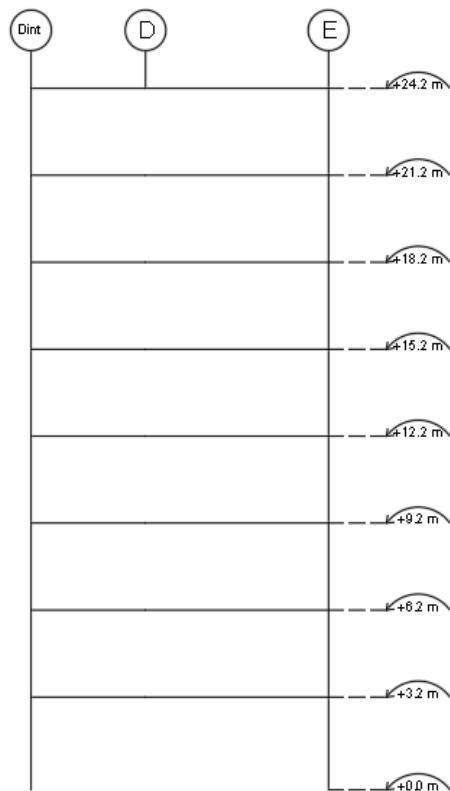
f) Pórtico eje 2



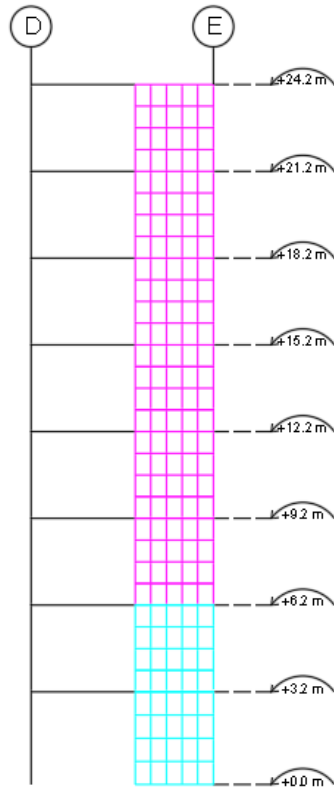
g) Pórtico eje 3



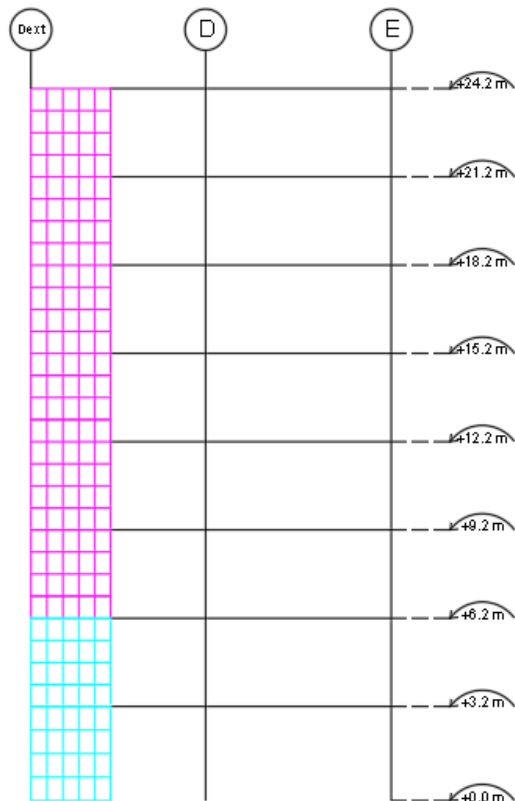
h) Pórtico eje 4



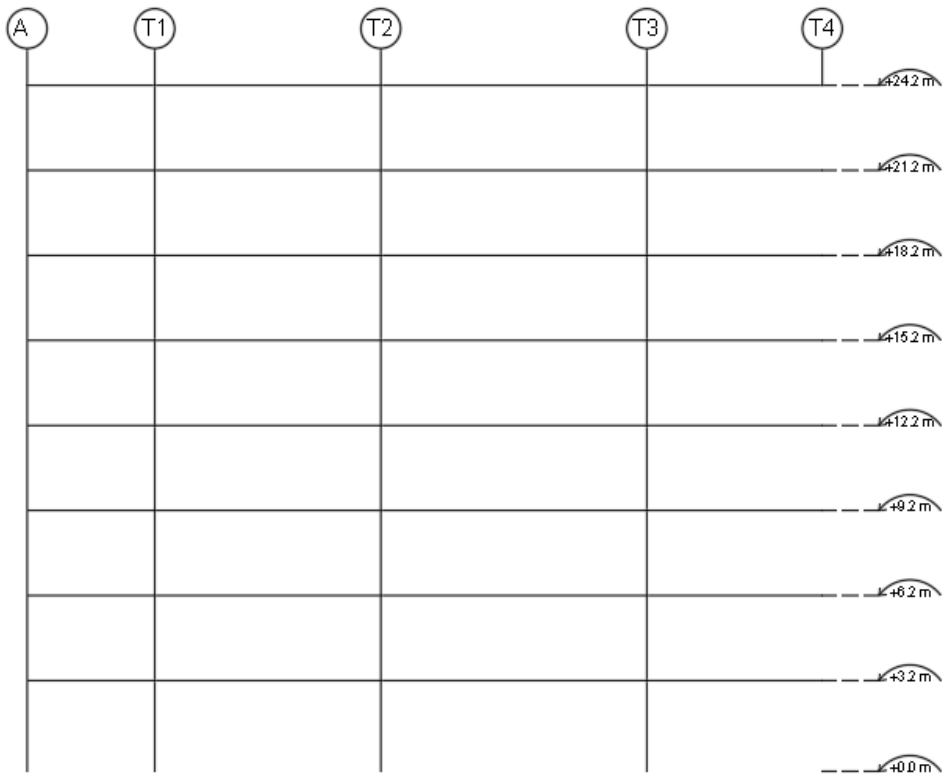
i) Pórtico eje 5



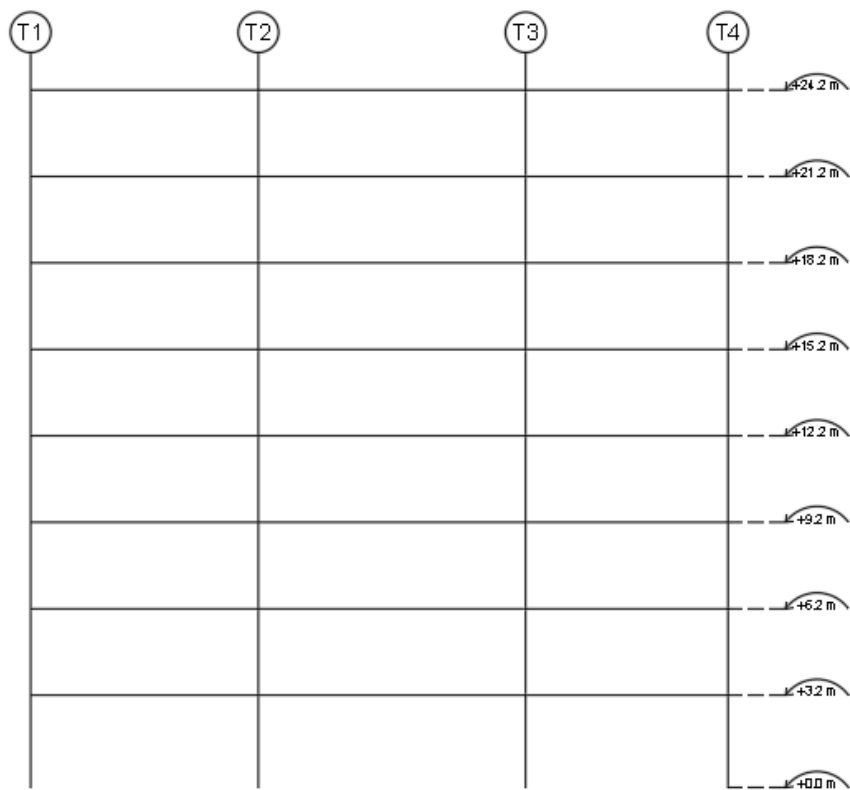
j) Pórtico eje 6



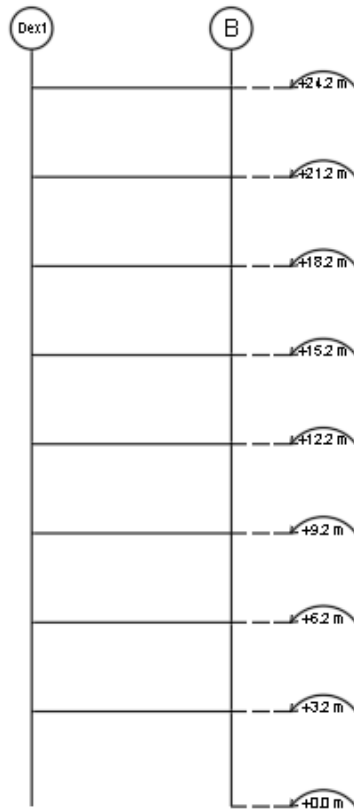
k) Pórtico eje Dext



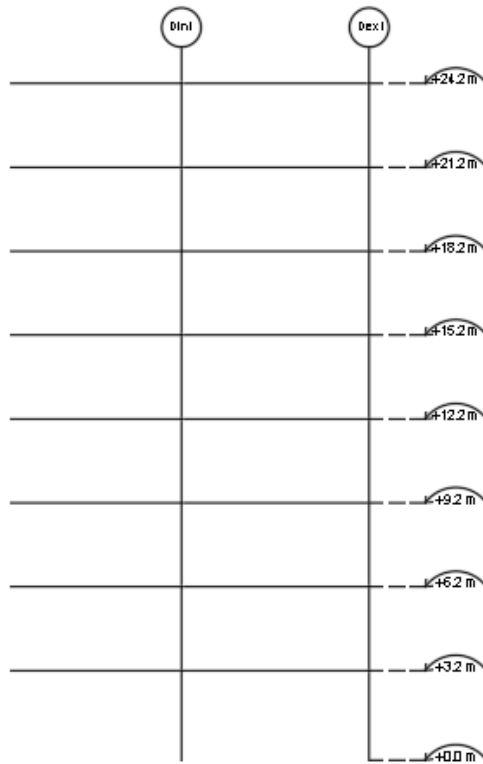
i) Pórtico eje Dint



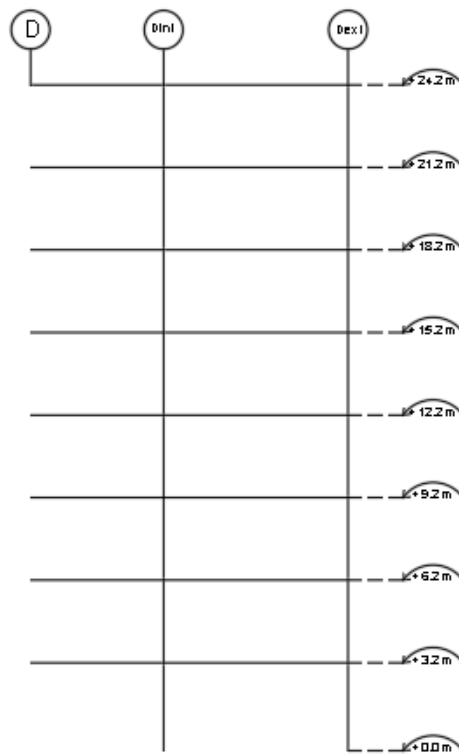
j) Pórtico eje T1



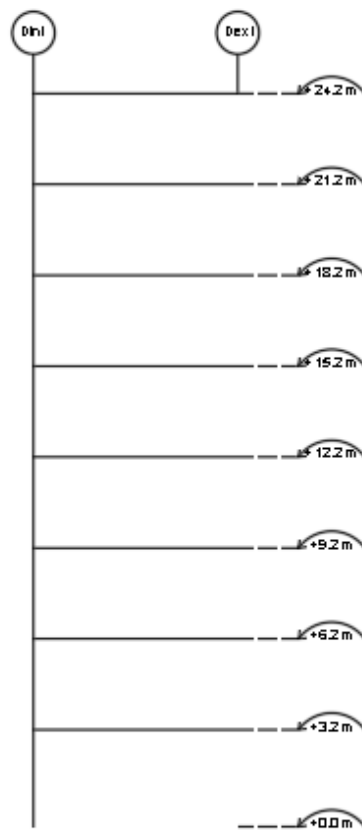
k) Pórtico eje T2



l) Pórtico eje T3

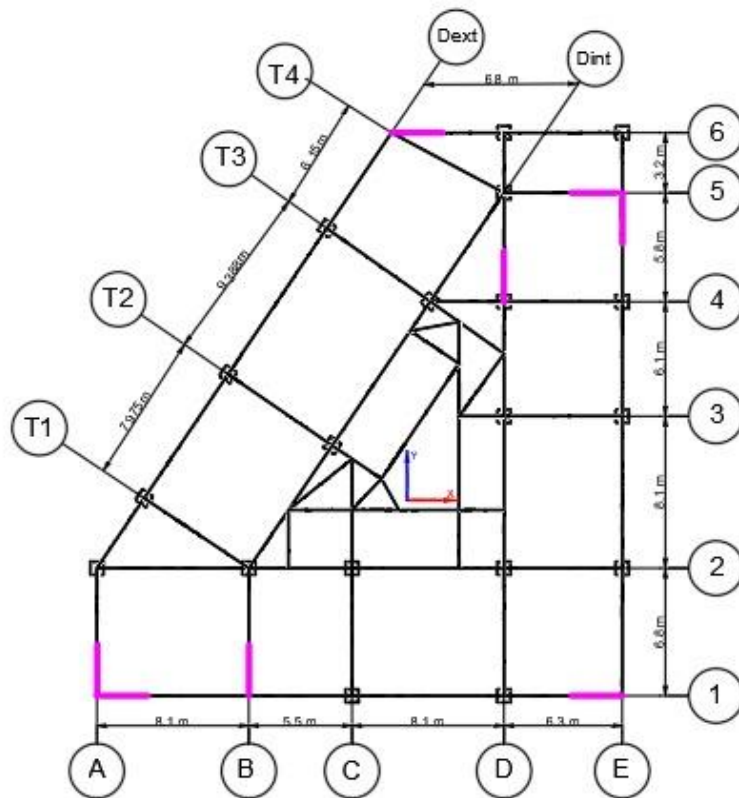
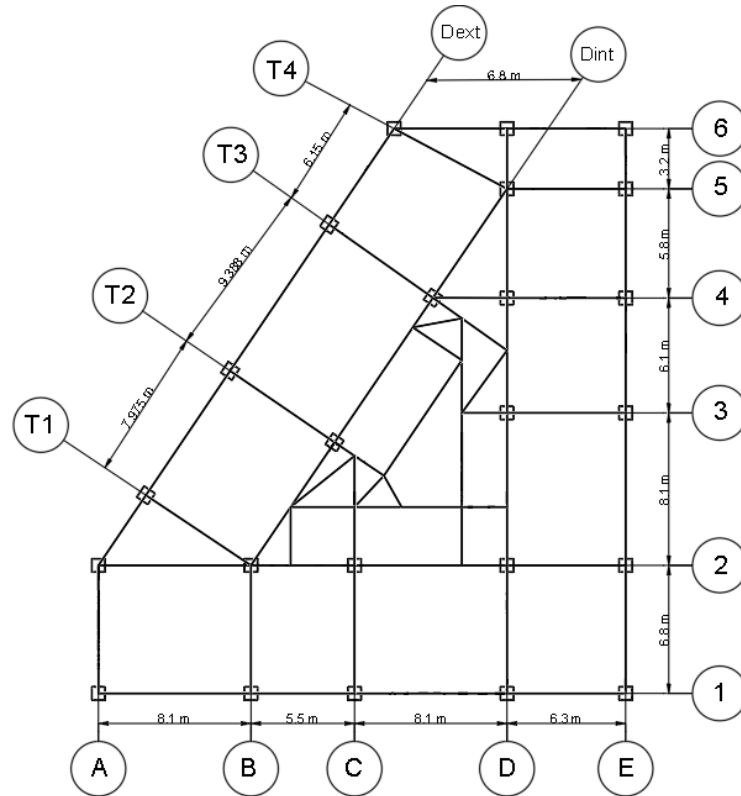


j) Pórtico eje T4



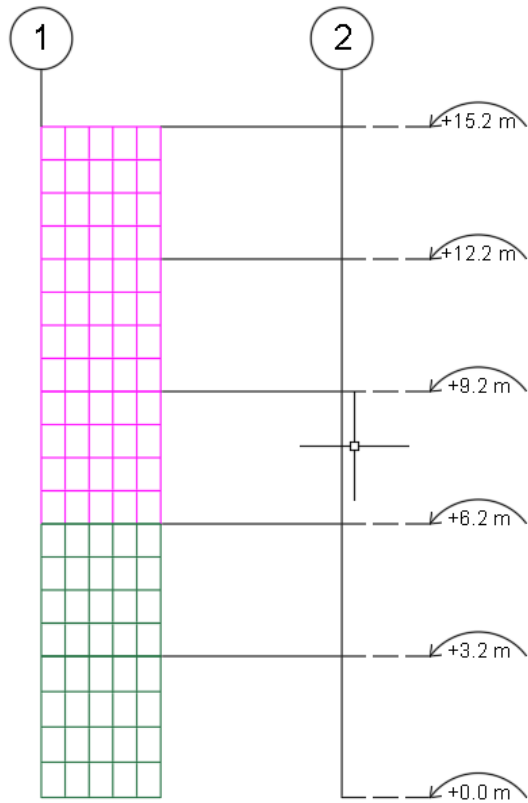
-Figuras correspondientes a la edificación de 5 pisos.

Ilustración 18 Modelos de estructuras de hormigón armado (5 pisos) sin y con muros estructurales

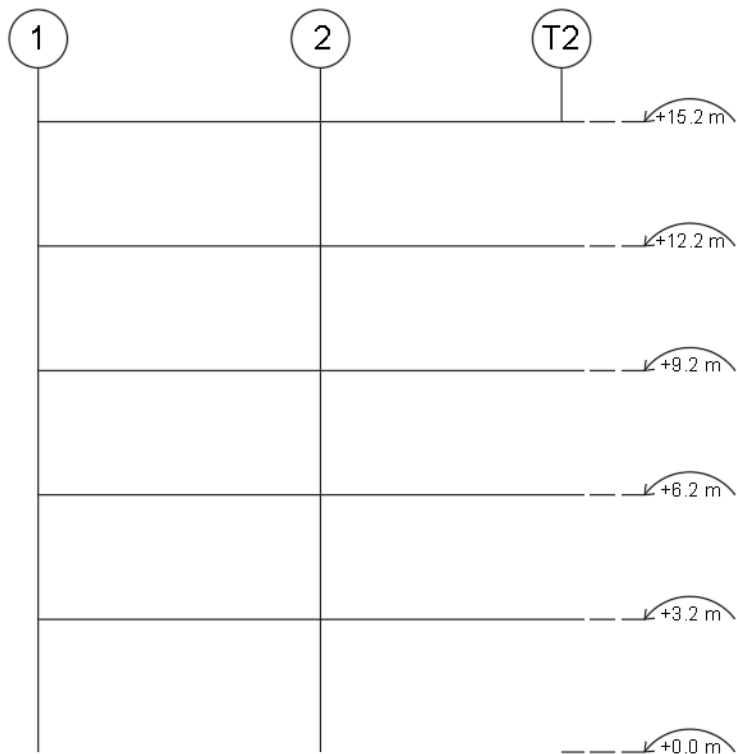


Fuente: Los Autores

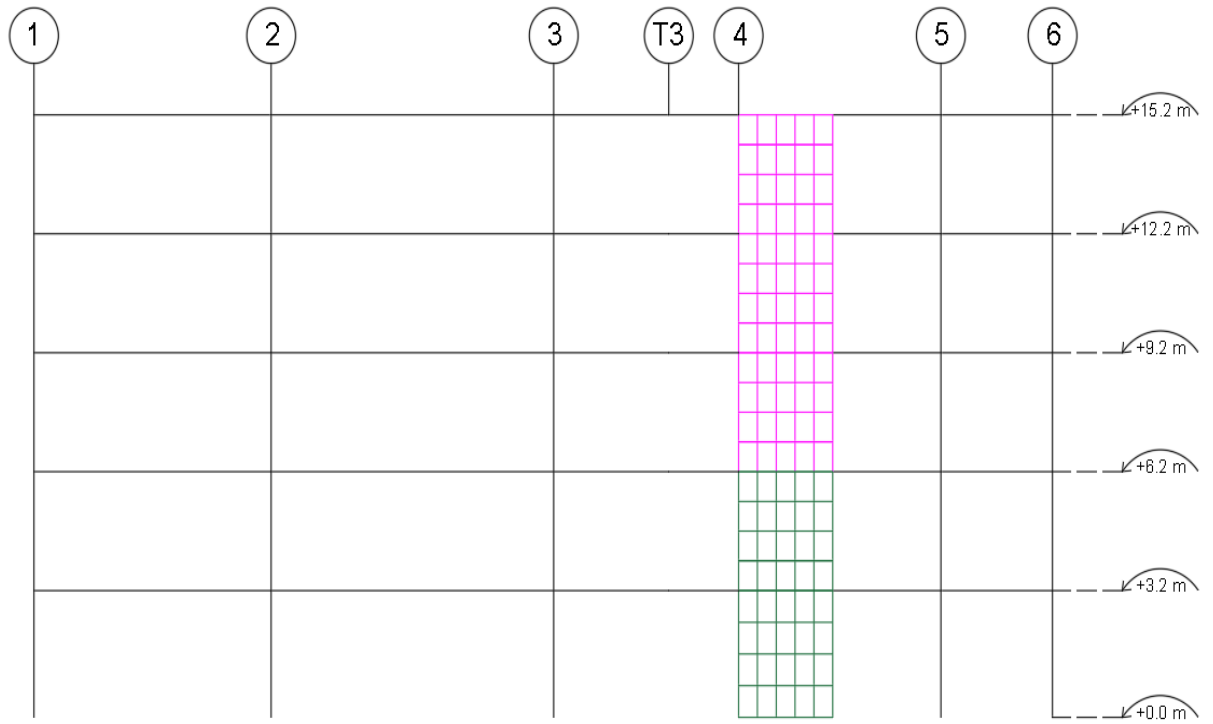
a) Pórtico eje A-B



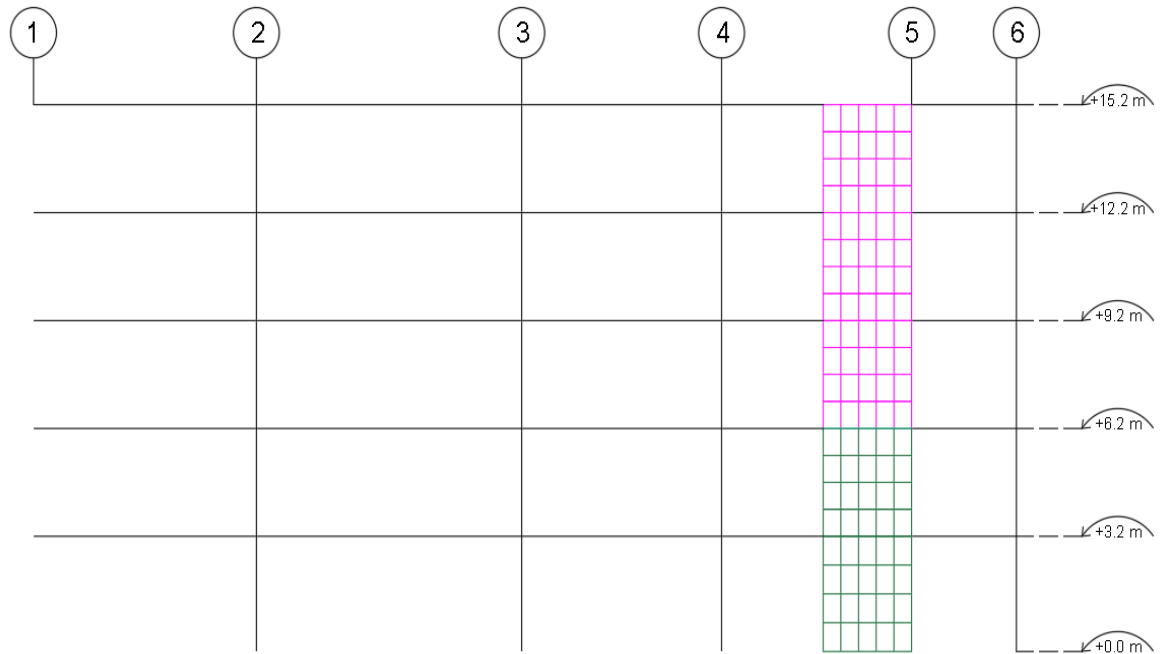
l) Pórtico eje C



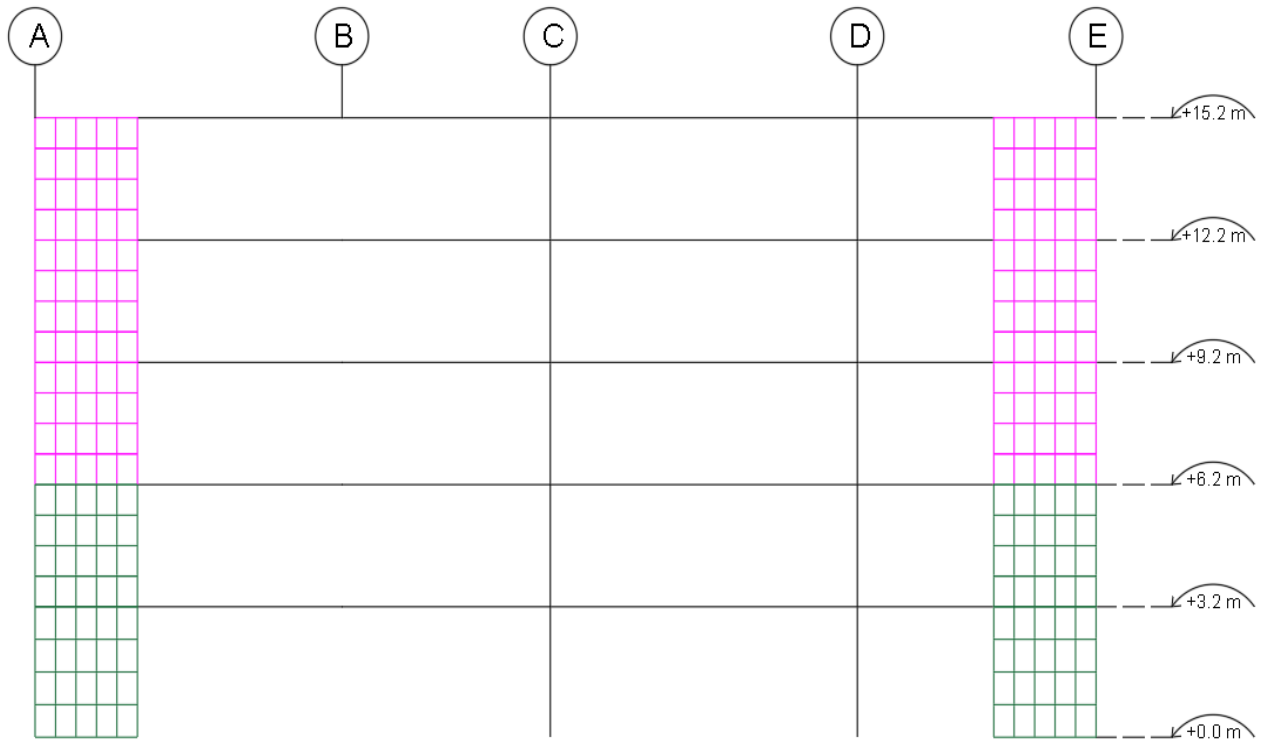
m) Pórtico eje D



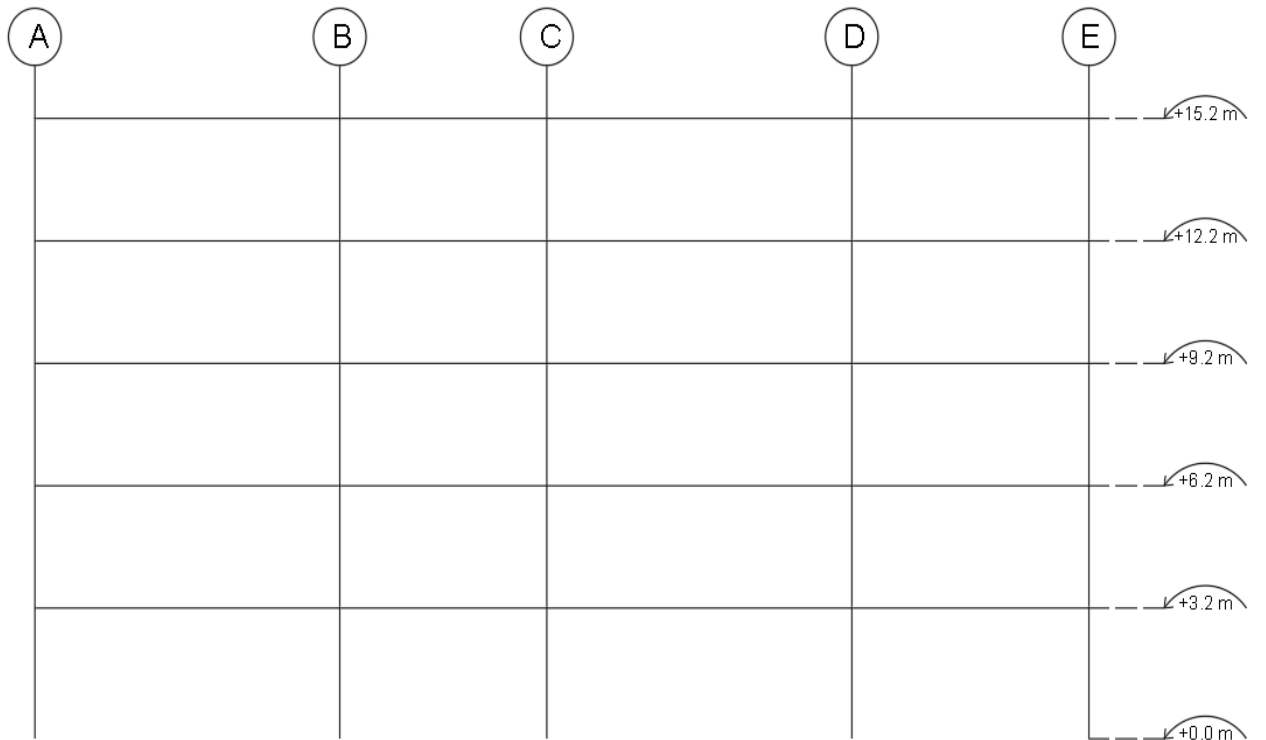
n) Pórtico eje E



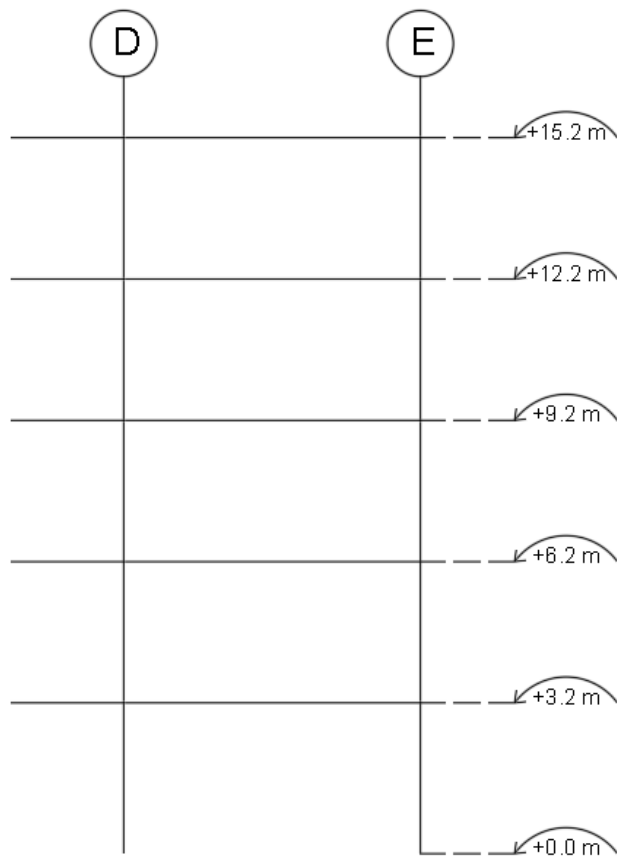
o) Pórtico eje 1



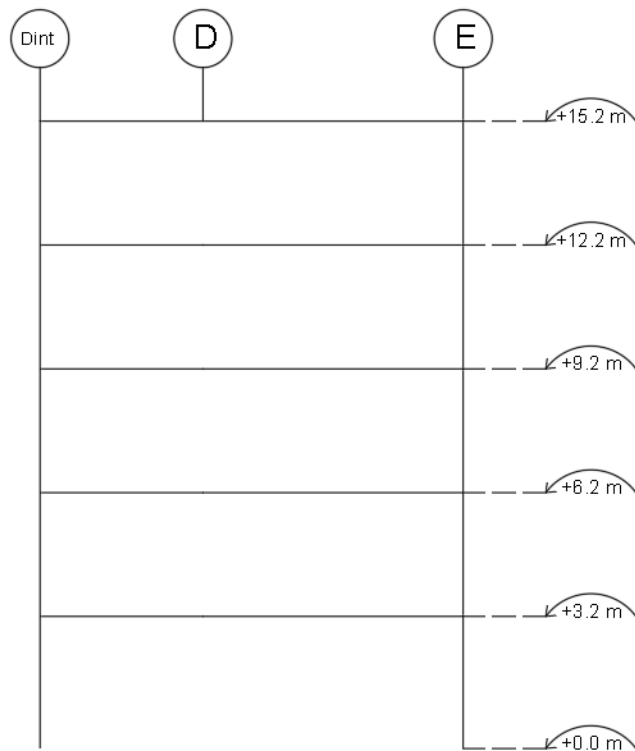
p) Pórtico eje 2



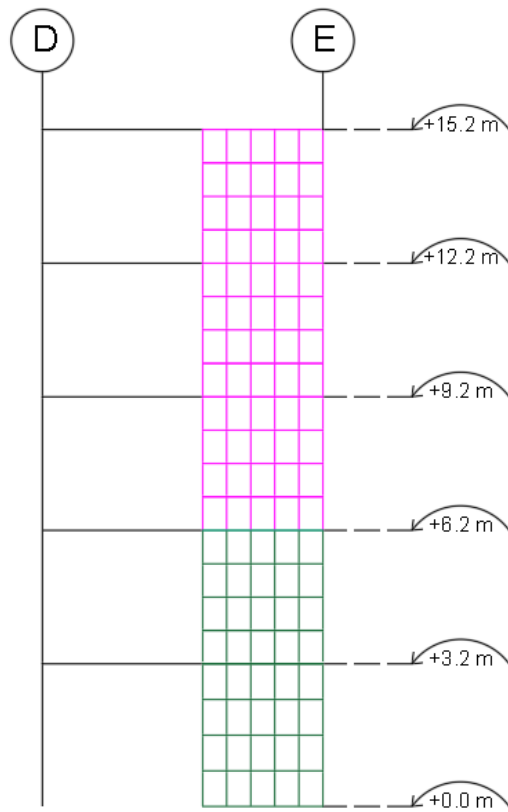
q) Pórtico eje 3



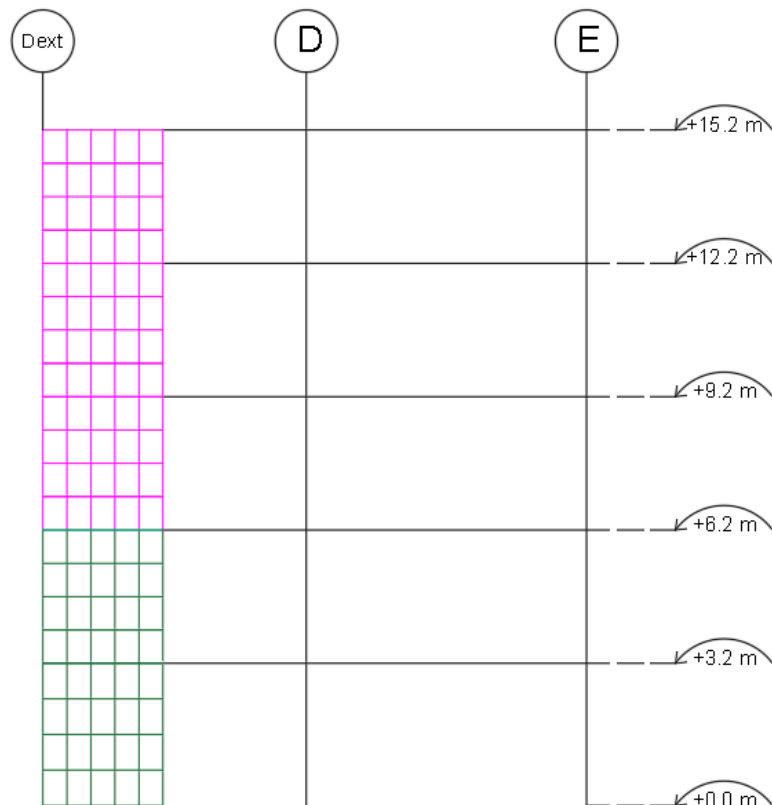
r) Pórtico eje 4



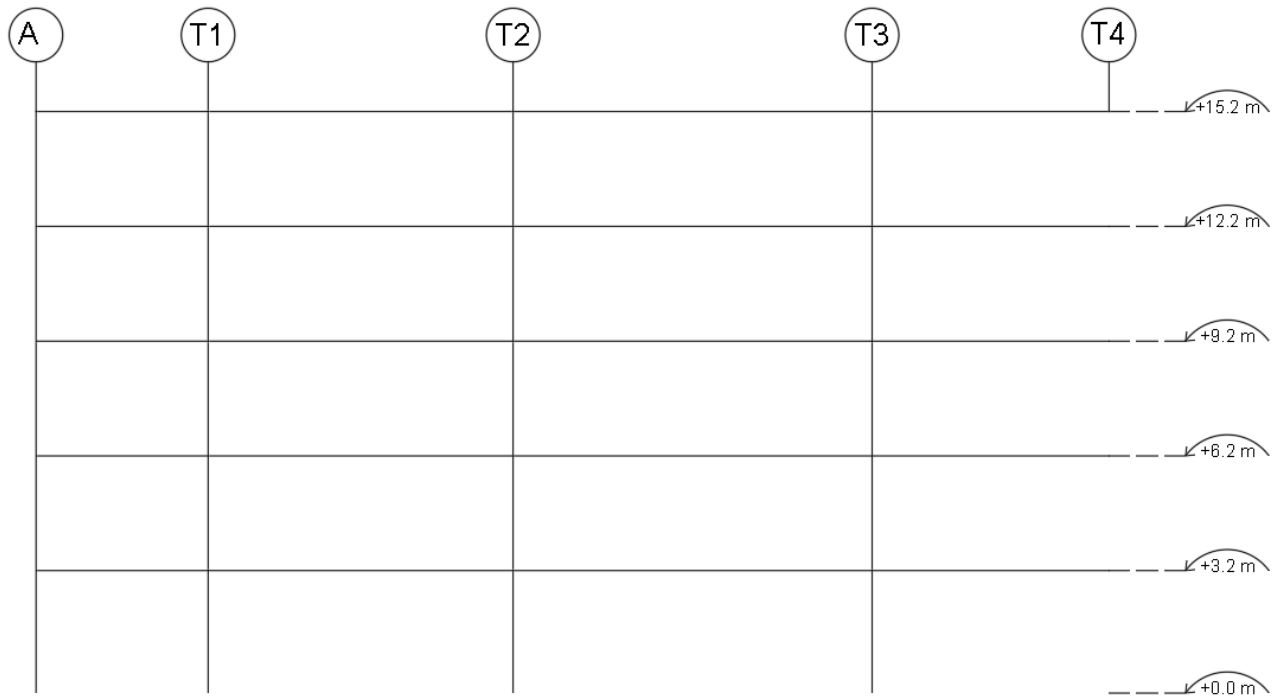
s) Pórtico eje 5



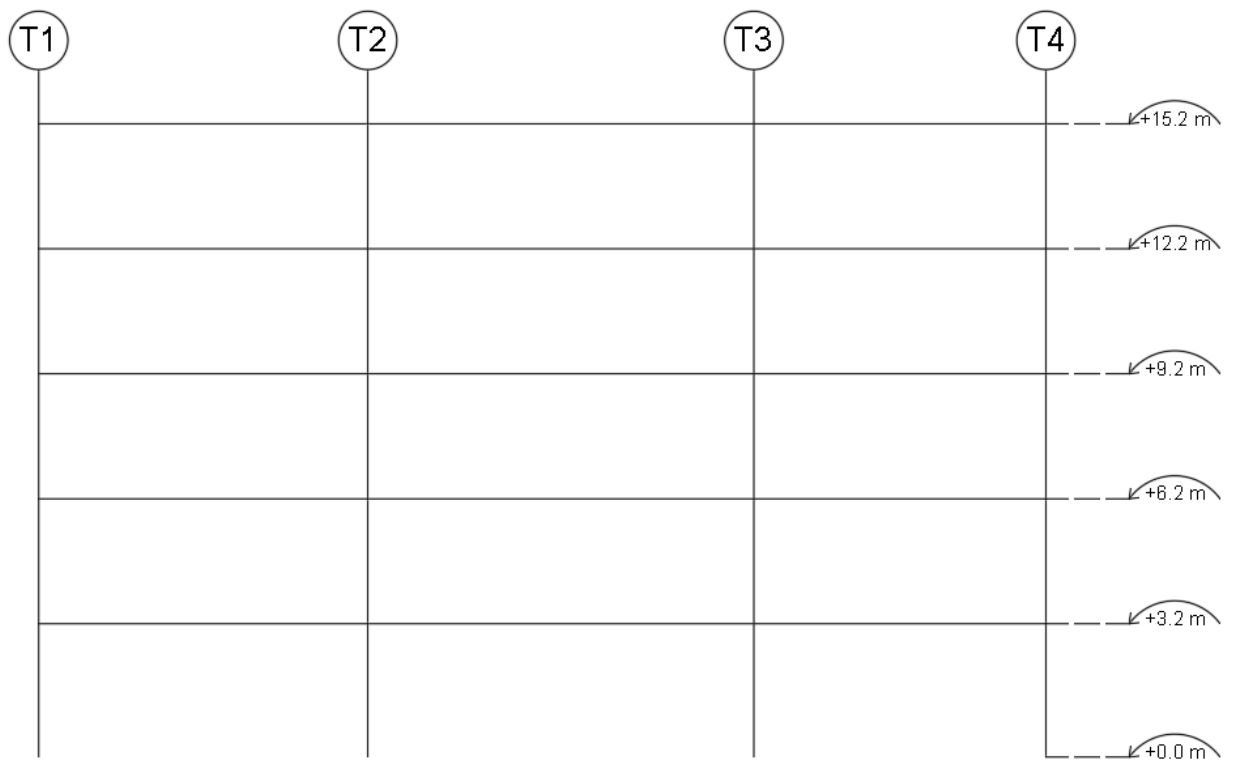
t) Pórtico eje 6



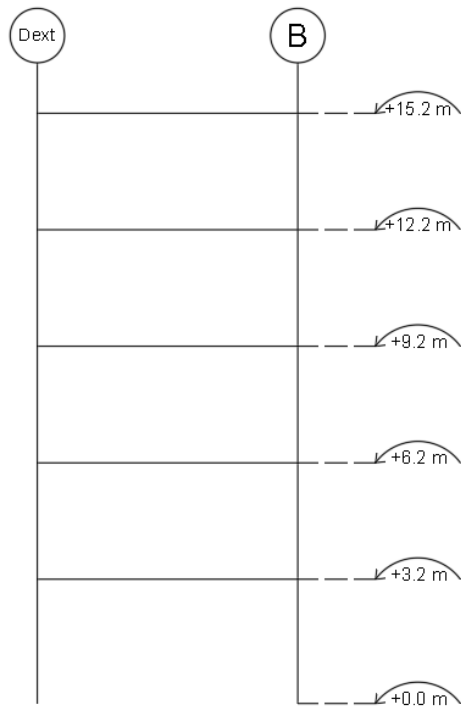
u) Pórtico eje Dext



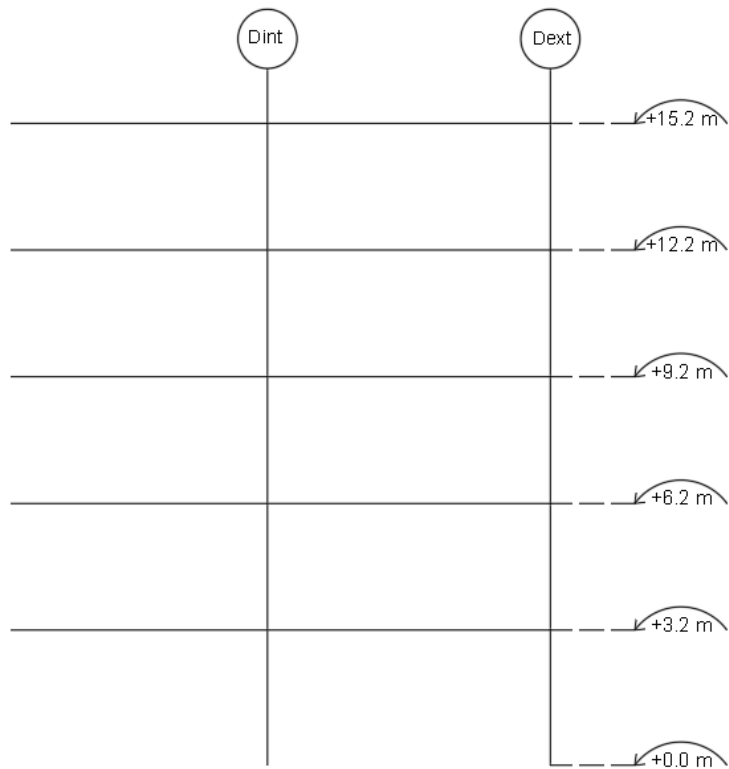
ii) Pórtico eje Dint



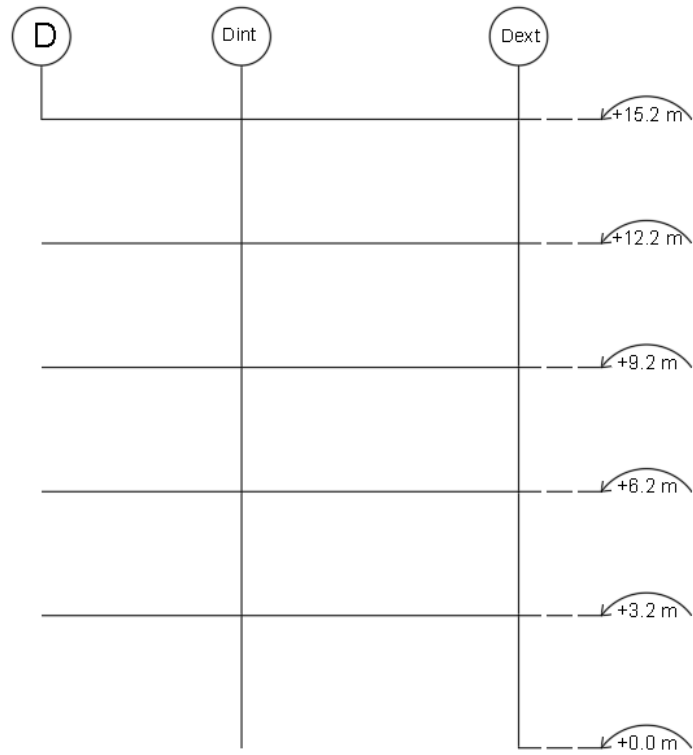
j) Pórtico eje T1



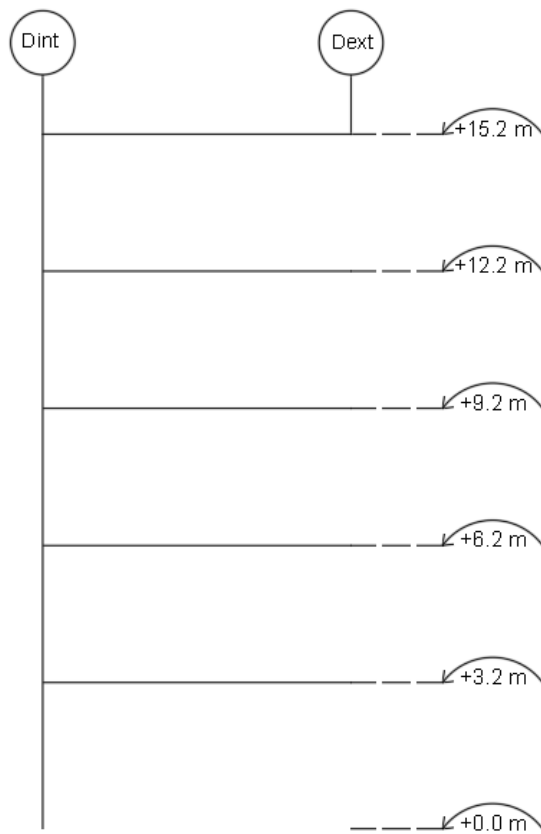
m) Pórtico eje T2



n) Pórtico eje T3



j) Pórtico eje T4



3.5.4 Distribución de las cargas

La distribución de las cargas que serán empleadas en la propuesta será asumirán valores de acuerdo a las normas NEC en la cual se repartirán según la ocupación que tendrá cada uno de los pisos correspondientes. (Ver tabla 1)

Tabla 2: Distribución de las cargas utilizadas en la estructura

Estructura de hormigón armado (8 pisos)		
Pisos	Carga viva	Sobre carga
	$\frac{kN}{m^2}$	$\frac{kgf}{m^2}$
1	2	350
2	2.9	350
3	2.9	350
4	2.9	350
5	2	350
6	2	350
7	2	350
8	1	200

Fuente: Los Autores

Tabla 3 Distribución de las cargas utilizadas en la estructura

Estructura de hormigón armado (5 pisos)		
Pisos	Carga viva	Sobre carga
	$\frac{kN}{m^2}$	$\frac{kgf}{m^2}$
1	2	350
2	2.9	350
3	2.9	350
4	2.9	350
5	1	200

Fuente: Los Autores

3.5.5 Análisis dinámico espectral

El análisis dinámico espectral es el uso de un espectro de diseño elástico en aceleraciones en el cual se desarrollan según las características y condiciones propuestas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción(NEC), dicho espectro se lo conoce como espectro elástico de respuesta, donde se indica su valor máximo que dure mientras la

estructura este vibrando, se inicia determinando la zona y las características donde la estructura estará ubicada y según eso la NEC ya proporciona cierta información en la que se puede utilizar para la elaboración de dicho diseño.

La zona a considerar será la ciudad de Machala con un suelo tipo D, donde esta ciudad tendrá empleado un factor de zona “Z” donde se presentan las siguientes características que se mencionan a continuación:

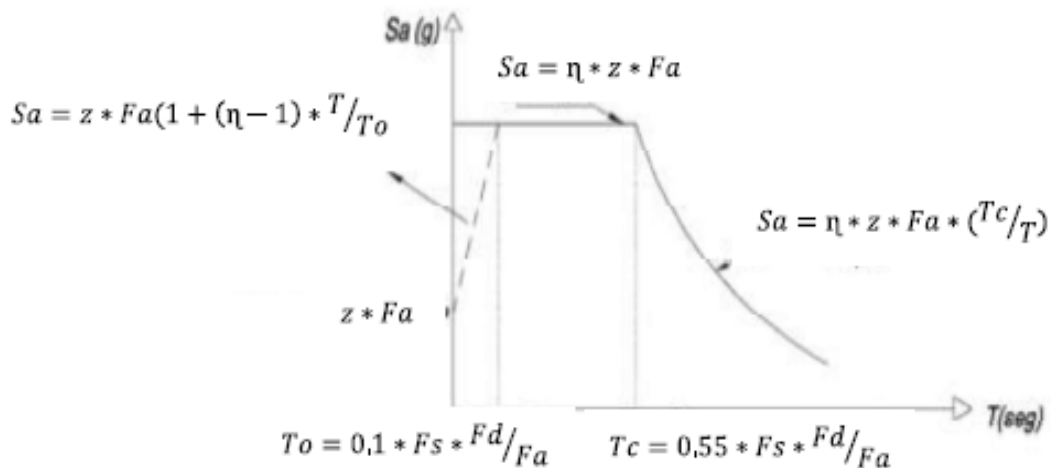
-Dado que la zona especificada es el suelo tipo D y esta ubicada en la ciudad de Machala donde su factor Z es igual a 0.4 con estos valores iniciales se pueden extraer de la NEC los coeficientes Fa, Fs, Fd y η

Tabla 4 Valores para la elaboración del Espectro

Z	0.4
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
η	1.8

Fuente: Los Autores

Ilustración 19 Espectro de respuesta



Fuente: Norma Ecuatoria de la Construcción (NEC)

-Además, dado que según los criterios del diseño que se dieron anteriormente estas estructuras deben ser capaces de disipar energía donde el espectro de diseño elástico se los reducirá a un espectro de diseño inelástico, teniendo en cuenta la configuración que se va a emplear en el diseño como la planta y elevación, coeficiente de importancia y el factor de resistencia sísmica además de la importancia según el tipo de uso que se le va a utilizar.

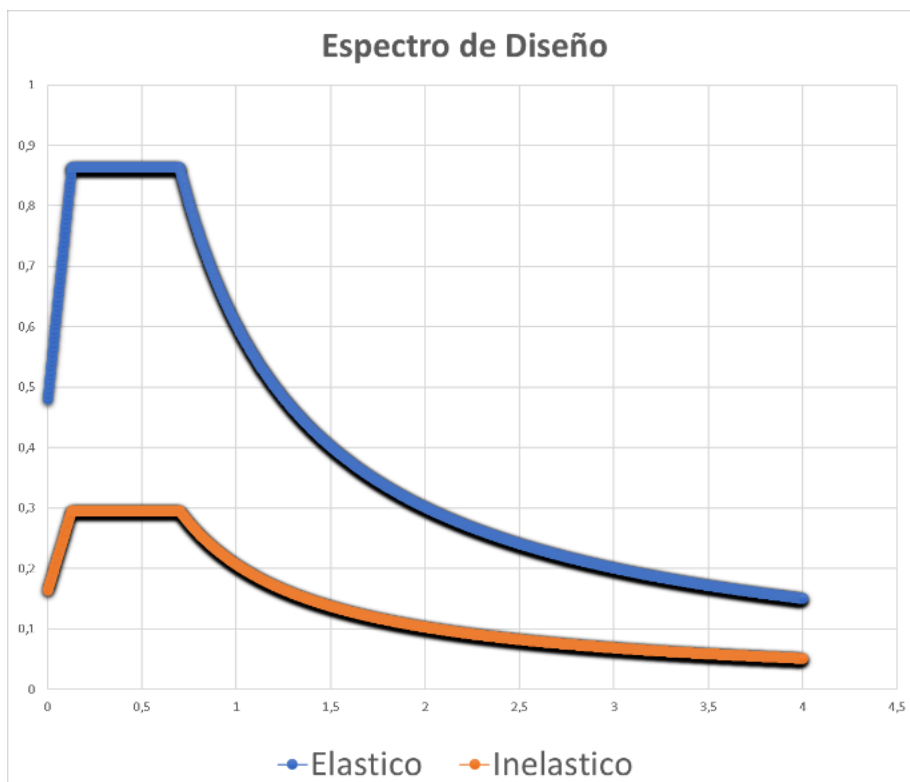
Tabla 5 Estructura dual

I	1.5
R	6
ϕ_P	0.81
ϕ_E	0.9

Fuente: Los Autores

Con base a los datos anteriormente mencionados se procede a la elaboración del espectro de diseño en aceleración tanto elástico como inelástico como se puede observar a continuación:

Ilustración 20 Espectro elástico e inelástico de aceleraciones de la ciudad de Machala



Fuente: Los Autores

Además, es importante considerar la carga sísmica reactiva en donde se usará el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga vivo

$$W_R = D + 0.25 L$$

Donde:

W_R : Carga reactiva sísmica

D: Carga muerta

L: Carga viva

Uno de los controles que hay que tener en cuenta es el control del periodo permisible, debido a que el análisis a considerar en la estructura de hormigón armada un total de 24 modos de vibración, donde la estructura a analizar no debe exceder en un 30% al periodo que se obtiene, según lo indica la NEC-SE-DC.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

T: Periodo de vibración

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificación

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

α : Coeficiente que depende del sistema estructural.

Tabla 6 Coeficientes de C_t y α

Tipo de estructura	C_t	α
Estructura de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.80
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadas	0.047	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.049	0.75

Fuente: NEC-SE-DS

Otro de los controles que se deben tener en cuenta es el límite en donde la deriva inelástica puede llegar donde se especifica en lo siguiente:

Tabla 7 Límites de deriva inelástica

Estructuras de:	Deriva inelástica
Hormigón de armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC-SE-DS

3.5.6 Análisis sísmico estático lineal y no lineal (Pushover)

Para un análisis sísmico estático lineal toma como punto de partida valores ya obtenidos de un análisis modal la cual se encarga de analizar las fuerzas sísmicas laterales y los desplazamientos que genera una estructura

Además, uno de los coeficientes que se debe tener en cuenta, es el coeficiente “k” donde este relaciona directamente con el periodo de vibración y según la NEC-SE-DS se lo determina de la siguiente manera

Tabla 8 Coeficiente k

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

Fuente: NEC-SE-DS

Por otro lado el análisis sísmico no lineal (Pushover) donde según el comportamiento que genera la estructura se debe verificar si la estructura requiere o no un ajuste de cortante que según la NEC-SE-DS establece que para las estructuras regulares deben comprender el 80% y una estructura irregular un 85%, esto se debe a que la relación entre la cortante basal dinámica y la estática su división debe comprender el porcentaje que se destaca en la norma, caso contrario se deberá realizar un reajuste en la cual se debe emplear la formula correspondiente:

$$V = C_S W_R = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W_R$$

Donde:

V: Cortante basal

C_S : Coeficiente sísmico

I: Factor de importancia

S_a : Obtenido del espectro de diseño

ϕ_P, ϕ_E : Coeficientes de configuración en planta y elevación

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

W_R : Carga sísmica reactiva

3.5.7 Análisis de los muros de contención de hormigón armado

Un muro de contención de hormigón armado y acero estructural son componentes claves en la industria de la construcción debido a que su diseño complejo es capaz de soportar cargas tanto verticales como horizontales, mejorando la estabilidad y la integridad estructural en las edificaciones. Su fabricación viene de la combinación del hormigón debido a su fuerte resistencia a la compresión y el acero de refuerzo que resiste bien la tracción. El proceso viene de una creación de encofrado como la colocación de la armadura de acero y la mezcla del hormigón.

Este tipo de muro es utilizado ampliamente en diferentes tipos de construcciones debido a sus propiedades de diseño como la resistencia de fuego, durabilidad y el mantenimiento, siendo valioso en zonas sísmicas.

Un muro estructural según lo indica la norma NEC-SE-HM, que para que un edificio sea o trabaje de manera dual, este debe contar con muros estructurales las cuales deben trabajar o contribuir a la edificación, soportando el 75% o mayor de la cortante basal en ambas direcciones.

Para el diseño de los elementos de borde en la colocación de un muro estructural debe cumplir un requisito como se puede observar en la siguiente tabla.

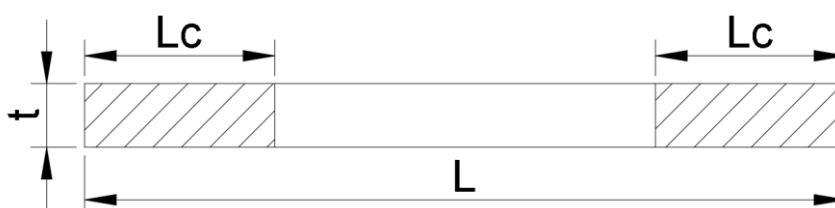
Tabla 9 Condiciones para la elaboración de los elementos de borde

$\sigma_{max} > 0.2f'c$
Requiere elementos de borde
$\sigma_{max} < 0.2f'c$
No requiere elementos de borde.

Fuente: NEC-SE-HM

Donde según la interacción de su esfuerzo máximo el diseño de los elementos de borde puede o no ser empleados en conjunto a un muro.

Ilustración 21 Diseño de muro con elementos de borde



Fuente: NEC-SE-HM

3.5.7 Análisis de los muros de contención de Acero Estructural

Un muro de acero estructural (SPSW) es un componente crítico para la construcción de edificios e infraestructuras, diseñado para soportar cargas importantes y proporcionar resistencia estructural. Estos muros están compuestos por placas de acero o paneles y se pueden agregar refuerzos adicionales como elementos de borde en la cual su criterio depende de los requisitos de diseño y la carga q puede soportar el proyecto.

Implementar un muro de acero estructural son fundamentales según el tipo de construcción o la ubicación del mismo como pueden ser:

-Edificios de gran altura: Donde la resistencia y la flexibilidad del acero permitiendo construir estructuras más altas y más resistencias al viento.

-Construcciones industriales: Son lugares donde requieren más espaciamiento en el cual la implementación de columnas intermedias no sea necesarias y poder aprovechar estos pueden ser como fábricas, almacenes, etc.

Edificaciones en zonas sísmicas: El acero colocado debe tener la capacidad de absorber y disipar energía lo cual es fundamental para que la estructura pueda resistir a los eventos sísmicos.

3.5.8 Criterios de Diseño SPSW

Cabe recalcar que lo descrito posteriormente, solo es aplicable para muros de corte con placas esbeltas y sin atiesadores, además, se enfatizará la resistencia al corte, de una placa, basada en su estado ultima, Post Pandeo. Igualmente, se describirá otros componentes de falla para un SPSW que pueden afectar de una u otra manera a la resistencia basada en el campo de tracciones, a continuación, se muestran algunas fallas que se podrían tomar en cuenta en el diseño: (Osvaldo et al., 2010)

1. Pandeo de la placa de relleno, a lo largo de la dirección de tensión principal de compresión
2. Fluencia de la placa de relleno, a lo largo de la dirección de tensión principal de tracción
3. Rotura de la placa de relleno, a lo largo de la dirección de tensión principal de tracción
4. Falla en flexión de los HBEs o de sus conexiones
5. Falla de la conexión que une la placa con los elementos de borde

6. Falla en compresión de los VBEs
7. Rotura en tracción de empalmes de los VBEs
8. Falla de la placa base de los VBEs, en compresión o levantamiento
9. Falla de la fundación del muro

3.5.8.1 Análisis del comportamiento

El comportamiento de un SPSW corresponde a la resistencia post-pandeo de esta. La magnitud de dicha resistencia depende de la rigidez de “anclaje” que recibe, donde depende a su vez de los elementos de borde a utilizar.

$$\alpha = \arctan * \sqrt{\frac{1 + \frac{t * L}{2 * A_c}}{1 + th * \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 * I_c * L} \right)}}$$

Donde:

t : espesor de la placa de relleno

L : Largo del vano que cubre el muro

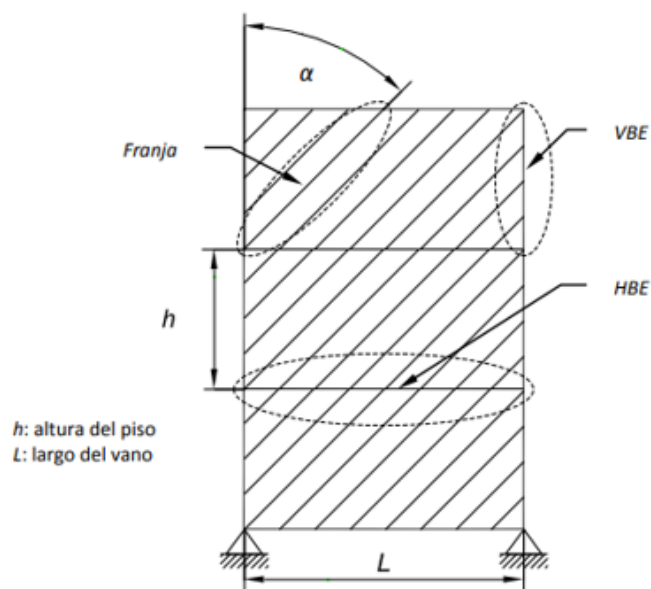
A_c : Área de la sección transversal del VBE

h : Altura del piso

A_b : Área de la sección transversal del HBE

I_c : Inercia de la sección transversal del VBE

Ilustración 22 Diseño de muro con elementos de borde



Fuente: Acosta J.

3.5.8.2 Análisis de los elementos de borde

Las cargas sobre los elementos de borde, vienen relacionadas de la fluencia de las placas, estos elementos pueden ser tanto horizontales como verticales con cargas uniformemente distribuidas sobre los ejes centroidales HBEs y VBEs donde estos elementos se los calcula con la siguiente formulas:

$$\omega_{xci} = F_{yp} * t_{wi} * \sin^2(\alpha_i)$$

$$\omega_{yci} = \frac{1}{2} * F_{yp} * t_{wi} * \sin 2(\alpha_i)$$

$$\omega_{xbi} = \frac{1}{2} * F_{yp} * t_{wi} * \sin 2(\alpha_i)$$

$$\omega_{ybi} = F_{yp} * t_{wi} * \cos^2(\alpha_i)$$

Donde:

ω_{xci} , ω_{yci} : Componentes horizontales (x) y vertical (y) del campo de tracciones, sobre un VBE (c) ubicado en el piso i

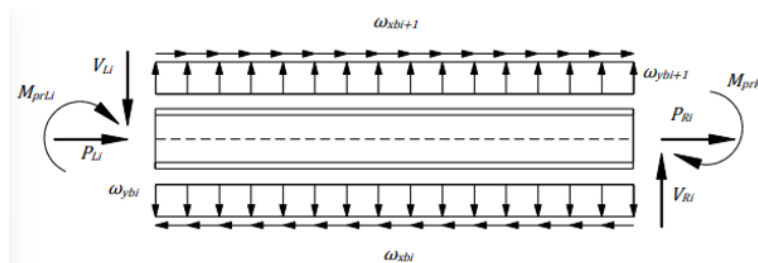
ω_{xbi} , ω_{ybi} : Componentes horizontales (x) y vertical (y) del campo de tracciones, sobre un HBE (c) ubicado en el piso i

t_{wi} : Espesor de la placa del piso i

F_{yp} : Tensión de fluencia del acero de la placa del piso i (se asume que el mismo acero es usado en todos los pisos)

α_i : Angulo de inclinación del campo de tracción para la placa del piso i

Ilustración 23 Diseño de muro de acero



Fuente: Acosta J.

El diseño del muro de placa de acero estructural tendrá como base generar el comportamiento dúctil por tensión de la placa del alma. A su vez el diseño del elemento de borde horizontal (HBE) y elemento de borde vertical (VBE), los cuales forman el

marco rígido, considera las fuerzas correspondientes a la resistencia de la placa de acero, la cual está sometida al requerimiento del análisis dinámico espectral del sistema dual con muros de concreto. Por ello, el HBE es de concreto de sección previamente aclarado para una viga principal (35cmx75cm), además los elementos de borde tendrán conexión a momento.

En primera instancia se desconoce las dimensiones de los elementos de borde, por lo que se supone que el alma cubriría todo la cortante del marco, puesto que el ángulo de tensión (α) generado en la placa depende del espesor de la propia placa, de los elementos de borde vertical y horizontal, y como de sus dimensiones respectivamente. Dado a esto, se debe dar como principio asumir un valor del ángulo de tensión considerando lo siguiente, para diseños típicos cuyo ángulo esta entre 30° a 55° medido desde una línea vertical. Siendo un ángulo conservador el de 30° , puesto que genera los mayores esfuerzos de la placa a los elementos de borde.

La resistencia de diseño el alma se puede calcular con la siguiente expresión extraída de la AISC 341.

$$\phi V_n = 0.9 * 0.42 * F_y * L_{cf} * \sin (2\alpha)$$

Donde:

L_{cf} = Distancia libre del panel entre los VBE.

El diseño del VBE debe cubrir cierto requisito tanto de resistencia como de rigidez. La rigidez de la flexión es necesaria para que el alma pueda generar suficiente tención en toda su altura. Esto se puede evidenciar con lo que establece la AISC 341.

$$I_c \geq \frac{0.00307 * t_w * h^4}{L}$$

Donde:

h = Distancia entre ejes HBE.

L = Distancia entre ejes VBE.

EL diseño del HBE depende de las fuerzas de flexión a partir del análisis de la estructura, pero cabe aclarar que existe demanda cuando el espesor de la placa varia por encima y por debajo del HBE.

La determinación del ángulo, depende de las proporciones geométricas del marco, las propiedades de los elementos de borde y espesor de la placa del alma. Una vez ya seleccionado los elementos preliminares, se puede hacer una estimación del ángulo con una ecuación 17-2 de la AISC 341.

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h * \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 * I_c L} \right)}$$

Donde:

h = Distancia entre ejes HBE.

L = Distancia entre ejes VBE.

A_b = Área de la sección transversal del HBE.

A_c = Área de la sección transversal del VBE.

I_c = Momento de inercia del elemento VBE tomado perpendicular a la dirección de la placa.

Una o dos interacciones de esta etapa permiten obtener valores más cercanos en términos de resistencia.

Diseño de HBE

Los elementos de borde horizontales están expuestos a cargas axiales significativas debidos a los efectos de la tensión de la placa del alma en el VBE. La fuerza axial se puede calcular a partir de las fuerzas de anclaje horizontales del elemento vertical, por debajo y por encima del HBE y las fuerzas de flexiones del alma. Los esfuerzos de la placa se calculan de la siguiente manera:

$$M_u = \frac{w_u * L_h^2}{8} + P_u \left(\frac{L}{3} - \frac{d_c}{2} - \frac{d_b}{2} \right)$$

$$w_u = R_y F_y (t_i \cos^2 \alpha_i - t_{i+1} \cos^2 \alpha_{i+1})$$

$$L_h = L - 2s_h = L - 2 \left(\frac{1}{2} (d_c + d_b) \right)$$

$$P_u = 23.3 \text{ kips} = 10.5688 \text{ tonf}$$

Nota: $R_y = 1.3$

La fuerza axial en el elemento de Borde Horizontal HBE.

$$P_{HBE} = P_{HBE(VBE)} \pm \frac{1}{2}P_{HBE(web)}$$

$$P_{HBE(VBE)} = \sum \frac{1}{2}R_y F_y \sin^2(\alpha) t_w h_c$$

$$P_{HBE(web)} = \frac{1}{2}R_y F_y (t_i \sin 2\alpha_i - t_{i+1} \sin 2\alpha_{i+1}) L_{cf}$$

La fuerza de corte in el HBE es

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + P_u + \frac{w_g + w_u}{2} l_{cf}$$

Donde:


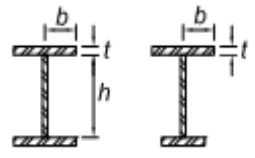
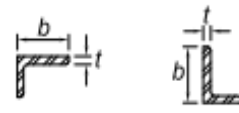
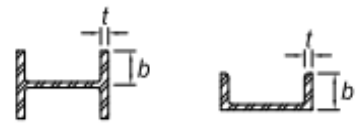
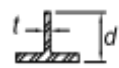
w_g = carga distribuida gravitacional

Diseño de VBE

El elemento de borde vertical o columna, esta controlado con la rigidez necesaria (momento de inercia) que la demanda que requiera el espesor del alma de la placa de acero, regulada por la ecuación de:

$$I_c \geq \frac{0.00307 * t_w * h^4}{L}$$

Para establecer la sección necesaria según la inercia requerida por la placa se deberá verificar que la sección elegida sea compacta y dúctil de acuerdo a la Norma AISC 341 la cual establece parámetros que clasifica la sección.

<p align="center">TABLE B4.1b Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subjected to Flexure</p>						
	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
				λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (non-compact/ slender)	
Unstiffened Elements	10	(1) Flanges of rolled I-shaped sections (2) Flanges of channels (3) Flanges of tees	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	^[a] ^[b] $0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$	
	12	Legs of single angles	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Flanges of all I-shaped sections and channels in flexure about the minor axis	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Stems of tees	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

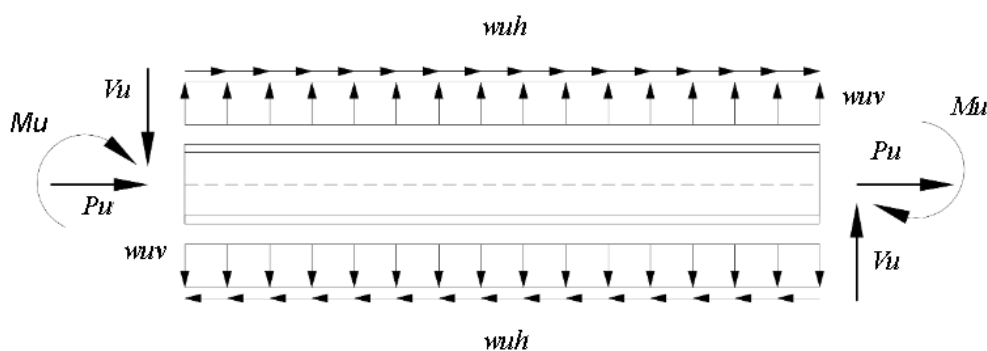
Fuente: ACI

<p align="center">TABLE D1.1a Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements—Diagonal Braces</p>							
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example		
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members			
Unstiffened Elements	1	(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	$0.30\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.38\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$		
	Stiffened Elements	2	(1) Walls of rectangular HSS ^[a] (2) Flanges and side plates of boxed I-shaped sections (3) Walls of box sections	b/t h/t	$0.65\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.76\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

Fuente: ACI

Ya revisado los parámetros de compacidad y ductilidad normativos de la AISC se requiere un análisis de los esfuerzos generados por el alma de muro de corte de acero (SPSW) hacia los elementos de borde horizontales y verticales

Ilustración 26 Diagrama de cuerpo libre de esfuerzos



Fuente: Acosta

El diagrama anterior representa los esfuerzos generados tanto en elementos horizontal como el vertical, para la verificación si la sección elegida es apropiada deberá ser la capacidad del elemento mayor a los esfuerzos generados por la placa.

3.6 Métodos empíricos con los materiales utilizados

3.6.1 Medición

Debido a que la edificación modelo corresponde a una estructura real, lo cual hace referencia a un edificio de múltiples usos esquinero de color blanco de la ciudad de Machala, en la cual se realizara el levantamiento de información donde se pueden conocer las dimensiones o redimensionamiento de la estructura como: vigas, columnas, losas y muros. Además, se identificará el acero de refuerzo que se colocara en cada uno de estos elementos que se mencionaron anteriormente, con la finalidad de obtener resultados con una gran precisión y se asemejen a la realidad.

CAPITULO IV ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

4.1 Análisis e interpretación de resultados

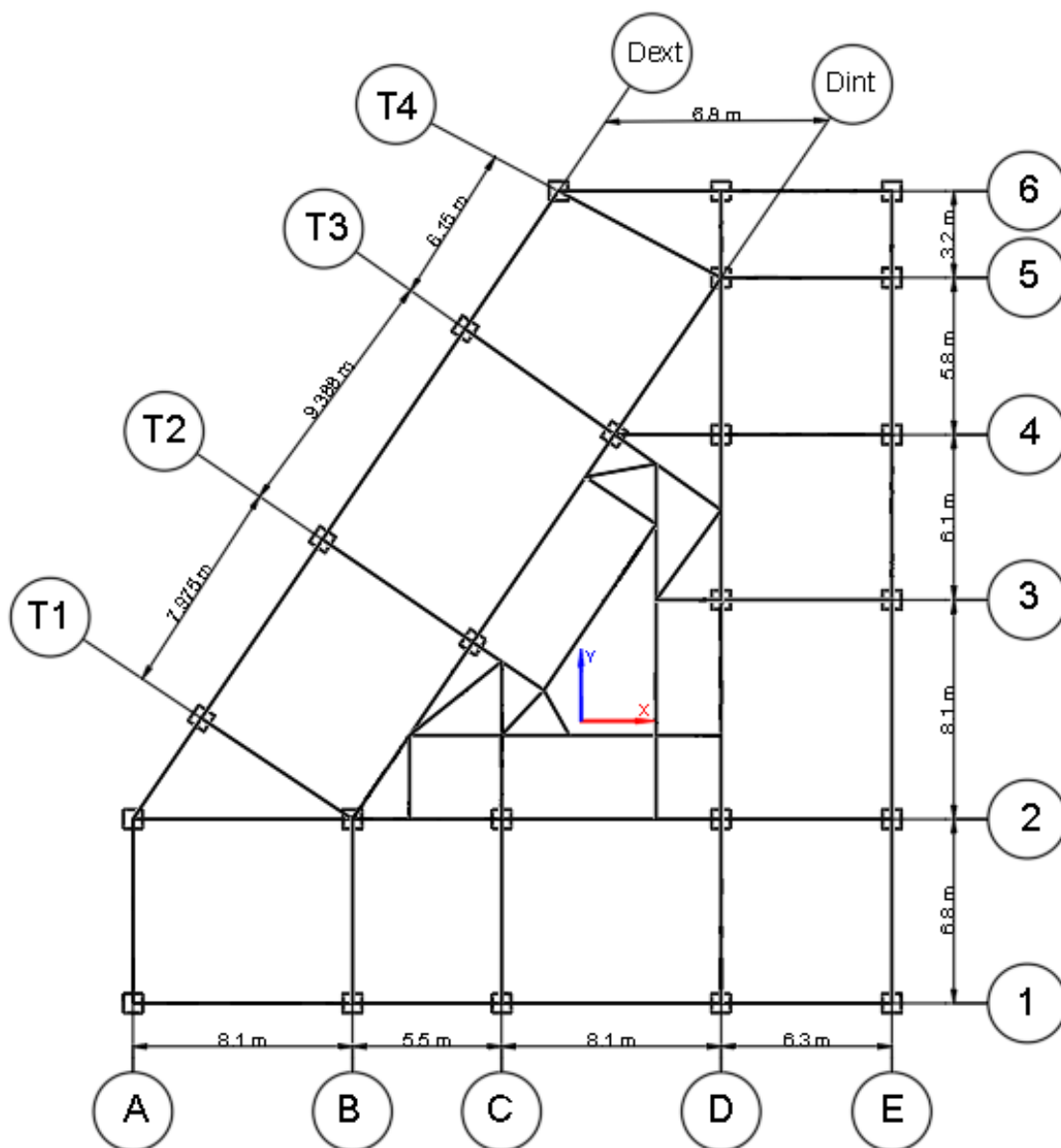
Una vez ya establecidos las características, parámetros y lineamientos, empleando planos estructurales y arquitectónicos e impartirlas en el modelo en cuestión, se pueden presentar los diferentes resultados que obtendrán según la estructura empleada, gracias a la ayuda de un programa de análisis estructural, donde se harán análisis de prueba y error, encontrando así una manera de solucionar el problema y sea representado de manera constructiva.

4.2 Análisis sismo estático y dinámico espectral

4.2.1 Análisis dinámico espectral de la edificación de 8 pisos

En primer lugar, se llevó a cabo un análisis modal de la estructura para conocer los periodos que estaban presentes y poder verificar el comportamiento de la estructura con ayuda de un espectro de diseño en aceleraciones de la ciudad de Machala, Se opto en colocar 24 modos de vibración puesto que el edificio cuenta con una cantidad de 8 pisos.

Ilustración 27 Vista en planta edificación 8 pisos



Fuente: Los Autores

Tabla 10 Modos y Periodos

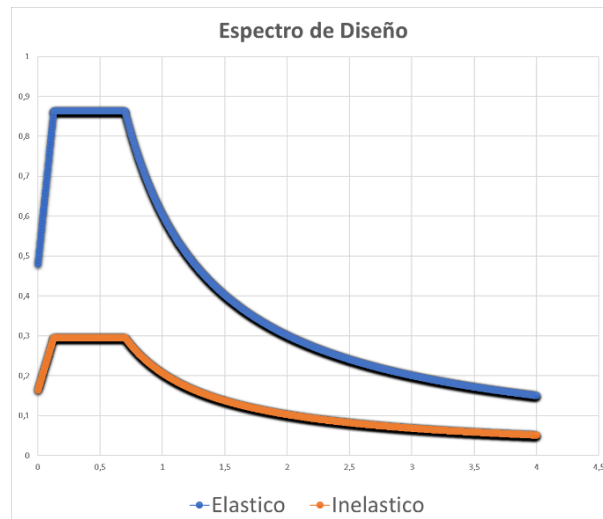
Modos	Periodos	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,021	0,4692	0,2433	0,4692	0,2433	0,0898
2	0,957	0,2908	0,511	0,76	0,7543	0,0031
3	0,839	0,0434	0,0495	0,8034	0,8038	0,7125
4	0,319	0,0618	0,0317	0,8652	0,8355	0,0111
5	0,301	0,0371	0,067	0,9023	0,9025	0,0004
6	0,264	0,0055	0,0064	0,9078	0,9089	0,0918
7	0,171	0,0253	0,0124	0,9331	0,9213	0,0046
8	0,162	0,0144	0,0267	0,9476	0,948	0,0002
9	0,143	0,0021	0,0024	0,9497	0,9504	0,0368
10	0,109	0,0144	0,007	0,9641	0,9574	0,0024
11	0,105	0,0079	0,0151	0,972	0,9725	0,0001
12	0,092	0,0011	0,0011	0,9731	0,9736	0,0208
13	0,076	0,0087	0,0042	0,9818	0,9778	0,0013
14	0,074	0,0047	0,009	0,9865	0,9868	3,058E-05
15	0,065	0,0006	0,0005	0,9871	0,9874	0,0125
16	0,057	0,0049	0,0024	0,992	0,9898	0,0007
17	0,056	0,0026	0,005	0,9946	0,9948	1,009E-05
18	0,049	0,0003	0,0002	0,995	0,9951	0,0071
19	0,046	0,0025	0,0013	0,9974	0,9964	0,0003
20	0,045	0,0014	0,0025	0,9988	0,9989	2,348E-06
21	0,04	0,0007	0,0004	0,9995	0,9993	2,036E-05
22	0,04	0,0001	0,0001	0,9995	0,9994	0,0037
23	0,04	0,0004	0,0006	1	1	2,735E-05
24	0,035	3,322E-05	2,038E-05	1	1	0,001

Fuente: Los Autores

Como se puede observar en los resultados obtenidos, por cada modo de vibración su correspondiente periodo principalmente en los dos primeros “1” y “2”, donde en dirección “X” fue de 1.02 1s y con un “RZ” de 0.0898 correspondiente al modo 1, mientras que en dirección “Y” fue de 0.957 s y con un “RZ” de 0.0031 correspondiente al modo 2, donde de esta manera se aprecia que en los dos primeros modos su comportamiento en la estructura trabajando de manera traslacional. Por ende, observando los valores de la tabla se puede apreciar que en el quinto modo de vibración cumple con el 90% de la masa participativa donde se satisface los requerimientos de la NEC para este tipo de estructuras.

Con la obtención de esos valores se realiza un análisis sísmico estático donde con ayuda de los dos primeros modos de vibración poder determinar el coeficiente sísmico (C), así mismo como el coeficiente (k), con ayuda del espectro de diseño

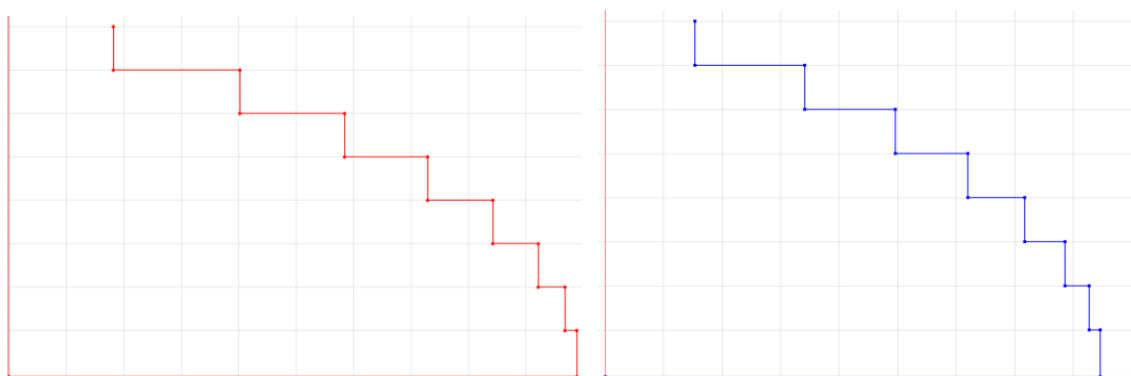
Ilustración 24: Espectro de diseño Elástico e Inelástico



Fuente: Los Autores

Con ayuda del espectro de diseño se obtuvieron valores de aceleración espectral correspondientes a los periodos previamente mencionados donde su coeficiente sísmico “C” y su coeficiente “k” son: con relación al análisis “X” perteneciente al modo de vibración 1 con un periodo de 1.021 se obtuvo como resultado, 0.203 y 1.261 respectivamente, además perteneciente al modo de vibración 2 con un periodo de 0.957 se obtuvo como resultado, 0.216 y 1.229 respectivamente, donde con estos valores obtenidos se distribuirán en el análisis sísmico estático

Ilustración 28 Cortante de piso “X” y “Y”, Análisis sísmico estático



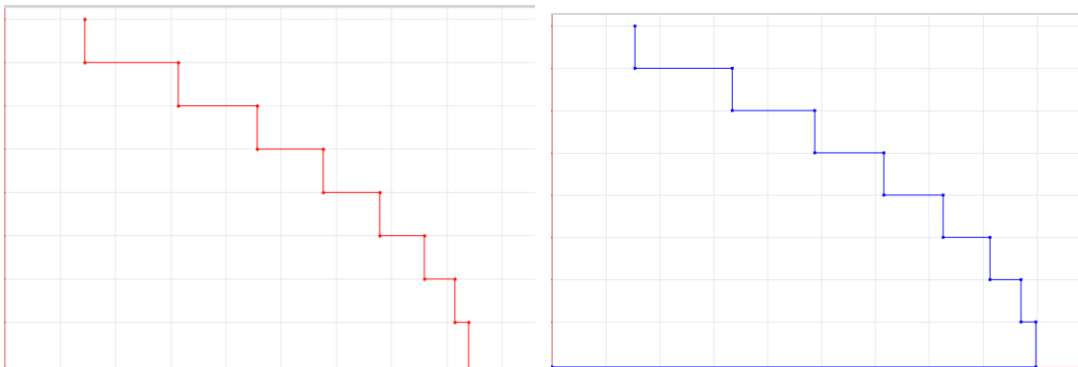
Fuente: Los Autores

Tabla 11 Cortante de piso "X" y "Y" (tonf)

Sismo estático X	Sismo estático "Y"
146.37	153.69
323.54	340.51
469.69	495.38
586.16	619.49
676.98	716.98
740.62	785.89
778.21	827.12
794.63	845.52

Fuente: Los Autores

Ilustración 29 Cortante de piso "X" y "Y", Análisis sísmico dinámico



Fuente: Los Autores

Tabla 12 Cortante de piso "X" y "Y" (tonf)

Sismo Dinámico X	Sismo Dinámico "Y"
116.74	123.39
252.69	268.12
367.18	390.31
463.63	493.34
545.93	581.18
610.95	650.44
654.79	697.03
675.47	718.93

Fuente: Los Autores

4.2.1.1 Análisis de la cortante

Con los datos obtenidos anteriormente y con ayuda del programa de análisis estructural, nos vota como resultado las cortantes de diseño en el cual según la norma NEC se establece que para este caso como es un edificio irregular en planta la masa participativa debe estar daba dentro o igual a un 85% caso contrario se deberá hacer su respectivo ajuste de cortante donde afectaría la gravedad y por ende lograr alcanzar el porcentaje requerido por la NEC

Tabla 13 Cortante de piso "X" y "Y"

Análisis en X			Análisis en Y		
Sx	794,6276	tonf	Sy	845,5151	tonf
Dx	675,4707	tonf	Dy	718,9308	tonf
85%			85%		

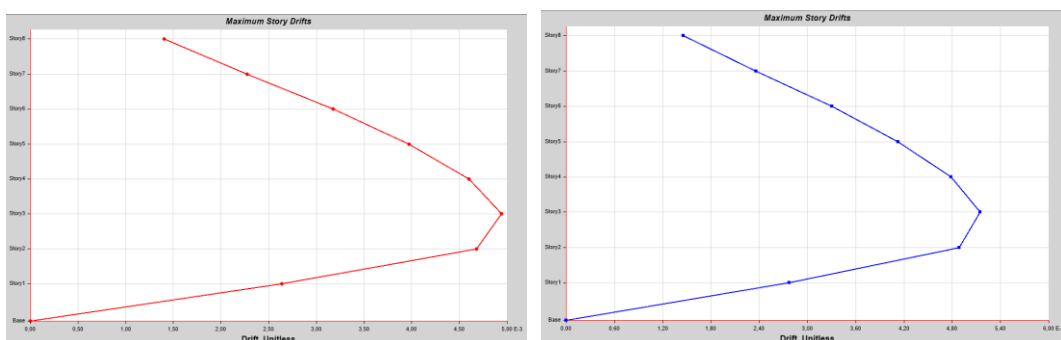
Fuente: Los Autores

A partir de la tabla previamente mencionada se determinó la relación entre el cortante dinámico y el cortante estático, por lo cual su relación da como resultado el 85% en ambas direcciones correspondiente a lo establecido por la NEC para edificios irregulares, por ende, no se requiere realizar ajuste de cortante

4.2.1.2 Análisis de Derivas

Las derivas de piso, su análisis viene dado también en ambas direcciones donde cumpliendo con los requerimientos establecidos por la NEC, que estable que una deriva no debe superar el 2% para que la estructura funcione correctamente y poder evitar accidente que se puedan comete, Si la deriva máxima de piso supera el porcentaje limite requerido, la estructura deberá estar sometida a cambios ya sea en el aumento de sus elementos (Viga, Columna) o en la implementación de muros estructurales, esos pueden ser de hormigón armado como de acero, en el cual ayudan con el comportamiento pudiendo reducir la deriva de piso.

Ilustración 30 Deriva de piso “X” y “Y”



Fuente: Los Autores

Tabla 14 Deriva de piso “X” y “Y”

PISO	Análisis dinámico eje “X”			Análisis dinámico eje “Y”		
	ΔE	R=6	%	ΔE	R=6	%
		$0.75 \cdot R \cdot \Delta E$			$0.75 \cdot R \cdot \Delta E$	
8	0.00140	0.00630	0.63	0.00145	0.00653	0.653
7	0.00227	0.01022	1.022	0.00236	0.01062	1.062
6	0.00318	0.01431	1.431	0.00330	0.01485	1.485
5	0.00397	0.01787	1.787	0.00412	0.01854	1.854
4	0.00461	0.02075	2.075	0.00478	0.02151	2.151
3	0.00496	0.02232	2.232	0.00514	0.02313	2.313
2	0.00469	0.02111	2.111	0.00488	0.02196	2.196
1	0.00265	0.01193	1.196	0.00277	0.01246	1.246

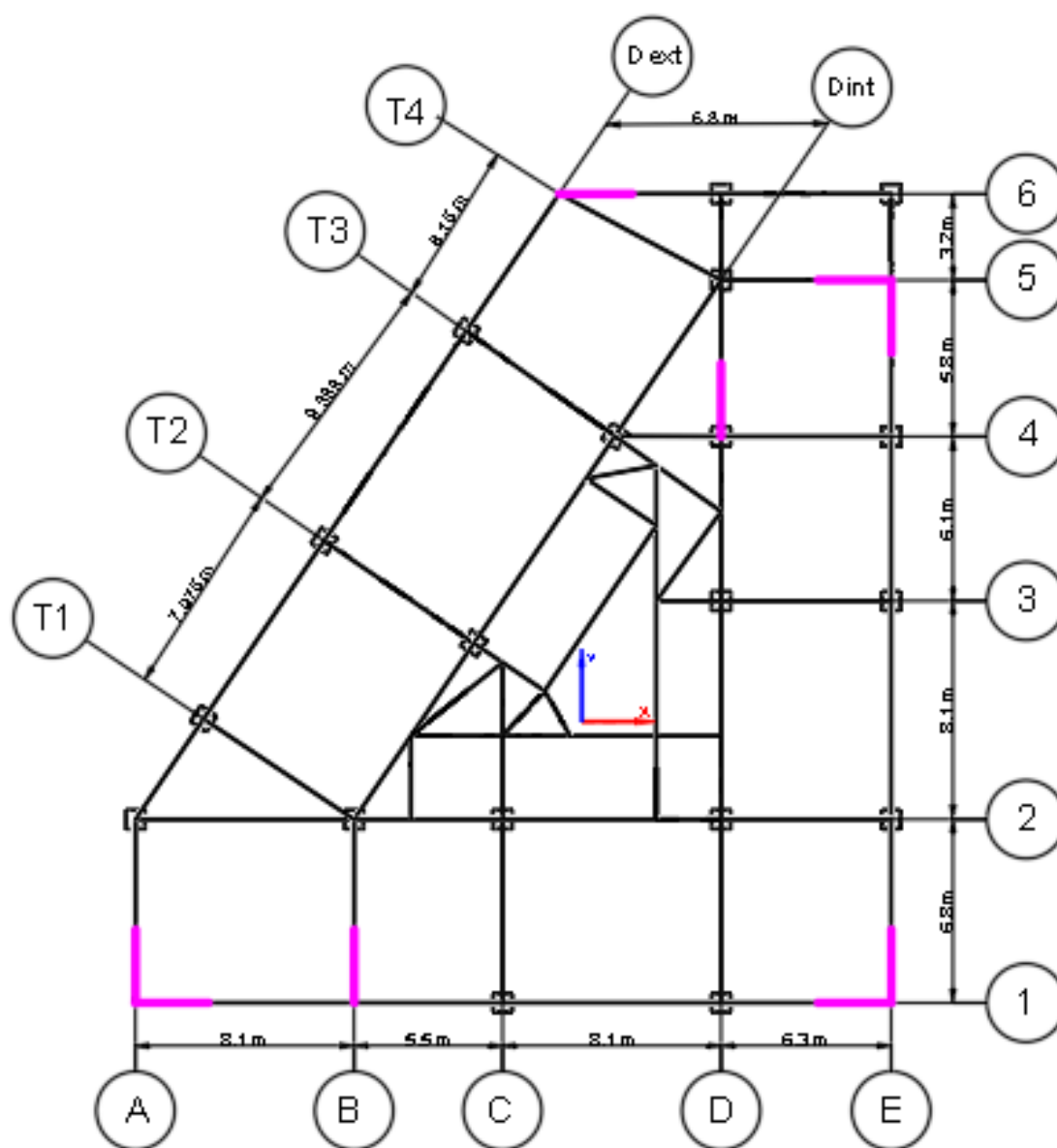
Fuente: Los Autores

Según el análisis de las derivas inelásticas mostradas en la tabla se puede observar que la deriva máxima en ambas direcciones “X” y “Y” donde su porcentaje de deriva viene comprendida en 2.232% y 2.313% respectivamente por lo que según la NEC sobrepasa el límite establecido por dicha norma, por ende, la estructura será sometida a cambios con el objetivo de lograr disminuir su deriva en ambas direcciones.

4.2.2 Análisis dinámico espectral de la edificación de 8 pisos con muros estructurales de hormigón armado

Se llevo a cabo el análisis modal de la estructura para conocer los nuevos periodos que se generan ahora con la implementación de los muros, utilizando el mismo espectro de diseño de aceleraciones de la ciudad de Machala.

Ilustración 31 Vista en planta edificación 8 pisos con muros



Fuente: Los Autores

Tabla 15 Modos y Periodos por piso

Modos	Periodos	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,797	0,6248	0,1241	0,6248	0,1241	0,0071
2	0,709	0,1085	0,6305	0,7333	0,7546	0,0062
3	0,532	0,0141	0,0024	0,7474	0,757	0,7145
4	0,227	0,0894	0,0403	0,8368	0,7973	0,0009
5	0,194	0,0536	0,097	0,8903	0,8943	0,0005
6	0,14	0,0004	0,0001	0,8907	0,8944	0,1626
7	0,109	0,0314	0,0224	0,9222	0,9168	0,0002

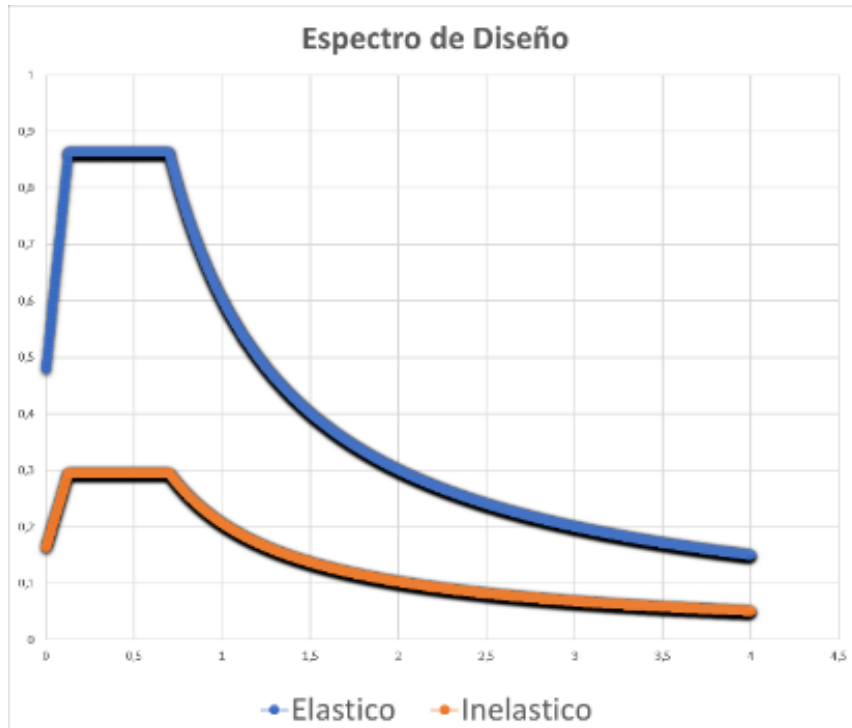
8	0,092	0,0253	0,0321	0,9475	0,9489	9,568E-07
9	0,066	0,0152	0,0124	0,9627	0,9613	0,0013
10	0,065	0,0004	0,0006	0,9631	0,9619	0,0589
11	0,057	0,0127	0,0144	0,9757	0,9763	1,308E-05
12	0,046	0,0078	0,0069	0,9836	0,9833	0,0001
13	0,04	0,0062	0,0057	0,9897	0,989	0,0015
14	0,04	0,0002	0,0011	0,9899	0,9902	0,0257
15	0,035	0,0037	0,0034	0,9936	0,9936	0,0001
16	0,032	0,003	0,0029	0,9965	0,9964	1,203E-05
17	0,029	0,0015	0,0015	0,9981	0,998	6,673E-06
18	0,029	1,023E-06	0,0001	0,9981	0,9981	0,0125
19	0,027	0,0013	0,0012	0,9994	0,9993	1,472E-06
20	0,026	0,0003	0,0003	0,9997	0,9996	4,097E-06
21	0,024	0,0003	0,0002	1	0,9999	0
22	0,023	1,912E-06	0,0001	1	1	0,0054
23	0,019	2,134E-06	3,279E-05	1	1	0,0022
24	0,018	6,515E-07	7,037E-06	1	1	0,0005

Fuente: Los Autores

Como se puede observar en los resultados obtenidos, por cada modo de vibración su correspondiente periodo principalmente en los dos primeros “1” y “2”, donde en dirección “X” fue de 0.797 s y con un “RZ” de 0.0071 correspondiente al modo 1, mientras que en dirección “Y” fue de 0.709 s y con un “RZ” de 0.0062 correspondiente al modo 2, donde de esta manera se aprecia que en los dos primeros modos su comportamiento en la estructura trabajando de manera traslacional. Por ende, observando los valores de la tabla se puede apreciar que en el séptimo modo de vibración cumple con el 90% de la masa participativa donde se satisface los requerimientos de la NEC para este tipo de estructuras.

Con la obtención de esos valores se realiza un análisis sísmico estático donde con ayuda de los dos primeros modos de vibración poder determinar el coeficiente sísmico (C), así mismo como el coeficiente (k), con ayuda del espectro de diseño

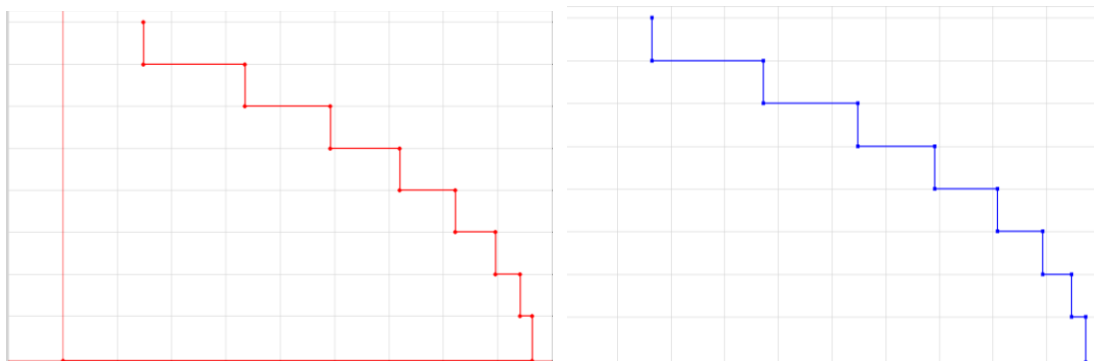
Ilustración 32 Espectro de diseño elástico e inelástico



Fuente: Los Autores

Con ayuda del espectro de diseño se obtuvieron valores de aceleración espectral correspondientes a los periodos previamente mencionados donde su coeficiente sísmico “C” y su coeficiente “k” son: con relación al análisis “X” perteneciente al modo de vibración 1 con un periodo de 0.797 se obtuvo como resultado, 0.260 y 1.149 respectivamente, además perteneciente al modo de vibración 2 con un periodo de 0.709 se obtuvo como resultado, 0.292 y 1.105 respectivamente, donde con estos valores obtenidos se distribuirán en el análisis sísmico estático

Ilustración 33 Cortante de piso “X” y “Y”, Análisis sísmico estático



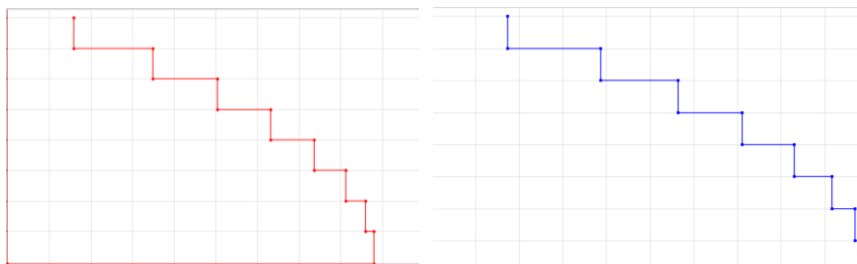
Fuente: Los Autores

Tabla 16 Cortante de piso "X" y "Y" (tonf)

Sismo estático X	Sismo estático "Y"
179.31	197.52
405.37	448.00
595.09	659.61
749.33	833.04
872.54	972.91
961.62	1075.31
1016.67	1139.69
1042.59	1170.91

Fuente: Los Autores

Ilustración 34 Cortante de piso "X" y "Y", Análisis sísmico dinámico



Fuente: Los Autores

Tabla 17 Cortante de piso "X" y "Y" (tonf)

Sismo Dinámico X	Sismo Dinámico "Y"
160.77	174.81
351.71	388.38
508.49	566.62
636.71	713.29
741.24	832.65
818.45	920.05
865.96	973.09
886.21	995.39

Fuente: Los Autores

4.2.2.1 Análisis de la cortante

Con los datos obtenidos anteriormente y con ayuda del programa de análisis estructural, nos vota como resultado las cortantes de diseño en el cual según la norma NEC se establece que para este caso como es un edificio irregular en planta la masa participativa debe estar daba dentro o igual a un 85% caso contrario se deberá hacer su respectivo ajuste de cortante donde afectaría la gravedad y por ende lograr alcanzar el porcentaje requerido por la NEC

Tabla 18 Cortante de piso "X" y "Y"

Análisis en X			Análisis en Y		
Sx	1042,5877	tonf	Sy	1170,9062	tonf
Dx	886,2094	tonf	Dy	995,3888	tonf
85%			85%		

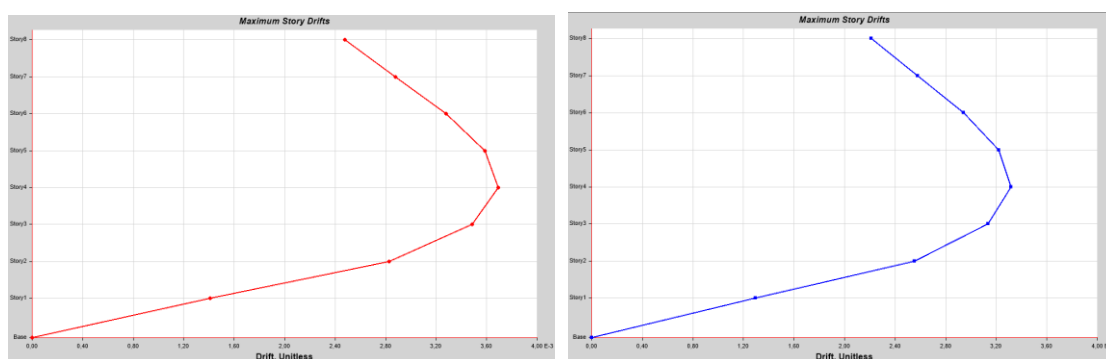
Fuente: Los Autores

A partir de la tabla previamente mencionada se determinó la relación entre el cortante dinámico y el cortante estático, por lo cual su relación da como resultado el 85% en ambas direcciones correspondiente a lo establecido por la NEC para edificios irregulares, por ende, no se requiere realizar ajuste de cortante

4.2.2.2 Análisis de Derivas

Las derivas de piso, su análisis viene dado también en ambas direcciones donde cumpliendo con los requerimientos establecidos por la NEC, que establece que una deriva no debe superar el 2% para que la estructura funcione correctamente y poder evitar accidente que se puedan cometer, Si la deriva máxima de piso supera el porcentaje límite requerido, la estructura deberá estar sometida a cambios ya sea en el aumento de sus elementos (Viga, Columna) o en la implementación de muros estructurales, esos pueden ser de hormigón armado como de acero, en el cual ayudan con el comportamiento pudiendo reducir la deriva de piso.

Ilustración 35 Deriva de piso "X" y "Y"



Fuente: Los Autores

Tabla 19 Deriva de piso "X" y "Y"

PISO	Análisis dinámico eje "X"			Análisis dinámico eje "Y"		
	ΔE	R=6	%	ΔE	R=6	%
		$0.75 \cdot R \cdot \Delta E$			$0.75 \cdot R \cdot \Delta E$	
8	0.00248	0.01116	1.116	0.00221	0.00995	0.995
7	0.00288	0.01296	1.296	0.00258	0.01161	1.161
6	0.00328	0.01476	1.476	0.00294	0.01323	1.323
5	0.00359	0.01616	1.616	0.00322	0.01449	1.449
4	0.00370	0.01665	1.665	0.00332	0.01494	1.494
3	0.00349	0.01571	1.571	0.00314	0.01413	1.413
2	0.00284	0.01278	1.278	0.00256	0.01152	1.152
1	0.00141	0.00635	0.635	0.00129	0.00129	0.129

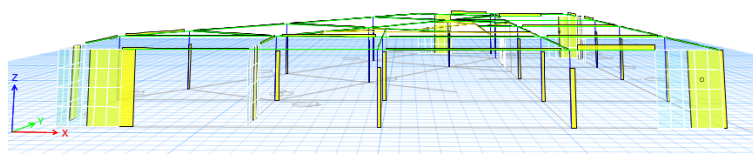
Fuente: Los Autores

Según el análisis de las derivas inelásticas mostradas en la tabla se puede observar que la deriva máxima en ambas direcciones "X" y "Y" donde su porcentaje de deriva viene comprendida en 1.665% y 1.494% respectivamente por lo que según la NEC cumple su requerimiento.

4.2.2.3 Análisis dual

Según el análisis dinámico espectral se obtuvo lo siguientes datos:

Ilustración 36 Cortantes en sentido X



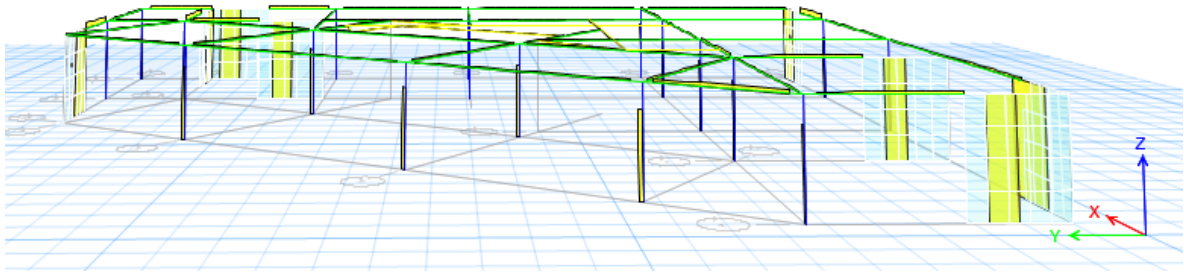
Fuente: Los Autores

Tabla 20 Cortantes dinámico espectral en el eje X

Sentido X	Verificación
Muro 1=200.89	$Verificacion X = \frac{\sum X}{Dx}$
Muro 2=151.19	
Muro 3=180.02	$Verificacion X = 0.756 = 76\%$
Muro 4=137.96	

Fuente: Los Autores

Ilustración 37 Cortantes en sentido Y



Fuente: Los Autores

Tabla 21 Cortantes dinámico espectral en el eje Y

Sentido Y	Verificación
Muro 1= 209.70	$Verificación Y = \frac{\sum Y}{Dy}$
Muro 2=145.69	
Muro 3=160.89	$Verificación Y = 0.759 = 76\%$
Muro 4=240.16	

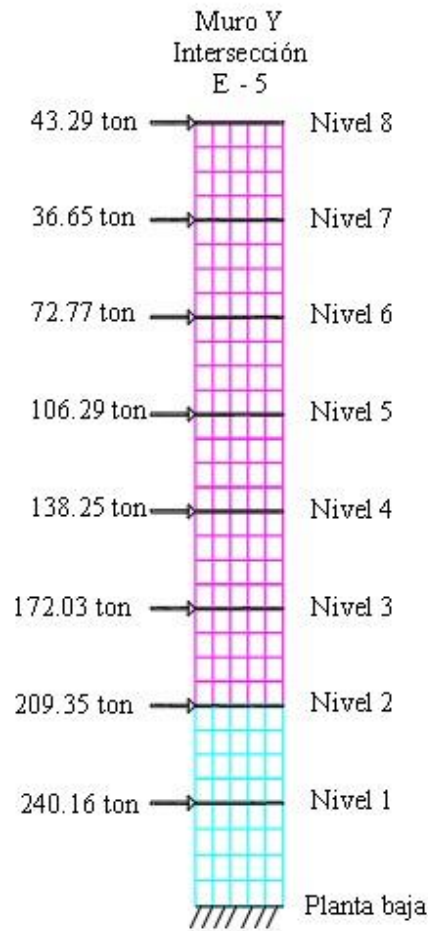
Fuente: Los Autores

Se describe que en cada sentido se encuentran cuatro muros que reciben la cortante en cada dirección donde se establece que en el sentido “X” participa un 75% y en el sentido “Y” un 76% donde según lo establecido con la NEC estos muros propuestos llegan a cumplir con lo requerido y la estructura se comportara de manera dual

4.2.2.3 Análisis de muro de acero estructural para un sistema dual

Con respecto a los resultados obtenidos del modelo que tiene muros de concreto, el cual configura a la estructura como un sistema dual, de dicho análisis se tomará como dato inicial para el diseño respectivo de muro de acero estructural, las fuerzas laterales que llegan a cada nivel.

Ilustración 38 Muro Y intersección E-5



Fuente: Los Autores

Valiéndose de los datos anteriores se determinan los espesores mínimos para cubrir dicha demanda de fuerza cortante.

Tabla 22 Diseño preliminar espesor de diseño

Diseño preliminar de espesor del alma de acero				
Piso	Espesor de plata (mm)	Fuerza cortante requerida (ton)	Diseño de fuerza corte (ton)	Demanda / capacidad
Octavo	6	43.29	206.80	0.21
Séptimo	6	36.65	206.80	0.18
Sexto	8	72.77	275.74	0.26
Quinto	8	106.29	275.74	0.39
Cuarto	8	138.25	275.74	0.50
Tercero	10	172.03	344.67	0.50
Segundo	10	209.35	344.67	0.61
Primer	10	240.16	344.67	0.70

Fuente: Los Autores

Los datos del diseño de corte de la placa se obtienen de la siguiente tabla, que cuenta como una longitud de 4 metros previamente analizado para resistir la cortante basal total, cuidando el aspecto arquitectónico, para no proponer dimensiones de elemento de borde muy pronunciadas, además se asuma el valor de $\alpha = 30^\circ$ para generar mayores esfuerzos.

Tabla 23 Fuerza de diseño de la placa

Fuerza de Diseño de la Placa	
t_w (mm)	ϕV_n (ton)
6	206,80
8	275,74
10	344,67
12	413,60
15	517,01
18	620,41
24	827,21
30	1034,01
38	1309,75
50	1723,35

Fuente: Los Autores

Después de asumir que la placa cubre todo el marco rígido, se establece el momento de inercia requerido para cada nivel, respectivamente con su espesor del alma de placa.

Tabla 24 Requerimiento de momento de inercia para HBE

Requerimiento de Momento de inercia para HBE				
Piso	Espesor de placa	Panel Proporcional		Momento de inercia requerida (cm ⁴)
		h (m)	L (m)	
Octavo	6	3	4	37300.5
Séptimo	6	3	4	37300.5
Sexto	8	3	4	49734
Quinto	8	3	4	49734
Cuarto	8	3	4	49734
Tercero	10	3	4	62167.5
Segundo	10	3	4	62167.5
Primer	10	3,2	4	80478.2

Fuente: Los Autores

De acuerdo a las inercias necesarias para los VBE, se define los siguientes elementos, cabe recalcar que el HBE descrito a continuación, es del edificio de concreto armado anterior, para de una u otra manera analizar la implementación de muros SPSW a estructura mixtas de acero y concreto.

Tabla 25 Sección del elemento limites preliminar

Sección del elemento limites preliminar		
Piso	VBE	HBE
Techo	-	35x75
Octavo	I550	35x75
Séptimo	I550	35x75
Sexto	I550	35x75
Quinto	I550	35x75
Cuarto	I550	35x75
Tercero	I550	35x75
Segundo	I550	35x75
Primer	I550	35x75
Nota: Elemento HBE es de concreto (240 kg/cm ²)		

Fuente: Los Autores

Tabla 26 Descripción del VBE

Descripción del VBE					
	I400	I450	I500	I550	I600
h (mm)	400	450	500	550	600
b (mm)	180	200	220	24	26
tf (mm)	15	15	20	20	25
tw (mm)	12	12	15	15	20
Área (mm²)	9840	11044	15700	17250	24000
Inercia (cm⁴)	25085.8	35803	62884.33	84029,38	135250

Fuente: Los Autores

De acuerdo a las cortantes que convergen con a los pisos, se necesita verificar los espesores mínimos para cada nivel.

Tabla 27 Angulo de tensión y espesor

Angulo de tensión y espesor revisado de placa		
Piso	Angulo de tensión	Espesor min de placa (mm)
Octavo	46	1
Séptimo	46	1
Sexto	46.2	2
Quinto	46.2	3
Cuarto	46.2	3
Tercero	46.4	4
Segundo	46.4	5
Primer	45.6	6

Fuente: Los Autores

Revisando lo anterior, se puede determinar ya las dimensiones reales de la placa de acero sin arriostamiento, siendo el $h_c \times l_{cf}$ las dimensiones requeridas de placa.

Tabla 28 Secciones de elemento límites y de placas

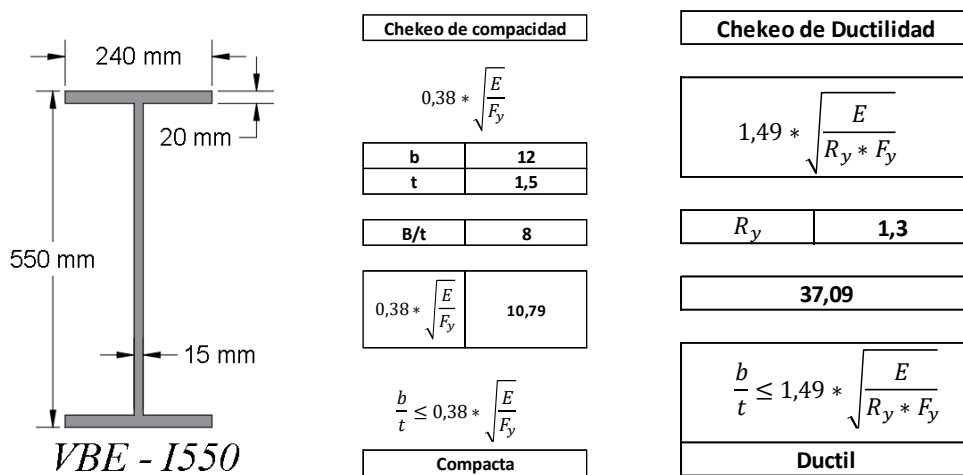
Secciones de elementos límites y de placas							
Piso	Espesor de placa	VBE	HBE	Propiedades de panel			
				h (m)	hc (m)	L (m)	Lcf (m)
Techo	-	-	35x75	-	-	-	-
Octavo	6	I550	35x75	3	2.25	4	2.9
Séptimo	6	I550	35x75	3	2.25	4	2.9
Sexto	8	I550	35x75	3	2.25	4	2.9
Quinto	8	I550	35x75	3	2.25	4	2.9
Cuarto	8	I550	35x75	3	2.25	4	2.9
Tercero	10	I550	35x75	3	2.25	4	2.9
Segundo	10	I550	35x75	3	2.25	4	2.9
Primer	10	I550	35x75	3,2	2.45	4	2.9

Fuente: Los Autores

-Chequeo de compacidad y ductilidad del elemento VBE de acero

Según la AISC 341 de acuerdo para una sección tipo I se puede evidenciar que la viga propuesta para el análisis estructural empleado en el muro de acero cumple con las condiciones y parámetros establecidos.

Ilustración 39 Viga IPE 550 8 PISOS



Fuente: Los Autores

Para el calculo de las fuerzas generadas de las placas se tomo como referencia el piso con mayor diferencia de cortante con su inmediato superior llegando a ser los pisos sexto y séptimos, resultando una cortante diferencial de 36.12 ton lo que resultara en la ,mayor generación de fuerzas en los elementos de bordes.

Tabla 29 Fuerzas de elementos de borde de 8 PISOS

Nivel 6	
V _u	72,8 ton
t _w	8 mm
L _w	4,00 m
h _w	3,00 m
HBE	
Concreto	35x75cm
VBE acero	1550
∅V _n	221,4 ton

Fueza sobre HBE 35x 75cm			
P _u	204,8 ton	P _n	299,9 ton
M _u	28,0 ton*m	M _n	72,96 ton*m
∅V _n	107,7 ton	V _n	130,0 ton
Fueza sobre VBE I500			
P _u	316,1 ton	P _n	388,9 ton
M _u	142,5 ton*m	M _n	222,7 ton*m
V _u	207,5 ton	V _n	261,9 ton
Elementos de Borde son apropiados			

Fuente: Los Autores

Los elementos de borde obtados como prediseño son apropiados para las fuerzas generadas para la placa de acero lo que conlleva a calcular nuevamente el ángulo de acción de la placa limitada por los elementos de borde, lo cual conlleva a una reducción de sus dimensiones y variación del ángulo que a la vez implica una variación en los esfuerzos generados por el alma de la placa a los elementos de borde.

La siguiente tabla muestra el ángulo real de la placa de acero producidos a los elementos VBE y HBE ya establecidos, esto demuestra que los esfuerzos que ejerce la placa a los elementos de borde son menores a los analizados.

Tabla 30 Angulo de tensión reales

Angulo de tensión reales	
Pisos	α (°)
Octavo	46.5
Séptimo	46.5
Sexto	46.8
Quinto	46.8
Cuarto	46.8
Tercero	47.1
Segundo	47.1
Primer	46.4

Fuente: Los Autores

Tabla 31 Diseño de espesor del alma de acero

Diseño de espesor del alma de acero				
Piso	Espesor de plata (mm)	Fuerza cortante requerida (ton)	Diseño de fuerza corte (ton)	Demanda / capacidad
Octavo	6	43.29	203.36	0.21
Séptimo	6	36.65	203.36	0.18
Sexto	8	72.77	271.19	0.27
Quinto	8	106.29	271.19	0.39
Cuarto	8	138.25	271.19	0.51
Tercero	10	172.03	339.04	0.51
Segundo	10	209.35	339.04	0.62
Primer	10	240.16	338.96	0.71

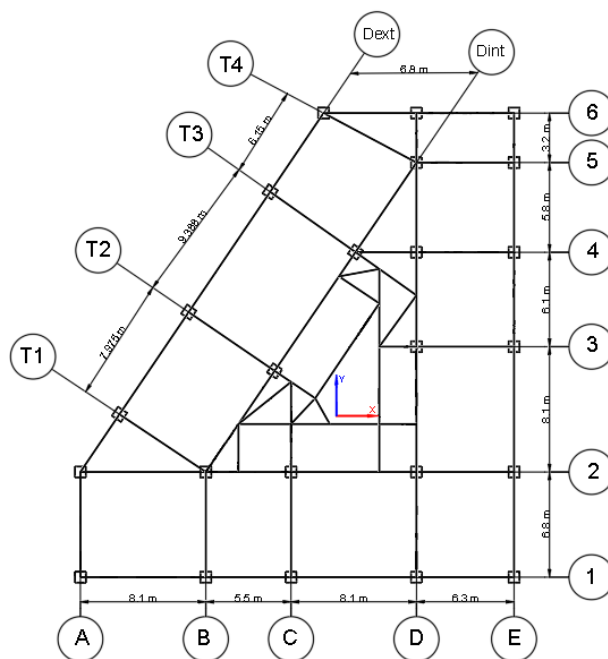
Fuente: Los Autores

De acuerdo a la tabla anterior se puede evidenciar que las cortantes de las dimensiones ya reales son menores que comparar que la cortante a la cual fue diseñada como capacidad máxima

4.2.2 Análisis dinámico espectral de la edificación de 5 pisos

En primer lugar, se llevó a cabo un análisis modal de la estructura para conocer los periodos que estaban presentes y poder verificar el comportamiento de la estructura con ayuda de un espectro de diseño en aceleraciones de la ciudad de Machala, Se opto en colocar 15 modos de vibración puesto que el edificio cuenta con una cantidad de 5 pisos.

Ilustración 40 Vista en planta edificación 5 pisos



Fuente: Los Autores

Tabla 32 Modos y Periodos

Modos	Periodos	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,699	0,4889	0,244	0,4889	0,244	0,0923
2	0,658	0,2927	0,5332	0,7817	0,7772	0,0033
3	0,576	0,0453	0,051	0,827	0,8283	0,7327
4	0,212	0,0649	0,0322	0,8918	0,8605	0,0113
5	0,202	0,0372	0,0694	0,929	0,9298	0,0004
6	0,177	0,0055	0,0059	0,9345	0,9357	0,0952
7	0,113	0,0262	0,0126	0,9607	0,9483	0,0042
8	0,109	0,014	0,0271	0,9747	0,9754	0,0001
9	0,096	0,0019	0,0018	0,9767	0,9772	0,0375
10	0,073	0,0114	0,0055	0,988	0,9828	0,0015

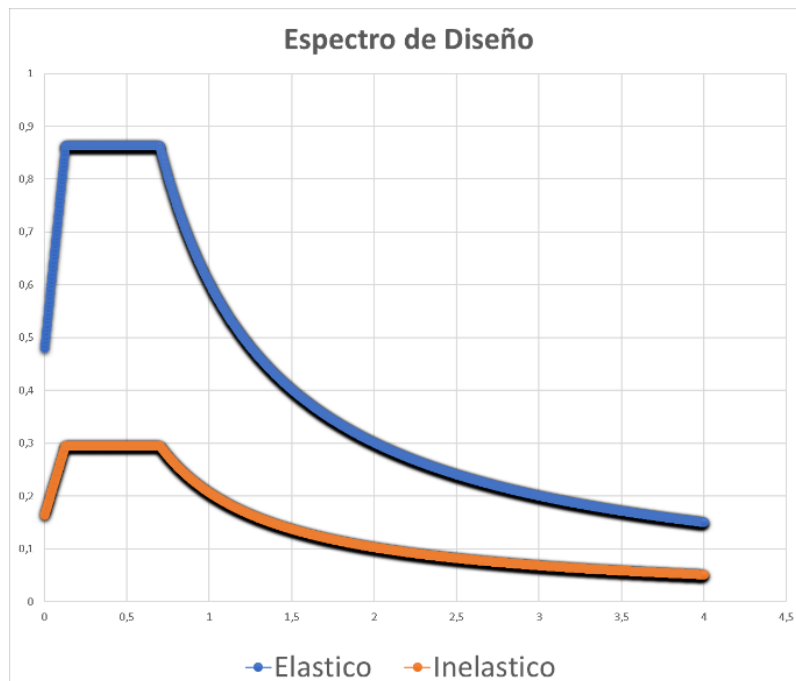
11	0,072	0,0059	0,0115	0,9939	0,9942	2,42E-05
12	0,063	0,0007	0,0005	0,9946	0,9948	0,0162
13	0,055	0,0034	0,0018	0,998	0,9966	0,0004
14	0,055	0,0019	0,0033	0,9998	0,9999	1,819E-06
15	0,048	0,0002	0,0001	1	1	0,0049

Fuente: Los Autores

Como se puede observar en los resultados obtenidos, por cada modo de vibración su correspondiente periodo principalmente en los dos primeros “1” y “2”, donde en dirección “X” fue de 0.699 s y con un “RZ” de 0.093 correspondiente al modo 1, mientras que en dirección “Y” fue de 0.658 s y con un “RZ” de 0.0033 correspondiente al modo 2, donde de esta manera se aprecia que en los dos primeros modos su comportamiento en la estructura trabajando de manera traslacional. Por ende, observando los valores de la tabla se puede apreciar que en el quinto modo de vibración cumple con el 90% de la masa participativa donde se satisface los requerimientos de la NEC para este tipo de estructuras.

Con la obtención de esos valores se realiza un análisis sísmico estático donde con ayuda de los dos primeros modos de vibración poder determinar el coeficiente sísmico (C), así mismo como el coeficiente (k), con ayuda del espectro de diseño

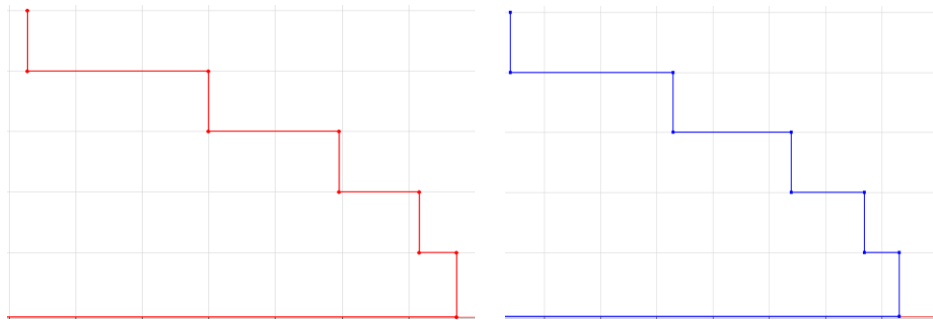
Ilustración 41 Espectro de diseño Elástico e Inelástico



Fuente: Los Autores

Con ayuda del espectro de diseño se obtuvieron valores de aceleración espectral correspondientes a los periodos previamente mencionados donde su coeficiente sísmico “C” y su coeficiente “k” son: con relación al análisis “X” perteneciente al modo de vibración 1 con un periodo de 0.699 se obtuvo como resultado, 0.296 y 1.1 respectivamente, además perteneciente al modo de vibración 2 con un periodo de 0.658 se obtuvo como resultado, 0.314 y 1.079 respectivamente, donde con estos valores obtenidos se distribuirán en el análisis sísmico estático

Ilustración 42 Cortante de piso “X” y “Y”, Análisis sísmico estático



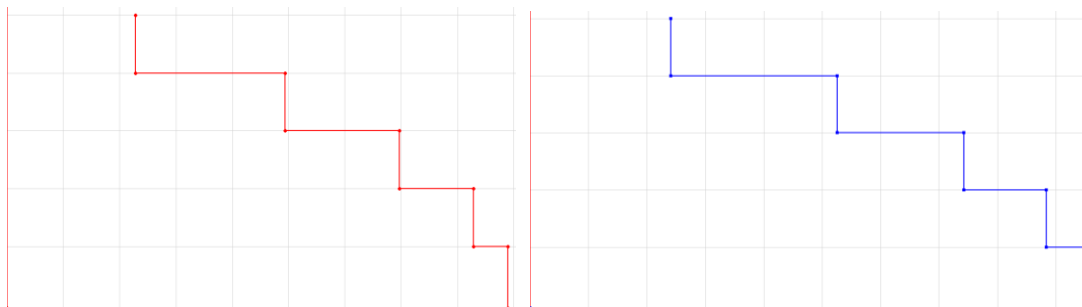
Fuente: Los Autores

Tabla 33 Cortante de piso “X” y “Y” (tonf)

Sismo estático X	Sismo estático “Y”
175.75	184.82
379.61	400.21
529.07	559.05
622.98	659.69
668.56	709.22

Fuente: Los Autores

Ilustración 43 Cortante de piso “X” y “Y”, Análisis sísmico dinámico



Fuente: Los Autores

Tabla 34 Cortante de piso "X" y "Y" (tonf)

Sismo Dinámico X	Sismo Dinámico "Y"
141.00	149.17
309.74	327.99
441.45	467.62
528.17	559.80
568.27	602.67

Fuente: Los Autores

4.2.2.1 Análisis de la cortante

Con los datos obtenidos anteriormente y con ayuda del programa de análisis estructural, nos vota como resultado las cortantes de diseño en el cual según la norma NEC se establece que para este caso como es un edificio irregular en planta la masa participativa debe estar daba dentro o igual a un 85% caso contrario se deberá hacer su respectivo ajuste de cortante donde afectaría la gravedad y por ende lograr alcanzar el porcentaje requerido por la NEC

Tabla 35 Cortante de piso "X" y "Y"

Análisis en X			Análisis en Y		
Sx	668,5627	tonf	Sy	709,2186	tonf
Dx	568,2727	tonf	Dy	602,6711	tonf
85%			85%		

Fuente: Los Autores

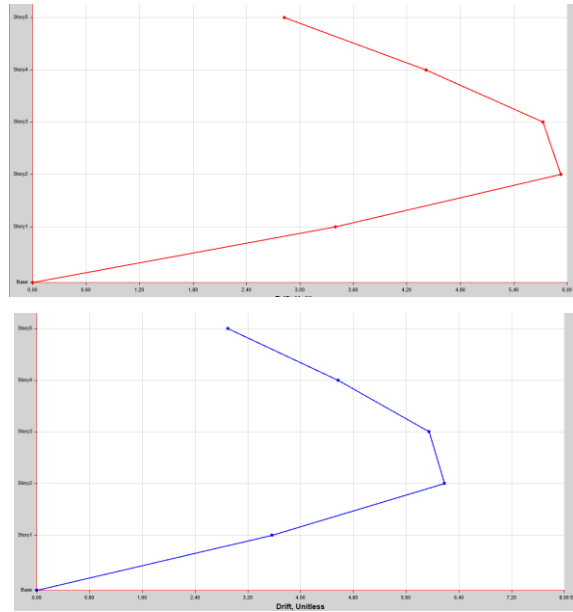
A partir de la tabla previamente mencionada se determinó la relación entre el cortante dinámico y el cortante estático, por lo cual su relación da como resultado el 85% en ambas direcciones correspondiente a lo establecido por la NEC para edificios irregulares, por ende, no se requiere realizar ajuste de cortante

4.2.2.2 Análisis de Derivas

Las derivas de piso, su análisis viene dado también en ambas direcciones donde cumpliendo con los requerimientos establecidos por la NEC, que estable que una deriva no debe superar el 2% para que la estructura funcione correctamente y poder evitar accidente que se puedan comete, Si la deriva máxima de piso supera el porcentaje limite requerido, la estructura deberá estar sometida a cambios ya sea en el aumento de sus

elementos (Viga, Columna) o en la implementación de muros estructurales, esos pueden ser de hormigón armado como de acero, en el cual ayudan con el comportamiento pudiendo reducir la deriva de piso.

Ilustración 44 Deriva de piso “X” y “Y”



Fuente: Los Autores

Tabla 36 Deriva de piso “X” y “Y”

PISO	Análisis dinámico eje “X”			Análisis dinámico eje “Y”		
	ΔE	R=6	%	ΔE	R=6	%
		$0.75 \cdot R \cdot \Delta E$			$0.75 \cdot R \cdot \Delta E$	
5	0.00201	0.00905	0.905	0.00207	0.00932	0.932
4	0.00378	0.01701	1.701	0.00360	0.01620	1.620
3	0.00472	0.02124	2.124	0.00491	0.02209	2.209
2	0.00519	0.02336	2.336	0.00539	0.02426	2.426
1	0.00331	0.01489	1.489	0.00349	0.01571	1.571

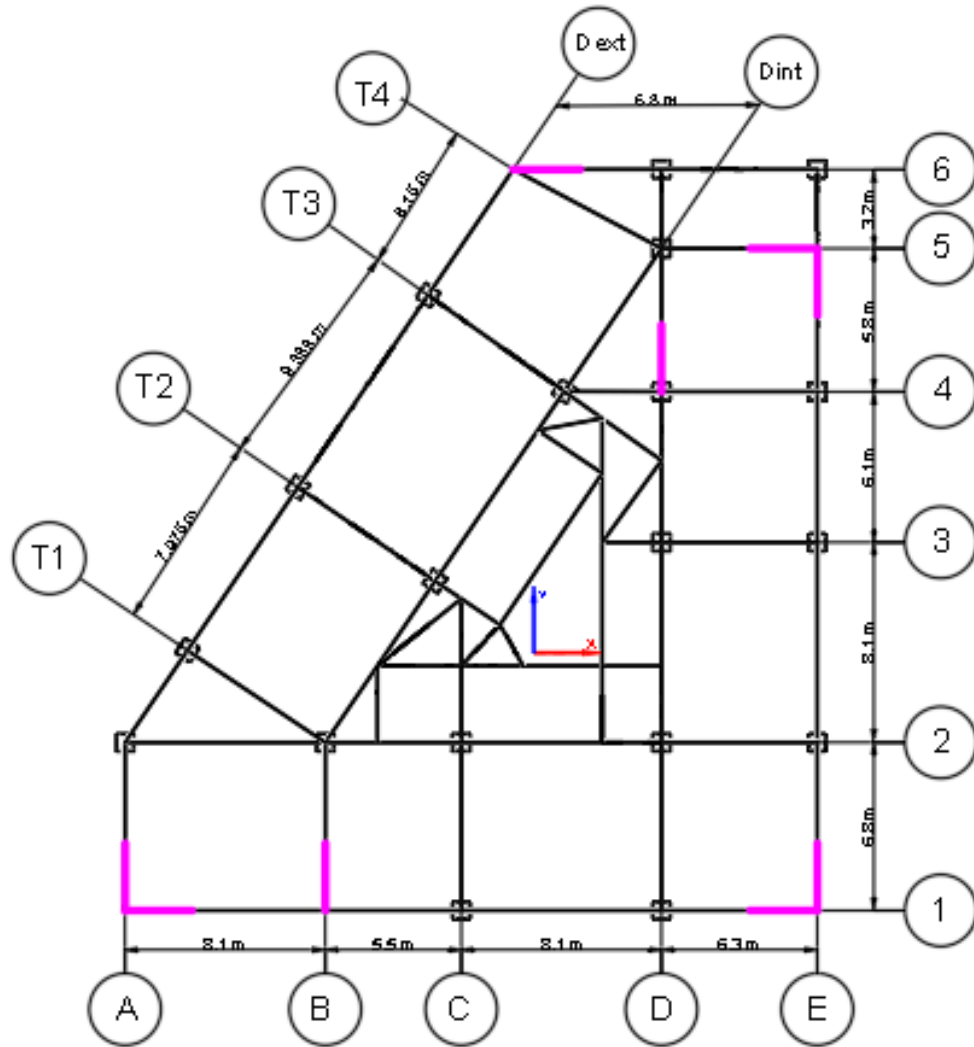
Fuente: Los Autores

Según el análisis de las derivas inelásticas mostradas en la tabla se puede observar que la deriva máxima en ambas direcciones “X” y “Y” donde su porcentaje de deriva viene comprendida en 2.336% y 2.426% respectivamente por lo que según la NEC sobrepasa el límite establecido por dicha norma, por ende, la estructura será sometida a cambios con el objetivo de lograr disminuir su deriva en ambas direcciones.

4.2.2 Análisis dinámico espectral de la edificación de 5 pisos con muros estructurales de hormigón armado

Se llevo a cabo el análisis modal de la estructura para conocer los nuevos periodos que se generan ahora con la implementación de los muros, utilizando el mismo espectro de diseño de aceleraciones de la ciudad de Machala.

Ilustración 45 Vista en planta edificación 5 pisos con muros



Fuente: Los Autores

Tabla 37 Modos y Periodos por piso

Modos	Periodos	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,461	0,5024	0,2519	0,5024	0,2519	0,0025
2	0,392	0,2423	0,505	0,7447	0,7569	0,0007
3	0,282	0,0038	0	0,7485	0,7569	0,7348

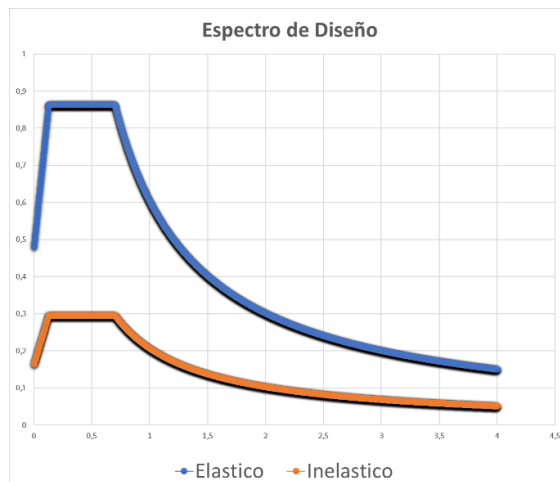
4	0,12	0,0922	0,0679	0,8407	0,8248	0,0005
5	0,099	0,0819	0,0989	0,9226	0,9237	1,953E-05
6	0,069	1,445E-06	0,0007	0,9226	0,9244	0,191
7	0,056	0,0298	0,0274	0,9524	0,9518	3,602E-05
8	0,047	0,0256	0,0264	0,978	0,9782	4,572E-05
9	0,035	0,0096	0,0093	0,9877	0,9875	0,0007
10	0,033	0,0002	0,0006	0,9879	0,9881	0,0514
11	0,031	0,0081	0,0078	0,996	0,9959	0,0001
12	0,027	0,0021	0,0023	0,9981	0,9982	4,337E-05
13	0,025	0,0019	0,0016	1	0,9997	5,793E-06
14	0,022	9,056E-06	0,0002	1	1	0,015
15	0,018	4,252E-06	4,929E-05	1	1	0,0032

Fuente: Los Autores

Como se puede observar en los resultados obtenidos, por cada modo de vibración su correspondiente periodo principalmente en los dos primeros “1” y “2”, donde en dirección “X” fue de 0.461 s y con un “RZ” de 0.0025 correspondiente al modo 1, mientras que en dirección “Y” fue de 0.392 s y con un “RZ” de 0.0007 correspondiente al modo 2, donde de esta manera se aprecia que en los dos primeros modos su comportamiento en la estructura trabajando de manera traslacional. Por ende, observando los valores de la tabla se puede apreciar que en el quinto modo de vibración cumple con el 90% de la masa participativa donde se satisface los requerimientos de la NEC para este tipo de estructuras.

Con la obtención de esos valores se realiza un análisis sísmico estático donde con ayuda de los dos primeros modos de vibración poder determinar el coeficiente sísmico (C), así mismo como el coeficiente (k), con ayuda del espectro de diseño

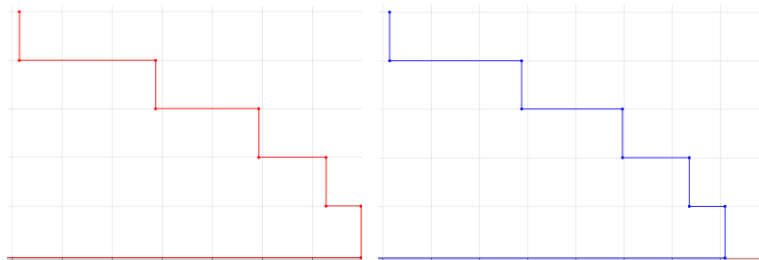
Ilustración 46 Espectro de diseño elástico e inelástico



Fuente: Los Autores

Con ayuda del espectro de diseño se obtuvieron valores de aceleración espectral correspondientes a los periodos previamente mencionados donde su coeficiente sísmico “C” y su coeficiente “k” son: con relación al análisis “X” perteneciente al modo de vibración 1 con un periodo de 0.461 se obtuvo como resultado, 0.449 y 0.981 respectivamente, además perteneciente al modo de vibración 2 con un periodo de 0.392 se obtuvo como resultado, 0.528 y 0.946 respectivamente, donde con estos valores obtenidos se distribuirán en el análisis sísmico estático

Ilustración 47 Cortante de piso “X” y “Y”, Análisis sísmico estático



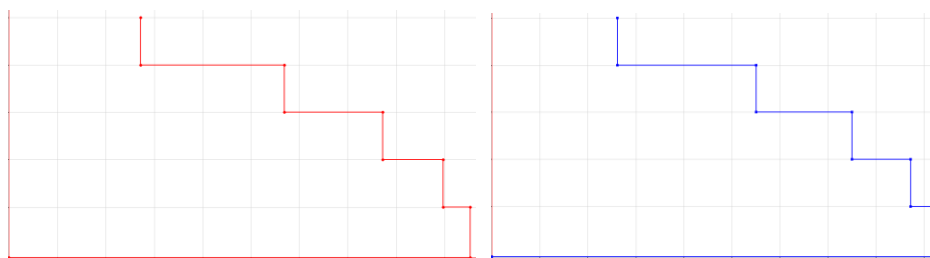
Fuente: Los Autores

Tabla 38 Cortante de piso “X” y “Y” (tonf)

Sismo estático X	Sismo estático “Y”
259.39	300.37
575.96	669.78
815.97	952.64
974.25	1141.77
1057.51	1243.57

Fuente: Los Autores

Ilustración 48 Cortante de piso “X” y “Y”, Análisis sísmico dinámico



Fuente: Los Autores

Tabla 39 Cortante de piso “X” y “Y” (tonf)

Sismo Dinámico X	Sismo Dinámico “Y”
257.41	298.16
533.71	623.48
726.79	852.48
846.03	993.87
899.02	1056.96

Fuente: Los Autores

4.2.2.1 Análisis de la cortante

Con los datos obtenidos anteriormente y con ayuda del programa de análisis estructural, nos vota como resultado las cortantes de diseño en el cual según la norma NEC se establece que para este caso como es un edificio irregular en planta la masa participativa debe estar daba dentro o igual a un 85% caso contrario se deberá hacer su respectivo ajuste de cortante donde afectaría la gravedad y por ende lograr alcanzar el porcentaje requerido por la NEC

Tabla 40 Cortante de piso “X” y “Y”

Análisis en X			Análisis en Y		
Sx	1057,5062	tonf	Sy	1243,5708	tonf
Dx	899,0198	tonf	Dy	1056,957	tonf
85%			85%		

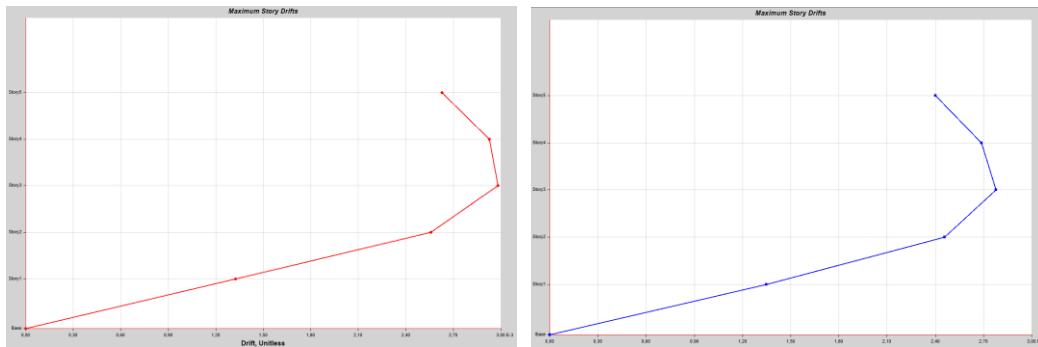
Fuente: Los Autores

A partir de la tabla previamente mencionada se determinó la relación entre el cortante dinámico y el cortante estático, por lo cual su relación da como resultado el 85% en ambas direcciones correspondiente a lo establecido por la NEC para edificios irregulares, por ende, no se requiere realizar ajuste de cortante

4.2.2.2 Análisis de Derivas

Las derivas de piso, su análisis viene dado también en ambas direcciones donde cumpliendo con los requerimientos establecidos por la NEC, que establece que una deriva no debe superar el 2% para que la estructura funcione correctamente y poder evitar accidente que se puedan cometer, Si la deriva máxima de piso supera el porcentaje límite requerido, la estructura deberá estar sometida a cambios ya sea en el aumento de sus elementos (Viga, Columna) o en la implementación de muros estructurales, esos pueden ser de hormigón armado como de acero, en el cual ayudan con el comportamiento pudiendo reducir la deriva de piso.

Ilustración 49 Deriva de piso “X” y “Y”



Fuente: Los Autores

Tabla 41 Deriva de piso “X” y “Y”

PISO	Análisis dinámico eje “X”			Análisis dinámico eje “Y”		
	ΔE	R=6	%	ΔE	R=6	%
		$0.75 \cdot R \cdot \Delta E$			$0.75 \cdot R \cdot \Delta E$	
5	0.002628	0.01186	1.186	0.00240	0.01080	1.080
4	0.002927	0.01317	1.317	0.00269	0.01211	1.211
3	0.002981	0.01341	1.341	0.00278	0.0125	1.250
2	0.002558	0.01151	1.151	0.00246	0.01107	1.107
1	0.001325	0.00596	0.596	0.00135	0.00608	0.608

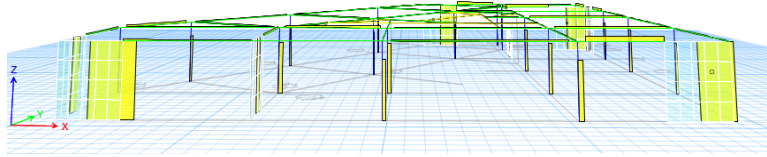
Fuente: Los Autores

Según el análisis de las derivas inelásticas mostradas en la tabla se puede observar que la deriva máxima en ambas direcciones “X” y “Y” donde su porcentaje de deriva viene comprendida en 1.341% y 1.250% respectivamente por lo que según la NEC cumple su requerimiento.

4.2.2.3 Análisis dual

Según el análisis dinámico espectral se obtuvo lo siguientes datos

Ilustración 50 Cortantes en sentido X



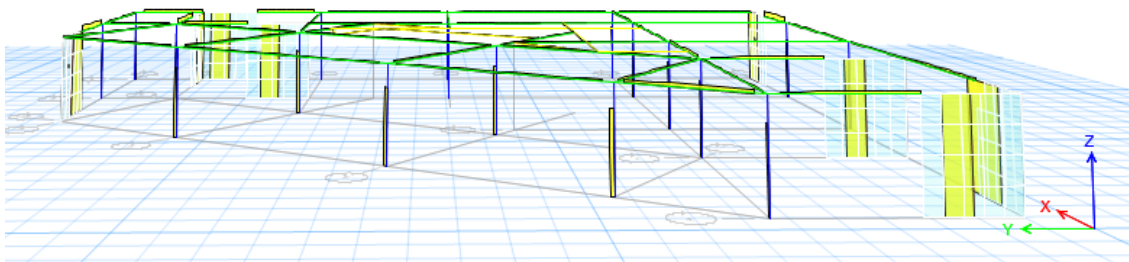
Fuente: Los Autores

Tabla 42 Cortantes dinámico espectral en el eje X

Sentido X	Verificación
Muro 1=227.83	$Verificacion\ X = \frac{\sum X}{Dx}$
Muro 2=173.28	
Muro 3=158.23	$Verificacion\ X = 0.853 = 85\%$
Muro 4=207.81	

Fuente: Los Autores

Ilustración 51 Cortantes en sentido Y



Fuente: Los Autores

Tabla 43 Cortantes dinámico espectral en el eje Y

Sentido Y	Verificación
Muro 1= 241.62	$Verificacion\ Y = \frac{\sum Y}{Dy}$
Muro 2=173.49	
Muro 3=194.30	$Verificacion\ Y = 0.855 = 86\%$
Muro 4=294.26	

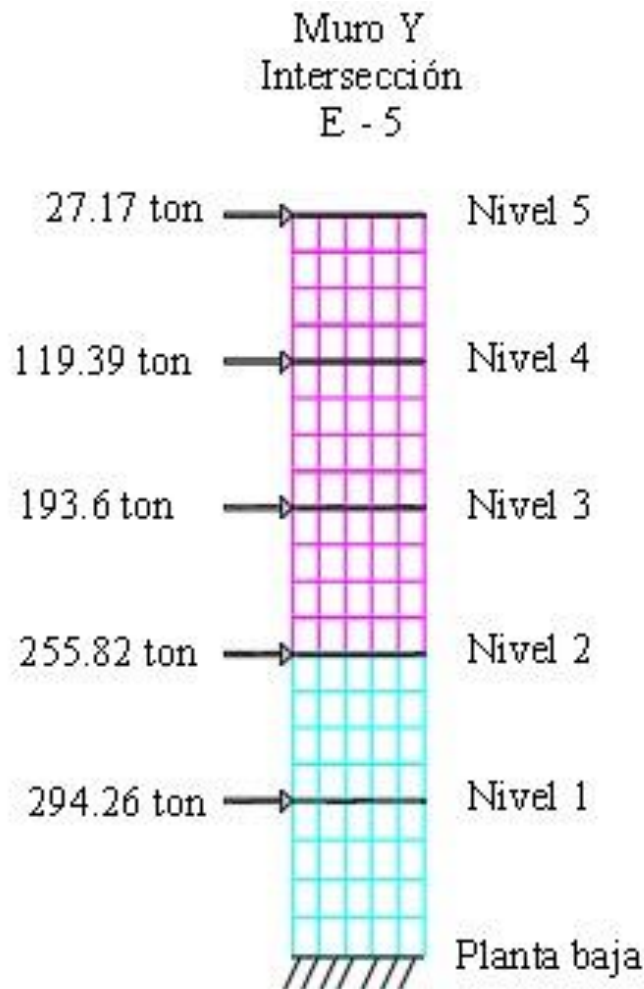
Fuente: Los Autores

Se describe que en cada sentido se encuentran cuatro muros que reciben la cortante en cada dirección donde se establece que en el sentido “X” participa un 88% y en el sentido “Y” un 88% donde según lo establecido con la NEC estos muros propuestos llegan a cumplir con lo requerido y la estructura se comportara de manera dual

4.2.2.4 Análisis de muro de acero estructural para un sistema dual

Con respecto a los resultados obtenidos del modelo que tiene muros de concreto, el cual configura a la estructura como un sistema dual, de dicho análisis se tomará como dato inicial para el diseño respectivo de muro de acero estructural, las fuerzas laterales que llegan a cada nivel.

Ilustración 52 Muro Y intersección E-5 (5 pisos)



Fuente: Los Autores

Tabla 44 Diseño preliminar espesor de diseño

Diseño de preliminar espesor del alma de acero				
Piso	Espesor de plata (mm)	Fuerza cortante requerida (ton)	Diseño de fuerza corte (ton)	Demanda / capacidad
Quinto	4	27.17	137.87	0.20
Cuarto	6	119.39	206.80	0.58
Tercero	8	193.6	275.74	0.70
Segundo	8	255.82	275.74	0.93
Primer	10	294.26	344.67	0.85

Fuente: Los Autores

Los datos del diseño de corte de la placa se obtienen de la siguiente tabla, que cuenta como una longitud de 4 metros previamente analizado para resistir la cortante basal total, cuidando el aspecto arquitectónico, para no proponer dimensiones de elemento de borde muy pronunciadas, además se asuma el valor de $\alpha = 30^\circ$ para generar mayores esfuerzos.

Tabla 45 Fuerza de diseño de la placa

Fuerza de Diseño de la Placa	
t_w (mm)	ϕV_n (ton)
4	137,87
6	206,80
8	275,74
10	344,67
12	413,60
15	517,01
18	620,41
24	827,21
30	1034,01
38	1309,75
50	1723,35

Fuente: Los Autores

Después de asumir que la placa cubre todo el marco rígido, se establece el momento de inercia requerido para cada nivel, respectivamente con su espesor del alma de placa.

Tabla 46 Requerimiento de Momento de inercia para HBE

Requerimiento de Momento de inercia para HBE				
Piso	Espesor de placa	Panel Proporcional		Momento de inercia requerida (cm ⁴)
		h (m)	L (m)	
Quinto	4	3	4	24867
Cuarto	6	3	4	37300,5
Tercero	8	3	4	4973.4
Segundo	8	3	4	4973.4
Primer	10	3,2	4	80478.2

Fuente: Los Autores

De acuerdo a las inercias necesarias para los VBE, se define los siguientes elementos, cabe recalcar que el HBE descrito a continuación, es del edificio de concreto armado anterior, para de una u otra manera analizar la implementación de muros SPSW a estructura mixtas de acero y concreto.

Tabla 47 Sección del elemento limite preliminar

Sección del elemento limites preliminar		
Piso	VBE	HBE
Techo	-	35x70
Quinto	I550	35x70
Cuarto	I550	35x70
Tercero	I550	35x70
Segundo	I550	35x70
Primer	I550	35x70

Nota: Elemento HBE es de concreto (240 kg/cm²)

Fuente: Los Autores

Tabla 48 Descripción del VBE

Descripción del VBE					
	I400	I450	I500	I550	I600
h (mm)	400	450	500	550	600
b (mm)	180	200	220	24	26
tf (mm)	15	15	20	20	25
tw (mm)	12	12	15	15	20
Área (mm²)	9840	11044	15700	17250	24000
Inercia (cm⁴)	25085.8	35803	62884.33	84029,38	135250

Fuente: Los Autores

De acuerdo a las cortantes que convergen con a los pisos, se necesita verificar los espesores mínimos para cada nivel.

Tabla 49 Angulo de tensión y espesor

Angulo de tensión y espesor revisado de placa		
Piso	Angulo de tensión	Espesor min de placa (mm)
Quinto	45.8	1
Cuarto	46.0	3
Tercero	46.0	5
Segundo	46.0	6
Primer	45.9	7

Fuente: Los Autores

Revisando lo anterior, se puede determinar ya las dimensiones reales de la placa de acero sin arriostamiento, siendo el $h_c \times l_{cf}$ las dimensiones requeridas de placa.

Tabla 50 Secciones de elementos límites y de placas

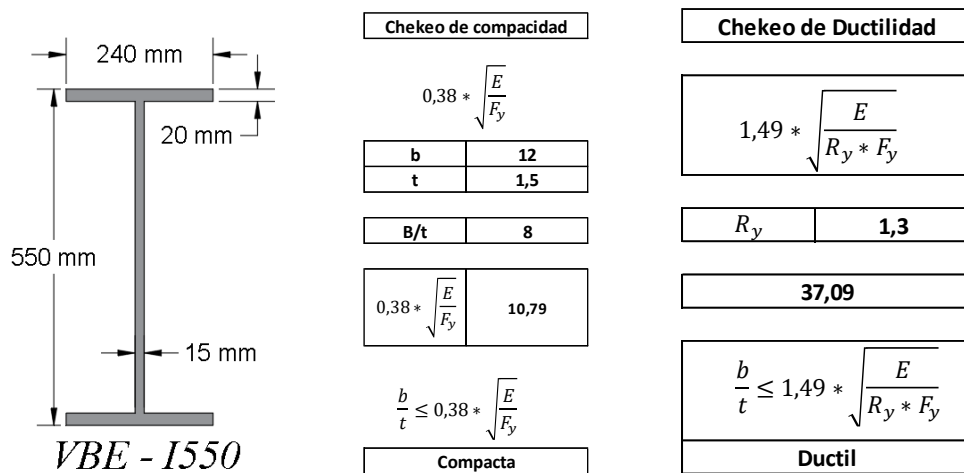
Secciones de elementos límites y de placas							
Piso	Espesor de placa	VBE	HBE	Propiedades de panel			
				h (m)	hc (m)	L (m)	Lcf (m)
Quinto	4	1550	35x70	3	2,25	4	2.9
Cuarto	6	1550	35x70	3	2,25	4	2.9
Tercero	8	1550	35x70	3	2,25	4	2.9
Segundo	8	1550	35x70	3	2,25	4	2.9
Primer	10	1550	35x70	3,2	2,45	4	2.9

Fuente: Los Autores

-Chequeo de compacidad y ductilidad del elemento VBE de acero

Según la AISC 341 de acuerdo para una sección tipo I se puede evidenciar que la viga propuesta para el análisis estructural empleado en el muro de acero cumple con las condiciones y parámetros establecidos.

Ilustración 53 Verificación de la compacidad y ductilidad de VBE 5 pisos



Fuente: Los Autores

Para el cálculo de las fuerzas generadas de las placas se tomó como referencia el piso con mayor diferencia de cortante con su inmediato superior llegando a ser los pisos sexto y séptimos, resultando una cortante diferencial de 92.24 ton lo que resultara en la ,mayor generación de fuerzas en los elementos de bordes.

Tabla 51 Fuerzas de elementos de borde de 5 PISOS

Nivel 4	
V_u	119,4 ton
t_w	6 mm
L_w	4,00 m
h_w	3,00 m
HBE	
Concreto	35x70cm
VBE acero	I550
ϕV_n	166,2 ton

Fueza sobre HBE 35x 70cm			
P_u	164,2 ton	P_n	276,5 ton
M_u	28,5 ton*m	M_n	52,8 ton*m
ϕV_n	93,6 ton	V_n	124,7 ton
Fueza sobre VBE I500			
P_u	274,1 ton	P_n	388,9 ton
M_u	111,2 ton*m	M_n	222,7 ton*m
V_u	156,4 ton	V_n	261,9 ton
Elementos de Borde son apropiados			

Fuente: Los Autores

Los elementos de borde obtados como prediseño son apropiados para las fuerzas generadas para la placa de acero lo que conlleva a calcular nuevamente el ángulo de acción de la placa limitada por los elementos de borde, lo cual conlleva a una reducción de sus dimensiones y variación del ángulo que a la vez implica una variación en los esfuerzos generados por el alma de la placa a los elementos de borde.

La siguiente tabla muestra el ángulo real de la placa de acero encargado con los elementos VBE y HBE ya establecidos, esto demuestra que los esfuerzos que ejerce la placa a los elementos de borde son menores a los analizados.

Tabla 52 Ángulos de tensión reales

Angulo de tensión reales	
Pisos	α (°)
Quinto	46.1
Cuarto	46.1
Tercero	46.8
Segundo	46.8
Primer	46.4

Fuente: Los Autores

Tabla 53 Diseño de espesor del alma de acero

Diseño de espesor del alma de acero				
Piso	Espesor de plata (mm)	Fuerza cortante requerida (ton)	Diseño de fuerza corte (ton)	Demanda / capacidad
Quinto	4	27.17	135.55	0.20
Cuarto	6	119.39	203.36	0.59
Tercero	8	193.6	271.19	0.71
Segundo	8	255.82	271.19	0.94
Primer	10	294.26	338.96	0.87

Fuente: Los Autores

De acuerdo a la tabla anterior se puede evidenciar que las cortantes de las dimensiones ya reales son menores que comparar que la cortante a la cual fue diseñada como capacidad máxima

CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES.

Las dimensiones de los muros de corte de hormigón armado que configuran a la estructura en un sistema dual son de longitud requerida es de 2.7m y en el muro de corte de acero estructural sin atiesadores es de 4m de longitud incluyendo el marco rígido recalando que el espesor máximo para una placa de acero es de 10mm en los pisos inferiores, lo que puede inferir en el aspecto arquitectónico siendo un problema por la longitud que requiere.

Con el análisis de los modelos de una estructura dual de hormigón de 8 y 5 pisos con una configuración irregular en planta se pudo, evidenciar que los esfuerzos sometidos a los muros de corte de hormigón armado, para el edificio de 8 pisos la cortante basal es de 240.16 tonf y la cortante basal del modelo de 5 pisos es de 294.26 tonf, lo que implica que el dimensionamiento de los muros de concreto armado sean similar, lo que involucra que el reforzamiento tendrá la misma resistencia nominal. Además, las cortantes de las vigas adyacente a los muros de corte de 8 y 5 pisos son de 45.81 tonf y 38.46 tonf respectivamente, datos que se a compararon a las cortantes producidas por el muro de acero estructural Gr. A36.

Para el prediseño del SPSW se usó los datos obtenidos de los modelos duales con muros de concreto de 5 y 8 pisos , de los cuales se tomaron las fuerzas laterales que llega a cada nivel, escogiéndolo como dato inicial para el diseño de muros de acero estructural, estableciendo ya las dimensiones preliminares de los elementos de bordes horizontales (HBE) y verticales (VBE). Como HBE se estableció las vigas principales previamente diseñadas para el edificio de concreto y como el VBE se escogió respectivamente un elemento que soporte los esfuerzos de tensión generados, de acuerdo a el espesor del alma de la placa de acero preliminar, basándose en la inercia requerida según dicha placa.

Resulta de acuerdo a las fuerzas laterales convergentes en cada nivel se obtuvieron espesores de 6mm a 10mm con elementos de borde vertical de IPE 550 para la estructura de 8 niveles y espesores de 4mm a 10mm con elementos verticales de IPE 550 para la estructura de 5 niveles, en ambos casos la longitud del muro de acero estructural es de 4m incluyendo los elementos de borde verticales.

En cuanto al análisis de los esfuerzos sometidos a los elementos de borde y vertical, se estudió el nivel con más diferencia de fuerza lateral con el nivel superior en el edificio de 5 y 8 pisos, de acuerdo a esto se escogió los nivel 4 y 5 respectivamente, de acuerdo a esto surgieron esfuerzos mayores de momento, cortante y fuerzas axiales para la evaluación de los elementos de borde dando como resultado la aprobación de estos elementos escogidos ya que su capacidad superaba la demanda requerida, debido a que el muro de acero estructural es apropiado las estructura de 5 y 8 pisos, se comportaran como una estructural dual absorbiendo el 75% de la cortante basal en cada dirección.

5.2 RECOMENDACIONES.

Para incluir el diseño de un muro de acero en una estructura se debe tener en cuenta desde el inicio del diseño arquitectónico para así no afectar de manera considerable el aspecto del proyecto.

En un muro de acero estructural debe estudiar la rigidez de su marco rígido detallando los esfuerzos que la placa ejerce sobre sus elementos perimetrales o de borde para evitar fallas de conexión por excesivos esfuerzos que generaría la placa ya que esta tiene un comportamiento completamente tensional, pues este tipo de muro de acero tiene como finalidad resistir las cortantes por tracción.

Si se busca disminuir la longitud del muro de acero para no afectar la arquitectura del proyecto se deberá tener en cuenta que con una longitud más corta del muro los esfuerzos generados en los elementos de borde serán mayor, esto podría provocar fallas de los elementos adyacentes al muro o propiamente en los elementos del marco rígido, y esto implica que para cubrir la demanda de los esfuerzos debido a esto se necesitarán elementos más robustos estructuralmente hablando.

Cuando se incorpora elementos de acero a una estructura de concreto especialmente en este caso, donde el elemento de acero cubre las cortantes, se deben tener en cuenta que cuyos elementos de hormigón no se vean afectados por el cizallamiento al ser sometidos con estos elementos de acero.

Como previamente se mencionó que sí se optan por elementos de borde de concreto, se requiere secciones robustas lo que podría afectar el plano arquitectónico, por lo que recomienda que la implementación de dichos muros de corte de acero, se vea

inmersa en estructuras de acero o que se considere desde el inicio en el diseño, tomando encuenta todo lo que implica su incorporación.

REFERENCIAS

- Aguiar, R., Mora, D., & Rodríguez, M. (2017). Análisis de una estructura con disipadores sometidos a espectros de diseño y de control. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería*, 33(3–4), 171–178. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2016.04.008>
- Ajay, T., Parthasarathi, N., Prakash, M., & Satyanarayanan, K. S. (2021a). Effect of planar irregularity of linear static and dynamic analysis. *Materials Today: Proceedings*, 40, S56–S63. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.03.499>
- Ajay, T., Parthasarathi, N., Prakash, M., & Satyanarayanan, K. S. (2021b). Effect of planar irregularity of linear static and dynamic analysis. *Materials Today: Proceedings*, 40, S56–S63. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.03.499>
- Álvarez González, S. G. (2019). Comparación entre Técnicas de Modelado Computacional de Edificios de Tipo Muro. *Métodos y Materiales*, 8, 33–41. <https://doi.org/10.15517/mym.v8i1.35079>
- Arun, M., Krishna, P., & Srinivas, T. (2021). Seismic analysis of a multi- storied building for different plan configurations using E-tabs. *E3S Web of Conferences*, 309, 01129. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202130901129>
- Botis, M. F., & Cerbu, C. (2020). A Method for Reducing of the Overall Torsion for Reinforced Concrete Multi-Storey Irregular Structures. *Applied Sciences*, 10(16), 5555. <https://doi.org/10.3390/app10165555>
- Carlos Tamayo Roca. (2017). *La modelación científica: algunas consideraciones teóricometodológicas*. <https://santiago.uo.edu/cu/index.php/stgo/article/view/2123/2177>
- Çarpınlioğlu, M. Ö. (2022). An Approach for the Experimental Research Studies in Engineering: (Investigation Curiosity Analysis Design). *International Journal of Computers*, 16, 40–42. <https://doi.org/10.46300/9108.2022.16.8>
- Chieffo, N., Formisano, A., Mochi, G., & Mosoarca, M. (2021). Seismic Vulnerability Assessment and Simplified Empirical Formulation for Predicting the Vibration Periods of Structural Units in Aggregate Configuration. *Geosciences*, 11(7), 287. <https://doi.org/10.3390/geosciences11070287>
- Cito, P., Chioccarelli, E., & Iervolino, I. (2023). Conditional hazard for simplified multi-site seismic hazard and risk analyses. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 52(2), 482–499. <https://doi.org/10.1002/eqe.3769>
- Crump, L. (2020). Conducting Field Research Effectively. *American Behavioral Scientist*, 64(2), 198–219. <https://doi.org/10.1177/0002764219859624>
- Gálvez Cortés, G. S., De la Colina Martínez, J., & Valdés González, J. (2020). ESTIMACIÓN DE LOS EFECTOS DE TORSIÓN ACCIDENTAL SÍSMICA A PARTIR DE LA AMPLIFICACIÓN DE LA RESPUESTA DE UN MODELO TORSIONALMENTE BALANCEADO. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 103, 56–76. <https://doi.org/10.18867/ris.103.490>

- Godfrey Montero, R., Schmidt Díaz, V., Esquivel Salas, L. C., & Liu Kuan, Y. C. (2020). IDENTIFICACIÓN DE MODOS DE TORSIÓN EMPLEANDO LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES AMBIENTALES Y EL ANÁLISIS ESPECTRAL EN DOS EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 104, 72–99. <https://doi.org/10.18867/ris.104.552>
- Guéguen, P., & Astorga, A. (2021). The Torsional Response of Civil Engineering Structures during Earthquake from an Observational Point of View. *Sensors*, 21(2), 342. <https://doi.org/10.3390/s21020342>
- Hamed, A. A., Asl, R. B., & Rahimzadeh, H. (2021). Experimental and numerical study on the structural performance of auxetic-shaped, ring-shaped and unstiffened steel plate shear walls. *Journal of Building Engineering*, 34, 101939. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101939>
- Islam, M. S., & Rokonuzzaman, M. (2018). Optimized design of foundations: an application of genetic algorithms. *Australian Journal of Civil Engineering*, 16(1), 46–52. <https://doi.org/10.1080/14488353.2018.1445437>
- Jereen, A. T., Anand, S., & Issac, B. M. (2016). Seismic Evaluation of Buildings with Plan Irregularity. *Applied Mechanics and Materials*, 857, 225–230. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.857.225>
- Kheira Camellia, N. (2021). Spectral modal modeling by FEM of reinforced concrete framed buildings irregular in elevation. *International Review of Applied Sciences and Engineering*, 12(2), 183–193. <https://doi.org/10.1556/1848.2021.00229>
- Leal-Graciano, J. M., Pérez-Gavilán, J. J., Reyes-Salazar, A., Valenzuela-Beltrán, F., Bojórquez, E., & Bojórquez, J. (2022). Experimental Study of Infill Walls with Joint Reinforcement Subjected to In-Plane Lateral Load. *Buildings*, 12(3), 259. <https://doi.org/10.3390/buildings12030259>
- Luo, D., Zhang, Z., & Li, B. (2020). The effects of shear deformation in non-rectangular steel reinforced concrete structural walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 169, 106043. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106043>
- M Sam Horrison, Dr. Selvan V, & Mr. Satheesh Kumar K. R. P. (2023). Review on Pushover Analysis Procedures. *International Journal of Advanced Research in Science, Communication and Technology*, 514–521. <https://doi.org/10.48175/IJAR SCT-8877>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2023). *Peligro Sísmico, diseño sísmo resistente parte 2*. NEC (Norma Ecuatoriana de La Construcción). <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/3.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-2.pdf>
- Msc. García Vines Lincoln Javier, Msc. P. R. J. E. M. A. M. Z. C. L. D. (2021, March 17). *Análisis Estructural y propuesta de reforzamiento del edificio de Facultad de Ciencias Humanísticas de la Universidad Técnica de Manabí*. REVISTA RIEMAT. <https://revistas.utm.edu.ec/index.php/Riemat/article/view/3686/3474>
- Munni, V., & Chandra Mohan Rao, B. D. V. (2022). A comparative study on seismic analysis of regular and plan irregular buildings resting on different soils. *Materials Today: Proceedings*, 71, 325–331. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.09.311>

- Osvaldo, J., Reveco, A., Mardones, R. H., Verdugo, A., Juan, P., & Morales, B. (2010). *COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS CON MUROS DE CORTE DE PLACAS DE ACERO MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.*
- Papavasileiou, G. S., & Charmpis, D. C. (2020). Earthquake-resistant buildings with steel or composite columns: Comparative assessment using structural optimization. *Journal of Building Engineering*, 27, 100988. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.100988>
- Posada González, N. L. (2017). Algunas nociones y aplicaciones de la investigación documental denominada estado del arte. *Investigación Bibliotecológica: Archivonomía, Bibliotecología e Información*, 31(73), 237. <https://doi.org/10.22201/iibi.24488321xe.2017.73.57855>
- Prakash, B. V. S., Vibhav, B. S., & Narayana, J. L. (2021). Seismic analysis of various combinations of irregularities in a structure. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 1070(1), 012036. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1070/1/012036>
- Raghuprasad, B. K., S, V., & K, A. (2016). Seismic Analysis of Buildings Symmetric & Asymmetric in Plan. *International Journal of Civil Engineering*, 3(5), 164–168. <https://doi.org/10.14445/23488352/IJCE-V3I5P135>
- Razo Carrasco, D. G., & Domínguez, O. G. (2020). EVALUACIÓN INTEGRAL DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES EXISTENTES DAÑADAS POR SISMOS DE GRAN MAGNITUD. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 104, 51–71. <https://doi.org/10.18867/ris.104.565>
- Srikanth, K., & Borghate, S. B. (2023). Review on seismic performance evaluation of precast concrete buildings. *Materials Today: Proceedings*. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.04.106>
- Swaliheen, Mohd. (2021). Comparison of Analysis and Design of Regular and Irregular Configuration of Multi Story Building in Seismic Zones. *International Journal for Research in Applied Science and Engineering Technology*, 9(8), 2395–2412. <https://doi.org/10.22214/ijraset.2021.37765>
- Tapia Hernández, E., & García Carrera, J. S. (2019). COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO DURANTE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 2017. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 101, 36–52. <https://doi.org/10.18867/ris.101.499>
- Velarde Cruz, F., Bojórquez Mora, J., & Bojórquez Mora, E. (2022). CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO Y SISTEMA DUAL. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 107, 74–90. <https://doi.org/10.18867/ris.107.626>
- Wu, Y., Kang, D., & Yang, Y.-B. (2016). Seismic performance of steel and concrete composite shear walls with embedded steel truss for use in high-rise buildings. *Engineering Structures*, 125, 39–53. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.06.050>
- Zhang, J., Li, C., Rong, X., Zhang, X., & Li, Y. (2021). Experimental study on the seismic performance of steel–concrete beam–column connections for prefabricated concrete frames. *Journal of Building Engineering*, 43, 103236. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103236>

ANEXOS

ESTRUCTURA DE 8 PISOS

Anexo 1: Diseño de Vigas Principales

Diseño a Flexión de Vigas de concreto armado

Mu - (tonf-m)	Vu (tonf)	T (tonf-m)	Mu + (tonf-m)
61,0336	45,8119	14,0175	57,2387

Detalles de materiales

F'c	240	$\frac{kgf}{cm^2}$	24	MPa
Fy	4200	$\frac{kgf}{cm^2}$	420	MPa

Propiedades de la Viga

Base (b)	35	cm
Altura (h)	75	cm
Longitud (L)	3,1	m
Recubrimiento (r)	40	mm
Modulo (Es)	200000	Mpa
$\emptyset_{estribo}$	10	mm
$\emptyset_{asumido}$	20	mm
$\emptyset_{flexion}$	0,9	

Calculo del Peralte efectivo

$$d = h - r - \emptyset_{estribo} - \frac{\emptyset_{asumido}}{2}$$

d	690	mm
---	-----	----

Calculo del Acero requerido

$$k = \frac{0,85 * f'c * b * d}{fy}$$

k	11730	mm ²
---	-------	-----------------

$$A_s = k * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\emptyset_{flexion} * k * d * fy}} \right)$$

As	26,363	cm ²
----	--------	-----------------

Cuantia de acero de la viga propuesta

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

ρ	0,01092
--------	---------

Control de aceros "Minimos y Maximos"

$$A_{s_{min1}} = \frac{1,4}{f_y} * b * d$$

$A_{s_{min1}}$	8,050	cm^2
----------------	-------	--------

$$A_{s_{min2}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b * d$$

$A_{s_{min2}}$	7,042	cm^2
----------------	-------	--------

$A_{s_{min}}$	8,050	cm^2	ρ_{min}	0,00333333
---------------	-------	--------	--------------	------------

$A_s > A_{s_{min}}$	Si Cumple	cm^2
---------------------	------------------	--------

Control de la cuantia

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 * \left(\frac{f'c - 28}{7} \right)$$

Usar para el f'c es INFERIOR a 28 Mpa

β_1	0,85	Usar para el f'c es inferior a 28 Mpa
-----------	------	---------------------------------------

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003}$$

ρ_b	0,02429
----------	---------

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b$$

ρ_{max}	0,01214
--------------	---------

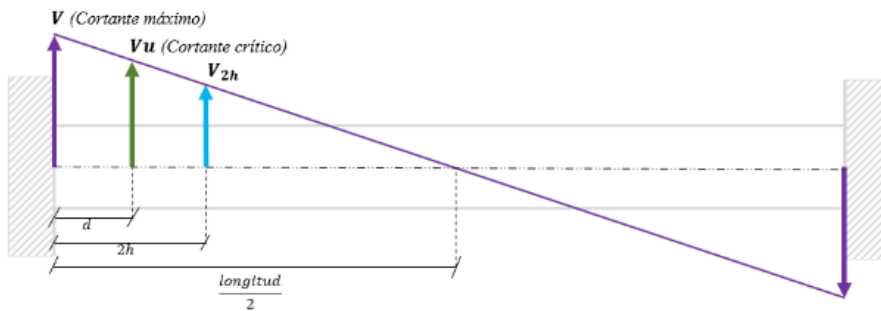
$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$A_{s_{max}}$	2932,50	mm^2
---------------	---------	--------

$\rho_{max} > \rho$	Si Cumple
---------------------	------------------

Diseño a Corte de Vigas de concreto armado

ϕ_{corte}	0,75
----------------	------



$$V_u = \frac{V * \left(\frac{L}{2} - d\right)}{\frac{L}{2}}$$

V_u	25,418	tonf
-------	--------	------

$$V_c = 0,83 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

V_c	100,161546	tonf
-------	------------	------

$$A_v = 2 * \frac{\pi * \phi_{estribo}^2}{4}$$

A_v	157,08	mm ²
-------	--------	-----------------

$$S_1 = \frac{d}{4}$$

S_1	17,25	cm
-------	-------	----

$$S_2 = 6 * \phi_{asumido}$$

S_2	12	cm
-------	----	----

$$S_3 = 200 \text{ mm}$$

S_3	20	cm
-------	----	----

$$S_4 = 24 * \phi_{estribo}$$

S_4	24	cm
-------	----	----

S

12 cm

$$V_s = A_v * f_y * \left(\frac{d}{S}\right)$$

V_s	37,9347313	tonf
-------	------------	------

$V_n = V_c + V_s$	V_n	138,096 tonf
-------------------	-------	--------------

$\phi_{corte} * V_n$	103,572	tonf
----------------------	---------	------

$V_u \leq \phi_{corte} * V_n$	Si Cumple
-------------------------------	------------------

Diseño de Acero minimo**Asmin calculado**

$A_{sc_{min}}$	805,000	mm^2
----------------	----------------	--------

ϕ_{min}	25	mm
$\#_{min}$	2	

$$A_{S_{min}} = \#_{min} * \left(\frac{\pi * \phi_{min}^2}{4} \right)$$

$A_{S_{min}}$	981,7477	mm^2
---------------	-----------------	--------

$$A_{S_{min}} = A_{sc_{min}} \leq A_{S_{min}}$$

$A_{S_{min}}$	Si Cumple
---------------	------------------

Armado de la Viga

Momento positivo	57,2387	M_{max}	tnf-m
Momento negativo	61,0336	M_{emp}	tnf-m

Diseño de Acero para Momento Positivo

$$R = \frac{M_{max}}{0,9 * b * d^2}$$

R	0,038	$\frac{tonf}{cm^2}$
---	-------	---------------------

APLICANDO SOLVE

ρ	0,001
--------	-------

$$R = \rho * fy * \left(1 - 0,59 * \rho * \frac{fy}{fc} \right)$$

Aplicando Solve

ρ_c	0,0091
ρ_{min}	0,00333

La cuantia calculada debe ser mayor que la cuantia minima
caso contrario se escoge la minima

$$\rho = \rho_c > \rho_{min}$$

ρ	0,0091
--------	--------

$$A_{s_{max}} = \rho * b * d$$

$A_{s_{max1}}$	2197,65	mm
----------------	---------	----

$$A_s = A_{s_{max1}} - A_{s_{c_{min}}}$$

A_{s_c}	1215,902	mm
-----------	----------	----

Combinacion de acero

ϕ_{min1}	25	mm
---------------	----	----

$\#_{min1}$	3
-------------	---

ϕ_{min2}	16	mm
---------------	----	----

$\#_{min2}$	0
-------------	---

$$A_{s_{max}} = \#_{min1} * \left(\frac{\pi * \phi_{min1}^2}{4} \right) + \#_{min2} * \left(\frac{\pi * \phi_{min2}^2}{4} \right)$$

$A_{s_{max}}$	1472,6216	mm^2
---------------	-----------	--------

$$A_{s_{max}} = A_{s_c} \leq A_{s_{max}}$$

$A_{s_{max}}$	Si Cumple
---------------	-----------

Diseño de Acero para Momento Negativo

$$R = \frac{M_{nega}}{0,9 * b * d^2}$$

R	0,041	$\frac{tonf}{cm^2}$
---	-------	---------------------

ρ	0,001
--------	-------

$$R = \rho * f_y * \left(1 - 0,59 * \rho * \frac{f_y}{f_c} \right)$$

Aplicando Solve

ρ_c	0,00978
----------	---------

ρ_{min}	0,01092
--------------	---------

La cuantia calculada debe ser mayor que la cuantia minima

$$\rho = \rho_c > \rho_{min}$$

ρ	0,0109
--------	--------

$$A_{S_{nega1}} = \rho * b * d$$

$A_{S_{nega1}}$	2636,323466	mm
-----------------	-------------	----

$$A_{sc} = A_{S_{nega1}} - A_{sc_{min}}$$

A_{sc}	1831,323	mm
----------	----------	----

Combinacion de acero

ϕ_{min1}	25	mm
---------------	----	----

$\#_{min1}$	4
-------------	---

ϕ_{min2}	16	mm
---------------	----	----

$\#_{min2}$	0
-------------	---

$$A_{S_{max}} = \#_{min1} * \left(\frac{\pi * \phi_{min1}^2}{4} \right) + \#_{min2} * \left(\frac{\pi * \phi_{min2}^2}{4} \right)$$

$A_{S_{max}}$	1963,4954	mm^2
---------------	-----------	--------

$$A_{S_{max}} = A_{sc} \leq A_{S_{max}}$$

$A_{S_{max}}$	Si Cumple
---------------	-----------

Anexo 2: Diseño de Vigas Secundarias

Diseño a Flexión de Vigas de concreto armado

Mu - (tonf-m)	Vu (tonf)	T (tonf-m)	Mu + (tonf-m)
9,2884	6,4660	1,8117	8,7008

Detalles de materiales

F'c	240	$\frac{kgf}{cm^2}$	24	MPa
Fy	4200	$\frac{kgf}{cm^2}$	420	MPa

Propiedades de la Viga

Base (b)	25	cm
Altura (h)	40	cm
Longitud (L)	8,1	m
Recubrimiento (r)	40	mm
Modulo (Ec)	200000	Mpa
$\emptyset_{estribo}$	10	mm
$\emptyset_{asumido}$	25	mm
$\emptyset_{flexion}$	0,9	

Calculo del Peralte efectivo

$$d = h - r - \emptyset_{estribo} - \frac{\emptyset_{asumido}}{2}$$

d	337,5	mm
---	-------	----

Calculo del Acero requerido

$$k = \frac{0,85 * f'c * b * d}{fy}$$

k	4098,21	mm ²
---	---------	-----------------

$$A_s = k * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\emptyset_{flexion} * k * d * fy}} \right)$$

As	8,077	cm ²
----	-------	-----------------

Cuantia de acero de la viga propuesta

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

ρ	0,00957
--------	---------

Control de aceros "Minimos y Maximos"

$$A_{s_{min1}} = \frac{1,4}{f_y} * b * d$$

$A_{s_{min1}}$	2,813	cm^2
----------------	-------	--------

$$A_{s_{min2}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b * d$$

$A_{s_{min2}}$	2,460	cm^2
----------------	-------	--------

$A_{s_{min}}$	2,813	cm^2	ρ_{min}	0,00333333
---------------	-------	--------	--------------	------------

$A_s > A_{s_{min}}$	Si Cumple	cm^2
---------------------	------------------	--------

Control de la cuantilla

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 * \left(\frac{f'c - 28}{7} \right)$$

Usar para el f'c es superior a 28 Mpa

β_1	0,85
-----------	------

Usar para el f'c es inferior a 28 Mpa

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003}$$

ρ_b	0,02429
----------	---------

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b$$

ρ_{max}	0,01214
--------------	---------

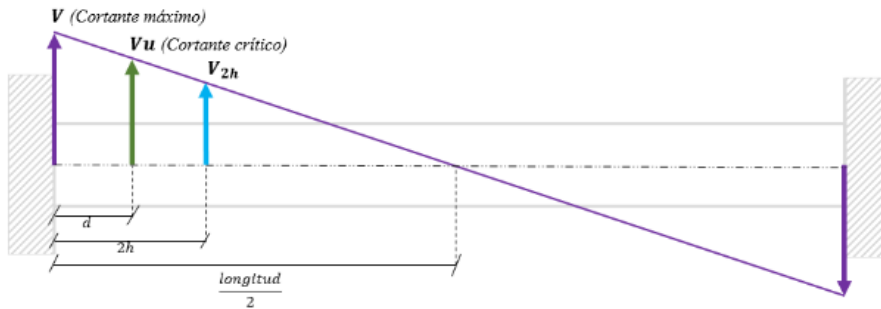
$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$A_{s_{max}}$	1024,55	mm^2
---------------	---------	--------

$\rho_{max} > \rho$	Si Cumple
---------------------	------------------

Diseño a Corte de Vigas de concreto armado

ϕ_{corte}	0,75
----------------	------



$$V_u = \frac{V * \left(\frac{L}{2} - d\right)}{\frac{L}{2}}$$

V_u	5,927	<i>tonf</i>
-------	-------	-------------

$$V_c = 0,83 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

V_c	34,994329	<i>tonf</i>
-------	-----------	-------------

$$A_v = 2 * \frac{\pi * \phi_{estribo}^2}{4}$$

A_v	157,08	mm^2
-------	--------	--------

$$S_1 = \frac{d}{4}$$

S_1	8,4375	cm
-------	--------	----

$$S_2 = 6 * \phi_{asumido}$$

S_2	15	cm
-------	----	----

$$S_3 = 200 \text{ mm}$$

S_3	20	cm
-------	----	----

$$S_4 = 24 * \phi_{estribo}$$

S_4	24	cm
-------	----	----

S	8,4375	cm
----------	---------------	-----------

$$V_s = A_v * f_y * \left(\frac{d}{S}\right)$$

V_s	26,3893783	tonf
-------	------------	------

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n	61,384	tonf
-------	--------	------

$$\phi_{corte} * V_n$$

46,038	tonf
--------	------

$V_u \leq \phi_{corte} * V_n$	Si Cumple
-------------------------------	------------------

Diseño de Acero minimo**Asmin calculado**

$A_{sc_{min}}$	281,250	mm^2
----------------	----------------	--------

ϕ_{min}	16	mm
$\#_{min}$	2	

$$A_{S_{min}} = \#_{min} * \left(\frac{\pi * \phi_{min}^2}{4} \right)$$

$A_{S_{min}}$	402,1239	mm^2
---------------	-----------------	--------

$$A_{S_{min}} = A_{sc_{min}} \leq A_{S_{min}}$$

$A_{S_{min}}$	Si Cumple
---------------	------------------

Armado de la Viga

Momento positivo	8,7008	M_{max}	tnf-m
Momento negativo	9,2884	M_{emp}	tnf-m

Diseño de Acero para Momento Positivo

$$R = \frac{M_{max}}{0,9 * b * d^2}$$

R	0,034	$\frac{tonf}{cm^2}$
---	-------	---------------------

APLICANDO SOLVE

ρ	0,001
--------	-------

$$R = \rho * fy * \left(1 - 0,59 * \rho * \frac{fy}{fc} \right)$$

Aplicando Solve

ρ_c	0,00799
ρ_{min}	0,00333

La cuantia calculada debe ser mayor que la cuantia minima
caso contrario se escoge la minima

$$\rho = \rho_c > \rho_{min}$$

ρ	0,0080
--------	--------

$$A_{s_{max}} = \rho * b * d$$

$A_{s_{max1}}$	674,15625	mm
----------------	-----------	----

$$A_s = A_{s_{max1}} - A_{s_{c_{min}}}$$

A_{s_c}	272,032	mm
-----------	---------	----

Combinacion de acero

ϕ_{min1}	16	mm
---------------	----	----

$\#_{min1}$	2	
-------------	---	--

ϕ_{min2}	16	mm
---------------	----	----

$\#_{min2}$	0	
-------------	---	--

$$A_{s_{max}} = \#_{min1} * \left(\frac{\pi * \phi_{min1}^2}{4} \right) + \#_{min2} * \left(\frac{\pi * \phi_{min2}^2}{4} \right)$$

$A_{s_{max}}$	402,1239	mm ²
---------------	----------	-----------------

$$A_{s_{max}} = A_{s_c} \leq A_{s_{max}}$$

$A_{s_{max}}$	Si Cumple
---------------	-----------

Diseño de Acero para Momento Negativo

$$R = \frac{M_{nega}}{0,9 * b * d^2}$$

R	0,036	$\frac{tonf}{cm^2}$
---	-------	---------------------

ρ	0,001
--------	-------

$$R = \rho * f_y * \left(1 - 0,59 * \rho * \frac{f_y}{f_c} \right)$$

Aplicando Solve

ρ_c	0,00859
----------	---------

ρ_{min}	0,00333
--------------	---------

La cuantia calculada debe ser mayor que la cuantia minima

$$\rho = \rho_c > \rho_{min}$$

ρ	0,0086
--------	--------

$$A_{S_{neg1}} = \rho * b * \iota$$

$A_{S_{neg1}}$	724,78125	mm
----------------	-----------	----

$$A_{sc} = A_{S_{neg1}} - A_{sc_{min}}$$

A_{sc}	443,531	mm
----------	---------	----

Combinacion de acero

ϕ_{min1}	16	mm
---------------	----	----

$\#_{min1}$	3
-------------	---

ϕ_{min2}	16	mm
---------------	----	----

$\#_{min2}$	0
-------------	---

$$A_{S_{max}} = \#_{min1} * \left(\frac{\pi * \phi_{min1}^2}{4} \right) + \#_{min2} * \left(\frac{\pi * \phi_{min2}^2}{4} \right)$$

$A_{S_{max}}$	603,1858	mm ²
---------------	----------	-----------------

$$A_{S_{max}} = A_{sc} \leq A_{S_{max}}$$

$A_{S_{max}}$	Si Cumple
---------------	-----------

Anexo 3: Diseño de Columnas

Diseño de Columna de concreto armado

Mux (tonf-m)	Muy (tonf-m)	Pu (tonf)
66,8794	72,1476	479,1794

Detalles de materiales

F'c	240	$\frac{kgf}{cm^2}$	24	MPa
Fy	4200	$\frac{kgf}{cm^2}$	420	MPa

Propiedades de la Columna

Base (b)	70	cm
Altura (h)	70	cm
Recubrimiento (r)	40	mm
Modulo (Es)	200000	Mpa
$\emptyset_{estribo}$	10	mm
$\emptyset_{asumido}$	20	mm
Altura Columna (hc)	3	m

Calculo del area gruesa propuesta
--

$$A_g = \frac{Pu}{0,8 * 0,65 * 0,85 * f'c}$$

Agp	4517,151	cm ²
-----	----------	-----------------

Area gruesa escogida

$$A_g = b * h$$

Ag	4900	cm ²
----	------	-----------------

Ag	Si Cumple
-----------	------------------

$$\gamma h = h - 2 * (rec) - \emptyset_{asumido} - 2 * \emptyset_{estribo}$$

γh	580	mm
------------	-----	----

Calculo para la columna

$$\gamma = \frac{\gamma h}{h}$$

γ	0,829		
$f'c$	3,36	4	ksi
f_y	58,8	60	ksi

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u}$$

e_x	139,571	mm
-------	---------	----

$$e_{min} = 15 + 0,03 * h$$

e_{min}	36	mm
-----------	----	----

e	Si Cumple
----------	------------------

$$P_n = \frac{P_u}{0,65}$$

P_n	737,199	tonf
-------	---------	------

Diagramas de interaccion

Diagrama de interaccion para M_{ux}

$$K_n = \frac{P_n}{f'c * A_g}$$

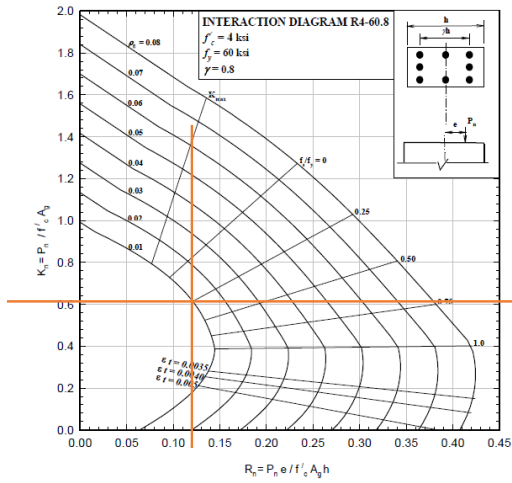
K_n	0,63
-------	------

$$R_n = \frac{P_n * e}{f'c * A_g * h}$$

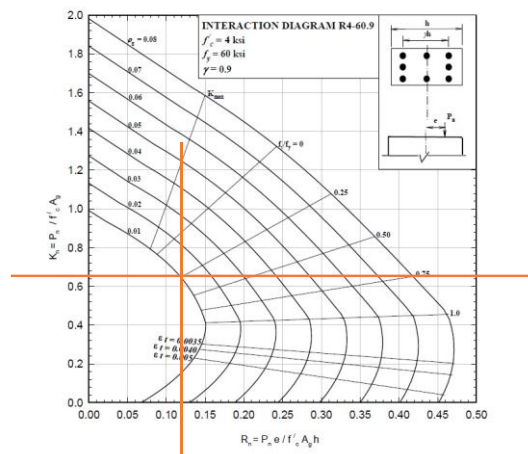
R_n	0,12
-------	------

Datos a considerar

γ	$f'c$	f_y
0,829	4	60



ρ_1	0,01
γ_1	0,8



ρ_2	0,01
γ_2	0,9

$$\rho_x = \left(\frac{\rho_1 - \rho_2}{\gamma_1 - \gamma_2} \right) * (\gamma - \gamma_1) + \rho_1$$

ρ_x	0,010
----------	-------

Diagramas de interaccion

Diagrama de interaccion para Muy

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u}$$

e_y	150,565 mm
-------	------------

$$e_{min} = 15 + 0,03 * h$$

e_{min}	36 mm
-----------	-------

e Si Cumple

$$P_n = \frac{P_u}{0,65}$$

P_n	737,199 tonf
-------	--------------

$$K_n = \frac{P_n}{f'c * A_g}$$

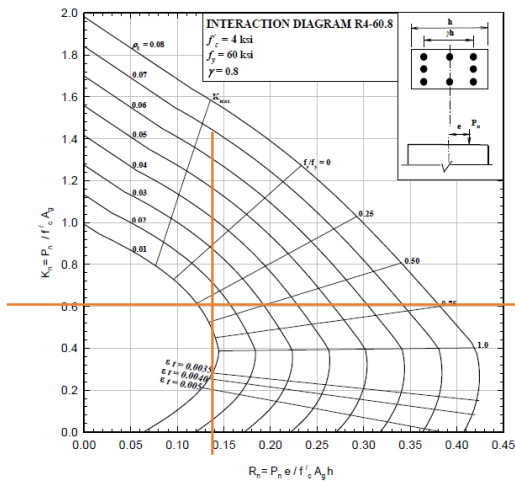
K_n	0,63
-------	------

$$R_n = \frac{P_n * e}{f'c * A_g * h}$$

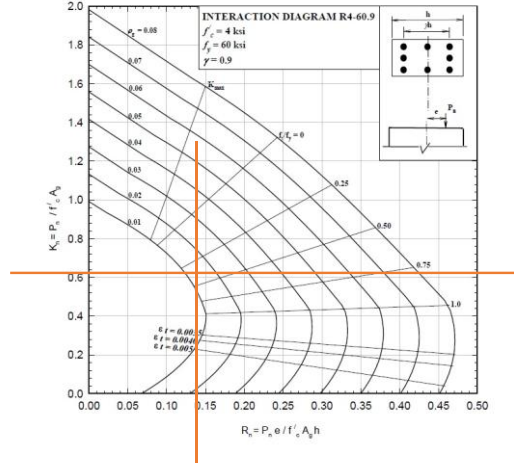
R_n	0,13
-------	------

Datos a considerar

γ	$f'c$	f_y
0,829	4	60



ρ_1	0,017
γ_1	0,8



ρ_2	0,013
γ_2	0,9

$$\rho_y = \left(\frac{\rho_1 - \rho_2}{\gamma_1 - \gamma_2} \right) * (\gamma - \gamma_1) + \rho_1$$

ρ_y	0,016
----------	-------

$\rho = \max(\rho_x, \rho_y)$	ρ	0,016
-------------------------------	--------	-------

Calculo de las varillas requeridas

$$A_s = \rho * h^2$$

A_s	7770	mm^2
-------	------	--------

$\#_{v1}$	16	
ϕ_{v1}	25	mm

$\#_{v2}$	0	
ϕ_{v2}	0	mm

$$A_{s\text{diseño}} = \#_{v1} * \frac{\pi * \phi_{v1}^2}{4} + \#_{v2} * \frac{\pi * \phi_{v2}^2}{4}$$

$A_{s\text{diseño}}$	7853,982	mm^2
----------------------	----------	--------

$A_{s\text{diseño}} > A_s$	Si Cumple
----------------------------	-----------

Calculo de los estribos

"Separacion de estribos en la union viga-columna"

$S_1 = 6\phi_1$	150	mm
-----------------	-----	----

$S_2 = 100$	100	mm
-------------	-----	----

$S = \min(S_1, S_2)$	100	mm
----------------------	-----	----

"Separacion de estribos en el centro de la columna"

$S_1 = 6\phi_1$	150	mm
-----------------	-----	----

$S_2 = 150$	150	mm
-------------	-----	----

$S_C = \min(S_1, S_2)$	150	mm
------------------------	-----	----

"Longitud de anclaje"

$L_{o1} = h$	700	mm
--------------	-----	----

$L_{o2} = \frac{hc}{6}$	500	mm
-------------------------	-----	----

$L_{o3} = 450$	450	mm
----------------	-----	----

$L_o = \max(L_{o1}, L_{o2}, L_{o3})$

L_o	700	mm
-------	-----	----

Anexo 4: Diseño de muros de hormigón armado

Diseño de muros de corte de hormigón

Mu (tonf-m)	Vu (tonf)	Pu (tonf)
903,1713	240,3488	960,6568

Detalles de materiales

F'c	240	kgf/m ²
Fy	4200	kgf/m ²

Propiedades del muro

Altura (hw)	24,2	m
Ancho (lw)	2,7	m
Espesor (tw)	35	cm
Area (Acw)	0,945	m ²
Inercia (I)	0,5740875	m ⁴
C	1,35	m

σ+	314,043	kgf/cm ²
σ-	-110,729	kgf/cm ²

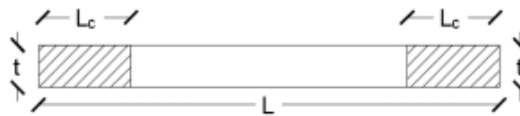
$$\sigma = \frac{P_U}{A} \pm \frac{M_C}{I}$$

Esfuerzo ganador	314,043	kgf/cm ²
------------------	---------	---------------------

Requiere elementos de borde

Diseño de elemento de Borde

2t	0,7	m
0,10L	0,27	m
Se escoge un valor constructivo		
L _{EB}	0,8	m
t _{EB}	0,35	m
Ag _{EB}	0,3	m ²



Cálculo del acero de refuerzo (borde)

Usar	46	28	mm
As	283,25	cm ²	
P _{conf}	814,84	tonf	
∅	0,7		
∅ _e	0,8		
∅P _n	986,07	tonf	
∅P _n ≥ Pu	Resiste		

$$P_{conf} = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{L}$$

menos un elemento de borde

$$\phi P_n = \phi (\phi_e [0.85 f'_c (A_g) + f_y A_s])$$

∅ _{st}	10	mm
S	10,00	cm

s ≤ $\begin{cases} 100 \text{ mm} \\ 6d_s \text{ refuerzo} \\ \text{longitudinal menor} \end{cases}$

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

Diseño a Corte

Vn	380,64	tonf
Vc	77,591348	tonf
Vs	205,172	tonf

$$V_n = 2.6\sqrt{f'_c}A_{cw}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}A_{cw}$$

Calculo de acero horizontal Ash

Aw	0,945	m^2
ρ_{h1}	0,0052	
ρ_{h2}	0,0174	
ρ_h	0,0025	
Ash	13,023813	cm^2
Usar	4	20 mm
As	12,57	cm^2

Calculo de acero vertical Asv

ρ_{v1}	0,0025	
ρ_{v2}	0,0025	
ρ_v	0,0025	
Ash	1,87	cm^2
Usar	4	20 mm
As	12,57	cm^2

Anexo 5: Diseño de muros de acero

Parametros del SPSW	
Ω_s	1,2
L_w	4,00 m
h_w	3,00 m
t_w	8 mm
Espesor aprobado	
f_y	2530 kgf/cm ²

$$t_{min_i} = \frac{2 * V_i * \Omega_s}{F_y * L * \sin * (2 * \alpha_i)}$$

2 mm

Delimitaciones de la placa	
$0,8 < L_w/h_w < 2,50$	
L_w/h_w	1,33
Relacion Aprobada	

Asumir Elementos de Borde

HBE Concreto	
$f'c$	240 kgf/cm ²
b	35,0 cm
h	75,0 cm
A_{HBE}	0,2625 m ²
M_n	72,96 ton*m

VBE Acero	
$I_c \geq \frac{0,00307th^4}{L}$	
$I_c \geq$	49734,0 cm ⁴

Seccion IPE	
h	55 cm
b	24 cm
tw	15 mm
tf	20 mm
A	17250 mm ²
I_c	84029,38 cm ⁴
Si Cumple	

L_{cf}	2,9	m
h_c	2,25	m

Comportamiento		
$\alpha = \arctan \left[\frac{1 + \frac{t_w * L_w}{2 * A_{VBE}}}{1 + t_w * h_w \left(\frac{1}{A_{HBE}} + \frac{h_w^3}{360 * I_{VBE} * L_w} \right)} \right]$		
α	46,8 °	

Cortante Nominal de la placa	
$V_n = 0,42 * f_y * t_w * L_{V-V} * \text{seno}(2 * \alpha)$	
V_n	246,0 ton
ϕV_n	221,4 ton
Si Cumple	

Diseño de elemento de borde Horizontal	
R_y	1,3

$M_u = \frac{w_u L_n^2}{8} + P_u \left(\frac{L}{3} - d_c - d_b \right)$	
$w_u = R_y F_y (t_i \cos^2 \alpha_i - t_{i+1} \cos^2 \alpha_{i+1})$	
w_u	29,70 ton/m
M_u	27,42 ton*m

$L_h = L - 2s_h$	
$L_h = L - 2 \left(\frac{1}{2} * (d_c + d_b) \right)$	
L_h	270 cm

Fuerzas HBE	
-------------	--

$$P_{HBE} = P_{HBE(VBE)} \pm \frac{1}{2} P_{HBE(web)}$$

0

$$P_{HBE(VBE)} = \sum \frac{1}{2} * R_y * f_y * \sin^2(\alpha) * t_w * h_c$$

$P_{HBE(VBE)}$	157,2 ton
----------------	-----------

$$P_{HBE(web)} = \frac{1}{2} * R_y * f_y * (t_{pi} * \text{sen}(2 * \alpha_i) - t_{pi+1} * \text{sen}(2 * \alpha_{i+1})) * L_{cf}$$

$P_{HBE(web)}$	95,0 ton
----------------	----------

$P_{HBE(+)}$	204,8 ton
$P_{HBE(-)}$	109,7 ton

P_r	204,8 ton
M_r	28,0 ton*m

$$V_u = \frac{2M_r}{L_h} + P_u + \frac{w_g + w_u}{2} (L_{cf})$$

V_u	107,7 ton
-------	-----------

Diseño de elemento de borde Vertical	
--------------------------------------	--

$$V_u = \frac{2 * M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u}{2} * L_{cf}$$

V_u	97,1 ton
-------	----------

$$M_{VBE(web)} = R_y * F_y * \text{sen}^2(\alpha) * t_w * \left(\frac{h_c^2}{12} \right)$$

$M_{VBE(web)}$	59,0 ton*m
----------------	------------

$$M_{VBE(HBE)} = \frac{1}{2} * \sum M_{pb}$$

$$M_{pb} = \frac{M_{pr}}{1,1 * R_y} + V_u * S_h$$

M_{pb}	121,0 ton*m
----------	-------------

$$M_{pr} = (1,1 * R_y * F_y * Z) * \left[1 - \frac{1}{2} * \left(\frac{P_{uHBE}}{P_y} \right) \right]$$

M_{pr}	46,1 ton*m
----------	------------

$$M_{VBE(HBE)} = \frac{1}{2} * \sum M_{pb}$$

$M_{VBE(HBE)}$	83,6 ton*m
----------------	------------

$$M_u = M_{VBE(web)} + M_{VBE(HBE)}$$

M_u	142,5 ton*m
-------	-------------

$$V_{VBE(web)} = \frac{1}{2} * R_y * F_y * \sin^2(\alpha) * t_w * h_c$$

$V_{VBE(web)}$	157,2 ton
----------------	-----------

$$V_{VBE(HBE)} = \sum \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pc}}{h_c} \right)$$

$V_{VBE(HBE)}$	50,2 ton
----------------	----------

$$V_u = V_{VBE(HBE)} + V_{VBE(web)}$$

V_u	207,5 ton
-------	-----------

Anexo 6: Elementos de borde horizontal

Diseño a Flexion de Vigas de concreto armado

Mu	Vu
28,0 ton*m	107,7 ton

Detalles de materiales

F'c	240	$\frac{kgf}{cm^2}$	24	MPa
Fy	4200	$\frac{kgf}{cm^2}$	420	MPa

Propiedades de la Viga

Base (b)	35	cm
Altura (h)	75	cm
Longitud (L)	4	m
Recubrimiento (r)	40	mm
Modulo (Es)	200000	Mpa
$\phi_{estribo}$	10	mm
$\phi_{asumido}$	25	mm
$\phi_{flexion}$	0,9	

Calculo del Peralte efectivo

$$d = h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{asumido}}{2}$$

d	687,5	mm
---	-------	----

Calculo del Acero requerido

$$k = \frac{0,85 * f'c * b * d}{fy}$$

k	11687,5	mm ²
---	---------	-----------------

$$A_s = k * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi_{flexion} * k * d * fy}} \right)$$

As	11,308	cm ²
----	--------	-----------------

Cuantia de acero de la viga propuesta

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

ρ	0,00470
--------	---------

Control de aceros "Minimos y Maximos"

$$A_{s_{min1}} = \frac{1,4}{f_y} * b * d$$

$A_{s_{min1}}$	8,021	cm^2
----------------	-------	--------

$$A_{s_{min2}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b * d$$

$A_{s_{min2}}$	7,017	cm^2
----------------	-------	--------

$A_{s_{min}}$	8,021	cm^2	ρ_{min}	0,00333333
---------------	-------	--------	--------------	------------

$A_s > A_{s_{min}}$	Si Cumple	cm^2
---------------------	------------------	--------

Control de la cuantia

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 * \left(\frac{f'c - 28}{7} \right)$$

Usar para el f'c es INFERIOR a 28 Mpa

β_1	0,85	Usar para el f'c es inferior a 28 Mpa
-----------	------	---------------------------------------

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003}$$

ρ_b	0,02429
----------	---------

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b$$

ρ_{max}	0,01214
--------------	---------

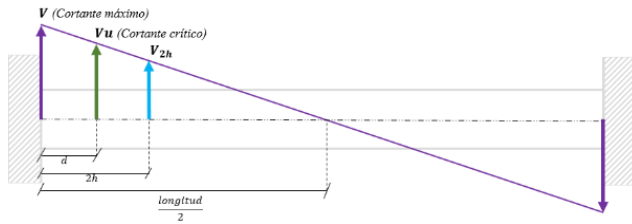
$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$A_{s_{max}}$	2921,88	mm^2
---------------	---------	--------

$\rho_{max} > \rho$	Si Cumple
---------------------	------------------

Diseño a Corte de Vigas de concreto armado

ϕ_{corte}	0,75
----------------	------



$V_u = \frac{V * \left(\frac{L}{2} - d\right)}{\frac{L}{2}}$	V_u	70,665	tonf
--	-------	--------	------

$V_c = 0,83 * \sqrt{f'_c} * b * d$	V_c	99,798642	tonf
------------------------------------	-------	-----------	------

$A_v = 2 * \frac{\pi * \phi_{estribo}^2}{4}$	A_v	157,08	mm ²
--	-------	--------	-----------------

$S_1 = \frac{d}{4}$	S_1	17,1875	cm
---------------------	-------	---------	----

$S_2 = 6 * \phi_{asumido}$	S_2	15	cm
----------------------------	-------	----	----

$S_3 = 200 \text{ mm}$	S_3	20	cm
------------------------	-------	----	----

$S_4 = 24 * \phi_{estribo}$	S_4	24	cm
-----------------------------	-------	----	----

S	15	cm
----------	-----------	-----------

$V_s = A_v * f_y * \left(\frac{d}{S}\right)$	V_s	30,24	tonf
--	-------	-------	------

$V_n = V_c + V_s$	V_n	130,036	tonf
-------------------	-------	---------	------

$\phi_{corte} * V_n$	97,527	tonf
----------------------	--------	------

$V_u \leq \phi_{corte} * V_n$ Si Cumple
--

Diseño de Acero minimo

Asmin calculado

A_{SCmin}	802,083	mm^2
-------------	----------------	--------

ϕ_{min}	25	mm
$\#_{min}$	2	

$A_{Smin} = \#_{min} * \left(\frac{\pi * \phi_{min}^2}{4}\right)$

A_{Smin}	981,7477	mm^2
------------	-----------------	--------

$A_{Smin} = A_{SCmin} \leq A_{Smin}$

A_{Smin}	Si Cumple
------------	------------------

Anexo 7: Análisis del EBH de concreto armado

Análisis del EBH de concreto armado

Mux	Pu
28,0 ton*m	204,8 ton

Detalles de materiales

F'c	240	$\frac{kgf}{cm^2}$	24	MPa
Fy	4200	$\frac{kgf}{cm^2}$	420	MPa

Propiedades del EBH

Base (b)	35	cm
Altura (h)	75	cm
Recubrimiento (r)	40	mm
Modulo (Es)	200000	Mpa
$\varnothing_{estribo}$	10	mm
$\varnothing_{asumido}$	25	mm
Altura Columna (hc)	4	m

Area gruesa EBH

$$A_g = b * h$$

A _g	2625	cm ²
----------------	------	-----------------

\varnothing_{min}	25	mm
# _{min}	2	

$$A_{Smin} = \#_{min} * \left(\frac{\pi * \varnothing_{min}^2}{4} \right)$$

A _{Smin}	981,7477	mm ²
-------------------	----------	-----------------

$$\varnothing P_n = 0,65 * 0,8 * (0,85 * f'c * A_g + f_y * A_s)$$

P _n	299,9 ton
----------------	-----------

$$P_n \geq P_u$$

299,9 ton	≥	204,8 ton
-----------	---	-----------

Resiste

Anexo 8: Elementos de borde vertical

	1550
h (mm)	550
b (mm)	240
tf (mm)	20
tw (mm)	15
Area (mm²)	17250
Inercia X (cm⁴)	84029,38
Inercia Y (cm⁴)	4622,34

Es	200000 MPA
Fy	2530 kgf/cm ²

V_u	207,5 ton
M_u	142,5 ton*m
P_u	316,1 ton

Chequeo de compacidad

$$0,38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

b	12
t	1,5

B/t	8
------------	----------

$0,38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	10,79
-------------------------------	--------------

$$\frac{b}{t} \leq 0,38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Compacta

Chequeo de Ductilidad

$$1,49 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$$

R_y	1,3
-------	------------

37,09

$$\frac{b}{t} \leq 1,49 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$$

Ductil

Verificacion de Esfuerzo

Chequeo de Cortante

$$\phi_v V_n = \phi_v * 0,6 * f_y * A_{VBE}$$

ϕ_v	1,0
----------	-----

V_n	261,9 ton
-------	-----------

$$V_n \geq V_u$$

$$261,9 \text{ ton} \geq 207,5 \text{ ton}$$

Resiste

Chequeo de Carga Axial (P)

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

r	5,18
-----	------

$$\frac{KL}{r}$$

$$43,47$$

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

F_e	106541,01
-------	-----------

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

F_{cr}	2504,978379
----------	-------------

$$\phi_c P_n = \phi_c * F_{cr} * A_g$$

P_n	388,90
-------	--------

$$P_n \geq P_u$$

388,9 ton \geq 316,1 ton

Resiste

Chequeo de Momento

$$M_c = \phi_b * F_y * Z_x$$

M_c	222,69
-------	--------

$$M_c \geq M_u$$

222,7 ton \geq 142,5 ton

Resiste

ESTRUCTURA DE 5 PISOS

Anexo 9: Diseño de Vigas Principales

Diseño a Flexion de Vigas de concreto armado

Mu - (tonf-m)	Vu (tonf)	T (tonf-m)	Mu + (tonf-m)
53,3173	38,4603	11,2578	49,5898

Detalles de materiales

F'c	240	$\frac{kgf}{cm^2}$	24 MPa
Fy	4200	$\frac{kgf}{cm^2}$	420 MPa

Propiedades de la Viga

Base (b)	35	cm
Altura (h)	70	cm
Longitud (L)	3,1	m
Recubrimiento (r)	40	mm
Modulo (Es)	200000	Mpa
$\emptyset_{estribo}$	10	mm
$\emptyset_{asumido}$	22	mm
$\emptyset_{flexion}$	0,9	

Calculo del Peralte efectivo

$$d = h - r - \emptyset_{estribo} - \frac{\emptyset_{asumido}}{2}$$

d	639	mm
---	-----	----

Calculo del Acero requerido

$$k = \frac{0,85 * f'c * b * d}{fy}$$

k	10863	mm ²
---	-------	-----------------

$$A_s = k * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\emptyset_{flexion} * k * d * fy}} \right)$$

As	24,936	cm ²
----	--------	-----------------

Cuantia de acero de la viga propuesta

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

ρ	0,01115
--------	---------

Control de aceros "Minimos y Maximos"

$$A_{s_{min1}} = \frac{1,4}{f_y} * b * d$$

$A_{s_{min1}}$	7,455	cm^2
----------------	-------	--------

$$A_{s_{min2}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b * d$$

$A_{s_{min2}}$	6,522	cm^2
----------------	-------	--------

$A_{s_{min}}$	7,455	cm^2
---------------	-------	--------

$\rho_{min} = 0,00333333$

$A_s > A_{s_{min}}$	Si Cumple	cm^2
---------------------	------------------	--------

Control de la cuantia

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 * \left(\frac{f'c - 28}{7} \right)$$

Usar para el f'c es INFERIOR a 28 Mpa

β_1	0,85	Usar para el f'c es inferior a 28 Mpa
-----------	------	---------------------------------------

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003}$$

ρ_b	0,02429
----------	---------

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b$$

ρ_{max}	0,01214
--------------	---------

ρ	0,011
--------	-------

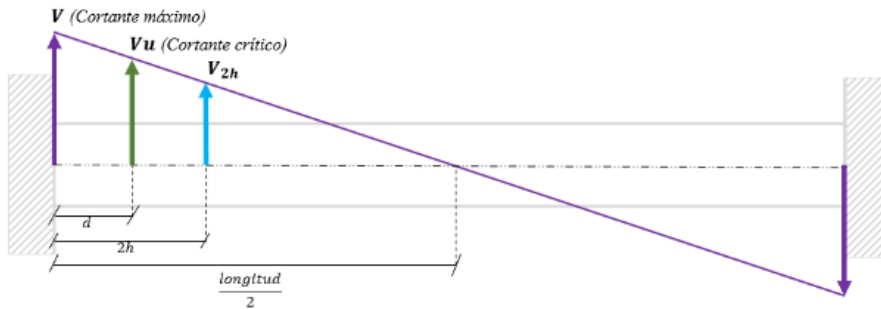
$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$A_{s_{max}}$	2715,75	mm^2
---------------	---------	--------

$\rho_{max} > \rho$	Si Cumple
---------------------	------------------

Diseño a Corte de Vigas de concreto armado

ϕ_{corte}	0,75
----------------	------



$V_u = \frac{V * \left(\frac{L}{2} - d\right)}{\frac{L}{2}}$	V_u	22,605	$tonf$
--	-------	--------	--------

$V_c = 0,83 * \sqrt{f'_c} * b * d$	V_c	92,7583015	$tonf$
------------------------------------	-------	------------	--------

$A_v = 2 * \frac{\pi * \phi_{estribo}^2}{4}$	A_v	157,08	mm^2
--	-------	--------	--------

$S_1 = \frac{d}{4}$	S_1	15,975	cm
---------------------	-------	--------	----

$S_2 = 6 * \phi_{asumido}$	S_2	13,2	cm
----------------------------	-------	------	----

$S_3 = 200 \text{ mm}$	S_3	20	cm
------------------------	-------	----	----

$S_4 = 24 * \phi_{estribo}$	S_4	24	cm
-----------------------------	-------	----	----

S	13,2	cm	
----------	-------------	-----------	--

$V_s = A_v * f_y * \left(\frac{d}{S}\right)$	V_s	31,9371453	tonf
--	-------	------------	------

$V_n = V_c + V_s$	V_n	124,695	tonf
-------------------	-------	---------	------

$\phi_{corte} * V_n$	93,522	tonf	
----------------------	--------	------	--

$V_u \leq \phi_{corte} * V_n$	Si Cumple
-------------------------------	------------------

Diseño de Acero minimo**Asmin calculado**

$A_{sc_{min}}$	745,500	mm^2
----------------	----------------	--------

ϕ_{min}	22	mm
$\#_{min}$	2	

$$A_{S_{min}} = \#_{min} * \left(\frac{\pi * \phi_{min}^2}{4} \right)$$

$A_{S_{min}}$	760,2654	mm^2
---------------	-----------------	--------

$$A_{S_{min}} = A_{sc_{min}} \leq A_{S_{min}}$$

$A_{S_{min}}$	Si Cumple
---------------	------------------

Armado de la Viga

Momento positivo	49,5898	M_{max}	tnf-m
Momento negativo	53,3173	M_{emp}	tnf-m

Diseño de Acero para Momento Positivo

$$R = \frac{M_{max}}{0,9 * b * d^2}$$

R	0,039	$\frac{tonf}{cm^2}$
---	-------	---------------------

APLICANDO SOLVE

ρ	0,001
--------	-------

$$R = \rho * fy * \left(1 - 0,59 * \rho * \frac{fy}{fc} \right)$$

Aplicando Solve

ρ_c	0,00845
ρ_{min}	0,00333

La cuantia calculada debe ser mayor que la cuantia minima
caso contrario se escoge la minima

$$\rho = \rho_c > \rho_{min}$$

ρ	0,0085
--------	--------

$$A_{s_{max}} = \rho * b * d$$

$A_{s_{max1}}$	1889,8425	mm
----------------	-----------	----

$$A_s = A_{s_{max1}} - A_{s_{c_{min}}}$$

A_{s_c}	1129,577	mm
-----------	----------	----

Combinacion de acero

ϕ_{min1}	22	mm
---------------	----	----

$\#_{min1}$	3
-------------	---

ϕ_{min2}	16	mm
---------------	----	----

$\#_{min2}$	0
-------------	---

$$A_{s_{max}} = \#_{min1} * \left(\frac{\pi * \phi_{min1}^2}{4} \right) + \#_{min2} * \left(\frac{\pi * \phi_{min2}^2}{4} \right)$$

$A_{s_{max}}$	1140,3981	mm^2
---------------	-----------	--------

$$A_{s_{max}} = A_{s_c} \leq A_{s_{max}}$$

$A_{s_{max}}$	Si Cumple
---------------	-----------

Diseño de Acero para Momento Negativo

$$R = \frac{M_{nega}}{0,9 * b * d^2}$$

R	0,041	$\frac{tonf}{cm^2}$
---	-------	---------------------

ρ	0,001
--------	-------

$$R = \rho * f_y * \left(1 - 0,59 * \rho * \frac{f_y}{f_c} \right)$$

Aplicando Solve

ρ_c	0,00998
----------	---------

ρ_{min}	0,00333
--------------	---------

La cuantia calculada debe ser mayor que la cuantia minima

$$\rho = \rho_c > \rho_{min}$$

ρ	0,0100
--------	--------

$$A_{S_{nega1}} = \rho * b * d$$

$A_{S_{nega1}}$	2232,027	mm ²
-----------------	----------	-----------------

$$A_{sc} = A_{S_{nega1}} - A_{sc_{min}}$$

A_{sc}	1486,527	mm ²
----------	----------	-----------------

Combinacion de acero

ϕ_{min1}	22	mm
---------------	----	----

$\#_{min1}$	4
-------------	---

ϕ_{min2}	16	mm
---------------	----	----

$\#_{min2}$	0
-------------	---

$$A_{S_{max}} = \#_{min1} * \left(\frac{\pi * \phi_{min1}^2}{4} \right) + \#_{min2} * \left(\frac{\pi * \phi_{min2}^2}{4} \right)$$

$A_{S_{max}}$	1520,5308	mm ²
---------------	-----------	-----------------

$$A_{S_{max}} = A_{sc} \leq A_{S_{max}}$$

$A_{S_{max}}$	Si Cumple
---------------	-----------

Anexo 10: Diseño de Vigas Secundarias

Diseño a Flexión de Vigas de concreto armado

Mu - (tonf-m)	Vu (tonf)	T (tonf-m)	Mu + (tonf-m)
8,1181	6,2473	1,7312	7,4686

Detalles de materiales

F'c	240	$\frac{kgf}{cm^2}$	24	MPa
Fy	4200	$\frac{kgf}{cm^2}$	420	MPa

Propiedades de la Viga

Base (b)	25	cm
Altura (h)	35	cm
Longitud (L)	8,1	m
Recubrimiento (r)	40	mm
Modulo (Ec)	200000	Mpa
$\emptyset_{estribo}$	10	mm
$\emptyset_{asumido}$	14	mm
$\emptyset_{flexion}$	0,9	

Calculo del Peralte efectivo

$$d = h - r - \emptyset_{estribo} - \frac{\emptyset_{asumido}}{2}$$

d	293	mm
---	-----	----

Calculo del Acero requerido

$$k = \frac{0,85 * f'c * b * d}{fy}$$

k	3557,86	mm ²
---	---------	-----------------

$$A_s = k * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\emptyset_{flexion} * k * d * fy}} \right)$$

As	8,297	cm ²
----	-------	-----------------

Cuantia de acero de la viga propuesta

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

ρ	0,01133
--------	---------

Control de aceros "Minimos y Maximos"

$$A_{s_{min1}} = \frac{1,4}{f_y} * b * d$$

$A_{s_{min1}}$	2,442	cm^2
----------------	-------	--------

$$A_{s_{min2}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b * d$$

$A_{s_{min2}}$	2,136	cm^2
----------------	-------	--------

$A_{s_{min}}$	2,442	cm^2	ρ_{min}	0,00333333
---------------	-------	--------	--------------	------------

$A_s > A_{s_{min}}$	Si Cumple	cm^2
---------------------	------------------	--------

Control de la cuantilla

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 * \left(\frac{f'c - 28}{7} \right)$$

Usar para el f'c es superior a 28 Mpa

β_1	0,85
-----------	------

Usar para el f'c es inferior a 28 Mpa

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003}$$

ρ_b	0,02429
----------	---------

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b$$

ρ_{max}	0,01214	ρ	0,01133
--------------	---------	--------	---------

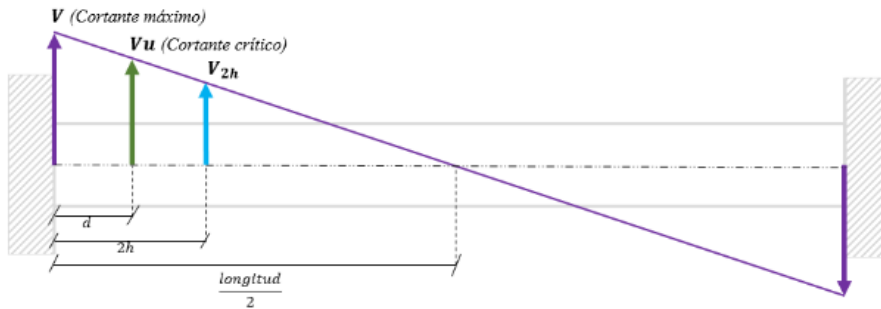
$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$A_{s_{max}}$	889,46	mm^2
---------------	--------	--------

$\rho_{max} > \rho$	Si Cumple
---------------------	------------------

Diseño a Corte de Vigas de concreto armado

ϕ_{corte}	0,75
----------------	------



$$V_u = \frac{V * \left(\frac{L}{2} - d\right)}{\frac{L}{2}}$$

V_u	5,795	<i>tonf</i>
-------	-------	-------------

$$V_c = 0,83 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

V_c	30,3802619	<i>tonf</i>
-------	------------	-------------

$$A_v = 2 * \frac{\pi * \phi_{estribo}^2}{4}$$

A_v	157,08	mm^2
-------	--------	--------

$$S_1 = \frac{d}{4}$$

S_1	7,325	cm
-------	-------	----

$$S_2 = 6 * \phi_{asumido}$$

S_2	8,4	cm
-------	-----	----

$$S_3 = 200 \text{ mm}$$

S_3	20	cm
-------	----	----

$$S_4 = 24 * \phi_{estribo}$$

S_4	24	cm
-------	----	----

S	7,325	cm
----------	--------------	-----------

$$V_s = A_v * f_y * \left(\frac{d}{S}\right)$$

V_s	26,3893783	tonf
-------	------------	------

$V_n = V_c + V_s$	V_n	56,770 tonf
-------------------	-------	-------------

$\phi_{corte} * V_n$	42,577	tonf
----------------------	--------	------

$V_u \leq \phi_{corte} * V_n$	Si Cumple
-------------------------------	------------------

Diseño de Acero minimo**Asmin calculado**

$A_{SC_{min}}$	244,167	mm^2
----------------	----------------	--------

ϕ_{min}	14	mm
$\#_{min}$	2	

$$A_{S_{min}} = \#_{min} * \left(\frac{\pi * \phi_{min}^2}{4} \right)$$

$A_{S_{min}}$	307,8761	mm^2
---------------	-----------------	--------

$$A_{S_{min}} = A_{SC_{min}} \leq A_{S_{min}}$$

$A_{S_{min}}$	Si Cumple
---------------	------------------

Armado de la Viga

Momento positivo	7,4686	M_{max}	tnf-m
Momento negativo	8,1181	M_{emp}	tnf-m

Diseño de Acero para Momento Positivo

$$R = \frac{M_{max}}{0,9 * b * d^2}$$

R	0,039	$\frac{tonf}{cm^2}$
---	-------	---------------------

APLICANDO SOLVE

ρ	0,001
--------	-------

$$R = \rho * fy * \left(1 - 0,59 * \rho * \frac{fy}{fc} \right)$$

Aplicando Solve

ρ_c	0,00938
ρ_{min}	0,00333

La cuantia calculada debe ser mayor que la cuantia minima
caso contrario se escoge la minima

$$\rho = \rho_c > \rho_{min}$$

ρ	0,0094
--------	--------

$$A_{s_{max}} = \rho * b * d$$

$A_{s_{max1}}$	687,085	mm
----------------	---------	----

$$A_s = A_{s_{max1}} - A_{s_{c_{min}}}$$

A_{s_c}	379,209	mm
-----------	---------	----

Combinacion de acero

ϕ_{min1}	14	mm
---------------	----	----

$\#_{min1}$	3
-------------	---

ϕ_{min2}	0	mm
---------------	---	----

$\#_{min2}$	0
-------------	---

$$A_{s_{max}} = \#_{min1} * \left(\frac{\pi * \phi_{min1}^2}{4} \right) + \#_{min2} * \left(\frac{\pi * \phi_{min2}^2}{4} \right)$$

$A_{s_{max}}$	461,8141	mm^2
---------------	----------	--------

$$A_{s_{max}} = A_{s_c} \leq A_{s_{max}}$$

$A_{s_{max}}$	Si Cumple
---------------	-----------

Diseño de Acero para Momento Negativo

$$R = \frac{M_{nega}}{0,9 * b * d^2}$$

R	0,042	$\frac{tonf}{cm^2}$
---	-------	---------------------

ρ	0,001
--------	-------

$$R = \rho * f_y * \left(1 - 0,59 * \rho * \frac{f_y}{f_c} \right)$$

Aplicando Solve

ρ_c	0,01036
----------	---------

ρ_{min}	0,00333
--------------	---------

La cuantia calculada debe ser mayor que la cuantia minima

$\rho = \rho_c > \rho_{min}$

ρ	0,0104
--------	--------

$A_{S_{nega1}} = \rho * b * \iota$

$A_{S_{nega1}}$	758,87	mm
-----------------	--------	----

$A_{sc} = A_{S_{nega1}} - A_{sc_{min}}$

A_{sc}	514,703	mm
----------	---------	----

Combinacion de acero

ϕ_{min1}	14	mm
---------------	----	----

$\#_{min1}$	4
-------------	---

ϕ_{min2}	0	mm
---------------	---	----

$\#_{min2}$	0
-------------	---

$A_{S_{max}} = \#_{min1} * \left(\frac{\pi * \phi_{min1}^2}{4} \right) + \#_{min2} * \left(\frac{\pi * \phi_{min2}^2}{4} \right)$

$A_{S_{max}}$	615,7522	mm^2
---------------	----------	--------

$A_{S_{max}} = A_{sc} \leq A_{S_{max}}$

$A_{S_{max}}$	Si Cumple
---------------	------------------

Anexo 11: Diseño de Columnas

Diseño de Columna de concreto armado

Mux (tonf-m)	Muy (tonf-m)	Pu (tonf)
42,5875	52,8845	294,4404

Detalles de materiales

F'c	240	$\frac{kgf}{cm^2}$	24	MPa
Fy	4200	$\frac{kgf}{cm^2}$	420	MPa

Propiedades de la Columna

Base (b)	60	cm
Altura (h)	60	cm
Recubrimiento (r)	40	mm
Modulo (Ec)	200000	Mpa
$\varnothing_{estribo}$	10	mm
$\varnothing_{asumido}$	22	mm
Altura Columna (hc)	3	m

Calculo del area gruesa propuesta

$$Ag = \frac{Pu}{0,8 * 0,65 * 0,85 * f'c}$$

Agp	2775,645	cm^2
-----	----------	--------

Area gruesa escogida

$$Ag = b * h$$

Ag	3600	cm^2
----	------	--------

Ag	Si Cumple
----	-----------

$$\gamma h = h - 2 * (rec) - \varnothing_{asumido} - 2 * \varnothing_{estribo}$$

γh	478	mm
------------	-----	----

Calculo para la columna

$$\gamma = \frac{\gamma h}{h}$$

γ	0,80		
$f'c$	3,36	4	ksi
f_y	58,8	60	ksi

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u}$$

e_x	144,639	mm
-------	---------	----

$$e_{min} = 15 + 0,03 * h$$

e_{min}	33	mm
-----------	----	----

e	Si Cumple
----------	------------------

$$P_n = \frac{P_u}{0,65}$$

P_n	452,985	tonf
-------	---------	------

Diagramas de interaccion**Diagrama de interaccion para M_{uy}**

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u}$$

e_y	179,610	mm
-------	---------	----

$$e_{min} = 15 + 0,03 * h$$

e_{min}	33	mm
-----------	----	----

e	Si Cumple
----------	------------------

$$P_n = \frac{P_u}{0,65}$$

P_n	452,985	tonf
-------	---------	------

$$K_n = \frac{P_n}{f'c * A_g}$$

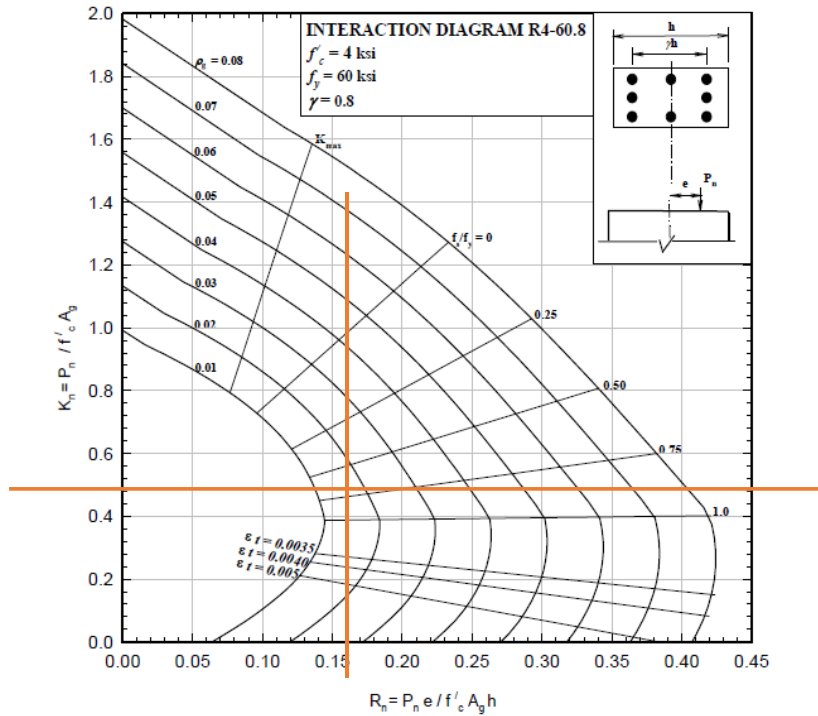
K_n	0,52
-------	------

$$R_n = \frac{P_n * e}{f'c * A_g * h}$$

R_n	0,16
-------	------

Datos a considerar

γ	$f'c$	f_y
0,80	4	60



ρ_1	0,016
γ_1	0,8

$\rho = \max(\rho_x, \rho_y)$	ρ	0,016
-------------------------------	--------	-------

Calculo de las varillas requeridas

$$A_s = \rho * h^2$$

A_s	5760	mm^2
-------	------	--------

$\#_{v1}$	16	
ϕ_{v1}	22	mm

$\#_{v2}$	0	
ϕ_{v2}	0	mm

$$A_{s\text{diseño}} = \#_{v1} * \frac{\pi * \phi_{v1}^2}{4} + \#_{v2} * \frac{\pi * \phi_{v2}^2}{4}$$

$A_{s\text{diseño}}$	6082,123	mm^2
----------------------	----------	--------

$A_{s\text{diseño}} > A_s$	Si Cumple
----------------------------	------------------

Calculo de los estribos

"Separacion de estribos en la union viga-columna"

$S_1 = 6\phi_1$	132	mm
-----------------	-----	----

$S_2 = 100$	100	mm
-------------	-----	----

$S = \min(S_1, S_2)$	100	mm
----------------------	-----	----

"Separacion de estribos en el centro de la columna"

$S_1 = 6\phi_1$	132	mm
-----------------	-----	----

$S_2 = 150$	150	mm
-------------	-----	----

$S_C = \min(S_1, S_2)$	132	mm
------------------------	-----	----

"Longitud de anclaje"

$L_{o1} = h$	600	mm
--------------	-----	----

$L_{o2} = \frac{hc}{6}$	500	mm
-------------------------	-----	----

$L_{o3} = 450$	450	mm
----------------	-----	----

$L_o = \max(L_{o1}, L_{o2}, L_{o3})$

L_o	600	mm
-------	-----	----

Anexo 12: Diseño de muros de hormigón armado

Diseño de muros de corte de hormigón

Mu (tonf-m)	Vu (tonf)	Pu (tonf)
975,4306	294,4806	951,3752

Detalles de materiales

F'c	240	kgf/m ²
Fy	4200	kgf/m ²

Propiedades del muro

Altura (hw)	24,2	m
Ancho (lw)	2,7	m
Espesor (tw)	35	cm
Area (Acw)	0,945	m ²
Inercia (I)	0,5740875	m ⁴
C	1,35	m

σ+	330,053	kgf/cm ²
σ-	-128,704	kgf/cm ²

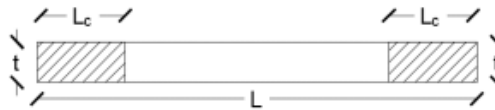
$$\sigma = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_c}{I}$$

Esfuerzo ganador	330,053	kgf/cm ²
------------------	---------	---------------------

Requiere elementos de borde

Diseño de elemento de Borde

2t	0,7	m
0,10L	0,27	m
Se escoge un valor constructivo		
L _{EB}	0,8	m
t _{EB}	0,35	m
Ag _{EB}	0,3	m ²



Cálculo del acero de refuerzo (borde)		
Usar	34	32 mm
As	273,44	cm ²
P _{conf}	989,07	tonf
∅	0,7	
∅ _e	0,8	
∅P _n	963,01	tonf
∅P _n ≥ Pu	Resiste	

$$P_{conf} = \frac{P_u}{2} + \frac{M_u}{L}$$

menos un elemento de borde

$$\phi P_n = \phi (\phi_e [0,85 f'_c (A_g) + f_y A_s])$$

∅ _{st}	10	mm	s ≤ [100 mm 6d. refuerzo longitudinal menor]	s _o = 100 + ((350 - h _x) / 3)
S	10,00	cm		

Diseño a Corte

Vn	380,64	tonf
Vc	77,5913484	tonf
Vs	268,856	tonf

$$V_n = 2.6\sqrt{f'_c}A_{cw}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}A_{cw}$$

Calculo de acero horizontal Ash

Aw	0,945	m^2
ρ_{h1}	0,0068	
ρ_{h2}	0,0229	
ρ_h	0,0025	
Ash	17,0663469	cm^2
Usar	4	20 mm
As	12,57	cm^2

Calculo de acero vertical Asv

ρ_{v1}	0,0025	
ρ_{v2}	0,0025	
ρ_v	0,0025	
Ash	1,87	cm^2
Usar	4	20 mm
As	12,57	cm^2

Anexo 13: Diseño de muros de acero

Análisis Dinámico Espectral	
V_u	119,39

Parámetros del SPSW	
Ω_s	1,2
L_w	4,00 m
h_w	3,00 m
t_w	6 mm
3 mm	
Espesor aprobado	
f_y	2530 kgf/cm ²

Delimitaciones de la placa	
$0,8 < L_w/h_w < 2,50$	
L_w/h_w	1,33
Relación Aprobada	

Asumir Elementos de Borde

HBE Concreto	
$f'c$	240 kgf/cm ²
b	35,0 cm
h	75,0 cm
A_{HBE}	0,2625 m ²
M_n	52,78 ton*m

VBE Acero	
$I_c \geq \frac{0,00307th^4}{L}$	
$I_c \geq$	37300,5 cm ⁴

Sección IPE	
h	55 cm
b	24 cm
tw	15 mm
tf	20 mm
A	17250 mm ²
I_c	84029,38 cm ⁴
Si Cumple	

L_{cf}	2,9	m
h_c	2,25	m

Comportamiento		
$\alpha = \arctan \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{t_w * L_w}{2 * A_{VBE}}}{1 + t_w * h_w \left(\frac{1}{A_{HBE}} + \frac{h_w^3}{360 * I_{VBE} * L_w} \right)}}$		
α	46,5 °	

Cortante Nominal de la placa	
$V_n = 0,42 * f_y * t_w * L_{V-V} * \text{seno}(2 * \alpha)$	
V_n	184,7 ton
ϕV_n	166,2 ton
Si Cumple	

Diseño de elemento de borde Horizontal	
R_y	1,3

$M_u = \frac{w_u L_h^2}{8} + P_u \left(\frac{L}{3} - d_c - d_b \right)$	
$w_u = R_y F_y (t_i \cos^2 \alpha_i - t_{i+1} \cos^2 \alpha_{i+1})$	
w_u	30,31 ton/m
M_u	27,97 ton*m

$L_h = L - 2s_h$	
$L_h = L - 2 \left(\frac{1}{2} * (d_c + d_b) \right)$	
L_h	270 cm

Fuerzas HBE	
-------------	--

$$P_{HBE} = P_{HBE(VBE)} \pm \frac{1}{2} P_{HBE(web)}$$

$$P_{HBE(VBE)} = \sum \frac{1}{2} * R_y * f_y * \sin^2(\alpha) * t_w * h_c$$

$P_{HBE(VBE)}$	116,7 ton
----------------	-----------

$$P_{HBE(web)} = \frac{1}{2} * R_y * f_y * (t_{pi} * \text{sen}(2 * \alpha_i) - t_{pi+1} * \text{sen}(2 * \alpha_{i+1})) * L_{cf}$$

$P_{HBE(web)}$	95,1 ton
----------------	----------

$P_{HBE(+)}$	164,2 ton
--------------	-----------

$P_{HBE(-)}$	69,1 ton
--------------	----------

P_r	164,2 ton
-------	-----------

M_r	28,5 ton*m
-------	------------

$$V_u = \frac{2M_r}{L_h} + P_u + \frac{w_g + w_u}{2} (L_{cf})$$

V_u	93,6 ton
-------	----------

Diseño de elemento de borde Vertical	
--------------------------------------	--

$$V_u = \frac{2 * M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u}{2} * L_{cf}$$

V_u	83,0 ton
-------	----------

$$M_{VBE(web)} = R_y * F_y * \text{sen}^2(\alpha) * t_w * \left(\frac{h_c^2}{12} \right)$$

$M_{VBE(web)}$	43,7 ton*m
----------------	------------

$$M_{VBE(HBE)} = \frac{1}{2} * \sum M_{pb}$$

$$M_{pb} = \frac{M_{pr}}{1,1 * R_y} + V_u * s_h$$

M_{pb}	97,8 ton*m
----------	------------

$$M_{pr} = (1,1 * R_y * F_y * Z) * \left[1 - \frac{1}{2} * \left(\frac{P_{uHBE}}{P_y} \right) \right]$$

M_{pr}	37,2 ton*m
----------	------------

$$M_{VBE(HBE)} = \frac{1}{2} * \sum M_{pb}$$

$M_{VBE(HBE)}$	67,5 ton*m
----------------	------------

$$M_u = M_{VBE(web)} + M_{VBE(HBE)}$$

M_u	111,2 ton*m
-------	-------------

$$V_{VBE(web)} = \frac{1}{2} * R_y * F_y * \sin^2(\alpha) * t_w * h_c$$

$V_{VBE(web)}$	116,7 ton
----------------	-----------

$$V_{VBE(HBE)} = \sum \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pc}}{h_c} \right)$$

$V_{VBE(HBE)}$	39,716
----------------	--------

$$V_u = V_{VBE(HBE)} + V_{VBE(web)}$$

V_u	156,4 ton
-------	-----------

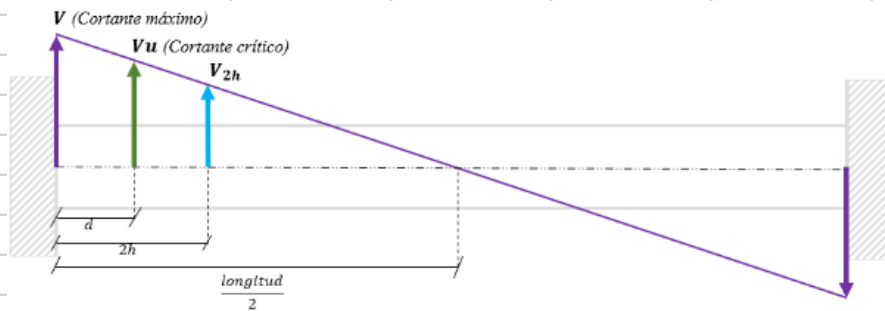
Anexo 14: Elementos de borde horizontal

Diseño a Flexion de Vigas de concreto armado				
Mu - (tonf-m)	Vu (tonf)			
28,5340	93,6182			
Detalles de materiales				
F'c	240	$\frac{kgf}{cm^2}$	24	MPa
Fy	4200	$\frac{kgf}{cm^2}$	420	MPa
Propiedades de la Viga				
Base (b)	35	cm		
Altura (h)	70	cm		
Longitud (L)	4	m		
Recubrimiento (r)	40	mm		
Modulo (Es)	200000	Mpa		
$\emptyset_{estribo}$	10	mm		
$\emptyset_{asumido}$	22	mm		
$\emptyset_{flexion}$	0,9			
Calculo del Peralte efectivo				
$d = h - r - \emptyset_{estribo} - \frac{\emptyset_{asumido}}{2}$				
d	639	mm		
Calculo del Acero requerido				
$k = \frac{0,85 * f'c * b * d}{fy}$				
k	10863	mm ²		
$A_s = k * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\emptyset_{flexion} * k * d * fy}} \right)$				
As	12,537	cm ²		

Cuantia de acero de la viga propuesta				
		$\rho = \frac{A_s}{b * d}$		
ρ		0,00561		
Control de aceros "Minimos y Maximos"				
		$A_{s_{min1}} = \frac{1,4}{f_y} * b * d$		
$A_{s_{min1}}$		7,455	cm^2	
		$A_{s_{min2}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b * d$		
$A_{s_{min2}}$		6,522	cm^2	
$A_{s_{min}}$		7,455	cm^2	ρ_{min} 0,00333333
$A_s > A_{s_{min}}$		Si Cumple	cm^2	
Control de la cuantia				
		$\beta_1 = 0,85 - 0,05 * \left(\frac{f'c - 28}{7} \right)$		Usar para el f'c es INFERIOR a 28 Mpa
β_1		0,85		Usar para el f'c es inferior a 28 Mpa
		$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003}$		
ρ_b		0,02429		
		$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b$		
ρ_{max}		0,01214		
		$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$		
$A_{s_{max}}$		2715,75	mm^2	
$\rho_{max} > \rho$		Si Cumple		

Diseño a Corte de Vigas de concreto armado

ϕ_{corte} 0,75



$$V_u = \frac{V * \left(\frac{L}{2} - d\right)}{\frac{L}{2}}$$

V_u 63,707 tonf

$$V_c = 0,83 * \sqrt{f'c} * b * d$$

V_c 92,7583015 tonf

$$A_v = 2 * \frac{\pi * \phi_{estribo}^2}{4}$$

A_v 157,08 mm²

$$S_1 = \frac{d}{4}$$

S_1 15,975 cm

$$S_2 = 6 * \phi_{asumido}$$

S_2 13,2 cm

$$S_3 = 200 \text{ mm}$$

S_3 20 cm

$$S_4 = 24 * \phi_{estribo}$$

S_4 24 cm

S **13,2 cm**

$$V_s = A_v * f_y * \left(\frac{d}{S}\right)$$

V_s 31,94 tonf

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n 124,695 tonf

$$\phi_{corte} * V_n$$

93,522 tonf

$$V_u \leq \phi_{corte} * V_n$$

Si Cumple

Diseño de Acero minimo		
Asmin calculado		
A_{SCmin}	745,500	mm^2
\emptyset_{min}	25	mm
$\#_{min}$	2	
$A_{Smin} = \#_{min} * \left(\frac{\pi * \emptyset_{min}^2}{4} \right)$		
A_{Smin}	981,7477	mm^2
$A_{Smin} = A_{SCmin} \leq A_{Smin}$		
A_{Smin}	Si Cumple	

Anexo 15: Axial EBH

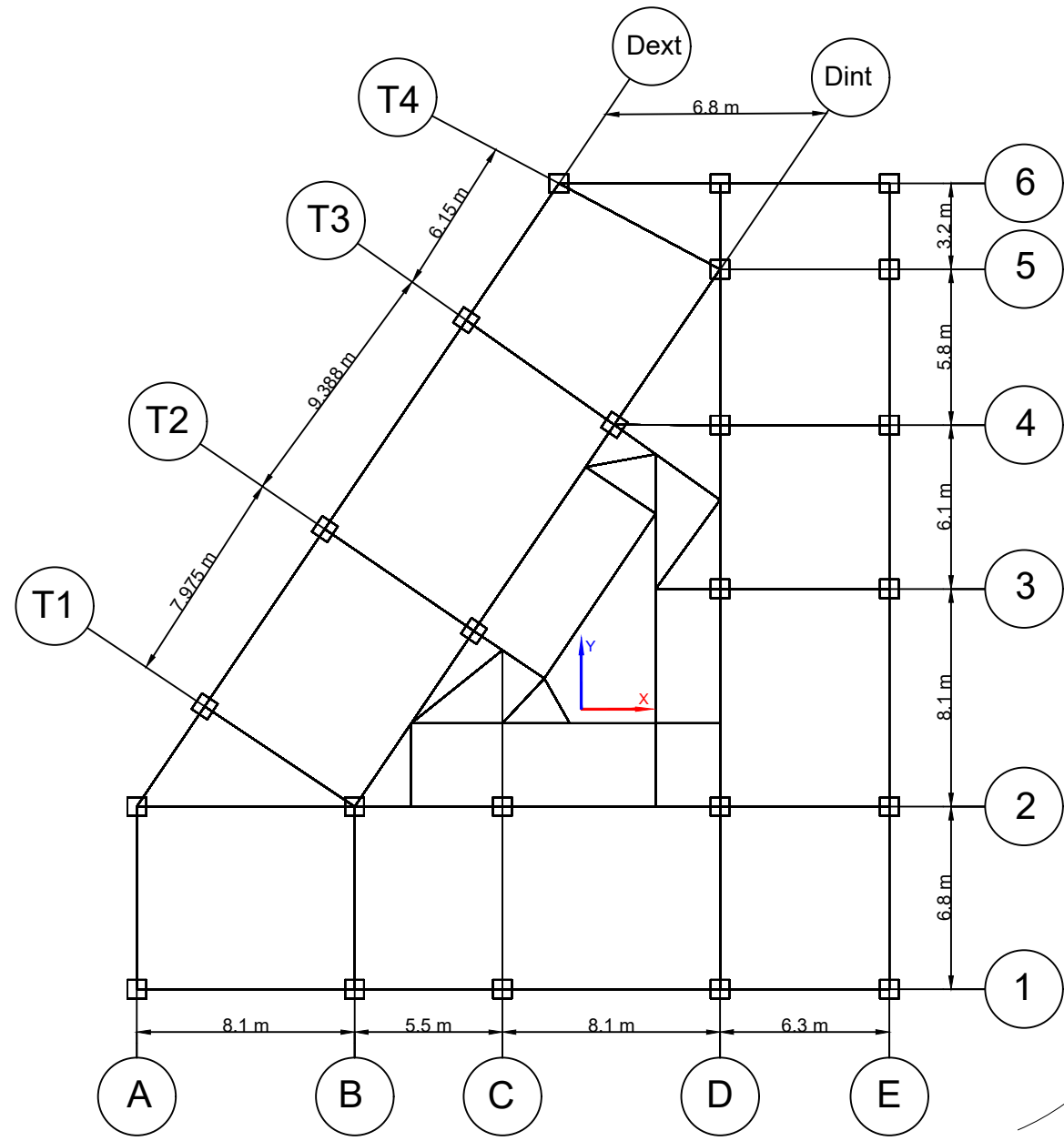
Análisis del EBH de concreto armado			
Mux	(tonf- m)	Pu	(tonf)
	28,534		164,231
Detalles de materiales			
F'c		240	$\frac{kgf}{cm^2}$ 24 MPa
Fy		4200	$\frac{kgf}{cm^2}$ 420 MPa
Propiedades del EBH			
Base (b)		35	cm
Altura (h)		70	cm
Recubrimiento (r)		40	mm
Modulo (Es)		200000	Mpa
$\emptyset_{estribo}$		10	mm
$\emptyset_{asumido}$		22	mm
Altura Columna (hc)		4	m
Area gruesa EBH			
$Ag = b * h$			
Ag		2450	cm^2
\emptyset_{min}		22	mm
$\#_{min}$		2	
$AS_{min} = \#_{min} * \left(\frac{\pi * \emptyset_{min}^2}{4} \right)$			
AS_{min}		760,2654	mm^2
$\emptyset P_n = 0,65 * 0,8 * (0,85 * f'c * Ag + fy * A_s)$			
P_n		276,5	ton
$P_n \geq P_u$			
276,5 ton		\geq	164,2 ton
Resiste			

Anexo 16: Axial VBE

	I550
h (mm)	550
b (mm)	240
tf (mm)	20
tw (mm)	15
Area (mm²)	17250
Inercia X (cm⁴)	84029,38
Inercia Y (cm⁴)	4622,34
Es	200000 MPA
Fy	2530 kgf/cm ²
V_u	156,4 ton
M_u	111,2 ton*m
P_u	274,1 ton
Chequeo de compacidad	
	$0,38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
b	12
t	1,5
B/t	8
$0,38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	10,79
$\frac{b}{t} \leq 0,38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Compacta	

Chequeo de Ductilidad	
$1,49 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$	
R_y	1,3
37,09	
$\frac{b}{t} \leq 1,49 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$	
Ductil	
Verificacion de Esfuerzo	
Chequeo de Cortante	
$\phi_v V_n = \phi_v * 0,6 * f_y * A_{VBE}$	
ϕ_v	1,0
V_n	261,9 ton
$V_n \geq V_u$	
261,9 ton \geq 156,4 ton	
Resiste	
Chequeo de Carga Axial (P)	
$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$	
r	5,18
$\frac{KL}{r}$	
43,47	
$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$	
F_e	106541,01
$F_{cr} = \left(0,658^{F_e}\right) * F_y$	
F_{cr}	2504,978379
$\phi_C P_n = \phi_C * F_{cr} * A_g$	
P_n	388,90

$P_n \geq P_u$	
388,9 ton \geq 274,1 ton	
Resiste	
Chequeo de Momento	
$M_c = \phi_b * F_y * Z_x$	
M_c	222,69
$M_c \geq M_u$	
222,7 ton \geq 111,2 ton	
Resiste	



PROYECTO TÉCNICO

PROYECTO:
**PLANO
 ARQUITECTÓNICO**

PROPIETARIOS:
**MACAS LANDIN ANTHONY RAFAEL
 VARGAS REQUELME JONATHAN BRYAN**

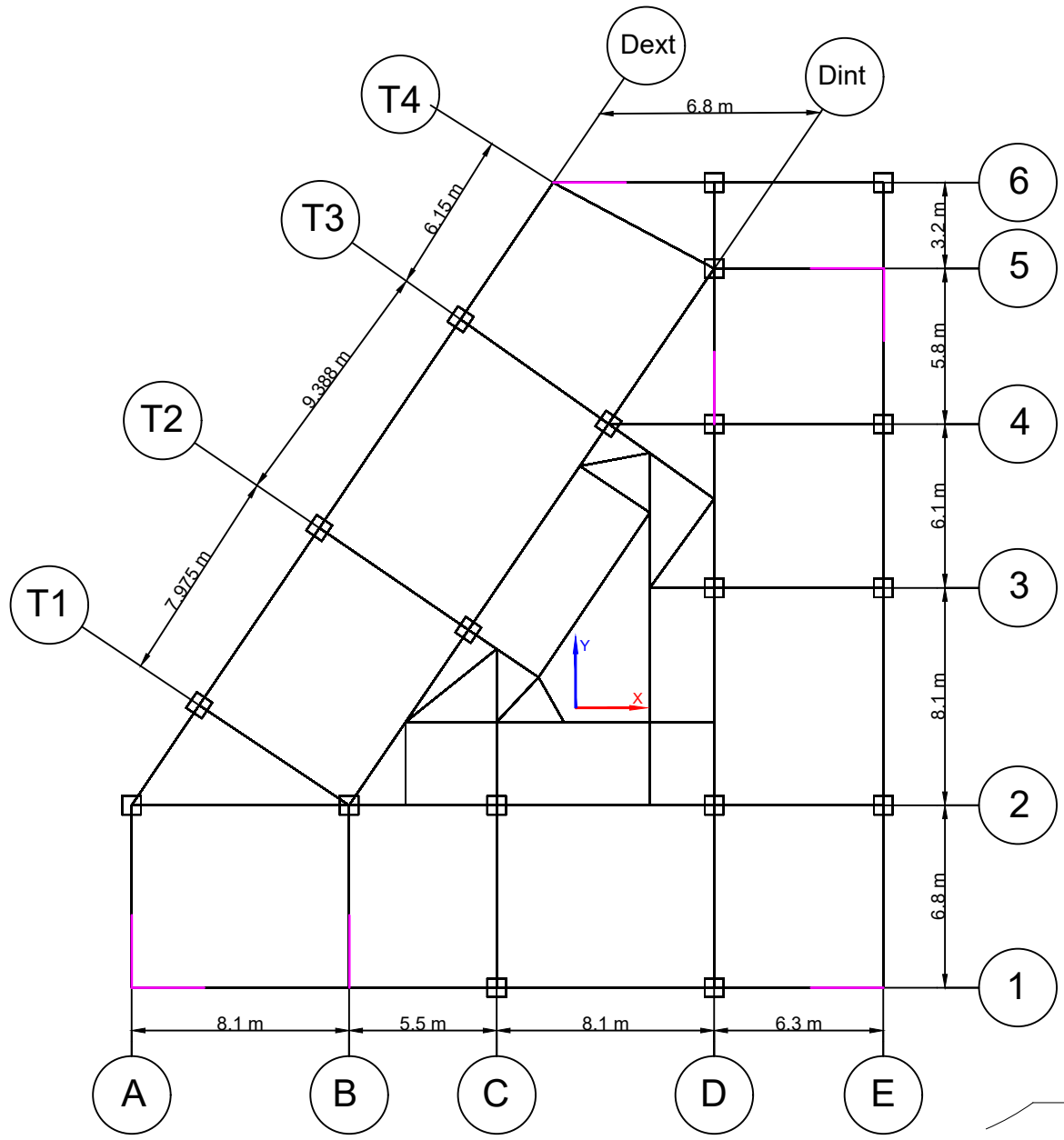
TUTOR:
ING. JOSE LUIS ORDOÑEZ FERNANDEZ, MG.

FECHA:
MARZO 2024

UBICACIÓN:
AVENIDA CIRCUNVALACION NORTE Y 8VA NORTE

ESCALA:
1:100

LAMINA:
1



PROYECTO TECNICO

PROYECTO:
**PLANO
 ARQUITECTONICO
 CON MUROS
 ESTRUCTURALES**

PROPIETARIOS:
**MACAS LANDIN ANTHONY RAFAEL
 VARGAS REQUELME JONATHAN BRYAN**

TUTOR:
ING. JOSE LUIS ORDOÑEZ FERNANDEZ, MG.

FECHA:
MARZO 2024

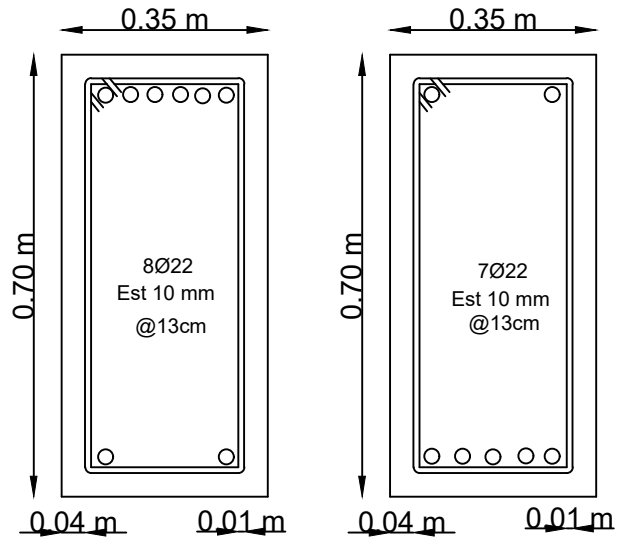
UBICACIÓN:
AVENIDA CIRCUNVALACION NORTE Y 8VA NORTE

ESCALA:
1:100

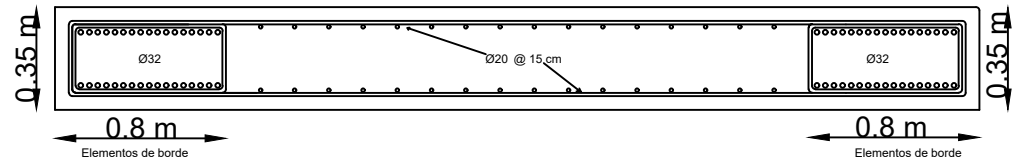
LAMINA:
2

5 PISOS

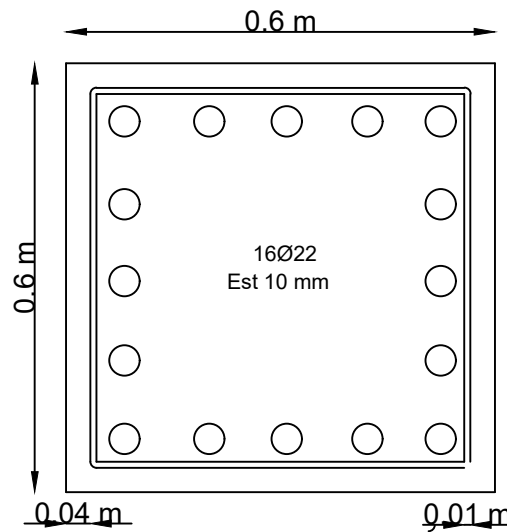
VIGAS PRINCIPALES



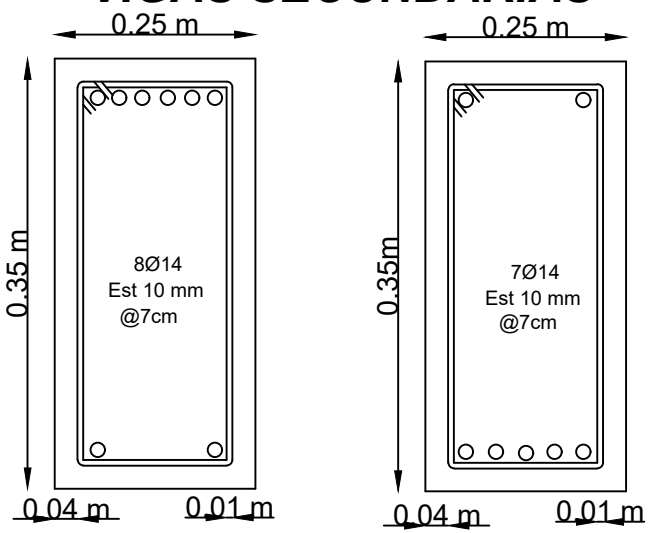
MURO ESTRUCTURAL



COLUMNAS



VIGAS SECUNDARIAS



PROYECTO TECNICO

PROYECTO:

PLANO
 DISEÑO
 ESTRUCTURAL
 5 PISOS

PROPIETARIOS:

MACAS LANDIN ANTHONY RAFAEL
 VARGAS REQUELME JONATHAN BRYAN

ING. JOSE LUIS ORDOÑEZ FERNANDEZ, MG.

FECHA:

MARZO 2024

UBICACIÓN:

AVENIDA CIRCUNVALACION NORTE Y 8VA NORTE

ESCALA:

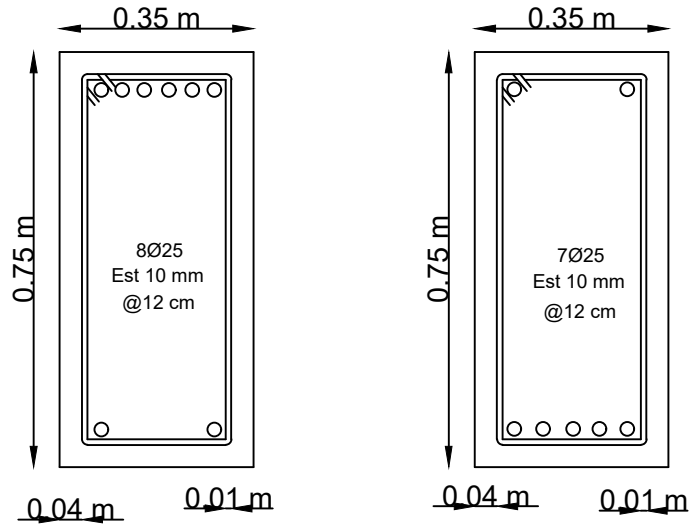
1:100

LAMINA:

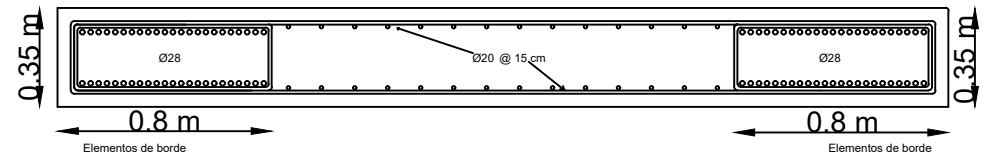
4

8 PISOS

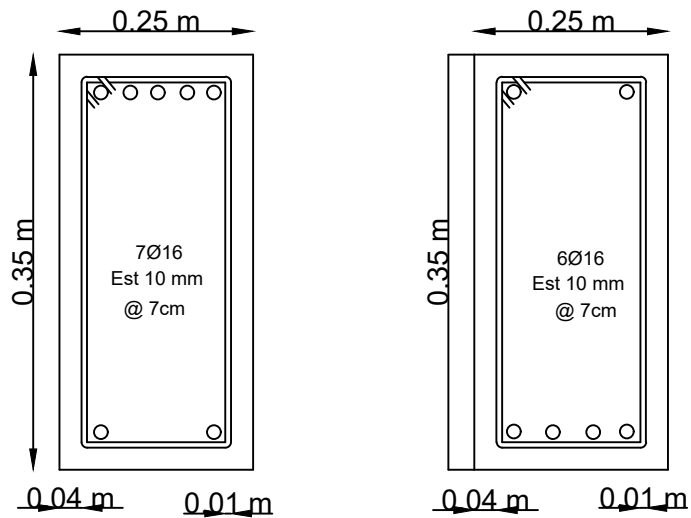
VIGAS PRINCIPALES



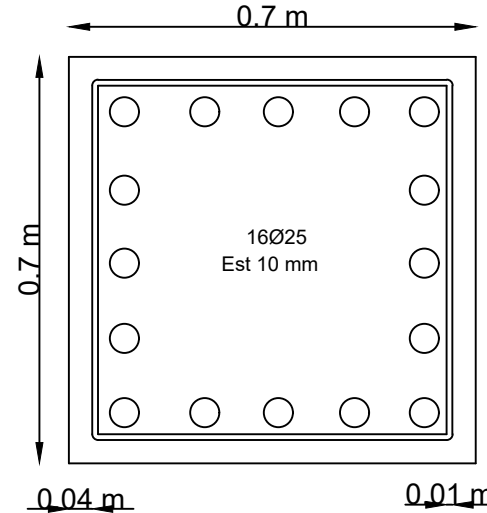
MURO ESTRUCTURAL



VIGAS SECUNDARIAS



COLUMNAS



PROYECTO TECNICO

PROYECTO:
**PLANO
DISEÑO
ESTRUCTURAL
8 PISOS**

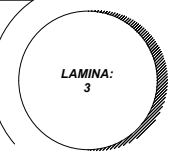
PROPIETARIOS:
**MACAS LANDIN ANTHONY RAFAEL
VARGAS REQUELME JONATHAN BRYAN**

TUTOR:
ING. JOSE LUIS ORDOÑEZ FERNANDEZ, MG.

FECHA:
MARZO 2024

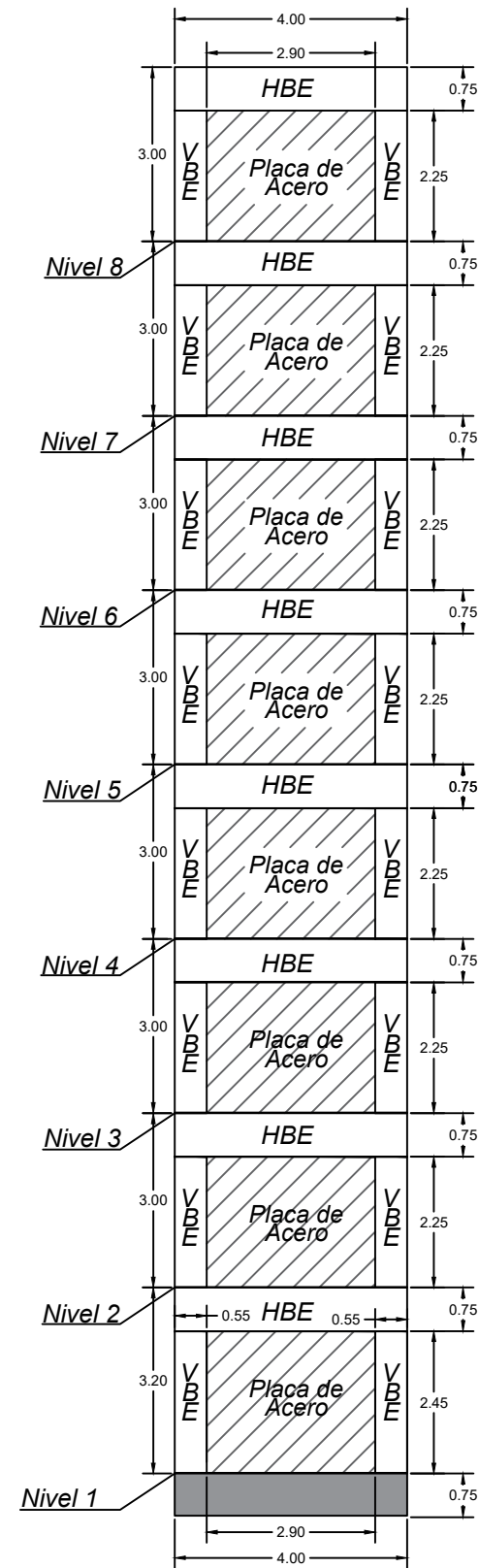
UBICACIÓN:
AVENIDA CIRCUNVALACION NORTE Y 8VA NORTE

ESCALA:
1:100



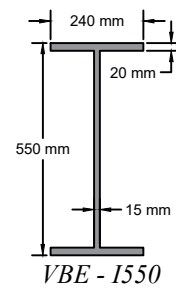
8 PISOS

SPSW



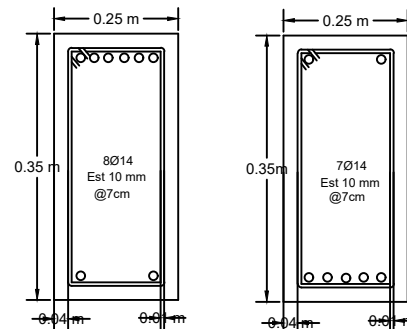
SECCIONES TRANSVERSALES

VBE

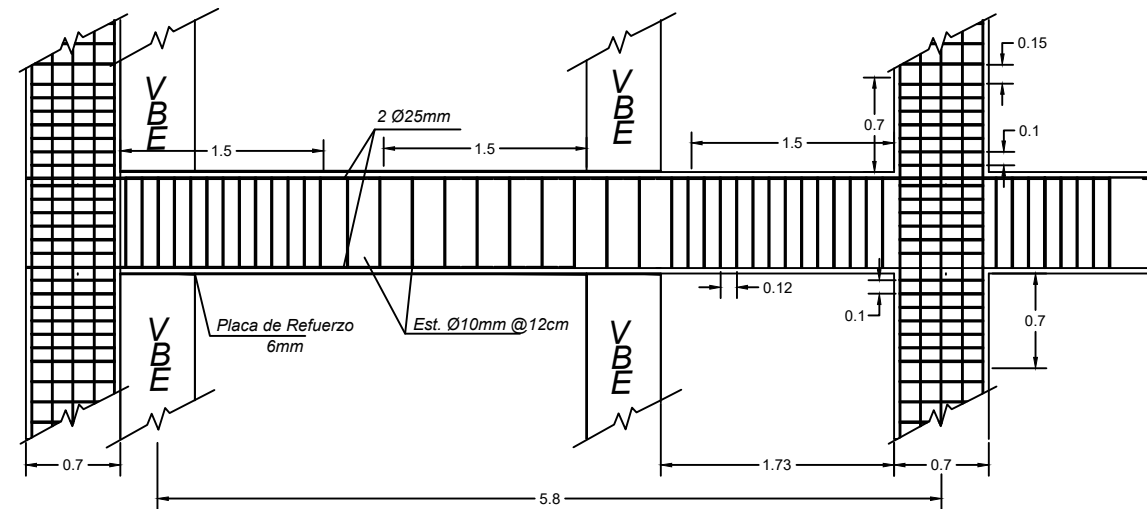


HBE - 35x75cm

Seccion Transversal de Vigas



Detalle de HBE



Detalles Tecnicos del SPSW				
	Espesor Placa (mm)	Dimension Placa (m)	HBE (cm)	VBE
Nivel 8	6	2.9x2.25	35x75	1550
Nivel 7	6	2.9x2.25	35x75	1550
Nivel 6	8	2.9x2.25	35x75	1550
Nivel 5	8	2.9x2.25	35x75	1550
Nivel 4	8	2.9x2.25	35x75	1550
Nivel 3	10	2.9x2.25	35x75	1550
Nivel 2	10	2.9x2.25	35x75	1550
Nivel 1	10	2.9x2.45	35x75	1550

Nota: El HBE es de concreto armado 240 kg/cm² y el VBE Placa es de acero estructural Gr A36

PROYECTO TECNICO

PROYECTO:
PLANO ESTRUCTURAL SPSW

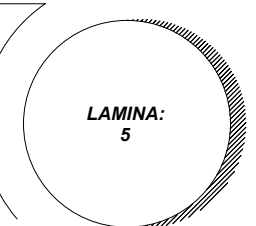
PROPIETARIOS:
**MACAS LANDIN ANTHONY RAFAEL
 VARGAS REQUELME JONATHAN BRYAN**

ING. JOSE LUIS ORDOÑEZ FERNANDEZ, MG.

FECHA:
MARZO 2024

UBICACIÓN:
AVENIDA CIRCUNVALACION NORTE Y 8VA NORTE

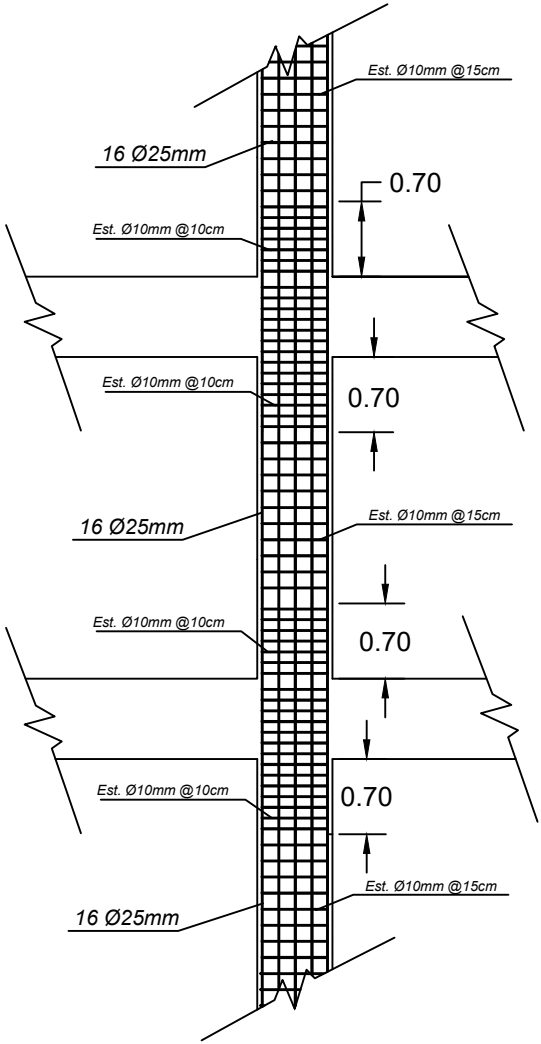
ESCALA:
1:100



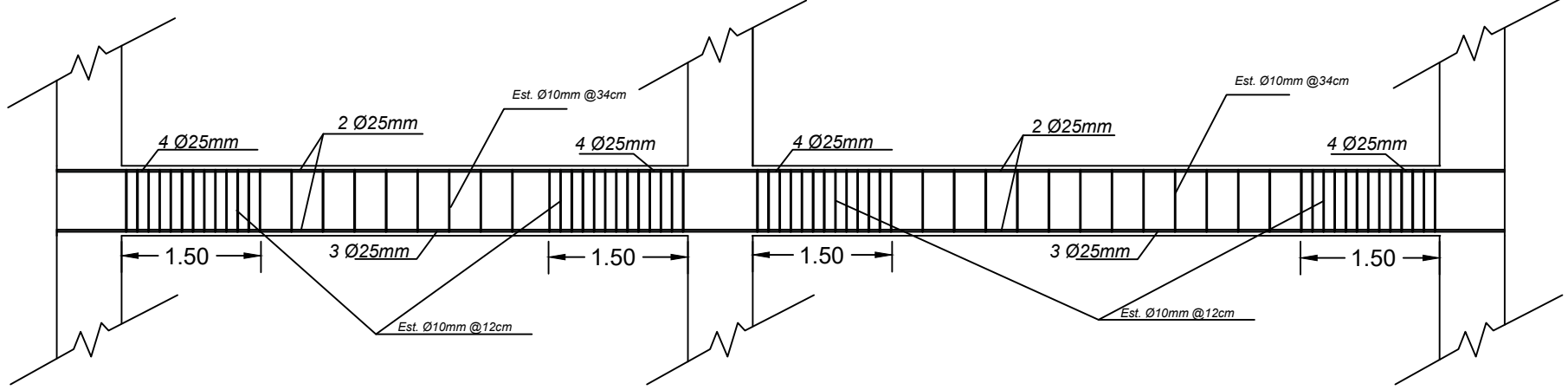
8 PISOS



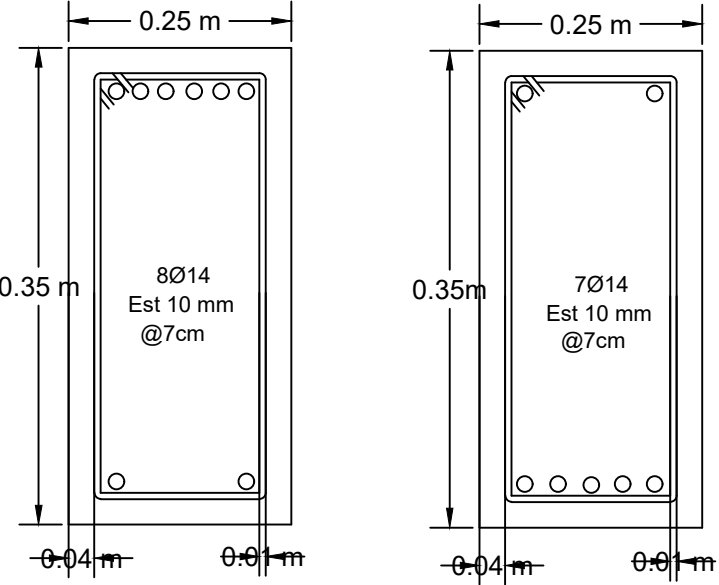
Detalles de Columna



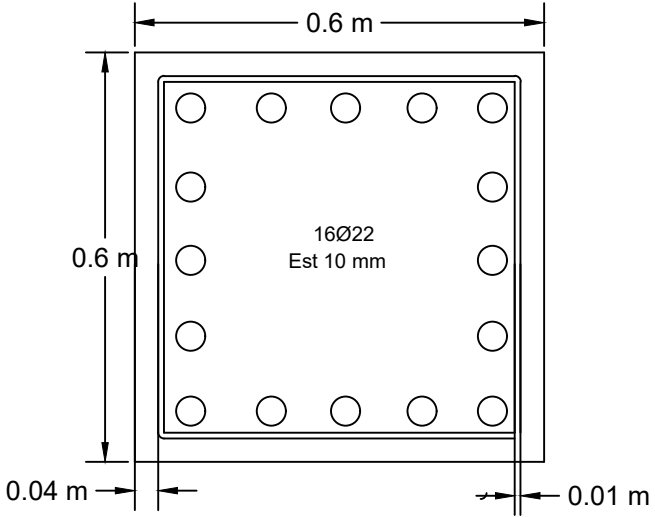
Detalles de viga



Seccion Transversal de Vigas



Seccion Transversal de Columnas



PROYECTO TECNICO

PROYECTO:
**PLANO
 DETALLES
 ELEMENTOS
 ESTRUCTURALES**

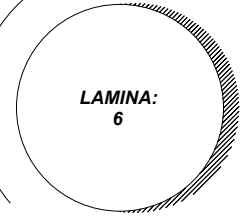
PROPIETARIOS:
**MACAS LANDIN ANTHONY RAFAEL
 VARGAS REQUELME JONATHAN BRYAN**

ING. JOSE LUIS ORDOÑEZ FERNANDEZ, MG.

FECHA:
MARZO 2024

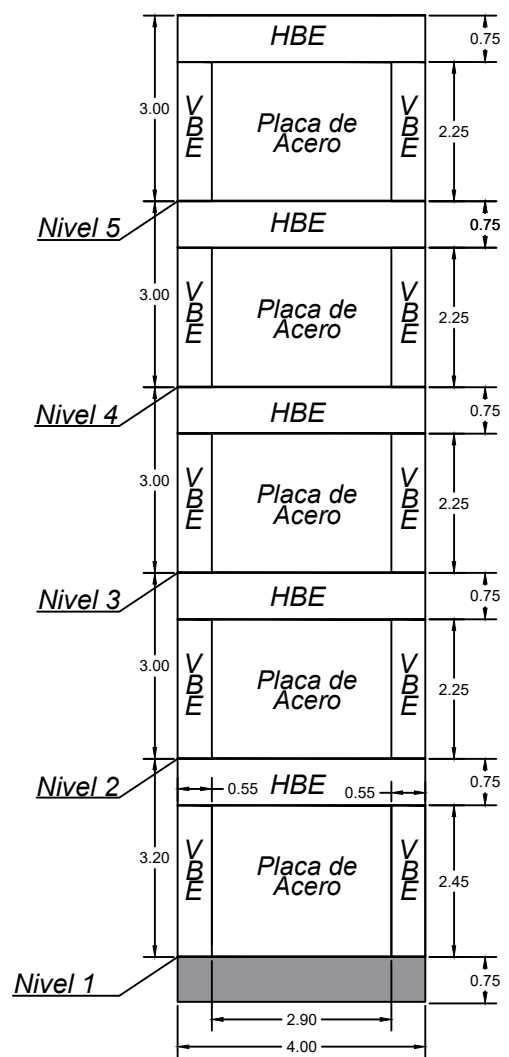
UBICACIÓN:
AVENIDA CIRCUNVALACION NORTE Y 8VA NORTE

ESCALA:
1:100

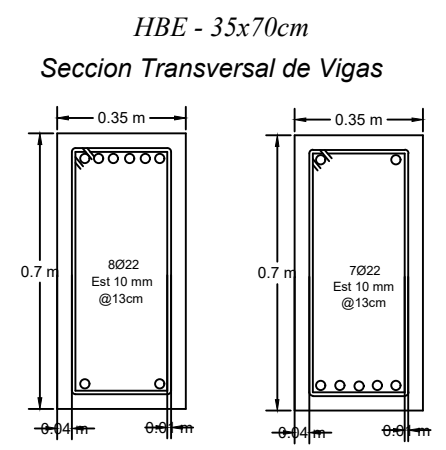
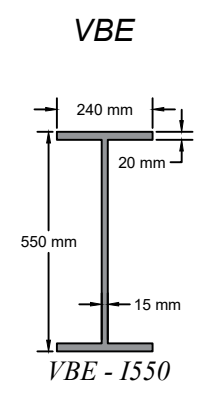


5 PISOS

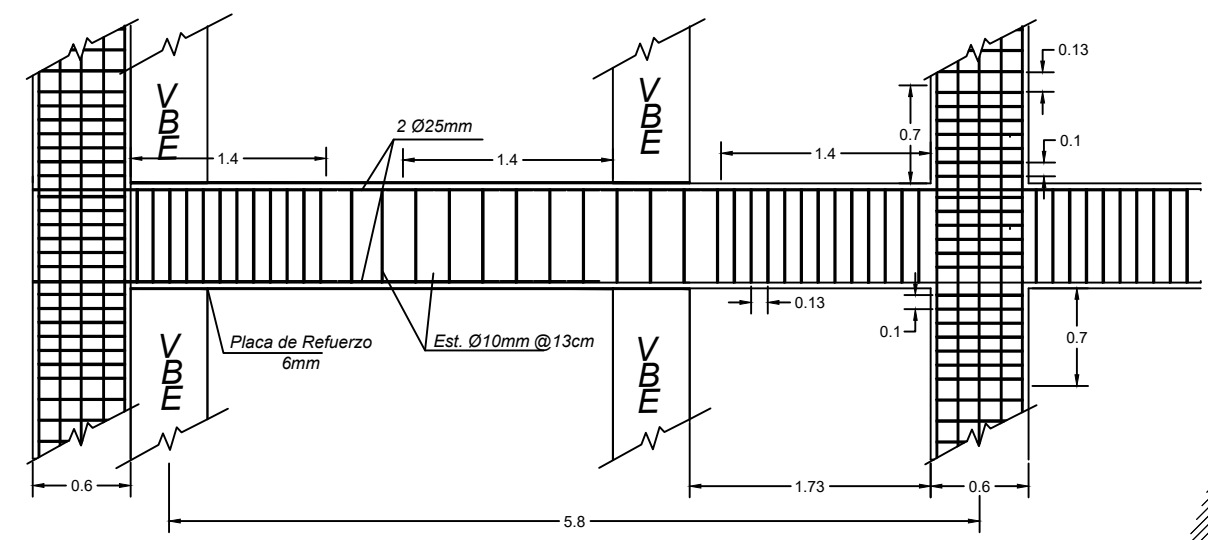
SPSW



SECCIONES TRANSVERSALES



Detalle de HBE



	Espesor Placa (mm)	Dimension Placa (m)	HBE (cm)	VBE
Nivel 5	4	2.9x2.25	35x70	1550
Nivel 4	6	2.9x2.25	35x70	1550
Nivel 3	8	2.9x2.25	35x70	1550
Nivel 2	8	2.9x2.25	35x70	1550
Nivel 1	10	2.9x2.45	35x70	1550

Nota: El HBE es de concreto armado 240 kg/cm² y el VBE Placa es de acero estructural Gr A36

PROYECTO TECNICO

PROYECTO:
PLANO ESTRUCTURAL
 SPSW

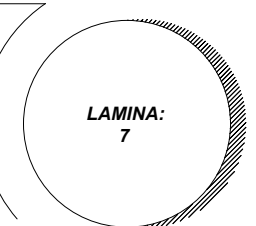
PROPIETARIOS:
 MACAS LANDIN ANTHONY RAFAEL
 VARGAS REQUELME JONATHAN BRYAN

ING. JOSE LUIS ORDOÑEZ FERNANDEZ, MG.

FECHA:
 MARZO 2024

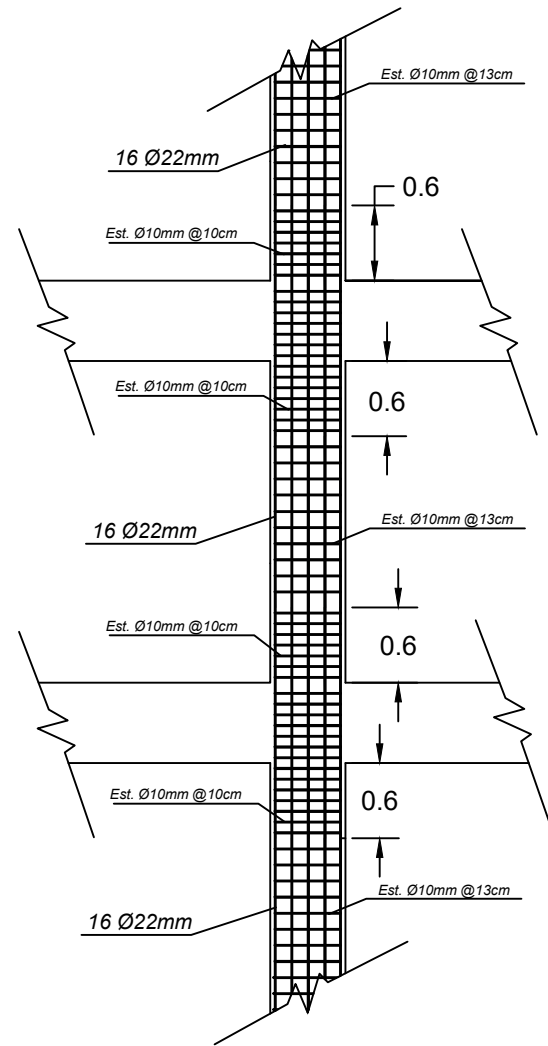
UBICACIÓN:
 AVENIDA CIRCUNVALACION NORTE Y 8VA NORTE

ESCALA:
 1:100

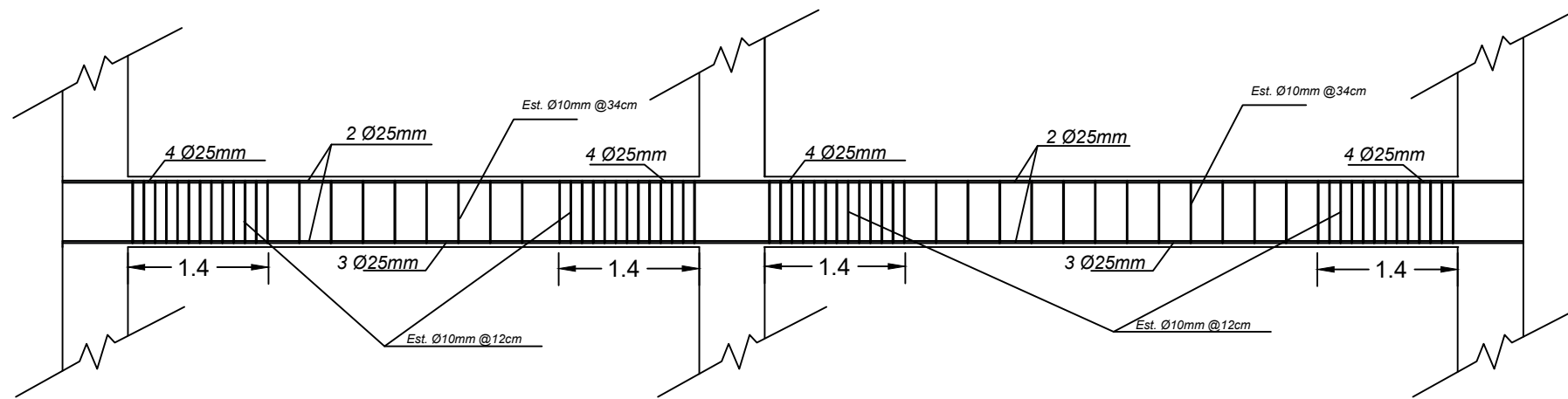


5 PISOS

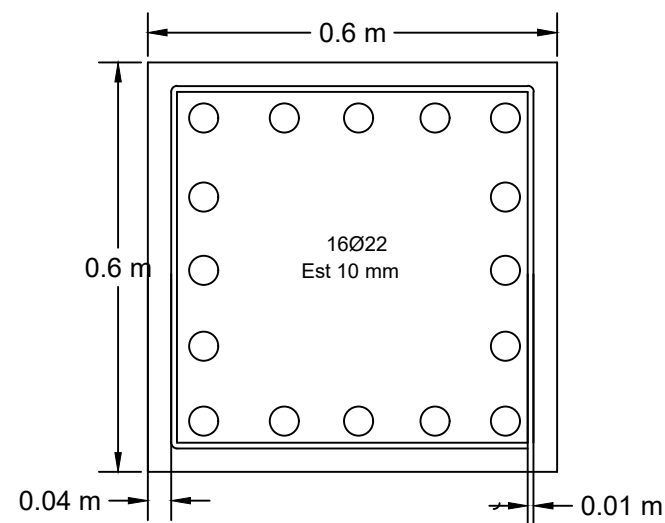
Detalles de Columna



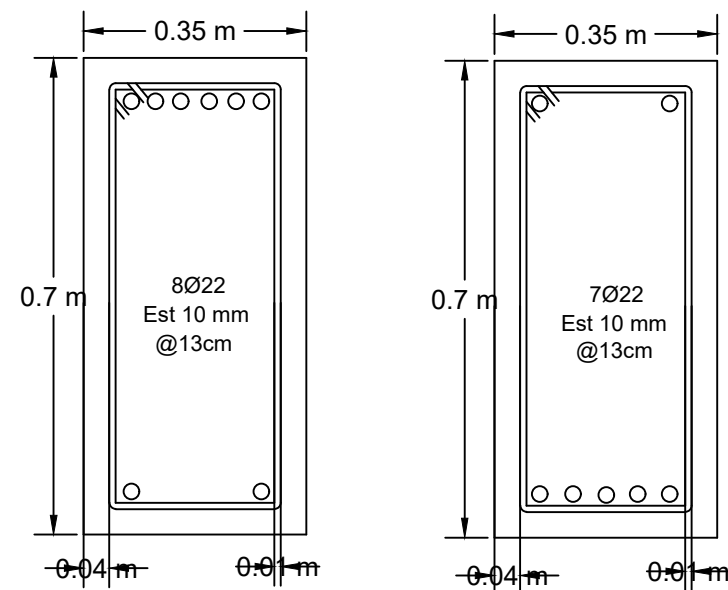
Detalles de viga



Seccion Transversal de Columnas



Seccion Transversal de Vigas



PROYECTO TECNICO

PROYECTO:
**PLANO
DETALLES
ELEMENTOS
ESTRUCTURALES**

PROPIETARIOS:
**MACAS LANDIN ANTHONY RAFAEL
VARGAS REQUELME JONATHAN BRYAN**

ING. JOSE LUIS ORDOÑEZ FERNANDEZ, MG.

FECHA:
MARZO 2024

UBICACIÓN:
AVENIDA CIRCUNVALACION NORTE Y 8VA NORTE

ESCALA:
1:100

