

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

Diseño Sostenible de la Ampliación de una Edificación de Cuatro Niveles
y Análisis Integral de su Desempeño Sísmico

PROYECTO DE GRADUACIÓN

Previo la obtención del Título de:

**Máster en Ingeniería Civil con Mención en Construcción y
Saneamiento**

Presentado por:

Bryan Steven Pibaque Gutiérrez

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año: 2025

DEDICATORIA

A mi madre, quien ha sido mi mayor fuente de amor, fortaleza y guía. Gracias por tu apoyo incondicional, tus sacrificios y por enseñarme siempre a seguir adelante con valentía. Este logro es tuyo también.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por darme la fuerza y sabiduría para completar este camino. A mi familia, por su amor, apoyo incondicional y enseñanzas, y a mis padres por siempre estar a mi lado. A mi novia, por su paciencia, comprensión y por ser mi apoyo constante. Este logro es gracias a todos ustedes, quienes me han acompañado y guiado en cada paso.

DECLARACIÓN EXPRESA

Yo Bryan Steven Pibaque Gutiérrez acuerdo y reconozco que: La titularidad de los derechos patrimoniales de autor (derechos de autor) del proyecto de graduación corresponderá al autor o autores, sin perjuicio de lo cual la ESPOL recibe en este acto una licencia gratuita de plazo indefinido para el uso no comercial y comercial de la obra con facultad de sublicenciar, incluyendo la autorización para su divulgación, así como para la creación y uso de obras derivadas. En el caso de usos comerciales se respetará el porcentaje de participación en beneficios que corresponda a favor del autor o autores. El o los estudiantes deberán procurar en cualquier caso de cesión de sus derechos patrimoniales incluir una cláusula en la cesión que proteja la vigencia de la licencia aquí concedida a la ESPOL.

La titularidad total y exclusiva sobre los derechos patrimoniales de patente de invención, modelo de utilidad, diseño industrial, secreto industrial, secreto empresarial, derechos patrimoniales de autor sobre software o información no divulgada que corresponda o pueda corresponder respecto de cualquier investigación, desarrollo tecnológico o invención realizada por mí durante el desarrollo del proyecto de graduación, pertenecerán de forma total, exclusiva e indivisible a la ESPOL, sin perjuicio del porcentaje que me corresponda de los beneficios económicos que la ESPOL reciba por la explotación de mi innovación, de ser el caso.

En los casos donde la Oficina de Transferencia de Resultados de Investigación (OTRI) de la ESPOL comunique al autor que existe una innovación potencialmente patentable sobre los resultados del proyecto de graduación, no se realizará publicación o divulgación alguna, sin la autorización expresa y previa de la ESPOL.

Guayaquil, 12 de marzo del 2025.

Ing. Bryan Pibaque

EVALUADORES

Ing. Fernanda Mejía, M.Sc.

Profesor de Materia

Ing. Guillermo Muñoz, M.Sc.

Tutor de proyecto

RESUMEN

El presente proyecto tiene como objetivo realizar el diseño estructural y análisis sísmico integral de la ampliación de una edificación de cuatro niveles en la ciudad de Guayaquil, Ecuador. La hipótesis de trabajo sostiene que la elección de materiales sostenibles, como el hormigón ecológico y el acero reciclado, junto con una evaluación detallada del desempeño sísmico, garantizarán la seguridad y eficiencia del diseño. Este estudio es relevante para demostrar cómo las soluciones estructurales adaptadas a normativas sísmicas pueden mejorar la resiliencia de edificaciones existentes.

Para el desarrollo del proyecto, se realizó un levantamiento técnico exhaustivo de la estructura existente debido a la falta de planos originales. A continuación, se realizaron cálculos estructurales con el uso de software especializado y se aplicaron normas sísmicas locales. Se evaluaron dos alternativas estructurales: la primera utilizando hormigón ecológico y la segunda con acero reciclado. Para ambos casos, se realizaron análisis de cortante basal, período y derivas, ajustándose a los parámetros de seguridad establecidos por la normativa.

Los resultados obtenidos muestran que ambas alternativas cumplen con los requisitos de resistencia sísmica, sin exceder los límites de deformación y con cargas estructurales adecuadas. El acero reciclado, debido a su ligereza, resulta ser una opción favorable al no generar cargas adicionales en la cimentación existente.

En conclusión, la ampliación estructural propuesta asegura la seguridad sísmica y la sostenibilidad de la edificación, cumpliendo con la normativa vigente. La elección del acero reciclado es recomendable por su bajo impacto en la cimentación y su desempeño estructural.

Palabras Clave: Evaluación sísmica, ampliación estructural, sostenibilidad, resistencia sísmica.

ABSTRACT

The objective of this project is to carry out the structural design and comprehensive seismic analysis of the expansion of a four-story building in Guayaquil, Ecuador. The working hypothesis holds that the choice of sustainable materials, such as ecological concrete and recycled steel, along with a detailed seismic performance evaluation, will ensure the safety and efficiency of the design. This study is relevant for demonstrating how structural solutions adapted to seismic standards can improve the resilience of existing buildings.

For the development of the project, a detailed technical survey of the existing structure was conducted due to the lack of original plans. Structural calculations were then made using specialized software and local seismic standards were applied. Two structural alternatives were evaluated: the first using ecological concrete and the second using recycled steel. In both cases, basal shear, period, and drift analyses were conducted, adhering to the safety parameters established by the standards.

The results show that both alternatives meet the seismic resistance requirements, without exceeding deformation limits and with adequate structural loads. Recycled steel, due to its lightweight nature, proves to be a favorable option as it does not impose additional loads on the existing foundation.

In conclusion, the proposed structural expansion ensures the seismic safety and sustainability of the building, complying with the current standards. The choice of recycled steel is recommended for its low impact on the foundation and its structural performance.

Keywords: Seismic evaluation, structural expansion, sustainability, seismic resistance.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	I
ABSTRACT.....	II
ÍNDICE GENERAL.....	III
ABREVIATURAS	VI
SIMBOLOGÍA	VII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VIII
ÍNDICE DE TABLAS	X
ÍNDICE DE PLANOS	XII
CAPÍTULO 1.....	13
1. Introducción.....	13
1.1 Antecedentes.....	14
1.2 Localización	15
1.3 Estudios previos	16
1.4 Definición del problema	16
1.5 Justificación	17
1.6 Objetivos.....	18
1.6.1 Objetivo General	18
1.6.2 Objetivos Específicos	18
CAPÍTULO 2.....	19
2. Desarrollo del proyecto	19
2.1 Marco conceptual	19
2.1.1 Diseño Sostenible	19
2.1.2 Bases Legales.....	23
2.1.3 Sismo de Diseño.	23
2.1.4 Zonas sísmicas	24

2.1.5	Espectro de Respuesta.....	28
2.1.6	Sistema Estructural	33
2.1.7	Combinación de Cargas.....	35
2.1.8	Cortante en la Base.....	35
2.1.9	Coeficiente de Importancia.....	36
2.1.10	Coeficientes de Irregularidad en Planta y Elevación	37
2.1.11	Factor de Reducción de Resistencia Sísmica R.	39
2.1.12	Derivas de Piso y Desplazamiento.....	40
2.1.13	Secciones Agrietadas.....	42
2.1.14	Análisis Estructural de la Edificación.....	42
2.2	Marco metodológico	45
2.2.1	Trabajo de campo	46
2.2.2	Trabajo de gabinete	47
2.2.3	Tabulación de datos	47
2.2.4	Solución a diseñar.....	49
CAPÍTULO 3.....		51
3.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	51
3.1	Resultados.....	51
3.1.1	Modelado Estructural en Etabs	52
3.1.2	Análisis Estático Lineal.....	58
3.1.3	Análisis de Elementos Estructurales	91
3.2	Análisis de resultados.....	99
Especificaciones técnicas		101
3.3	Diseño de la solución.....	105
CAPÍTULO 4.....		106
4.	Conclusiones Y Recomendaciones.....	106

4.1	Conclusiones	106
4.2	Recomendaciones	107
BIBLIOGRAFÍA		109
PLANOS Y ANEXOS		110

ABREVIATURAS

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
ASTM	American Society for Testing and Materials
ACI	American Concrete Institute
AISC	American Institute of Steel Construction
ETABS	Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems
SRS	Sistema de Resistencia Sísmica

SIMBOLOGÍA

f_c	Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm ²)
T	Período de vibración
ΣV	Cortante basal
M_ϕ	Momento flector
δ/h	Deriva de piso
ΣM	Momento total en la estructura
E	Módulo de elasticidad
I	Inercia
L	Longitud
H	Altura
V	Cortante
R	Resistencia
α	Factor de amplificación sísmica
ε	Deformación
μ	Coeficiente de fricción
k	Rigidez

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Ejemplo de Figura [Google Maps,2024].....	15
Figura 2.1 Materiales sostenibles [OpenAI,2024]	21
Figura 2.2 Ecuador, zonas sísmicas valor del factor Z de zona [NEC,2015]	25
Figura 2.3 Zonificación sísmica y geotécnica de Guayaquil [GeoEstudios,2015]	27
Figura 2.4 Espectro de diseño elástico [NEC,2015].....	31
Figura 2.5 Losa plana con vigas bandas [Romo,2008]	34
Figura 2.6 Losa plana con vigas peraltadas [Pardo,2011]	35
Figura 2.7 Coeficientes de Irregularidad en planta [NEC,2015]	38
Figura 2.8 Coeficientes de Irregularidad en elevación [NEC,2015].....	39
Figura 2.9 Derivas de entrepiso [Rochel,2012]	41
Figura 2.10 Análisis estático [Autor].....	43
Figura 2.11 Unión viga columna [Bazan & Meli,1985]	45
Figura 3.1 Vista en 3D de la edificación [Autor]	53
Figura 3.2 Vista en planta de la edificación [Autor]	53
Figura 3.3 Dimension de losa aligerada en dos direcciones [Autor]	57
Figura 3.4 Espectro de diseño elástico e inelástico [Autor].....	66
Figura 3.5 Espectro de diseño elástico en Etabs [Autor]	67
Figura 3.6 Propiedades de Hormigon reciclado y acero reciclado [Autor]	68
Figura 3.7 Modelo matematico de alternativa 1 [Autor].....	69
Figura 3.8 Modelo matematico de alternativa 2 [Autor].....	69
Figura 3.9 Casos de carga [Autor]	70
Figura 3.10 Carga sismica reactiva [Autor]	71
Figura 3.11 Asignación de diafragmas rígidos de alternativa 1 [Autor]	72
Figura 3.12 Asignación de diafragmas rígidos de alternativa 2 [Autor]	72
Figura 3.13 Asignación de brazos rígidos de alternativa 1 [Autor]	73
Figura 3.14 Asignación de brazos rígidos de alternativa 2 [Autor]	73
Figura 3.15 Peso reactivo de la estructura alternativa 1 [Autor]	75
Figura 3.16 Peso reactivo de la estructura alternativa 2 [Autor]	76
Figura 3.17 Cortante dinamico en base “DX” alternativa 1 [Autor].....	77
Figura 3.18 Cortante dinamico en base “DY” alternativa 1 [Autor].....	77

Figura 3.19 Cortante dinamico en base “DX” alternativa 2 [Autor].....	78
Figura 3.20 Cortante dinamico en base “DY” alternativa 2 [Autor].....	78
Figura 3.21 Aplicación de factor de corrección para DX, alternativa 1 [Autor]	80
Figura 3.22 Aplicación de factor de corrección para DY, alternativa 1 [Autor]	81
Figura 3.23 Aplicación de factor de corrección para DX, alternativa 2 [Autor]	82
Figura 3.24 Aplicación de factor de corrección para DY, alternativa 2 [Autor]	82
Figura 3.25 Primer modo de vibracion, alternativa 1 [Autor]	83
Figura 3.26 Segundo modo de vibracion, alternativa 1 [Autor]	83
Figura 3.27 Tercer modo de vibracion, alternativa 1 [Autor]	84
Figura 3.28 Primer modo de vibracion, alternativa 2 [Autor]	85
Figura 3.29 Segundo modo de vibracion, alternativa 2 [Autor]	86
Figura 3.30 Tercer modo de vibracion, alternativa 2 [Autor]	86
Figura 3.31 Deriva elastica DX, alternativa 1 [Autor]	88
Figura 3.32 Deriva elastica DY, alternativa 1 [Autor]	88
Figura 3.33 Deriva elastica DX, alternativa 2 [Autor]	89
Figura 3.34 Deriva elastica DY, alternativa 2 [Autor]	90
Figura 3.35 Acero a flexion en vigas de losa nivel 1, alternativa 1 [Autor]	91
Figura 3.36 Acero a flexion en vigas de losa nivel 2, alternativa 1 [Autor]	92
Figura 3.37 Acero a flexion en vigas de losa nivel 3, alternativa 1 [Autor]	92
Figura 3.38 Acero a flexion en vigas de losa nivel 4, alternativa 1 [Autor]	93
Figura 3.39 Acero a flexion en vigas de losa nivel 5, alternativa 1 [Autor]	93
Figura 3.40 Acero a flexion en vigas de losa nivel 1, alternativa 2 [Autor]	94
Figura 3.41 Acero a flexion en vigas de losa nivel 2, alternativa 2 [Autor]	95
Figura 3.42 Acero a flexion en vigas de losa nivel 3, alternativa 2 [Autor]	95
Figura 3.43 Acero a flexion en vigas de losa nivel 4, alternativa 2 [Autor]	96
Figura 3.44 Column P-M-M Interaction ratios, alternativa 1 [Autor]	97
Figura 3.45 Relación 6/5 Viga-Columna de la edificación, alternativa 1 [Autor].....	97
Figura 3.46 Column P-M-M Interaction ratios, alternativa 2 [Autor]	98
Figura 3.47 Relación 6/5 Viga-Columna de la edificación, alternativa 2 [Autor].....	98

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Valores del factor Z [NEC,2015]	25
Tabla 2.2 Clasificación de perfiles de suelo [NEC,2015]	27
Tabla 2.3 Determinación de periodo de vibración T [NEC,2015]	30
Tabla 2.4 Factores de sitio Fa [NEC,2015]	32
Tabla 2.5 Factores de sitio Fd [NEC,2015]	32
Tabla 2.6 Factores de sitio Fs [NEC,2015]	33
Tabla 2.7 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura [NEC,2015]	37
Tabla 2.8 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles [NEC,2015]	40
Tabla 2.9 Valores de ΔM máximos de derivas [NEC,2015]	42
Tabla 2.10 Datos de resistencia a la compresión [Autor]	48
Tabla 2.11 Datos de acero longitudinal en columnas y vigas. [Autor]	49
Tabla 3.1 Alturas de entrepiso [Autor]	52
Tabla 3.2 Propiedades mecánicas del hormigón [Autor]	54
Tabla 3.3 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo longitudinal [Autor]	54
Tabla 3.4 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo transversal [Autor]	54
Tabla 3.5 Dimensiones de columnas de la edificación [Autor]	55
Tabla 3.6 Dimensiones de vigas de losa de la edificación [Autor]	56
Tabla 3.7 Patrones de carga [Autor]	58
Tabla 3.8 Definición de sobrecarga permanente [Autor]	59
Tabla 3.9 Definición de carga viva [Autor]	59
Tabla 3.10 Factor Fa [NEC,2015]	60
Tabla 3.11 Factor Fd [NEC,2015]	60
Tabla 3.12 Factor Fs [NEC,2015]	61
Tabla 3.13 Factor de reducción sísmica [NEC,2015]	62
Tabla 3.14 Datos para elaboración de espectro [Autor]	64
Tabla 3.15 Valores de aceleración espectral [Autor]	64
Tabla 3.16 Combinaciones de carga [Autor]	70
Tabla 3.17 Coeficientes del periodo vibración [NEC,2015]	74
Tabla 3.18 Periodos de vibración, alternativa 1 [Autor]	84
Tabla 3.19 Periodos de vibración, alternativa 2 [Autor]	87
Tabla 3.20 Control de derivas inelástica DX--DY, alternativa 1 [Autor]	89

Tabla 3.21 Control de derivas inelástica DX-DY, alternativa 2 [Autor]	90
Tabla 3.22 Verificación de acero a flexión en vigas, alternativa 1 [Autor]	94
Tabla 3.23 Verificación de acero a flexión en vigas, alternativa 2 [Autor]	96
Tabla 3.24 Análisis de resultados de las alternativas evaluadas [Autor].....	100
Tabla 3.25 Presupuesto referencial [Autor].....	102

ÍNDICE DE PLANOS

PLANO 1 Planos arquitectónicos de la edificación existente

PLANO 2 Planos estructurales de la edificación existente y losa de aumento

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas, el acelerado crecimiento urbano y la necesidad de ampliar edificaciones existentes han generado desafíos significativos para la ingeniería civil, particularmente en áreas de alta densidad poblacional. La ciudad de Guayaquil, situada en una región con considerable actividad sísmica, enfrenta riesgos importantes debido a factores geológicos, climáticos y sociales específicos de su entorno. Estos factores obligan a la implementación de soluciones estructurales y constructivas integrales que garanticen la seguridad sísmica y al mismo tiempo promuevan la sostenibilidad en el desarrollo de la infraestructura urbana.

Este estudio tiene como objetivo principal desarrollar un enfoque técnico y sostenible para la ampliación de una edificación de cuatro niveles en Guayaquil. La investigación se centra en el análisis sísmico integral del comportamiento estructural y la implementación de estrategias constructivas y estructurales, vinculadas con las necesidades arquitectónicas de la edificación. Se plantea una combinación de soluciones innovadoras que mejoren el desempeño estructural frente a eventos sísmicos, al tiempo que se minimizan los impactos ambientales durante el ciclo de vida de la estructura.

El trabajo incluye una evaluación rigurosa del cumplimiento de las normativas sísmicas vigentes, tanto nacionales como internacionales, aplicadas al contexto local. Además, se promueve la adopción de prácticas constructivas eficientes y sostenibles, con énfasis en la optimización de recursos y la reducción de emisiones. De esta manera, el estudio no solo responde a las necesidades específicas de Guayaquil, sino que también contribuye

al desarrollo de modelos replicables en entornos urbanos con riesgos sísmicos similares, fomentando la resiliencia estructural y la construcción sostenible.

1.1 Antecedentes

La edificación en estudio, ubicada en la ciudad de Guayaquil, fue construida en 1978 y cuenta con un área total de 701 m², distribuida en cuatro niveles. Su sistema estructural está conformado por pórticos de hormigón armado y losa aligerada, característicos de las edificaciones de esa época. Inicialmente diseñada para un uso multifuncional, la estructura ha destacado dentro de su entorno por su ubicación estratégica y su funcionalidad. Sin embargo, el crecimiento urbano y las nuevas necesidades del entorno demandan la ampliación del inmueble mediante la incorporación de un quinto nivel.

Dado que no se dispone de planos arquitectónicos o estructurales originales debido a la antigüedad del edificio, se realizó un levantamiento técnico integral. Este incluyó mediciones dimensionales detalladas, inspección visual del estado de los elementos estructurales y evaluación de materiales existentes. Estas actividades permitieron establecer una base de datos precisa, necesaria para el análisis estructural y el diseño de la ampliación, garantizando el cumplimiento de las normativas sísmicas vigentes y evaluando la capacidad portante del edificio ante las nuevas cargas proyectadas.

La ampliación plantea desafíos significativos en términos de seguridad estructural y eficiencia energética. Se propone implementar estrategias de diseño sostenible, tales como la utilización de materiales de bajo impacto ambiental (hormigón reciclado, acero estructural reutilizable) y la incorporación de tecnologías pasivas para mejorar el desempeño energético del edificio. Ejemplos incluyen el aprovechamiento de la ventilación cruzada, la instalación de aislantes térmicos en la nueva losa y el uso de iluminación LED eficiente.

De esta manera, la ampliación no solo busca garantizar el desempeño sísmico óptimo de la estructura, sino también contribuir al desarrollo de un modelo resiliente y sostenible, alineado con las tendencias modernas en construcción responsable. El proyecto aspira a consolidar la edificación como un referente urbano, adaptado a las demandas actuales de funcionalidad y sostenibilidad en la ciudad de Guayaquil.

1.2 Localización

La edificación en estudio está ubicada en el centro de la ciudad de Guayaquil, Parroquia Carbo, en la calle Luzarraga entre la calle Panamá y Callejón Magallanes. Esta ubicación otorga al inmueble una excelente accesibilidad y lo sitúa en un entorno urbano dinámico comercial. Las coordenadas geográficas de la edificación son Latitud 2°11'18.9"S, Longitud 79°52'46.6"W.

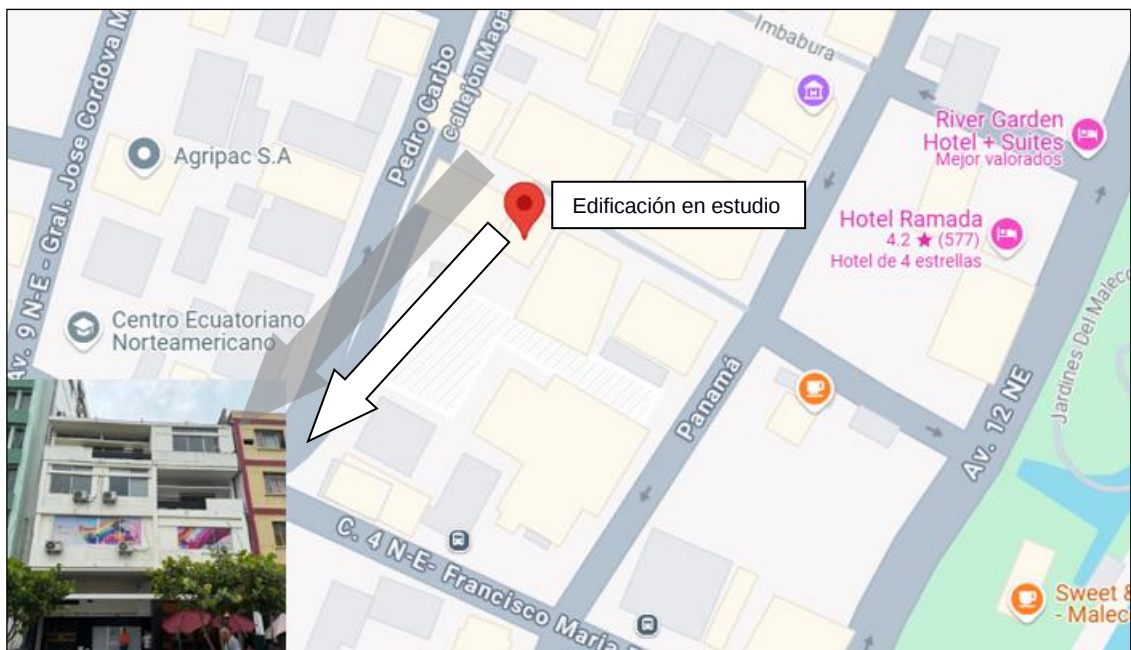


Figura 1.1 Ejemplo de Figura [Google Maps,2024]

1.3 Estudios previos

Debido a que la edificación fue construida hace más de dos décadas, no se contaba inicialmente con los planos estructurales originales del proyecto. Sin embargo, el cliente proporcionó los planos arquitectónicos de la edificación, lo que permitió complementar la información disponible. Como primer paso, se realizó un levantamiento técnico exhaustivo, que incluyó mediciones dimensionales detalladas de cada uno de los elementos estructurales. Este proceso aseguró una base precisa para el análisis estructural y el posterior diseño de la ampliación.

1.4 Definición del problema

Guayaquil se encuentra en una zona sísmica activa, lo que exige que las edificaciones cumplan con normativas sísmicas estrictas para garantizar su seguridad frente a eventos telúricos. No obstante, muchas construcciones existentes fueron diseñadas bajo normativas más antiguas, lo que las hace vulnerables a terremotos. Esta vulnerabilidad aumenta en los proyectos de ampliación, donde las modificaciones estructurales pueden alterar la estabilidad del edificio si no se realiza un análisis sísmico adecuado, lo que incrementa el riesgo sísmico. Este desafío estructural se convierte en una prioridad en las intervenciones de ampliación, pues las edificaciones deben adaptarse a las condiciones sísmicas actuales sin comprometer su seguridad.

Simultáneamente, el crecimiento urbano de Guayaquil plantea una serie de desafíos relacionados con la sostenibilidad. El sector de la construcción es uno de los principales responsables del consumo de recursos naturales y de la generación de emisiones de carbono, lo que contribuye al deterioro ambiental. Sin embargo, muchos de los proyectos de ampliación no incorporan estrategias de diseño sostenible adecuadas, lo que agrava el impacto ambiental de la ciudad. La falta de integración de principios de sostenibilidad en la ampliación de edificaciones refleja una desconexión con las tendencias contemporáneas hacia un desarrollo urbano más responsable.

La edificación en estudio, de cuatro niveles, enfrenta una doble problemática. Por un lado, se debe garantizar su cumplimiento con las normativas sísmicas vigentes, evaluando su desempeño estructural ante la ampliación. Por otro lado, es necesario incorporar principios de diseño sostenible que minimicen su impacto ambiental. Este enfoque integral es clave para asegurar que la edificación ampliada sea segura, eficiente y responsable con el entorno, contribuyendo al desarrollo de un Guayaquil más resiliente y sostenible.

1.5 Justificación

La resolución de la problemática planteada es fundamental para garantizar la seguridad estructural y la sostenibilidad ambiental en Guayaquil. La ciudad se encuentra en una zona sísmica activa, lo que exige que las edificaciones cumplan con estrictas normativas sísmicas para asegurar su integridad frente a eventos telúricos. Sin embargo, muchas construcciones existentes fueron diseñadas bajo normativas más antiguas, lo que genera vulnerabilidad sísmica. Las ampliaciones mal diseñadas pueden alterar la rigidez, la resistencia y la estabilidad global de la estructura original, afectando negativamente su comportamiento ante un sismo. En particular, la adición de un nuevo nivel sin un análisis sísmico adecuado puede comprometer la capacidad de carga de la estructura y generar un desequilibrio dinámico, aumentando significativamente el riesgo tanto para los ocupantes como para las edificaciones circundantes.

Además, el sector de la construcción en Guayaquil es un contribuyente significativo al impacto ambiental. De acuerdo con estudios previos, el sector representa un alto porcentaje de las emisiones de gases de efecto invernadero a nivel urbano, especialmente por el consumo de materiales no sostenibles y el uso intensivo de recursos naturales. Es crucial que los proyectos de ampliación no solo se adhieran a las normativas sísmicas, sino que también integren principios de diseño sostenible. El uso de materiales de bajo impacto ambiental, tecnologías eficientes en energía y técnicas de gestión de residuos pueden reducir considerablemente el

impacto de la construcción, promoviendo un desarrollo más respetuoso con el entorno.

En este contexto, la edificación en estudio presenta una doble necesidad: por un lado, es necesario garantizar su cumplimiento con las normativas sísmicas vigentes, evaluando su comportamiento ante la ampliación; y por otro, debe adoptarse un enfoque sostenible que minimice su huella ambiental. Abordar estas dos cuestiones de manera integral no solo mejorará la seguridad y la resiliencia estructural, sino que también contribuirá a la creación de un entorno urbano más saludable y responsable con el medio ambiente en Guayaquil.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo General

Diseñar una ampliación sostenible para una edificación existente de cuatro niveles, incorporando criterios estructurales y ambientales, y analizar integralmente su desempeño sísmico para garantizar la seguridad, la funcionalidad y la sostenibilidad de la estructura.

1.6.2 Objetivos Específicos

- Seleccionar materiales y tecnologías sostenibles para la construcción de un nuevo piso, con el propósito de mejorar su funcionalidad, optimizar el desempeño estructural y reducir su impacto ambiental.
- Crear un modelo estructural del edificio ampliado utilizando software especializado, incluyendo el nuevo piso, para simular su respuesta frente a cargas sísmicas.
- Seleccionar la mejor alternativa para la propuesta de diseño conforme a las normativas sismorresistentes y sostenibles vigentes.
- Realizar un análisis del desempeño sísmico de acuerdo con las normativas vigentes, con el fin de garantizar su seguridad estructural y su capacidad de cumplir con los niveles de desempeño esperados.

CAPÍTULO 2

2. DESARROLLO DEL PROYECTO

2.1 Marco conceptual

2.1.1 Diseño Sostenible

La sostenibilidad se basa en el principio de satisfacer las necesidades del presente sin comprometer la capacidad de las futuras generaciones para satisfacer sus propias necesidades. En el contexto arquitectónico, esto implica un enfoque integral que abarque la protección del medio ambiente, el bienestar social y el crecimiento económico. Según la Comisión Mundial sobre el Medio Ambiente y el Desarrollo de la (ONU,1987), el desarrollo sostenible debe ser alcanzado sin comprometer la capacidad de los ecosistemas para regenerarse, promoviendo la conservación de recursos y el equilibrio entre los intereses económicos y sociales.

Principios del desarrollo sostenible según la ONU:

- **Medioambiental:** Minimización del impacto ambiental mediante el uso eficiente de los recursos naturales, la reducción de residuos y la preservación de la biodiversidad.
- **Social:** Asegurar una calidad de vida equitativa y justa para todos los sectores de la población.

- **Económico:** Fomentar una economía que permita el desarrollo a largo plazo sin agotar los recursos naturales ni generar desigualdades sociales.

2.1.1.1 Edificaciones Sostenibles

Las edificaciones sostenibles son aquellas que buscan integrar soluciones tanto pasivas como activas para reducir su impacto ambiental y mejorar la calidad de vida de sus ocupantes. Estas estrategias incluyen el aprovechamiento de la iluminación y ventilación natural (estrategias pasivas) y el uso de tecnologías avanzadas, como sistemas fotovoltaicos y tecnologías de eficiencia energética (estrategias activas). (Baker & Steemers, 2000), **Estrategias pasivas:** Uso del diseño arquitectónico para maximizar el aprovechamiento de las condiciones climáticas locales, como la luz solar y la circulación del aire, con el objetivo de reducir la necesidad de energía artificial.

- **Estrategias activas:** Implementación de tecnologías que optimizan el consumo de energía, como paneles solares, sistemas de energía geotérmica, y sistemas de eficiencia energética para calefacción, refrigeración y electricidad.

2.1.1.2 Materiales Sostenibles

Los materiales sostenibles son aquellos que tienen un bajo impacto ambiental a lo largo de su ciclo de vida, desde su producción hasta su disposición final. Esto incluye materiales reciclables, duraderos y de bajo impacto en su fabricación, como aquellos que provienen de fuentes renovables (madera certificada, bambú) o que requieren menor consumo energético en su producción, como los aislantes térmicos. Según Zhao y Weng (2019), el uso de materiales sostenibles es clave para reducir el impacto ambiental en la construcción y promover un desarrollo más ecológico.

Características de los materiales sostenibles:

- **Reciclables:** Materiales que pueden ser reutilizados al final de su vida útil, como el vidrio y el acero, lo que reduce los desechos y fomenta la economía circular (Zhao & Weng, 2019).

- **Duraderos:** Materiales que requieren poco mantenimiento y tienen una vida útil prolongada, lo que disminuye la necesidad de reemplazo frecuente y minimiza los residuos (Häkkinen & Belloni, 2011).
- **Bajo impacto ambiental:** Materiales cuya fabricación y transporte generan bajas emisiones de carbono y utilizan menos recursos naturales, contribuyendo a la reducción de la huella ecológica de las edificaciones (Zhao & Weng, 2019).



Figura 2.1 Materiales sostenibles [OpenAI,2024]

2.1.1.3 Certificaciones Ambientales en Ecuador

En Ecuador, las certificaciones ambientales han ganado importancia en el ámbito de la construcción sostenible, con el objetivo de promover prácticas que reduzcan el impacto ambiental, mejoren la eficiencia energética y fomenten un desarrollo sostenible. Estas certificaciones evalúan diversos aspectos del desempeño ambiental de los edificios, como el uso de materiales sostenibles, la eficiencia energética, el manejo del agua y la calidad ambiental interior.

Certificaciones más utilizadas en Ecuador:

- **LEED (Leadership in Energy and Environmental Design):**
 - Certificación internacional ampliamente adoptada en Ecuador.

- Evalúa el desempeño ambiental de edificios a través de criterios como eficiencia energética, uso de materiales sostenibles, manejo de recursos hídricos y calidad ambiental interior.
- Ejemplo: Edificios corporativos y comerciales en Quito y Guayaquil han adoptado LEED para posicionarse como líderes en sostenibilidad (USGBC, 2021).
- **EDGE (Excellence in Design for Greater Efficiencies):**
 - Certificación promovida por la Corporación Financiera Internacional (IFC), adaptada a países en desarrollo como Ecuador.
 - Se centra en la reducción del consumo de energía, agua y materiales en edificaciones nuevas o remodeladas.
 - Ejemplo: Proyectos residenciales y hoteleros en Ecuador han logrado esta certificación debido a su enfoque en costos accesibles y sostenibilidad.
- **ISO 14001:**
 - Certificación que se aplica a sistemas de gestión ambiental en empresas, incluyendo el sector de la construcción.
 - En Ecuador, ha sido adoptada por empresas constructoras que buscan optimizar el uso de recursos y reducir su impacto ambiental.
- **BREEAM (Building Research Establishment Environmental Assessment Method):**
 - Aunque menos utilizada que LEED y EDGE, algunas iniciativas privadas en Ecuador han explorado esta certificación para proyectos específicos.
 - Evalúa aspectos como el uso eficiente de energía y agua, la innovación en diseño y la gestión sostenible de residuos.

Impacto de las certificaciones ambientales en Ecuador:

El crecimiento de las certificaciones ambientales refleja un cambio positivo hacia prácticas constructivas más responsables. Además, están alineadas con los objetivos

del Plan Nacional para el Buen Vivir y la agenda de desarrollo sostenible de la ONU, promoviendo la eficiencia energética y el respeto por el medio ambiente.

2.1.2 Bases Legales

2.2.1 Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción incluye un capítulo crucial sobre el peligro sísmico y el diseño sismo resistente, denominado NEC-SE-DS. Este capítulo es fundamental para garantizar que las edificaciones en Ecuador sean capaces de resistir los efectos de los terremotos, dado que el país está situado en una zona de alta actividad sísmica (Pacheco et al., 2021). La implementación de esta normativa es esencial para reducir la vulnerabilidad de las estructuras frente a eventos sísmicos significativos.

Uno de los aspectos más relevantes de la NEC-SE-DS es la evaluación del peligro sísmico, que implica identificar las zonas fuente de sismos. Este análisis permite establecer la aceleración espectral esperada para diferentes periodos de retorno, lo cual es crucial para determinar las fuerzas sísmicas que las estructuras deben resistir. La precisión en esta evaluación es vital para la seguridad estructural, ya que un diseño basado en estimaciones inexactas podría resultar en edificaciones incapaces de soportar los movimientos sísmicos reales.

Los principios fundamentales incluyen la consideración de la capacidad de deformación inelástica de las estructuras y la importancia de la ductilidad, es decir, la capacidad de una estructura para deformarse sin colapsar. Los diseñadores deben comprender tanto los métodos de análisis dinámico como los estáticos y aplicarlos.

2.1.3 Sismo de Diseño.

De acuerdo con la NEC-15 (2015), el sismo de diseño es aquel movimiento sísmico que posee una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años lo cual corresponde a un periodo de retorno de 475 años. Este sismo se considera a partir de que la estructura debe resistir con resguardos de seguridad los daños posibles que el sismo genere a la estructura y que a priori se puedan reparar después de este. El sismo de diseño es determinado a partir del análisis de peligrosidad sísmica del lugar de emplazamiento de la estructura o a priori de un mapa de peligro sísmico

Tabla 2.1 Niveles de amenaza sísmica [NEC,2015]

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno Tr (años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.00040

Siguiendo la filosofía de diseño, la estructuras a diseñar deben cumplir todos los requisitos indispensables tales como la capacidad de resistencia a fuerzas externas, presentar limites permisibles de deformaciones y la capacidad de disipar la energía correctamente.

2.1.4 Zonas sísmicas

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. (NEC-15, 2015)

Se definen seis zonas sísmicas en el Ecuador y se indican como un valor de Z para edificaciones de uso normal que representa la máxima aceleración esperada en roca, haciendo uso del sismo de diseño. Se expresa como una relación de la gravedad.

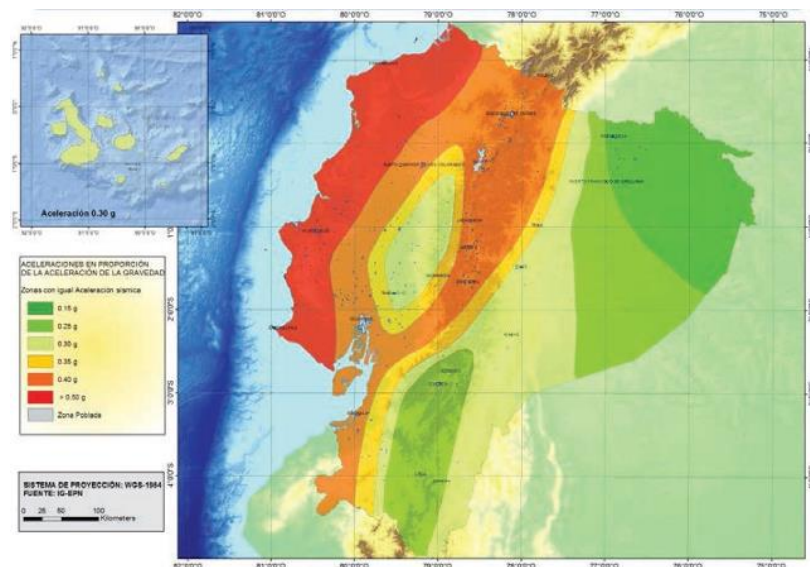


Figura 2.2 Ecuador, zonas sísmicas valor del factor Z de zona [NEC,2015]

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

Tabla 2.1 Valores del factor Z [NEC,2015]

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

2.1.4.1 Microzonificación Sísmica en Guayaquil

La microzonificación sísmica es una herramienta clave para la planificación y diseño urbano en zonas de alta sismicidad, como Guayaquil. Consiste en dividir una región en zonas específicas según las características del suelo y su respuesta a los movimientos sísmicos, permitiendo identificar áreas con mayor vulnerabilidad y orientar estrategias de diseño y construcción (Borcherdt, 1994).

Importancia en Guayaquil

Guayaquil está ubicada en una región con alta actividad sísmica debido a la interacción de las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana. Además, sus condiciones geológicas y geotécnicas, como la presencia de suelos blandos y sedimentos aluviales, amplifican los efectos de los sismos, aumentando el riesgo para las edificaciones (Cruz et al., 2017).

Estudios de Microzonificación

Diversos estudios han identificado las características principales de las zonas sísmicas en Guayaquil:

- **Suelos blandos en áreas urbanas:** En sectores cercanos al río Guayas, como el centro y suburbio, los suelos aluviales amplifican las ondas sísmicas.
- **Suelos más estables:** En áreas con mayor contenido rocoso, como las colinas de la periferia, la respuesta sísmica es menos crítica.
- **Efectos de licuefacción:** En zonas con alta saturación de agua y arena, como los alrededores de ríos y esteros, los suelos pueden experimentar licuefacción durante un sismo, causando hundimientos y pérdida de soporte estructural (Moreno et al., 2020).

Aplicaciones de la Microzonificación Sísmica

- **Planificación urbana:** Orienta el desarrollo de proyectos en áreas menos vulnerables.
- **Diseño estructural:** Define parámetros específicos de diseño según las características del suelo.
- **Mitigación de riesgos:** Permite identificar áreas de alto riesgo y priorizar la intervención con medidas correctivas.
- **Normativas locales:** Las zonas identificadas en los estudios de microzonificación son incorporadas en las regulaciones de construcción y planificación en la ciudad.

Limitaciones

Aunque se han realizado avances significativos, es necesario actualizar constantemente los estudios de microzonificación para reflejar los cambios urbanos, las nuevas técnicas de análisis y los datos geotécnicos disponibles.

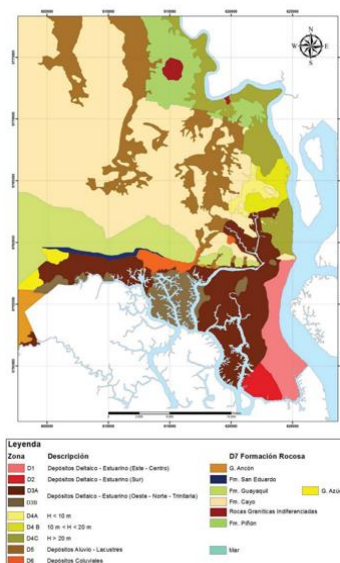


Figura 2.3 Zonificación sísmica y geotécnica de Guayaquil [GeoEstudios,2015]

2.1.4.2 Tipos de Perfiles de Suelos.

Se definen seis tipos de perfiles de suelos. La NEC (2015), indica en su clasificación suelos desde roca competente hasta suelos arcillosos de muy alta plasticidad.

Tabla 2.2 Clasificación de perfiles de suelo [NEC,2015]

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de corte, o Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$ $N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de corte, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$

D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{kPa} > S_u \geq 50 \text{kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de corte, o	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{kPa}$
	Perfil que contiene un espesor total HHH mayor de 3 m de arcillas blandas	
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases: F1-Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F2-Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3 \text{ m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F3-Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$). F4-Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30 \text{ m}$). F5-Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. F6-Rellenos colocados sin control ingenieril.	

2.1.5 Espectro de Respuesta.

Un espectro de respuesta es una representación gráfica que muestra la respuesta máxima de una estructura, medida en valor absoluto, modelada como un sistema de un solo grado de libertad, en función del periodo natural de vibración del sistema (T). El espectro de respuesta no proporciona información sobre la respuesta máxima de toda una familia de sistemas de grados de libertad sometidos a un solo mismo. Sin embargo,

permite evaluar la magnitud del desplazamiento máximo de una estructura en un periodo determinado, en comparación con el desplazamiento máximo de otra estructura sometida al mismo movimiento del suelo. (Rochel, 2012)

El espectro de respuesta es la representación gráfica de una familia de curvas, de manera que cada una de ellas representa la “máxima respuesta” que pueden alcanzar distintos osciladores con diferentes frecuencias y con un amortiguamiento constante cuándo son sometidos a una acción dinámica. Debido a esto, estos espectros reciben el nombre de “espectros sísmicos de respuesta”, si dicha acción dinámica se refiere a un sismo.

2.1.5.1 Aceleración Espectral

La aceleración espectral indica la aceleración en la estructura, la cual puede ser mayor o menor que la aceleración máxima del terreno. En un espectro de respuesta de aceleración, la aceleración máxima del terreno se representa como la ordenada del espectro cuando el periodo es igual a 0. Este periodo corresponde a un sistema infinitamente rígido, por lo que el movimiento en la parte superior de la estructura es exactamente igual al del terreno.

2.1.5.2 Periodo Fundamental de la Estructura

Según Chopra (2014), el periodo fundamental de la estructura, también denominado periodo natural de vibración de la estructura es aquel tiempo requerido para que el sistema no amortiguado complete un ciclo de vibración libre.

Este periodo se puede aproximar de manera empírica aplicando la ecuación. 2.1.

$$T = C_t * hn^a \quad (2.1)$$

Donde C_t y a son coeficientes que dependen del tipo de edificación, cuyos valores se encuentran tabulados en la Tabla 2.4.

Tabla 2.3 Determinación de periodo de vibración T [NEC,2015]

Tipo de estructura	Ct	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros y mampostería estructurales.	0.055	0.76

2.1.5.3 Espectro de Diseño Elástico

El espectro de diseño es la representación de las condiciones sismo-tectónicas y locales de la respuesta del suelo tras la ocurrencia de un sismo. De acuerdo con Rochel (2012) “Para efectos de diseño se requieren los espectros de respuesta a nivel de la cimentación y no a nivel del basamento” (p. 41). Para fines de diseño, los reglamentos de construcción prescriben espectros suavizados en los que se ensanchan los picos y se suprimen los valles.

El espectro de diseño elástico es una representación gráfica que resumen los resultados de un análisis de los registros sísmicos históricos en el lugar de interés. En otras palabras, describe la gama de movimientos del terreno que podrían ocurrir en condiciones similar a las registradas en el pasado. En caso no contar con datos sísmicos específicos para el sitio, se pueden emplear datos de un lugar comparable, siempre y cuando se realicen las correspondientes correcciones a las variables relevantes.

Para caracterizar el sismo de diseño de manera cuantitativa para niveles de servicio, se utiliza la respuesta espectral promedio o suavizada. Esta se obtiene a partir de un estudio estadístico de los espectros de respuesta lineales para sismos de magnitudes similares, ocurridos en condiciones de suelo y distancias epicentrales equivalentes.

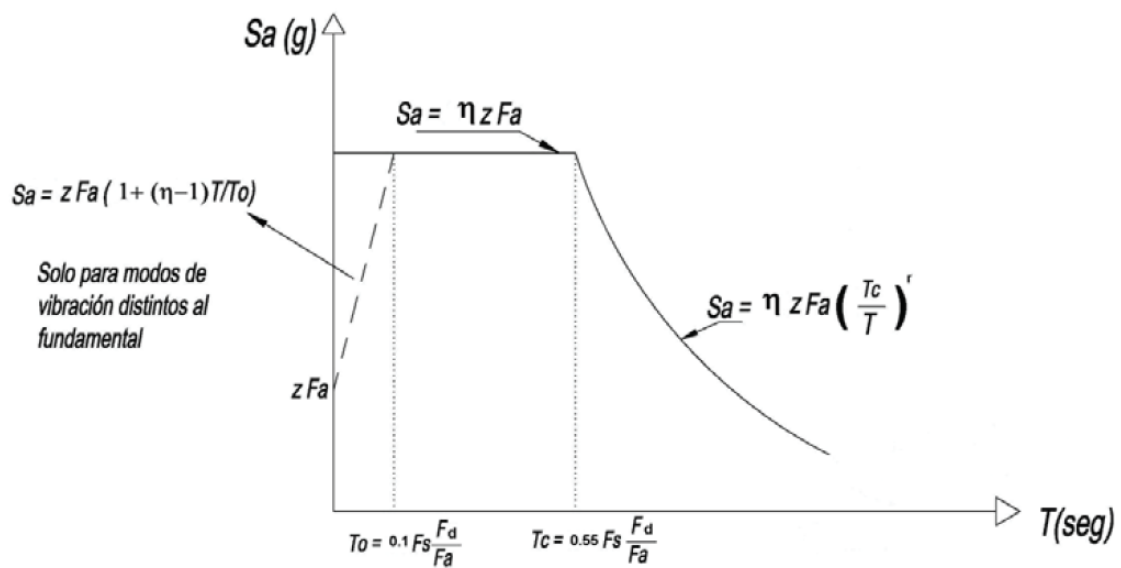


Figura 2.4 Espectro de diseño elástico [NEC,2015]

La definición de los parámetros según la norma ecuatoriana de la construcción:

S_a : corresponde al espectro de respuesta como relación de la gravedad.

η : es la razón entre la aceleración espectral para periodo de 0.1 segundo y el PGA (máxima aceleración sísmica) para el periodo de retorno seleccionado.

F_a : es un coeficiente de amplificación de suelo en zona del período corto.

F_d : es un coeficiente de amplificación de suelo.

F_s : es un coeficiente de amplificación de suelo.

T : es el periodo fundamental de vibración la edificación.

T_0 : es el periodo fundamental de vibración la edificación.

r : es el coeficiente de ubicación geográfica.

Z : es el factor de la zona sísmica que representa la máxima aceleración esperada en roca, como una relación de la gravedad.

- **Coeficiente de Ubicación Geográfica**

El valor de $r = 1.00$ para todos suelos, excepto el tipo E.

El valor de $r = 1.50$ solo para suelo de tipo E 33

- **Relación Espectral y PGA del Periodo de Retorno.**

El valor de $\eta = 1.80$ para la región Costa, exceptuado la provincia de Esmeraldas.

El valor de $\eta = 2.48$ para la región Sierra, Insular y provincia de Esmeraldas.

El valor de $\eta = 2.48$ para la región Amazónica.

- ***Coefficientes de Perfil de Suelo.***

Los coeficientes de perfil de suelo deben seleccionarse según el tipo de perfil de suelo y el valor del coeficiente correspondiente al mapa de zonificación. Estos son: Fa, Fd y Fs.

Tabla 2.4 Factores de sitio Fa [NEC,2015]

Tipo perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	>0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Tabla 2.5 Factores de sitio Fd [NEC,2015]

Tipo perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	>0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Tabla 2.6 Factores de sitio F_s [NEC,2015]

Tipo perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	>0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

2.1.6 Sistema Estructural

El sistema estructural de una edificación se refiere al conjunto de elementos que trabajan de manera integrada para soportar y transmitir las cargas y fuerzas, tanto estáticas como dinámicas, hacia la cimentación, y de esta a la tierra. Este sistema garantiza la estabilidad, seguridad y funcionalidad de la construcción (Ambrose & Tripeny, 2011).

Este documento se enfocará en estudiar una construcción informal en particular que dispondrá de vigas, columnas elaboradas en hormigón armado formando un sistema aporticado.

2.1.6.1 Sistema aporticado, constituido por losas planas, vigas bandas y columnas

Ese sistema es uno de los más utilizados, esto debido a las facilidades constructivas que presenta ya que el nivel de la losa está en un mismo plano, por lo cual no presenta vigas descolgadas, lo que facilita el montaje del encofrado y desencofrado, la colocación de armaduras, la fundición del hormigón. En este tipo de conjunto estructural se tiene una interacción directa entre la losa y la columna, ya que por ser losa plana y al tener vigas

embebidas o carecer de estas, se apoya directamente sobre las columnas, en donde, la transmisión de cargas se da de losa a columnas, dando lugar a que los momentos se transmitan por flexión y por corte excéntrico o punzonamiento en la losa, condiciones para las cuales no son diseñados estos elementos y que ante la presencia de un sismo puede ocasionar daños estructurales irremediables. (Correa & Machado, 2012).

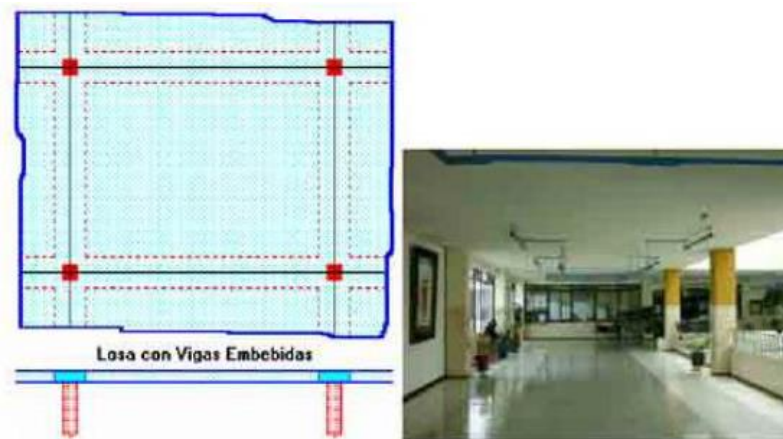


Figura 2.5 Losa plana con vigas bandas [Romo,2008]

2.1.6.2 Sistema aporticado, constituido por losas alivianadas, vigas peraltadas y columnas

El sistema que incluye columnas, losas aligeradas y vigas peraltadas ofrece una mayor rigidez y resistencia en comparación con otros tipos de sistemas, ya que las vigas desempeñan un papel similar al de nervios que refuerzan la estructura. En general, las losas que incluyen vigas son más seguras que aquellas que no las tienen, siempre que ambas sean diseñadas adecuadamente, ya que las losas sin vigas, debido a su menor espesor, tienen una capacidad reducida para resistir esfuerzos cortantes. Además, el análisis de las cargas varía dependiendo de si las losas descansan sobre vigas o no, ya que, en el caso de las losas con vigas, el refuerzo en la dirección de la luz más corta es mayor, mientras que en las losas sin vigas, el tramo largo es el que requiere más refuerzo. (Mays, G. C. 2012)

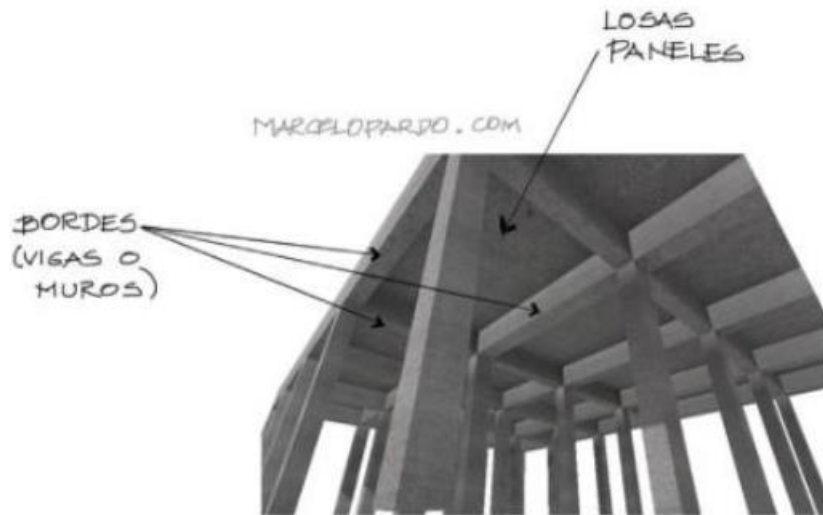


Figura 2.6 Losa plana con vigas peraltadas [Pardo,2011]

2.1.7 Combinación de Cargas

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC–2015, estipula la admisión de i) cargas permanentes que representan los pesos de los miembros constituyentes de la propia estructura como componentes estructurales y no estructurales, instalaciones etc., ii) cargas variables que representan las sobrecargas de ocupación como habitacional (personas) o estacionamientos (autos), viento y/o granizo; y iii) cargas accidentales que representa las fuerzas debido a la actividad sísmica.

De modo que, las cargas consideradas con efecto de generar las combinaciones requeridas en las edificaciones son la carga permanente D (*dead Load*), la carga sísmica E (*earthquake Load*), carga viva L (*live load*) diferenciada de la carga viva de techo L_r (*roof live load*), la carga de nieve S (*snow load*) y la carga de viento W (*wind load*). (NEC-15, 2015)

2.1.8 Cortante en la Base

El cortante basal V de la ecuación 2.2 representa la fuerza de inercia asociada con la masa de la estructura cuando experimenta la pseudo-aceleración. (Chopra, 2014)

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W \quad (2.2)$$

S_a (T_a): Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección.

Ø_P y Ø_E: Coeficientes de configuración en planta y elevación

I: Coeficiente de importancia

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

V: Cortante basal total de diseño

W: Carga sísmica reactiva

T_a: Período de vibración

Cortante Basal Ajustado.

La NEC (2015) establece que el resultado del cortante dinámico total en la base no debe ser:

< 0.80 para cortante basal *V* conseguido del método estático (regulares).

< 0.85 para cortante basal *V* conseguido del método estático (irregulares).

2.1.9 Coeficiente de Importancia

El coeficiente de importancia *I*, responde a la clasificación de edificaciones por ocupación. El propósito del factor *I* es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

La edificación en estudio se encuentra categorizada en el grupo de Otras estructuras al ser de ocupación residencial y no estar dentro de las categorías esenciales o de ocupación especial.

Tabla 2.7 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura [NEC,2015]

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

2.1.10 Coeficientes de Irregularidad en Planta y Elevación

Son coeficientes que castigan el diseño cuando las edificaciones presentan estas irregularidades, aumentando así la demanda sísmica. (NEC, 2015)

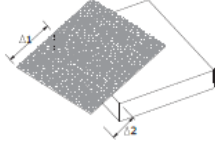
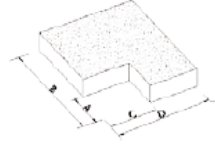
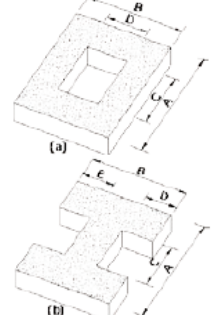
Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{PI}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2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

Figura 2.7 Coeficientes de Irregularidad en planta [NEC,2015]

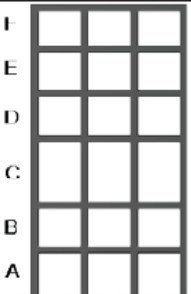
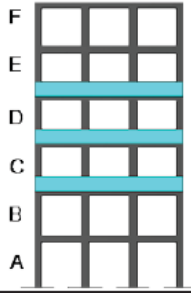
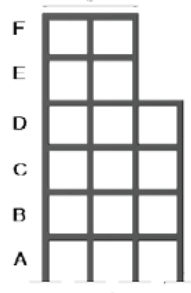
Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{EI}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$ La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral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

Figura 2.8 Coeficientes de Irregularidad en elevación [NEC,2015]

2.1.11 Factor de Reducción de Resistencia Sísmica R.

Factor que reduce las fuerzas sísmicas de diseño, esto permite diseñar para un sismo menor que el sismo de diseño lo que resulta en que la estructura incurra al rango inelástico desarrollando ductilidad. (NEC, 2015)

Tabla 2.8 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles [NEC,2015]

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

2.1.12 Derivas de Piso y Desplazamiento.

Por deriva de piso se entiende como el desplazamiento horizontal entre los diferentes niveles de una edificación ocasionado por la acción de cargas laterales tales como el viento o terremotos. Es una representación de la deformación lateral y según la NEC-15 (2015), se entiende como el desplazamiento máximo en relación con la altura del edificio, es decir, la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso. La NEC-15 en el apartado NEC-SE-DS-Peligro Sísmico, establece límites permisibles de derivas de manera que se garantice la seguridad y funcionalidad de las edificaciones. Estos límites varían según el tipo de construcción y la amenaza sísmica de la edificación.

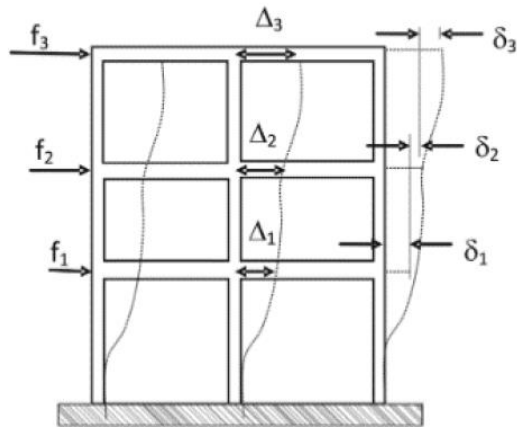


Figura 2.9 Derivas de entrepiso [Rochel,2012]

La magnitud de la deriva debe limitarse, entre mayor sea su valor, mayores serán los daños en los elementos no estructurales y en los acabados, daños que son muy costosos de reparar y su magnitud puede ser tal que con posterioridad a un evento sísmico la estructura puede llegar a ser inhabitable. La NEC (2015), en su apartado de Peligro Sísmico menciona que “la deriva máxima para cualquier piso no debe exceder los límites de deriva inelástica”, los cuales se establecen en la siguiente tabla, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

2.1.12.1 Deriva Inelástica

Se refiere al desplazamiento lateral que experimenta un piso o nivel de la estructura bajo la acción de fuerzas sísmicas cuando la estructura se comporta de manera inelástica. NEC (2015). La deriva máxima inelástica Δ_M de la ecuación 2.3 de cada piso debe calcularse de la siguiente forma:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (2.3)$$

Donde Δ_M representa la máxima deriva inelástica, Δ_E el desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas y R el factor de reducción de resistencia.

Tabla 2.9 Valores de ΔM máximos de derivas [NEC,2015]

Estructuras de:	ΔM máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

2.1.13 Secciones Agrietadas.

Según el ACI 318-19, el uso de secciones agrietadas en el análisis lineal permite representar de manera más precisa el comportamiento real de una estructura. Este enfoque es clave para evaluar la respuesta de edificaciones de concreto reforzado, ya que considera la pérdida de rigidez debido a la fisuración de los elementos estructurales.

La selección de la rigidez efectiva de los elementos de un pórtico tiene dos propósitos principales: estimar de forma realista las deformaciones laterales y determinar los efectos de dichas deformaciones sobre el sistema estructural que resiste cargas gravitacionales.

En este sentido, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) establece valores de inercia reducida para considerar la fisuración en los elementos estructurales. Según esta normativa, la rigidez efectiva de las columnas se debe reducir al 80% de su inercia bruta ($I_e=0.8I_g$), mientras que en las vigas se considera solo el 50% de la inercia bruta ($I_e=0.5I_g$).

2.1.14 Análisis Estructural de la Edificación.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), en concordancia con las recomendaciones del Código ASCE 41, establece dos tipos de procedimientos para el análisis estructural como lo son el Análisis Estático Lineal y Análisis Estático no Lineal Pushover. De acuerdo con Loayza (2021), este tipo de análisis permite la aplicación de la estática para el cálculo de las fuerzas que llegan a la estructura, tanto en planta como en elevación y se fundamenta que se asume que el primer modo de vibración de la estructura corresponde al modo dominante, resultando en un incremento de las fuerzas

en elevación como un triángulo en forma invertida, es decir, basado en la distribución vertical de las fuerzas sísmicas.

El diseño sismorresistente de edificios utiliza análisis elásticos con factores de reducción para estimar su respuesta elastoplástica. Este enfoque asume que los edificios tienen cierta ductilidad, lo que significa que las normas permiten que sufran daños durante sismos. En otras palabras, los edificios diseñados bajo el enfoque sismorresistente tienen una predisposición al daño o vulnerabilidad sísmica inherente. Por lo tanto, es crucial estimar el daño global esperado en la edificación y relacionarlo con la ductilidad de diseño y la demanda. (Vielma et al., 2014)



Figura 2.10 Análisis estático [Autor]

2.1.14.1 Análisis Estático Lineal.

El Análisis Estático Lineal, método ampliamente utilizado, evalúa el comportamiento de una estructura bajo fuerzas laterales simuladas, verificando que su desplazamiento relativo inelástico no exceda un límite establecido. Si bien este enfoque ofrece resultados confiables, presenta limitaciones en cuanto a la capacidad de la estructura para soportar deformaciones mayores dentro de márgenes de seguridad. Esto se debe a que las fuerzas consideradas en el análisis no siempre reflejan las cargas laterales reales que la estructura puede enfrentar durante su vida útil. (Estrada y Vivanco, 2019)

- ***Elementos Sometidos a Flexión.***

Los elementos estructurales que se ven sometidos a esfuerzos de flexión son las vigas y las losas, pues trabajan principalmente para resistir cargas perpendiculares a su plano. Blanco (2000) menciona que la hipótesis básica de los elementos sometidos a flexión consiste en que “la distribución de esfuerzos unitarios en la sección transversal de un elemento es plana; por consiguiente, se cumple denominada hipótesis de Navier”. Esto significa que, la relación de esfuerzo – deformación es directamente proporcional, es decir, la deformación entre el acero y el concreto se suponen directamente proporcional a la distancia del eje neutro del elemento.

- ***Elementos Sometidos a Corte.***

Antes de presentarse las primeras fisuras de tracción por flexión, el comportamiento de los elementos es especialmente elástico y al aumentar la carga, aparece la fuerza cortante. Esta puede originar esfuerzos que sobrepasen el límite a tracción del concreto generando así grietas inclinadas. Sin embargo, se debe procurar que haya una falla dúctil de manera que se asegure la estabilidad del elemento. (Rochel, 2012)

- ***Elementos Sometidos a Flexocompresión.***

McCormac y Brown (2018) fundamentan que los elementos verticales como las columnas están sometidas a fuerzas de flexión y fuerzas axiales lo que conlleva a la necesidad de diseñarlas de manera tal que resistan esta combinación de cargas. De hecho, para evaluar este comportamiento se da el uso de los diagramas de interacción, donde se relacionan puntos coordinados de fuerza axial y momentos actuantes.

- ***Columna Fuerte Viga Débil.***

Bazán y Meli (2000) mencionan que “no tiene sentido cuidar la resistencia, rigidez y ductilidad en los elementos estructurales, si éstos no se conectan entre sí de manera que estas características se puedan desarrollar plenamente”.

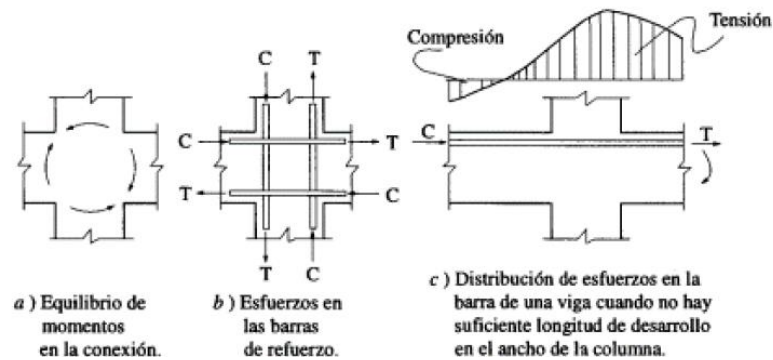


Figura 2.11 Unión viga columna [Bazan & Meli,1985]

Por lo tanto, siguiendo la filosofía del diseño sismorresistente, el criterio que toma la unión columna y viga debe cumplirse de manera tal que el elemento horizontal falle primero, es decir, que se originen mecanismos de colapso antes que los elementos verticales. Dicho todo esto, es importante destacar que uno de los parámetros importantes en el diseño y según la NEC (2015) la capacidad del elemento vertical columna debe ser mayor o igual al 20% más de la capacidad de la viga.

2.2 Marco metodológico

La metodología por seguir para el cumplimiento de los objetivos planteados es la siguiente:

i. Recopilación de datos:

- Planos arquitectónicos y estructurales.
- Especificaciones y propiedades de los materiales, mediante ensayos no destructivos.
- Revisión de estudio de suelos.

ii. Modelado de la edificación y análisis sismorresistente:

- Selección del software de análisis (ETABS para el Análisis Estático Lineal, con la incorporación del nuevo piso de características sostenibles).
- Definición de las propiedades de los materiales.
- Modelado de elementos estructurales y no estructurales.

- Aplicación de cargas.
- Realización del Análisis Estático Lineal en ETABS:
 - Obtención de periodos de vibración, análisis de derivas, desplazamientos, cortante.
- Identificación de elementos con mayor sollicitación.

Interpretación de resultados:

- Análisis de los resultados del Análisis Estático Lineal.
- Selección del sistema idóneo para la nueva losa de aumento.

2.2.1 Trabajo de campo

Como parte del trabajo de campo, se llevó a cabo una inspección técnica detallada de la edificación objeto de estudio. Esta actividad tuvo como propósito evaluar las condiciones actuales de la estructura, identificar posibles patologías y recopilar información esencial para el diseño de la ampliación y el análisis sísmico.

Durante la inspección, se realizaron las siguientes actividades:

- Levantamiento geométrico utilizando herramientas de medición equipos láser, lo que permitió obtener planos actualizados de la estructura existente.
- Evaluación visual de los elementos estructurales principales (columnas, vigas, losas) para identificar daños visibles, como fisuras, grietas o signos de corrosión en los refuerzos.
- Revisión del estado de los materiales constructivos, mediante ensayos no destructivos (esclerometría y detección del acero de refuerzo) con el fin de determinar su capacidad actual y su idoneidad para soportar las nuevas cargas que se generarán con la ampliación.

2.2.2 Trabajo de gabinete

- **Reconstrucción de los planos estructurales:** El proceso de reconstrucción de planos comenzó con un levantamiento geométrico detallado de la edificación existente, empleando herramientas como niveles láser para medir las dimensiones y características estructurales. Posteriormente, los datos recopilados fueron digitalizados mediante software como AutoCAD, lo que permitió proporcionar una representación precisa del estado actual de la estructura y servir como base para el modelado estructural y las simulaciones requeridas en el diseño sostenible y el análisis sísmico de la ampliación.
- **Ensayos No destructivos:** Debido a que la edificación se encuentra en uso se optó por realizar este tipo de ensayo, para evaluar las condiciones actuales de los materiales que conforman la edificación existente, se llevaron a cabo ensayos específicos en el marco del trabajo de gabinete. Estas pruebas permitieron caracterizar las propiedades mecánicas y estructurales de los elementos principales, asegurando una base técnica confiable para el diseño de la ampliación y el análisis sísmico.
 - ***Prueba estándar de Número de Rebotes en Hormigón endurecido:***
El uso de un esclerómetro permite la comparación de la calidad del concreto en distintas áreas del espécimen, lo que facilita la estimación de la resistencia a la compresión del material mediante la aplicación de curvas de calibración.
 - ***Ensayo de detección de armaduras:***
Útil para conocer el recubrimiento, tamaño y localización del acero de refuerzo en el concreto utilizando el pachómetro; este ensayo es primordial debido a que no se tiene los planos estructurales originales de toda la estructura.

2.2.3 Tabulación de datos

Los resultados obtenidos de los ensayos no destructivos realizados en la edificación se presentan en forma de tablas para facilitar su interpretación y análisis. Estos datos incluyen las mediciones realizadas con los ensayos de esclerometría y detección de

refuerzos, permitiendo identificar la resistencia del concreto y las características del acero de refuerzo.

Tabla 2.10 Datos de resistencia a la compresión [Autor]

Nivel	Elemento	Código	Tipo de ensayo
			Esclerometría (kg/cm2)
Planta baja	Columna	C1	214
	Columna	C2	215
	Columna	C3	212
	Viga	VX1	250
	Viga	VX2	205
	Viga	VY1	210
	Viga	VY2	212
Primer piso alto	Columna	C1	225
	Columna	C2	216
	Viga	VX1	256
	Viga	VX2	205
	Viga	VY1	211
	Viga	VY2	225
Segundo piso alto	Columna	C1	235
	Columna	C2	224
	Viga	VX1	219
	Viga	VX2	213
	Viga	VY1	214
	Viga	VY2	257
Tercer piso alto	Columna	C1	235
	Viga	VX1	219
	Viga	VX2	213
	Viga	VY1	214
	Viga	VY2	257

Tabla 2.11 Datos de acero longitudinal en columnas y vigas. [Autor]

Localización	Elemento	Sección	Área de elemento	As. mínima (aci318-19)	As. en sitio	Cuantía	Cumple
			(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	%	
Planta baja	Columna	C1-C2 (40X40)	1600	16,00	16,08	1,01%	OK
Primer piso alto	Columna	C1-C2 (35X35)	1225	12,25	14,2	1,16%	OK
	Viga	VX1-VY1 (50X25)	1250	3,75	4,62	1,23%	OK
Segundo piso alto	Columna	C1-C2 (35X35)	1225	12,25	14,2	1,16%	OK
	Viga	VX1-VY1 (50X25)	1250	3,75	4,62	1,23%	OK
Tercer piso alto	Columna	C1 (30X30)	900	9,00	10,68	1,19%	OK
	Viga	VX1-VY2 (50X25)	1250	3,75	4,62	1,23%	OK

2.2.4 Solución a diseñar

Este capítulo presenta las alternativas de solución propuestas para la ampliación de la edificación de cuatro niveles en Guayaquil, considerando el diseño estructural y las condiciones sísmicas de la edificación. Cabe destacar que las soluciones definitivas no se podrán establecer hasta realizar una evaluación detallada del desempeño sísmico, la cual será fundamental para determinar las medidas de refuerzo y la optimización del diseño estructural.

Evaluación del Desempeño Sísmico de la Edificación Existente

La evaluación sísmica preliminar se llevará a cabo utilizando modelos computacionales avanzados, que permitirán simular el comportamiento de la edificación ante distintos escenarios sísmicos. Esta evaluación debe incluir los siguientes aspectos:

- **Análisis dinámico:** Simulación del comportamiento de la estructura bajo diversas cargas sísmicas, considerando los factores geotécnicos, la altura del edificio, y la configuración de los materiales existentes.
- **Determinación de la capacidad estructural:** Identificación de las zonas de la estructura que no cumplen con los requisitos de resistencia sísmica y que podrían requerir refuerzos.
- **Cálculo de la distribución de esfuerzos:** Evaluación de la transferencia de cargas a través de la edificación para asegurar que las uniones entre los componentes estructurales (columnas, vigas, losas) sean eficientes frente a los movimientos sísmicos

Diseño de la Ampliación

Una vez completada la evaluación sísmica, se procederá con el diseño de la ampliación de acuerdo con los resultados obtenidos. El diseño debe incorporar las siguientes características:

- **Ampliación coherente con la estructura existente:** El diseño de la ampliación debe estar alineado con la estructura existente para asegurar una integración efectiva. La conexión entre la edificación original y la ampliación debe ser evaluada en términos de desempeño sísmico.
- **Optimización de la distribución de cargas:** Es esencial que la ampliación no incremente las cargas sísmicas en las zonas débiles de la estructura existente. El diseño debe considerar las cargas adicionales de los nuevos pisos y sus posibles efectos sobre el comportamiento global del edificio.
- **Materiales y tecnologías adecuadas:** Dependiendo de los resultados de la evaluación sísmica, se seleccionarán materiales y sistemas constructivos que mejoren la resistencia sísmica, sin comprometer la sostenibilidad ni la eficiencia energética de la ampliación.

Integración con Soluciones Sostenibles

Aunque la evaluación sísmica es la prioridad, se tomarán en cuenta soluciones sostenibles durante el diseño de la ampliación, tales como:

- **Uso de materiales reciclados y de bajo impacto:** Selección de materiales que contribuyan a la sostenibilidad de la construcción, como concreto reciclado y materiales que reduzcan la huella de carbono de la edificación.
- **Integración de tecnologías de eficiencia energética:** Aunque la evaluación sísmica es prioritaria, se buscará incorporar tecnologías que optimicen el consumo de energía, como paneles solares fotovoltaicos, sin comprometer la resistencia sísmica de la edificación.

CAPÍTULO 3

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Resultados

La investigación ha alcanzado avances significativos en las distintas etapas de su desarrollo, consolidando las bases técnicas y metodológicas necesarias para cumplir con los objetivos planteados.

En primera instancia, se realizó un análisis detallado de las condiciones iniciales de la edificación, el cual incluyó el levantamiento arquitectónico y estructural de la construcción existente. Este estudio permitió identificar las características fundamentales de la estructura, tales como su configuración geométrica, los materiales empleados y el sistema estructural utilizado, además de detectar posibles vulnerabilidades sísmicas inherentes al diseño original.

Posteriormente, se propusieron alternativas preliminares para el diseño sostenible del nuevo piso, considerando materiales de construcción y estrategias como la integración de paneles solares y elementos para mejorar la eficiencia energética. Las propuestas incluyen:

- **Alternativa 1: Sistema de Hormigón Ecológico**
- **Alternativa 2: Estructura Metálica con Acero Reciclado**

Estas alternativas buscan equilibrar sostenibilidad, funcionalidad y desempeño estructural.

3.1.1 Modelado Estructural en Etabs

3.1.1.1 Definición de Geometría del Proyecto.

La estructura objeto de estudio fue modelada empleando diversos tipos de elementos disponibles en el software de modelación estructural. En primer lugar, se definieron los ejes que determinan la ubicación y orientación de la edificación. A continuación, se estableció la altura entre niveles:

Tabla 3.1 Alturas de entrepiso [Autor]

Descripción	Altura de entrepiso (m)
Planta baja a Mezzanine	2.55
Mezzanine a Primer piso alto	2.30
Primer piso alto a Segundo piso alto	2.90
Segundo piso alto a Tercer piso alto	2.96
Tercer piso alto a Losa de Cubierta	3.04

Para representar las columnas y vigas, se utilizaron elementos tipo “frame”, mientras que la losa aligerada fue modelada como un elemento tipo “Shell thin”, permitiendo una adecuada simulación de su comportamiento estructural.

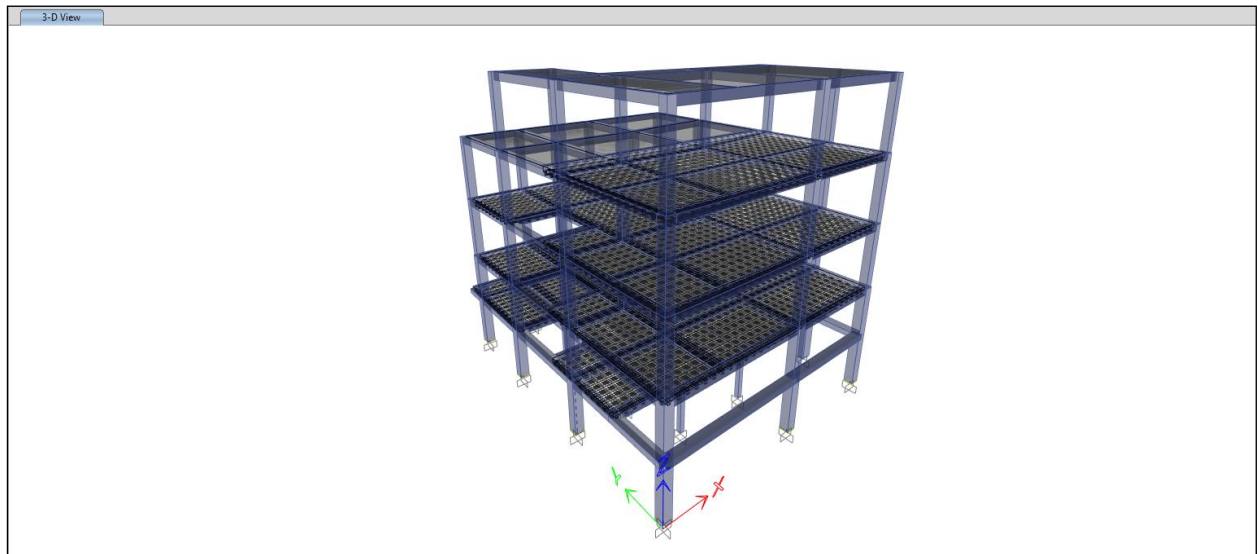


Figura 3.1 Vista en 3D de la edificación [Autor]

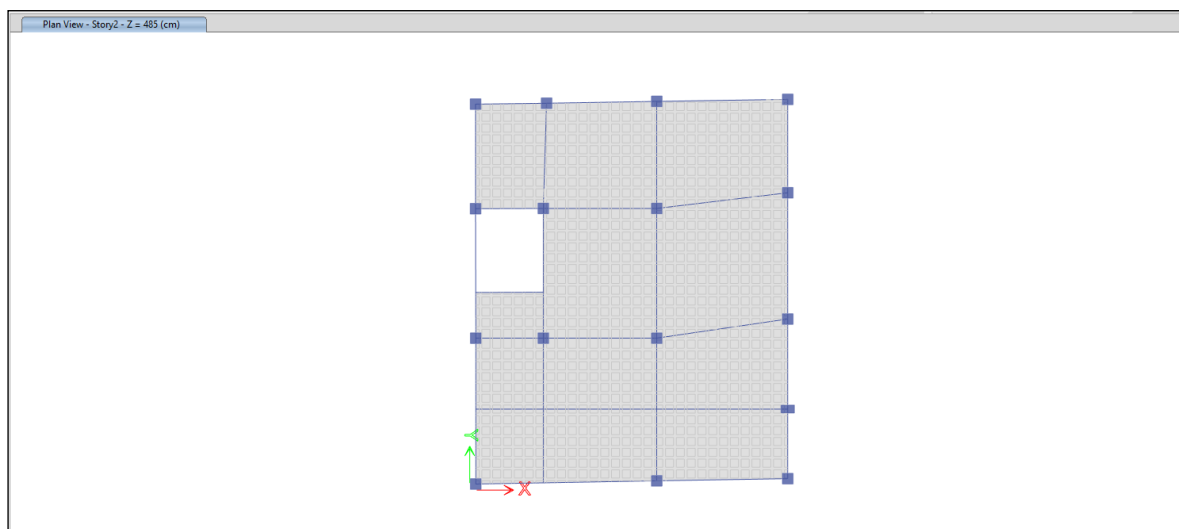


Figura 3.2 Vista en planta de la edificación [Autor]

3.1.1.2 Propiedades de los Materiales

Una vez definidos los ejes y niveles de la estructura, se procede a establecer las propiedades de los materiales. De acuerdo con los ensayos no destructivos realizados, la estructura utiliza un hormigón con resistencia a la compresión promedio de 210 kg/cm²

y un módulo de elasticidad de 218819.78 kg/cm². Además, usa un acero de refuerzo con resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm² y un módulo de elasticidad de 2100000 kg/cm², mientras que para los estribos cuenta con una resistencia a la fluencia de 2800 kg/cm²

Tabla 3.2 Propiedades mecánicas del hormigón [Autor]

Propiedades mecánicas del hormigón	
Resistencia a la compresión	210 kg/cm ²
Módulo de elasticidad	218819.78 kg/cm ²
Peso específico	2.4 ton/m ³

Tabla 3.3 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo longitudinal [Autor]

Propiedades mecánicas del acero de refuerzo longitudinal	
Esfuerzo de fluencia	4200 kg/cm ²
Esfuerzo ultimo	6330 kg/cm ²
Módulo de elasticidad	2100000 kg/cm ²
Peso específico	7.85 ton/m ³

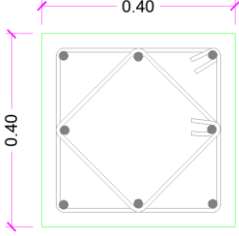
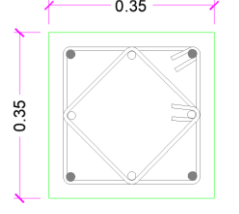
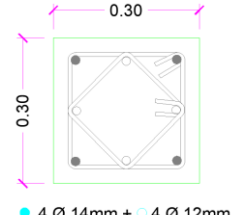
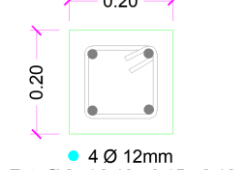
Tabla 3.4 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo transversal [Autor]

Propiedades mecánicas del acero de refuerzo transversal	
Esfuerzo de fluencia	2800 kg/cm ²
Esfuerzo ultimo	4200 kg/cm ²
Módulo de elasticidad	2100000 kg/cm ²
Peso específico	7.85 ton/m ³

3.1.1.3 Dimensiones de las Columnas

De manera análoga, se definen las dimensiones de las columnas, incorporando el recubrimiento requerido, el refuerzo longitudinal, y el refuerzo transversal correspondiente, de acuerdo con las especificaciones indicadas en los planos estructurales.

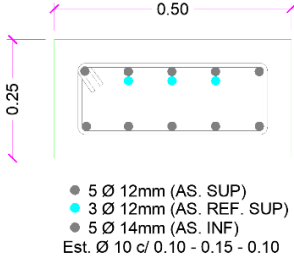
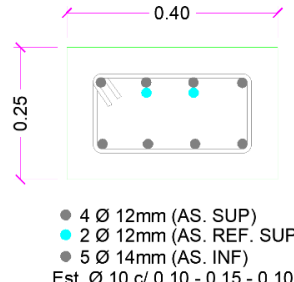
Tabla 3.5 Dimensiones de columnas de la edificación [Autor]

Representación	Dimensiones (cm)	Nivel
 ● 8 Ø 16mm Est. Ø 10 c/ 0.10 - 0.15 - 0.10	40x40	Sobre planta baja
C1		
 ● 4 Ø 16mm + ○ 4 Ø 14mm Est. Ø 10 c/ 0.10 - 0.15 - 0.10	35x35	Sobre mezzanine Sobre primer piso alto
C1		
 ● 4 Ø 14mm + ○ 4 Ø 12mm Est. Ø 10 c/ 0.10 - 0.15 - 0.10	30x30	Sobre segundo piso alto
C1		
 ● 4 Ø 12mm Est. Ø 8 c/ 0.10 - 0.15 - 0.10 En H/4 - H/2 - H/4	20x20	Sobre planta baja
C2		

3.1.1.4 Dimensiones de las Vigas

Se procede a establecer las dimensiones de las vigas, con su respectivo recubrimiento, acero de refuerzo tanto en la parte superior como inferior, de acuerdo con lo establecido en los planos estructurales.

Tabla 3.6 Dimensiones de vigas de losa de la edificación [Autor]

Representación	Dimensiones (cm)	Nivel
 0.50 0.25 5 Ø 12mm (AS. SUP) 3 Ø 12mm (AS. REF. SUP) 5 Ø 14mm (AS. INF) Est. Ø 10 c/ 0.10 - 0.15 - 0.10 VX1-VY1	25x50	Mezzanine Primer piso alto Segundo piso alto Tercer piso alto
 0.40 0.25 4 Ø 12mm (AS. SUP) 2 Ø 12mm (AS. REF. SUP) 5 Ø 14mm (AS. INF) Est. Ø 10 c/ 0.10 - 0.15 - 0.10 VX2-VY2	25x40	Mezzanine Primer piso alto Segundo piso alto Tercer piso alto

3.1.1.5 Secciones Agrietadas

Según el ACI 318 (2019) el uso de secciones agrietadas permite evaluar un comportamiento más cercano a la realidad usando un análisis lineal. Además, menciona que:

La selección de una rigidez efectiva adecuada para miembros estructurales de pórticos de concreto reforzado tiene dos objetivos: 1) obtener estimativos realistas de la deflexión lateral y 2) determinar los efectos impuestos por la

deflexión al sistema de resistencia de cargas gravitacionales de la estructura.
(pág. 81)

Por ello, la NEC-15 establece que las inercias agrietadas para las columnas tendrán un valor de 0.8, mientras que para las vigas serán de 0.5, a continuación, se presentan los valores colocados en los respectivos elementos estructurales.

3.1.1.6 Definición de Losa

Se establecen las dimensiones de la losa aligerada de acuerdo con las especificaciones de los planos estructurales, con la opción de losas nervadas en Etabs, simulando la losa aligerada, teniendo en cuenta el peso del aligerante, mismo que se determinará más adelante.

General Data	
Property Name	Losa 20 cm 2D
Slab Material	CONCRETO F'C 240
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Orange swatch
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Type	Waffle
Overall Depth	20 cm
Slab Thickness	5 cm
Stem Width at Top	10 cm
Stem Width at Bottom	10 cm
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis	50 cm
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis	50 cm

Figura 3.3 Dimension de losa aligerada en dos direcciones [Autor]

3.1.1.7 Restricciones en la Base

Se establecen restricciones en la base para caracterizar el comportamiento de la estructura en el punto de contacto con la cimentación o el terreno. Estas restricciones son fundamentales para lograr un análisis estructural preciso, ya que simulan el soporte que la base ofrece a la estructura en las distintas direcciones espaciales.

En este contexto, se aplica una restricción del tipo empotramiento, la cual inmoviliza por completo todos los grados de libertad, tanto traslacionales como rotacionales, en la base. Este tipo de restricción se utiliza para modelar bases rígidas que no permiten ningún tipo de movimiento en la estructura.

3.1.2 Análisis Estático Lineal

3.1.2.1 Patrones de Carga.

Un patrón de carga representa al grupo de cargas que actúan simultáneamente sobre la estructura. Estos patrones permiten definir y organizar diferentes tipos de cargas, como cargas muertas, cargas vivas, cargas de viento, cargas de nieve y cargas sísmicas, de manera individual o combinada.

Para este caso de estudio, se establecen los patrones de cargas siguientes: PP representa a la carga muerta, SCP representa a la sobre carga permanente, CV representa a la carga viva y por último CVT que representa a la carga viva de techo.

Tabla 3.7 Patrones de carga [Autor]

Patrones de Carga	
Carga	Tipo
PP	Dead
SCP	Super Dead
CV	Live
CVT	Roof Live

A partir del cálculo del peso de la tabiquería por metro cuadrado, los acabados y el bloque alivianante en la losa, se determinó el valor de la sobrecarga permanente para todos los niveles de piso de la edificación, se asignó una sobrecarga permanente de 250 kg/m².

En cuanto a la carga viva, para los tres niveles se asignó un valor de 200 kg/m², conforme a lo estipulado en la NEC-15 para viviendas. Finalmente, se estableció una carga viva de losa de equipos que incluirán paneles solares de 100 kg/m².

- **Asignación de Sobrecarga Permanente**

Tabla 3.8 Definición de sobrecarga permanente [Autor]

Sobre Carga Permanente- Mezzanine- Pisos (1-2-3)		
Tabiquería	150	kg/m ²
Acabados	50	kg/m ²
Instalaciones y tumbado	50	kg/m ²

- **Asignación de Carga Viva**

Tabla 3.9 Definición de carga viva [Autor]

Carga Viva		
Vivienda	200	kg/m ²
Losa de equipos	100	kg/m ²

3.1.2.2 Espectro de Diseño.

El espectro de diseño representa la respuesta esperada del suelo ante un evento sísmico. Esta información es importante para el análisis y diseño sismorresistente de estructuras, ya que permite evaluar las fuerzas y deformaciones inducidas por un sismo. La NEC-15 establece el espectro de diseño con datos para un sismo de diseño, el cual es el sismo raro, el cual tiene un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia en 50 años del 10%.

- **Coeficientes de Perfil de Suelo F_a , F_d y F_s .**

Estos valores se los determina a partir del valor de zona sísmica o factor Z, que para este caso de la ciudad de Guayaquil es de 0.40 el cual corresponde a una zona sísmica IV y también del tipo de suelo sobre el cual está asentada la estructura, el cual para este caso de estudio es suelo tipo E.

Tabla 3.10 Factor F_a [NEC,2015]

Tipo perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	>0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Tabla 3.11 Factor F_d [NEC,2015]

Tipo perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	>0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Tabla 3.12 Factor F_s [NEC,2015]

Tipo perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	>0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

- ***Determinación del Coeficiente de Importancia.***

La ocupación de la edificación es de uso residencial y de acuerdo con la tabla 2.8 de este trabajo de investigación la edificación se ubica en otras estructuras, por lo que su coeficiente de importancia es de 1.

- ***Elección del Factor de Reducción de Resistencia Sísmica.***

El sistema estructural de la edificación en estudio es de Pórtico especiales sísmos resistentes de hormigón armado con vigas banda. De esta forma, se determina que el factor R es 5 según la tabla 2.8, considerando que se trata de una evaluación de una estructura existente.

Tabla 3.13 Factor de reduccion sismica [NEC,2015]

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

- ***Determinación de las Irregularidades en Planta y Elevación.***

La estructura de este caso de estudio no presenta irregularidades en planta ni en elevación, por lo que se establece un valor para la irregularidad en planta de ϕP : 1 y para la irregularidad en elevación de ϕE : 1.

- ***Factor r .***

Para este caso de estudio, el valor del factor usado en el espectro de diseño elástico es 1.5, ya que dicho valor mencionado se usa para los suelos tipo E.

- ***Amplificación Espectral.***

El valor de la amplificación espectral para este caso de estudio es de 1.8, ya que la NEC-15, estipula que este valor se usará para las provincias de la costa con excepción de Esmeraldas y como se ha mencionado anteriormente, la estructura de este trabajo de investigación se encuentra ubicada en la provincia del Guayas.

- ***Elaboración del Espectro de Diseño.***

Una vez se han obtenido todos los parámetros necesarios para la elaboración del espectro de diseño, a continuación, se mostrarán los cálculos respectivos. Valor del espectro de elástico de aceleraciones en la meseta de la curva.

$$Sa = \eta * Z * Fa$$

$$Sa = 1.8 * 0.40 * 1$$

$$Sa = 0.72g$$

Valor del periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

$$To = 0.1 * Fs * \frac{Fd}{Fa}$$

$$To = 0.1 * 1.9 * \frac{1.6}{1}$$

$$To = 0.304 \text{ seg}$$

Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones hasta donde termina la meseta de la curva.

$$Tc = 0.55 * Fs * \frac{Fd}{Fa}$$

$$Tc = 0.55 * 1.9 * \frac{1.6}{1}$$

$$Tc = 1.672 \text{ seg}$$

Valor del periodo fundamental de la estructura

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

$$T = 0.055 * 13.75^{0.9}$$

$$T = 0.582seg$$

A continuación, se muestran en la tabla 3.14, los datos utilizados para la elaboración del espectro de diseño elástico.

Tabla 3.14 Datos para elaboración de espectro [Autor]

Datos			
I	1	r	1.5
Fa	1	η	1.8
Fd	1.6	To	0.304
Fs	1.9	Tc	1.672
R	5	Sa	0.72
T	0.582		

Tabla 3.15 Valores de aceleración espectral [Autor]

Tiempo	Sae	Sai
0	0,720	0,178
0,1	0,720	0,178
0,2	0,720	0,178
0,3	0,720	0,178
0,4	0,720	0,178
0,5	0,720	0,178
0,6	0,720	0,178
0,7	0,720	0,178
0,8	0,720	0,178
0,9	0,720	0,178
1	0,720	0,178
1,1	0,720	0,178
1,2	0,720	0,178
1,3	0,720	0,178
1,4	0,720	0,178
1,5	0,720	0,178
1,6	0,720	0,178
1,7	0,708	0,175
1,8	0,669	0,165
1,9	0,634	0,156

2	0,602	0,149
2,1	0,573	0,142
2,2	0,547	0,135
2,3	0,523	0,129
2,4	0,502	0,124
2,5	0,482	0,119
2,6	0,463	0,114
2,7	0,446	0,110
2,8	0,430	0,106
2,9	0,415	0,102
3	0,401	0,099
3,1	0,388	0,096
3,2	0,376	0,093
3,3	0,365	0,090
3,4	0,354	0,087
3,5	0,344	0,085
3,6	0,334	0,083
3,7	0,325	0,080
3,8	0,317	0,078
3,9	0,309	0,076
4	0,301	0,074
4,1	0,294	0,072
4,2	0,287	0,071
4,3	0,280	0,069
4,4	0,274	0,068
4,5	0,268	0,066
4,6	0,262	0,065
4,7	0,256	0,063
4,8	0,251	0,062
4,9	0,246	0,061
5	0,241	0,059
5,1	0,236	0,058
5,2	0,232	0,057
5,3	0,227	0,056
5,4	0,223	0,055
5,5	0,219	0,054
5,6	0,215	0,053
5,7	0,211	0,052
5,8	0,208	0,051
5,9	0,204	0,050
6	0,201	0,050
6,1	0,197	0,049

6,2	0,194	0,048
6,3	0,191	0,047
6,4	0,188	0,046
6,5	0,185	0,046
6,6	0,182	0,045
6,7	0,180	0,044
6,8	0,177	0,044
6,9	0,174	0,043
7	0,172	0,042

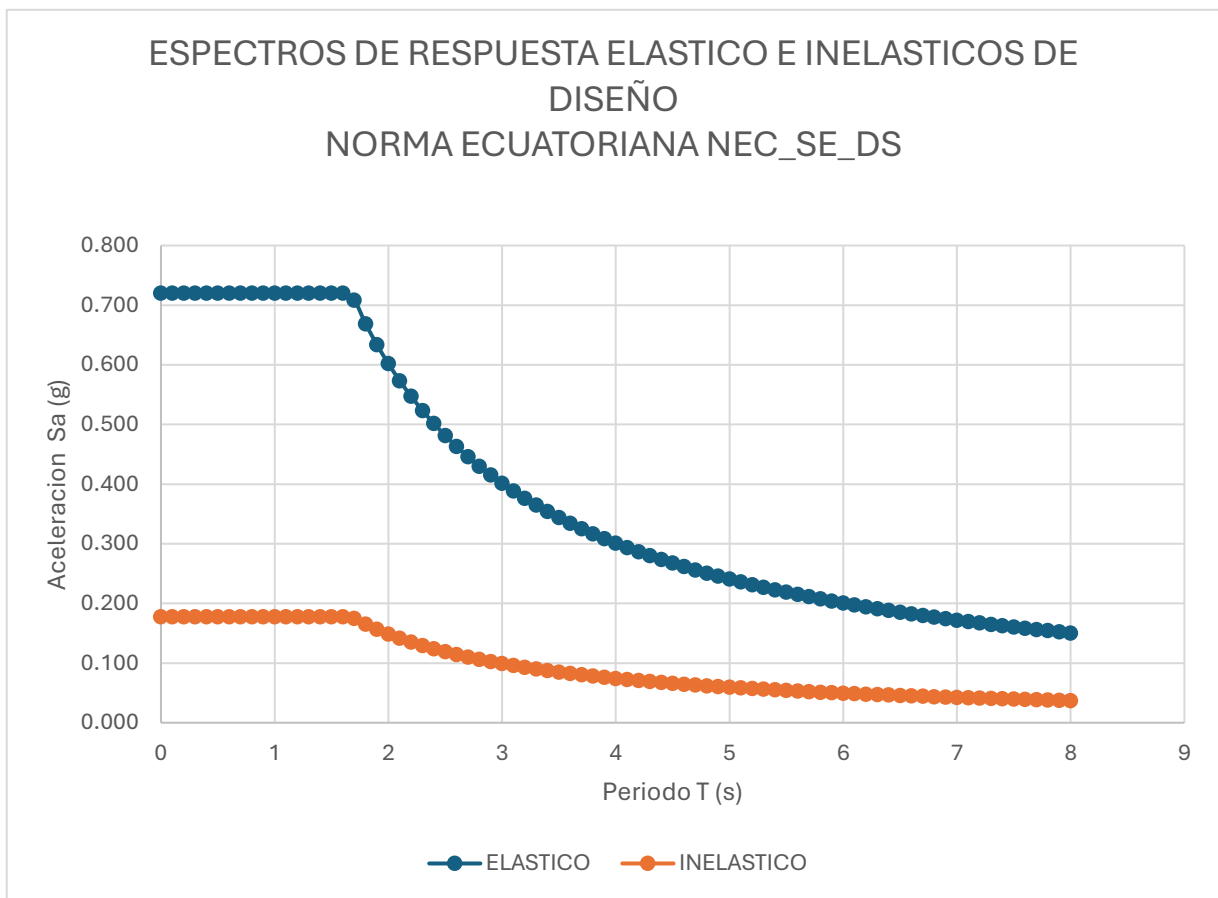


Figura 3.4 Espectro de diseño elástico e inelástico [Autor]

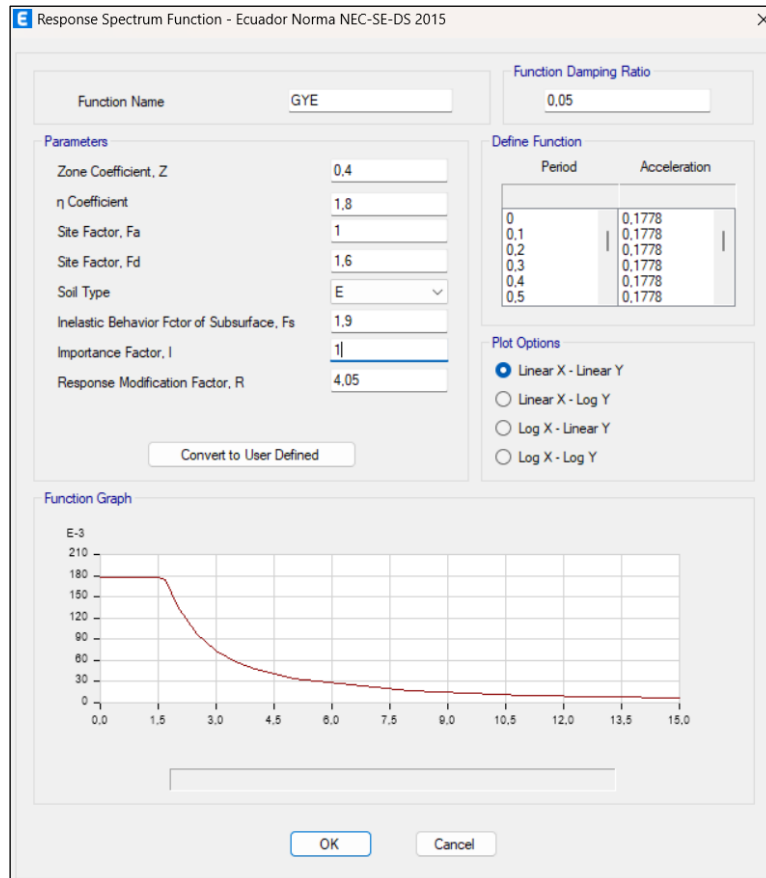


Figura 3.5 Espectro de diseño elástico en Etabs [Autor]

3.1.2.3 Propiedades de materiales

En el presente estudio, se han definido las propiedades de los materiales para las dos alternativas estructurales propuestas: hormigón ecológico y estructura con acero reciclado. La correcta asignación de estos parámetros resulta fundamental para garantizar la precisión del análisis estructural y la evaluación del desempeño sísmico de la edificación.

Para la Alternativa 1 (Hormigón Ecológico), se han considerado propiedades mecánicas similares a las del hormigón convencional, con la particularidad de que su composición contribuye a la reducción de la huella de carbono mediante el uso de materiales reciclados o sustitutos parciales del cemento. Los valores asignados para el módulo de elasticidad, la resistencia a la compresión, el coeficiente de Poisson y la densidad han sido determinados a partir de referencias normativas y estudios previos.

En la Alternativa 2 (Estructura con Acero Reciclado), se han definido las propiedades del material en función de los estándares establecidos para el acero estructural ASTM A36, garantizando que el uso de acero reciclado mantenga los requisitos de resistencia y ductilidad. Se han considerado parámetros como el módulo de elasticidad, el límite de fluencia y la resistencia última, con el propósito de evaluar su comportamiento bajo condiciones de carga sísmica.

La correcta asignación de estos materiales en el modelo estructural permite realizar una comparación objetiva del desempeño de ambas alternativas, asegurando que la opción seleccionada cumpla con los requisitos de seguridad, sostenibilidad y eficiencia estructural.

The image displays two side-by-side screenshots of the 'Material Property Data' dialog box, showing the configuration for two different materials: 'HORMIGON ECOLOGICO' (Concrete) and 'ACERO RECICLADO' (Steel).

Left Window: HORMIGON ECOLOGICO

- General Data:**
 - Material Name: HORMIGON ECOLOGICO
 - Material Type: Concrete
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: [Grey swatch]
 - Material Notes: [Empty text box]
- Material Weight and Mass:**
 - ☒ Specify Weight Density
 - Weight per Unit Volume: 2.4028 tonf/m³
 - Mass per Unit Volume: 0.245014 tonf-s²/m⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 2339281.94 tonf/m²
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
 - Shear Modulus, G: 974700.81 tonf/m²
- Design Property Data:**
 - Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:**
 - Nonlinear Material Data...
 - Material Damping Properties...
 - Time Dependent Properties...
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections:**
 - ☒ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)
 - ☐ User Specified

Right Window: ACERO RECICLADO

- General Data:**
 - Material Name: ACERO RECICLADO
 - Material Type: Steel
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: [Blue swatch]
 - Material Notes: [Empty text box]
- Material Weight and Mass:**
 - ☒ Specify Weight Density
 - Weight per Unit Volume: 7.849 tonf/m³
 - Mass per Unit Volume: 0.80038 tonf-s²/m⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 20389019.16 tonf/m²
 - Poisson's Ratio, U: 0.3
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C
 - Shear Modulus, G: 7841930.45 tonf/m²
- Design Property Data:**
 - Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:**
 - Nonlinear Material Data...
 - Material Damping Properties...
 - Time Dependent Properties...

Figura 3.6 Propiedades de Hormigon reciclado y acero reciclado [Autor]

A continuación, se procederá a modelar la **losa de piso** utilizando las dos **alternativas estructurales** propuestas: **Hormigón Ecológico** y **Estructura con Acero Reciclado**. Para ello, se asignarán los parámetros materiales correspondientes a cada alternativa,

con el fin de evaluar su comportamiento estructural y sísmico en el contexto de la ampliación proyectada.

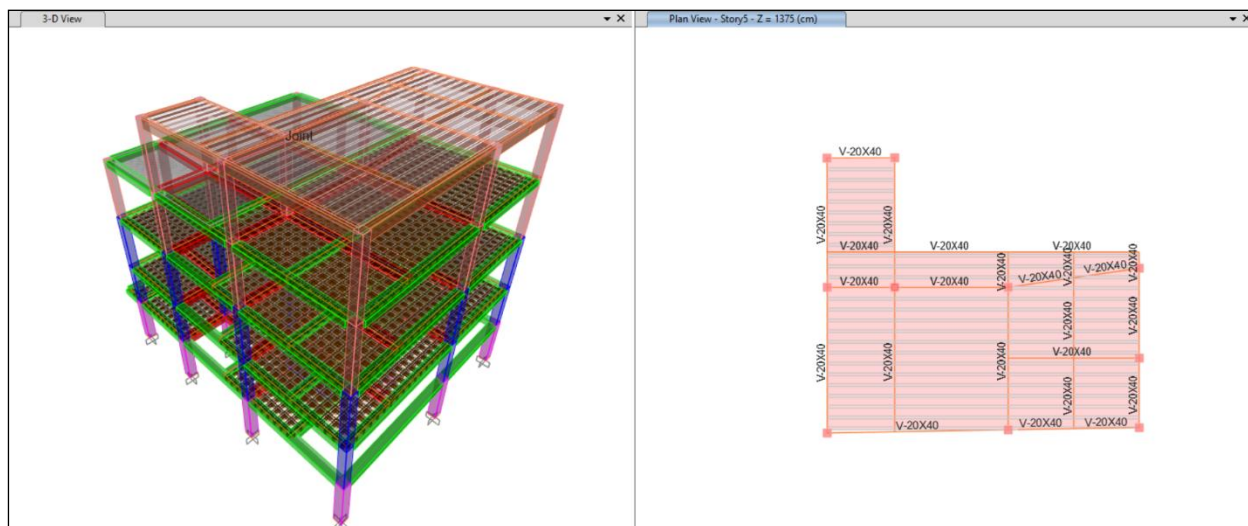


Figura 3.7 Modelo matematico de alternativa 1 [Autor]

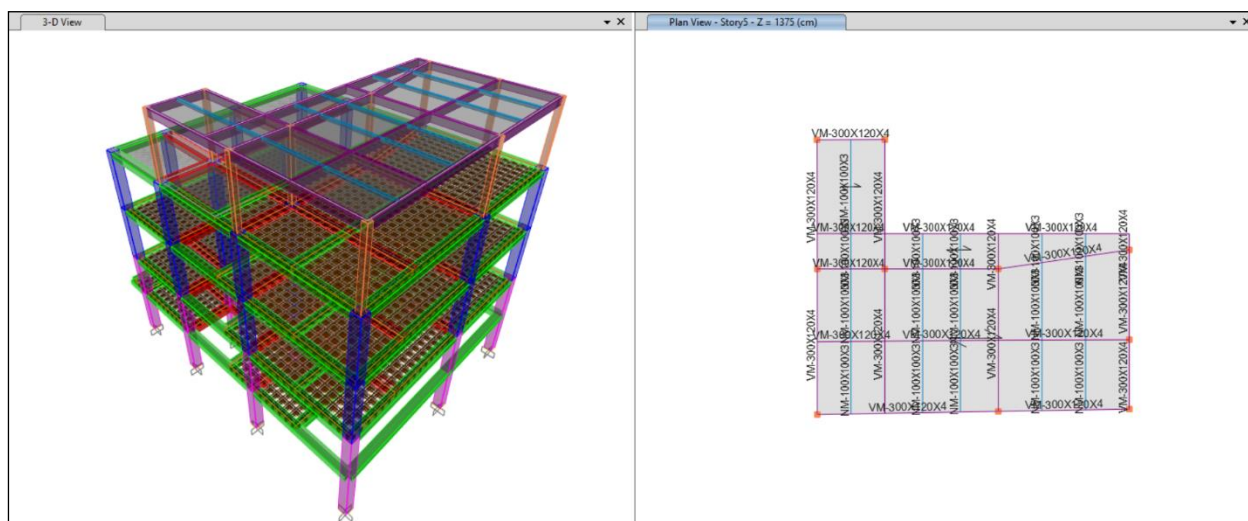


Figura 3.8 Modelo matematico de alternativa 2 [Autor]

3.1.2.4 Casos de Carga.

Los casos de carga en Etabs son definiciones de las cargas que actúan sobre la estructura, los que se utilizarán en este trabajo de investigación son los siguientes:

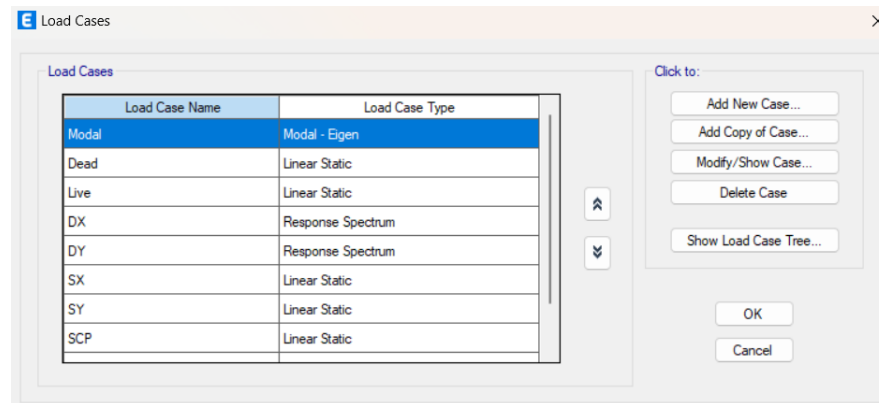


Figura 3.9 Casos de carga [Autor]

Además, se establecen los sismos tanto en dirección X y Y. a través del espectro de diseño agregado al programa anteriormente. Usando el tipo de combinación direccional Absolute y ubicando el valor de la gravedad en su 100% para una dirección y tomando en cuenta el 30% en la otra dirección.

3.1.2.5 Combinaciones de Carga.

Se utilizaron las 10 combinaciones de carga estipuladas por la NEC-15:

Tabla 3.16 Combinaciones de carga [Autor]

Combinaciones de carga
C1: 1.4D
C2: 1.2D+1.6L
C3: 1.2D+L+SX
C4: 1.2D+L-SX
C5: 1.2D+L+SY
C6: 1.2D+L-SY
C7: 0.9D+SX
C8: 0.9D-SX
C9: 0.9D+SY
C10: 0.9D-SY

3.1.2.6 Carga Sísmica Reactiva Mass Source.

La carga sísmica es fundamental en el análisis sísmico de estructuras, ya que se refiere a la distribución de masa que se utiliza para representar la masa de la estructura y las cargas que actúan sobre ella durante un sismo. En este trabajo de investigación se considera la carga sísmica reactiva como la adición del peso muerto total, tal como lo estipula la NEC-15.

Load Pattern	Multiplier
SCP	1
Dead	1
SCP	1

Figura 3.10 Carga sísmica reactiva [Autor]

3.1.2.7 Asignación de Diafragmas Rígidos.

La asignación de diafragmas rígidos es un paso esencial en la modelación estructural para lograr una representación precisa del comportamiento de la edificación ante un análisis sísmico. Un diafragma rígido es una simplificación analítica que permite considerar un nivel o piso de la estructura como una superficie indeformable y completamente rígida. Por esta razón, se asignan diafragmas rígidos en la modelación para garantizar una distribución adecuada de las cargas y desplazamientos.

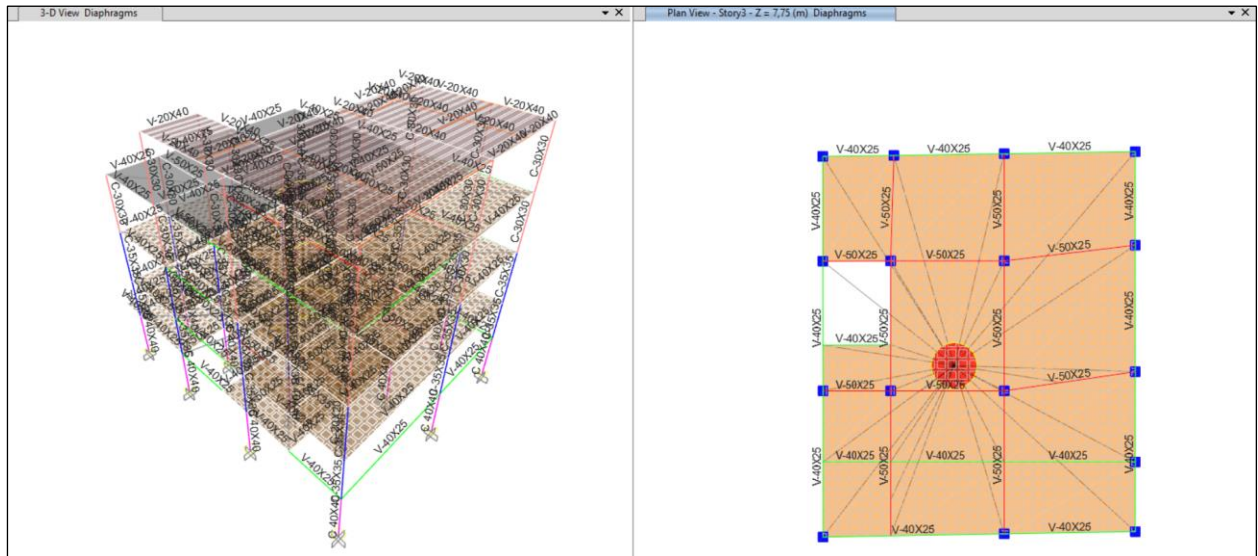


Figura 3.11 Asignación de diafragmas rígidos de alternativa 1 [Autor]

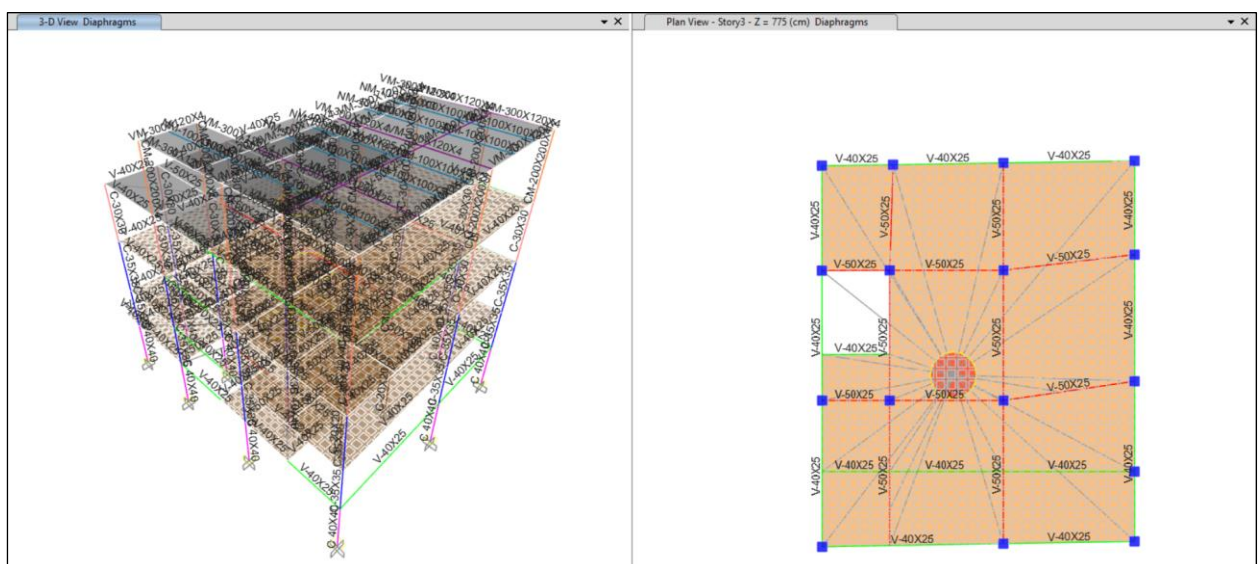


Figura 3.12 Asignación de diafragmas rígidos de alternativa 2 [Autor]

3.1.2.8 Brazos Rígidos.

La asignación de brazos rígidos es una suposición analítica empleada para modelar el comportamiento de elementos estructurales, como vigas o columnas, considerándolos con rigidez infinita. En este enfoque, se establece en el modelo un valor de 0.5 para los desplazamientos en los extremos (end length offset).

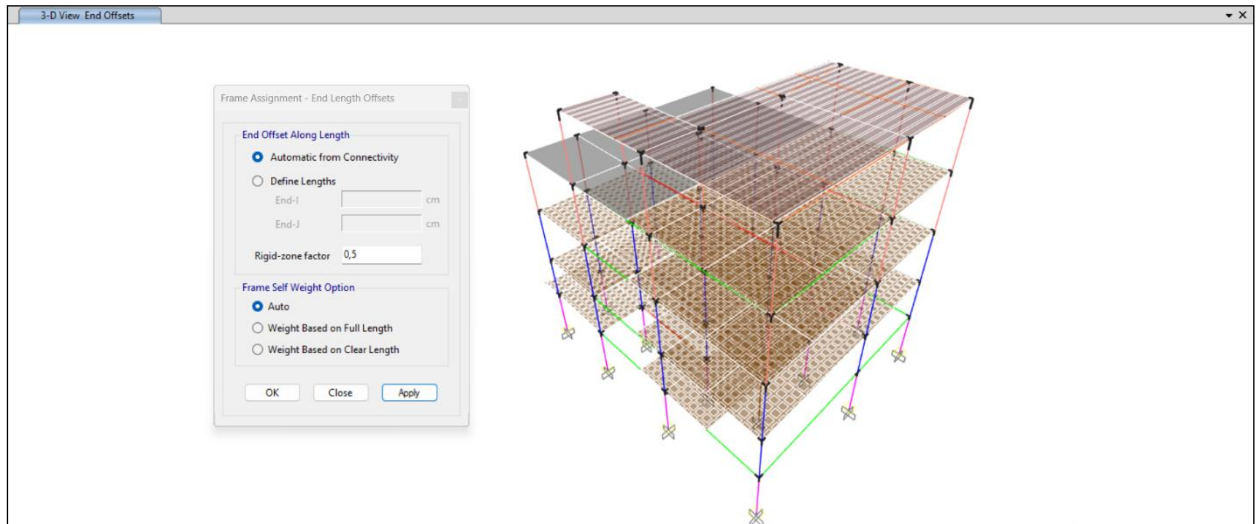


Figura 3.13 Asignación de brazos rígidos de alternativa 1 [Autor]

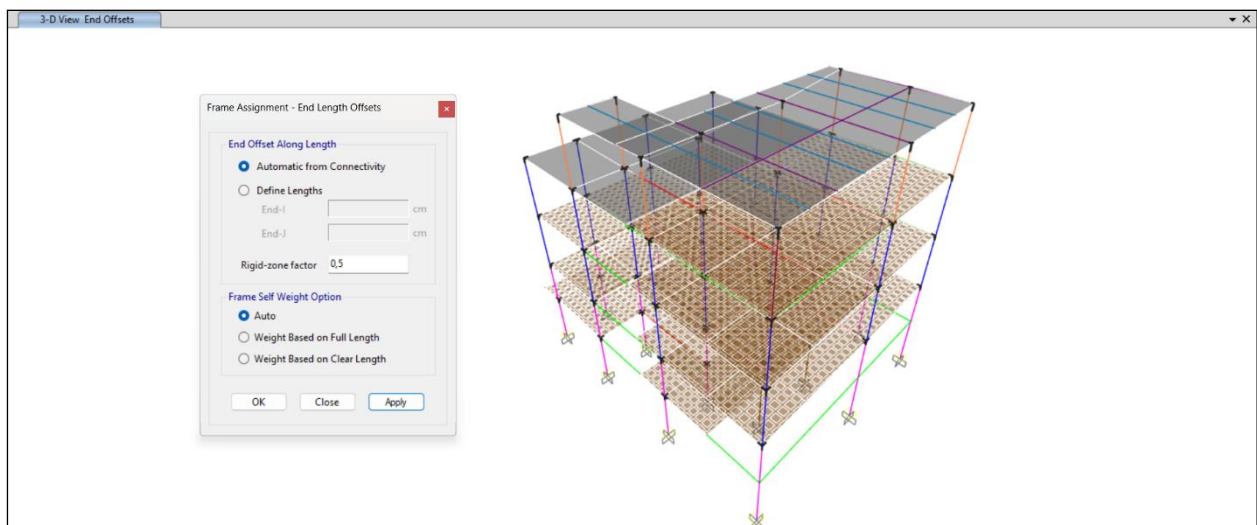


Figura 3.14 Asignación de brazos rígidos de alternativa 2 [Autor]

3.1.2.9 Comparación de Cortante Basal Estático y Dinámico.

3.1.2.9.1 Cortante Basal Estático.

Para el cálculo del cortante basal se usa la aceleración espectral según el periodo dinámico (T_a), pero, en base a lo que indica la NEC-15 este no puede ser mayor en un 30% del periodo fundamental calculado por el método 1, el cual es el siguiente:

Tabla 3.17 Coeficientes del periodo vibración [NEC,2015]

Tipo de estructura	Ct	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros y mampostería estructurales	0.055	0.76

$$T = C_t * hn^{\alpha}$$

$$T = 0.055 * 13.75^{0.9}$$

$$T = 0.582 \text{seg}$$

- **Periodo Dinámico**

$$T_a < T * 1.3$$

- **Alternativa 1 (Hormigón Ecológico)**

El periodo dinámico que nos arroja el programa es T_a : 0.689 seg.

$$T_a < T * 1.3$$

$$0.689 < 0.582 * 1.3$$

$$0.689 < 0.757$$

Por lo tanto, el período T_a máximo es de 0.689 segundos, y se debe determinar S_a ($T_{\max}$) para calcular el cortante estático. Para obtener el peso total de la estructura, es

necesario acceder a "show tables", luego a "structure output" y seleccionar "base reactions".

	Output Case	Case Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m
▶	Dead	LinStatic	0	0	367,1804	2584,0555	-2173,5905	0	0	0
	SCP	LinStatic	0	0	118,6539	898,9726	-712,2749	0	0	0

Figura 3.15 Peso reactivo de la estructura alternativa 1 [Autor]

$$W = PP + SCP$$

$$W = 367.180 + 118.654$$

$$W = 485.834 \text{ tonf}$$

Por último, obtenidos los datos necesarios, se procede a calcular el cortante basal estático con la siguiente formula:

$$Vest = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

$$Vest = \frac{1 * 0.72}{5 * 1 * 1} * 485.834$$

$$Vest = 69.960 \text{ tonf}$$

➤ Alternativa 2 (Acero Reciclado)

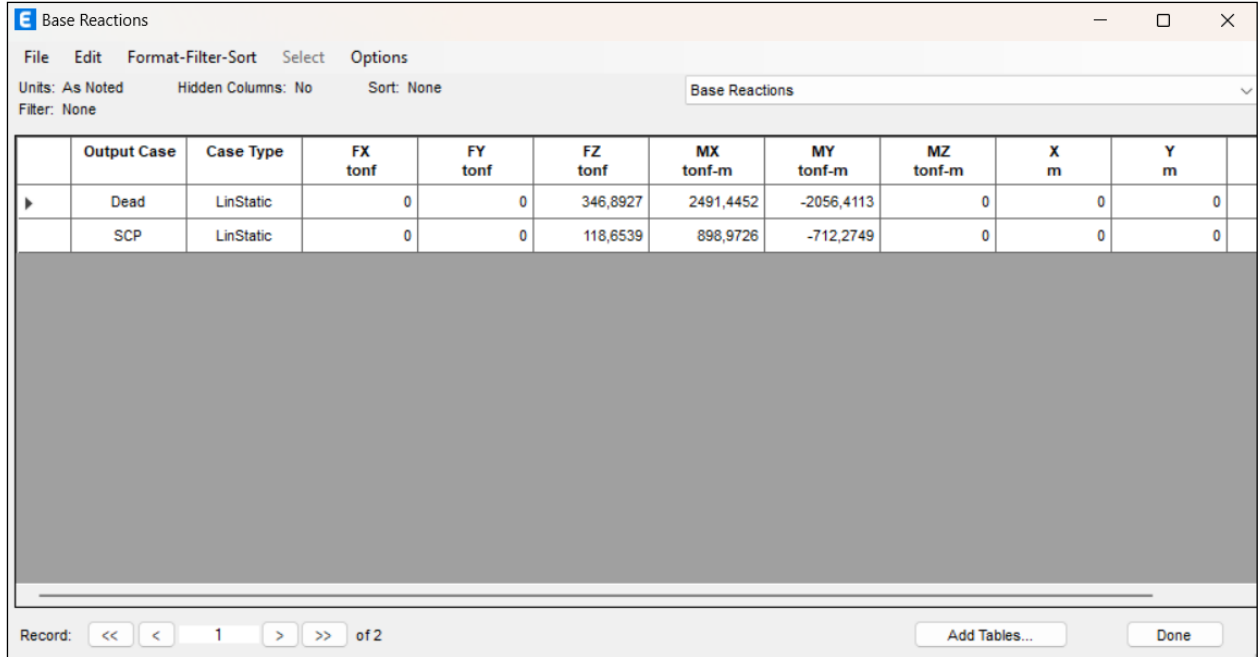
El periodo dinámico que nos arroja el programa es Ta: 0.668 seg.

$$Ta < T * 1.3$$

$$0.668 < 0.582 * 1.3$$

$$0.668 < 0.757$$

Por lo tanto, el período T_a máximo es de 0.668 segundos, y se debe determinar S_a (T_{max}) para calcular el cortante estático. Para obtener el peso total de la estructura, es necesario acceder a "show tables", luego a "structure output" y seleccionar "base reactions".



	Output Case	Case Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m
▶	Dead	LinStatic	0	0	346,8927	2491,4452	-2056,4113	0	0	0
	SCP	LinStatic	0	0	118,6539	898,9726	-712,2749	0	0	0

Figura 3.16 Peso reactivo de la estructura alternativa 2 [Autor]

$$W = PP + SCP$$

$$W = 346.893 + 118.654$$

$$W = 465.547 \text{ tonf}$$

Por último, obtenidos los datos necesarios, se procede a calcular el cortante basal estático con la siguiente formula:

$$Vest = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \varphi_p * \varphi_e} * W$$

$$Vest = \frac{1 * 0.72}{5 * 1 * 1} * 465.547$$

$$Vest = 67.039 \text{ tonf}$$

3.1.2.9.2 Cortante Basal Dinámico.

Para obtener el cortante basal dinámico en las direcciones X e Y dentro del programa, se debe acceder a la pestaña "Display", luego seleccionar la opción "Story Response Plots". Posteriormente, en "Display Type", elegir "Story Shear" y, finalmente, seleccionar el caso correspondiente para SX y luego para SY.

➤ Alternativa 1 (hormigón Ecológico)

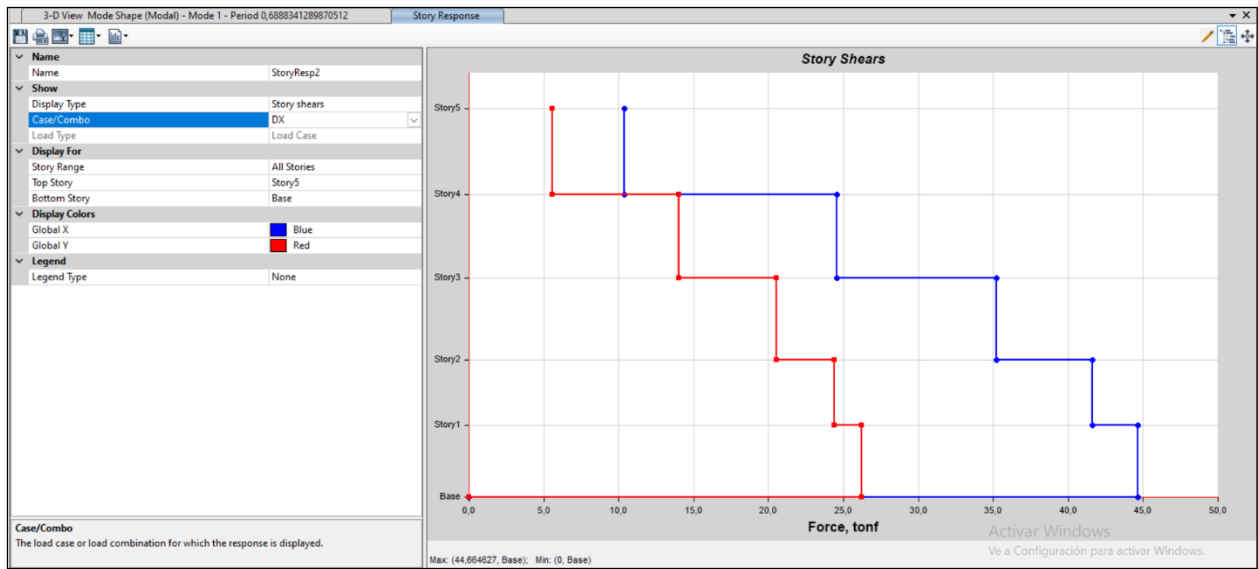


Figura 3.17 Cortante dinámico en base "DX" alternativa 1 [Autor]

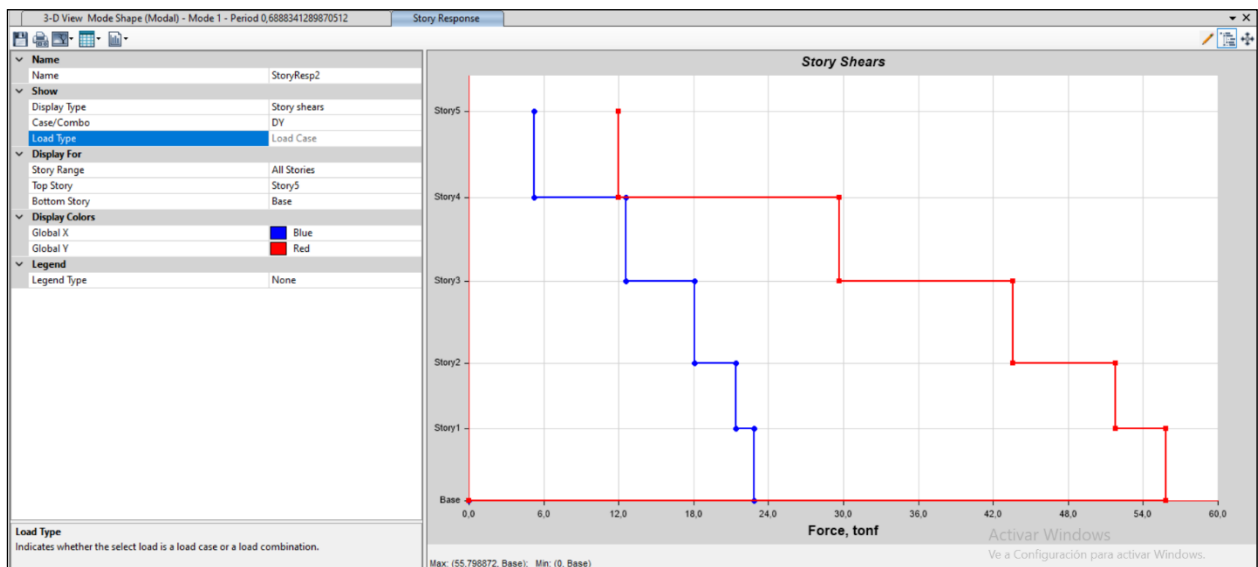


Figura 3.18 Cortante dinámico en base "DY" alternativa 1 [Autor]

➤ Alternativa 2 (Acero Reciclado)

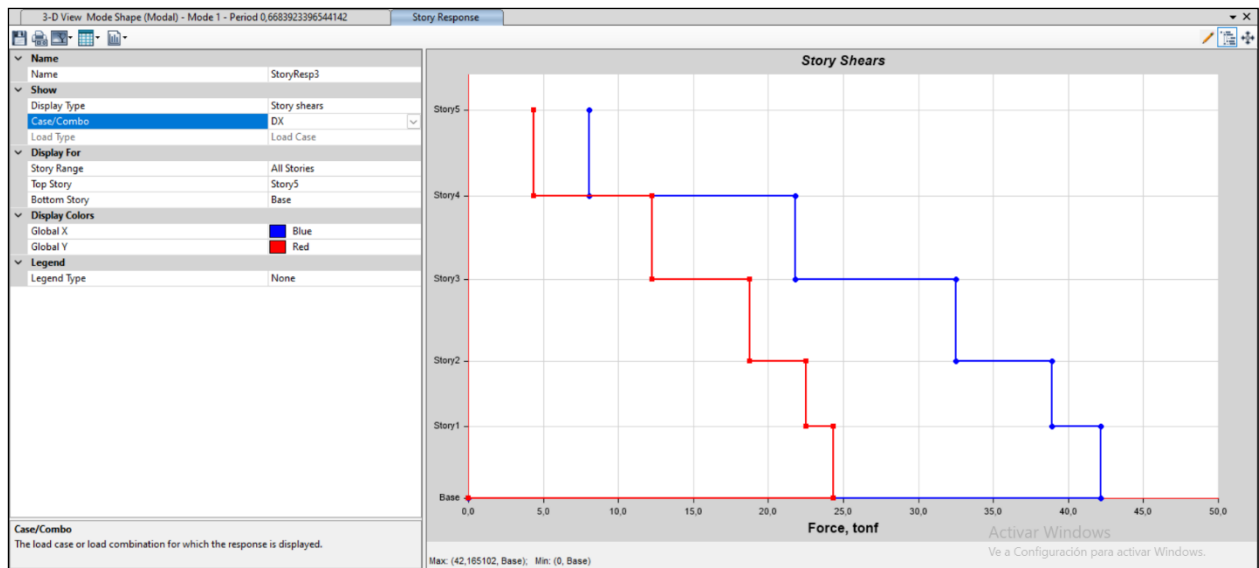


Figura 3.19 Cortante dinámico en base “DX” alternativa 2 [Autor]

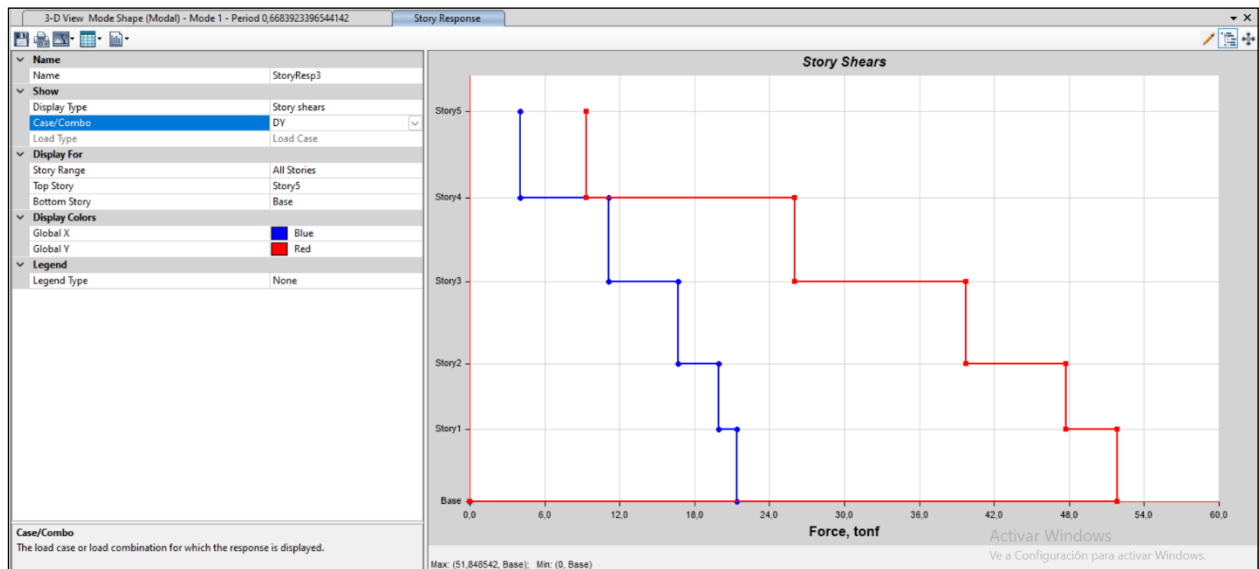


Figura 3.20 Cortante dinámico en base “DY” alternativa 2 [Autor]

- **Verificación del V Dinámico X y V Dinámico Y.**

Según la Norma NEC-15, el cortante dinámico debe ser al menos el 80% del cortante estático en estructuras regulares y el 85% en estructuras irregulares. Dado que la estructura analizada es regular, se considerará el 80% del cortante basal estático.

- **Alternativa 1 (Hormigón ecológico):** Vestático es: 69.960 tonf, el 80% del Vestático es: 55.968 tonf.

Ahora comparando los dos valores, se tiene que:

$$V_x \text{ dinámico} > 80\% V \text{ estático} = 44.665 < 55.968 \text{ tonf (No cumple)}$$

$$V_y \text{ dinámico} > 80\% V \text{ estático} = 55.792 < 55.968 \text{ tonf (No cumple)}$$

- **Alternativa 2 (Acero reciclado):** V estático es: 67.039 tonf, el 80% del V estático es: 53.631 tonf.

Ahora comparando los dos valores, se tiene que:

$$V_x \text{ dinámico} > 80\% V \text{ estático} = 42.165 < 53.631 \text{ tonf (No cumple)}$$

$$V_y \text{ dinámico} > 80\% V \text{ estático} = 51.849 < 53.631 \text{ tonf (No cumple)}$$

Se puede observar que no se cumple para ambas alternativas con lo estipulado por la Norma NEC-15, por ende, se debe aplicar un factor de corrección del cortante basal dinámico.

3.1.2.10 Corrección del Cortante Basal Dinámico.

Este proceso consiste en obtener un factor de corrección para el cortante basal dinámico tanto en sentido X como en Y, aplicando la siguiente formula.

$$F_{\text{correccion}} = \frac{0.80 * V_{\text{est}}}{V_x - y \text{ Din}}$$

➤ Alternativa 1 (Hormigón ecológico)

$$F_{correccion}(x) = \frac{0.80 * Vest}{VxDin}$$

$$F_{correccion}(x) = \frac{0.80 * 69.960}{44.665}$$

$$F_{correccion}(x) = 1.253$$

$$F_{correccion}(y) = \frac{0.80 * Vest}{VyDin}$$

$$F_{correccion}(y) = \frac{0.80 * 69.960}{55.792}$$

$$F_{correccion}(y) = 1.003$$

Estos factores se deben multiplicar por el valor inicial (9.81 y 2.93), correspondiente a la dirección U1 y U2 respectivamente, tanto para el sismo en sentido X y Y.

Load Case Data

General

Load Case Name: DX

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	GYE	12,292
Acceleration	U2	GYE	3,688

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 1

Modal Damping: Constant at 0,05

Diaphragm Eccentricity: 0,05 for All Diaphragms

OK Cancel

Figura 3.21 Aplicación de factor de corrección para DX, alternativa 1 [Autor]

Load Case Data

General

Load Case Name: DY [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	GYE	9.839
Acceleration	U1	GYE	2.952

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 1

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 3.22 Aplicación de factor de corrección para DY, alternativa 1 [Autor]

➤ **Alternativa 2 (Acero reciclado)**

$$F_{correccion}(x) = \frac{0.80 * Vest}{VxDin}$$

$$F_{correccion}(x) = \frac{0.80 * 67.039}{42.165}$$

$$F_{correccion}(x) = 1.272$$

$$F_{correccion}(y) = \frac{0.80 * Vest}{VyDin}$$

$$F_{correccion}(y) = \frac{0.80 * 67.039}{51.849}$$

$$F_{correccion}(y) = 1.034$$

Estos factores se deben multiplicar por el valor inicial (9.81 y 2.94), correspondiente a la dirección U1 y U2 respectivamente, tanto para el sismo en sentido X y Y.

Load Case Data

General

Load Case Name: DX Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Mass Source: Previous (MsSec1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	GYE	12,478
Acceleration	U2	GYE	3,743

Add Delete ☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 1

Modal Damping: Constant at 0,05 Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: 0,05 for All Diaphragms Modify/Show...

OK Cancel

Figura 3.23 Aplicación de factor de corrección para DX, alternativa 2 [Autor]

Load Case Data

General

Load Case Name: DY Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Mass Source: Previous (MsSec1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	GYE	10,144
Acceleration	U1	GYE	3,043

Add Delete ☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 1

Modal Damping: Constant at 0,05 Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: 0,05 for All Diaphragms Modify/Show...

OK Cancel

Figura 3.24 Aplicación de factor de corrección para DY, alternativa 2 [Autor]

3.1.2.11 *Periodos y Modos de Vibración.*

➤ **Alternativa 1 (Hormigón ecológico)**

Como se muestra en la ilustración 3.25, el primer modo presenta un periodo de 0.689 segundos y su modo de vibración es traslacional en el sentido X.

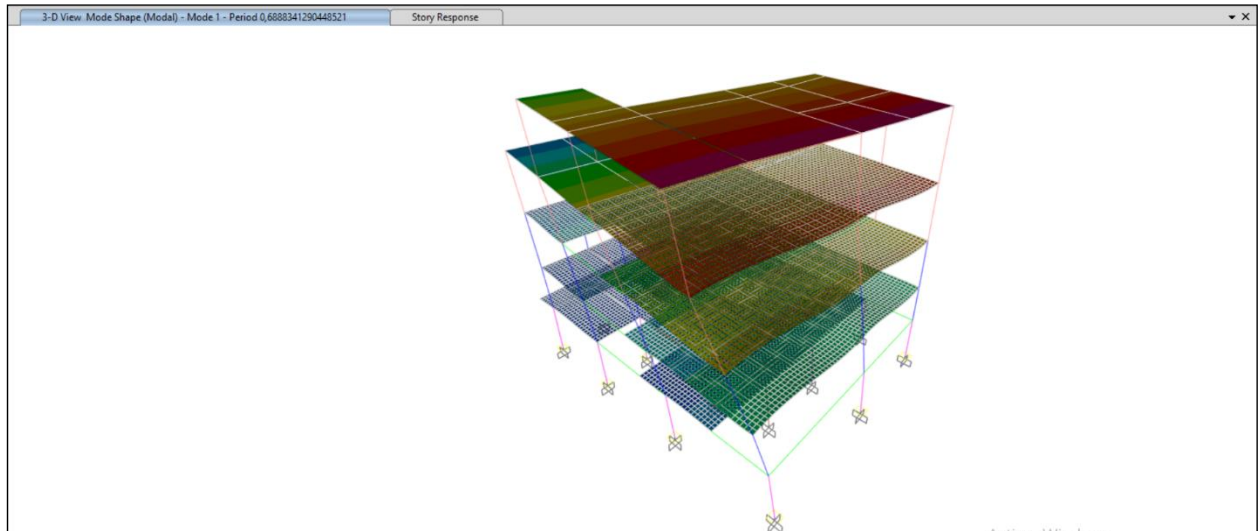


Figura 3.25 Primer modo de vibracion, alternativa 1 [Autor]

Para el segundo modo de vibración se presenta un periodo de 0.603 segundos y su modo es traslacional alrededor del eje y.

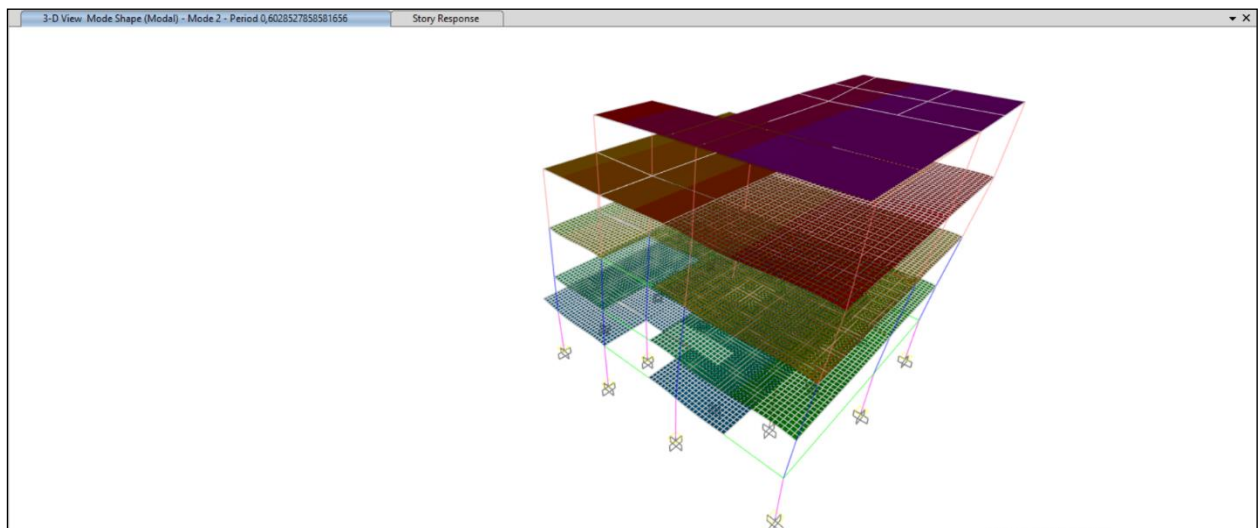


Figura 3.26 Segundo modo de vibracion, alternativa 1 [Autor]

Para el tercer modo de vibración se presenta un periodo de 0.458 segundos y su modo es rotacional alrededor del eje z.

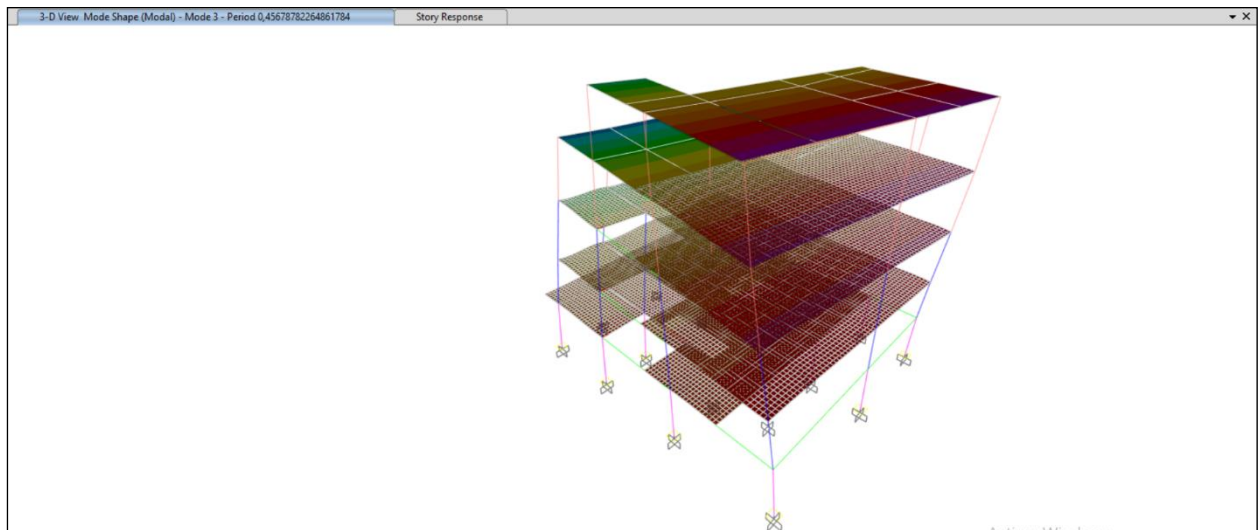


Figura 3.27 Tercer modo de vibración, alternativa 1 [Autor]

El análisis modal confirma que la estructura para la alternativa 1 presenta un comportamiento típico de edificaciones regulares, con los dos primeros modos dominados por traslaciones en las direcciones principales y el tercer modo asociado a la torsión. Esto sugiere que la estructura responde de manera predecible ante cargas sísmicas, lo cual es favorable en términos de desempeño sísmico.

Tabla 3.18 Periodos de vibración, alternativa 1 [Autor]

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
	sec						
1	0,689	0,4774	0,0223	0,2542	0,4774	0,0223	0,2542
2	0,603	0,0267	0,6891	0,0009	0,5041	0,7114	0,2551
3	0,457	0,2189	0,005	0,4659	0,7229	0,7164	0,721
4	0,243	0,0906	0,0163	0,0332	0,8135	0,7327	0,7541
5	0,233	0,0166	0,1307	0,0009	0,8302	0,8634	0,755
6	0,189	0,04	0,0017	0,1095	0,8702	0,8651	0,8645
7	0,146	0,0111	0,0419	0,0014	0,8813	0,907	0,8659
8	0,145	0,0368	0,0155	0,0005	0,918	0,9225	0,8664
9	0,126	0,0092	0,0002	0,0605	0,9272	0,9228	0,927

10	0,105	0,0231	0,0171	0,0001	0,9503	0,9399	0,927
11	0,104	0,0156	0,0265	2,63E-05	0,9659	0,9664	0,9271
12	0,09	0,0039	0,0001	0,0421	0,9699	0,9665	0,9692
13	0,064	0,0259	0,0003	0,0009	0,9958	0,9668	0,9701
14	0,062	0,0002	0,0319	1,21E-05	0,996	0,9987	0,9701
15	0,055	0,0017	0,0001	0,0265	0,9977	0,9988	0,9966

➤ Alternativa 2 (Acero reciclado)

Como se muestra en la ilustración 3.28, el primer modo presenta un periodo de 0.668 segundos y su modo de vibración es traslacional en el sentido X.

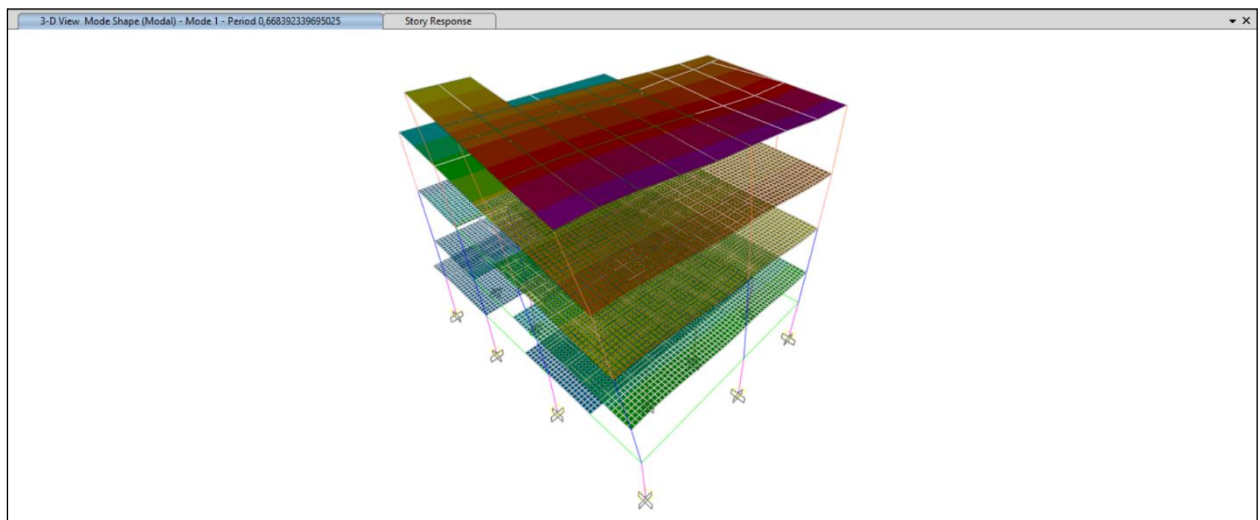


Figura 3.28 Primer modo de vibracion, alternativa 2 [Autor]

Para el segundo modo de vibración se presenta un periodo de 0.592 segundos y su modo es traslacional alrededor del eje y.

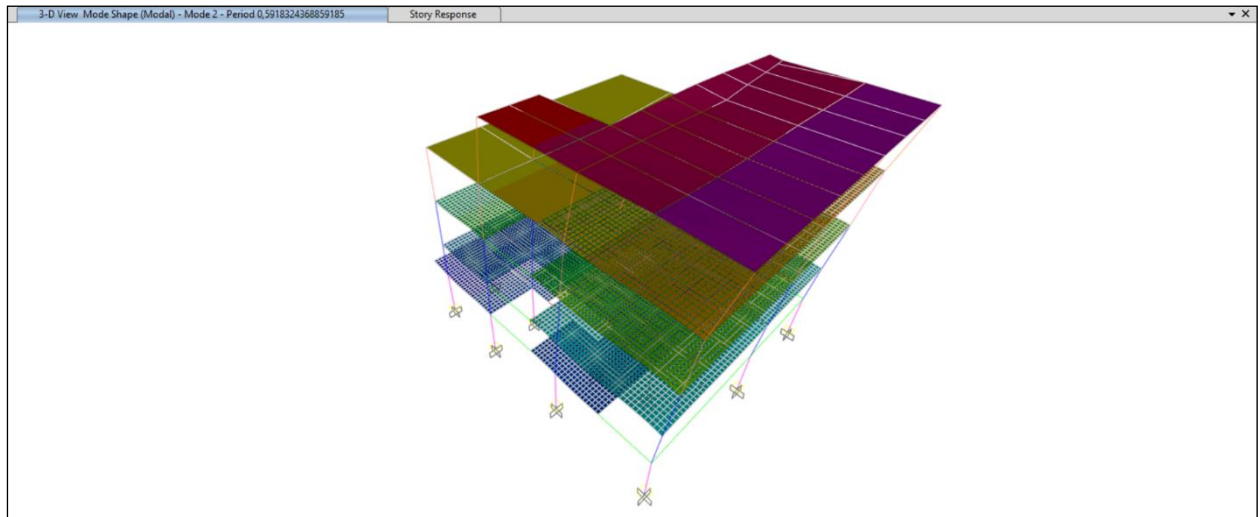


Figura 3.29 Segundo modo de vibracion, alternativa 2 [Autor]

Para el tercer modo de vibración se presenta un periodo de 0.441 segundos y su modo es rotacional alrededor del eje z.

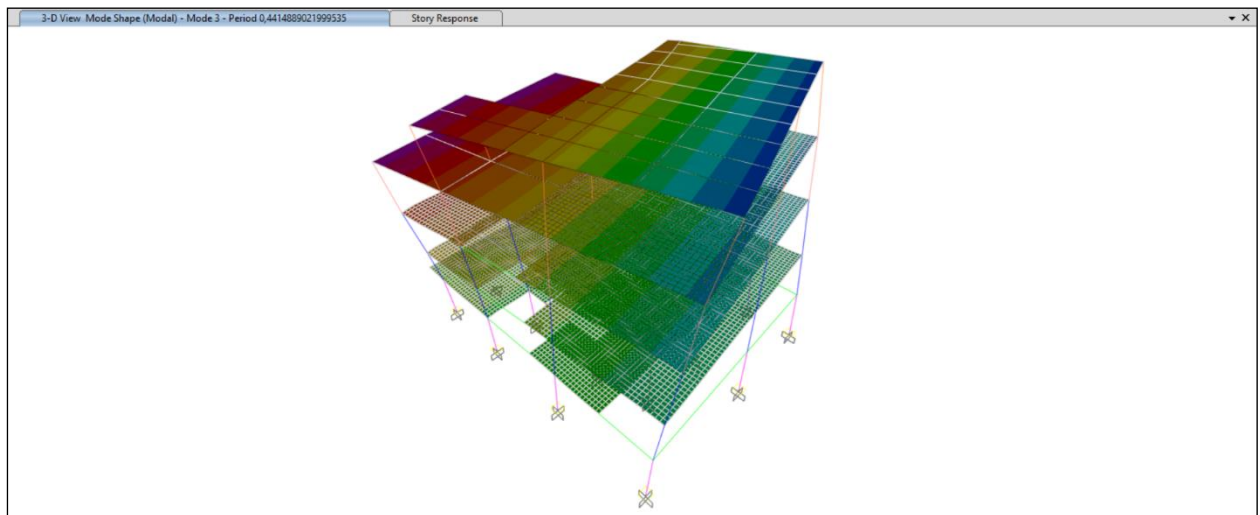


Figura 3.30 Tercer modo de vibracion, alternativa 2 [Autor]

El análisis modal confirma que la estructura para la alternativa 2 presenta un comportamiento típico de edificaciones regulares, con los dos primeros modos dominados por traslaciones en las direcciones principales y el tercer modo asociado a la torsión. Esto sugiere que la estructura responde de manera predecible ante cargas sísmicas, lo cual es favorable en términos de desempeño sísmico.

Tabla 3.19 Periodos de vibración, alternativa 2 [Autor]

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
	sec						
1	0,668	0,4681	0,0236	0,2374	0,4681	0,0236	0,2374
2	0,592	0,0276	0,6617	0,0012	0,4957	0,6853	0,2386
3	0,441	0,2082	0,0052	0,4686	0,7039	0,6905	0,7071
4	0,312	0,0537	0,0276	0,0238	0,7576	0,7181	0,7309
5	0,306	0,0249	0,077	0,003	0,7825	0,7951	0,7338
6	0,233	0,011	0,0004	0,0584	0,7935	0,7955	0,7922
7	0,186	0,0812	0,0114	0,0079	0,8747	0,8069	0,8001
8	0,181	0,0109	0,1047	0,0003	0,8856	0,9116	0,8004
9	0,151	0,03	0,0004	0,1124	0,9156	0,9121	0,9127
10	0,109	0,0408	0,0075	0,001	0,9564	0,9195	0,9137
11	0,108	0,0071	0,0473	1,95E-05	0,9635	0,9669	0,9137
12	0,093	0,0072	0,0001	0,0549	0,9707	0,967	0,9686
13	0,065	0,0243	0,0002	0,001	0,995	0,9672	0,9696
14	0,062	0,0002	0,0315	5,23E-06	0,9952	0,9986	0,9696
15	0,055	0,0024	0,0001	0,0267	0,9976	0,9987	0,9963

3.1.2.12 Derivas de piso

Según la Norma NEC-15, el límite máximo permitido para las derivas es del 2% de la altura entre pisos. Para evaluar el comportamiento de la estructura, se consideró el efecto del agrietamiento de las secciones, aplicando los siguientes factores de reducción:

- **Vigas:** 0.5lg
- **Columnas:** 0.8lg

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para cada alternativa tras la aplicación de estos parámetros.

➤ Alternativa 1 (Hormigón ecológico)

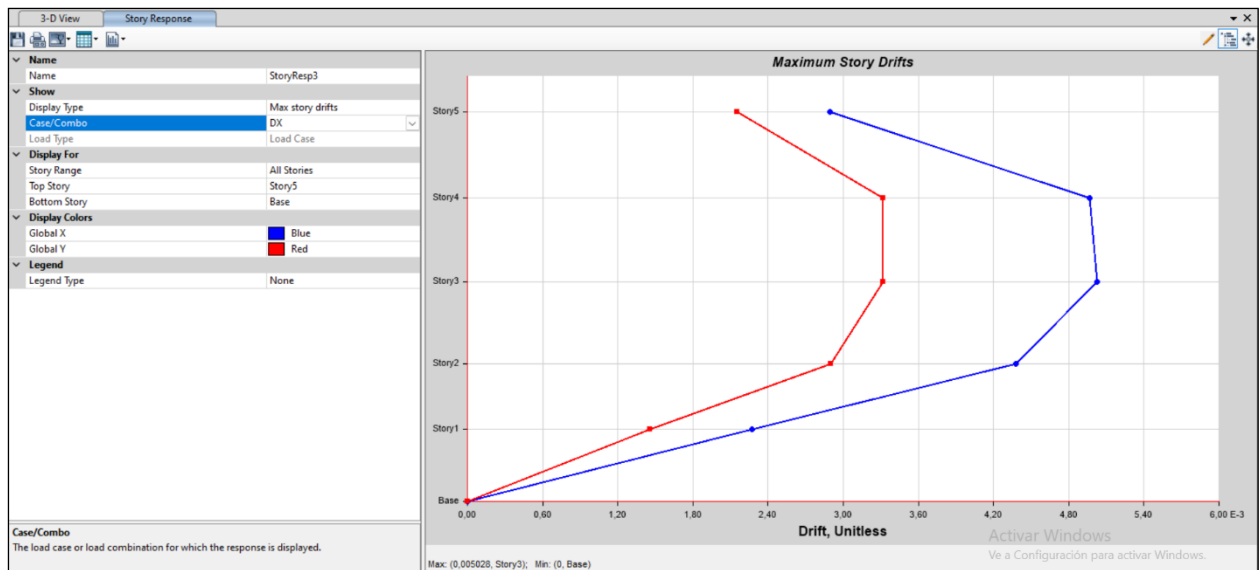


Figura 3.31 Deriva elastica DX, alternativa 1 [Autor]

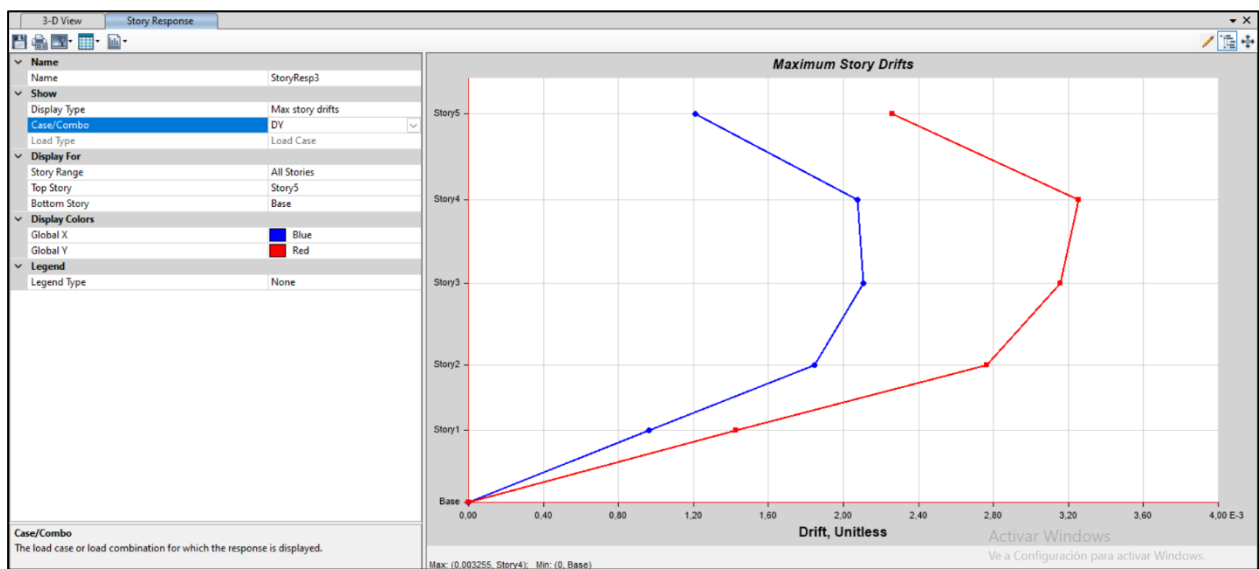


Figura 3.32 Deriva elastica DY, alternativa 1 [Autor]

Tabla 3.20 Control de derivas inelástica DX--DY, alternativa 1 [Autor]

Piso	Caso	Tipo de caso	Dirección	Δ elástica	R	Δ inelástica	Δ Inelástica max (NEC-15)	Condición
5	DX	LinRespSpec	X	0,002895	5	1,09%	2,00%	Cumple
5	DX	LinRespSpec	Y	0,002149	5	0,81%		Cumple
5	DY	LinRespSpec	X	0,001211	5	0,45%		Cumple
5	DY	LinRespSpec	Y	0,00226	5	0,85%		Cumple
4	DX	LinRespSpec	X	0,00497	5	1,86%		Cumple
4	DX	LinRespSpec	Y	0,003321	5	1,25%		Cumple
4	DY	LinRespSpec	X	0,002073	5	0,78%		Cumple
4	DY	LinRespSpec	Y	0,003255	5	1,22%		Cumple
3	DX	LinRespSpec	X	0,005028	5	1,89%		Cumple
3	DX	LinRespSpec	Y	0,003318	5	1,24%		Cumple
3	DY	LinRespSpec	X	0,002105	5	0,79%		Cumple
3	DY	LinRespSpec	Y	0,003158	5	1,18%		Cumple
2	DX	LinRespSpec	X	0,004375	5	1,64%		Cumple
2	DX	LinRespSpec	Y	0,002899	5	1,09%		Cumple
2	DY	LinRespSpec	X	0,001845	5	0,69%		Cumple
2	DY	LinRespSpec	Y	0,002765	5	1,04%		Cumple
1	DX	LinRespSpec	X	0,002273	5	0,85%		Cumple
1	DX	LinRespSpec	Y	0,001457	5	0,55%		Cumple
1	DY	LinRespSpec	X	0,000963	5	0,36%		Cumple
1	DY	LinRespSpec	Y	0,001426	5	0,53%		Cumple

➤ **Alternativa 2 (Acero reciclado)**

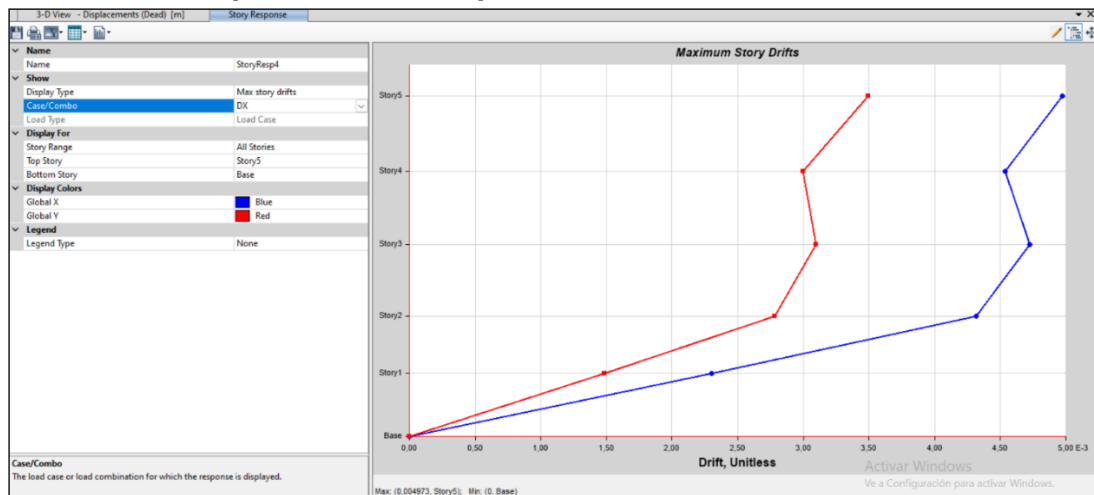


Figura 3.33 Deriva elastica DX, alternativa 2 [Autor]

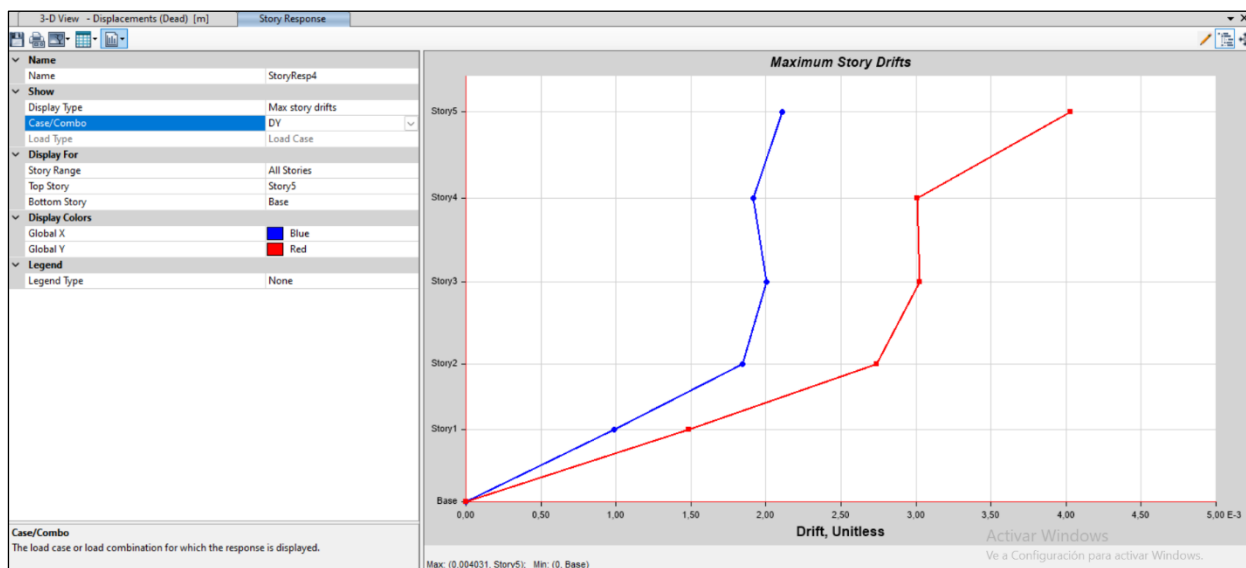


Figura 3.34 Deriva elastica DY, alternativa 2 [Autor]

Tabla 3.21 Control de derivas inelástica DX-DY, alternativa 2 [Autor]

Piso	Caso	Tipo de caso	Dirección	Δ elástica	R	Δ inelástica	Δ Inelástica max (NEC-15)	Condición
5	DX	LinRespSpec	X	0,004973	5	1,86%	2,00%	Cumple
5	DX	LinRespSpec	Y	0,003493	5	1,31%		Cumple
5	DY	LinRespSpec	X	0,002106	5	0,79%		Cumple
5	DY	LinRespSpec	Y	0,004031	5	1,51%		Cumple
4	DX	LinRespSpec	X	0,004538	5	1,70%		Cumple
4	DX	LinRespSpec	Y	0,002998	5	1,12%		Cumple
4	DY	LinRespSpec	X	0,001913	5	0,72%		Cumple
4	DY	LinRespSpec	Y	0,00301	5	1,13%		Cumple
3	DX	LinRespSpec	X	0,004721	5	1,77%		Cumple
3	DX	LinRespSpec	Y	0,003094	5	1,16%		Cumple
3	DY	LinRespSpec	X	0,002003	5	0,75%		Cumple
3	DY	LinRespSpec	Y	0,003027	5	1,14%		Cumple
2	DX	LinRespSpec	X	0,004314	5	1,62%		Cumple
2	DX	LinRespSpec	Y	0,002781	5	1,04%		Cumple
2	DY	LinRespSpec	X	0,001842	5	0,69%		Cumple
2	DY	LinRespSpec	Y	0,002735	5	1,03%		Cumple
1	DX	LinRespSpec	X	0,002301	5	0,86%		Cumple
1	DX	LinRespSpec	Y	0,001484	5	0,56%		Cumple
1	DY	LinRespSpec	X	0,000986	5	0,37%		Cumple
1	DY	LinRespSpec	Y	0,001484	5	0,56%		Cumple

En el análisis del desempeño sísmico de las dos alternativas estructurales, ambas cumplen con los límites de deriva establecidos por la normativa. La **Alternativa 1** (hormigón ecológico) presenta la mayor deriva en el nivel 4, mientras que la **Alternativa 2** (acero reciclado) la tiene en el nivel 5, sin exceder los límites permitidos. Estos resultados demuestran que ambas opciones son viables y ofrecen un desempeño sísmico adecuado.

3.1.3 Análisis de Elementos Estructurales

3.1.3.1 Refuerzo Longitudinal a Flexión en Vigas

Para el análisis de las vigas más críticas se determinó la cantidad de refuerzo longitudinal a flexión en (cm²) requerido, basándonos al diseño sismorresistente que propone el ACI 318-19.

➤ Alternativa 1 (Hormigón ecológico)

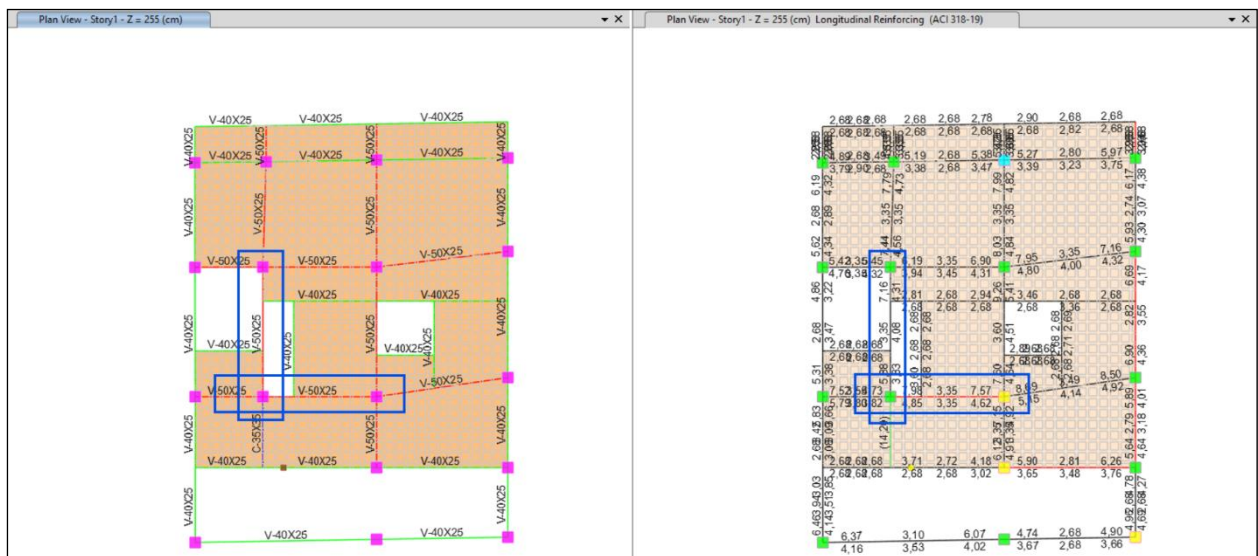


Figura 3.35 Acero a flexion en vigas de losa nivel 1, alternativa 1 [Autor]

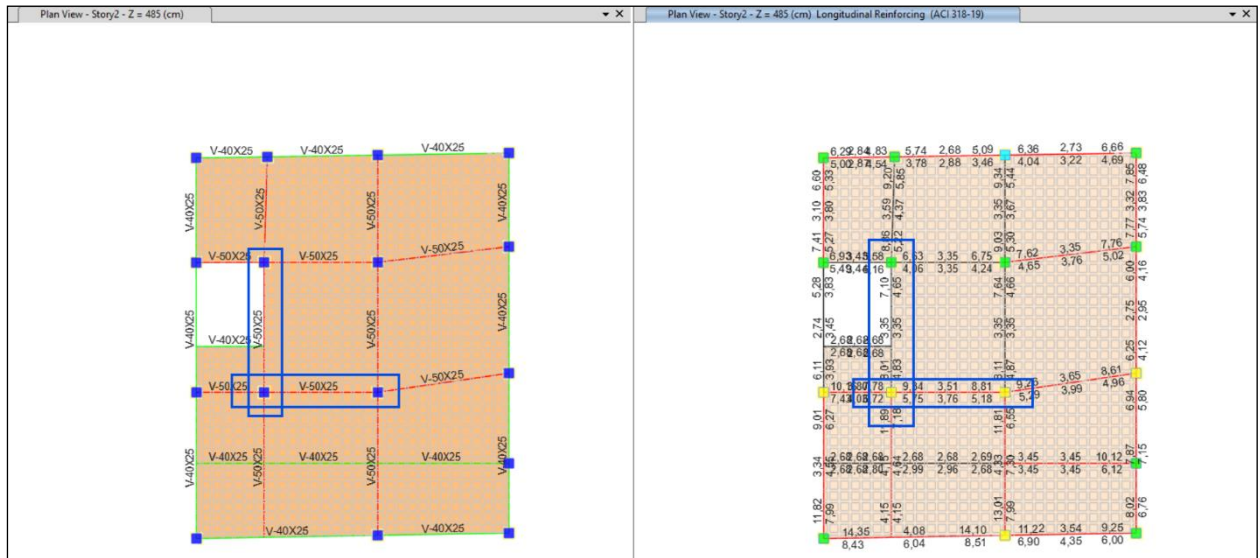


Figura 3.36 Acero a flexion en vigas de losa nivel 2, alternativa 1 [Autor]

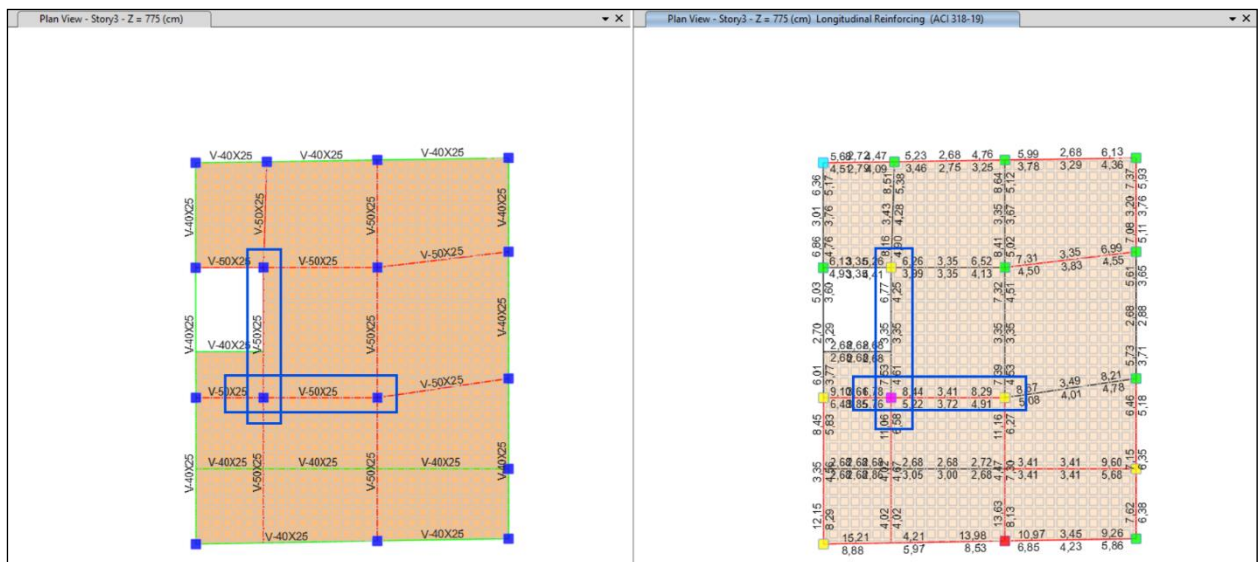


Figura 3.37 Acero a flexion en vigas de losa nivel 3, alternativa 1 [Autor]

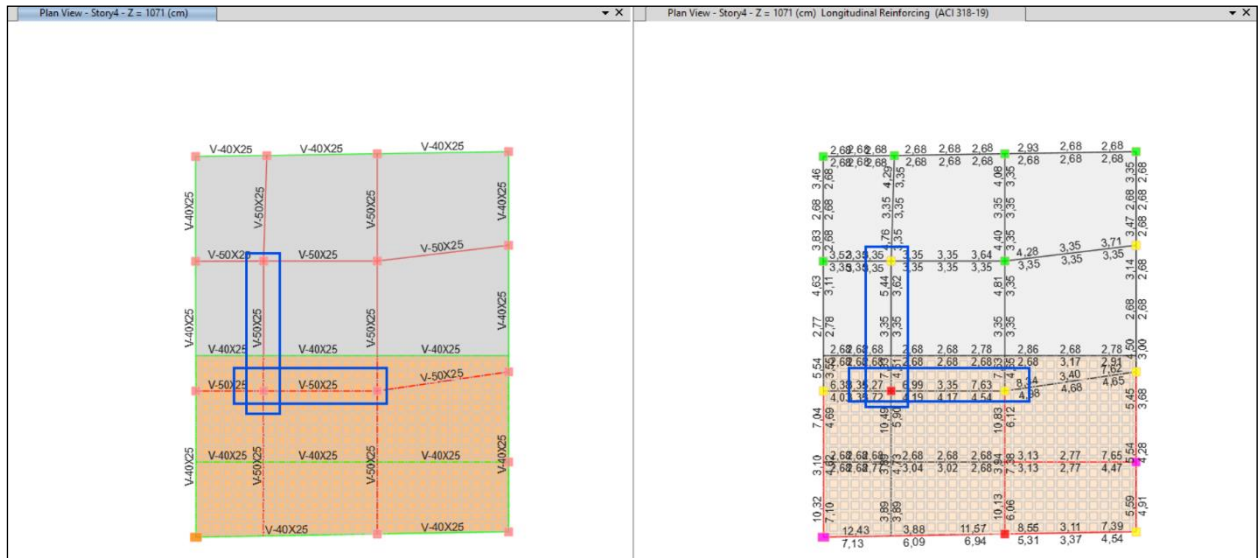


Figura 3.38 Acero a flexion en vigas de losa nivel 4, alternativa 1 [Autor]

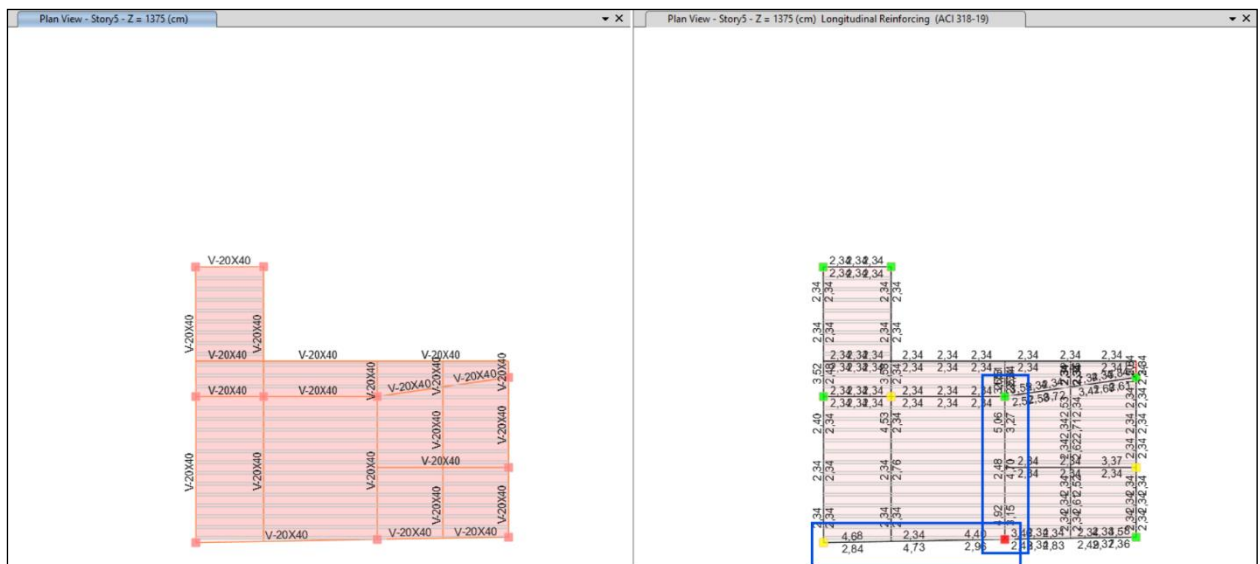


Figura 3.39 Acero a flexion en vigas de losa nivel 5, alternativa 1 [Autor]

Tabla 3.22 Verificación de acero a flexión en vigas, alternativa 1 [Autor]

Nivel	Dirección	Viga	As Requerido Superior (cm ²)	As en Planos Superior (cm ²)	Cumple Superior	As Requerido Inferior (cm ²)	As en Planos Inferior (cm ²)	Cumple Inferior
1	X	V-50X25	7,98	9,05	Si	4,85	5,65	Si
1	Y	V-50X25	7,16	9,05	Si	4,31	5,65	Si
2	X	V-50X25	9,34	9,05	No	5,75	5,65	No
2	Y	V-50X25	8,01	9,05	Si	4,83	5,65	Si
3	X	V-50X25	8,44	9,05	Si	5,22	5,65	Si
3	Y	V-50X25	7,53	9,05	Si	4,61	5,65	Si
4	X	V-50X25	6,99	9,05	Si	4,54	5,65	Si
4	Y	V-50X25	7,83	9,05	Si	4,51	5,65	Si
5	X	V-20X40	4,68	5,75	Si	4,73	5,75	Si
5	Y	V-20X40	5,06	5,75	Si	4,70	5,75	Si

➤ **Alternativa 2 (Acero reciclado)**

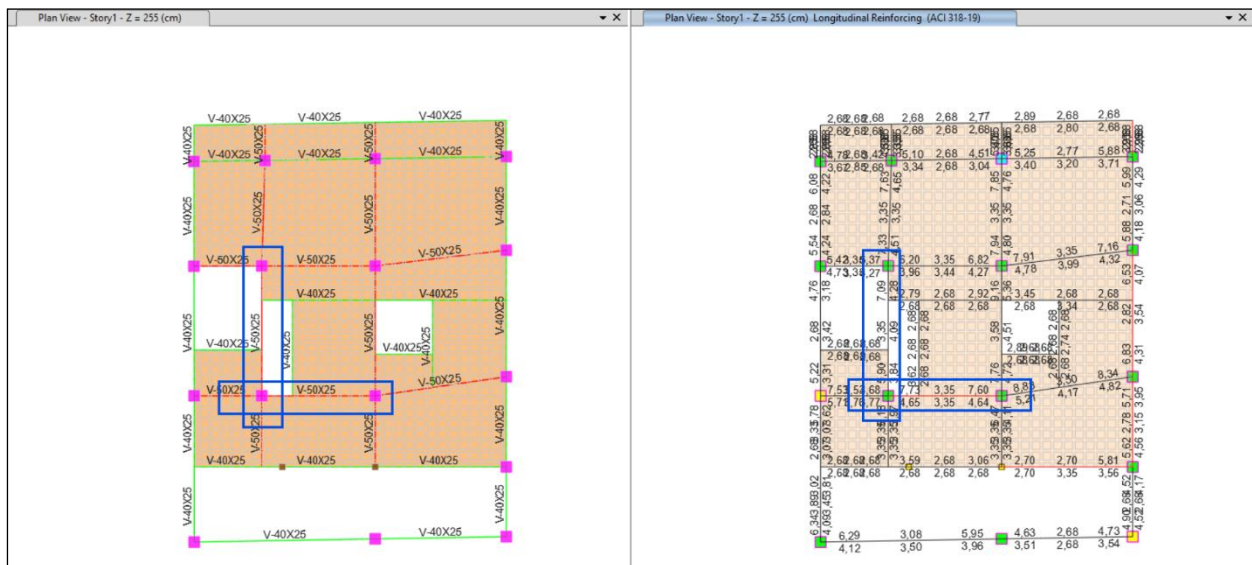


Figura 3.40 Acero a flexión en vigas de losa nivel 1, alternativa 2 [Autor]

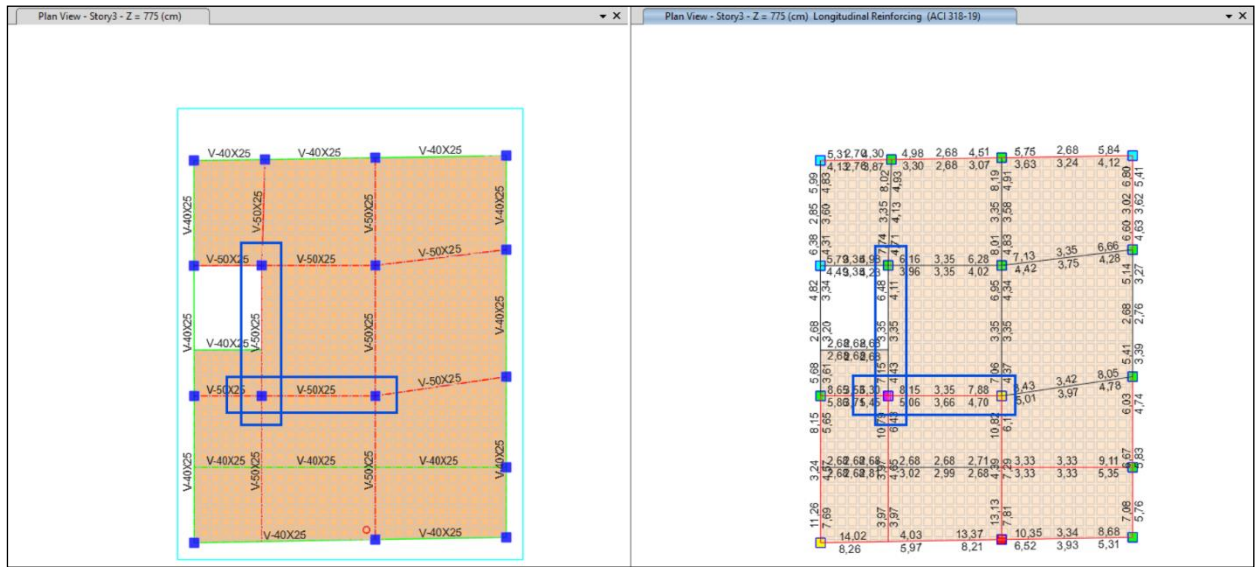


Figura 3.41 Acero a flexion en vigas de losa nivel 2, alternativa 2 [Autor]

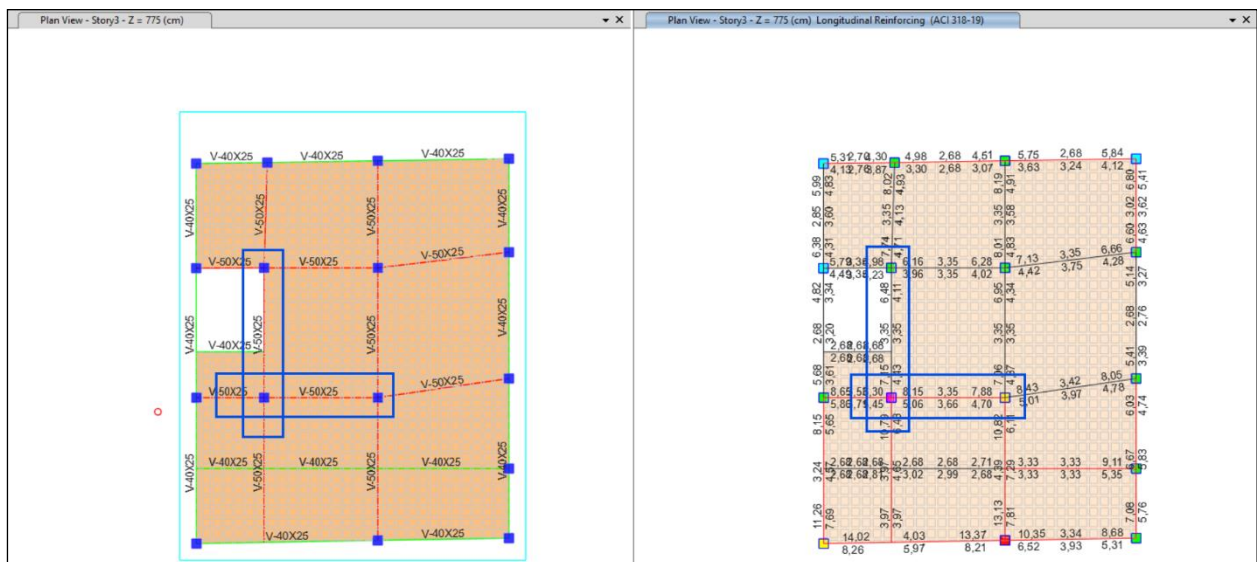


Figura 3.42 Acero a flexion en vigas de losa nivel 3, alternativa 2 [Autor]

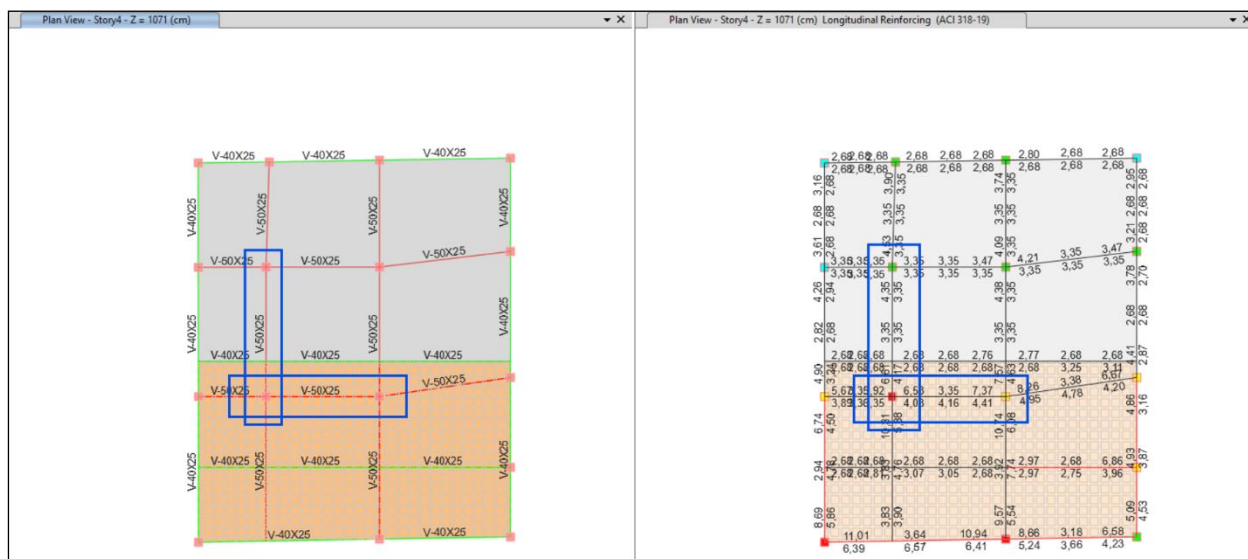


Figura 3.43 Acero a flexion en vigas de losa nivel 4, alternativa 2 [Autor]

Tabla 3.23 Verificación de acero a flexión en vigas, alternativa 2 [Autor]

Nivel	Dirección	Viga	As Requerido Superior (cm²)	As en Planos Superior (cm²)	Cumple Superior	As Requerido Inferior (cm²)	As en Planos Inferior (cm²)	Cumple Inferior
1	X	V-50X25	7,73	9,05	Si	4,65	5,65	Si
1	Y	V-50X25	7,09	9,05	Si	4,28	5,65	Si
2	X	V-50X25	8,91	9,05	Si	5,49	5,65	Si
2	Y	V-50X25	7,70	9,05	Si	4,68	5,65	Si
3	X	V-50X25	8,15	9,05	Si	5,06	5,65	Si
3	Y	V-50X25	7,15	9,05	Si	4,43	5,65	Si
4	X	V-50X25	7,37	9,05	Si	4,41	5,65	Si
4	Y	V-50X25	6,61	9,05	Si	4,17	5,65	Si

3.1.3.2 Resultados demanda capacidad de columnas y comprobación de columna fuerte viga débil.

- Alternativa 1 (Hormigón ecológico)

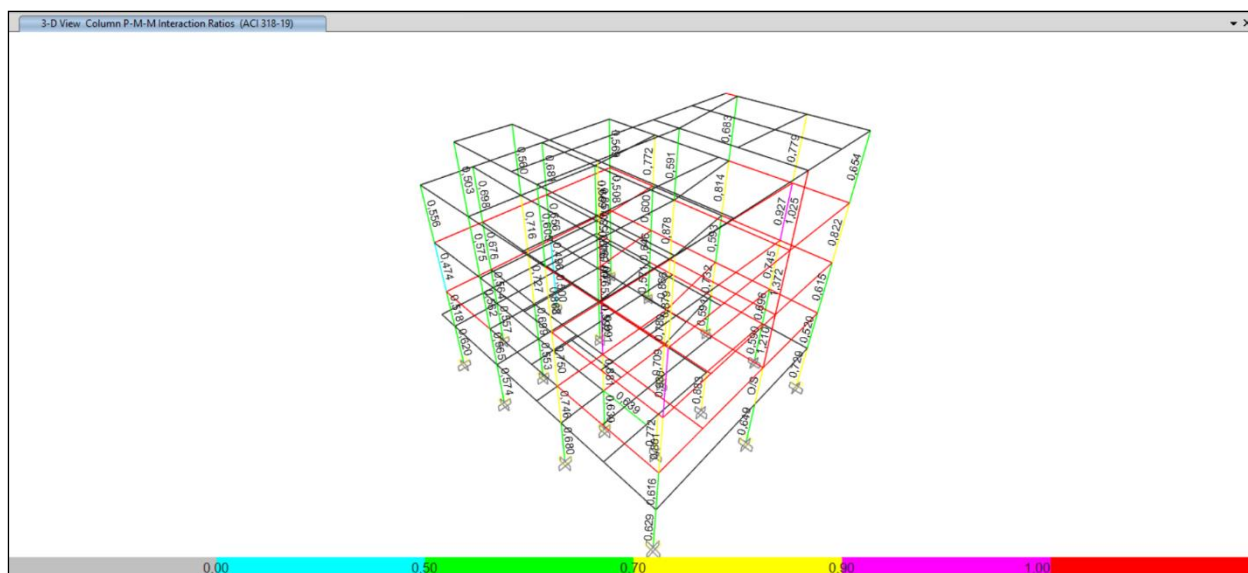


Figura 3.44 Column P-M-M Interaction ratios, alternativa 1 [Autor]

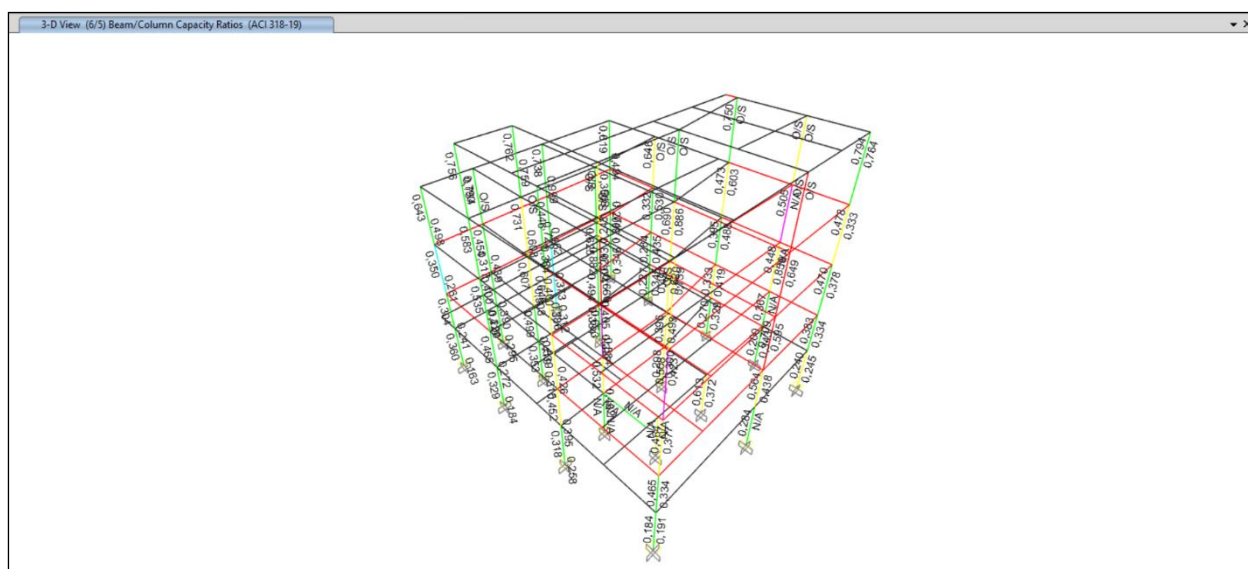


Figura 3.45 Relación 6/5 Viga-Columna de la edificación, alternativa 1 [Autor]

➤ Alternativa 2 (Acero reciclado)

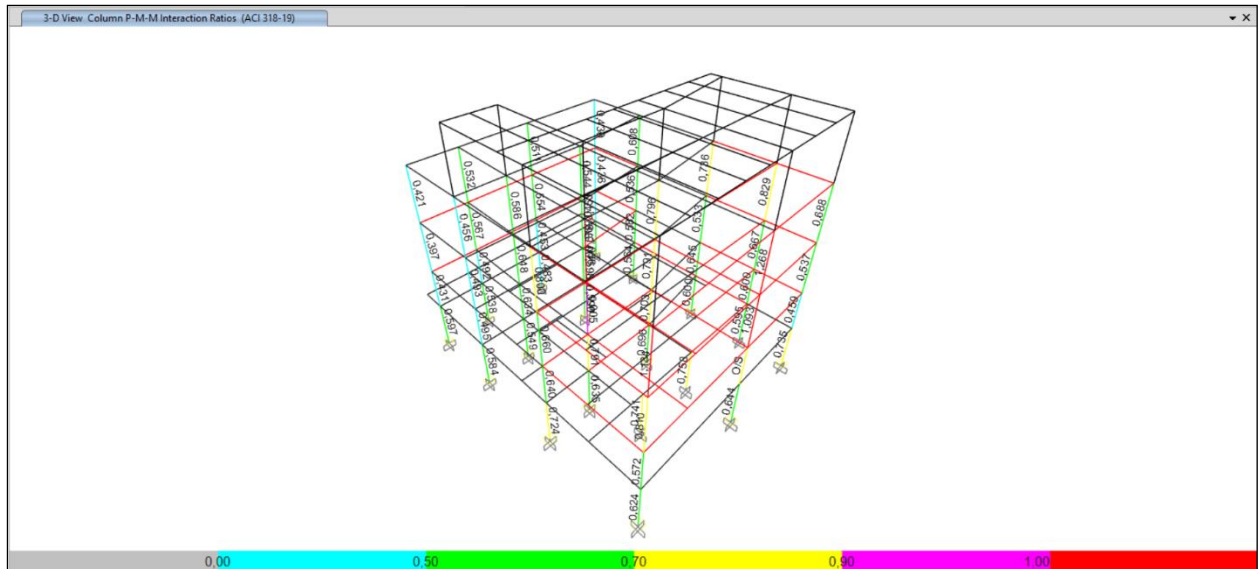


Figura 3.46 Column P-M-M Interaction ratios, alternativa 2 [Autor]

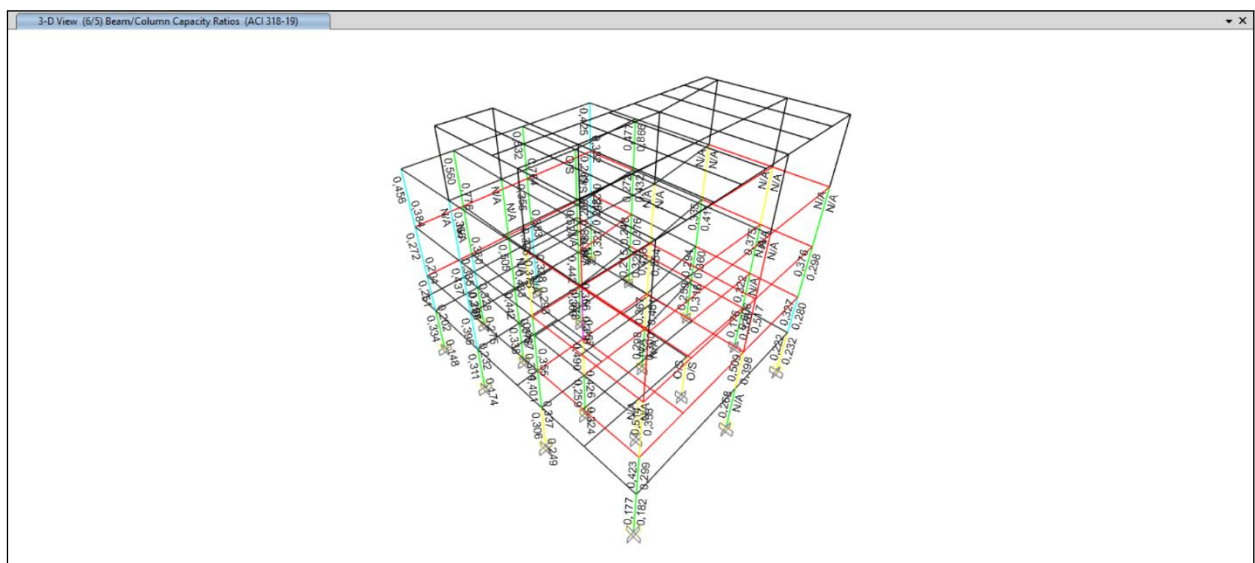


Figura 3.47 Relación 6/5 Viga-Columna de la edificación, alternativa 2 [Autor]

En las ilustraciones anteriores se presentan los valores obtenidos del software ETABS, los cuales corresponden a los ratios de interacción P-M-M de las columnas, expresados en una escala de 0 a 1. Estos ratios representan la relación entre la demanda y la capacidad de cada elemento. Cabe resaltar que los valores obtenidos son menores a 1, lo que indica que la capacidad de las columnas supera la demanda del edificio.

Por otro lado, en la ilustración correspondiente a la relación 6/5 Viga-Columna, se observan valores marcados como O/S, lo que significa que están fuera de rango. Esto indica que no se cumple con el criterio de columna fuerte - viga débil, posiblemente debido a que las dimensiones de las columnas son similares o inferiores a las de las vigas.

3.2 Análisis de resultados

En cuanto al **cortante basal (ΣV)**, el hormigón ecológico presenta un mayor cortante sísmico debido a su mayor rigidez, mientras que el acero reciclado, siendo más flexible, genera un cortante ligeramente menor, lo que podría favorecer la disipación de energía sísmica.

Respecto a los **períodos de vibración (T)**, el hormigón ecológico, al ser un material más rígido, tiene períodos de vibración más cortos, lo que permite una respuesta más rápida a las fuerzas sísmicas. En cambio, el acero reciclado, por su flexibilidad, alarga los períodos de vibración, lo cual puede ayudar a reducir el impacto de las fuerzas sísmicas, aunque esto también podría generar problemas de resonancia si no se considera adecuadamente en el diseño.

En cuanto a las **derivas de piso (δ/h)**, el hormigón ecológico presenta una deriva más baja, lo que indica una mayor estabilidad en la estructura. En contraste, el acero reciclado, debido a su mayor flexibilidad, muestra una deriva algo mayor, que, si no se refuerza adecuadamente, podría exceder los límites normativos establecidos, lo que afectaría la seguridad estructural.

Respecto al **refuerzo a flexión de vigas ($M\phi$)**, el hormigón ecológico no cumple con los requisitos de refuerzo en las vigas de análisis, mientras que el acero reciclado sí lo cumple, permitiendo una reducción de peso sin comprometer la resistencia estructural.

Finalmente, en cuanto a la **columna fuerte - viga débil (ΣM)**, ambas alternativas cumplen en la mayoría de los casos; sin embargo, en el caso del acero reciclado, es

necesario aumentar el tamaño de las columnas para evitar fallas frágiles debido a la menor resistencia frente a momentos flectores elevados.

Tabla 3.24 Análisis de resultados de las alternativas evaluadas [Autor]

Parámetro	Valor Hormigón Ecológico	Valor Acero Reciclado	Observación
Cortante Basal (ΣV)	69,906	67,039	El hormigón, al ser más rígido, genera mayor cortante sísmico.
Períodos de Vibración (T)	0,689	0,668	La estructura de acero es más flexible, lo que alarga los períodos.
Derivas de Piso (δ/h)	1,89%	1,86%	El acero puede exceder los límites normativos si no se refuerza adecuadamente.
Refuerzo a Flexión de Vigas ($M\phi$)	No cumple en las vigas de análisis	Si cumple en las vigas de análisis	El acero permite reducir peso sin comprometer resistencia.
Columna Fuerte - Viga Débil (ΣM)	Cumple en la mayoría de los casos	Cumple en la mayoría de los casos	En acero, se deben aumentar las columnas para evitar fallas frágiles.

La alternativa seleccionada para la ampliación de la edificación es el **acero reciclado**, no solo por sus ventajas en términos de proceso constructivo y reducción de peso estructural, sino también por sus propiedades sostenibles. El acero reciclado es un material altamente duradero y 100% reciclable, lo que contribuye significativamente a la reducción de residuos y al aprovechamiento de recursos ya existentes. Al ser un material que puede ser reutilizado indefinidamente sin perder calidad, el acero reciclado minimiza el impacto ambiental asociado con la extracción de nuevos materiales y reduce las emisiones de CO2 vinculadas a su producción.

Además, su ligereza y resistencia permiten una reducción de la carga estructural, lo que implica que no se compromete la cimentación existente en su totalidad. Esta

característica hace que el acero reciclado sea una opción ideal en términos de sostenibilidad, ya que facilita la integración con la estructura original sin requerir modificaciones complejas, lo que también reduce el consumo de energía y recursos en la construcción.

Por lo tanto, se optó por el acero reciclado debido a sus propiedades sostenibles, que no solo favorecen el desempeño estructural y la eficiencia constructiva, sino que también contribuyen a un enfoque responsable y ecológico en el diseño y construcción de la ampliación de la edificación.

Especificaciones técnicas

Se ha generado un **presupuesto referencial** para la nueva estructura de la losa de ampliación, la cual estará sujeta a soportar equipos y cumple con las normativas sismorresistentes y sostenibles vigentes. Este presupuesto se detalla en el **Anexo 4** y está compuesto por los siguientes rubros, cada uno correspondiente a una actividad específica, con su respectivo análisis de precios unitarios:

1. **Mano de Obra:** Se especifica la cantidad de trabajadores necesarios para cada tarea, desglosando los roles de peones, oficiales y maestros. Se incluye también el rendimiento de cada uno y su costo por hora o jornada laboral.
2. **Materiales:** El presupuesto contempla los materiales requeridos para la construcción, como imprimantes, resinas, fibra de carbono y otros, detallando las cantidades necesarias y su costo unitario.
3. **Equipos:** Se consideran los equipos necesarios para la ejecución de la obra, como amoladoras, aspiradoras, espátulas y rodillos. Se incluye el alquiler o la depreciación de los equipos, según corresponda, y su costo asociado.
4. **Transporte:** En caso de que sea necesario, se calcula el costo de transporte de materiales al sitio de la obra, considerando el tipo de material, la distancia y la cantidad a transportar.

Cada uno de estos rubros se ha analizado y detallado minuciosamente para garantizar la precisión y efectividad del presupuesto en el desarrollo de la ampliación de la edificación.

Tabla 3.25 Presupuesto referencial [Autor]

PRESUPUESTO REFERENCIAL					
Código	Rubro	Unidad	Cantidad	Costo Unitario (USD)	Costo Total (USD)
1	Suministro e instalación de placas base 300X300X12mm ASTM A36 de anclaje (incluye varillas de anclaje)	u	10,00	\$ 29,82	\$ 298,20
2	Suministro, fabricación e instalación de estructura metálica ASTM A36 (incluye pintura anticorrosiva)	kg	3210,00	\$ 3,20	\$ 10.272,00
3	Suministro e instalación de steel deck e=0.76mm (incluye conectores de corte y malla electrosoldada)	m ²	85,04	\$ 33,72	\$ 2.867,55
4	Hormigón de losa f'c = 240 kg/cm ² e=0.07 m (incluye transporte y colocación)	m3	5,95	\$ 262,92	\$ 1.564,37
TOTAL					\$ 15.002,12

Rubro 1. Suministro e instalación de placas base 300X300X12mm ASTM A36 de anclaje (incluye varillas de anclaje)

➤ **Descripción del Trabajo:**

Este rubro consiste en el suministro y la instalación de placas base de acero ASTM A36, que servirán como elemento de conexión entre la estructura metálica y las columnas de hormigón existentes. Las placas se fijarán mediante varillas de anclaje embebidas en el hormigón con resina epóxica o anclajes mecánicos.

➤ **Mano de Obra:**

- Soldador estructural: 1 por cada 10 placas
- Peón: 1 por cada 10 placas

➤ **Materiales:**

- Placas base de acero ASTM A36, e=10mm
- Varillas de anclaje ASTM A36, D=14mm
- Resina epóxica de anclaje estructural

- Tornillería de alta resistencia
- **Rendimiento:**
 - 1 equipo (Maestro Soldador + ayudante) instala 5 placas por día
- **Normativa Aplicable:**
 - ACI 318-19: Diseño y construcción de elementos de hormigón estructural
 - AISC 360-22: Especificaciones para estructuras de acero
 - ASTM A36: Especificaciones estándar para acero estructural

Rubro 2. Suministro, fabricación e instalación de estructura metálica ASTM A36 (incluye pintura anticorrosiva)

➤ **Descripción del Trabajo:**

Incluye el suministro, fabricación y montaje de la estructura metálica que soportará la losa. Las vigas y columnas de acero ASTM A36 serán ensambladas en taller y posteriormente instaladas en obra. La estructura será pintada con un recubrimiento anticorrosivo.

➤ **Mano de Obra:**

- Soldador estructural: 1 por cada 800 kg de acero
- Ayudante de soldador: 1 por cada 800 kg de acero
- Pintor: 1 por cada 800 kg de acero

➤ **Materiales:**

- Perfiles de acero ASTM A36 (vigas, columnas, refuerzos)
- Electrodo E6013 o alambre MIG según el procedimiento de soldadura
- Pintura anticorrosiva (base epóxica o similar)

➤ **Rendimiento:**

- 1 equipo instala 500 kg de estructura por día

➤ **Normativa Aplicable:**

- AISC 360-22: Diseño estructural en acero
- AWS D1.1: Código de soldadura estructural en acero
- ASTM A36: Especificación estándar para acero estructural

- ISO 8501-1: Preparación de superficies para la aplicación de pintura

Rubro 3. Suministro e instalación de steel deck $e=0.76\text{mm}$ (incluye conectores de corte y malla electrosoldada)

➤ Descripción del Trabajo:

Se instalará una losa colaborante de steel deck con un espesor de 0.76 mm, la cual servirá como encofrado perdido y refuerzo estructural. Se incluirán conectores de corte soldados para garantizar la adherencia con la estructura metálica y una malla electrosoldada para mejorar la resistencia del sistema.

➤ Mano de Obra:

- Instalador de steel deck: 1 por cada 50 m²
- Soldador de conectores: 1 por cada 50 m²

➤ Materiales:

- Láminas de steel deck galvanizado $e=0.76\text{ mm}$
- Conectores de corte A36 C-80x40x2
- Malla electrosoldada $\varnothing 5.5\text{ mm}$, 15x15 cm

➤ Rendimiento:

- 1 equipo instala 50 m² de steel deck por día

➤ Normativa Aplicable:

- ANSI/AISC 360-22: Diseño estructural en acero
- ACI 318-19: Requisitos para la construcción de losas de hormigón
- ASTM A653: Especificación para acero galvanizado en steel deck

Rubro 4. Hormigón de losa $f'c = 240\text{ kg/cm}^2$ $e=0.07\text{ m}$ (incluye transporte y colocación)

➤ Descripción del Trabajo:

Se colocará una capa de hormigón de 7 cm de espesor sobre el steel deck, con una resistencia de 240 kg/cm², asegurando una adecuada distribución de cargas.

➤ Mano de Obra:

- Oficial de hormigón: 1 por cada 6 m³

- Ayudante de hormigón: 4 por cada 6 m³
- **Materiales:**
 - Cemento Portland tipo I
 - Arena y grava de granulometría controlada
 - Agua potable
 - Aditivos plastificantes y reductores de agua
- **Rendimiento:**
 - 1 equipo coloca 5 m³ de hormigón por día
- **Normativa Aplicable:**
 - ACI 318-19: Diseño y construcción de estructuras de hormigón
 - ASTM C94: Especificación para concreto premezclado
 - ASTM C150: Especificación para cemento Portland

3.3 Diseño de la solución

El diseño de la losa de aumento comenzó con la identificación de los elementos estructurales existentes a través de los planos arquitectónicos (Anexo I), lo que permitió una visión clara de la edificación. A partir de esta información, se elaboraron los planos estructurales (Anexo II) para definir la estructura base y los elementos clave que soportarán la nueva losa.

Se realizó un análisis estructural de la edificación existente y la ampliación utilizando el software ETABS, modelando la edificación actual e integrando la nueva losa para evaluar su comportamiento bajo cargas gravitacionales y sísmicas. Se consideraron parámetros críticos como cortante basal, períodos de vibración y derivas de piso para evaluar el desempeño sísmico. El uso de acero reciclado optimizó la estructura, mejorando su respuesta sísmica sin afectar la cimentación existente.

El diseño final, detallado en los planos estructurales (Anexo III), asegura una distribución adecuada de cargas y estabilidad, cumpliendo con los requisitos sísmicos y constructivos. Además, se elaboró un presupuesto referencial (Anexo V), considerando los costos de mano de obra, materiales y equipos. La solución adoptada cumple con las normativas ACI 318-19, AISC 360-22 y ASTM A36, garantizando seguridad, eficiencia y sostenibilidad estructural.

CAPÍTULO 4

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

Los resultados obtenidos en el análisis sísmico de ambas alternativas estructurales muestran que tanto el hormigón ecológico como el acero reciclado cumplen con los requisitos de seguridad establecidos por la normativa vigente. En ambos casos, el cortante basal de las estructuras se mantiene dentro de los valores permitidos, garantizando la resistencia a cargas sísmicas. Asimismo, el período estructural en ambas alternativas es adecuado, asegurando un buen comportamiento ante los movimientos sísmicos y minimizando el riesgo de resonancia con las frecuencias del suelo.

En cuanto a las derivas, ambas alternativas estructurales muestran deformaciones dentro de los límites aceptables según las normativas de diseño sísmico. Esto indica que, independientemente de la alternativa elegida, la integridad estructural se mantendría bajo condiciones sísmicas, y no se comprometería la funcionalidad ni la seguridad de la edificación.

La elección de ambas alternativas se justifica por la facilidad constructiva que ofrecen. El hormigón ecológico es relativamente fácil de trabajar y se adapta bien a la técnica constructiva existente en la región, lo que permite una ejecución rápida y sin complicaciones. Por otro lado, el acero reciclado, al ser ligero y flexible, también facilita su manipulación y ensamblaje, lo que puede acelerar los tiempos de construcción.

Ambas soluciones presentan ventajas en términos de rapidez en la ejecución, lo cual es crucial para minimizar costos y tiempos en el proyecto.

Una de las principales ventajas del acero reciclado sobre el hormigón ecológico es su menor peso. El acero, al ser más liviano que el hormigón, no añade una carga adicional significativa a la cimentación de la edificación. Esto resulta en una menor demanda sobre los cimientos, lo cual puede ser crucial en terrenos con limitaciones de capacidad portante o en edificaciones donde se busque optimizar el uso de la cimentación existente. Este factor contribuye a la eficiencia del proyecto y reduce la necesidad de realizar ajustes adicionales a la cimentación, lo que mejora la viabilidad económica y técnica de la ampliación.

4.2 Recomendaciones

Se recomienda evaluar la disponibilidad de materiales locales de forma continua a lo largo del desarrollo del proyecto. Si bien tanto el acero reciclado como el hormigón ecológico son materiales accesibles, es fundamental confirmar su disponibilidad en el mercado local para evitar retrasos en la construcción y posibles variaciones en los costos. Esto permitirá asegurar la viabilidad económica y la continuidad del proyecto.

Aunque la deriva se encuentra dentro de los límites permisibles según la normativa vigente, se recomienda realizar una evaluación del desempeño sísmico mediante métodos no lineales, como el análisis estático pushover o el análisis dinámico tiempo-historia no lineal. Estos enfoques permitirán comprender mejor el comportamiento inelástico de la estructura y verificar su capacidad de disipación de energía bajo demandas sísmicas severas. Además, este análisis permitirá identificar posibles mejoras en la rigidez, el sistema de arriostramiento y la eficiencia de las conexiones, optimizando así el desempeño estructural de la alternativa con acero reciclado.

Dado que el acero reciclado es más liviano y no genera una carga adicional significativa sobre la cimentación, se recomienda realizar un análisis detallado de la capacidad de la cimentación existente. Esto permitirá confirmar que la estructura ampliada no solo es sísmicamente segura, sino también que los cimientos pueden soportar las cargas adicionales sin necesidad de modificaciones costosas.

Es esencial reforzar los elementos de la estructura existente, como vigas, si ya presentaban deficiencias antes de la ampliación. Estas deficiencias deben corregirse mediante soluciones como el uso de acero estructural, hormigón armado o fibras de carbono. Además, es crucial revisar las conexiones entre la nueva losa y la estructura original para garantizar una transferencia adecuada de cargas. Un análisis detallado y refuerzos adecuados son fundamentales para asegurar la estabilidad de la edificación frente a las cargas adicionales del nuevo nivel.

Es recomendable continuar fomentando el uso de materiales ecológicos y reciclados, como el acero reciclado y el hormigón ecológico, en futuros proyectos de construcción. Además de cumplir con las normativas de sostenibilidad, estos materiales contribuyen significativamente a la reducción de la huella de carbono del proyecto y son una opción viable a largo plazo en términos de costo y disponibilidad.

BIBLIOGRAFÍA

Rodríguez, M. A. (2020). Diseño estructural y análisis sísmico de edificaciones. Editorial Técnica.

González, P. R. (2019). Análisis sísmico de edificios de concreto. En J. Martínez (Ed.), Avances en ingeniería estructural (pp. 45-60). Editorial Innovación.

Fernández, J. D. (2018). *Evaluación sísmica de estructuras en zonas urbanas* (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería.

Pérez, L. (2022, marzo 10). Avances en el diseño de materiales sostenibles. Arquitectura y Diseño. <https://www.arquitecturaydiseño.com/materiales-sostenibles>

ACI 318. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*.

American Society of Civil Engineers. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (41.a ed.). American Society of Civil Engineers.

Chopra, A. K. (2014). Dinámica de estructuras (4.a ed.). Pearson Educación.

NEC. (2015). NEC-SE-DS-Peligro Sísmico.

NEC-15. (2015). NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sísmo resistente. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

Patricio Marcelo Vasco López. (2016). *SISMO RESISTENCIA EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN Y ACERO PARA ZONAS DE ALTA PELIGROSIDAD SÍSMICA EN EL ECUADOR*.

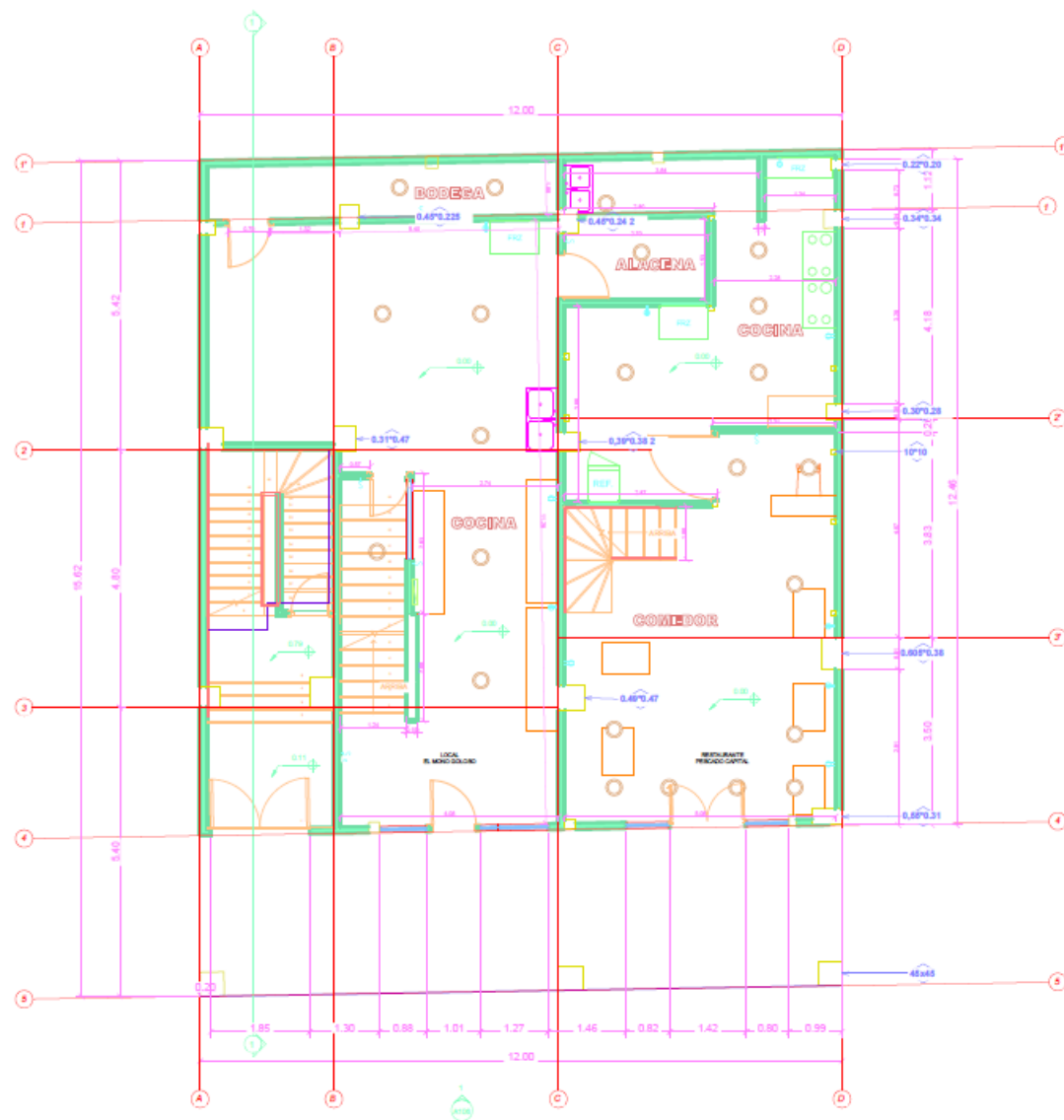
<https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/22521/1/Maestr%C3%ADa%20E.S.R.%2080%20-%20Vasco%20L%C3%B3pez%20patricio%20Marcelo.pdf>

Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Desig of Reinforced Concrete and Mansonry Buildings*. Wiley Interscience.

Moncayo, M., Velasco, G., Mora, C., Montenegro, M., & Cordova, J. (2017). Terremotos mayores a 6.5 en escala Richter ocurridos en Ecuador desde 1900 hasta 1970. *Ingeniería*, 21(2), 55-64.

PLANOS Y ANEXOS

ANEXO I, PLANOS ARQUITECTONICO



PLANTA BAJA
0.00 / 1.40



DIRECCIÓN:
CALLE PANAMÁ

COD.CATASTRAL: 01-0005-013-0-0-0

PLANOS
ARQUITECTONICOS
ESTADO
ACTUAL
EDIFICIO
MULTIFUNCIONAL

PROPIETARIO:

INMOBILIARIA VIPLAGO
SA



SA MU

Proyectista

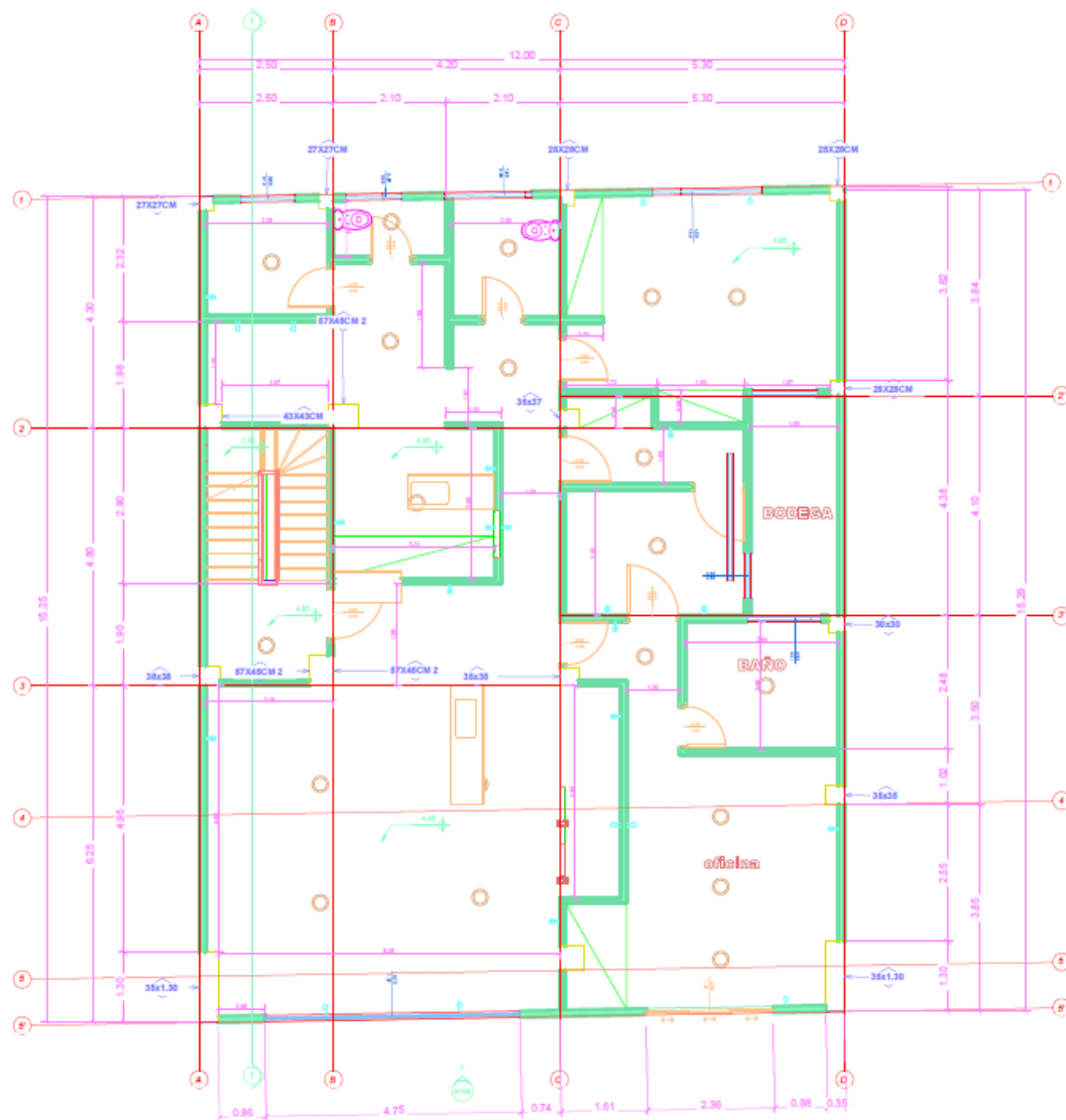
ING. GUSTAVO GONZ. SALGADO ALONSO
Reg. prof. 1086.2019.208.08

PLANTA BAJA

Fecha: 4/10/20
Dibujante: ING. LIZ STEPHANIE BOLAÑOS MARTINEZ
Revisado: ING. GUSTAVO GONZ. SALGADO ALONSO

A101

Escala: 1 : 40



NIVEL 1
1:40



DIRECCIÓN:
CALLE PANAMÁ

COD.CATASTRAL: 01-0000-0130-00

PLANOS
ARQUITECTONICOS
ESTADO
ACTUAL
EDIFICIO
MULTIFUNCIONAL

PROPIETARIO:
INMOBILIARIA VIPLAGO
SA



SA-MU

Proyectista

ING. LUIS FERNANDO VILLALBA MORALES

Reg. prof. 100.019.039.00

19 PISO ALTO

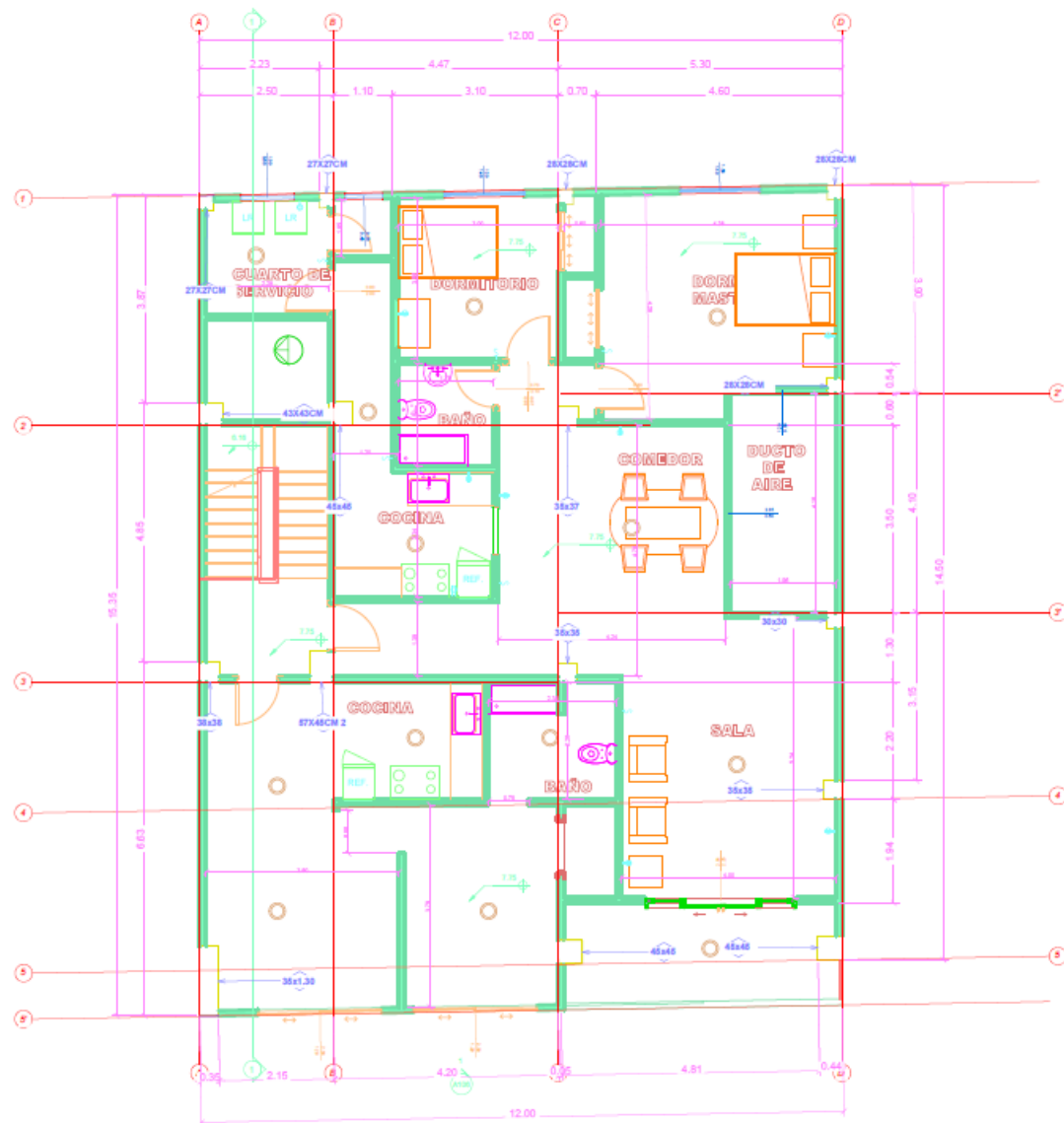
Fecha: 4/2024

Dibujante: ING. LUIS FERNANDO VILLALBA MORALES

Revisado: INGENIERO VILLALBA MORALES

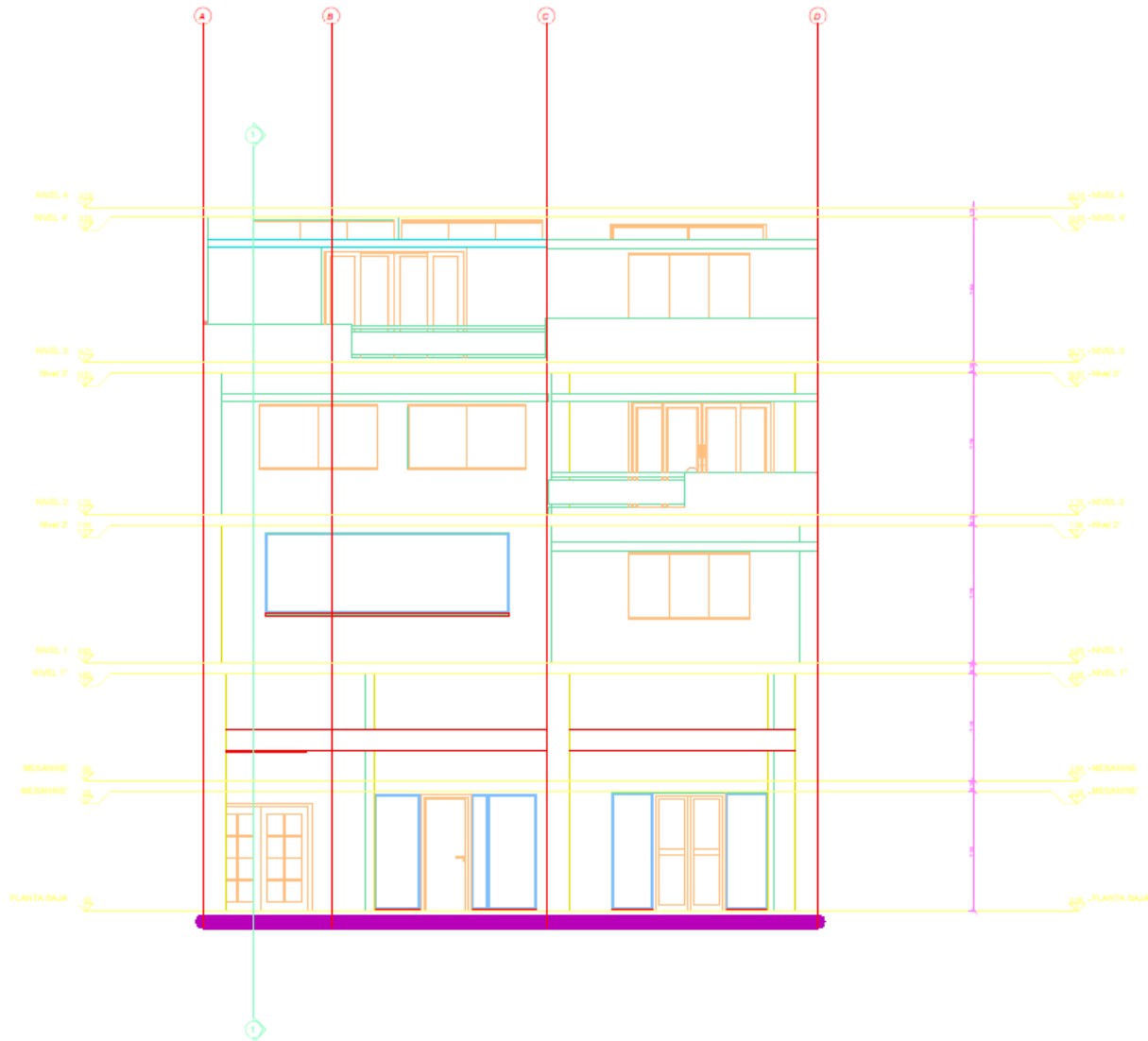
A103

Escala: 1 : 40



NIVEL 2
1:100

UBICACIÓN	
DIRECCIÓN: CALLE PANAMÁ	
COD.CATASTRAL: 01-0000-013-0-0-0	
PLANOS ARQUITECTONICOS ESTADO ACTUAL EDIFICIO MULTIFUNCIONAL	
PROPIETARIO: INMOBILIARIA VIPLAGO SA	
SA-MU	
Proyectada	
ING. ESTEBAN KENNY SALAZAR MORA Reg. prof. 1006-019-0000-00	
2º PISO ALTO	
Fecha: 4/2024	
Dibujante: ING. LORENA MORA SALAZAR	
Revisado: ESTEBAN KENNY SALAZAR MORA	
A104	
Escala: 1:40	



FACHADA
Escala 1 : 40



DIRECCIÓN:
CALLE PANAMÁ
COD.CATASTRAL: 01-0000-013-0-0-0

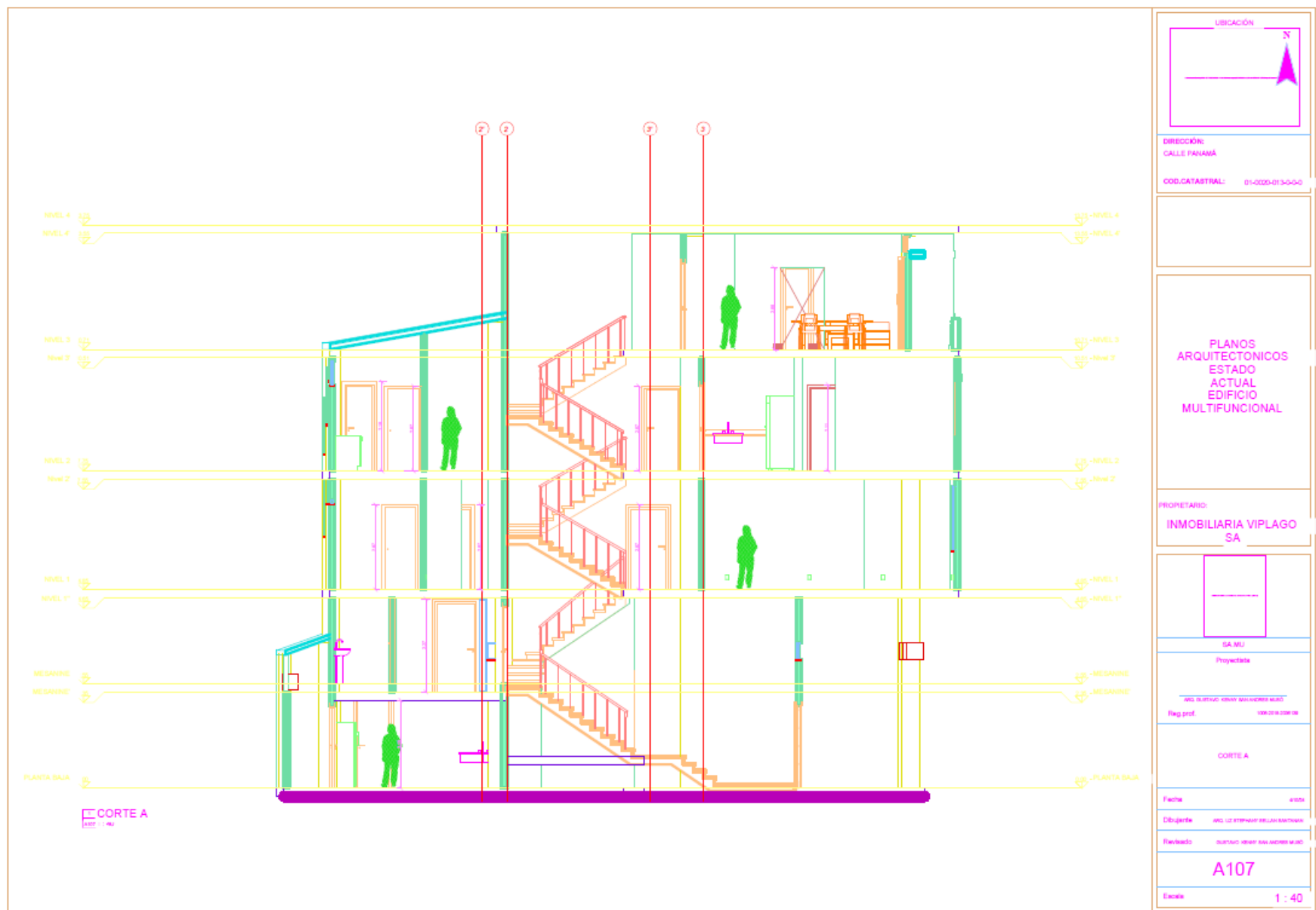
PLANOS
ARQUITECTONICOS
ESTADO
ACTUAL
EDIFICIO
MULTIFUNCIONAL

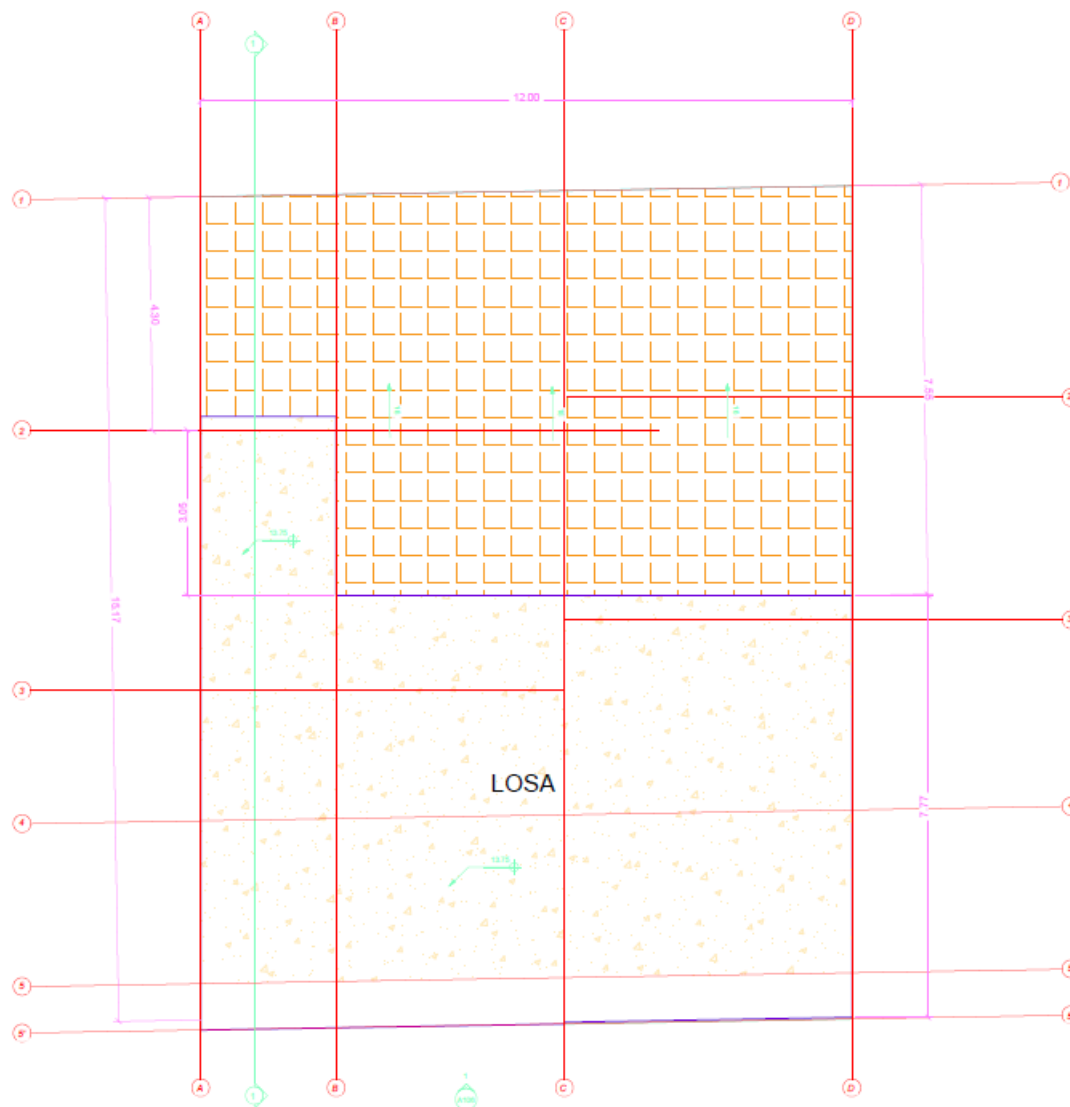
PROPIETARIO:
INMOBILIARIA VIPLAGO
SA



SA MU
Proyectista
ING. GUSTAVO VIEIRA RIVERA MURILLO
Reg. prof. 1006-0118-039-18

FACHADA
Fecha: 2020
Dibujante: ING. GUSTAVO VIEIRA RIVERA MURILLO
Revisado: GUSTAVO VIEIRA RIVERA MURILLO
A106
Escala: 1 : 40





CUBIERTA
0.00 1 : 40



DIRECCIÓN:
CALLE PANAMÁ

COB.CATASTRAL: 01-0000-013-0-0-0

PLANOS
ARQUITECTONICOS
ESTADO
ACTUAL
EDIFICIO
MULTIFUNCIONAL

PROPIETARIO:
INMOBILIARIA VIPLAGO
SA



SA MU

Proyectista

ING. ESTEBAN GONZALEZ ALONSO
Reg. prof. 00000000000000000000

CUBIERTA

Fecha: 2020

Dibujante: ING. ESTEBAN GONZALEZ ALONSO

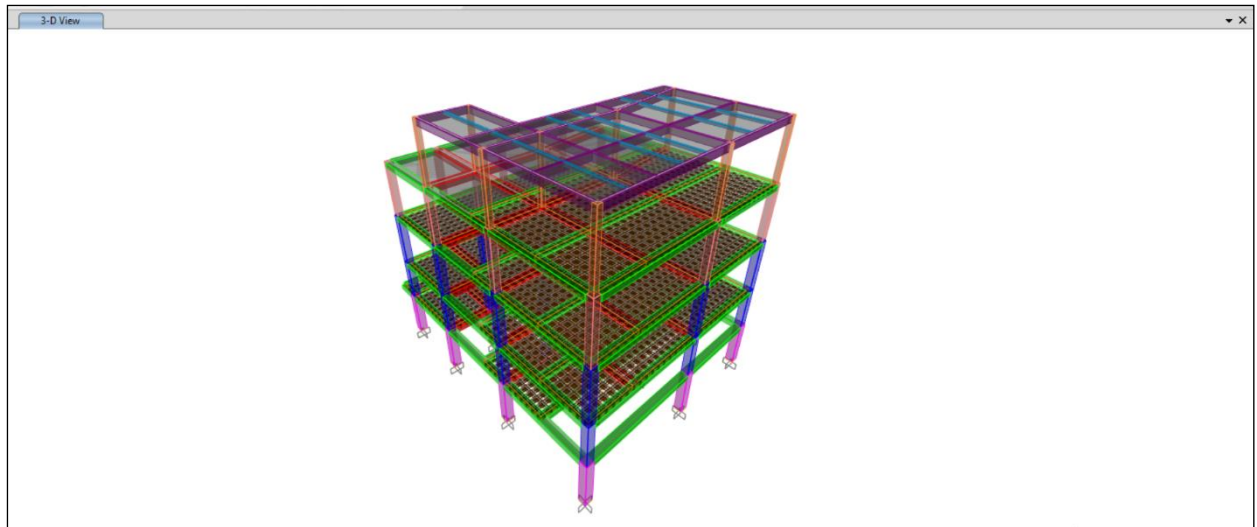
Revisado: ESTEBAN GONZALEZ ALONSO

A108

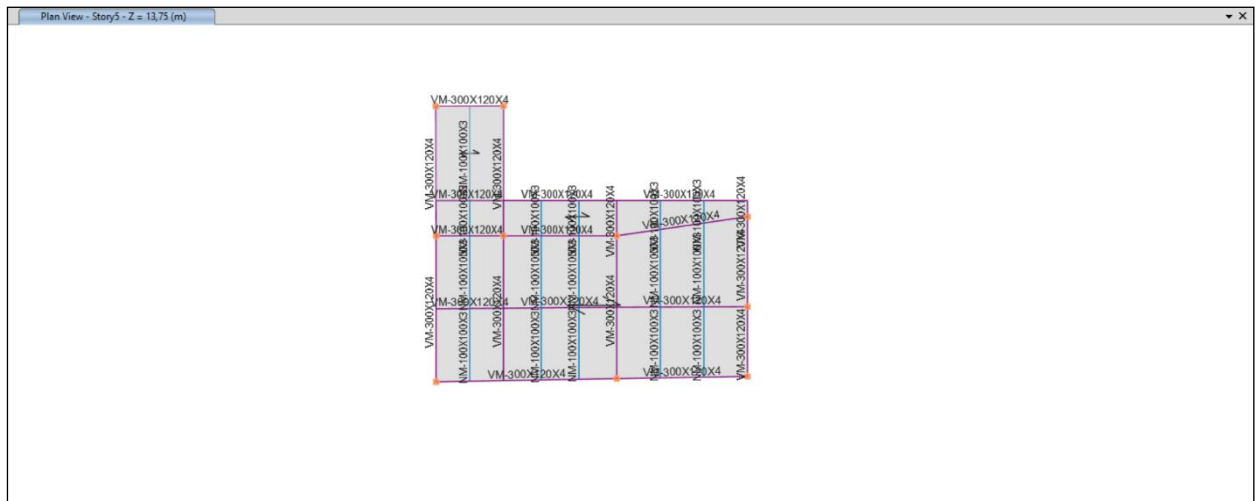
Escala: 1 : 40

ANEXO III, DISEÑO DE LA LOSA DE AUMENTO

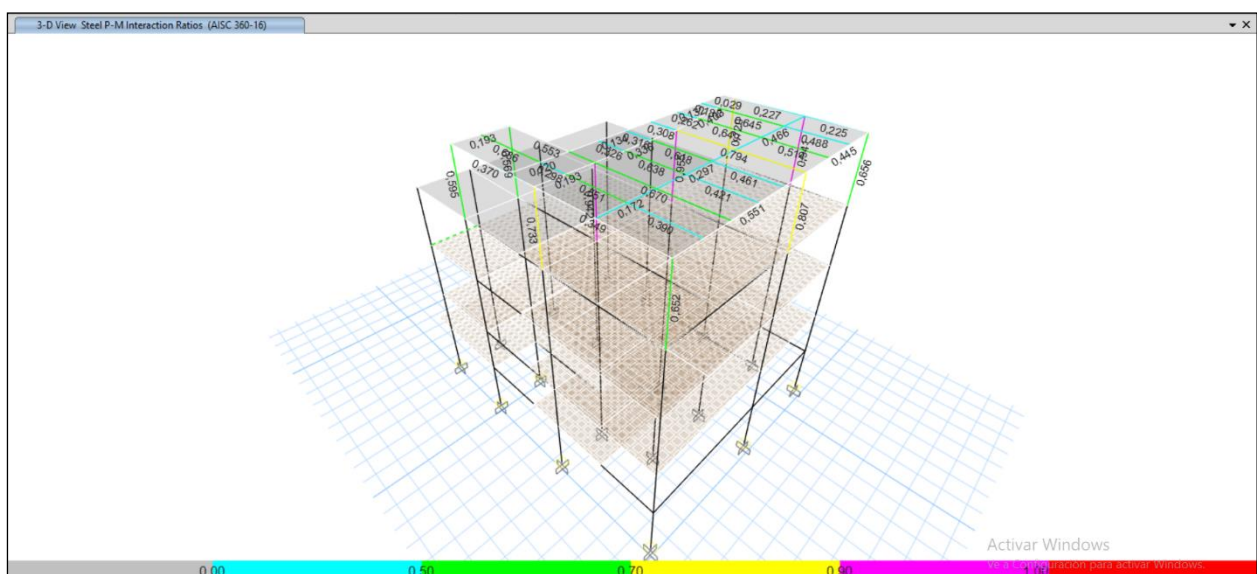
MODELO MATEMATICO DE LA LOSA DE AUMENTO PARA EQUIPOS



LOSA DE AUMENTO PARA EQUIPOS



ESFUERZOS PRODUCIDOS EN COLUMNAS Y VIGA DE LOSA



DISEÑO DE VIGAS METALICAS DE LOSA

ETABS Steel Frame Design

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story5	B23	140	2.64045	UD81B2	Intermediate Moment Frame	VM-300X120X4	Slender

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
5.08091	1	1

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-to-Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_u$	T_b	EA factor	EI factor
0	0	1	0.8	0.8

Design Code Parameters

ϕ_b	ϕ_c	ϕ_{TV}	ϕ_{TF}	ϕ_V	ϕ_{VR}	ϕ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (m²)	J (m⁴)	I _{xx} (m⁴)	I _{yy} (m⁴)	A _{web} (m²)	A _{flange} (m²)
0.0033	0.000023	0.000038	0.000009	0.0009	0.0023

Design Properties

S _{xx} (m³)	S _{yy} (m³)	Z _{xx} (m³)	Z _{yy} (m³)	r _{xx} (m)	r _{yy} (m)	C _w (m⁴)
0.000251	0.00015	0.000313	0.000164	0.10685	0.05229	Not required

Material Properties

E (tonf/m²)	f _y (tonf/m²)	R _y	C _{br}	α
20389019.16	24000	1.542	1.4	NA

Slenderness Check

Buckling Mode	K Factor	L Length (m)	r (m)	KL/r	KL/r Limit	L/r	L/r Limit
Major (2-3)	1	5.08091	0.10685	47.554	200	47.554	300
Minor (2-2)	1	2.64045	0.05229	48.58	200	48.58	300

Stress Check Forces and Moments

Location (m)	P _u (tonf)	M _{u22} (tonf-m)	M _{u33} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-m)
2.64045	0	5.336	0	-1.9722	0	0.0136

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.962	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.481	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{br}	K_{br}	C_b
0,481	1	1,15

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r12} / M_{c12}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0,794	$0 + 0,794 + 0$

Axial Force and Capacities

P_r Force (tonf)	ϕP_n Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
0	49,9479	71,1936

Moments and Capacities

	M_r Moment (tonf-m)	ϕM_n (tonf-m)	ϕM_n No LTB (tonf-m)	ϕM_n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	5,336	6,7178	6,7178	6,7523
Minor Bending	0	2,389		

Torsion Moment and Capacities

T_r Moment (tonf-m)	T_n Capacity (tonf-m)	ϕT_n Capacity (tonf-m)
0,0136	3,8659	3,4793

Shear Design

	V_r Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	1,9722	29,7321	0,066
Minor Shear	0	11,6122	0

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
4,2519	UD00816	4,6148	UD00816

DISEÑO DE COLUMNAS METALICAS

ETABS Steel Frame Design

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story5	C14	203	2.74	UD81S15	Intermediate Moment Frame	CM-200X200X4	Slender

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
3.04000	1	1

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_u$	r_{ts}	EA factor	EI factor
0.128	0.017	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R	Ω_0	C _s
Yes	No	Yes	D	1	1	0.5	5	3	4.5

Design Code Parameters

ϕ_b	ϕ_c	ϕ_{TV}	ϕ_{TF}	ϕ_V	ϕ_{VR}	ϕ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (m²)	J (m⁴)	I _{xx} (m⁴)	I _{yy} (m⁴)	A _{xx} (m²)	A _{yy} (m²)
0.0031	0.00003	0.00002	0.00002	0.0015	0.0015

Design Properties

S _{xx} (m³)	S _{yy} (m³)	Z _{xx} (m³)	Z _{yy} (m³)	r _{xx} (m)	r _{yy} (m)	C _w (m⁶)
0.000201	0.000201	0.000231	0.000231	0.08003	0.08003	Not required

Section Properties --- Unsymmetric Sections

I _{xy} (m⁴)	I _{max} (m⁴)	I _{min} (m⁴)	S _{max} (m³)	S _{min} (m³)	r _{max} (m)	r _{min} (m)	α (deg)
0	0.00002	0.00002	0.000201	0.000201	0.08003	0.08003	90

Material Properties

E (tonf/in²)	f _y (tonf/in²)	R _y	C _{pr}	α
20389019.16	24000	1.542	1.4	90

Slenderness Check

Buckling Mode	K Factor	L Length (m)	r (m)	KL/r	KL/r Limit	L/r	L/r Limit
Major (3-3)	1	2.74	0.08003	34.236	200	34.236	300
Minor (2-2)	1	2.74	0.08003	34.236	200	34.236	300

Stress Check Forces and Moments

Location (m)	P _u (tonf)	M _{u11} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u1} (tonf)	V _{u2} (tonf)	T _u (tonf-m)
2.74	-9.185	1.7254	-1.8629	-1.3282	1.2886	-0.0523

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.901	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.901	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{1b}	K _{1b}	C _{1b}
0.901	1	2.282

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_u / 2P_c) + (M_{u11} / M_{c11}) + (M_{u22} / M_{c22})$
0.942 =	0.075 + 0.417 = 0.45

Axial Force and Capacities

P _u Force (tonf)	ΦP _n Capacity (tonf)	ΦP _n Capacity (tonf)
9.185	60.8366	67.7376

Moments and Capacities

	M _u Moment (tonf-m)	ΦM _n (tonf-m)	ΦM _n No LTB (tonf-m)	ΦM _n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	1.7254	4.1416	4.1416	4.9794
Minor Bending	1.8629	4.1416		

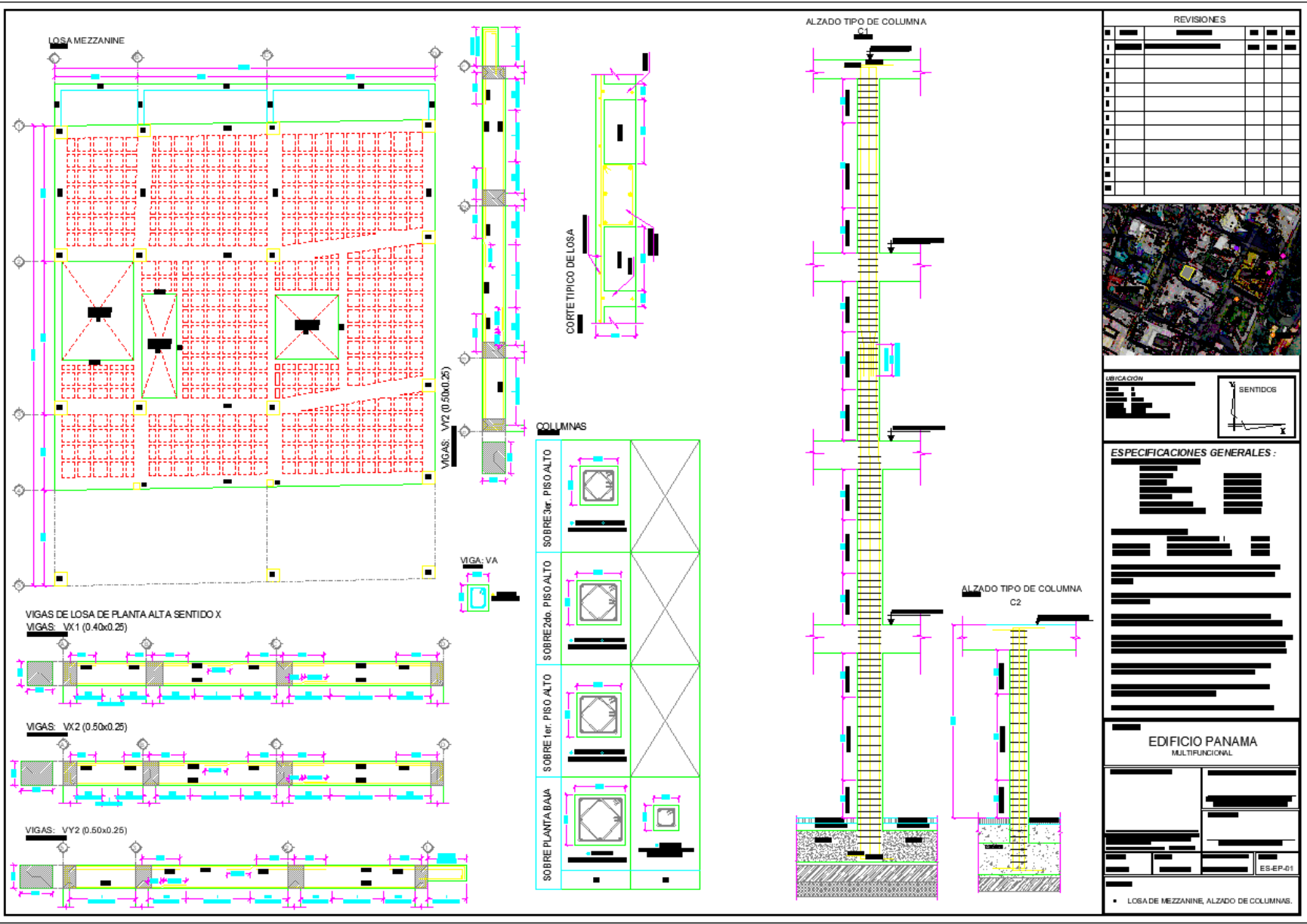
Torsion Moment and Capacities

T _u Moment (tonf-m)	T _n Capacity (tonf-m)	ΦT _n Capacity (tonf-m)
-0.0523	4.422	3.9798

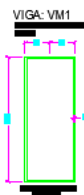
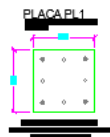
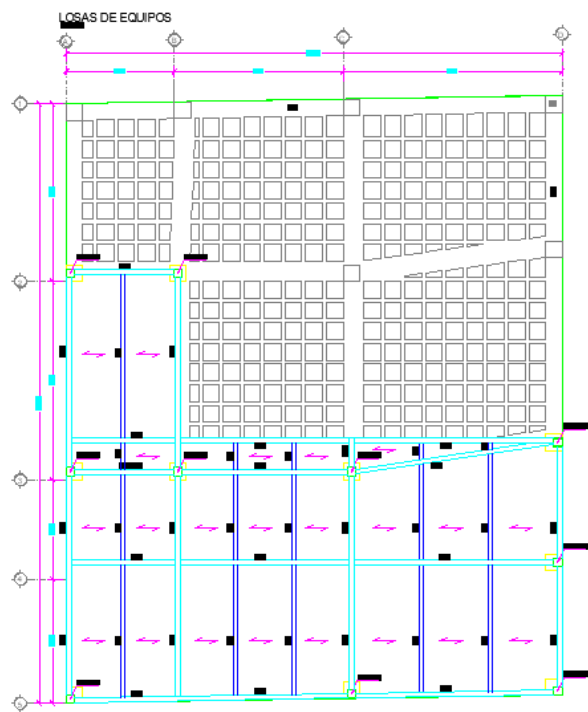
Shear Design

	V _u Force (tonf)	ΦV _n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	1.3282	19.9066	0.067
Minor Shear	1.2886	19.9066	0.065

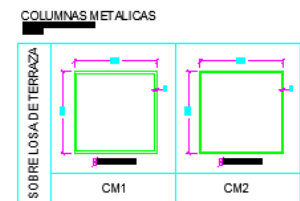
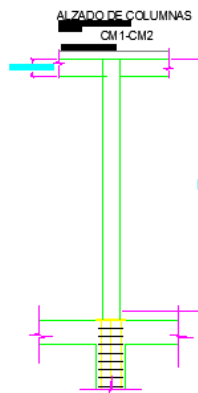
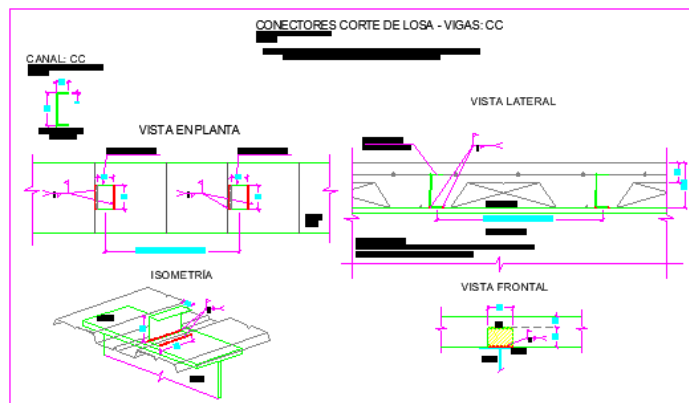
ANEXO II, PLANOS ESTRUCTURALES







NOMENCLATURA



REVISIONES			
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			



ESPECIFICACIONES GENERALES :

1. El presente proyecto es para la construcción de un edificio multifuncional, el cual será utilizado para fines de vivienda, comercio y oficinas.

2. El edificio será construido en un terreno de 10,000 m², con una altura máxima de 15 metros.

3. El edificio será construido con estructura de concreto armado, con columnas y vigas de concreto armado.

4. El edificio será construido con muros de concreto armado, con bloques de concreto armado.

5. El edificio será construido con pisos de concreto armado, con losas de concreto armado.

6. El edificio será construido con techos de concreto armado, con techos de concreto armado.

7. El edificio será construido con escaleras de concreto armado, con escaleras de concreto armado.

8. El edificio será construido con ascensores de concreto armado, con ascensores de concreto armado.

9. El edificio será construido con estacionamiento de concreto armado, con estacionamiento de concreto armado.

10. El edificio será construido con áreas verdes de concreto armado, con áreas verdes de concreto armado.

EDIFICIO PANAMA MULTIFUNCIONAL

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

LOSA DE EQUIPOS, DETALLE DE PLACA DE ANCLAJE
 CUADRO Y ALZADO DE COLUMNAS

ANEXO IV, ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: VIPLAGO

EQUIPOS

MANO DE OBRA

MATERIALES

TRANSPORTE

	SUBTOTAL	25.93
Total Costo Directo (M+N+O+P)		25.93
Indirectos y Utilidades	15%	3.89
Imprevistos		0.00
Gastos Generales		0.00
Valor Ofertado		29.82

NOMBRE DEL PROPONENTE:
OBRA: VIPLAGO

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS		
Rubro:	2.00	UNIDAD: kg
Detalle:	Suministro, fabricación e instalación de estructura metálica ASTM A36 (incluye pintura anticorrosiva)	RENDIMIENTO: 0.010

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo hora C= A x B	Rendimiento R	Costo total D= C x R
Herramientas menores					0.02
Equipo de Oxicorte	2.00	2.50	5.00	0.010	0.05
Soldadora	1.00	2.50	2.50	0.010	0.03
Compresor	1.00	2.50	2.50	0.010	0.03
Amoladora	1.00	3.00	3.00	0.010	0.03
Grúa	1.00	40.00	40.00	0.010	0.40
SUBTOTAL M					0.55

MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo hora C= A x B	Rendimiento R	Costo total D= C x R
Peon (Est. Ocup. E2)	6.00	4.14	24.84	0.010	0.25
Soldador en Construcción	1.00	4.26	4.26	0.010	0.04
Op. Grúa estacionaria (Est. Ocup. C1-Grupo I)	1.00	4.65	4.65	0.010	0.05
SUBTOTAL N					0.34

MATERIALES				
Descripción	Unidad	Cantidad A	P. Unitario B	Costo total C= A X B
Acero estructural A36	kg	1.03	1.25	1.29
Soldadura	kg	0.05	2.50	0.13
Pintura anticorrosiva	gal	0.01	12.00	0.06
SUBTOTAL O				1.48

TRANSPORTE				
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo total C= A X B
Transporte de acero estructural	kg/km	1.04	0.400	0.41
SUBTOTAL P				0.41

Total Costo Directo (M+N+O+P)	2.78
Indirectos y Utilidades	15% 0.42
Imprevistos	0.00
Gastos Generales	0.00
Valor Ofertado	3.20

OBRA: VIPLAGO

EQUIPOS

MANO DE OBRA

MATERIALES

TRANSPORTE

	SUBTOTAL	0.00
Total Costo Directo (M+N+O+P)		29.32
Indirectos y Utilidades	15%	4.40
Imprevistos		0.00
Gastos Generales		0.00
Valor Ofertado		33.72

NOMBRE DEL PROPONENTE:
OBRA: VIPLAGO

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS		
Rubro:	4.00	UNIDAD: m3
Detalle:	Hormigón de losa f'c = 240 kg/cm² e=0.07 m (incluye transporte y colocación)	RENDIMIENTO: 1.600

EQUIPOS

Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo hora C= A x B	Rendimiento R	Costo total D= C x R
Herramientas menores					1.70
Vibrador de manguera	1.00	2.50	2.50	1.600	4.00
SUBTOTAL M					5.70

MANO DE OBRA

Descripción	Cantidad A	Tarifa B	Costo hora C= A x B	Rendimiento R	Costo total D= C x R
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	4.65	4.65	1.600	7.44
Peon (Est. Ocup. E2)	4.00	4.14	16.56	1.600	26.50
SUBTOTAL N					33.94

MATERIALES

Descripción	Unidad	Cantidad A	P. Unitario B	Costo total C= A x B
Hormigon premezclado.f'c=240 Kg/cm2, Bombeable Piedra 12 mm.	m3	1.05	180.00	189.00
SUBTOTAL O				189.00

TRANSPORTE

Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo total C= A x B
SUBTOTAL P				0.00

Total Costo Directo (M+N+O+P)	228.63
Indirectos y Utilidades	15%
Imprevistos	0.00
Gastos Generales	0.00
Valor Ofertado	262.92