



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA**

**PLAN DE TITULACIÓN:
PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**

**PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:
MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
SISMORRESISTENTES**

TEMA:
ANÁLISIS ECONÓMICO COMPARATIVO DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES
DE HORMIGÓN ARMADO DE DIFERENTE ALTURA SOMETIDAS A SISMOS DE
VARIACIONES DE INTENSIDAD LIGERAS BAJO ANÁLISIS ESTÁTICOS EQUIVALENTES Y
MODAL ESPECTRAL.

AUTORA:
MARÍA JOSÉ CEVALLOS LÓPEZ

TUTOR:
PATRICIO XAVIER PALACIOS BENAVIDES

QUITO, MARZO DEL 2025

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	10
1.1 Justificación	10
1.2 Planteamiento del problema	13
1.3 Objetivos	13
1.3.1 Objetivo General	13
1.3.2 Objetivos Específicos	13
1.4 Alcance.....	14
CAPÍTULO II: REVISIÓN DE LA LITERATURA	15
2.1 Alcance.....	15
2.2 Fundamentos Teóricos	26
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA	31
3.1 Propuestas de amenaza sísmica para el Ecuador	31
3.2 Tipo de suelo	41
3.3 Calibración de modelos estructurales.....	45
3.4 Análisis Económico	54
ESTRUCTURA DE 3 PISOS – TIPOLOGÍA 1	56
3.5 Análisis estáticos equivalentes y modales espectrales	56
3.5.1 Cargas Gravitacionales.....	58
3.5.2 Predimensionamiento de los elementos estructurales	62
CAPÍTULO IV: RESULTADOS.....	97
ESTRUCTURA DE 3 PISOS TIPOLOGÍA 1	97
4.1 Análisis de resultados estructurales.....	97
4.2 Resultados de secciones de elementos estructurales	105
4.3 Análisis económico	108
ESTRUCTURA 5 PISOS – TIPOLOGÍA 2.....	110
4.4 Análisis Estático Equivalente y modales espectrales	114
4.5 Análisis de resultados estructurales.....	120
4.6 Resultados de secciones de elementos estructurales	125
4.7 Análisis económico	127
ESTRUCTURA 8 PISOS – TIPOLOGÍA 3.....	129
4.8 Análisis Estático Equivalente y modales espectrales	133
4.9 Análisis de resultados estructurales.....	140
4.10 Resultados de secciones de elementos estructurales	145
4.11 Análisis económico	147
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	150
5.1 Conclusiones.....	150
5.2 Recomendaciones.....	157
BIBLIOGRAFÍA	158

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Representación de las placas tectónicas del Ecuador	15
Figura 2: Ecuador, zonas sísmicas y valor del factor de zona z.....	16
Figura 3: Zonificación Sísmica.....	19
Figura 4: Mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador en términos de PGA para período de retorno de 475 años.....	21
Figura 5: Mapa de aceleración pico-efectiva (PGA) promedio para el 10% de excedencia en 50 años en roca ($V_{s30}=760$ m/s).....	22
Figura 6: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	33
Figura 7: Mapa de zonificación sísmica propuesta NEC 24	35
Figura 8: Mapa de zonificación sísmica Ecuador propuesta Parra 2016	38
Figura 9: Mapa de zonificación sísmica propuesta Beauval 2018	39
Figura 10: Mapa de zonificación sísmica propuesta Palacios 2024.....	40
Figura 11: Ubicación de los puntos de estudios de suelo, realizados por ERN (2012)	42
Figura 12: Ensayos SPT realizados y acopiados por ERN.....	43
Figura 13: Velocidad de la Onda de Corte encontrados por ERN	43
Figura 14: Velocidad de la onda de corte y períodos de vibración.....	44
Figura 15. Tipología estructural 1 – Estructuras de 1 piso con losa	47
Figura 16: Tipología 2 – Estructuras de 2 pisos diseñadas.....	48
Figura 17: Tipología 3 – Estructuras de 3 pisos.....	49
Figura 18: Edificio 4 pisos estructura regular Av. De la Prensa.....	50
Figura 19: Edificio 9 pisos Av. De la Prensa	51
Figura 20: Calibración de períodos elásticos estructurales	53
Figura 21: Vista en planta - Estructura 3 Pisos	56
Figura 22: Vista 3D Estructura de 3 pisos.....	57
Figura 23: Definición de sección tipo columna	64
Figura 24: Definición de sección tipo viga.....	65
Figura 25: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona z	67
Figura 26: Espectro Elástico Horizontal de diseño.....	71
Figura 27: Definición Coeficiente Cortante Basal.....	74
Figura 28: Definición de material hormigón ETABS	80
Figura 29: Refuerzo Longitudinal Vigas cm^2 – Losa $N_v+2.70$ m	88
Figura 30: Refuerzo Longitudinal Columnas cm^2	89
Figura 31: Radio de capacidad columnas	91
Figura 32: Área efectiva	92
Figura 33: Chequeo conexión viga- columna. Columna fuerte- Viga débil	96
Figura 34: Derivas Análisis Estático Lineal y Análisis Modal Espectral.....	98
Figura 35: Familia de espectros en función de z.....	99
Figura 36: Relación entre z y el Peso Total de la Estructura	101
Figura 37: Relación entre variaciones de período y secciones de columnas	105
Figura 38: Incidencia del PGA en el presupuesto de una estructura de 3 pisos	109
Figura 39: Vista en planta - Estructura 5 Pisos	110
Figura 40: Vista 3D Estructura de 5 pisos.....	111
Figura 41: Definición de sección tipo columna – Estructura 5 Pisos	112
Figura 42: Definición de sección tipo viga – Estructura 5 Pisos.....	112
Figura 43: Refuerzo Longitudinal Vigas cm^2 – Losa $N_v+2.70$ m – Estructura 5 Pisos	116
Figura 44: Refuerzo Longitudinal Columnas cm^2 - Estructura 5 Pisos	117
Figura 45: Radio de capacidad columnas - Estructura 5 Pisos.....	118
Figura 46: Chequeo conexión viga- columna. Columna fuerte- Viga débil - Estructura 5 Pisos	119
Figura 47: Derivas Análisis Estático Lineal y Análisis Modal Espectral - Estructura 5 Pisos	120
Figura 48: Familia de espectros en función de z - Estructura 5 Pisos.....	121

Figura 49: Relación entre z y el Peso Total de la Estructura – Estructura 5 Pisos	123
Figura 50: Relación entre variaciones de período y secciones de columnas – Estructura 5 Pisos	125
Figura 51: Incidencia del PGA en el presupuesto de una estructura de 5 pisos	128
Figura 52: Vista en planta - Estructura 8 Pisos	129
Figura 53: Vista 3D Estructura de 8 pisos.....	130
Figura 54: Definición de sección tipo columna – Estructura 8 Pisos	131
Figura 55: Definición de sección tipo viga – Estructura 8 Pisos.....	131
Figura 56: Refuerzo Longitudinal Vigas cm ² – Losa Nv+21.00 m – Estructura 8 Pisos	135
Figura 57: Refuerzo Longitudinal Columnas cm ² - Estructura 8 Pisos.....	136
Figura 58: Chequeo conexión viga- columna. Columna fuerte- Viga débil - Estructura 8 Pisos	137
Figura 59: Derivas Análisis Estático Lineal y Análisis Modal Espectral - Estructura 8 Pisos	140
Figura 60: Familia de espectros en función de z - Estructura 8 Pisos.....	141
Figura 61: Relación entre z y el Peso Total de la Estructura – Estructura 8 Pisos	143
Figura 62: Relación entre variaciones de período y secciones de columnas – Estructura 8 Pisos	145
Figura 63: Incidencia del PGA en el presupuesto de una estructura de 8 pisos	148

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Propuestas de mapas de amenaza sísmica para el Ecuador con un período de retorno de 475 año	12
Tabla 2: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	16
Tabla 3: Categorías de Riesgo Sísmico - NEC 2024	19
Tabla 4: Zonas Sísmicas.....	20
Tabla 5: Valores de PGA de las principales ciudades del país de acuerdo con los diferentes mapas de amenaza sísmica analizados en este estudio.....	23
Tabla 6: Variación de los valores de PGA con respecto a la NEC 15.....	24
Tabla 7: Límite de deriva inelástica NEC-15	32
Tabla 8: Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada	33
Tabla 9: Zonas Sísmicas - Mapa de Amenaza Sísmica NEC 24	35
Tabla 10: Factor de Importancia de acuerdo a la categoría de riesgo sísmico	36
Tabla 11: Límite de deriva inelástica de piso.....	37
Tabla 12: Categoría de Diseño Sísmico.....	37
Tabla 13: Distribución porcentual de edificaciones por número de piso de cada tipología estructural	46
Tabla 14: Número de pisos para cada tipología estructural a analizar.	46
Tabla 15: Ecuaciones de período en función de la altura de la edificación.....	52
Tabla 16: Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados	59
Tabla 17: Características Losa Aliviada.....	60
Tabla 18: Carga muerta entrepiso	60
Tabla 19: Carga muerta en cubierta.....	61
Tabla 20: Carga Viva entrepiso	61
Tabla 21: Carga Viva cubierta	61
Tabla 22: Altura mínima de vigas no preesforzadas	62
Tabla 23: Coeficientes para cálculo de coeficiente sísmico.....	65
Tabla 24: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	66
Tabla 25: Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada	67
Tabla 26: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.....	68
Tabla 27: Tipo de suelo y Factores de sitio Fd	68
Tabla 28: Tipo de suelo y Factores de comportamiento inelástico Fs.....	69
Tabla 29: Coeficientes de irregularidad en planta	69
Tabla 30: Coeficientes de irregularidad en elevación	70
Tabla 31: Factores Ct & α para cálculo del período	72

Tabla 32: Cálculo de la carga reactiva de forma manual de la estructura.	75
Tabla 33: Valores del coeficiente k.....	75
Tabla 34: Carga Reactiva y Cortante Basal - Modelo ETABS.....	76
Tabla 35: Combinaciones de carga.....	76
Tabla 36: Módulo de elasticidad de agregados.....	78
Tabla 37: Límite de deriva inelástica NEC 15.....	81
Tabla 38: Sistemas Estructurales Permitidos.....	82
Tabla 39: Límite de derivas – NEC 24.....	83
Tabla 40: Deriva Inelástica - Análisis Estático Equivalente - Estructura 3 pisos.....	84
Tabla 41: Deriva Inelástica - Análisis Modal Espectral - Estructura 3 pisos.....	85
Tabla 42: Derivas Análisis Estático Lineal y Análisis Modal Espectral.....	97
Tabla 43: Análisis de Resultados 3 pisos.....	100
Tabla 44: Secciones Estructura 3 pisos.....	105
Tabla 45: Secciones de columna en función del valor z.....	106
Tabla 46: Presupuesto estructura 3 pisos z=0.4g.....	108
Tabla 47: Presupuesto estructura de 3 pisos en función del valor de z.....	108
Tabla 48: Carga Viva entrepiso.....	113
Tabla 49: Coeficientes para cálculo de coeficiente sísmico.....	113
Tabla 50: Deriva Inelástica - Análisis Estático Equivalente - Estructura 5 pisos.....	114
Tabla 51: Deriva Inelástica - Análisis Modal Espectral - Estructura 5 pisos.....	115
Tabla 52: Derivas Análisis Estático Lineal y Análisis Modal Espectral - Estructura 5 Pisos.....	120
Tabla 53: Análisis de Resultados - Estructura 5 pisos.....	122
Tabla 54: Secciones Estructura 5 pisos.....	125
Tabla 55: Secciones de columna en función del valor z - Estructura 5 Pisos.....	126
Tabla 56: Presupuesto estructura 5 pisos z=0.4g.....	127
Tabla 57: Presupuesto estructura de 5 pisos en función del valor de z.....	127
Tabla 58: Carga Viva cubierta.....	132
Tabla 59: Coeficientes para cálculo de coeficiente sísmico.....	132
Tabla 60: Deriva Inelástica - Análisis Estático Equivalente - Estructura 8 pisos.....	133
Tabla 61: Deriva Inelástica - Análisis Modal Espectral - Estructura 8 pisos.....	134
Tabla 62: Derivas Análisis Estático Lineal y Análisis Modal Espectral - Estructura 8 Pisos.....	140
Tabla 63: Análisis de Resultados - Estructura 8 pisos.....	142
Tabla 64: Secciones Estructura 8 pisos.....	145
Tabla 65: Secciones de columna en función del valor z - Estructura 8 Pisos.....	146
Tabla 66: Presupuesto estructura 8 pisos z=0.4g.....	147
Tabla 67: Presupuesto estructura de 8 pisos en función del valor de z.....	148

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Variación de los valores de PGA en las principales ciudades del país.....	24
Ilustración 2: Variación de los valores de PGA con respecto a la NEC 15.....	25
Ilustración 3: Análisis Sísmico para una estructura.....	26
Ilustración 4: Infografía Amenaza Sísmica en Ecuador.....	29

TÍTULO: Análisis económico comparativo de diseño estructural en edificaciones de hormigón armado de diferente altura sometidas a sismos de variaciones de intensidad ligeras bajo análisis estáticos equivalentes y modal espectral.

AUTOR: María José Cevallos López

TUTOR: Patricio Xavier Palacios Benavides

RESUMEN

La presente investigación aborda el análisis económico de estructuras de baja, mediana y gran altura sometidas a variaciones del PGA (Peak Ground Acceleration). Las variaciones se consideraron en un intervalo de 0.05, desde $z=0.4gz = 0.4gz=0.4g$ hasta $z=0.6gz = 0.6gz=0.6g$, aplicadas tanto en análisis estáticos equivalentes como en análisis modales espectrales.

La motivación principal de este estudio radica en la alta incertidumbre asociada al proceso de determinación de mapas probabilísticos de amenaza sísmica (PSHA) y a las especificaciones de los mapas establecidos por las normativas de construcción. Por ello, se plantea este trabajo con el objetivo de evaluar el impacto de dichas incertidumbres en los proyectos, tanto a nivel del comportamiento estructural como económico, utilizando precios referenciales de materiales.

El comportamiento estructural se verificó mediante el análisis de derivas, definidas como el desplazamiento relativo de entrepiso dividido entre la altura del mismo. De acuerdo con la normativa vigente, NEC-15, el límite permitido de deriva es del 2%. En este estudio, dicho límite se consideró como parámetro clave para determinar ajustes en las secciones estructurales.

Para estructuras de baja y mediana altura, el cumplimiento del límite de deriva requirió un aumento en las secciones de las columnas, lo que resultó en un incremento inherente en los costos de construcción. Por otro lado, en estructuras de gran altura, donde los muros estructurales contribuyen significativamente a la rigidez, la longitud de estos muros se ajustó como variable

para mantener las derivas dentro del límite establecido, bajo ligeras variaciones de intensidad sísmica.

En conclusión, los resultados evidencian que las modificaciones de las dimensiones de los elementos estructurales son necesarias para garantizar el cumplimiento de los parámetros de la filosofía sismo resistente y estos generan un impacto económico significativo, siendo este más pronunciado en estructuras de mayor altura.

PALABRAS CLAVE: ANÁLISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE / ANÁLISIS MODAL
ESPECTRAL / VARIACION DE INTENSIDAD/ PGA

TITLE: Análisis económico comparativo de diseño estructural en edificaciones de hormigón armado de diferente altura sometidas a sismos de variaciones de intensidad ligeras bajo análisis estáticos equivalentes y modal espectral.

AUTHOR: María José Cevallos López

TUTOR: Patricio Xavier Palacios Benavides

ABSTRACT

The present investigation deals with the economic analysis of low, medium and high rise structures subjected to variations of PGA (Peak Ground Acceleration). The variations were considered in an interval of 0.05, from $z=0.4gz = 0.4gz=0.4g$ to $z=0.6gz = 0.6gz=0.6g$, applied in both equivalent static and spectral modal analyses.

The main motivation of this study lies in the high uncertainty associated with the process of determining probabilistic seismic hazard maps (PSHA) and the specifications of the maps established by the building regulations. Therefore, this work is proposed with the objective of evaluating the impact of these uncertainties on the projects, both at the structural and economic behavior level, using reference prices of materials.

Structural behavior was verified by means of drift analysis, defined as the relative displacement of the floor divided by the height of the floor. According to the current standard, NEC-15, the allowable drift limit is 2%. In this study, this limit was considered as a key parameter to determine adjustments in the structural sections.

For low and medium height structures, compliance with the drift limit required an increase in column cross-sections, which resulted in an inherent increase in construction costs. On the other hand, in high-rise structures, where structural walls contribute significantly to stiffness, the length of these walls was adjusted as a variable to maintain drifts within the established limit, under slight variations of seismic intensity.

In conclusion, the results show that modifications to the dimensions of the structural elements are necessary to guarantee compliance with the parameters of the seismic resistant philosophy and these generate a significant economic impact, which is more pronounced in taller structures.

KEYWORDS : EQUIVALENT STATIC ANALYSIS / SPECTRAL MODAL ANALYSIS /
INTENSITY VARIATION/ PEAK GROUND ACCELERATION

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 Justificación

En la actualidad existen varias investigaciones de elaboración de mapas de amenaza sísmica que pretenden evaluar este parámetro de una manera probabilística, ya que esta metodología permite identificar el peligro potencial que representan los terremotos; por lo que existe una alta incertidumbre en el proceso de determinación de estos mapas probabilistas de amenaza PSHA y mapas de las normas de construcción que son utilizados para exponer la zonificación sísmica conjuntamente con las disposiciones de diseño estructural ([OpenQuake,2023](#)) , debido a que no es posible contar con una base de datos tal que permita estimar con exactitud la ocurrencia de eventos sísmicos, recurriendo a la teoría de probabilidades para considerar las incertidumbres en la estimación de su ocurrencia ([Quinde & Reinoso, 2016](#)).

Ecuador se encuentra dentro del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, por lo que su actividad sísmica es alta, entre los eventos que se destacan es el ocurrido en el año 1906 que alcanzó una magnitud de 8.8. Asimismo, en el año 2016 con fecha 16 de abril sucedió un sismo con magnitud de 7.8 (magnitud momento) cuyo epicentro se ubicó en las coordenadas 0.371°N y 79.940°W a una profundidad de 19km, en donde los valores de aceleraciones máximas reportados alcanzan intensidades cercanas a los 0.6g ([Quinde & Reinoso, 2016](#)).

Las víctimas mortales ascendieron a 668 y con un costo de recuperación de casi \$3.350 millones de dólares teniendo un gran impacto tanto humano como económico en los últimos 50 años suscitado en el país ([Sánchez & Simbaña, 2024](#)) , dando lugar a una serie de desastres como es el caso de la ciudad de Portoviejo que de acuerdo a [Hidalgo \(2022\)](#) el área central de Portoviejo fue severamente afectada por el terremoto debido a varias causas de vulnerabilidad estructural en sus edificaciones entre ellas se destacan las siguientes : daños por efecto de

columna corta, daños por mecanismo viga fuerte- columna débil, daños por falta de confinamiento en los nudos, adición de pisos no planificados (traslapes y sobre cargas), daños por piso blando “soft storey”, golpeteo entre edificios por falta de separación, daños por licuefacción de suelos.

Con los antecedentes anteriormente presentados, realizar un análisis estructural con variaciones de intensidad ligeras de PGA simbolizado mediante el factor Z que representa la máxima aceleración en el estrato competente en función de la gravedad (Palacios, 2022), tomando como referencia el mapa de amenaza sísmica de la Norma NEC, (2015) en estructuras de diferente altura, proporcionará información importante para la toma de decisiones en cuanto al diseño y construcción de edificaciones sismorresistentes. Mediante esta investigación, se busca contribuir al avance de la ingeniería sísmica y a la protección de la sociedad frente a futuros eventos sísmicos. Conjuntamente contribuir a la nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción 2024 ya que se indicarán las consecuencias representativas tanto en los diseños estructurales como en los costos de construcción que implican considerar variaciones en intensidad expresado en los espectros de respuesta.

Existen estudios en los que se ha propuesto diferentes mapas de amenaza sísmica como los que se indica en la **Tabla 1**. La utilización de cualquiera de ellos incide en el diseño estructural ya que los valores de aceleración en función de la gravedad (PGA) varían de un estudio a otro, por lo que es importante analizar la variabilidad de datos para establecer rangos de análisis y los efectos que se reflejan en el diseño estructural.

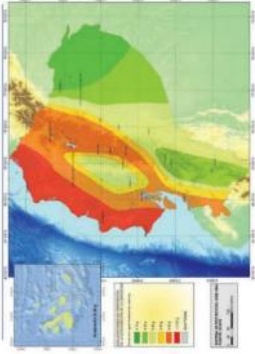
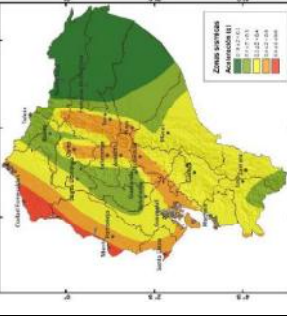
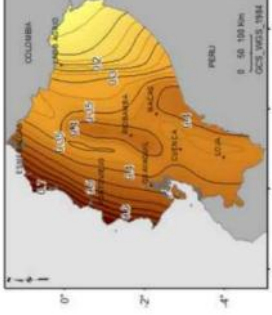
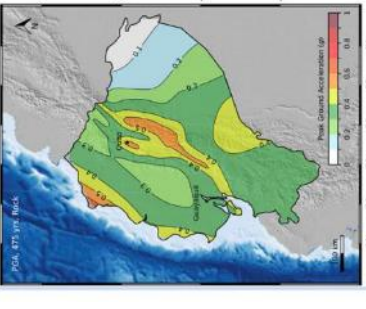
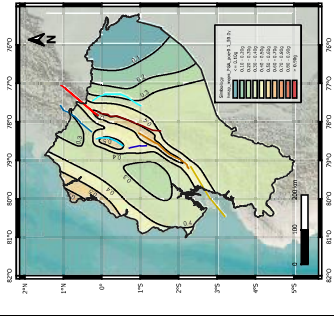
<p>NEC 2015</p> 	<p>NEC 2024</p> 	<p>PARRA 2016</p> 	<p>BEAUVAL 2018</p> 	<p>PALACIOS 2024</p> 	<p>(NEC,2015)</p>	<p>(NEC,2024)</p> <p>“En proceso”</p>	<p>(Parra, 2016)</p>	<p>(Beauval, 2018)</p>	<p>(Palacios et al. 2024)</p> <p>“En proceso”</p>
--	--	---	--	---	-------------------	---------------------------------------	----------------------	------------------------	---

Tabla 1: Propuestas de mapas de amenaza sísmica para el Ecuador con un período de retorno de 475 año

1.2 Planteamiento del problema

Esta investigación propone analizar y comparar de manera detallada el diseño estructural de edificaciones de diferentes alturas y tipologías estructurales , evaluando cómo variaciones específicas en la intensidad sísmica inciden en el dimensionamiento de los elementos estructurales por lo tanto en los costos directos de la construcción, este análisis permitirá tener en cuenta los impactos de las diferencias en los mapas de amenaza sísmica que se proponen actualmente y que servirán como insumo para la actualización de la norma de construcción ecuatoriana.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Evaluar y comparar el diseño estructural y costos de edificaciones de hormigón armado de distintas alturas frente a variaciones en la intensidad del PGA expresada en espectros de respuesta, mediante análisis estáticos equivalentes y modal espectral con el fin de verificar la incidencia de los diferentes mapas de amenaza sísmica.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Clasificar las tipologías estructurales del DMQ (Distrito Metropolitano de Quito) dentro de tres grupos de diferentes alturas a partir del estudio del modelo de exposición y mapa de vulnerabilidad propuesto por Chicaiza (2016).
- Realizar análisis estáticos equivalentes y modal espectral para diferentes valores de aceleración, focalizándose en el rango lineal de comportamiento a partir de la aplicación del cortante basal para analizar derivas, torsión en planta y el comportamiento modal de las estructuras a analizar.

- Desarrollar un análisis económico comparativo entre los tres grupos de alturas a partir del análisis de precios unitarios de los materiales de construcción utilizados en el diseño estructural.
- Concluir y comparar acerca del comportamiento estructural de las edificaciones sometidas a variaciones ligeras de intensidad para verificar la incidencia de los mapas de amenaza sísmica en el diseño estructural de las mismas.

1.4 Alcance

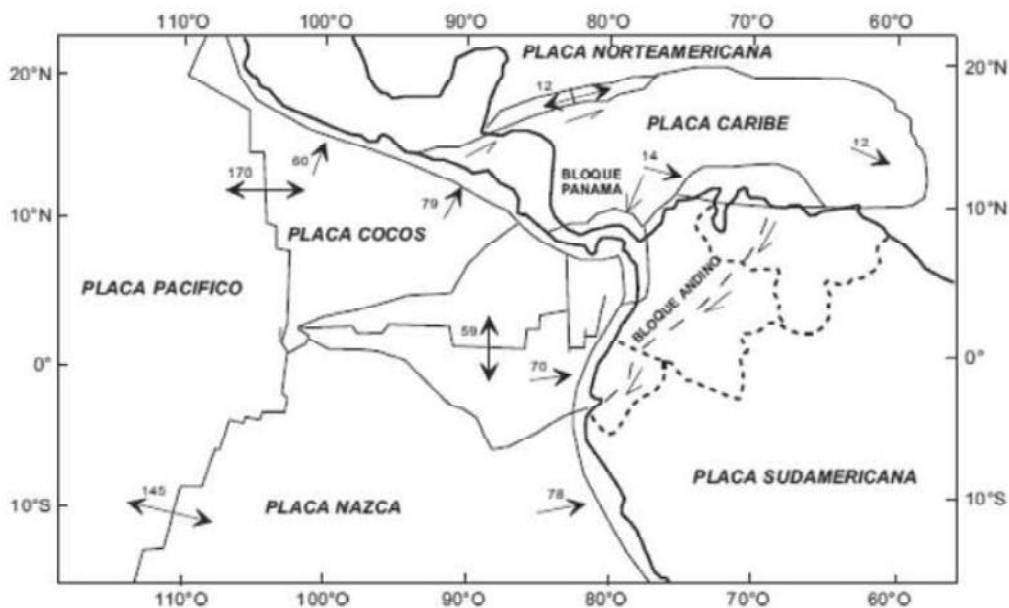
La investigación abarcará un análisis de la respuesta estructural de edificaciones de hormigón armado de pequeña, mediana y gran altura, considerando variaciones de PGA en el rango de 0.05g, a través de análisis estáticos equivalentes y modal espectral. Las variaciones de PGA hacen referencia al espectro de la NEC.

CAPÍTULO II: REVISIÓN DE LA LITERATURA

2.1 Alcance

Ecuador es un país sísmicamente activo, con movimientos originados en la zona de la corteza terrestre, que pueden ser conocidos como sismos corticales y otros que se originan en la zona de subducción, debido a la interacción entre placas tectónicas. Ecuador se encuentra dentro de un particular movimiento tectónico (Quinde, 2014).

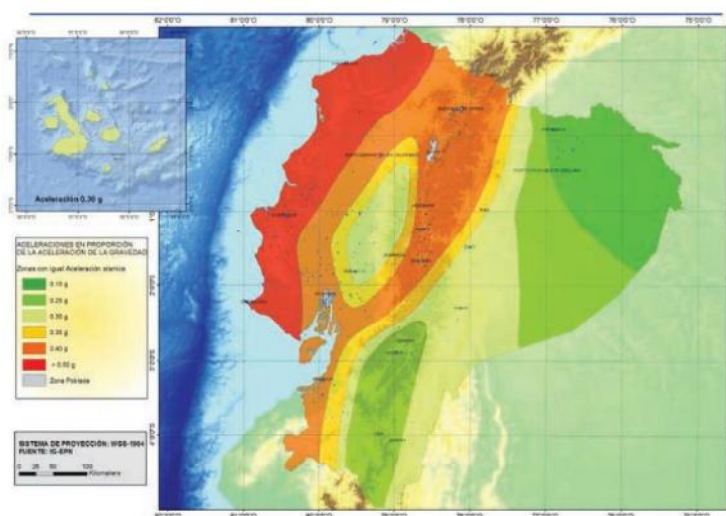
Como se indica en la **Figura 1**, un sector del territorio forma parte de la micro placa denominada “Bloque andino”, la cual pertenece a la placa sudamericana. Esta micro placa, se encuentra en una interacción entre las placas de Nazca, Cocos y Caribe. Por otra parte, la región sur del Ecuador, se encuentra en interacción entre la placa Sudamericana y la placa de Nazca. (Quinde, 2014).



*Figura 1: Representación de las placas tectónicas del Ecuador
Fuente: (Quinde, 2014)*

NEC 2015

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15 se presenta el mapa de peligro sísmico determinado mediante seis zonas sísmicas, caracterizado por el valor del factor de zona Z, de acuerdo a la **Figura 2**. 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 (NEC, 2015).



*Figura 2: Ecuador, zonas sísmicas y valor del factor de zona z
Fuente: (NEC, 2015).*

A continuación, en la **Tabla 2** se indican los valores del factor z de acuerdo a las zonas sísmicas caracterizadas en el mapa correspondiente de la **Figura 2**.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

*Tabla 2: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada
Fuente: (NEC, 2015).*

NEC 2024

En el borrador presentado en la NEC 24 el mapa de zonificación sísmica depende de las categorías de riesgos sísmico que se definen en la misma norma y que se indica a continuación. La Categoría de Diseño Sísmico (CDS) permite identificar restricciones a la aplicación de sistemas estructurales, restringir o flexibilizar requisitos de análisis, identificar los procedimientos requeridos cuando la edificación presenta irregularidades estructurales, entre otras aplicaciones.

Característica de la edificación	Ejemplos	Categoría de Riesgo
Edificaciones que representan un riesgo bajo para la vida humana en caso de falla	<ul style="list-style-type: none">• Instalaciones agrícolas• Ciertas instalaciones temporales.• Instalaciones de almacenamiento	I
Todas las edificaciones, excepto aquellas clasificadas con categorías de riesgo I, III y IV.	<ul style="list-style-type: none">• Residencias unifamiliares y bifamiliares que no clasifican dentro de NEC-SE-VIVIENDA• Edificios de oficinas, apartamentos, centros comerciales y otras estructuras con capacidad menor a 300 personas	II
Edificaciones cuya falla podría representar un riesgo sustancial para la vida humana. Edificaciones no incluidas en la categoría de riesgo IV, con potencial de ocasionar un impacto económico sustancial y/o interrupción masiva de la vida civil cotidiana en caso de falla. Edificaciones no incluidas en la categoría de riesgo IV (incluyendo, pero no limitado a las instalaciones que fabrican, procesan, manipulan,	<ul style="list-style-type: none">• Edificios de oficinas, apartamentos, centros comerciales y otras estructuras con capacidad entre 300 y 5000 personas• Museos, iglesias.• Centros de almacenaje y abastecimiento de alimentos y productos de primera necesidad.• Todos los centros de educación: inicial, primaria, secundaria y superior.• Edificios públicos que requieren operar continuamente.• Centros de privación de libertad y reformatorios• Albergues y centros de cuidado de adultos mayores.• Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de servicios públicos no incluidos en la Categoría IV	III

<p>almacenan, usan o eliminan sustancias tales como combustibles, productos químicos peligrosos, desechos peligrosos o explosivos de cualquier tipo) que contienen sustancias tóxicas o explosivas.</p>		
<p>Edificaciones designadas como instalaciones esenciales.</p> <p>Edificaciones cuyo colapso podría representar un peligro sustancial para la comunidad.</p> <p>Edificaciones que contienen cantidades importantes de sustancias altamente tóxicas</p> <p>Edificaciones necesarias para mantener la funcionalidad de otras estructuras de la categoría de riesgo IV.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Edificios y otras estructuras con capacidad mayor a 5000 personas. • Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. • Instalaciones de bomberos, rescates, ambulancias y estaciones de policía y garajes para vehículos de emergencia • Refugios de emergencia designados para terremotos, huracanes u otros • Centros de preparación, comunicación y operación para emergencias y otras instalaciones requeridas para la respuesta de emergencia • Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de servicios públicos requeridas en una emergencia • Estructuras auxiliares (que incluyen, entre otras, torres de comunicación, tanques de 22 almacenamiento de combustible, torres de enfriamiento, estructuras de subestaciones eléctricas, tanques de almacenamiento de agua y bombeo contra incendios u otras estructuras que alberguen o soporte 	<p style="text-align: center;">IV</p>

agua,
u otro material o equipo de extinción de incendios) requeridos para la operación de estructuras de Categoría IV durante una emergencia

- Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de aeronaves de emergencia
- Estructuras estratégicas (centros de control de presas y embalses, plataformas y refinerías petroleras, entre otros)
- Edificios y otras estructuras que tienen funciones críticas de defensa nacional (centros de planificación y toma de decisiones del gobierno, Fuerzas Armadas y Policía Nacional).

Tabla 3: Categorías de Riesgo Sísmico - NEC 2024
Fuente: (NEC,2024)

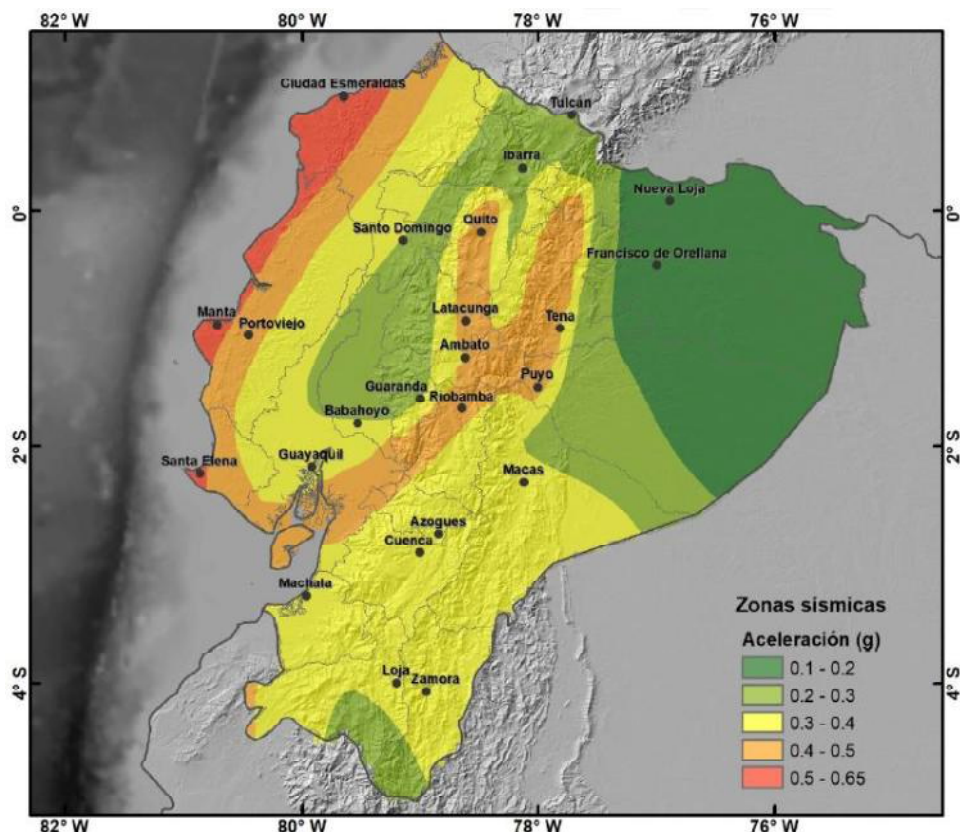


Figura 3: Zonificación Sísmica
Fuente: (NEC, 2024)

Zona	Coeficiente Z
Sísmica	(fracción de la gravedad)
I	$0.1 \leq Z < 0.2$
II	$0.2 \leq Z < 0.3$
III	$0.3 \leq Z < 0.4$
IV	$0.4 \leq Z < 0.5$
V	$0.5 \leq Z < 0.65$

Tabla 4: Zonas Sísmicas
Fuente: (NEC, 2024)

PARRA 2016

En este estudio se da a conocer que el parámetro considerado de manera habitual era la intensidad macrosísmica que se refiere a la intensidad de un terremoto en un sitio específico esto debido a la escasez de acelerogramas en los años 80. Una vez que ya se generalizó el cálculo de la peligrosidad en términos de PGA se utilizaban estos valores resultantes juntamente con formas espectrales para deducir los espectros de respuesta que serán utilizados en el diseño sismorresistente de las estructuras.

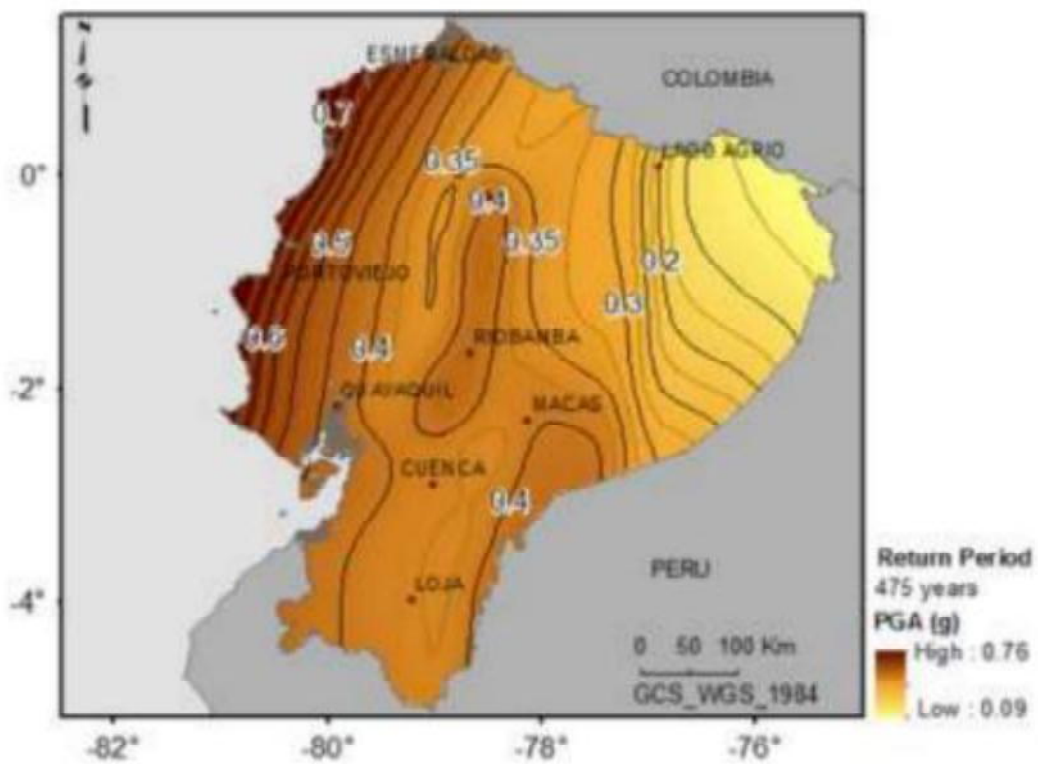
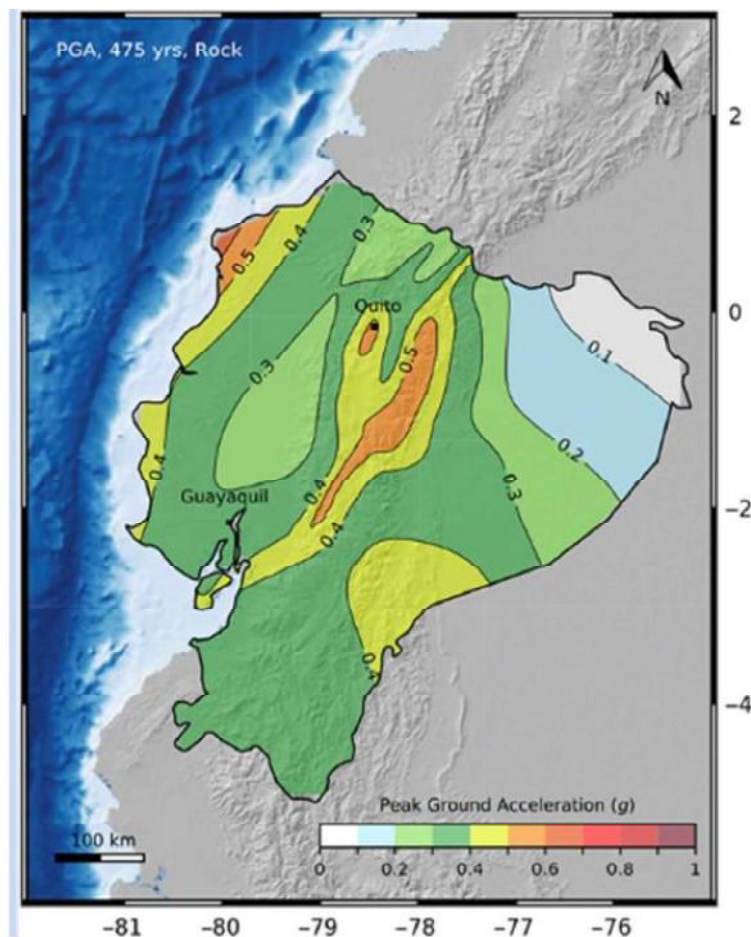


Figura 4: Mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador en términos de PGA para período de retorno de 475 años

Fuente: (Parra, 2016).

BEAUVAL 2018

De acuerdo con [Beauval et. al \(2018\)](#) se propone un nuevo modelo de amenaza sísmica para Ecuador en el cual se presenta el mapa de amenaza sísmica para la aceleración pico efectiva (PGA) promedio para un período de retorno de 475 años (10% de probabilidad de excedencia en 50 años) en roca ($V_{s30} = 760\text{m/s}$). En donde los valores más altos de PGA se encuentran a lo largo de la costa en la región noroeste (mayores de 0.5g). Los valores más altos (superiores a 0.4g) están presentes en la Cordillera. Los valores más bajos se ubican en la región nororiental. Para el Distrito Metropolitano de Quito se esperan aceleraciones del orden de 0.5g . ([Calderón, et al., 2022](#)).



*Figura 5: Mapa de aceleración pico-efectiva (PGA) promedio para el 10% de excedencia en 50 años en roca ($V_{s30}=760\text{ m/s}$)
Fuente: (Beauval et al. ,2018)*

A continuación, se analizan los cinco mapas propuestos para análisis de este estudio indicados anteriormente en la **Tabla 1** con los datos correspondientes a las ciudades importantes del país considerando los valores de PGA en función de la gravedad.

Población	Parroquia	Cantón	Provincia	NEC 15	NEC 24	PARRA 2016	BEAUVAL 2018	PALACIOS 2024
Cuenca	Cuenca	Cuenca	Azuay	0.25	0.3	0.4	0.4	0.4
Huaca	Huaca	San Pedro de Huaca	Carchi	0.4	0.35	0.35	0.3	0.4
Esmeraldas	Esmeraldas	Esmeraldas	Esmeraldas	0.5	0.6	0.7	0.6	0.5
Guayaquil	Guayaquil	Guayaquil	Guayas	0.4	0.35	0.4	0.4	0.4
Atuntaqui	San Jose de Chaltura	Antonio Ante	Imbabura	0.4	0.3	0.35	0.4	0.4
Portoviejo	Portoviejo	Portoviejo	Manabí	0.5	0.4	0.5	0.4	0.4
Quito	Pomasqui	Quito	Pichincha	0.4	0.45	0.4	0.5	0.5

Tabla 5: Valores de PGA de las principales ciudades del país de acuerdo con los diferentes mapas de amenaza sísmica analizados en este estudio

Los valores correspondientes a cada ciudad dependiendo del mapa de amenaza sísmica analizado se identifican variaciones en algunos casos ligeras como es el caso de la ciudad de Guayaquil sin embargo en la ciudad de Esmeraldas se evidencia una notoria variación entre la propuesta de Parra (2016) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015).

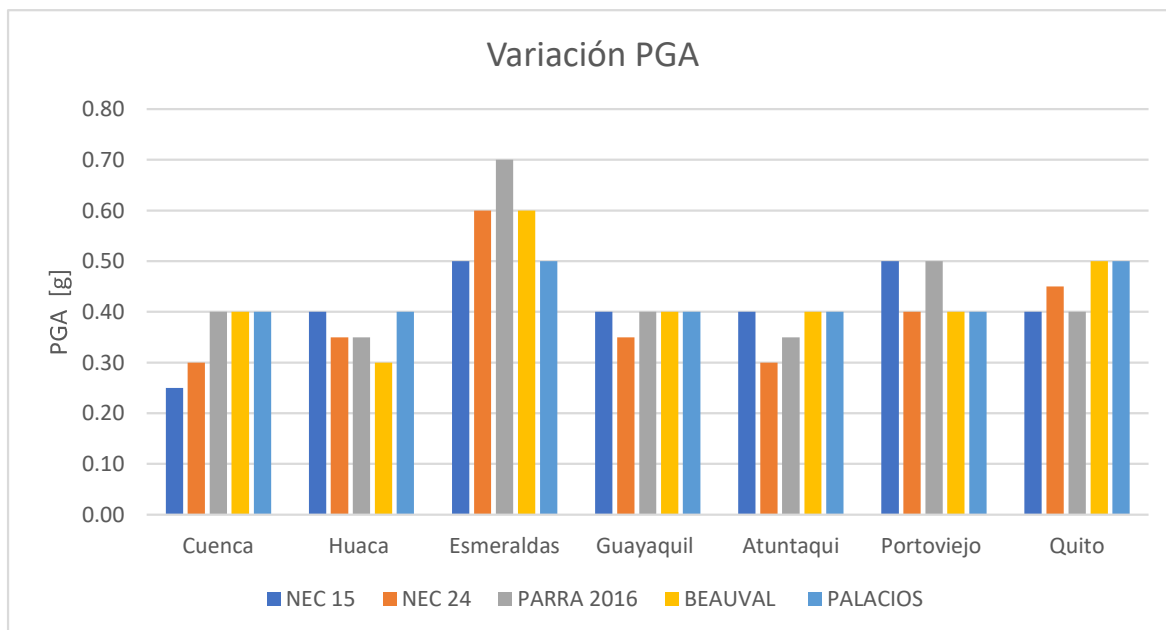


Ilustración 1: Variación de los valores de PGA en las principales ciudades del país

A continuación, se realiza el análisis de la variación que existe de las cuatro propuestas respecto a la NEC15 demostrando que hay variaciones ligeras y otras variaciones importantes dependiendo de la ciudad como se puede observar en la **Tabla 6**.

Aceleración en función de la gravedad		% Variación respecto a NEC 15			
Población	NEC 15 [g]	NEC 24	PARRA 2016	BEAUVAL 2018	PALACIOS 2024
Cuenca	0.25	20.0%	60.0%	60.0%	60.0%
Huaca	0.40	-12.5%	-12.5%	-25.0%	0.0%
Esmeraldas	0.50	20.0%	40.0%	20.0%	0.0%
Guayaquil	0.40	-12.5%	0.0%	0.0%	0.0%
Atuntaqui	0.40	-25.0%	-12.5%	0.0%	0.0%
Portoviejo	0.50	-20.0%	0.0%	-20.0%	-20.0%
Quito	0.40	12.5%	0.0%	25.0%	25.0%

Tabla 6: Variación de los valores de PGA con respecto a la NEC 15

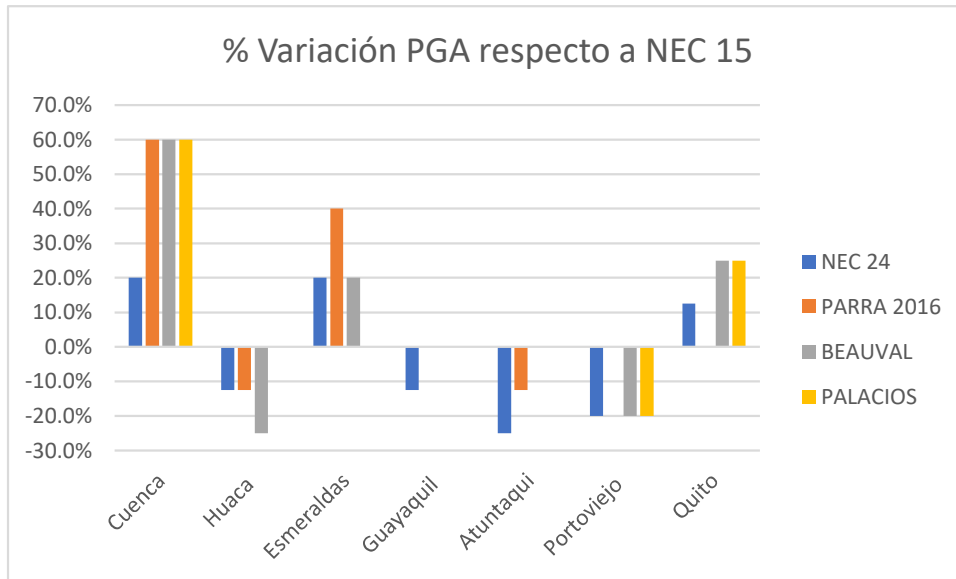
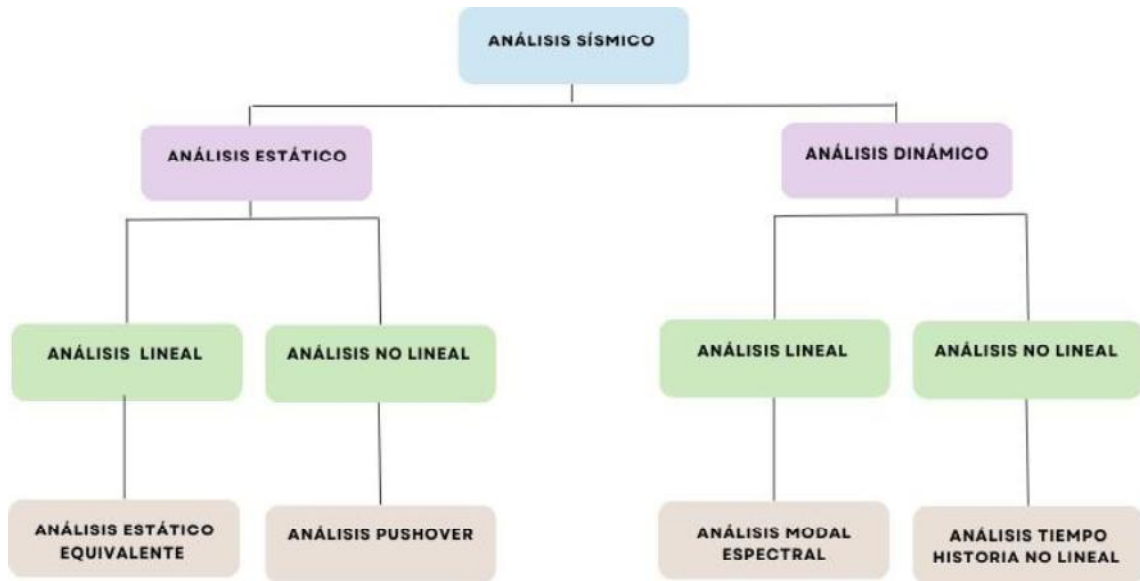


Ilustración 2: Variación de los valores de PGA con respecto a la NEC 15

Al analizar los mapas de peligro sísmico propuestos en la [NEC \(2015\)](#), [NEC \(2024\)](#), [Parra \(2016\)](#), [Beauval et al. \(2018\)](#), y [Palacios \(2024\)](#) se identifican variaciones en la intensidad PGA en las ciudades analizadas. Además, en los mapas de amenaza sísmica se identifican las zonas sísmicas de acuerdo con el PGA de una forma distinta en cada uno de ellos por lo tanto para el presente estudio para analizar las variaciones de intensidad se tomará como referencia el mapa propuesto por la NEC 15 con el fin de obtener conclusiones importantes para aportar en la elaboración de los mapas de amenaza sísmica que componen la propuesta de la Norma Ecuatoriana de Construcción del año 2024.

2.2 Fundamentos Teóricos



*Ilustración 3: Análisis Sísmico para una estructura
Fuente: (Faiz & Kumar, 2023)*

2.2.1 Análisis estático equivalente

El análisis estático lineal de estructuras implica dos conceptos fundamentales. El primero se refiere a la manera en que se distribuyen las cargas a lo largo de la altura del edificio, mientras que el segundo se relaciona con el comportamiento de los elementos dentro de un rango lineal. Los análisis lineales tienden a carecer de precisión cuando se aplican a edificaciones con irregularidades o cuando se genera torsión en la planta. La distribución de las fuerzas se realiza mediante un pseudo sismo, cuya magnitud se calcula considerando las condiciones específicas de la zona, el peso efectivo de la edificación y su período fundamental. Todos estos parámetros pueden determinarse mediante tablas y ecuaciones que se encuentran en las normativas; en la [NEC \(2015\)](#), esta carga generada por el pseudo sismo que recibe el nombre de cortante basal ([ASCE 41-17, 2017](#)).

El método del análisis de fuerzas estáticas se basa en simplificaciones para el análisis de estructuras considerándola como un cuerpo rígido e indeformable desplazándose de manera horizontal. En este método las solicitaciones sísmicas son modeladas como fuerzas estáticas aplicados en toda la altura del edificio (Delaloye, 2009).

Este método de análisis puede utilizarse en estructuras regulares e irregulares de hasta tres plantas sin embargo este método se considera efectivo en edificios regulares cuando la altura del edificio es inferior a 50m y en edificios irregulares además de cumplir el requisito que debe ser inferior a 50 m la irregularidad en planta no debe ser significativa. (Faiz & Kumar, 2023). En la presente investigación los modelos analizados son estructuras regulares, la irregularidad en planta no es un parámetro sujeto a variación por lo que este método se aplica a todas las tipologías que se detallan posteriormente a ser analizadas.

2.2.2 Análisis modal espectral

El análisis sísmico de edificios con comportamiento lineal elástico puede realizarse mediante diversos métodos, siendo uno de ellos el análisis modal espectral. Este enfoque se utiliza para determinar los desplazamientos y esfuerzos máximos en una estructura, descomponiendo el sistema estructural en sus distintos modos de vibración. Cada modo es analizado de forma individual aplicando un espectro de diseño, y posteriormente, las respuestas máximas de todos los modos se combinan para obtener la respuesta global máxima de la estructura (Ríos, 2021).

El análisis modal espectral es una técnica fundamental en la ingeniería estructural para evaluar las respuestas estáticas y dinámicas de los modos de vibración de un sistema. Una vez obtenidos los aportes individuales de cada modo, estos se combinan utilizando métodos específicos como el CQC, según [Moncada \(2015\)](#), permitiendo obtener valores máximos probables de parámetros de interés, aunque las fuerzas resultantes no garantizan el equilibrio estático de la estructura. Este método, como señalan [Cali y Peralta \(2019\)](#), es clave para estimar desplazamientos y fuerzas en los elementos estructurales, asegurando que las edificaciones cumplan con los niveles de desempeño requeridos frente a sismos. Su aplicación exige conocer previamente los modos y frecuencias naturales del sistema, definidos por los valores ω_i y Φ_i , según se detalla en el manual de Ingeniería Sísmica ([Prato et al., 2015](#)).

2.2.3 Análisis económico

El análisis económico en el presente estudio se centra en el análisis del presupuesto que requiere cada tipología estructural y como fluctúa el mismo dependiendo la variación de PGA aplicado a las estructuras de baja, mediana y gran altura que se pretenden analizar. Es por ello que resulta imprescindible analizar los costos en la construcción, y el análisis de precios unitarios que se define en la sección de anexos, para brindar un enfoque integral entre el análisis estructural y el análisis económico que es en lo que se basa la presente investigación.

De acuerdo a [Calderón \(1995\)](#) una de las necesidades básicas del país es la vivienda en todos los estratos sociales. La preocupación del Gobierno y de las compañías constructoras es la de ofrecer soluciones dentro de las mejores condiciones económicas y sociales posibles. Cuando se plantea la construcción de una edificación es necesario conocer y evaluar su costo, partiendo de la elaboración del presupuesto. Para garantizar la confiabilidad de este presupuesto es básico conocer la manera como se componen los precios unitarios, y la influencia de todos los factores que de una u otra forma intervienen en los elementos que constituyen los costos de construcción.

A continuación, se presenta una infografía sobre los aspectos fundamentales tanto en el ámbito económico, social de acuerdo a GEM en el que se detalla el costo de reconstrucción en caso de terremotos a través de indicadores de riesgo en el sector tanto residencial, comercial e industrial y se puede evidenciar que en sector residencial es en donde se detectan las mayores pérdidas y de acuerdo a las regiones la provincia de Pichincha sobresale con \$739.4 millones de dólares.

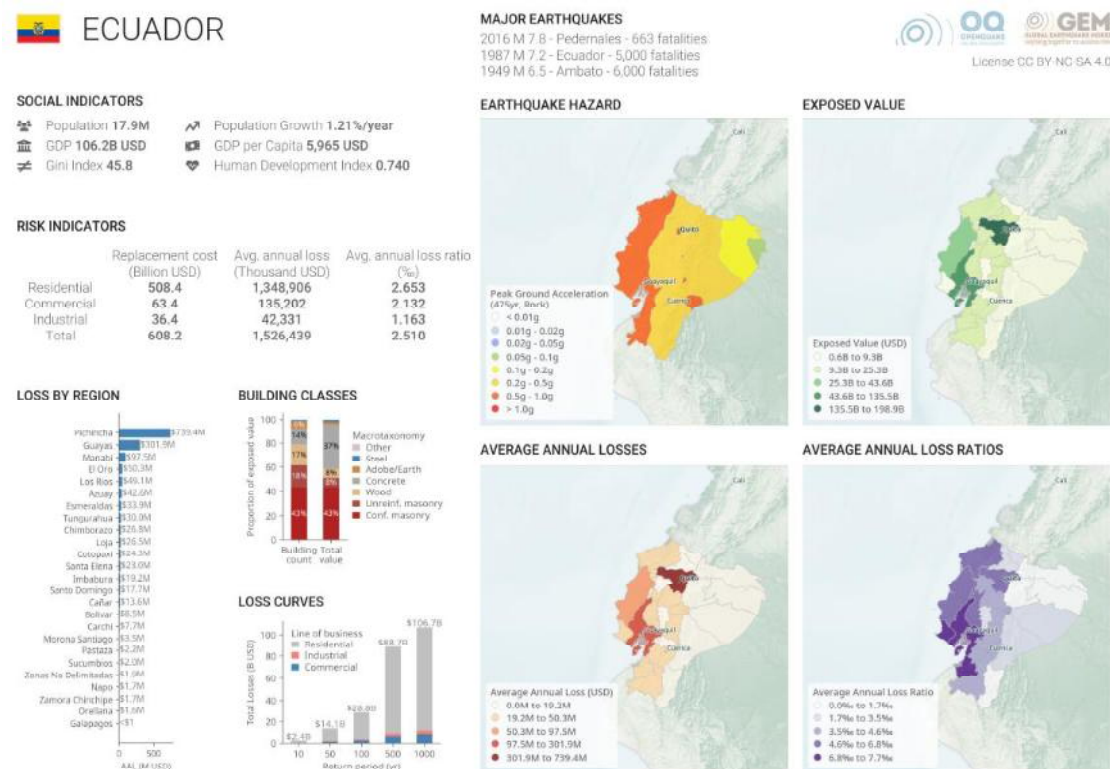


Ilustración 4: Infografía Amenaza Sísmica en Ecuador
 Fuente: (Silva et al., 2023)

2.2.4 Amenaza Sísmica

La amenaza sísmica se puede entender con base en sus dos objetivos fundamentales: encontrar los parámetros del movimiento del suelo a partir del efecto de un terremoto; y el segundo radica en la elaboración de mapas de zonificación sísmica de un área geográfica en particular. Y esta se utiliza para describir la severidad del movimiento del suelo en un sitio independientemente de las consecuencias que estas se puedan generar; mientras que el riesgo sísmico se refiere a las consecuencias que se producen debido a la amenaza (Mora, 2022).

2.2.5 Vulnerabilidad

La vulnerabilidad sísmica corresponde a la predisposición intrínseca de una estructura o se de sus elementos a ser susceptibles de sufrir daño o pérdida total de su funcionalidad ante la ocurrencia de un evento sísmico determinado (Fernández, 2017). En la actualidad en las zonas potencialmente sísmicas existen estructuras con una elevada vulnerabilidad ya que su método constructivo no sigue las especificaciones de diseño sismorresistente (Vargas et al., 2013).

En base al estudio realizado por Valverde et. al (2001) en el estudio de “Microzonificación Sísmica de los suelos del Distrito Metropolitano de Quito” menciona que la amenaza y la vulnerabilidad sísmica son factores que definen el riesgo sísmico. Ya que la amenaza sísmica se define como la probabilidad que durante un período de tiempo y en lugar determinado ocurra un sismo que ocasione daños. Mientras que la vulnerabilidad de una estructura ante la amenaza sísmica, es el posible grado de daño a las estructuras a causa de la ocurrencia de un movimiento sísmico del suelo. Ambos factores son cuantitativos y cualitativamente altos en la ciudad de Quito, pero únicamente la vulnerabilidad de las estructuras es un factor factible de reducir.

La reducción de la vulnerabilidad sísmica de Quito debe tener un tratamiento multidisciplinario, que involucre tanto a gremios profesionales, políticos como a la sociedad en general. La disminución de la vulnerabilidad sísmica debe empezar por la concientización de la sociedad de los reales peligros o riesgos que posee la ciudad ante la ocurrencia de un gran terremoto.

La necesidad de reducción de la vulnerabilidad de las estructuras ante un terremoto, obliga al ingeniero civil a emplear todas las herramientas posibles para mejorar el comportamiento de las estructuras para el sismo de diseño.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1 Propuestas de amenaza sísmica para el Ecuador

3.1.1 PROPUESTA NEC 2015

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece en su capítulo de Peligro Sísmico , sección 4.4 , la filosofía de diseño que consta en cumplir requisitos que se detallan a continuación :

a. Seguridad de vida – condición de resistencia. - Para cumplir este requisito se realiza la verificación que todas las estructuras con su correspondiente cimentación no sobrepase ningún estado límite de falla. Es decir que los esfuerzos de compresión, tracción, corte, torsión y flexión dependiendo del elemento que se analice son inferiores al factor de resistencia.

b. Limitación de daños – deformaciones

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

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

Tabla 7: Límite de deriva inelástica NEC-15
Fuente: (NEC, 2015)

c. Ductilidad

Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad (verificar deformaciones plásticas) o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

Además, en el Capítulo 3 de la Norma NEC se analiza el peligro sísmico del Ecuador, por lo que se identifican las zonas sísmicas dividiéndose en seis, caracterizada por el valor del factor de zona “z” que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, como lo menciona la misma norma. Mediante el mapa que se indica en la **Figura 6** todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta. El mapa de zonificación sísmica del país es el resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años es decir para un período de retorno de 475 años, que se satura con valor de 0.50g correspondientes a los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano como lo menciona la NEC 15 en el capítulo de Peligro Sísmico pág 27.

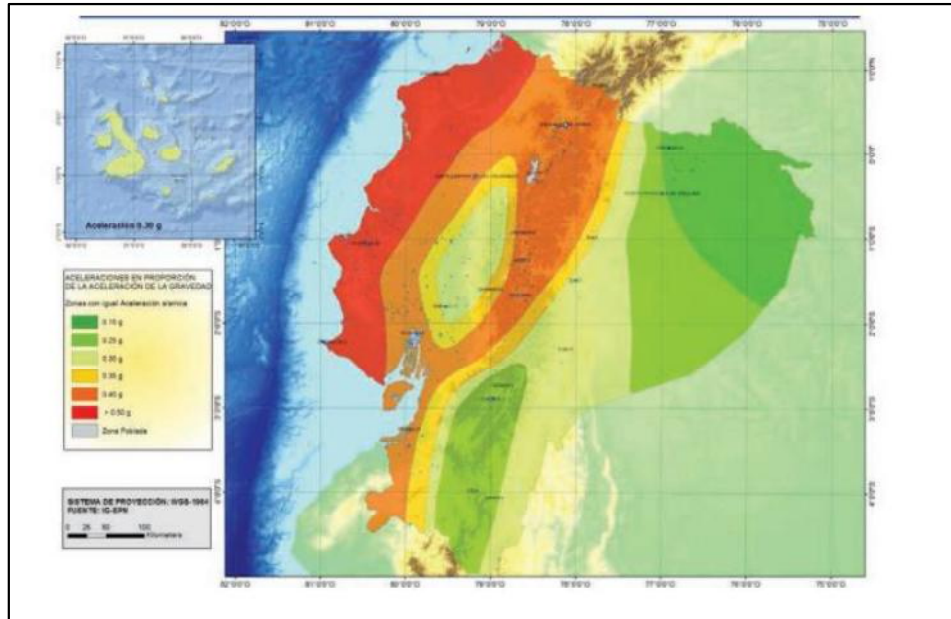


Figura 6: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z
Fuente: (NEC, 2015)

El valor z depende de la zona sísmica a la cual pertenece de acuerdo con la tabla que se indica a continuación:

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 8: Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada
Fuente: (NEC, 2015)

3.1.2 PROPUESTA NEC 2024

En el año 2024 con el afán de actualizar la Norma Ecuatoriana de la Construcción existente que cuyo registro oficial se realiza en el año 2015 y de acuerdo a la página web del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda se encuentran los capítulos de la NEC con actualización 2023 se elabora el borrador de la NEC 2024 el cual ha sido difundido a la comunidad estudiantil y científica además dirigida a los profesionales de la construcción con el objetivo de socializar la nueva propuesta que conlleva varios cambios significativos a considerar, no solo en el diseño estructural si no también en la filosofía de diseño sismorresistente las cuales han sido adoptadas con criterios técnicos en favor de la seguridad estructural de las edificaciones y de la vida de los ecuatorianos.

“La NEC-SE-DS constituye un documento de permanente actualización que busca reducir el riesgo sísmico a niveles aceptables para el contexto ecuatoriano. La NEC-SE-DS es necesaria para el diseño sismorresistente de edificaciones y sus componentes no estructurales” (NEC, 2024).

A diferencia de la NEC 15 en la nueva propuesta NEC 2024 se identifican Categorías de Riesgo Sísmico que dependen de las características de la edificación, las cuales se detallaron en el capítulo II de la presente investigación. Las categorías de riesgo sísmico son relevantes ya que de estas dependen la clasificación de la zonificación sísmica, los límites de las derivas y el factor de importancia.

En cuanto a la zonificación sísmica realizada en la propuesta NEC 24 se distribuyen en cinco zonas sísmicas de igual forma caracterizadas por el factor z . Los valores se proponen mediante rangos de 0.1g y el valor máximo al que está saturado es de 0.6g que corresponde al extremo de la zona costera del país y existe una diferente distribución de los valores de aceleración pico en la región sierra comparada con los valores propuestos en la NEC 15.

Para las edificaciones con categoría de riesgo I o II, la demanda sísmica se define al igual que en la NEC 15 con el factor Z que representa la aceleración máxima en roca con una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años equivalente a un período de retorno de 475 años.

La **Figura 7** establece franjas del valor de Z, con valores límite establecidos en la **Tabla 9**.

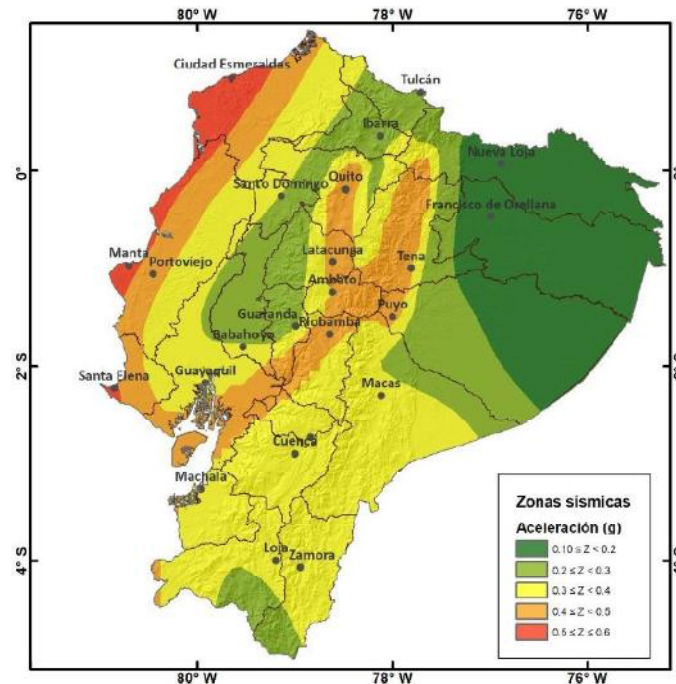


Figura 7: Mapa de zonificación sísmica propuesta NEC 24
Fuente: (NEC, 2024)

Zona Sísmica	Coficiente Z (fracción de la gravedad)
I	$0.1 \leq Z < 0.2$
II	$0.2 \leq Z < 0.3$
III	$0.3 \leq Z < 0.4$
IV	$0.4 \leq Z < 0.5$
V	$0.5 \leq Z < 0.65$

Tabla 9: Zonas Sísmicas - Mapa de Amenaza Sísmica NEC 24
Fuente: (NEC, 2024)

Factor de importancia

La metodología de diseño sismorresistente en la NEC 24 propone el factor de importancia dependiendo de la categoría de sísmico de acuerdo con la **Tabla 10**. Destacando que este factor se utilizará únicamente en el diseño estructural mientras que para la evaluación del desempeño se propone construir espectros que sean consistentes con el nivel de amenaza sísmica que se requieran para cumplir los objetivos de desempeño.

Categoría de Riesgo	Factor de Importancia Sísmica, Ie
I	1
II	1
III	1.25
IV	1.5

*Tabla 10: Factor de Importancia de acuerdo a la categoría de riesgo sísmico
Fuente: (NEC, 2024)*

Límite de la Deriva Inelástica de Piso

En la **Tabla 11** se establecen los límites de la deriva inelástica máxima para cualquier piso, estos valores se expresan como una relación entre el desplazamiento lateral máximo del entrepiso y la altura del mismo.

Estructura	Categoría de Riesgo		
	I o II	III	IV
Sistema de resistencia a carga sísmica en edificaciones con paredes interiores flexibles, constituidas por perfiles livianos de acero o madera y recubiertos con paneles de yeso, fibrocemento, o similar.	0.018	0.015	0.012
Sistemas de resistencia a carga sísmica en edificaciones con paredes interiores rígidas de bloque de cemento, hormigón, o de ladrillo de arcilla.	0.015	0.012	0.01
Pórticos resistentes a momento constituidos por vigas de acero y columnas tubulares de acero rellenas de hormigón, con cualquier tipo de divisiones interiores	0.01	N.P	N.P

N.P = No Permitido

*Tabla 11: Límite de deriva inelástica de piso
Fuente: (NEC, 2024)*

Categorías de Diseño Sísmico

En la norma NEC 24 se restringen o flexibilizan los requisitos de análisis mediante las categorías de riesgo sísmico que definen las restricciones a la aplicación de sistemas estructurales de acuerdo a la siguiente tabla:

Criterio	Categoría de Diseño Sísmico (CDS)
$Z Fa < 0.33$	C
$0.33 \leq Z Fa < 0.52$	D
$Z Fa > 0.52$ Edificaciones dentro de la categoría de riesgo IV	EF

*Tabla 12: Categoría de Diseño Sísmico
Fuente: (NEC, 2024)*

3.1.3 PROPUESTA PARRA 2016

En base a la propuesta de Parra (2016) para un período de retorno de 475 años, la PGA alcanza los valores máximos de 0.76 g en la zona de la península de Esmeraldas y 0.4g en la Región Interandina y al sureste ecuatoriano. Al avanzar hacia el oriente la PGA decrece hasta valores menores a 0.15g.

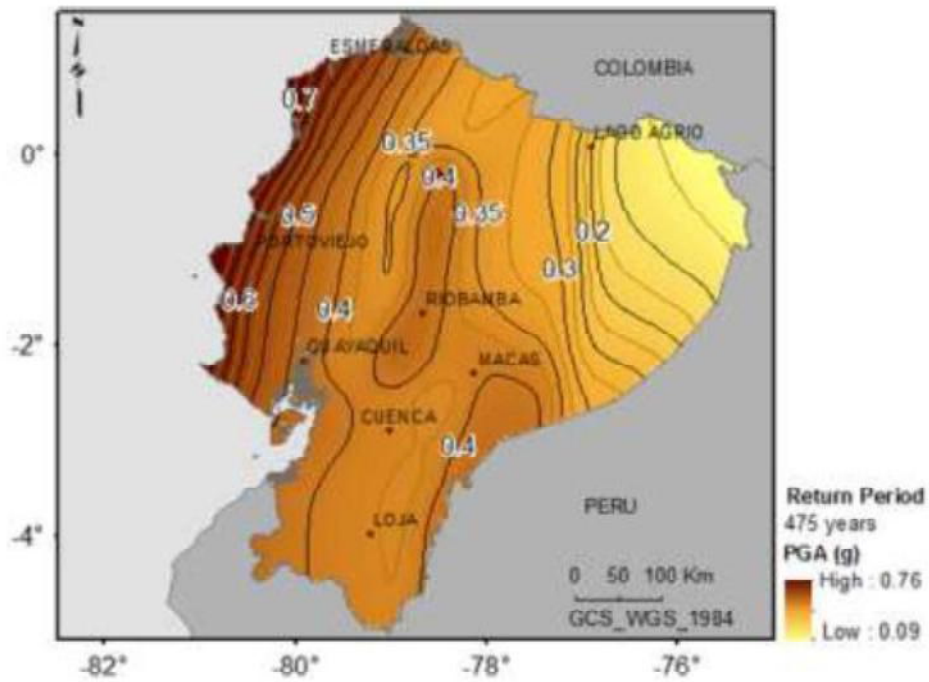


Figura 8: Mapa de zonificación sísmica Ecuador propuesta Parra 2016

Fuente: (Parra, 2016)

3.1.4 PROPUESTA BEAUVAL 2018

De acuerdo con Beauval et. al (2018) se propone un nuevo modelo de Riesgo Sísmico para Ecuador en el cual se presenta el mapa de amenaza sísmica para la aceleración pico efectiva (PGA) promedio para un período de retorno de 475 años (10% de probabilidad de excedencia en 50 años) en roca ($V_{s30} = 760\text{m/s}$). En donde los valores más altos de PGA se encuentran a lo largo de la costa en la región noroeste (mayores de 0.5g). Los valores más altos (superiores a 0.4g) están presentes en la Cordillera. Los valores más bajos se ubican en la región nororiental. Para el DMQ se esperan aceleraciones del orden de 0.5g (Calderón, et al., 2022).

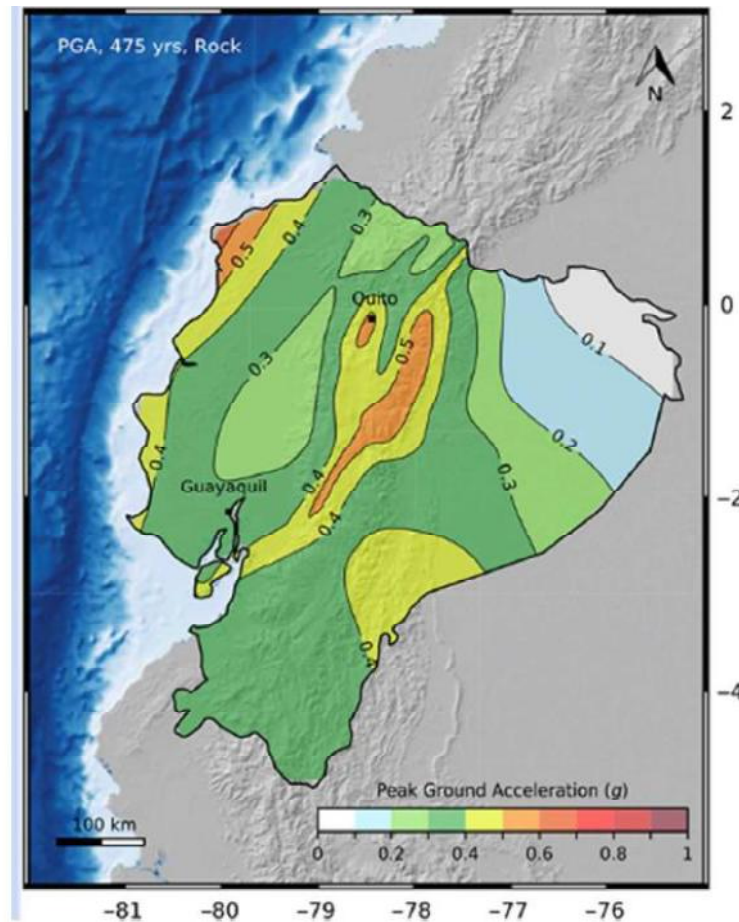


Figura 9: Mapa de zonificación sísmica propuesta Beauval 2018
Fuente: Beauval et. al (2018)

3.1.5 PROPUESTA PALACIOS 2024

En base al mapa de riesgo sísmico presentado por [Palacios et al. \(2024\)](#) en su estudio denominado “Propuesta de modelo de amenaza sísmica 2024 y Herramienta de Desagregación utilizando modelo probabilista” se observan diez intervalos de valores de PGA siendo el valor más alto de 0.6g. Y en la zona costera del país se identifica valores de 0.6g.

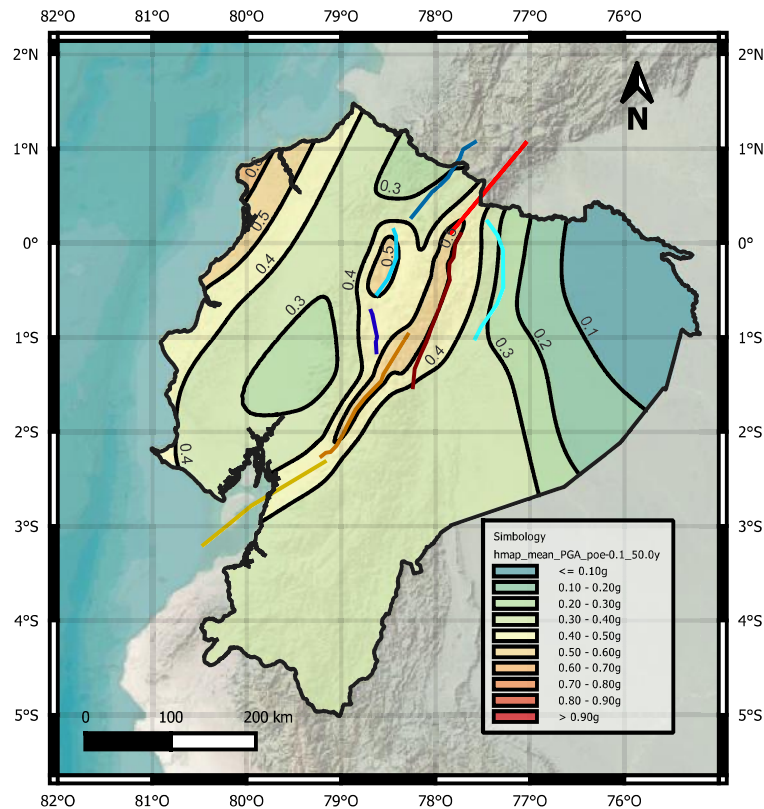


Figura 10: Mapa de zonificación sísmica propuesta Palacios 2024

Fuente: Palacios, 2024

Al analizar los mapas de peligro sísmico propuestos por [Beauval et al. \(2018\)](#) y la NEC, (2015) se identifican las zonas sísmicas de acuerdo al PGA de una forma distinta en cada uno de ellos por lo tanto para el presente estudio para analizar las variaciones de intensidad se tomará como referencia el mapa propuesto por la NEC 15 con el fin de obtener conclusiones importantes para aportar en la elaboración de los mapas de amenaza sísmica que componen la propuesta de la Norma Ecuatoriana de Construcción del año 2024.

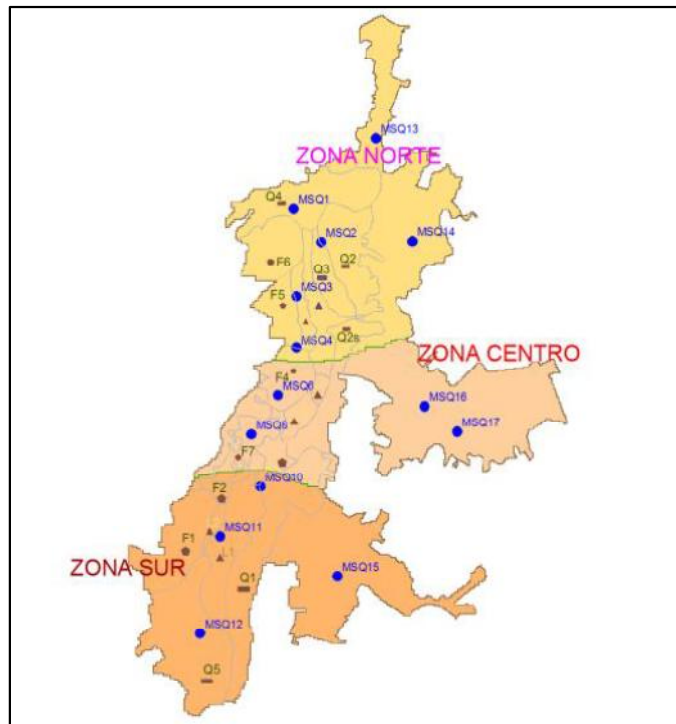
3.2 Tipo de suelo

Los efectos de un terremoto están determinados por diversos factores, como su intensidad (PGA), la profundidad de su origen (foco o hipocentro), la proximidad del epicentro a las áreas impactadas, las características locales del suelo (factores de sitio) y el tipo de construcción de las infraestructuras, incluyendo viviendas, edificios, carreteras, ferrocarriles, redes de servicios y tuberías, es decir, la tipología de las estructuras (Ayala et al., 2017). Siendo el factor de sitio un parámetro que influye en la caracterización de los movimientos sísmicos (J. Hidalgo, 2013), por ende, en los mapas de amenaza sísmica; se identifica el tipo de suelo a utilizar en la presente investigación mediante datos sobre microzonificación sísmica en la ciudad de Quito ya que el parámetro a variar para identificar los resultados únicamente corresponde a la intensidad de los movimientos sísmicos mediante el PGA en función de la gravedad.

De acuerdo con el Reporte Técnico producido en el contexto del proyecto TREQ denominado “Evaluación del riesgo sísmico para el Distrito Metropolitano de Quito” Calderón et al. (2022) indica que en la ciudad se han realizado numerosos estudios relacionados con la microzonificación sísmica desde la década de 1990 (por ejemplo, EPN et al., 1994; Guéguen, 1997; ERN, 2012; León, 2018). Para el proyecto TREQ se utilizaron los datos geotécnicos y la zonificación propuesta por ERN (2012),

En 2011, un equipo de consultores de diferentes países, entre ellos Omar Darío Cardona (Colombia), Mario Ordaz (México), Alex Barbat (España) y Roberto Aguiar (Ecuador), se unió para formar parte de ERN (Evaluación de Riesgos Naturales) de Colombia, bajo la dirección de Luis Yamin. Su labor principal fue llevar a cabo la Microzonificación Sísmica de Quito. Como primer paso, recopilaron los estudios realizados por la EPN en 1994 y 2002. Además, obtuvieron una considerable cantidad de información proveniente de análisis de suelos realizados por ingenieros estructurales para el diseño de edificios altos y de estudios previos para el Metro de Quito (2010-2011). Con toda esta información, identificaron los puntos de la

ciudad donde era necesario realizar nuevos estudios de suelos, los cuales se muestran en la figura siguiente (Aguiar, 2013).



*Figura 11: Ubicación de los puntos de estudios de suelo, realizados por ERN (2012)
Fuente: (Aguiar, 2013)*

En cada uno de estos lugares se llevaron a cabo pruebas de: Penetración Estándar y de Refracción Sísmica. Con las muestras recolectadas, se llevaron a cabo más ensayos cotidianos como el corte directo, triaxial cíclico y columna resonante. De esta manera, se obtuvo información relevante para establecer los factores de amplificación dinámica de los suelos, proporcionando valores de velocidad de la onda de corte, períodos de vibración de los suelos, entre otros. A partir de un ensayo de penetración estándar se puede conocer en forma aproximada la resistencia del suelo; la velocidad de la onda de corte y la rigidez del suelo; por este motivo se presenta los resultados que se obtuvieron en el estudio realizado por ERN, con toda la base que acopiaron, indicada en la **Figura 12**.

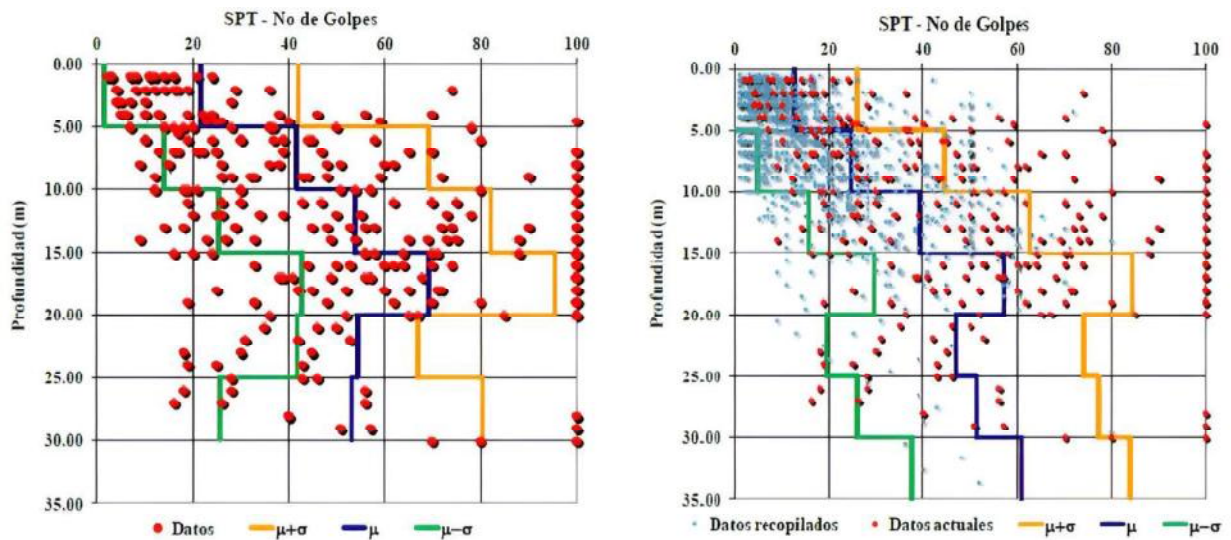


Figura 12: Ensayos SPT realizados y acopiados por ERN
Fuente: (Aguiar,2013)

En la **Figura 13** se presenta los resultados de las velocidades de la onda de corte encontrados por ERN (2012) en varios puntos de Quito . En forma general se puede decir que en los sondeos realizados a 50 m., de profundidad la velocidad de la onda de corte se halla entre 450 y 560 m/s². En base a estos resultados se concluye que el basamento rocoso en los puntos estudiados se encontrará sobre los 100 m., de profundidad.

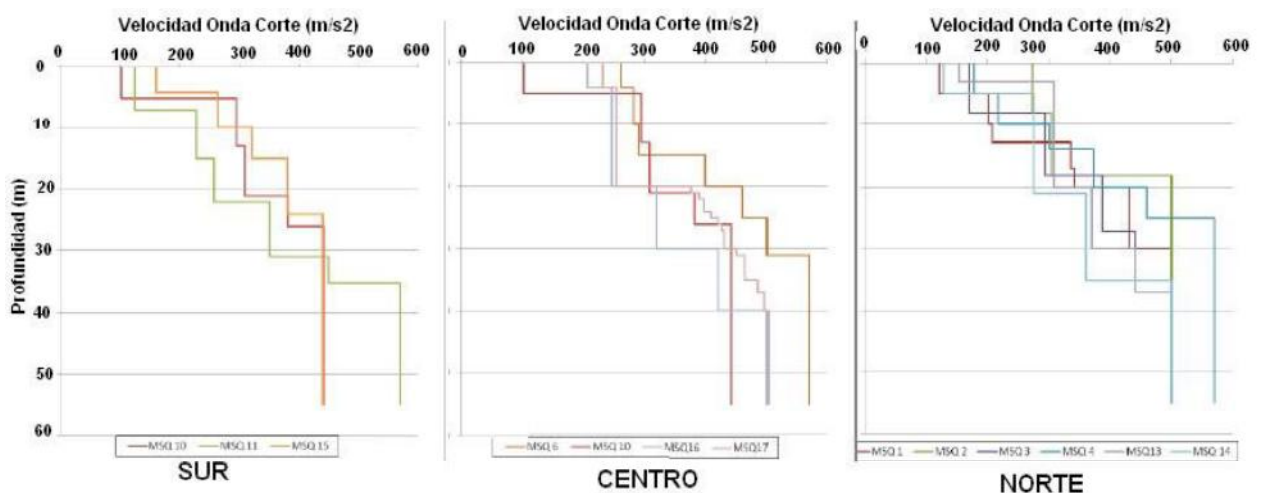
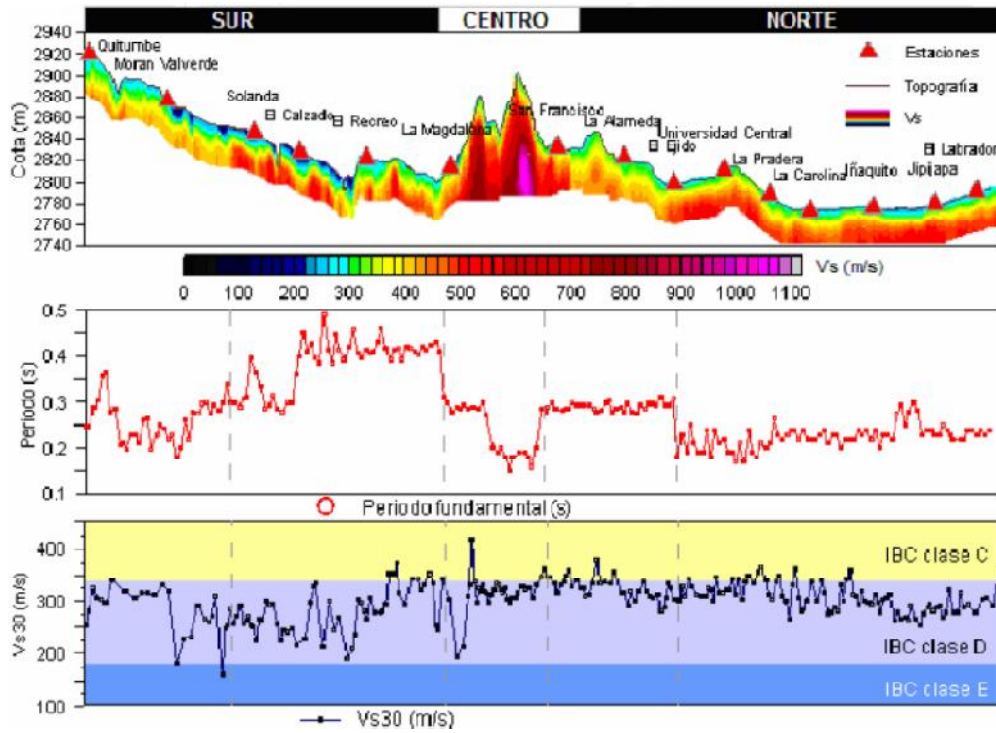


Figura 13: Velocidad de la Onda de Corte encontrados por ERN
Fuente: (Aguiar,2013)

Los resultados presentados en la **Figura 13** confirman lo encontrado en los estudios para el Metro de Quito de que la mayor parte de los suelos son tipo “D”, de acuerdo a la clasificación del NEC-11 que se encuentra representada en la **Figura 14** mediante los valores de V_s 30 (m/s).



*Figura 14: Velocidad de la onda de corte y períodos de vibración
Fuente: (Aguilar, 2013)*

3.3 Calibración de modelos estructurales

3.3.1 Tipología estructural

En el Ecuador existen varias tipologías estructurales de edificaciones, que varían en altura, materiales utilizados, regulares e irregulares tanto en planta como en elevación, ante la existencia de diversas tipologías estructurales el presente estudio se centra en analizar estructuras de hormigón armado regulares aporricados ya que este material es utilizado en su mayoría en la ciudad de Quito debido a su versatilidad ([K. Parra & Sarango, 2016](#)).

Además, en el modelo de exposición y mapa de vulnerabilidad del Distrito Metropolitano de Quito presentado por [Chicaiza \(2017\)](#) indica varias tipologías estructurales con la taxonomía propuesta por la fundación GEM las cuales se identifican de acuerdo a las características estructurales y constructivas como el: sistema resistente a cargas laterales, ductilidad, material, irregularidades estructurales, número de pisos, material de paredes exteriores, dimensiones en planta, forma en planta, material de cubierta y techo, ocupación, etc.

Por lo que para el presente proyecto de investigación se toman los datos de número de edificaciones por piso siendo las taxonomías identificadas con las siglas “CR” las edificaciones de hormigón armado. En las que se puede evidenciar mayor cantidad de edificaciones en las estructuras de 1 a 3 pisos. Además, en el Distrito Metropolitano de Quito existen edificaciones de 11 a 18 pisos sin embargo es muy poca la cantidad por lo que se recomienda realizar los análisis respectivos en futuras investigaciones.

Sistema / Material+Tecnología / Ductilidad	# Edificios	ALTURA (Pisos)										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11-18
CR+CIP/LFLSINF+DNO	7753	15	43	32	8	1	0	0	0	0	0	0
CR+CIP/LDUAL+DUC	368	0	1	0	4	18	18	4	15	5	13	23
CR+CIP/LPB+DNO	337	95	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0
CR+CIP/LH+DNO	316	18	53	23	5	1	0	0	0	0	0	0
CR+CIP/LFLSINF+DUC	274	3	13	23	36	17	4	2	1	0	1	1
MUR+CBH/LWAL+DNO	166	50	30	15	3	1	1	0	0	0	0	0
MUR+ADO/LWAL+DNO	153	50	44	5	1	0	0	0	0	0	0	0
M99+MUN99	131	47	43	8	2	0	0	0	0	0	0	0
MAT99+/L99+DNO	123	58	36	5	2	0	0	0	0	0	0	0
CR+CIP/LFINF+DUC	122	7	16	28	25	12	7	2	1	2	1	1
CR+CIP/LDUAL+DNO	63	0	11	8	22	5	3	2	11	10	8	21
C99+CT99	62	29	44	24	3	0	0	0	0	0	0	0
MUR+CLBRS/LWAL+DNO	42	43	31	14	12	0	0	0	0	0	0	0
S+S99	38	37	34	18	0	0	0	0	3	0	0	8
W+W99	25	80	12	8	0	0	0	0	0	0	0	0
CR+CIP/LWAL+DUC	23	13	22	22	17	22	0	4	0	0	0	0
E99+ET99	10	50	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 13: Distribución porcentual de edificaciones por número de piso de cada tipología estructural.

Fuente: (Chicaiza, 2017)

Por tanto, en base a los estudios mencionados anteriormente se indica en la **Tabla 14** las tipologías estructurales a analizar en el presente proyecto de investigación.

TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL	Tipología 1 Baja Altura	Tipología 2 Mediana Altura	Tipología 3 Gran Altura
NÚMERO DE PISOS	1	4	7
	2	5	8
	3	6	9

Tabla 14: Número de pisos para cada tipología estructural a analizar.

Tipología 1 – baja altura

- **Estructuras de 1 piso con losa**

Estas estructuras están conformadas por un sistema de losa alivianada con bloques soportada por columnas, conectadas con vigas del mismo peralte de la losa (vigas banda), de material hormigón armado. La altura de entrepiso varía desde los 2.40 m hasta los 2.60 m. Las luces varían desde los 3.00 m hasta los 4.00 m. Para la disposición de elementos estructurales en dirección X y Y, se dispone de dos a tres vanos en cada dirección, resultando en estructuras con geometría rectangular en planta. Su principal ocupación es de tipo residencial unifamiliar y comercial.



Figura 15. Tipología estructural 1 – Estructuras de 1 piso con losa.

- **Estructuras de 2 pisos diseñadas**

Estructuras conformadas por un sistema resistente de losa alivianada, soportadas por columnas y unidas por vigas banda. Las luces de este tipo de estructura son en promedio de 4.00 m, y se disponen de dos vanos en dirección X y tres vanos en dirección Y. La altura promedio de entrepiso es de 2.60 m. Teniendo como material el hormigón armado en el que la última planta corresponde a una terraza (cubierta accesible). El uso de este tipo de infraestructura es residencial (unifamiliar) y comercial (negocios).



Figura 16: Tipología 2 – Estructuras de 2 pisos diseñadas.

- **Estructuras de 3 pisos**

Conformadas por un sistema resistente de pórticos (columnas y vigas) con losas planas o vigas peraltadas y columna. El espesor de la losa es de aproximadamente 20 cm. El material de construcción principal es el hormigón armado. La altura de entrepiso es de 2.70 m. Están compuestas principalmente por tres vanos en dirección X, y cuatro vanos en dirección Y, cuyas luces en promedio van desde los 3.50 m hasta 5.00 m. Estas estructuras presentan geometría regular en planta, sin embargo, se tienen modificaciones en elevación (vigas y losas en voladizo). El tipo de ocupación para estas estructuras es residencial multifamiliar (2 pisos), y comercial (1 piso).



Figura 17: Tipología 3 – Estructuras de 3 pisos.

Tipología 2 – mediana altura

- **Estructuras de 4-6 pisos**

Engloba a las estructuras de 4 a 6 pisos con una altura de entrepiso de 2.70 m y están compuestas principalmente por tres vanos en dirección X, y cuatro vanos en dirección Y, cuyas luces en promedio van desde los 3.50 m hasta 5.00 m, presentando geometría regular en planta y elevación con material de hormigón armado y con un sistema de losas de hormigón utilizando además vigas peraltadas. El uso de este tipo de tipología estructural se destina a oficinas.



Figura 18: Edificio 4 pisos estructura regular Av. De la Prensa

Tipología 3 – Gran altura

- **Estructuras de 7-9 pisos**

Comprende las estructuras de 7 a 9 con una altura de entrepiso de 3.50 m y luces de 5 metros en cada dirección, presentan geometría regular en elevación utilizando el material de hormigón armado y con un sistema de losas de hormigón utilizando además vigas peraltadas y muros estructurales. El uso de este tipo de tipología estructural se destina a uso residencial.



Figura 19: Edificio 9 pisos Av. De la Prensa

3.3.2 Períodos de vibración

De acuerdo con K. Parra y Sarango (2016) la altura de la edificación es el parámetro que más influye en el cálculo aproximado del período fundamental, por lo que se proponen las ecuaciones mostradas en la **Tabla 15**.

Además, la importancia de una buena estimación del período fundamental radica en que es el más significativo de todos los modos de vibración que tiene una edificación porque a este le corresponde las mayores deformaciones y además los mayores esfuerzos para los elementos estructurales es decir que se verá reflejado en el dimensionamiento de estos (K. Parra & Sarango, 2016).

Por lo tanto, se indican varias ecuaciones de estimación del período en función de la altura que es el parámetro que va variando en cada tipología analizada en este estudio con el fin de obtener datos previos que permitan tener una visión general que los modelos se encuentran calibrados lo más próximo a la realidad de las edificaciones.

Ecuación	R ²	σ
$TL = \frac{H}{51}$ (4.1)	0,8645	±0,1158
$TT = \frac{H}{45}$ (4.2)	0,868	±0,1341

Donde:
TL: periodo longitudinal [s].
TT: periodo transversal [s].
H: altura de la estructura medida desde el nivel de la calle [m].
R²: coeficiente de correlación.
σ: desviación estándar.

Tabla 15: Ecuaciones de período en función de la altura de la edificación

Fuente: (Parra & Sarango, 2016)

A partir de la significativa influencia del parámetro de la altura en el cálculo del período fundamental en el presente estudio se han delimitado tres tipos de alturas a ser analizadas: en baja, mediana y gran altura debido a que la altura abarca de forma directa a la rigidez y masa de las edificaciones.

De acuerdo al estudio de Palacios (2022) se llevó a cabo un análisis modal de diversas configuraciones estructurales para determinar su período elástico. Los resultados obtenidos se validaron comparándolos con datos experimentales de Perrault et al. (2020), evidenciando una alta correlación en cuanto a masas y rigideces. A pesar de no contar con ensayos de vibración in situ, los modelos propuestos demostraron ser representativos de la variabilidad estructural del DMQ.

Es por ello que para el presente estudio se van a utilizar los rangos establecidos en el estudio de Palacios (2022) indicados en la siguiente figura.

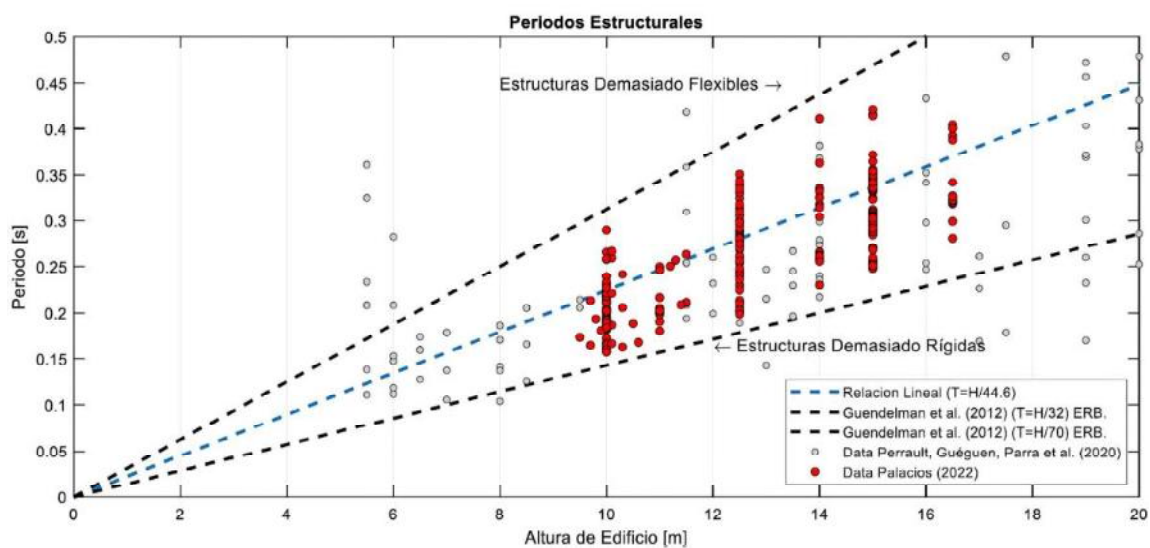


Figura 20: Calibración de períodos elásticos estructurales
Fuente: (Palacios, 2022)

3.4 Análisis Económico

El análisis de precio unitario (APU) es el costo de una actividad por unidad de medida escogida. el APU se consideran también como un modelo matemático que adelanta el resultado, expresado en moneda, de una situación relacionada con una actividad sometida a estudio (Sánchez & Neusa, 2020).

En construcción el precio unitario de una actividad está conformado por tres conceptos diferentes: el Costo Directo, el cual debe incluir los tres insumos básicos para desarrollar la actividad: Equipo, Mano de Obra, Material y el Costo Indirecto, que debe tomar en consideración todos los gastos necesarios para mantener el progreso del proyecto, pero que no intervienen directamente en el avance de obra, como pueden ser supervisión, salarios de personal administrativo, teléfono, rentas, entre otros (Gaviria, 2016).

En el presente trabajo de investigación, los análisis de precios unitarios se fundamentan en la base de datos proporcionada por el GAD Municipal de Antonio Ante. Al ser una institución pública del Ecuador, dicha entidad garantiza que los precios registrados están alineados con las normativas y disposiciones técnicas vigentes, conforme a los estándares establecidos por los organismos regulatorios nacionales.

Cabe destacar que la utilización de la base de datos ha sido autorizada por el Director de Obras Públicas del GAD Municipal de Antonio Ante, lo que otorga legitimidad y respaldo técnico a los precios utilizados, asegurando su pertinencia y confiabilidad en el desarrollo del presente estudio.

Costos Directos

Equipo

Este factor componente del análisis de precios unitarios de algunos ítems en la construcción ha sido tomada en cuenta por diversos autores y entidades en forma particular, sin embargo, conviene referirnos a la obtención de un costo horario para los diversos equipos que se utilizan en la construcción ([Gutiérrez, 2024](#)).

Mano de Obra

El Departamento Técnico de la Cámara de la Industria de la Construcción en base al Acuerdo Ministerial Nro. MDT-2024-300 establece los salarios mínimos por ley del año 2025 de acuerdo a las categorías ocupacionales y la Remuneración básica unificada mínima correspondiente al año 2025.

“El Departamento Técnico ofrece respaldo a los socios en consultas técnicas, análisis de precios unitarios, elaboración de cronogramas valorados y desarrollo de rutas críticas. También se encarga de la desagregación tecnológica y la edición del manual de costos en la construcción, proporcionando herramientas y recursos esenciales para la correcta ejecución de proyectos en el sector” ([CAMICON, 2025](#)).

Material

Los materiales constituyen el más importante rubro en la determinación de Precios Unitarios siendo un parámetro de influencia en el mismo del 42 al 85 % de lo que significa, tomándose como promedio un 70 %. Los precios a considerar deberán ser de fuentes fiables y además que representen a la realidad actual, tomándose en cuenta el costo de los mismos puestos en obra ([Gutiérrez, 2024](#)).

ESTRUCTURA DE 3 PISOS – TIPOLOGÍA 1

3.5 Análisis estáticos equivalentes y modales espectrales

Se realiza para una estructura de 3 pisos que pertenece a la tipología 1, con 3 vanos en la dirección X y 4 vanos en la dirección Y. La altura de entrepiso corresponde a 2.70 m. El uso de esta es para residencia, con terraza inaccesible.

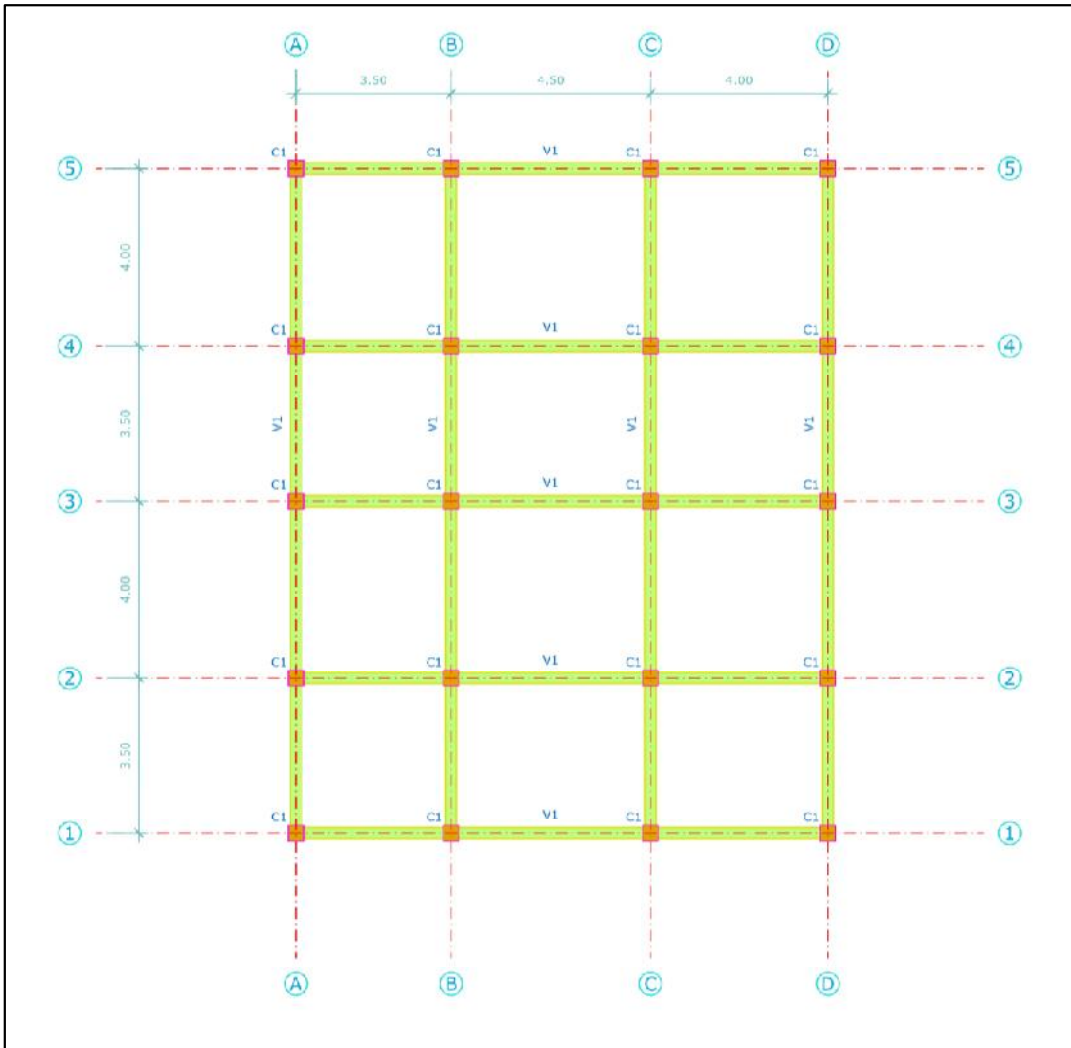


Figura 21: Vista en planta - Estructura 3 Pisos

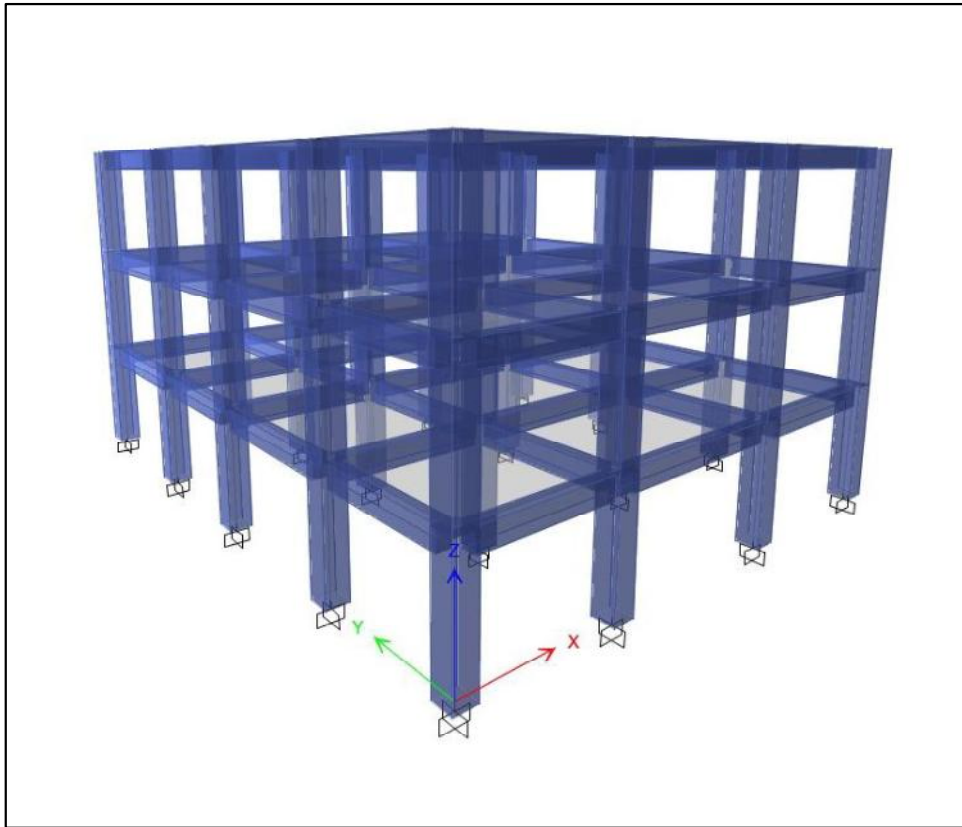


Figura 22: Vista 3D Estructura de 3 pisos

3.5.1 Cargas Gravitacionales

Los siguientes cálculos siguen las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC 15.

Carga Muerta [D]:

Son todas aquellas cargas de elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Se incluye en este grupo el peso propio de los elementos estructurales, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, entre otros (NEC, 2015).

El peso de los elementos estructurales es calculado por el software de acuerdo con las densidades de los materiales y secciones, mientras que la sobrecarga del peso de la cubierta e instalaciones, cielos falsos es ingresada. Por lo tanto, de acuerdo a la siguiente tabla la carga denominada D1 será considerada automáticamente por el software al ingresar las características del elemento estructural tipo losa detallado posteriormente.

Peso de la losa

- Espesor Equivalente

El espesor de la losa preliminar se obtiene de la siguiente tabla tomando como punto de partida el parámetro $\alpha_{fm} > 2$ ya que se considera que existen vigas en todo el perímetro de la losa.

$\alpha_{fm}^{[1]}$	Minimum h , mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	8.3.1.1 applies		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Greater of:	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ^{[1],[2]}
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Greater of:	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

Tabla 16: Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados
Fuente: (ACI, 2019)

Donde:

α_{fm} : Valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel.

α_f : Relación entre la rigidez a la flexión de la sección de la viga y la rigidez a la flexión de una anchura de losa limitada lateralmente por las líneas centrales de los paneles adyacentes, si los hubiera, a cada lado de la viga

ℓ_n : Luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las (mm)

β : Relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

$$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

$$h = \frac{405 \left(0.8 + \frac{4200}{14000} \right)}{36 + 9 \left(\frac{3.55}{4.05} \right)} = 10.15 \text{ cm}$$

El espesor de la losa maciza corresponde a 10.15 cm sin embargo es necesario encontrar un espesor equivalente para la losa alivianada. A partir de la siguiente tabla. En la cual se ha considera la equivalencia de rigideces. En este caso el valor de “h equi” más cercano al valor calculado de 10.15 cm es el valor de 14.5 cm a partir de ello se caracteriza a la losa alivianada a utilizar de acuerdo a los valores presentados en la siguiente tabla y se conoce el peso de la losa un parámetro imprescindible para el cálculo de la carga muerta indicado seguidamente.

Altura total losa	Dimensiones alivianamientos [cm]			Altura losa de compresión	Cálculo de inercia		h equi [cm]	Peso equi [T/m2]	Peso real [T]	Peso real losa [T/m2]	Variación de peso [T/m2]
	h [cm]	b -bw	bw		b	hf [cm]					
20	40	10	50	5	13.8	12708.33	14.5	0.3481	0.0624	0.2496	0.0985

Tabla 17: Características Losa Alivianada

$$W_{losa} = 0.2496 \approx 250 \frac{kg}{m^2}$$

TIPO	Descripción	Carga [kg/m2]
D1	Peso de losa	250
D2	Enlucido/Masillado, etc.	45
D3	Peso Mampostería.	200
D4	Acabados de Piso	45
D5	Instalaciones	25
D=D1+D2+D3+D4+D5	Total, Carga Muerta	565

Tabla 18: Carga muerta entrepiso

El valor de sobrecarga en el entrepiso es igual a **315 [kg/m²]**. Correspondiente a las cargas D2, D3, D4, D5. Y el valor de la Carga muerta es igual a **565 [kg/m²]**. El software estructural calcula automáticamente el peso de la losa ya que se define una losa maciza. Por lo cual es necesario introducir el valor de la sobrecarga.

Para el caso de las cargas de cubierta se detalla en la siguiente tabla:

TIPO	Descripción	Carga [kg/m²]
D1	Peso de losa	250
D1	Enlucido, Acabados, Instalaciones.	100
D=D1+D2	Total, Carga Muerta	350

Tabla 19: Carga muerta en cubierta

El valor de sobrecarga en la cubierta es igual a **100 [kg/m²]**. Y el valor de la Carga muerta es igual a **350 [kg/m²]**.

Carga Viva [L]:

Considera la ocupación del edificio y se incluyen dentro de este grupo el peso de personas, muebles, equipo y demás accesorios en movimiento. (NEC, 2015)

TIPO	Descripción	Carga [kg/m²]	Especificaciones
L1	Entrepiso	200	NEC 15 : Uso Residencia
L= L1	Total, Carga Viva	200	

Tabla 20: Carga Viva entrepiso

TIPO	Descripción	Carga [kg/m²]	Especificaciones
L1	Cubierta	100	NEC 15
L= L1	Total, Carga Viva	100	

Tabla 21: Carga Viva cubierta

3.5.2 Predimensionamiento de los elementos estructurales

Prediseño de columnas

- Cálculo de carga última

$$W_u = 1.2D + L$$

$$W_u = 1.2 \cdot 565 \frac{kg}{m^2} + 200 \frac{kg}{m^2} = 878 \frac{kg}{m^2} \approx 0.88 \frac{t}{m^2}$$

- Cálculo de carga axial que soporta columna más cargada

$$P_u = \text{Área Aportante} \cdot W_u \cdot \#pisos$$

$$P_u = 4.50m \cdot 3.75 m \cdot 0.88 \frac{t}{m^2} \cdot 3$$

$$P_u = 44.55 t$$

- Área bruta de columna

$$A_g = \frac{P_u}{80} = \frac{44550 kg}{80} = 556.87 cm^2$$

$$\sqrt{A_g} = 23.59 cm \approx 35 cm \text{ Mínima sección – NEC 24}$$

$$b \cdot h = 35cm \cdot 35cm$$

Prediseño Vigas

A partir de la tabla 9.3.1.1 de la ACI 318-19 se puede determinar el espesor de la viga dependiendo las condiciones de apoyo representada en la siguiente tabla.

Condición de apoyo	Altura mínima
Simplemente apoyada	$\frac{l}{16}$
Con un extremo continuo	$\frac{l}{18.5}$
Ambos extremos continuos	$\frac{l}{21}$
En voladizo	$\frac{l}{8}$

Tabla 22: Altura mínima de vigas no preesforzadas
Fuente: (ACI,2019)

Para este caso se utiliza la condición de *Ambos extremos continuos*

$$h_{min} = \frac{l}{21} = \frac{500 - 45}{21} \approx 22cm$$

E Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C 35x35

Material: f' c 280 kg/cm2

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

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 35 cm

Width: 35 cm

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK
Cancel

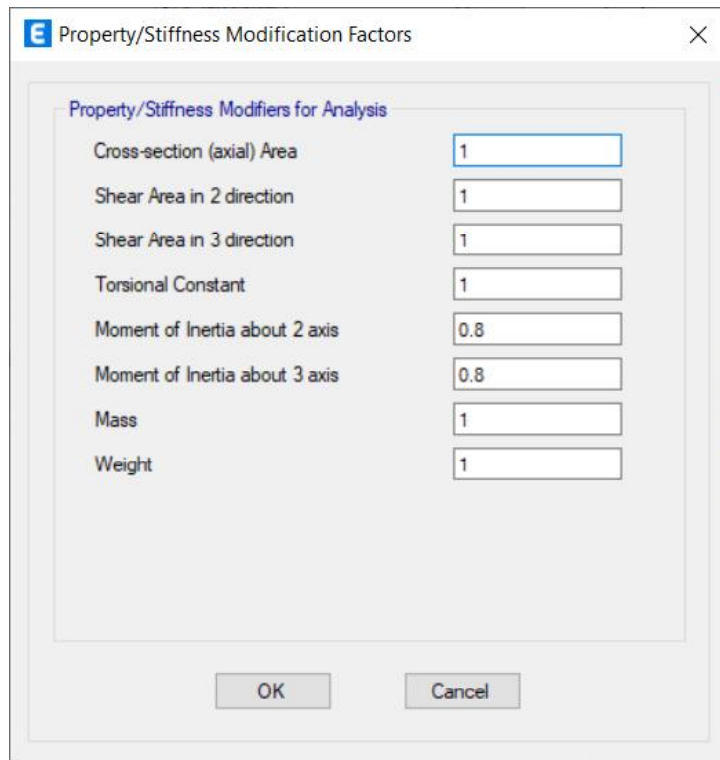
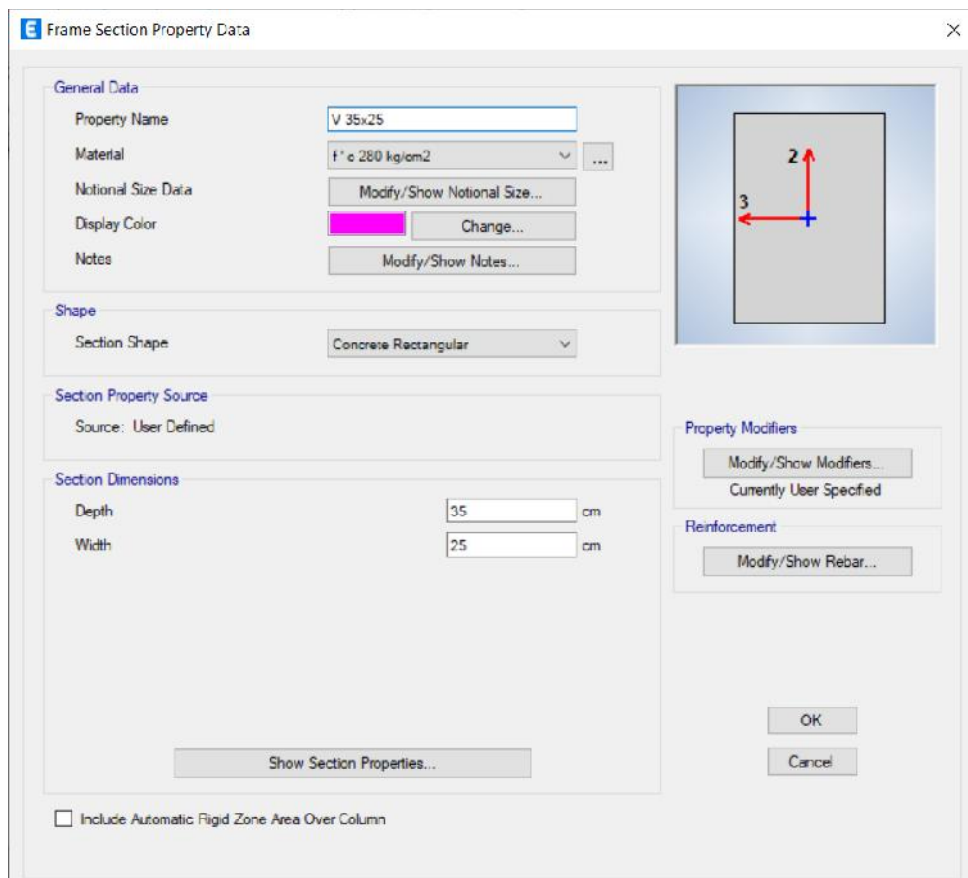


Figura 23: Definición de sección tipo columna



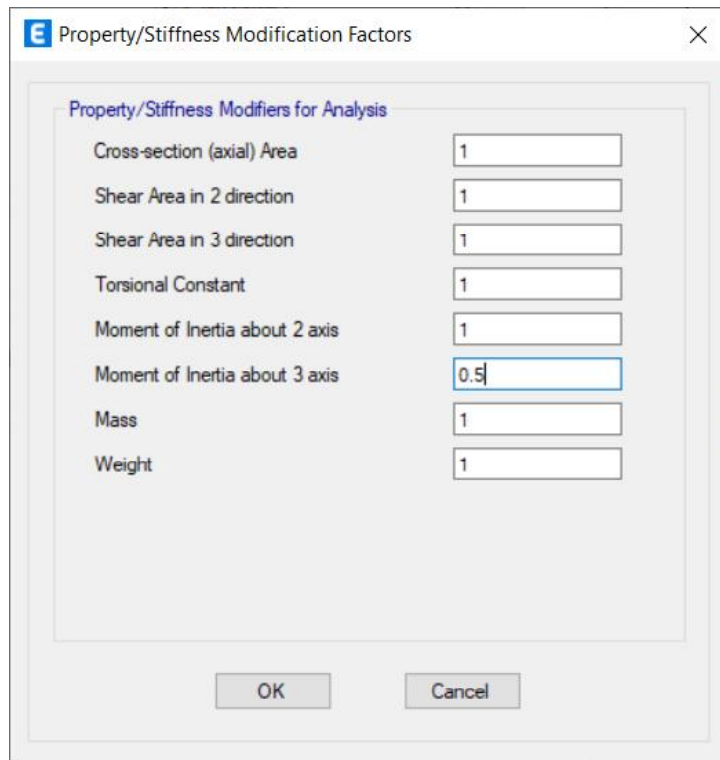


Figura 24: Definición de sección tipo viga

Carga de Sismo [E]:

El modelo inicial se realiza con un factor $Z=0.4g$ para posterior realizar las variaciones correspondientes del coeficiente Z . A continuación, se indica los factores para el cálculo de cortante basal de acuerdo a la NEC 15 para la tipología 1 de 3 pisos.

Coeficientes	Valor	Coeficientes	Valor	Unidad
I	1	φ_p	1	-
Z	0.4	R	8	-
η	2.48	Sa	1.19	m/s ²
r	1	hn	8.10	-
Fa	1.2	Ct	0.06	-
Fd	1.19	α	0.9	-
Fs	1.28	T	0.36	s
φ_e	1	C	0.1488	-

Tabla 23: Coeficientes para cálculo de coeficiente sísmico

Cuyos valores se detallan a continuación:

- Factor de importancia

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 mas de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan mas 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

*Tabla 24: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura
Fuente: (NEC, 2015)*

- Factor de Zonificación z

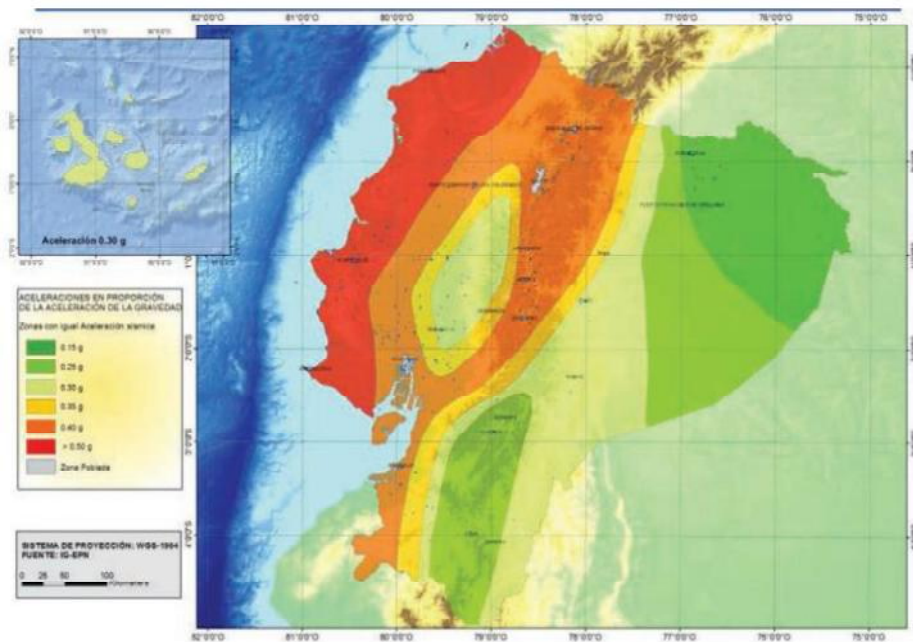


Figura 25: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona z
Fuente: (NEC, 2015)

A continuación, en la **Tabla 25** se indican los valores del factor z de acuerdo a las zonas sísmicas caracterizadas en el mapa correspondiente de la **Figura 25**.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 25: Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada
Fuente: (NEC, 2015)

- Factores de amplificación del suelo

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	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	0.85
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla 26: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa
Fuente: (NEC, 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	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	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.62	1.45	1.3	1.25	1.2	1.12
E	2.1	1.75	1.25	1.1	1	0.85
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Tabla 27: Tipo de suelo y Factores de sitio Fd
Fuente: (NEC, 2015)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	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	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Tabla 28: Tipo de suelo y Factores de comportamiento inelástico F_s
Fuente: (NEC, 2015)

- Irregularidad en planta y elevación

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

Tabla 29: Coeficientes de irregularidad en planta
Fuente: (NEC, 2015)

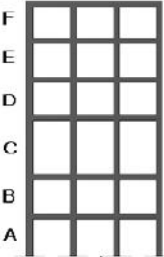
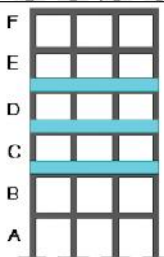
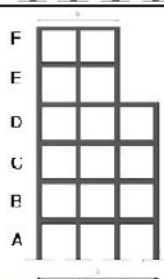
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{ei}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_o Rigidez: $< 0.80 \frac{(K_{D1} + K_{E1} + K_{F1})}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{ei}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_n > 1.50 m_c$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{ei}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 30: Coeficientes de irregularidad en elevación
Fuente: (NEC, 2015)

- Cálculo del Espectro Elástico Horizontal de diseño en aceleraciones

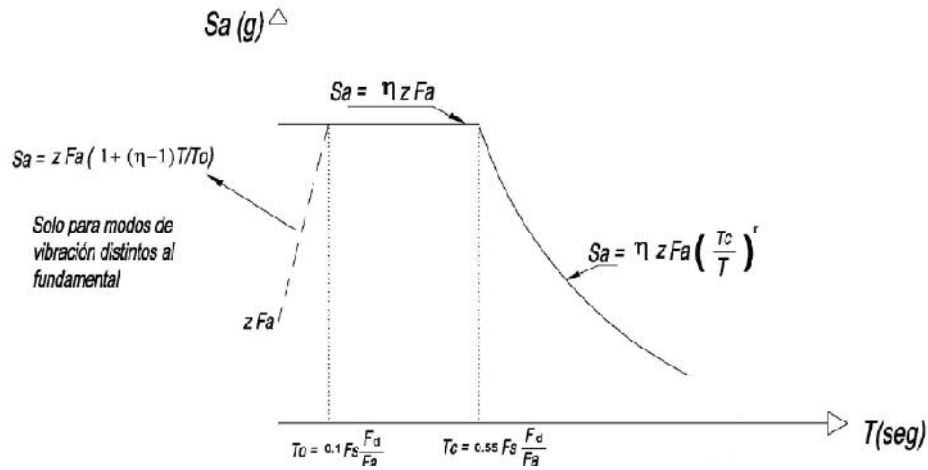


Figura 26: Espectro Elástico Horizontal de diseño
Fuente: (NEC, 2015)

- Cálculo de período de vibración

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

Donde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio

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

T : Período de vibración

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

*Tabla 31: Factores C_t & α para cálculo del período
Fuente: (NEC, 2015)*

- Cálculo de Coeficiente de Cortante Basal

En el presente estudio al realizar el Análisis Estático Equivalente y el Análisis Modal Espectral en este último se obtienen las derivas utilizando el 80% del Cortante Basal correspondiente al Análisis estático Equivalente. Como lo menciona la NEC 15 en el capítulo correspondiente a peligro sísmico pág.56:

“b. Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en el base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

- *< 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)*
- *< 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares)”*

La fórmula para determinar el cortante basal de acuerdo a la NEC 15 se indica a continuación:

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

Donde:

$S_a(T_a)$: Espectro de diseño en aceleración

ϕ_p y ϕ_E : Coeficiente 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

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Overwrite Eccentricities Overwrite...

Factors

Base Shear Coefficient, C 0.1488

Building Height Exp., K 1

Story Range

Top Story Story3

Bottom Story Base

OK Cancel

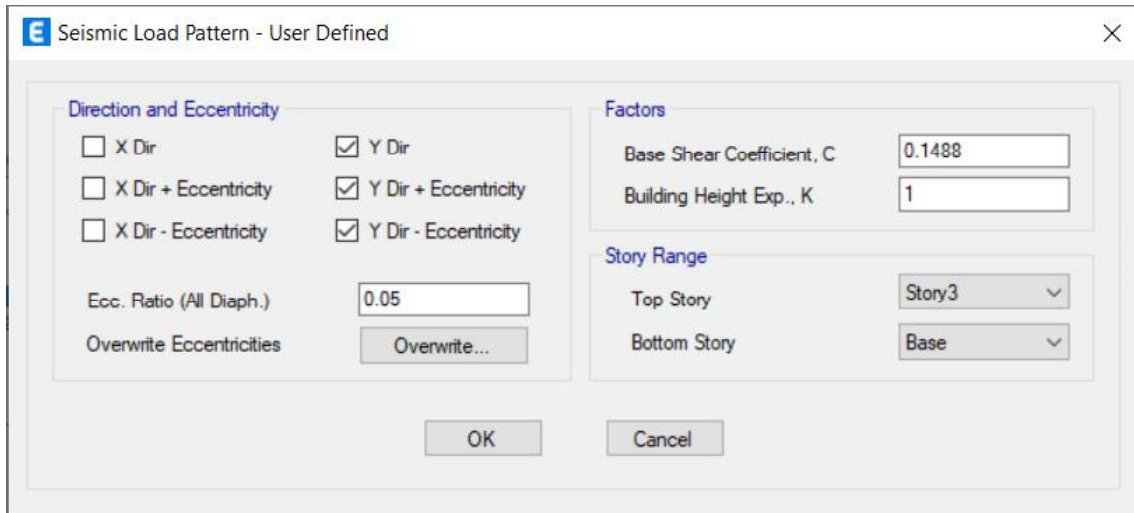
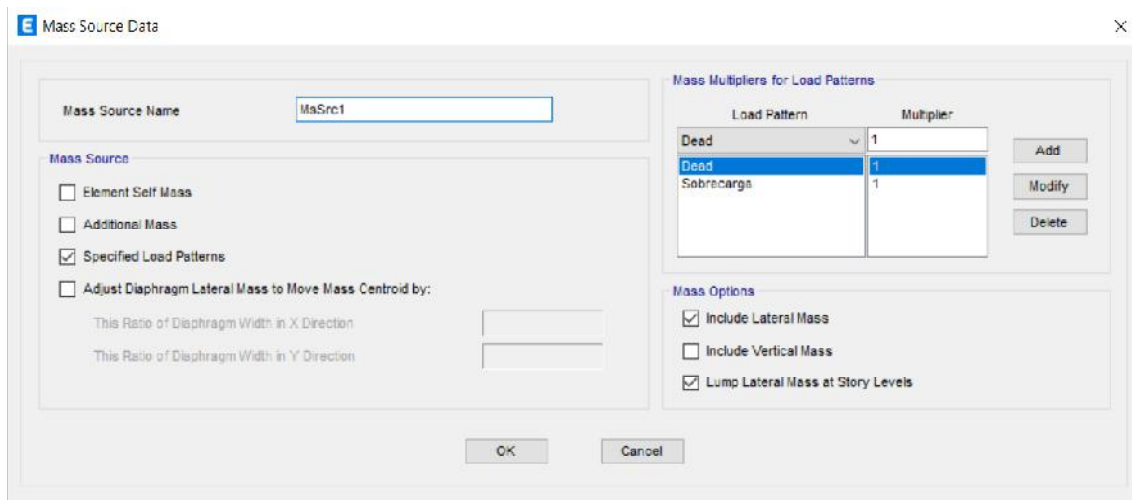


Figura 27: Definición Coeficiente Cortante Basal

El Corte basal calculado es 14.88% para Sx; 14.88 % para Sy de la carga muerta del edificio. La carga muerta calculada manualmente del edificio se presenta en el siguiente cuadro:

- Carga sísmica reactiva W

La carga reactiva representa la carga reactiva por sismo que de acuerdo a la NEC 15 es igual a la carga muerta de la estructura. Sin embargo, para la definición de la fuente de masas en el programa ETABS se toma en cuenta la carga muerta como peso propio de los elementos y la sobrecarga definiéndose como sigue:



En este caso la carga reactiva determinada manualmente corresponde a 372.14 [T] que multiplicado por el coeficiente de cortante basal calculado anteriormente con el valor de 0.1488. El cortante total en la base de la estructura V tanto en sentido X “ V_x ” como en Y “ V_y ” es igual a 55.37 [T] que se distribuyen en los pisos de la edificación tal como se indica en la siguiente tabla:

Piso	Área	w_i	h_n	$w_i \cdot h_n^k$	F_i	ΣF_i
3	180	109.55	8.1	887.35	25.34	25.34
2	164.25	136.21	5.4	735.55	21.00	46.34
1	164.25	136.21	2.7	367.78	10.50	56.84
Carga reactiva Σw_i						
W [T]		381.98				
$V_x=V_y$		56.84				

Tabla 32: Cálculo de la carga reactiva de forma manual de la estructura.

Donde:

w_i : Peso asignado en el piso i de la estructura siendo una fracción de la carga sísmica W

h_n : Altura de piso acumulado

F_i : Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

k : Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T

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

*Tabla 33: Valores del coeficiente k
Fuente: (NEC, 2015)*

El valor obtenido manualmente de cortante basal se verifica con el obtenido en el programa como carga reactiva y el cortante basal de acuerdo con la siguiente tabla:

TABLE: Load Pattern Definitions - Auto Seismic - User Coefficient						
Name	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used	Base Shear
					tonf	tonf
Sx	Story3	Base	0.1488	1		
Sx(1/3)	Story3	Base	0.1488	1	374.028	55.65
Sx(2/3)	Story3	Base	0.1488	1	374.028	55.65
Sx(3/3)	Story3	Base	0.1488	1	374.028	55.65
Sy	Story3	Base	0.1488	1		
Sy(1/3)	Story3	Base	0.1488	1	374.028	55.65
Sy(2/3)	Story3	Base	0.1488	1	374.028	55.65
Sy(3/3)	Story3	Base	0.1488	1	374.028	55.65

Tabla 34: Carga Reactiva y Cortante Basal - Modelo ETABS

El porcentaje de error entre lo obtenido manualmente y el valor del cortante basal obtenido del programa es del 2.18% como se indica con la siguiente ecuación:

$$\% \text{ error} = \frac{381.98 - 374.028}{374.028} = 2.13\%$$

3.5.3 Combinaciones de carga

Se siguieron las recomendaciones de las combinaciones de carga de la NEC 15.

N °	COMBINACIONES
1	1,4 D
2	1,2 D + 1,6 L + 0,5max[Lr; S ; R]
3	1,2 D+ 1,6 max[Lr; S ; R]+ max[L ; 0.5W]
4	1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 max[Lr; S ; R]
5	1,2 D + 1,0 E + L + 0,2 S
6	0,9 D +1,0W
7	0,9D + 1,0E

*Tabla 35: Combinaciones de carga
Fuente: (NEC, 2015)*

Donde:

D: Carga permanente, carga muerta (peso propio)

L: Sobrecarga (carga viva)

Lr: Sobre carga cubierta (carga viva)

S: Carga de granizo

W: Carga de viento

E: Carga de sismo

R: Factores de reducción utilizados para la sobrecarga en cubiertas, planas, inclinadas y curvas

3.5.4 Propiedades de los materiales

Módulo de elasticidad del hormigón E_c :

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015) el módulo de elasticidad para el hormigón, se puede calcular dependiendo de las acciones a las que estará sometido el hormigón, por lo que se tienen dos fórmulas, las mismas que se describen a continuación:

- Ecuación que se usa para estimar las deflexiones ante cargas estáticas y a niveles de servicio de elementos a flexión de hormigón armado o pretensado.

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

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón, GPa.

E_a : Módulo de elasticidad del agregado, GPa.

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón, Mpa.

El módulo de elasticidad del agregado se indica en la siguiente tabla dependiendo de la procedencia del agregado, para el presente estudio se utiliza de las canteras de Pifo-Pichincha.

Tipo	Procedencia	E _a (GPa)
Tonalita	Pascuales – Guayas	74.9
Basalto (Formación. Piñón)	Picoazá – Manabí	52.5
Basalto	Pifo – Pichincha	27.2
Ígnea (Andesitas, basaltos, Granodioritas)	Río Jubones – El Oro	110.5
Volcánica	La Península – Tungurahua	17.5

*Tabla 36: Módulo de elasticidad de agregados
Fuente: (NEC, 2015)*

Desarrollo:

$$E_c = 1.15 \cdot \sqrt[3]{27.2} \cdot \sqrt{28}$$

$$E_c = 18.30 \text{ GPa}$$

$$E_c = 18300.64 \text{ MPa}$$

- Para estructuras que se diseñan para acciones sísmicas según la NEC (2015), el módulo de elasticidad del hormigón se calcula como sigue:

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c}$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del concreto, MPa.

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón, MPa.

Desarrollo:

$$f'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{28 \text{ MPa}}$$

$$E_c = 24870.06 \text{ MPa}$$

El valor del módulo de elasticidad a utilizar será el mayor obtenido de las dos fórmulas anteriormente indicadas correspondiente a:

$$E_c = 24870.06 \text{ MPa}$$

$$E_c = 253604.034 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

E Material Property Data

General Data

Material Name: f' c 280 kg/cm2

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.0024 kgf/cm³

Mass per Unit Volume: 0.000002 kgf-s³/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 253604.03 kgf/cm²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 105668.35 kgf/cm²

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

OK Cancel

Figura 28: Definición de material hormigón ETABS

3.5.5 Chequeo de derivas

- Límite Derivas NEC 15

La deriva máxima inelástica utilizando secciones agrietadas no exceden los límites establecidos en la siguiente tabla:

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

*Tabla 37: Límite de deriva inelástica NEC 15
Fuente: (NEC, 2015)*

El cálculo de la deriva inelástica se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

$$Deriva\ inelástica = 0.75 \cdot R \cdot Deriva\ elástica$$

- **Límite Derivas NEC 24**

El cálculo de las derivas inelásticas de acuerdo a la NEC 24 depende del factor C_d (Factor de amplificación de deflexiones), que a su vez se obtiene de la siguiente tabla y depende del sistema estructural.

Tabla 4.4. Sistemas Estructurales Permitidos

Sistema Estructural Resistente a Carga Sísmica	Documentos de Referencia	R	Ω_0	C_d	Altura máxima permitida (m), h_m Categoría de Diseño Sísmico (CDS)		
					C	D	EF
SISTEMAS RELATIVAMENTE RIGIDOS					C	D	EF
Pórticos arriostrados exocéntricamente de acero	NEC-SE-AC: 6.3, AISC 341-16: F3	8	2	4	SL	50	30
Pórticos especiales arriostrados concéntricamente de acero	NEC-SE-AC: 6.2, AISC 341-16: F2	6	2	5	SL	50	30
Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente de acero	NEC-SE-AC: 6.1, AISC 341-16: F1	3.25	2	3.25	SL	10	NP
Muros estructurales especiales de hormigón	ACI 318-19: 18.10	6	2.5	5	SL	50	30
Pórticos con arriostramientos con pandeo restringido	NEC-SE-AC: 6.4, AISC 341-16: F4	8	2.5	5	SL	50	30
Muros especiales de cortante en acero	NEC-SE-AC: 6.5, AISC 341-16: F5	7	2	6	SL	50	30
PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO							
Pórticos especiales resistentes a momento en acero	NEC-SE-AC: 5.3, AISC 341-16: E3	8	3	5.5	SL	SL	SL
Pórticos intermedios resistentes a momento en acero	NEC-SE-AC: 5.2, AISC 341-16: E2	4.5	3	4	SL	12	NP
Pórticos ordinarios resistentes a momento en acero	NEC-SE-AC: 5.1, AISC 341-16: E1	3.5	3	3	10	NP'	NP
Pórticos especiales resistentes a momento en hormigón	ACI 318-19: 18.6, 18.7, 18.8	8	3	5.5	SL	SL	SL
Pórticos resistentes a momento con vigas de acero y columna tubular de acero rellena de hormigón*	AISC 341-16: Cap. G Lai et al. (2020)	3.5	3	3	10	NP'	NP
SISTEMAS DUALES CON PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO ESPECIALES CAPACES DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LA CARGA SISMICA							
Sistema dual con pórticos especiales resistentes a momento y Pórticos arriostrados exocéntricamente de acero	-	8	2.5	4	SL	SL	SL
Sistema dual con pórticos especiales resistentes a momento y Pórticos especiales arriostrados concéntricamente de acero	-	7	2.5	5.5	SL	SL	SL
Sistema dual con pórticos especiales resistentes a momento y Muros estructurales especiales de hormigón	-	7	2.5	5.5	SL	SL	SL

*Tabla 38: Sistemas Estructurales Permitidos
Fuente: (NEC, 2024)*

Y la deriva inelástica se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

$$\text{Deriva inelástica} = \text{Deriva elástica} \cdot C_d$$

Como se especifica en la **Tabla 39** los límites de las derivas dependerán de la categoría de riesgos sísmico que en este caso de acuerdo con la **Tabla 3** debido a las características de la edificación corresponde a la categoría de riesgo sísmico II por lo tanto el límite de deriva inelástica es 0.015.

Estructura	Categoría de Riesgo		
	I o II	III	IV
Sistema de resistencia a carga sísmica en edificaciones con paredes interiores flexibles, constituidas por perfiles livianos de acero o madera y recubiertos con paneles de yeso, fibrocemento, o similar.	0.018	0.015	0.012
Sistemas de resistencia a carga sísmica en edificaciones con paredes interiores rígidas de bloque de cemento, hormigón, o de ladrillo de arcilla.	0.015	0.012	0.01
Pórticos resistentes a momento constituidos por vigas de acero y columnas tubulares de acero rellenas de hormigón, con cualquier tipo de divisiones interiores	0.01	N.P	N.P

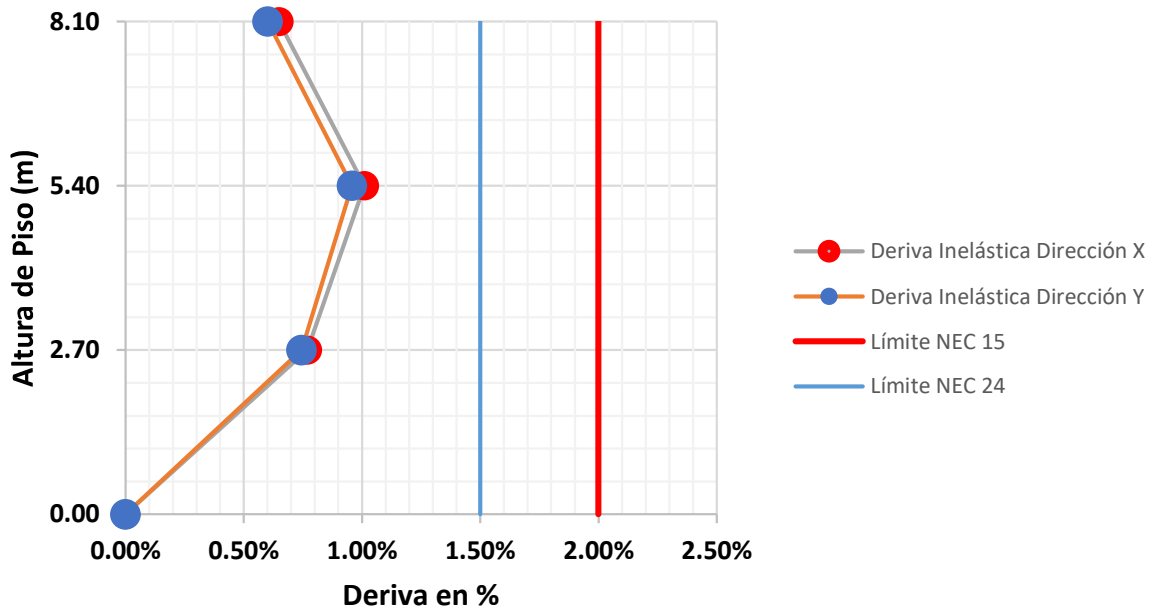
*Tabla 39: Límite de derivas – NEC 24
Fuente: (NEC, 2024)*

Análisis Estático Equivalente

Se reportan los valores deriva elástica e inelástica en los sentidos X -Y como se indican a continuación:

Altura del piso (m)	Piso	Deriva Elástica Sx	Deriva Elástica Sy	Deriva Inelástica Dirección X	Deriva Inelástica Dirección Y
8.10	Piso 3	0.0011	0.0010	0.65%	0.60%
5.40	Piso 2	0.0017	0.0016	1.01%	0.96%
2.70	Piso 1	0.0013	0.0012	0.77%	0.74%
0.00		0.0000	0.0000	0.00%	0.00%

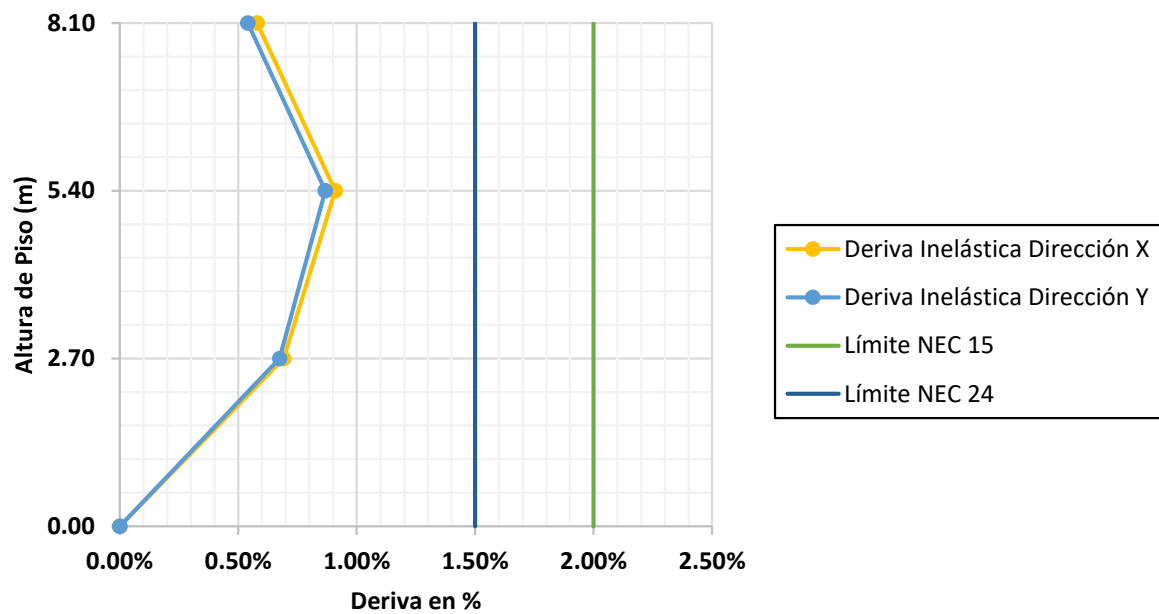
Tabla 40: Deriva Inelástica - Análisis Estático Equivalente - Estructura 3 pisos



Análisis Modal Espectral

Altura del piso (m)	Piso	Deriva Elástica Sx	Deriva Elástica Sy	Deriva Inelástica Dirección X	Deriva Inelástica Dirección Y
8.10	Piso 3	0.0010	0.0009	0.58%	0.54%
5.40	Piso 2	0.0015	0.0014	0.91%	0.87%
2.70	Piso 1	0.0012	0.0011	0.69%	0.67%
0.00		0.0000	0.0000	0.00%	0.00%

Tabla 41: Deriva Inelástica - Análisis Modal Espectral - Estructura 3 pisos



3.5.6 Diseño estructural de vigas

Refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal está en función de la envolvente de momentos. Se debe calcular el acero mínimo y máximo longitudinal requerido mediante las expresiones indicadas a continuación:

- Acero mínimo longitudinal requerido

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{f_y} b * d$$

- Acero máximo longitudinal requerido

$$A_{s\ máx1} = 0,025 * b * d$$
$$A_{s\ máx2} = 0.75 * \rho_b * b * d = 0.75 * \left[0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6300}{6300 + f_y} \right) \right] * b * d$$

Momentos nominales

A partir de los momentos últimos, se calcula el momento nominal con la siguiente expresión:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} [T.m]$$

Para flexión $\phi = 0.9$

Cálculo del área de acero de refuerzo requerido

Se calcula mediante la siguiente expresión y se escogerá el valor que sea mayor al $A_{s\ min}$ y menor al $A_{s\ máx2}$

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

Cálculo del área de acero de refuerzo colocado

Según la NEC 15 se deben realizar 3 revisiones para determinar que el refuerzo colocado sea el correcto.

- **Revisión 1:** El acero colocado en toda la sección no debe ser menor que el acero mínimo calculado.

$$A_{s_{colocado}} \geq A_{s_{min}}$$

- **Revisión 2:** La capacidad del momento positivo $M(+)$, en cada uno de los extremos del elemento, no debe ser inferior a la mitad de la capacidad del momento negativo $M(-)$ en ese extremo:

$$M_n (+) \geq \frac{1}{2} M_n (-)$$

- **Revisión 2:** Las capacidades de momentos positivos o negativos, en cualquier sección del elemento, no deben ser inferiores a un 25% de la mayor capacidad de momento del elemento en la cara de cualquiera de los dos nudos.

$$M_n \geq \frac{1}{4} M_n (máx)$$

$$A_{s_{colocado}} \geq \frac{1}{4} A_{s_{zona \text{ más armada}}}$$

A continuación, se presentan los resultados de armado con la cantidad de acero de refuerzo longitudinal obtenidos del modelo realizado en ETABS para todos los niveles de losa de la estructura de 3 pisos.

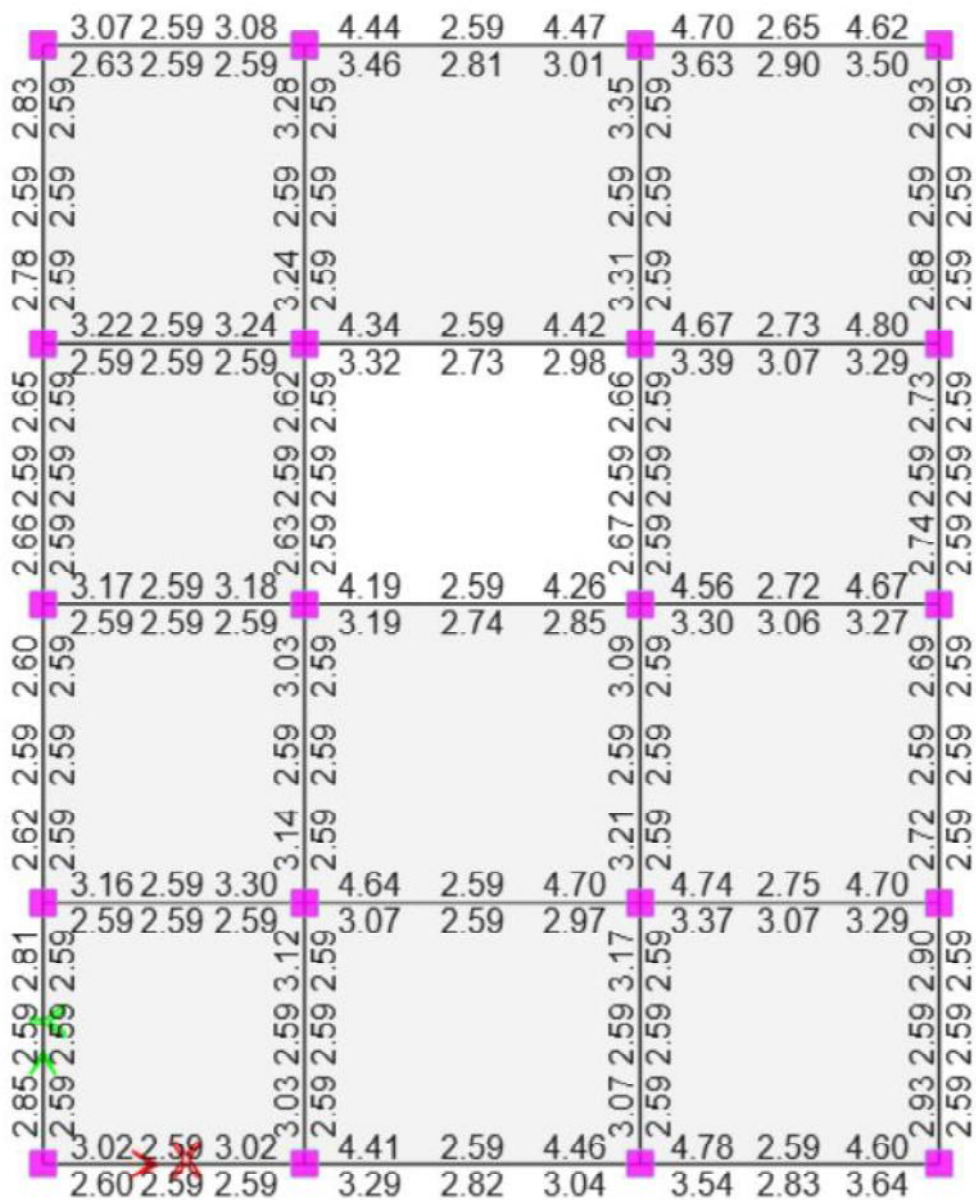


Figura 29: Refuerzo Longitudinal Vigas cm2 – Losa Nv+2.70 m

3.5.7 Diseño estructural de columnas

Refuerzo longitudinal

- Se recomienda que el acero oscile entre el 1% a 3% de área de la columna ($\rho = 1\% - 3\%$). Además, en el programa ETABS se puede escoger la opción de diseño de columnas en las cuales como datos de salida se encuentran las cantidades de acero longitudinal en cm^2 para cumplir las solicitaciones como se detalla a continuación:

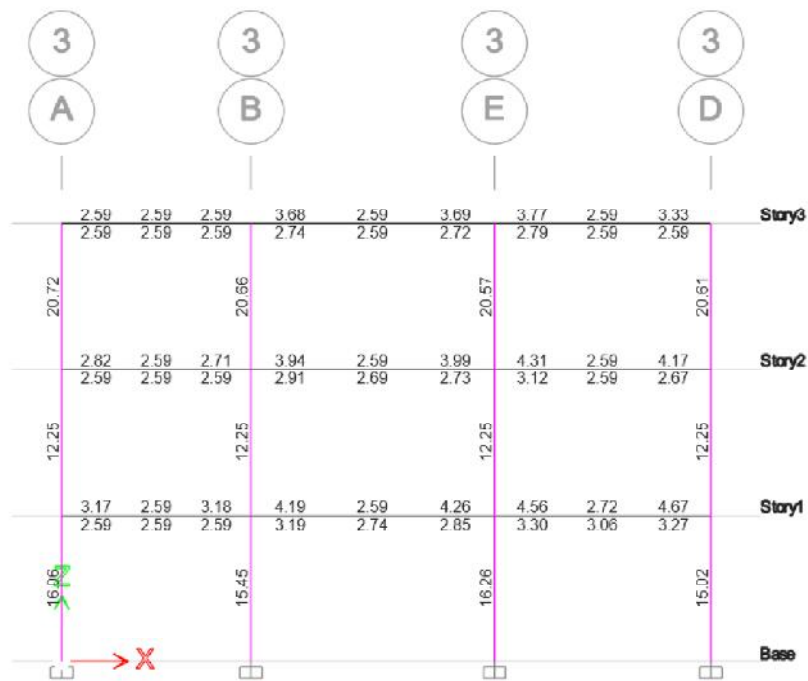


Figura 30: Refuerzo Longitudinal Columnas cm^2

Refuerzo a Corte

- Se procede a calcular los esfuerzos máximos y mínimos en función de las fuerzas axiales.

$$V_u = \frac{2 Mb}{Hc} * 1,15$$

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$V_s = \frac{V_u - (\phi V_c)}{\phi}$$

$$\phi = 0,75$$

$$V_s \leq 4V_c$$

$$A_v = \frac{V_s \times S_b}{f_y \times d}$$

Donde:

Mb: Momento Balanceado obtenido del Diagrama de Interacción

Hc: Altura de entrepiso

Vs: Cortante que aporta el acero

Vc: Cortante que aporta el hormigón

Sb: Distancia de estribos

Av: Área de acero en cm²

d: Peralte efectivo de la sección estructural



Figura 31: Radio de capacidad columnas

3.5.8 Conexión viga- columna

Generalidades

Los chequeos que se deben realizar son dos: Nudo fuerte- viga débil y Columna fuerte-viga débil.

Para Nudo Fuerte-Viga débil se debe chequear, el corte, confinamiento, deterioro de la adherencia y anclaje.

El cortante tiene que ver con el área de corte:

$$A_j = b_j \cdot h$$

$$b_j = \min(b_v + h ; b_v + 2 \cdot x)$$

Que se describe a continuación con las siguientes gráficas a manera de ejemplo:

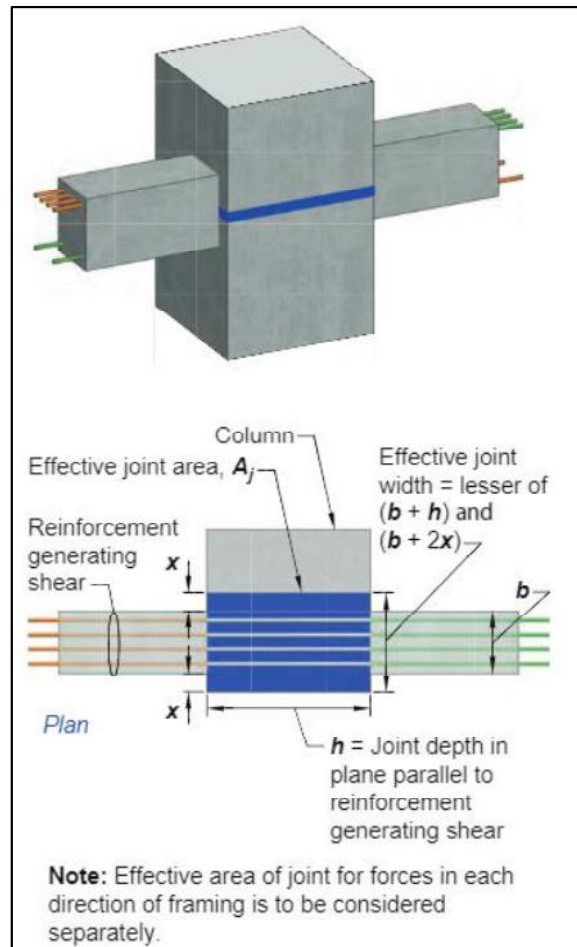
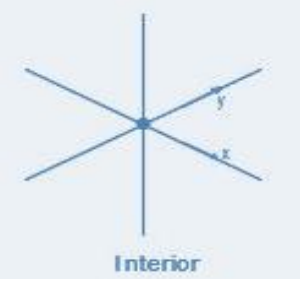


Figura 32: Área efectiva
Fuente: (ACI, 2019)

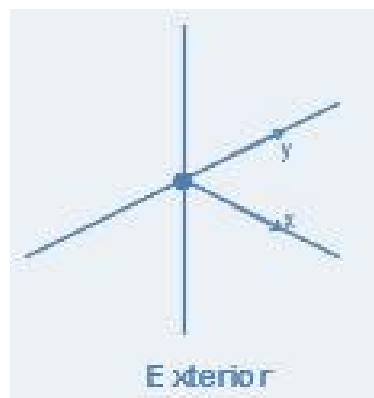
A continuación, se indican las condiciones que se deben cumplir para cumplir el diseño de las conexiones viga columna tanto para corte como para confinamiento dependiendo de la ubicación de las columnas:

Diseño a corte

Columna interior

 <p>$\phi = 0.85$ $\alpha = 1.4$</p> <p>$\gamma = 4$ o 4 vigas $< 0.75b_{col}$ (reduce a 50% As diseño)</p>	<p><i>Dirección x - y</i></p> $T1 = As1 * \alpha * fy$ $T2 = As2 * \alpha * fy$ $M1 = As1 * \alpha * fy * \left(d - \frac{As1 * \alpha * fy}{1,7 * f'c * b} \right)$ $M2 = As2 * \alpha * fy * \left(d - \frac{As2 * \alpha * fy}{1,7 * f'c * b} \right)$ $V_{col} = \frac{M1 + M2}{Hc}$ $Vj = T_1 + T_2 - V_{col}$ $\phi Vn = \phi * \gamma * \sqrt{f'c} * Aj$ $Vj \leq \phi Vn$
---	---


Columna exterior



$$\phi = 0.85$$
$$\alpha = 1.4$$
$$\gamma = 5.3$$
 o 3 vigas $> 0.75b_{col}$

<i>Dirección x</i>	<i>Dirección y</i>
$T1 = As1 * \alpha * fy$ $T2 = As2 * \alpha * fy$	$T1 = As1 * \alpha * fy$ $T2 = As2 * \alpha * fy$
$M1 = As1 * \alpha * fy * \left(d - \frac{As1 * \alpha * fy}{1,7 * f'c * b} \right)$	$M1 = As1 * \alpha * fy * \left(d - \frac{As1 * \alpha * fy}{1,7 * f'c * b} \right)$
$M2 = As2 * \alpha * fy * \left(d - \frac{As2 * \alpha * fy}{1,7 * f'c * b} \right)$	$M2 = As2 * \alpha * fy * \left(d - \frac{As2 * \alpha * fy}{1,7 * f'c * b} \right)$
$Vcol = \frac{M1}{Hc}$	$Vcol = \frac{M1 + M2}{Hc}$
$Vj = T1 - Vcol$	$Vj = T1 + T2 - Vcol$
$\emptyset Vn = \emptyset * \gamma * \sqrt{f'c} * Aj$	$\emptyset Vn = \emptyset * \gamma * \sqrt{f'c} * Aj$
$Vj \leq \emptyset Vn$	$Vj \leq \emptyset Vn$

Columna esquinera

<i>Dirección x - y</i>
 <p style="text-align: center;">Esquinero</p>
$T1 = As1 * \alpha * fy$ $T2 = As2 * \alpha * fy$
$M1 = As1 * \alpha * fy * \left(d - \frac{As1 * \alpha * fy}{1,7 * f'c * b} \right)$
$Vcol = \frac{M1}{Hc}$
$Vj = T1 - Vcol$
$\emptyset Vn = \emptyset * \gamma * \sqrt{f'c} * Aj$
$Vj \leq \emptyset Vn$

En el caso en el que no se cumpla la condición $Vj \leq \emptyset Vn$ se tienen dos opciones que se pueden aplicar:

- Se aumenta la sección de la columna con la que se está trabajando, es la opción más viable y con la que se necesita realizar nuevamente el diseño de la columna.
- Se modifica el valor de la base de la viga hasta que se cumpla la condición.

Diseño de confinamiento

Para confinamiento de las conexiones viga-columna,

$$S \geq \min\left(\frac{b}{4}, \frac{h}{4}, 6\phi, 15 \text{ cm}\right)$$

Se debe usar el acero de confinamiento obtenido de las siguientes ecuaciones:

$$\text{Si } Pu < 0.3 * f'c * Ag$$

$$Ash = \text{máx}(Ash1, Ash2)$$

$$\text{Si } Pu > 0.3 * f'c * Ag$$

$$Ash = \text{máx}(Ash1, Ash2, Ash3)$$

$$Ash_1 = 0.3 * s * h'' * \frac{f'c}{fy} * \left(\frac{Ag}{Ac} - 1\right)$$

$$Ash_2 = 0.09 * s * h'' * \frac{f'c}{fy}$$

$$Ash_3 = 0.2 * kf * kn * \frac{Pu}{fy * Ac} * s * h''$$

$$kf = \frac{f'c}{1750} + 0.6 \geq 1$$

$$kn = \frac{n_l}{n_l - 2}; n_l: \text{número de varillas longitudinales}$$

Cuando se trata de un nudo interior (vigas en 4 lados), y las 4 vigas cumplen que $b_v \geq 0.75 * b_{col}$, el código permite usar el 50% del refuerzo de confinamiento, ya que el hormigón de las vigas confina al nudo.

$$Ash_{\text{diseño}} = 50\% * Ash$$

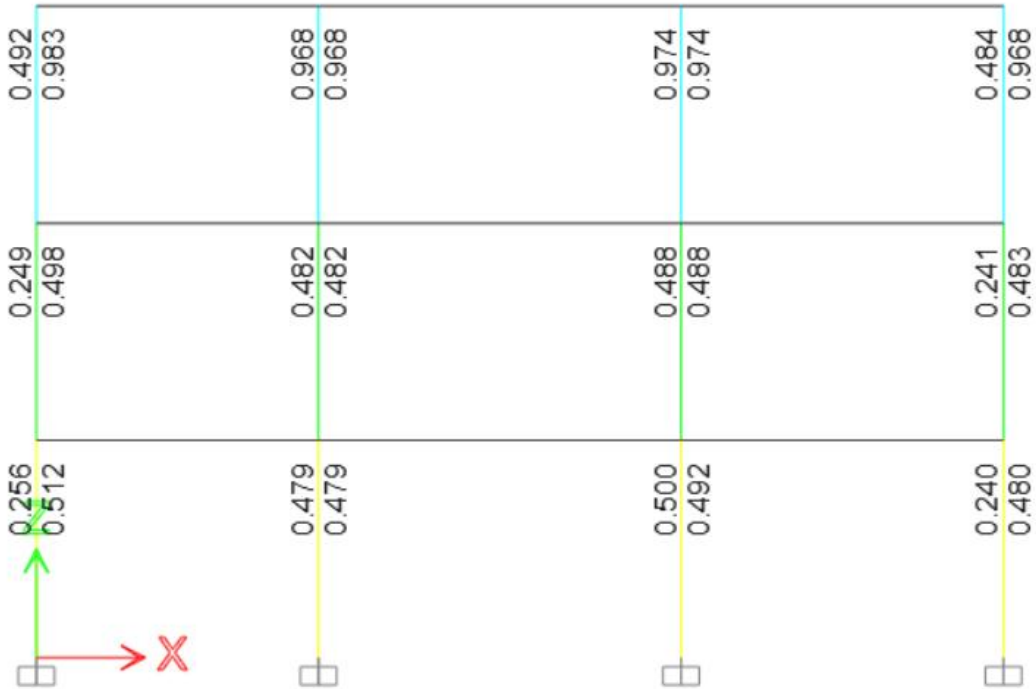


Figura 33: Chequeo conexión viga- columna. Columna fuerte- Viga débil

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

ESTRUCTURA DE 3 PISOS TIPOLOGÍA 1

4.1 Análisis de resultados estructurales

Derivas

Se presentan los datos de derivas obtenidos tanto para el análisis estático lineal como para el análisis modal espectral, manteniendo las dimensiones de los elementos estructurales por lo tanto la única variable será el factor z al no modificar ni la masa ni la rigidez el período se mantiene constante ya que lo que se desea evaluar son las proporciones en las que va variando las derivas de la estructura.

Tipología 1 -3 pisos									
z	Período	Coeficiente Sísmico	Derivas Análisis Estático		Derivas Análisis Modal Espectral		Peso total de la estructura	Peso Sísmico Reactivo W	Cortante Basal Estático
[g]	[s]		Sx	Sy	Sx	Sy	[tonelada-fuerza]	[tonelada-fuerza]	[tonelada-fuerza]
0.4	0.439	0.1488	1.01%	0.96%	0.91%	0.87%	257.79	374.028	55.65
0.45		0.1674	1.14%	1.08%	1.02%	0.98%			62.61
0.5		0.1860	1.26%	1.20%	1.14%	1.08%			69.56
0.55		0.2046	1.39%	1.32%	1.25%	1.19%			76.52
0.6		0.2232	1.52%	1.44%	1.36%	1.30%			83.48

Tabla 42: Derivas Análisis Estático Lineal y Análisis Modal Espectral

En la siguiente gráfica se representan los datos obtenidos de Tabla 42, donde se evidencia el incremento de las derivas en función del aumento del valor de z , tanto para el análisis estático lineal como para el análisis modal espectral.

Las derivas obtenidas con $z = 0.4g$ constituyen la referencia base. A partir de este valor, las derivas correspondientes a $0.45g$, $0.50g$, $0.55g$ y $0.60g$ aumentan de manera aproximadamente lineal con la aceleración sísmica

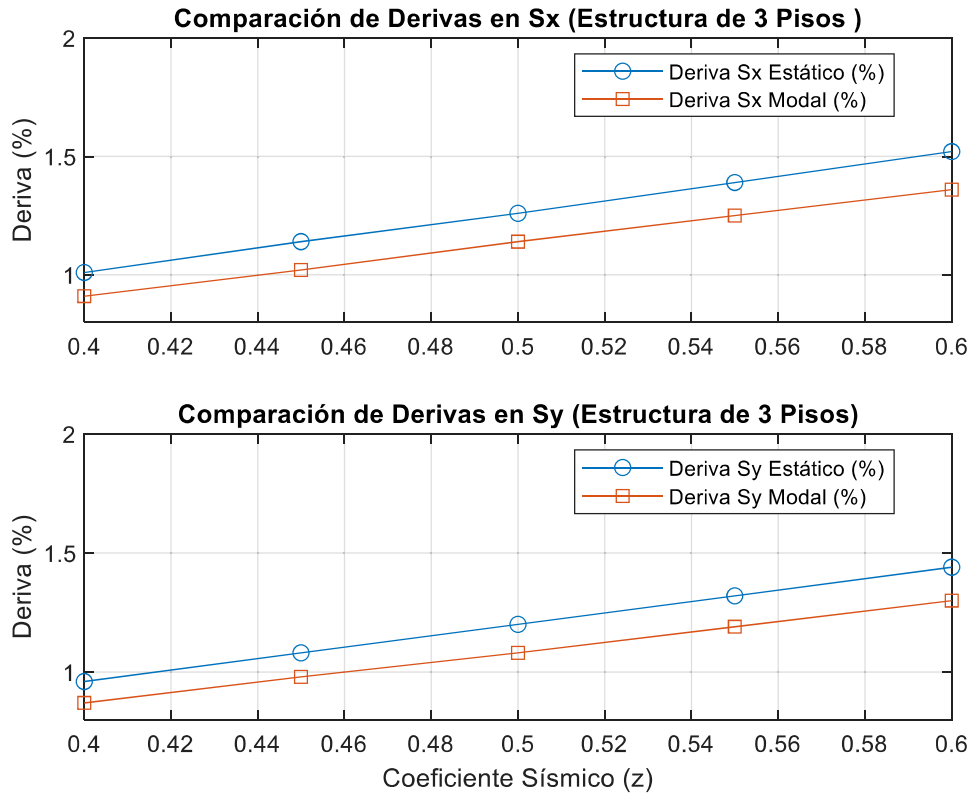


Figura 34: Derivas Análisis Estático Lineal y Análisis Modal Espectral

Análisis:

- En dirección Sx, la deriva del análisis estático equivalente crece de 1.01% a 1.52%, mientras que la del análisis modal espectral aumenta de 0.91% a 1.36%.
- En dirección Sy, la deriva del análisis estático crece de 0.96% a 1.44%, y la del análisis modal espectral aumenta de 0.87% a 1.30%.

Espectro de Respuesta

Al realizar las variaciones del factor de z el espectro varía conforme se indica en la **Figura 35**; el Espectro de Respuesta de Aceleración Espectral es una representación gráfica que muestra la máxima aceleración que experimentaría una estructura idealizada de un solo grado de libertad (SDOF) con un período natural determinado, cuando es sometida a un movimiento sísmico específico.

En el Eje X del Espectro de Respuesta se representa el período natural de vibración medido en segundos (s).

Mientras que en el Eje Y se representa la aceleración máxima esperada (S_a), medida en unidades de la gravedad (g). Se indica el período $T=0.439$ s que corresponde el obtenido para una estructura de 3 pisos y se evidencia que la Aceleración espectral (S_a) aumenta conforme el aumento del factor z .

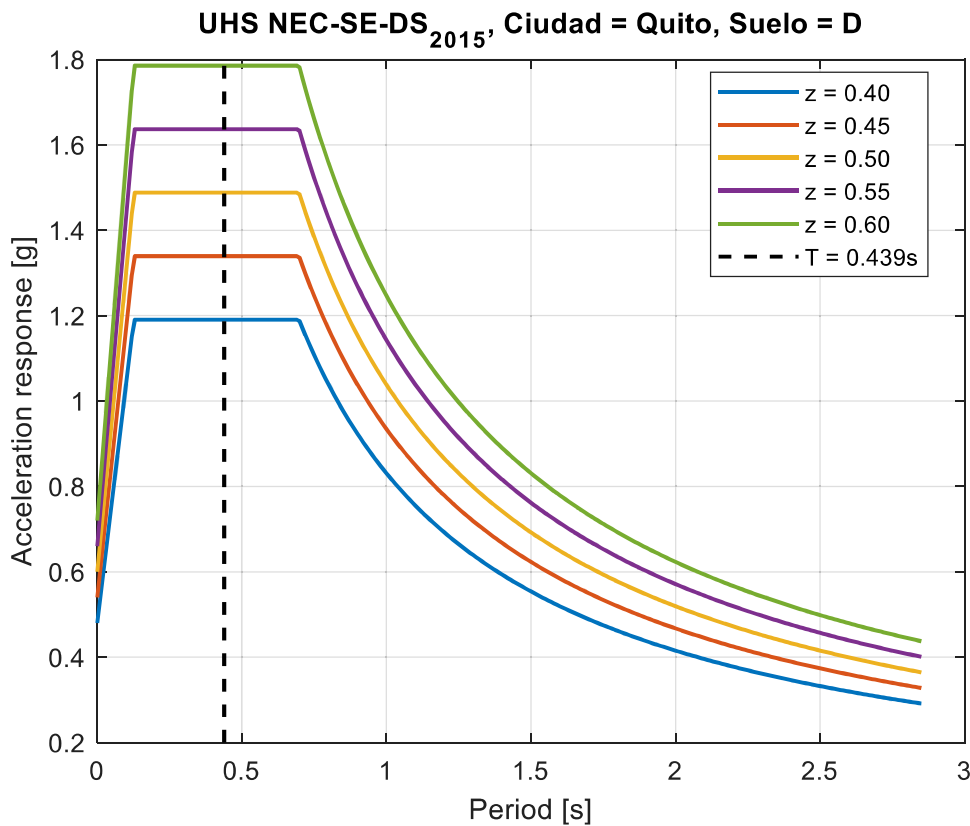


Figura 35: Familia de espectros en función de z

Análisis:

Si el valor de z aumenta, la aceleración espectral es mayor en el período fundamental por lo tanto las fuerzas sísmicas calculadas en la estructura pueden ser más elevadas. Esto puede llevar a un aumento de dimensiones en elementos estructurales (columnas, vigas, conexiones).

Derivas calibradas al límite de $z=0.4g$

Una vez identificadas las derivas correspondientes para un valor de $z=0.4g$, se procede al aumento de las secciones de las columnas en los modelos cuyos valores de z son $0.45g$, $0.50g$, $0.55g$ y $0.6g$. Este ajuste se realiza con el propósito de cumplir el límite establecido para $z=0.4g$. Como se observa en los datos de la **Tabla 43**, los períodos estructurales varían debido al incremento de las secciones, generado por el aumento de las aceleraciones espectrales. Asimismo, se puede notar que las derivas se limitan a los valores obtenidos con $z=0.4g$.

Tipología 1 -3 pisos									
z	Período	Coeficiente Sísmico	Derivas Análisis Estático		Derivas Análisis Modal Espectral		Peso total de la estructura	Peso Sísmico Reactivo W	Cortante Basal Estático
			Sx	Sy	Sx	Sy			
[g]	[s]						[tonelada-fuerza]	[tonelada-fuerza]	[tonelada-fuerza]
0.4	0.439	0.1488	1.01%	0.96%	0.91%	0.87%	257.79	374.028	55.65
0.45	0.396	0.1674	0.95%	0.89%	0.84%	0.80%	271.41	385.21	64.48
0.5	0.365	0.1860	0.90%	0.85%	0.80%	0.76%	286.98	398.02	74.03
0.55	0.34	0.2046	0.87%	0.82%	0.76%	0.72%	304.49	412.45	84.39
0.6	0.319	0.2232	0.84%	0.79%	0.73%	0.69%	323.95	428.5	95.64

Tabla 43: Análisis de Resultados 3 pisos

Peso de la estructura

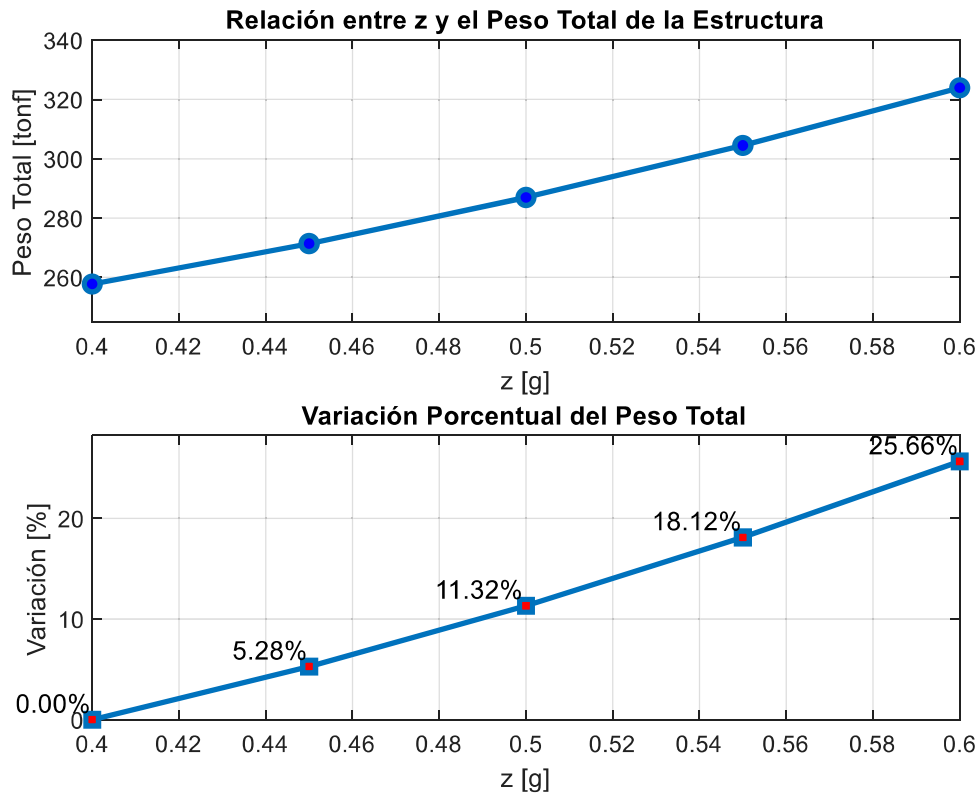


Figura 36: Relación entre z y el Peso Total de la Estructura

Análisis:

Se evalúa la relación entre el incremento de la sección de los elementos estructurales y el peso total de la estructura. Los resultados obtenidos muestran una tendencia clara: a medida que z aumenta, el peso total de la estructura también lo hace de manera progresiva.

El análisis porcentual de variación muestra que, al incrementar la sección de los elementos estructurales de $z=0.4g$ a $z=0.6g$, el peso total de la estructura se incrementó en un 25.66%. Este comportamiento es consistente con la expectativa de que secciones mayores implican un mayor volumen de material utilizado y, por ende, un peso estructural superior.

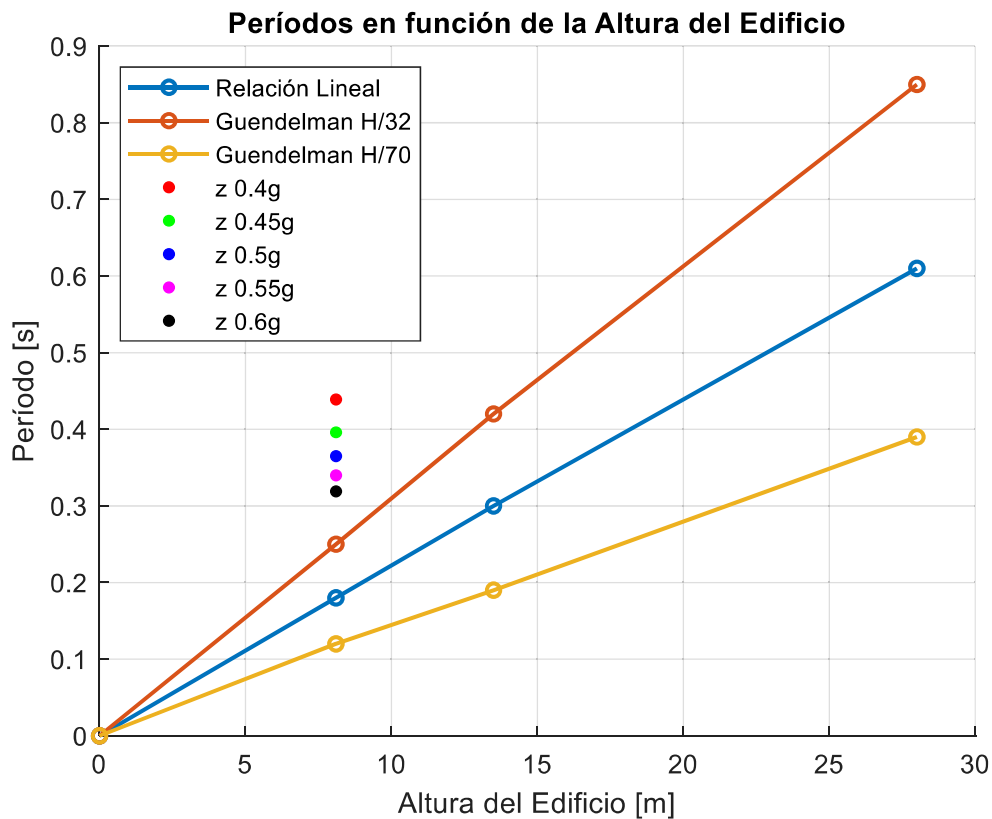
Este fenómeno tiene implicaciones importantes en el diseño estructural. Por un lado, el aumento de la sección de las columnas puede mejorar significativamente la capacidad portante y la rigidez de la estructura, reduciendo deformaciones y mejorando su desempeño ante cargas gravitacionales y laterales (como viento y sismos). Sin embargo, también conlleva un incremento en la demanda de material, lo que puede afectar el costo de construcción y la eficiencia estructural.

Desde una perspectiva de optimización, es esencial encontrar un balance entre seguridad estructural y economía de materiales. En diseños donde la carga vertical es el factor predominante, aumentar la sección de las columnas puede ser beneficioso; sin embargo, en estructuras donde el peso propio es una carga relevante, como en edificios altos o puentes, se debe evaluar con mayor precisión si el incremento en peso justifica los beneficios en capacidad estructural.

El presente análisis cuantifica el impacto del incremento de las secciones estructurales en el peso total de la estructura, mostrando que existe un aumento significativo en el peso a medida que se incrementa z . Estos resultados deben considerarse en el proceso de diseño para tomar decisiones fundamentadas sobre el tamaño óptimo de los elementos estructurales, equilibrando seguridad, costos y eficiencia constructiva.

Períodos

La data de los períodos que se obtienen al variar las secciones de los elementos estructurales dependiendo el valor de z se compara con las ecuaciones que se indican en el estudio de [Palacios, \(2022\)](#). Los datos corresponden a las variaciones de períodos de una estructura de 3 pisos.



Análisis:

Los puntos de colores que representan estructuras bajo distintas aceleraciones sísmicas se ubican por encima de las curvas de Guendelman H/32 y H/70. Esto implica que los períodos naturales de estas estructuras son más altos que los valores teóricos para edificaciones convencionales.

Los puntos fuera de los límites de Guendelman indican que las estructuras analizadas son más flexibles de lo recomendado. En el diseño sísmico, es crucial controlar la flexibilidad para evitar daños estructurales y garantizar la seguridad de los ocupantes. Se podrían considerar soluciones como el aumento de rigidez lateral (agregando muros de corte, aumentando la sección de columnas, o modificando el material) para reducir los períodos naturales y mejorar el desempeño sísmico del edificio.

Sin embargo, para el presente estudio se pretende dar visibilidad a los sistemas constructivos existentes en la ciudad de Quito cuyas dimensiones de elementos estructurales pese a no ser las adecuadas para entrar en el rango de período establecido por Guendelman cumplen con los límites de derivas permitidos.

4.2 Resultados de secciones de elementos estructurales

Estructura 3 pisos

TIPOLOGÍA 1- 3 PISOS		
z	COLUMNAS	VIGAS [cm]
[g]	[cm]	Altura x Base
0.4	35X35	35X25
0.45	40X40	
0.5	45X45	
0.55	50X50	
0.6	55X55	

Tabla 44: Secciones Estructura 3 pisos

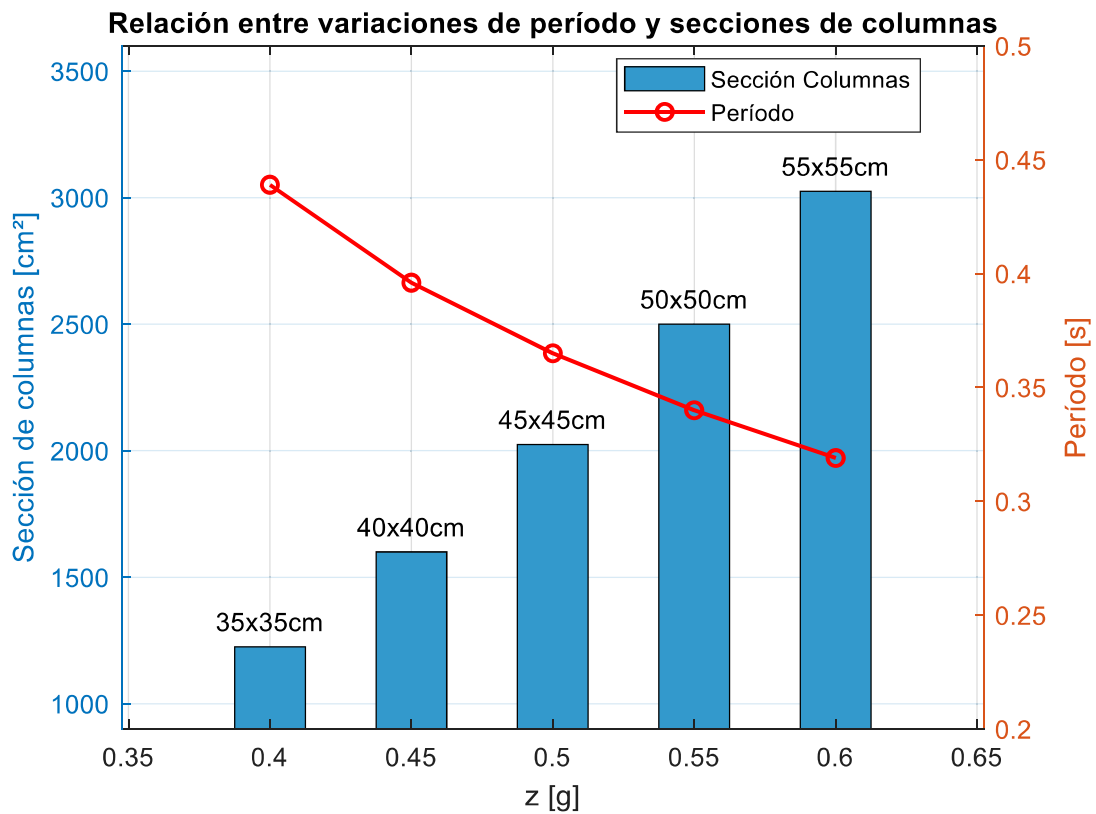


Figura 37: Relación entre variaciones de período y secciones de columnas

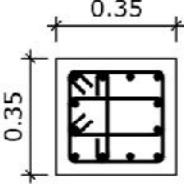
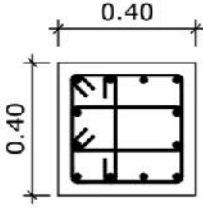
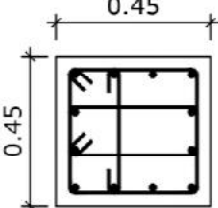
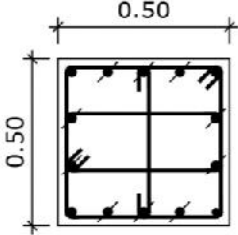
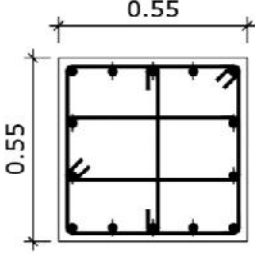
En función del valor de z	$z=0.4g$
Armado Longitudinal y Transversal de columna	<p style="text-align: center;">● 12Ø14 2E + 1GR Ø10@0.10</p> 
	$z=0.45g$
<p style="text-align: center;">● 12Ø16 2E + 1GR Ø10@0.10</p> 	$z=0.5g$
	<p style="text-align: center;">● 12Ø18 2E + 1GR Ø10@0.10</p> 
$z=0.55g$	$z=0.60g$
<p style="text-align: center;">● 4Ø18 ● 10Ø14 2E + 1GR Ø10@0.10</p> 	<p style="text-align: center;">● 4Ø18 ● 10Ø16 2E + 1GR Ø10@0.10</p> 

Tabla 45: Secciones de columna en función del valor z

Análisis:

El diseño estructural implica una serie de decisiones fundamentales que afectan la resistencia, estabilidad y eficiencia de una edificación o infraestructura. Es por ello que para garantizar el cumplimiento del límite de derivas establecidos cuando $z=0.4g$ se aumentan las secciones de columnas y con ello existe una variación además de los períodos.

Crecimiento de la sección de columnas:

A medida que el coeficiente sísmico z aumenta de $0.4g$ a $0.6g$, la sección de las columnas también aumenta, pasando de 1225 cm^2 ($35 \times 35 \text{ cm}$) a 3025 cm^2 ($55 \times 55 \text{ cm}$).

Esto indica que, conforme las cargas sísmicas aumentan, se requieren columnas más grandes para garantizar la estabilidad estructural.

Disminución del período estructural:

El período estructural disminuye conforme aumenta la sección de las columnas. Inicia con un valor de 0.43 [s] y baja hasta aproximadamente 0.31 [s] . Esto sugiere que estructuras con columnas más grandes son más rígidas y, por lo tanto, presentan menores períodos de vibración.

4.3 Análisis económico

El presupuesto toma en cuenta los siguientes rubros que para el presente estudio se consideran los más significativos al ser los que se ven influenciados por las dimensiones de los elementos estructurales. La cantidad de acero de refuerzo toma en cuenta únicamente el acero utilizado en las columnas puesto que este elemento estructural es variable para cada valor de z mientras que la cantidad de acero y vigas no se toma en cuenta en el presupuesto puesto que al mantener las mismas dimensiones no se va a visibilizar una variación de presupuesto.

Tipología 1-3pisos $z=0.4g$						
PRESUPUESTO						
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	507065	Hormigón simple en columnas $f_c=280$ Kg/cm ² , incluye encofrado	m ³	47.68	\$ 219.98	\$ 10,488.65
2	507064	Hormigón simple en vigas intermedias ($f_c=28$ MPa.) incl. encofrado	m ³	68.84	\$ 231.58	\$ 15,941.97
3	507075	Hormigón simple para Losa alivianada $e=20$ cm (28MPa.) incl. encofrado colocado	m ²	508.5	\$ 31.19	\$ 15,860.12
4	509053	Acero de refuerzo (Varillas)	kg	6952	\$ 1.98	\$ 13,764.96
SUBTOTAL						\$ 56,055.69

Tabla 46: Presupuesto estructura 3 pisos $z=0.4g$

TIPOLOGÍA 1- 3 PISOS			
Período	z	COLUMNAS	Presupuesto
[s]	[g]	[cm]	
0.44	0.4	35X35	\$ 40,637.13
0.40	0.45	40X40	\$ 44,958.40
0.37	0.5	45X45	\$ 49,755.48
0.34	0.55	50X50	\$ 56,154.63
0.32	0.6	55X55	\$ 62,314.12

Tabla 47: Presupuesto estructura de 3 pisos en función del valor de z

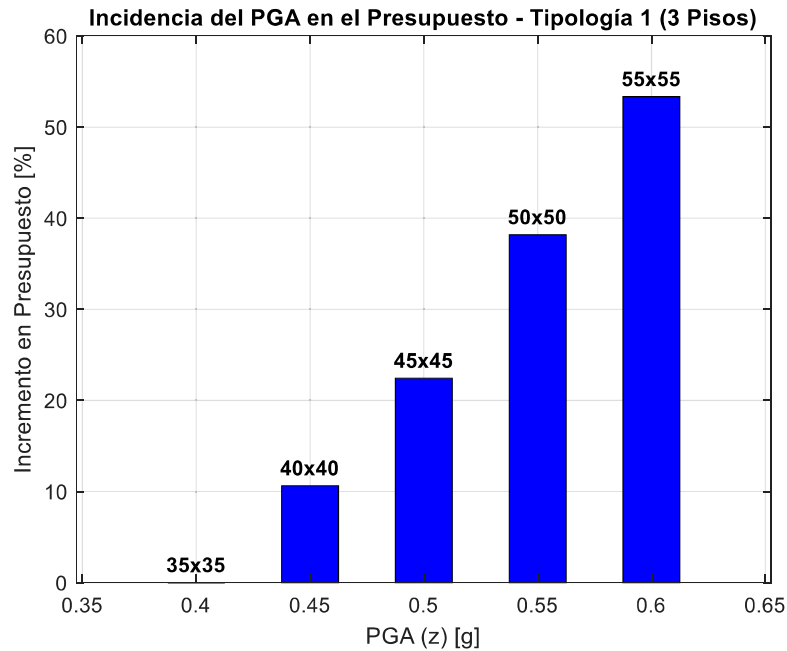


Figura 38: Incidencia del PGA en el presupuesto de una estructura de 3 pisos

Análisis:

Aumento del presupuesto con la sección de columnas:

- A medida que la PGA (z) aumenta de 0.4g a 0.6g, el incremento en presupuesto también aumenta.
- Secciones de columnas más grandes requieren más material, lo que encarece la construcción.

Tendencia del incremento en el presupuesto:

- Para las columnas de dimensiones 40x40 cm, correspondiente a un $z=0.45g$ el incremento es alrededor de 10%.
- Para las columnas de dimensiones 45x45 cm, correspondiente a un $z=0.5g$, sube aproximadamente a 22%.
- Para las columnas de dimensiones 50x50 cm, correspondiente a un $z=0.55g$, el incremento alcanza un 38%.
- Para las columnas de dimensiones 55x55 cm, correspondiente a un $z=0.6g$, el incremento supera el 53%.

ESTRUCTURA 5 PISOS – TIPOLOGÍA 2

La estructura para diseñar de acuerdo con las características establecidas en el marco teórico corresponde a una edificación con una altura de entrepiso de 2.70 m y están compuestas principalmente por tres vanos en dirección X, y cuatro vanos en dirección Y, cuyas luces en promedio van desde los 3.50 m hasta 5.00 m, presentando geometría regular en planta y elevación con material de hormigón armado y con un sistema de losas de hormigón utilizando además vigas peraltadas. El uso de este tipo de tipología estructural se destina a oficinas.

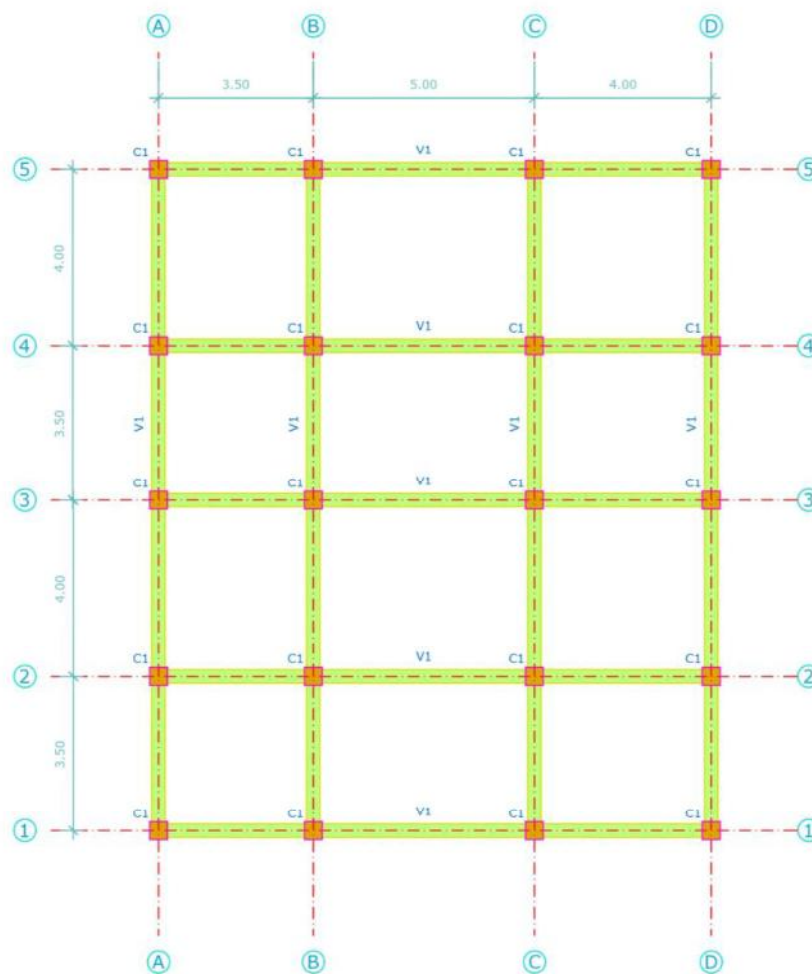


Figura 39: Vista en planta - Estructura 5 Pisos

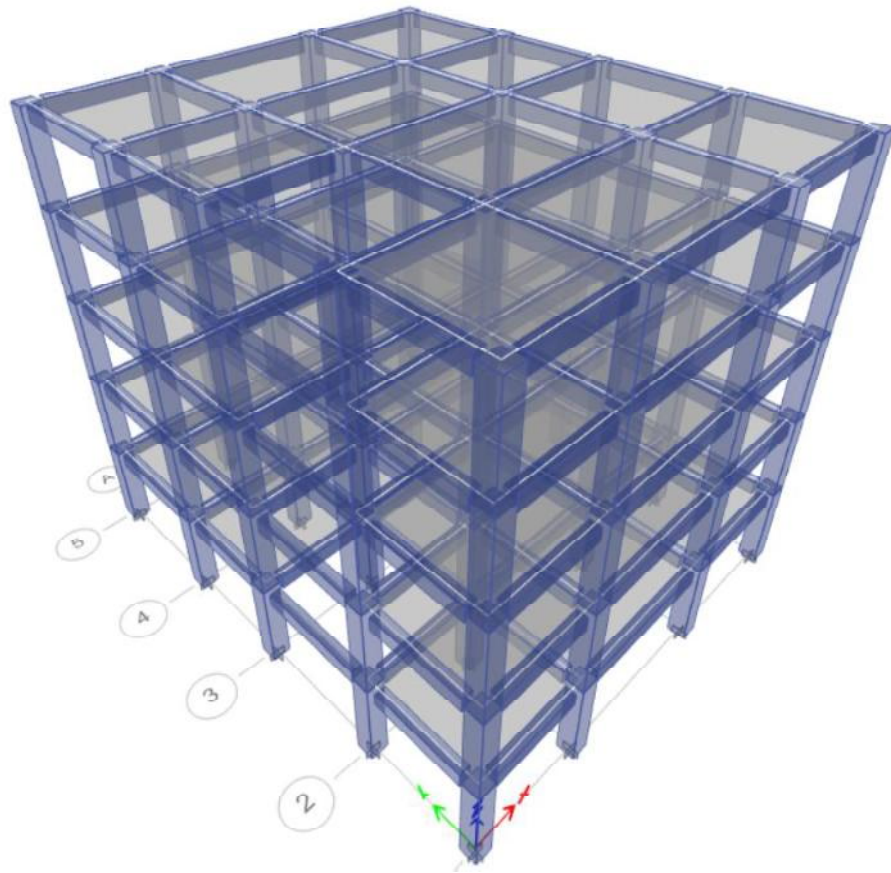


Figura 40: Vista 3D Estructura de 5 pisos

Secciones Estructurales

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a column section. The 'General Data' section includes: Property Name: C50x50; Material: f_c 280 kg/cm²; Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...; Display Color: Green; Notes: Modify/Show Notes... The 'Shape' section shows: Section Shape: Composite Rectangular. The 'Section Property Source' is User Defined. The 'Section Dimensions' are: Depth: 50 cm; Width: 50 cm. The 'Property Modifiers' section shows: Modify/Show Modifiers... Currently User Specified. The 'Reinforcement' section shows: Modify/Show Rebar... The 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column' checkbox is unchecked. A reinforcement diagram on the right shows a square section with a grid of reinforcement bars and a coordinate system with axes 2 (vertical) and 3 (horizontal).

Figura 41: Definición de sección tipo columna – Estructura 5 Pisos

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a beam section. The 'General Data' section includes: Property Name: V40x30; Material: f_c 280 kg/cm²; Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...; Display Color: Magenta; Notes: Modify/Show Notes... The 'Shape' section shows: Section Shape: Concrete Rectangular. The 'Section Property Source' is User Defined. The 'Section Dimensions' are: Depth: 40 cm; Width: 30 cm. The 'Property Modifiers' section shows: Modify/Show Modifiers... Currently User Specified. The 'Reinforcement' section shows: Modify/Show Rebar... The 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column' checkbox is unchecked. A reinforcement diagram on the right shows a rectangular section with a grid of reinforcement bars and a coordinate system with axes 2 (vertical) and 3 (horizontal).

Figura 42: Definición de sección tipo viga – Estructura 5 Pisos

Cargas Gravitacionales:

TIPO	Descripción	Carga [kg/m2]	Especificaciones
L1	Entrepiso	250	NEC 15 : Uso Oficinas
L= L1	Total, Carga Viva	250	

*Tabla 48: Carga Viva entrepiso***Carga de Sismo [E]:**

Coefficientes	Valor	Coefficientes	Valor	Unidad
I	1	ϕ_p	1	-
Z	0.4	R	8	-
η	2.48	Sa	1.19	m/s ²
r	1	hn	13.10	-
Fa	1.2	Ct	0.06	-
Fd	1.19	α	0.9	-
Fs	1.28	T	0.36	s
ϕ_e	1	C	0.1488	-

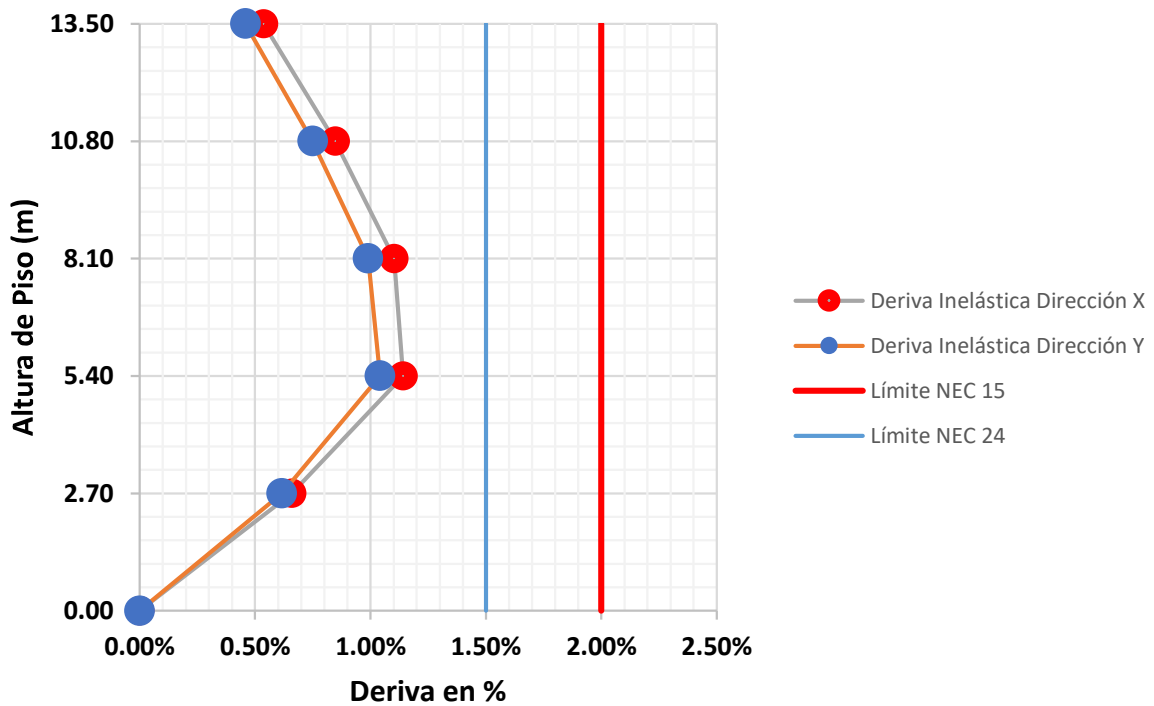
Tabla 49: Coeficientes para cálculo de coeficiente sísmico

4.4 Análisis Estático Equivalente y modales espectrales

Análisis Estático Equivalente

Altura del piso (m)	Piso	Deriva Elástica Sx	Deriva Elástica Sy	Deriva Inelástica Dirección X	Deriva Inelástica Dirección Y
13.50	Piso 5	0.0009	0.0008	0.54%	0.46%
10.80	Piso 4	0.0014	0.0012	0.85%	0.75%
8.10	Piso 3	0.0018	0.0016	1.10%	0.99%
5.40	Piso 2	0.0019	0.0017	1.14%	1.04%
2.70	Piso 1	0.0011	0.0010	0.66%	0.62%
0.00		0.0000	0.0000	0.00%	0.00%

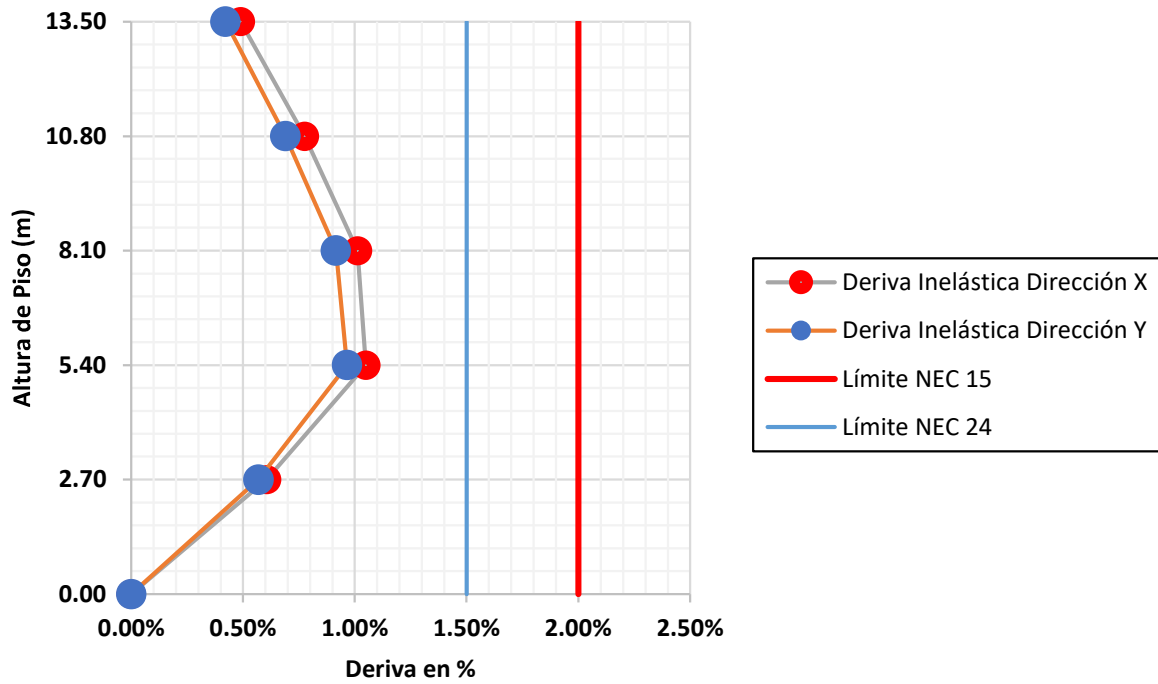
Tabla 50: Deriva Inelástica - Análisis Estático Equivalente - Estructura 5 pisos



Análisis Modal Espectral

Altura del piso (m)	Piso	Deriva Elástica Sx	Deriva Elástica Sy	Deriva Inelástica Dirección X	Deriva Inelástica Dirección Y
13.50	Piso 5	0.0008	0.0007	0.49%	0.42%
10.80	Piso 4	0.0013	0.0012	0.78%	0.69%
8.10	Piso 3	0.0017	0.0015	1.01%	0.92%
5.40	Piso 2	0.0018	0.0016	1.05%	0.97%
2.70	Piso 1	0.0010	0.0009	0.61%	0.57%
0.00		0.0000	0.0000	0.00%	0.00%

Tabla 51: Deriva Inelástica - Análisis Modal Espectral - Estructura 5 pisos



Diseño estructural de vigas

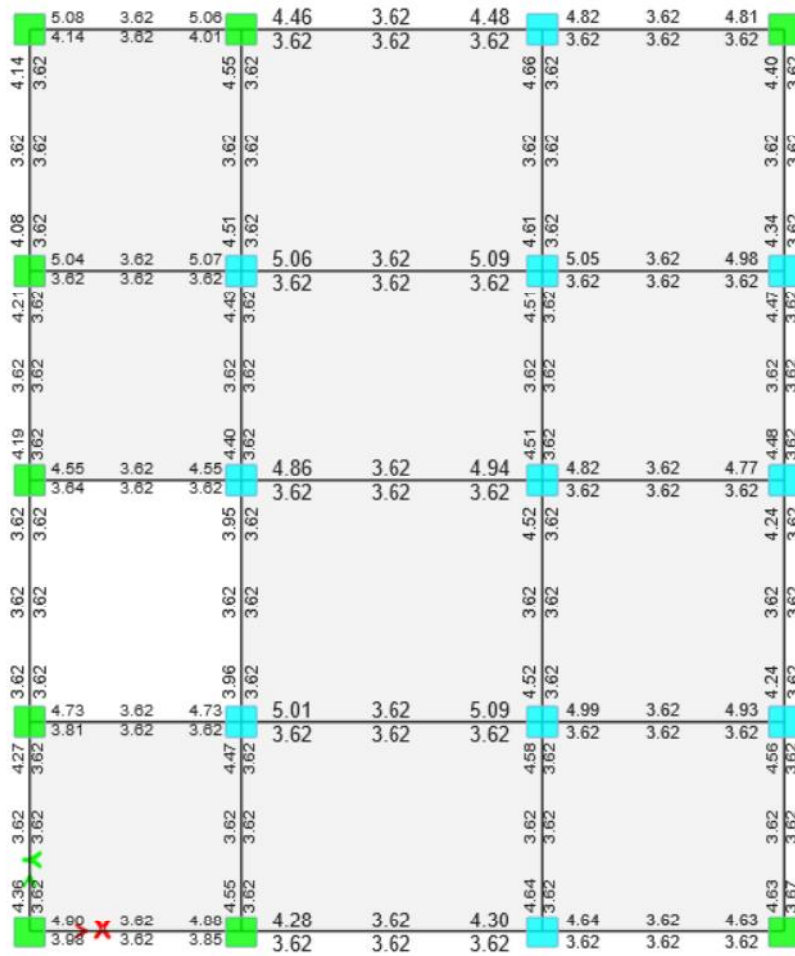


Figura 43: Refuerzo Longitudinal Vigas cm^2 – Losa $Nv+2.70\text{ m}$ – Estructura 5 Pisos

Diseño estructural de columnas

Refuerzo longitudinal

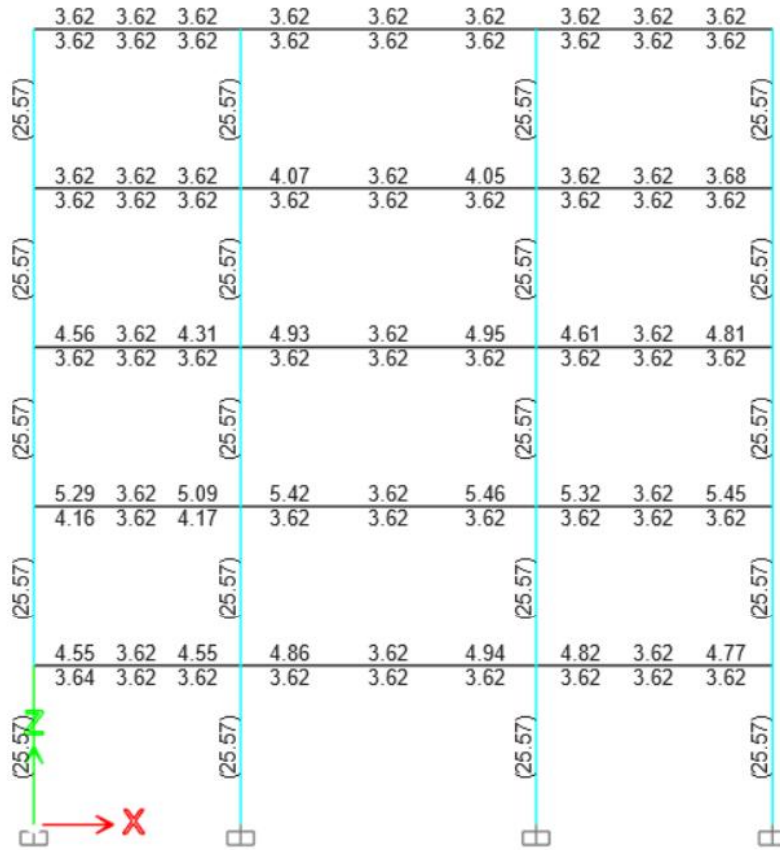


Figura 44: Refuerzo Longitudinal Columnas cm^2 - Estructura 5 Pisos

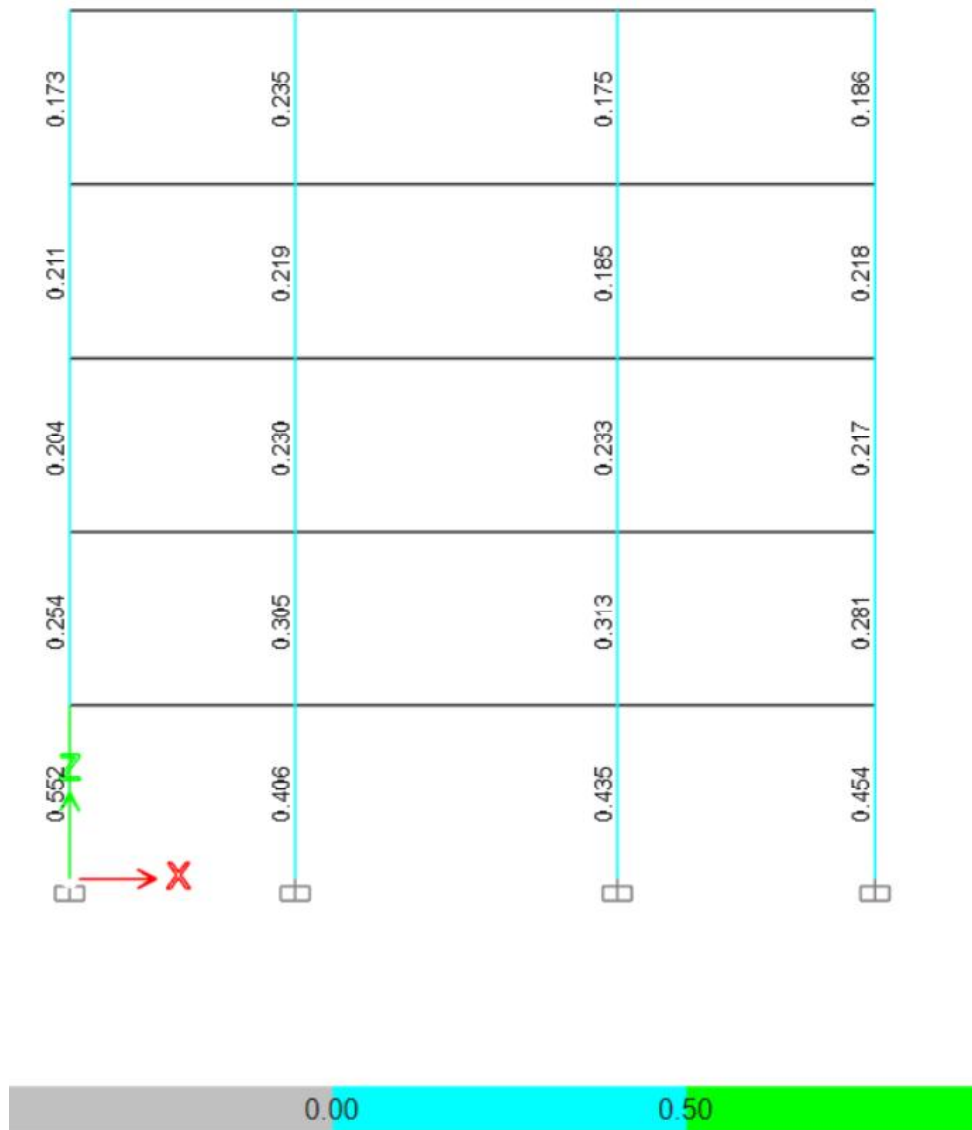


Figura 45: Radio de capacidad columnas - Estructura 5 Pisos

Conexión viga- columna

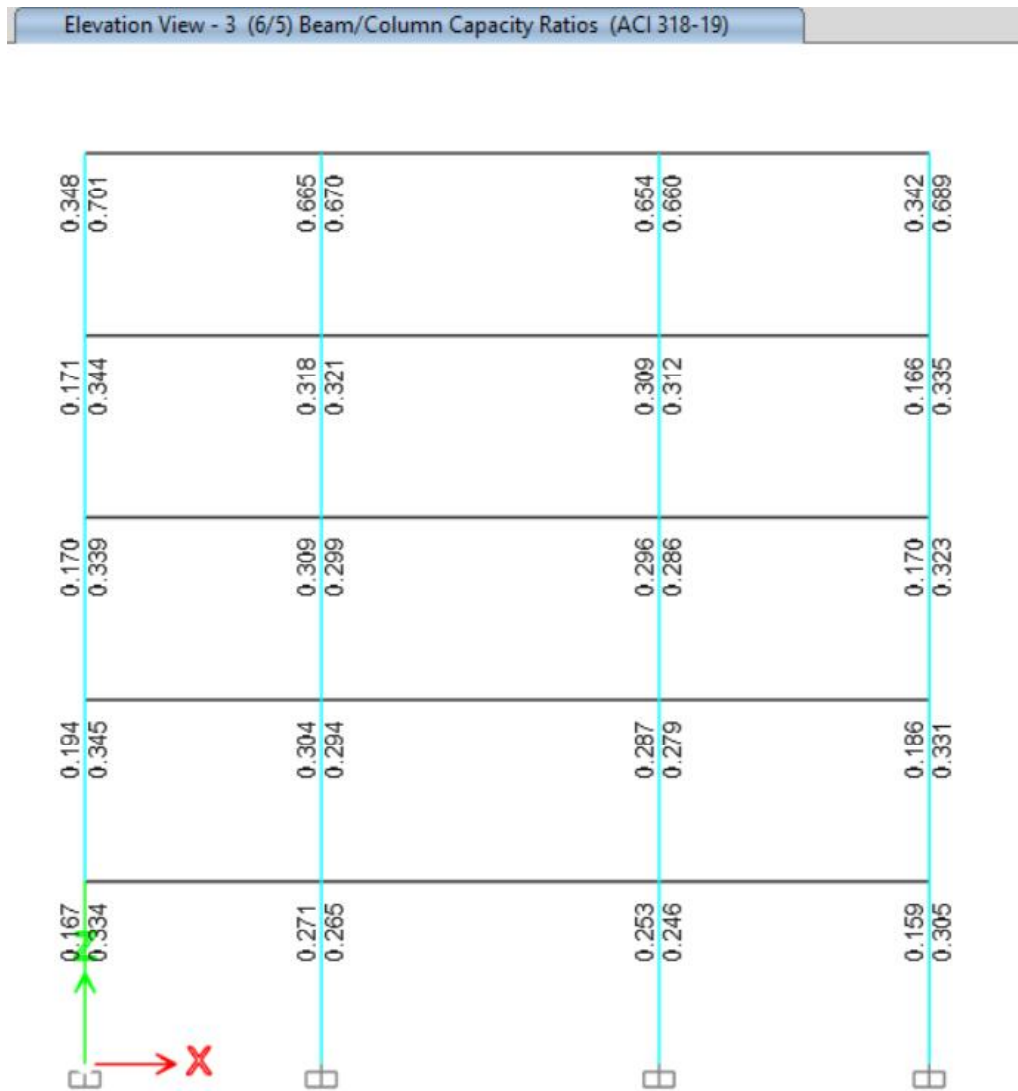


Figura 46: Chequeo conexión viga- columna. Columna fuerte- Viga débil - Estructura 5 Pisos

4.5 Análisis de resultados estructurales

Derivas

Tipología 2 -5 pisos									
z	Período	Coeficiente Sísmico	Derivas Análisis Estático		Derivas Análisis Modal Espectral		Peso total de la estructura	Peso Sísmico Reactivo W	Cortante Basal Estático
[g]	[s]		Sx	Sy	Sx	Sy	[tonelada- fuerza]	[tonelada- fuerza]	[tonelad a- fuerza]
0.4	0.558	0.1488	1.14%	1.04%	1.05%	0.97%	557.45	765.14	113.85
0.45		0.1674	1.28%	1.17%	1.18%	1.09%			128.08
0.5		0.1860	1.57%	1.40%	1.31%	1.21%			142.31
0.55		0.2046	1.73%	1.54%	1.44%	1.32%			156.54
0.6		0.2232	1.88%	1.68%	1.58%	1.45%			170.78

Tabla 52: Derivas Análisis Estático Lineal y Análisis Modal Espectral - Estructura 5 Pisos

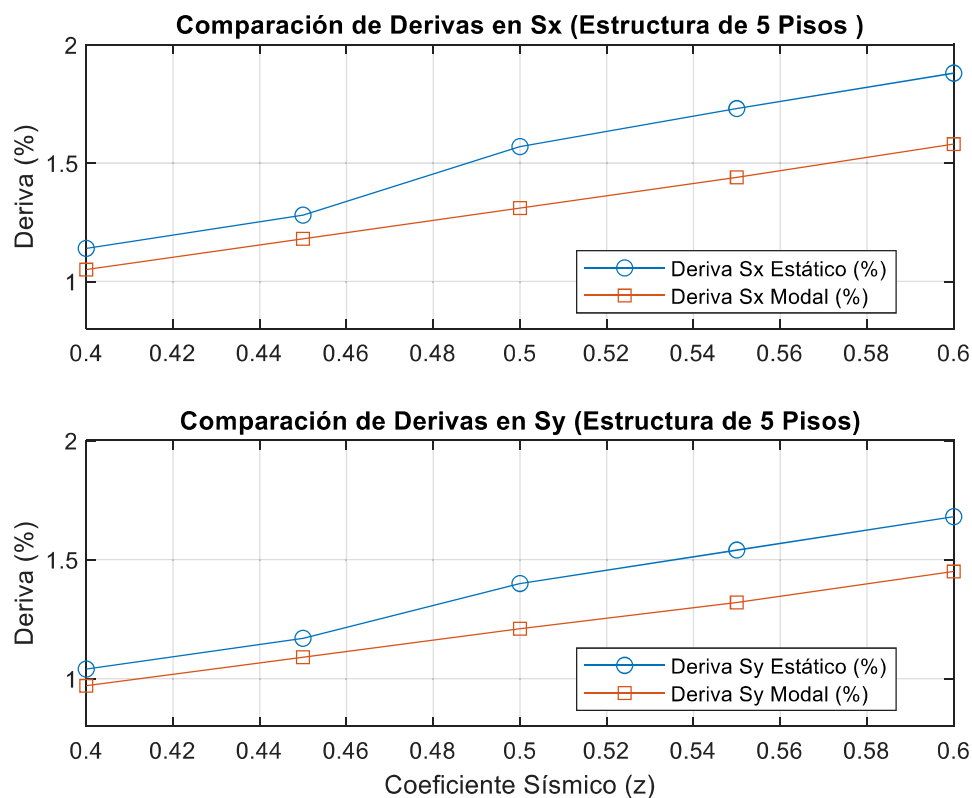


Figura 47: Derivas Análisis Estático Lineal y Análisis Modal Espectral - Estructura 5 Pisos

Análisis:

- En dirección Sx, la deriva del análisis estático equivalente crece de 1.14% a 1.88%, mientras que la del análisis modal espectral aumenta de 1.05% a 1.58%.
- En dirección Sy, la deriva del análisis estático crece de 1.04% a 1.68%, y la del análisis modal espectral aumenta de 0.97% a 1.45%.

Espectro de Respuesta

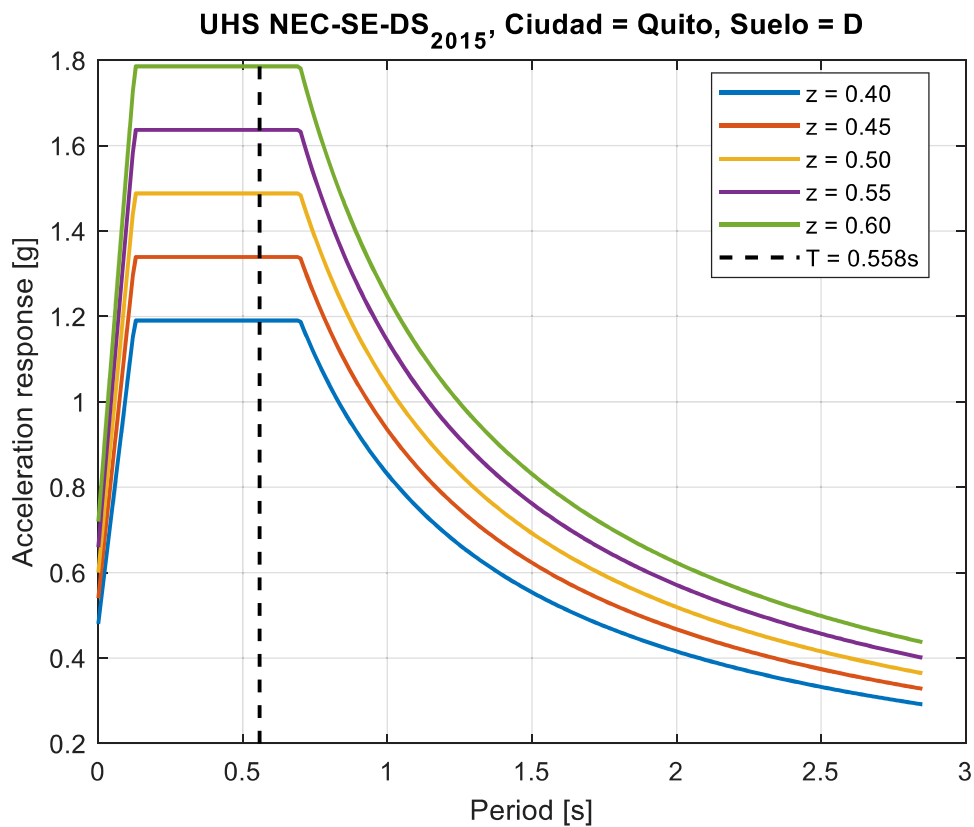


Figura 48: Familia de espectros en función de z - Estructura 5 Pisos

Análisis:

Si el valor de z aumenta, la aceleración espectral es mayor en el período fundamental por lo tanto las fuerzas sísmicas calculadas en la estructura pueden ser más elevadas. Esto puede llevar a un aumento de dimensiones en elementos estructurales (columnas, vigas, conexiones).

Derivas calibradas al límite de z=0.4 g

Tipología 2 -5 pisos									
z	Período	Coeficiente Sísmico	Derivas Análisis Estático		Derivas Análisis Modal Espectral		Peso total de la estructura	Peso Sísmico Reactivo W	Cortante Basal Estático
			Sx	Sy	Sx	Sy			
0.4	0.558	0.1488	1.14 %	1.04%	1.05 %	0.97%	557.45	765.14	113.85
0.45	0.51	0.1674	1.07 %	0.97%	0.97 %	0.87%	624.34	824.9	138.08
0.5	0.491	0.1860	1.12 %	1.01%	0.99 %	0.90%	662.65	859.15	159.80
0.55	0.474	0.2046	1.14 %	1.04%	1.01 %	0.92%	704.21	896.33	183.39
0.6	0.442	0.2232	1.10 %	1.00%	0.95 %	0.87%	797.058	979.44	218.61

Tabla 53: Análisis de Resultados - Estructura 5 pisos

Peso de la estructura

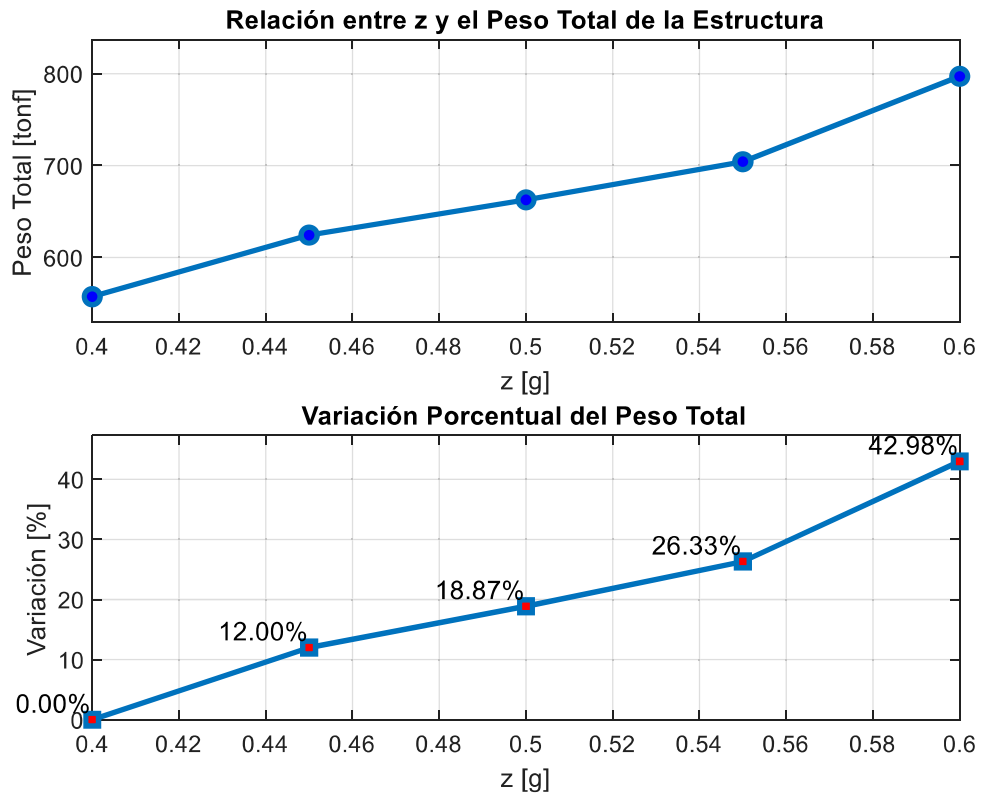
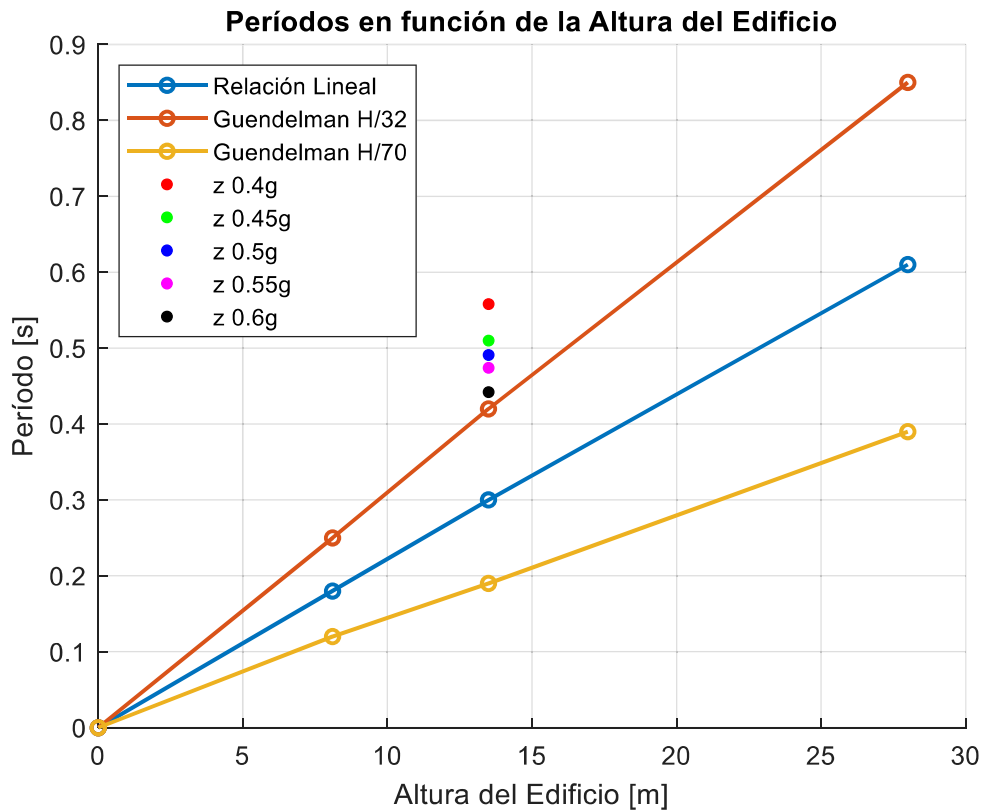


Figura 49: Relación entre z y el Peso Total de la Estructura – Estructura 5 Pisos

Análisis:

El análisis porcentual de variación muestra que, al incrementar la sección de los elementos estructurales de $z=0.4g$ a $z=0.6g$, el peso total de la estructura se incrementó en un 42.98%.

Períodos



Análisis:

Los puntos de colores que representan estructuras bajo distintas aceleraciones sísmicas se ubican por encima de las curvas de Guendelman H/32 y H/70. Esto implica que los períodos naturales de estas estructuras son más altos que los valores teóricos para edificaciones convencionales categorizándose de igual manera que las estructuras de 3 pisos como estructuras flexibles.

4.6 Resultados de secciones de elementos estructurales

Estructura 5 pisos

TIPOLOGÍA 2- 5 PISOS		
z	COLUMNAS	VIGAS [cm]
[g]	[cm]	Altura x Base
0.4	50X50	40X30
0.45	60X60	
0.5	65X65	
0.55	70X70	
0.6	80x80	

Tabla 54: Secciones Estructura 5 pisos

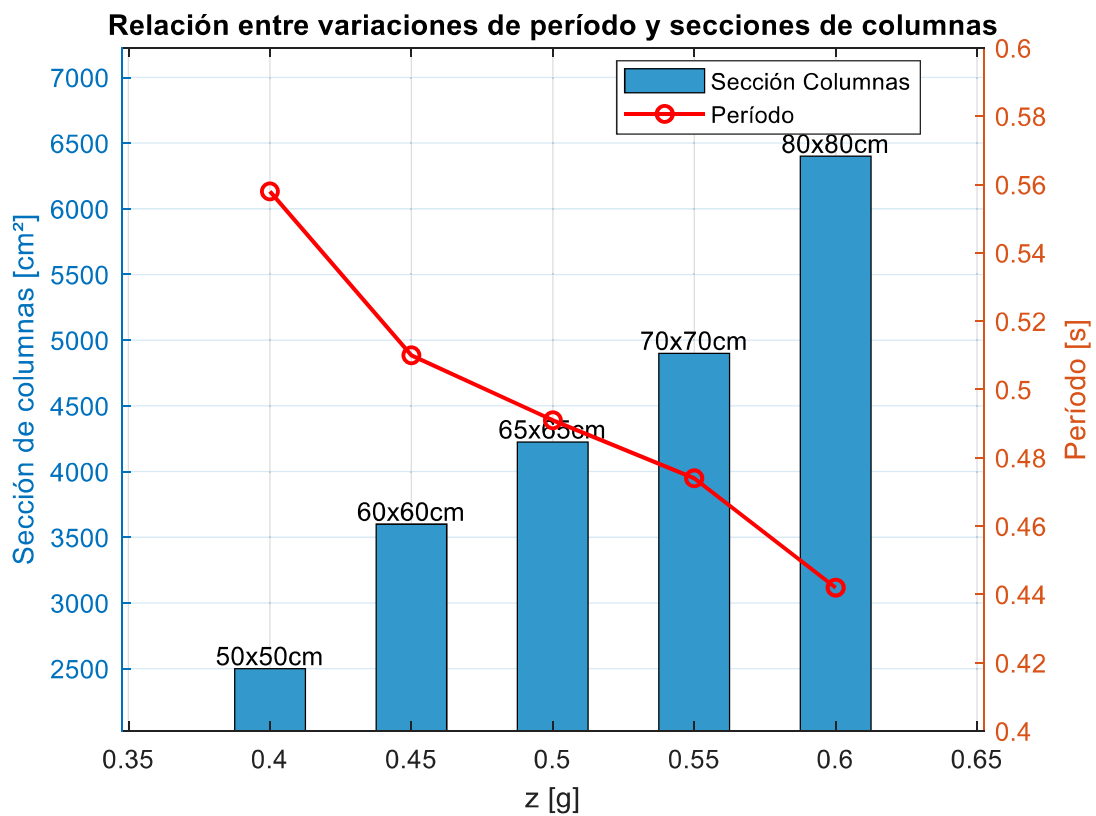


Figura 50: Relación entre variaciones de período y secciones de columnas – Estructura 5 Pisos

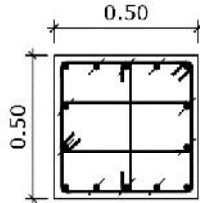
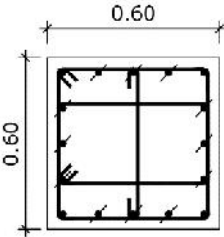
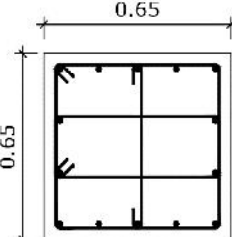
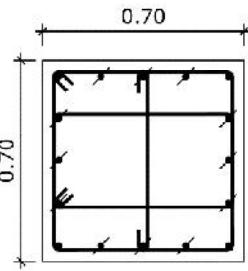
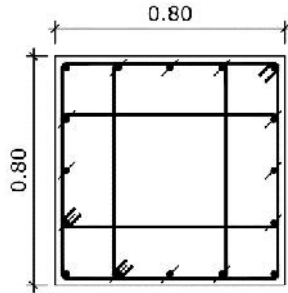
En función del valor de z	$z=0.4g$
Armado Longitudinal y Transversal de columna	<p> $\bullet 4\varnothing 18$ $\blacktriangleright 10\varnothing 14$ $2E + 1GR \varnothing 10@0.10$ </p> 
$z=0.45g$	$z=0.5g$
<p> $\bullet 4\varnothing 20$ $\blacktriangleright 12\varnothing 16$ $2E + 1GR \varnothing 10@0.10$ </p> 	<p> $\bullet 14\varnothing 20$ $2E + 1GR \varnothing 10@0.10$ </p> 
$z=0.55g$	$z=0.60g$
<p> $\bullet 4\varnothing 22$ $\blacktriangleright 12\varnothing 20$ $2E + 1GR \varnothing 10@0.10$ </p> 	<p> $\bullet 4\varnothing 25$ $\blacktriangleright 12\varnothing 22$ $3E \varnothing 10@0.10$ </p> 

Tabla 55: Secciones de columna en función del valor z - Estructura 5 Pisos

Análisis:

A medida que el coeficiente sísmico z aumenta de 0.4g a 0.6g, la sección de las columnas también aumenta, pasando de 2500 cm² (50x50 cm) a 6400 cm² (80x80 cm).

Disminución del período estructural:

El período estructural disminuye conforme aumenta la sección de las columnas. Inicia con un valor de 0.558 [s] y baja hasta 0.442 [s].

4.7 Análisis económico

Tipología 2-5pisos z=0.4g						
PRESUPUESTO						
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	507065	Hormigón simple en columnas $f_c=280$ Kg/cm ² , incluye encofrado	m ³	67.57	\$ 219.98	\$ 14,864.05
2	507064	Hormigón simple en vigas intermedias ($f_c=28$ MPa.) incl. encofrado	m ³	64.27	\$ 231.58	\$ 14,883.65
3	507075	Hormigón simple para Losa alivianada $e=25$ cm (28MPa.) incl. encofrado colocado	m ²	867.5	\$ 31.19	\$ 27,057.33
4	509053	Acero de refuerzo (Varillas)	kg	17786	\$ 1.98	\$ 35,216.28
SUBTOTAL						\$ 92,021.30

Tabla 56: Presupuesto estructura 5 pisos $z=0.4g$

TIPOLOGÍA 2- 5 PISOS			
Período	z	COLUMNAS	Presupuesto
[s]	[g]	[cm]	
0.56	0.4	50X50	\$ 92,021.30
0.51	0.45	60X60	\$ 111,219.88
0.49	0.5	65X65	\$ 121,712.49
0.47	0.55	70X70	\$ 135,438.69
0.44	0.6	80x80	\$ 163,921.96

Tabla 57: Presupuesto estructura de 5 pisos en función del valor de z

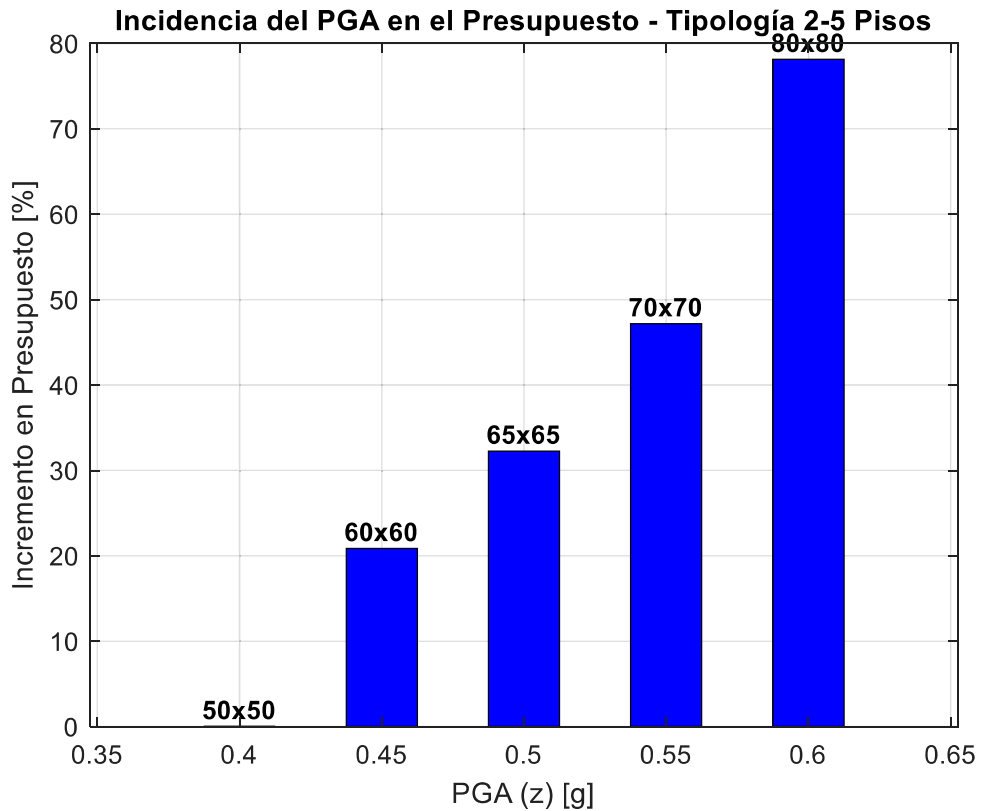


Figura 51: Incidencia del PGA en el presupuesto de una estructura de 5 pisos

Análisis:

Tendencia del incremento en el presupuesto:

- Para las columnas de dimensiones 60x60 cm, correspondiente a un $z=0.45g$ el incremento es alrededor de 20%.
- Para las columnas de dimensiones 65x65 cm, correspondiente a un $z=0.5g$, sube aproximadamente a 32%.
- Para las columnas de dimensiones 70x70 cm, correspondiente a un $z=0.55g$, el incremento alcanza un 47%.
- Para las columnas de dimensiones 80x80 cm, correspondiente a un $z=0.6g$, el incremento supera el 75%.

ESTRUCTURA 8 PISOS – TIPOLOGÍA 3

La estructura para diseñar de acuerdo con las características establecidas en el marco teórico corresponde a una edificación con una altura de entrepiso de 3.5 m y están compuestas principalmente por tres vanos en dirección X, y cuatro vanos en dirección Y, cuyas luces en promedio van desde los 4.00 m hasta 6.00 m, presentando geometría regular en planta y elevación con material de hormigón armado y con un sistema de losas de hormigón utilizando además vigas peraltadas. El uso de este tipo de tipología estructural se destina a residencia con terraza accesible.

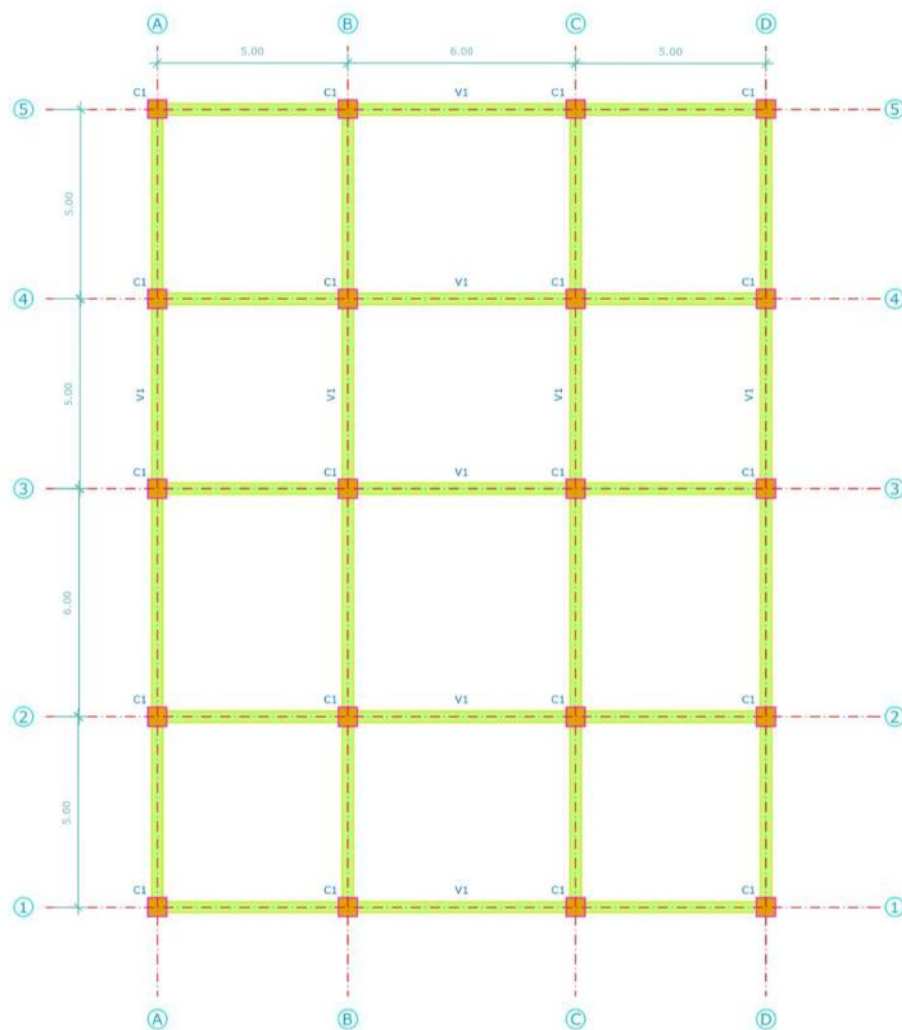


Figura 52: Vista en planta - Estructura 8 Pisos

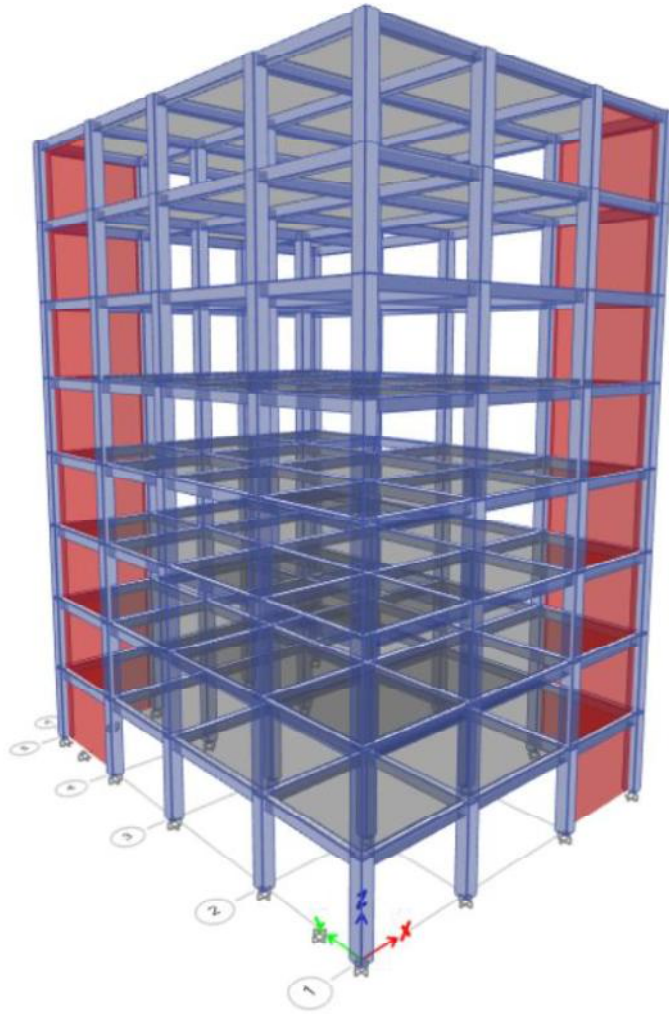


Figura 53: Vista 3D Estructura de 8 pisos

Secciones Estructurales

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a column section. The 'General Data' section includes 'Property Name' (C50x50), 'Material' (fc 280 kg/cm²), 'Notional Size Data' (Modify/Show Notional Size...), 'Display Color' (Change...), and 'Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Shape' section shows 'Section Shape' as 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Section Dimensions' section shows 'Depth' (50 cm) and 'Width' (50 cm). The 'Reinforcement' section has a 'Modify/Show Rebar...' button. A preview window on the right shows a square section with reinforcement bars and axes labeled 2 and 3. The 'Property Modifiers' section shows 'Modify/Show Modifiers...' and 'Currently User Specified'. The 'Reinforcement' section has a 'Modify/Show Rebar...' button. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom right. A checkbox 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column' is at the bottom left.

Figura 54: Definición de sección tipo columna – Estructura 8 Pisos

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a beam section. The 'General Data' section includes 'Property Name' (V40x30), 'Material' (fc 280 kg/cm²), 'Notional Size Data' (Modify/Show Notional Size...), 'Display Color' (Change...), and 'Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Shape' section shows 'Section Shape' as 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Section Dimensions' section shows 'Depth' (40 cm) and 'Width' (30 cm). The 'Reinforcement' section has a 'Modify/Show Rebar...' button. A preview window on the right shows a rectangular section with reinforcement bars and axes labeled 2 and 3. The 'Property Modifiers' section shows 'Modify/Show Modifiers...' and 'Currently User Specified'. The 'Reinforcement' section has a 'Modify/Show Rebar...' button. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom right. A checkbox 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column' is at the bottom left.

Figura 55: Definición de sección tipo viga – Estructura 8 Pisos

Cargas Gravitacionales:

TIPO	Descripción	Carga [kg/m2]	Especificaciones
L1	Cubierta	480	NEC 15 – Terraza accesible
L= L1	Total, Carga Viva	480	

*Tabla 58: Carga Viva cubierta***Carga de Sismo [E]:**

Coefficientes	Valor	Coefficientes	Valor	Unidad
I	1	ϕ_p	1	-
Z	0.4	R	8	-
η	2.48	Sa	1.19	m/s ²
r	1	hn	28	-
Fa	1.2	Ct	0.06	-
Fd	1.19	α	0.75	-
Fs	1.28	T	0.67	s
ϕ_e	1	C	0.1488	-

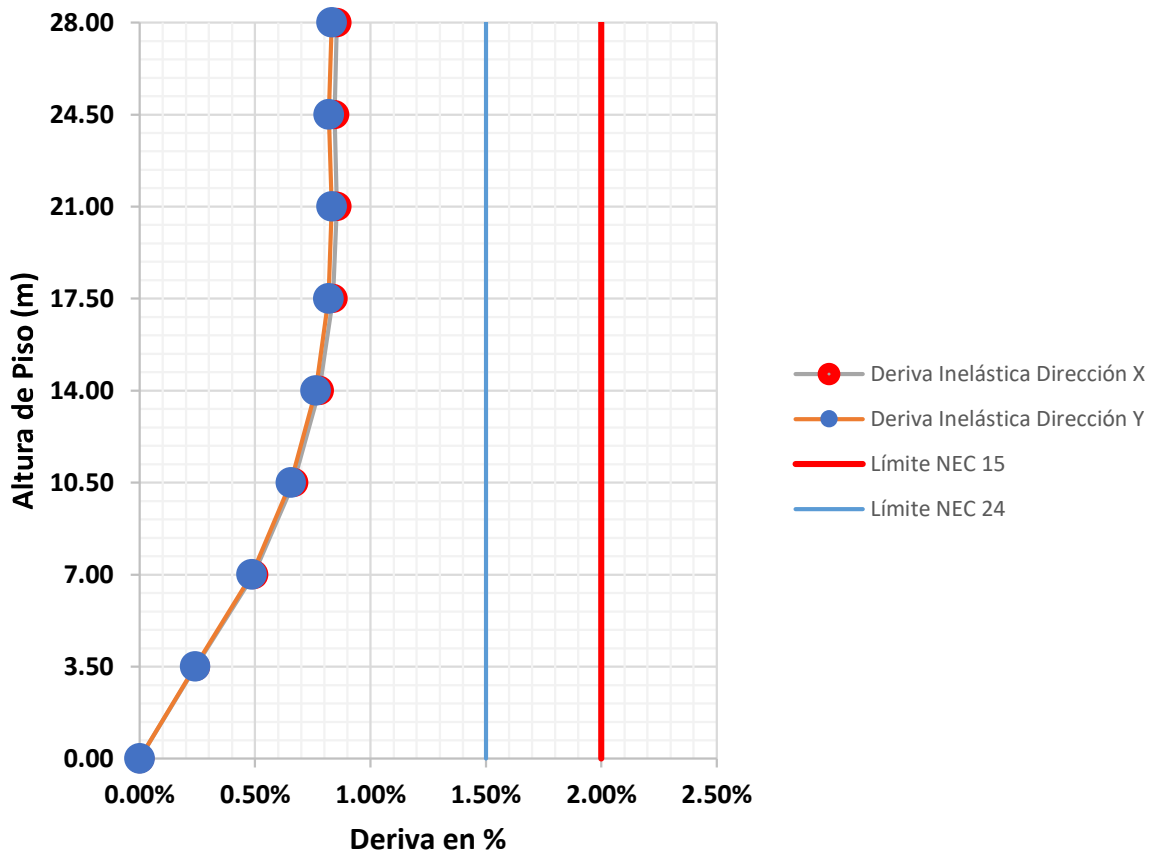
Tabla 59: Coeficientes para cálculo de coeficiente sísmico

4.8 Análisis Estático Equivalente y modales espectrales

Análisis Estático Equivalente

Altura del piso (m)	Piso	Deriva Elástica Sx	Deriva Elástica Sy	Deriva Inelástica Dirección X	Deriva Inelástica Dirección Y
28.00	Piso 8	0.001424	0.001387	0.85%	0.83%
24.50	Piso 7	0.001406	0.001366	0.84%	0.82%
21.00	Piso 6	0.001424	0.001387	0.85%	0.83%
17.50	Piso 5	0.0014	0.0014	0.84%	0.82%
14.00	Piso 4	0.0013	0.0013	0.78%	0.76%
10.50	Piso 3	0.0011	0.0011	0.67%	0.65%
7.00	Piso 2	0.0008	0.0008	0.49%	0.49%
3.50	Piso 1	0.0004	0.0004	0.24%	0.24%
0.00		0.0000	0.0000	0.00%	0.00%

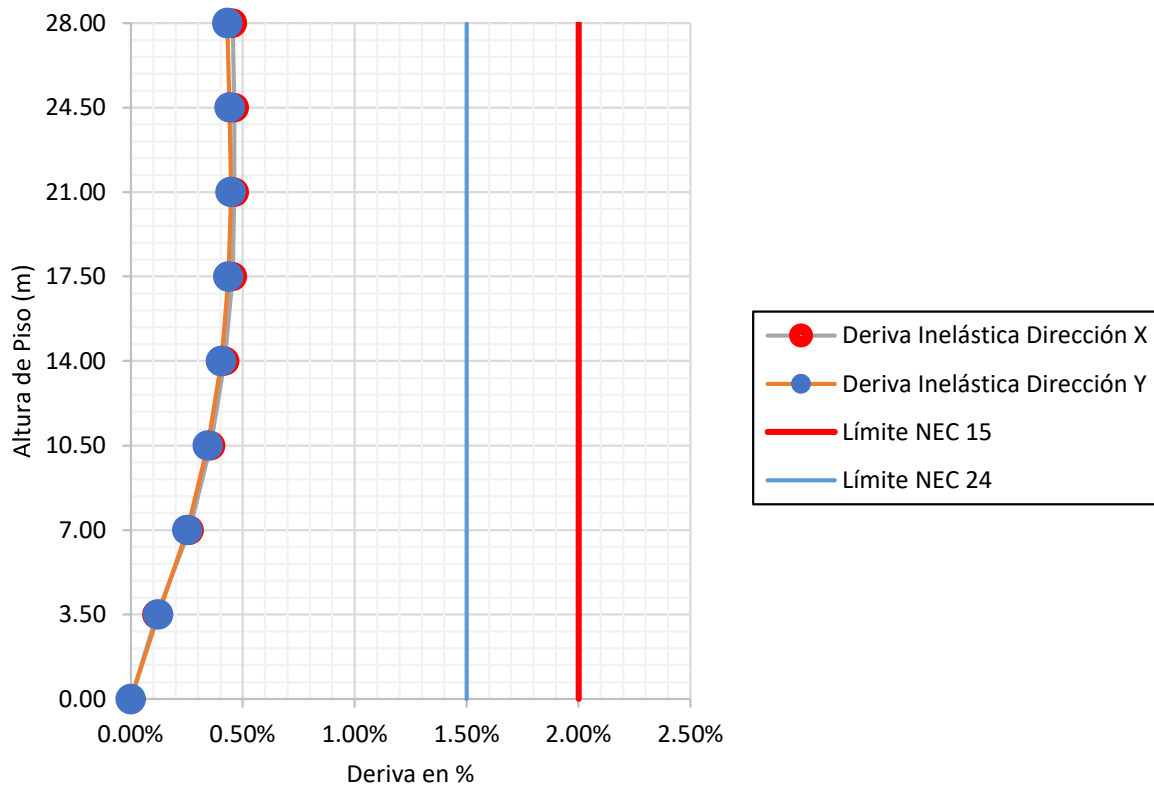
Tabla 60: Deriva Inelástica - Análisis Estático Equivalente - Estructura 8 pisos



Análisis Modal Espectral

Altura del piso (m)	Piso	Deriva Elástica Sx	Deriva Elástica Sy	Deriva Inelástica Dirección X	Deriva Inelástica Dirección Y
28.00	Piso 8	0.000757	0.000718	0.45%	0.43%
24.50	Piso 7	0.00077	0.000736	0.46%	0.44%
21.00	Piso 6	0.00077	0.000745	0.46%	0.45%
17.50	Piso 5	0.0008	0.0007	0.45%	0.44%
14.00	Piso 4	0.0007	0.0007	0.42%	0.40%
10.50	Piso 3	0.0006	0.0006	0.36%	0.34%
7.00	Piso 2	0.0004	0.0004	0.26%	0.25%
3.50	Piso 1	0.0002	0.0002	0.12%	0.12%
0.00		0.0000	0.0000	0.00%	0.00%

Tabla 61: Deriva Inelástica - Análisis Modal Espectral - Estructura 8 pisos



Diseño estructural de vigas

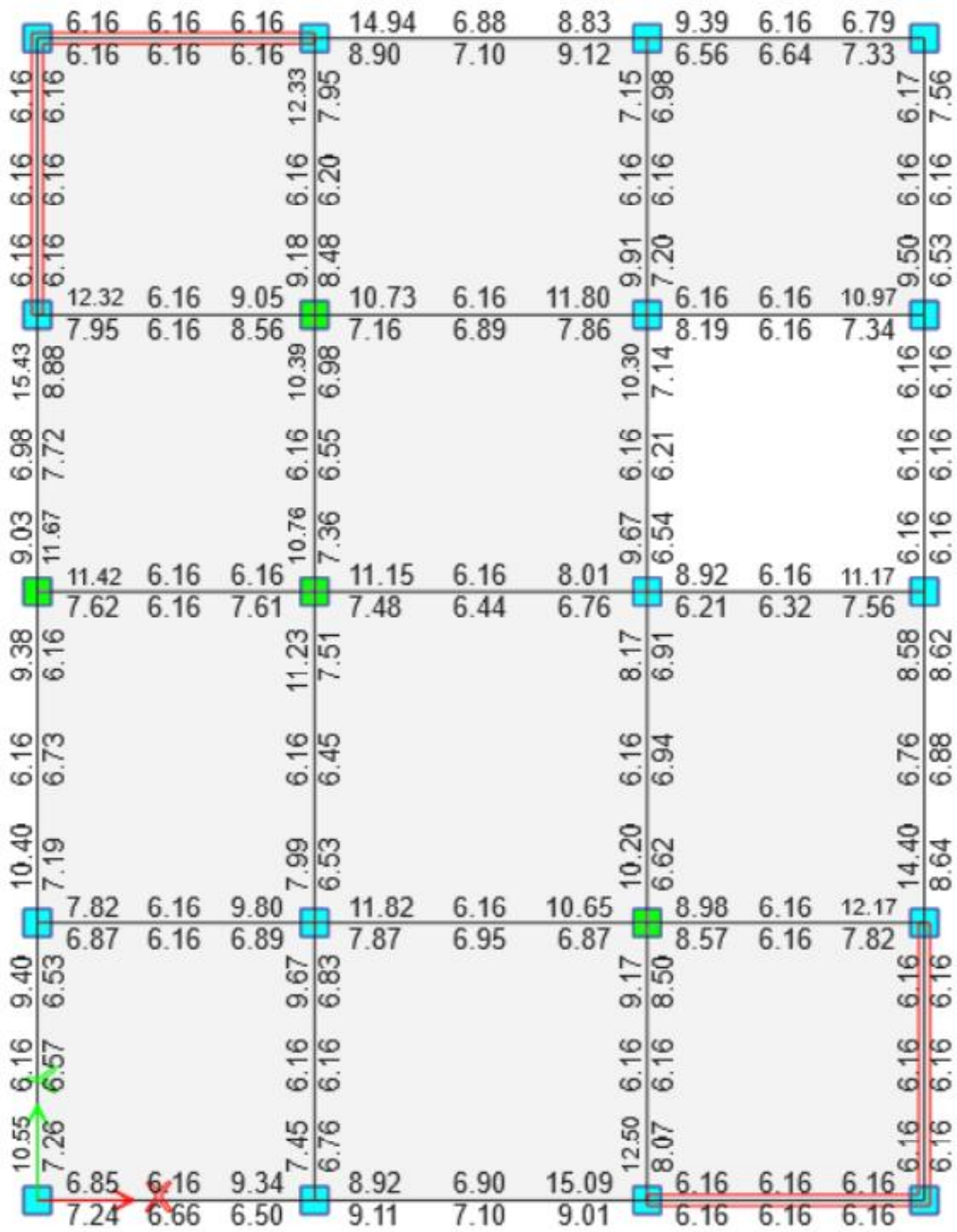


Figura 56: Refuerzo Longitudinal Vigas cm^2 – Losa $Nv+21.00$ m – Estructura 8 Pisos

Diseño estructural de columnas

Refuerzo longitudinal

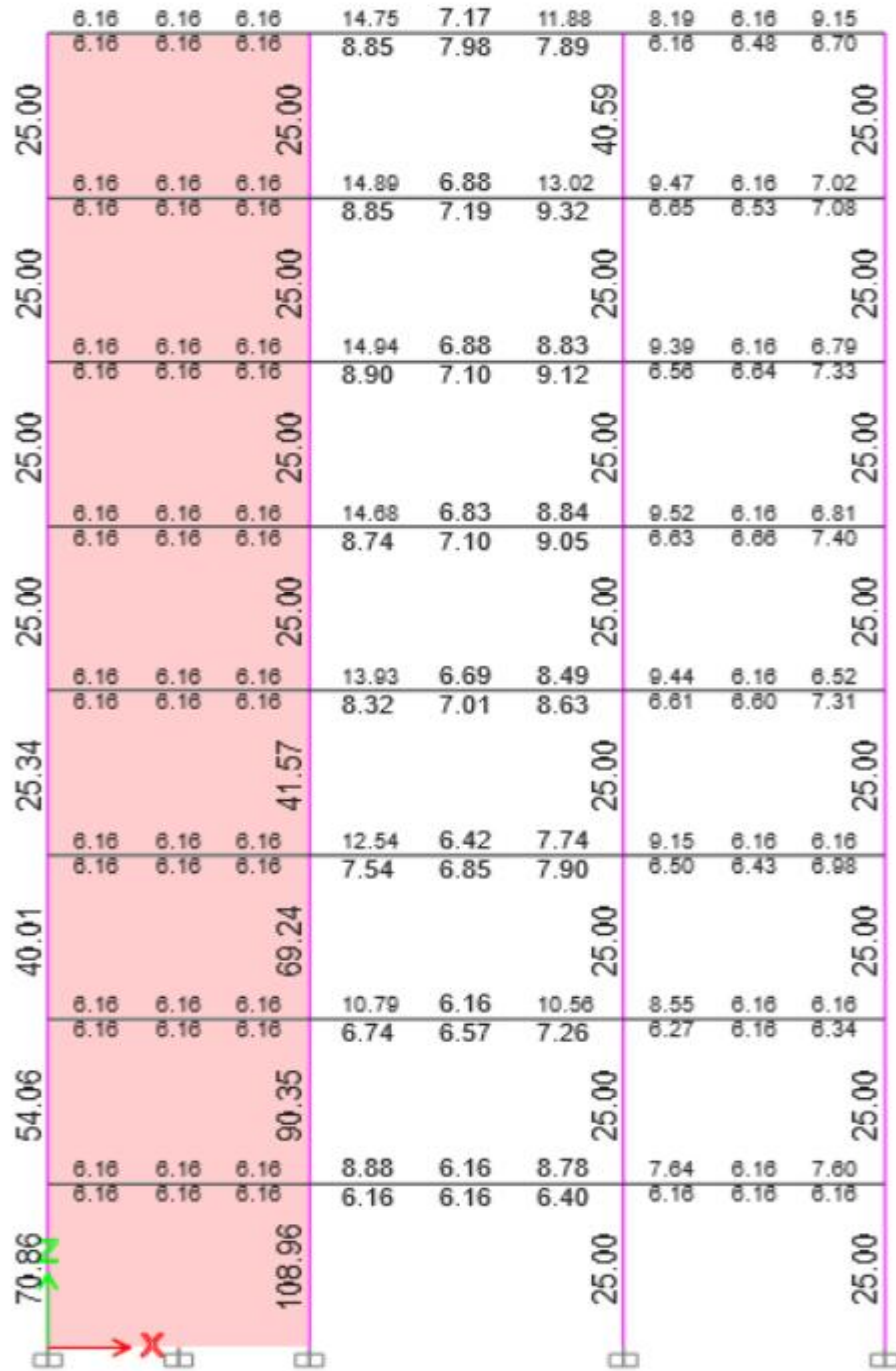


Figura 57: Refuerzo Longitudinal Columnas cm² - Estructura 8 Pisos

Conexión viga- columna

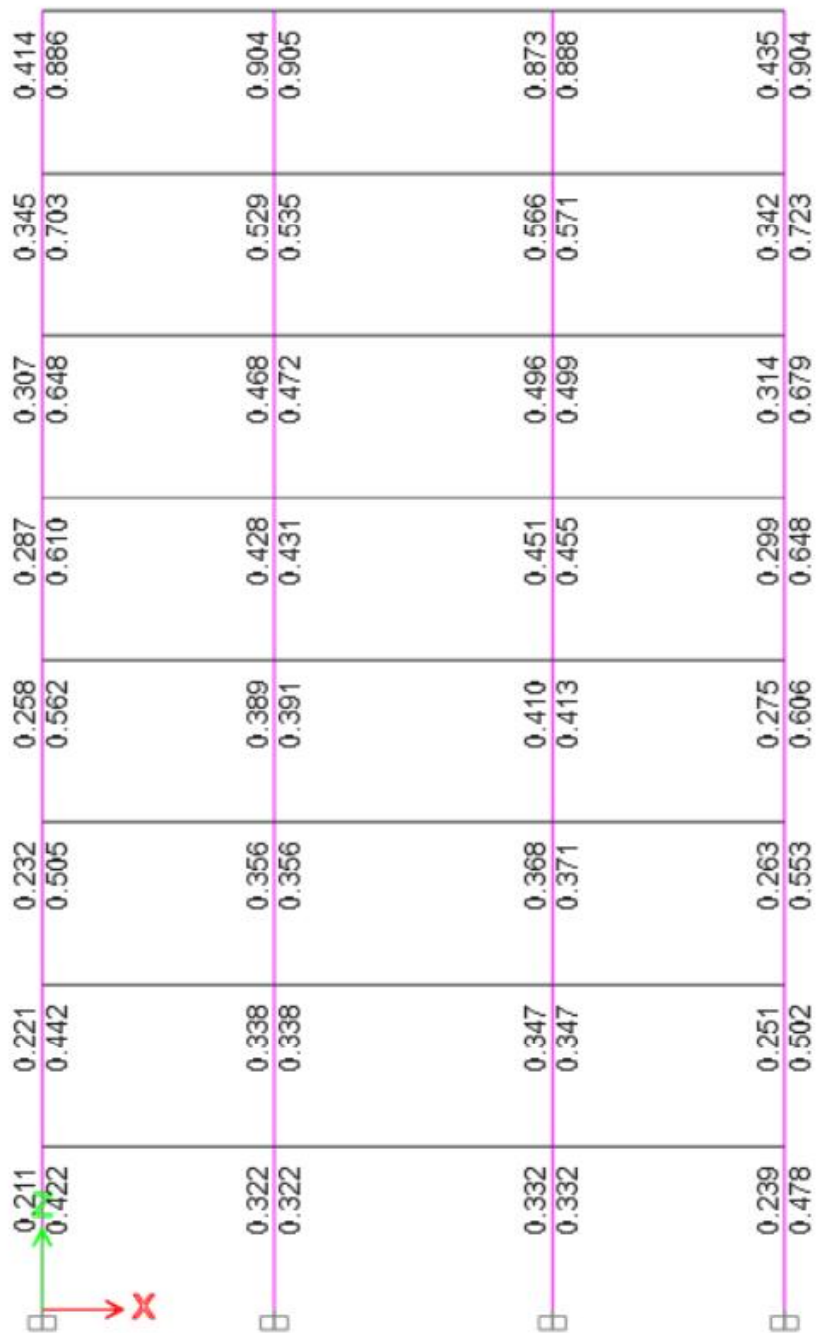
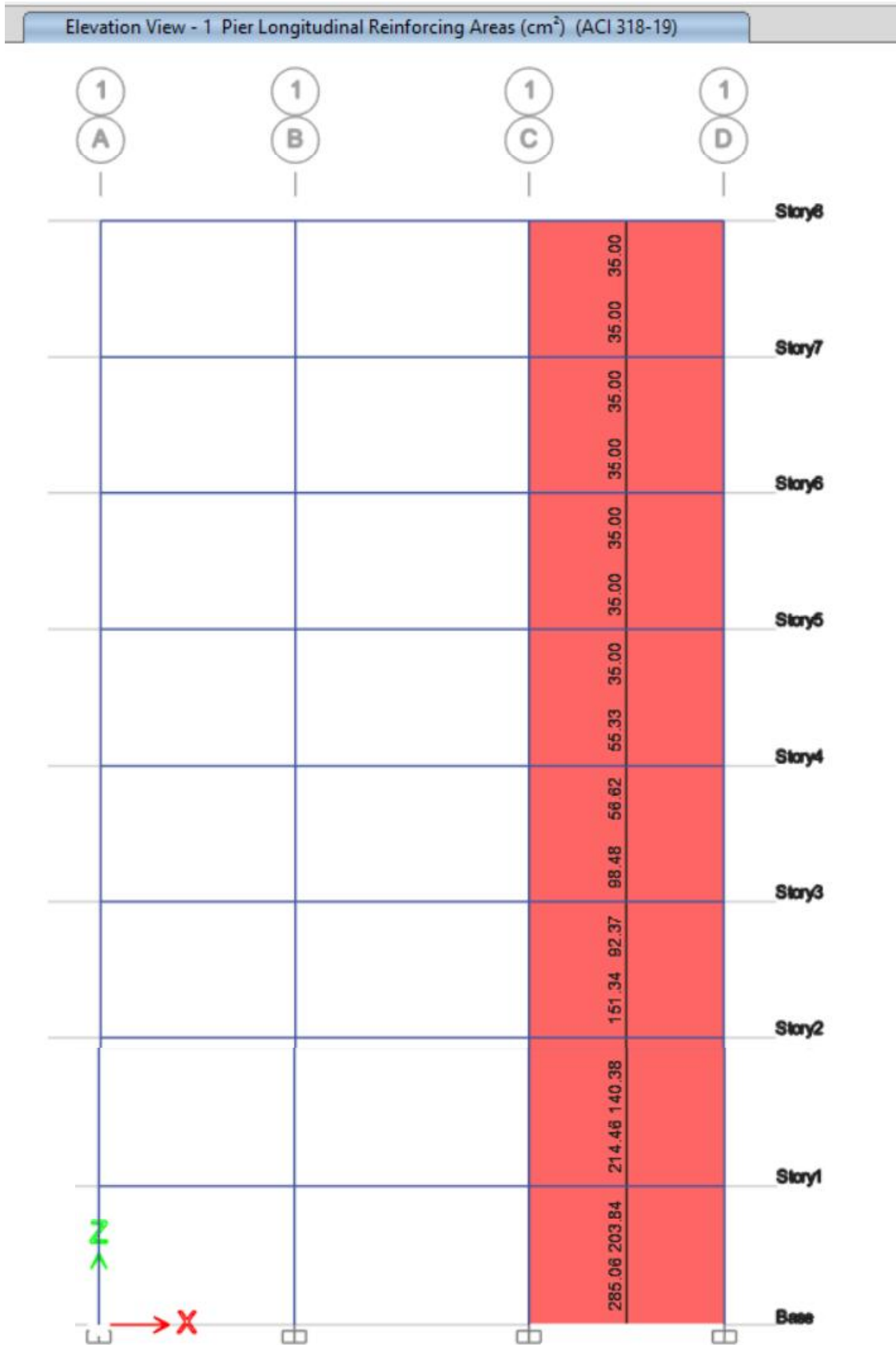
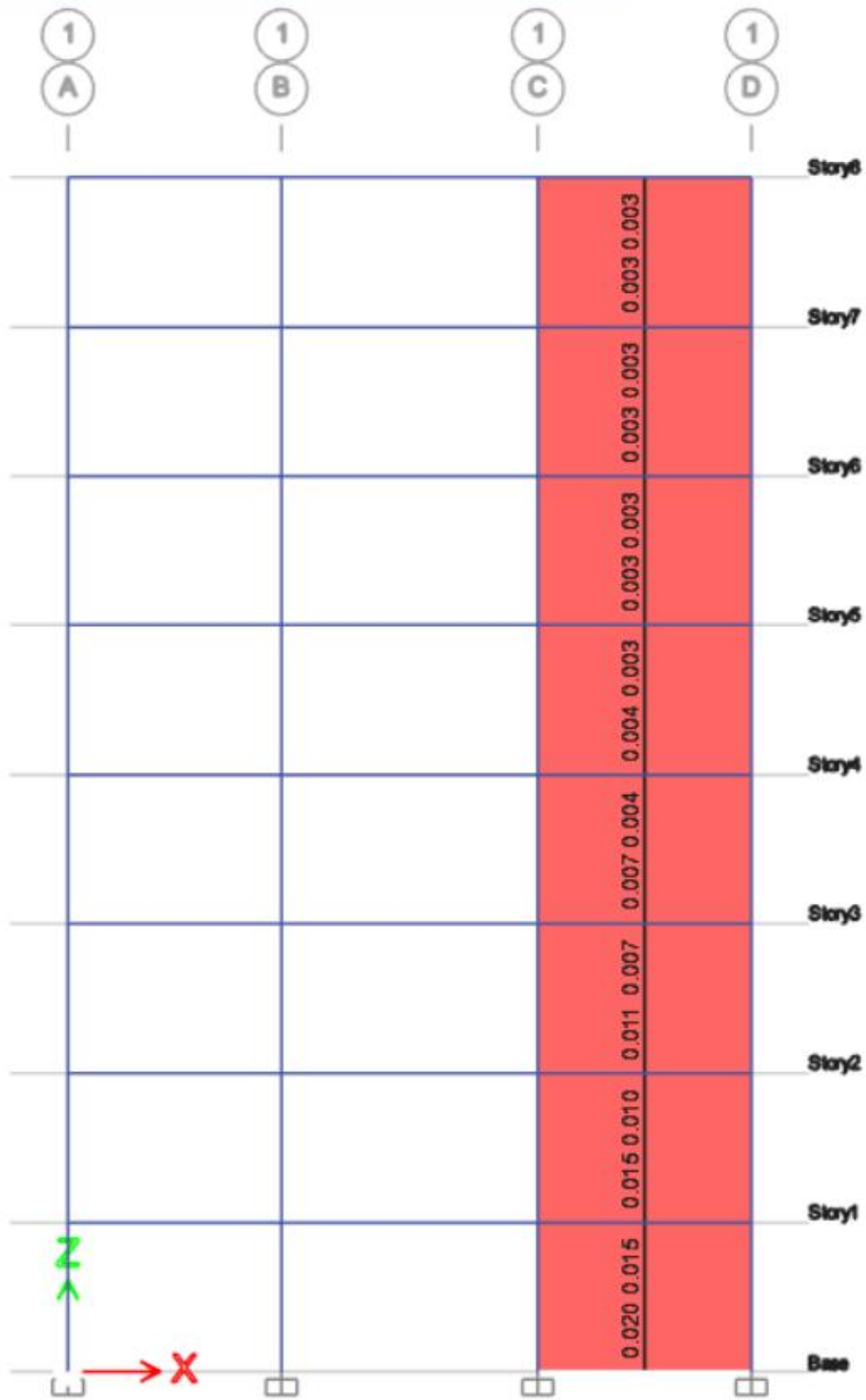


Figura 58: Chequeo conexión viga- columna. Columna fuerte- Viga débil - Estructura 8 Pisos

Diseño de muros estructurales



Elevation View - 1 Pier D/C Ratios (ACI 318-19)



4.9 Análisis de resultados estructurales

Derivas

Tipología 3 -8 pisos									
z	Período	Coeficiente Sísmico	Derivas Análisis Estático		Derivas Análisis Modal Espectral		Peso total de la estructura	Peso Sísmico Reactivo W	Cortante Basal Estático
			Sx	Sy	Sx	Sy			
[g]	[s]						[tonelada- fuerza]	[tonelada- fuerza]	[tonelada- fuerza]
0.4	0.765	0.1488	0.85%	0.83%	0.47%	0.45%	1998.38	2640.96	392.97
0.45		0.1674	0.96%	0.94%	0.53%	0.50%			442.10
0.5		0.1860	1.07%	1.04%	0.58%	0.56%			491.21
0.55		0.2046	1.17%	1.14%	0.64%	0.61%			540.34
0.6		0.2232	1.28%	1.25%	0.70%	0.67%			589.46

Tabla 62: Derivas Análisis Estático Lineal y Análisis Modal Espectral - Estructura 8 Pisos

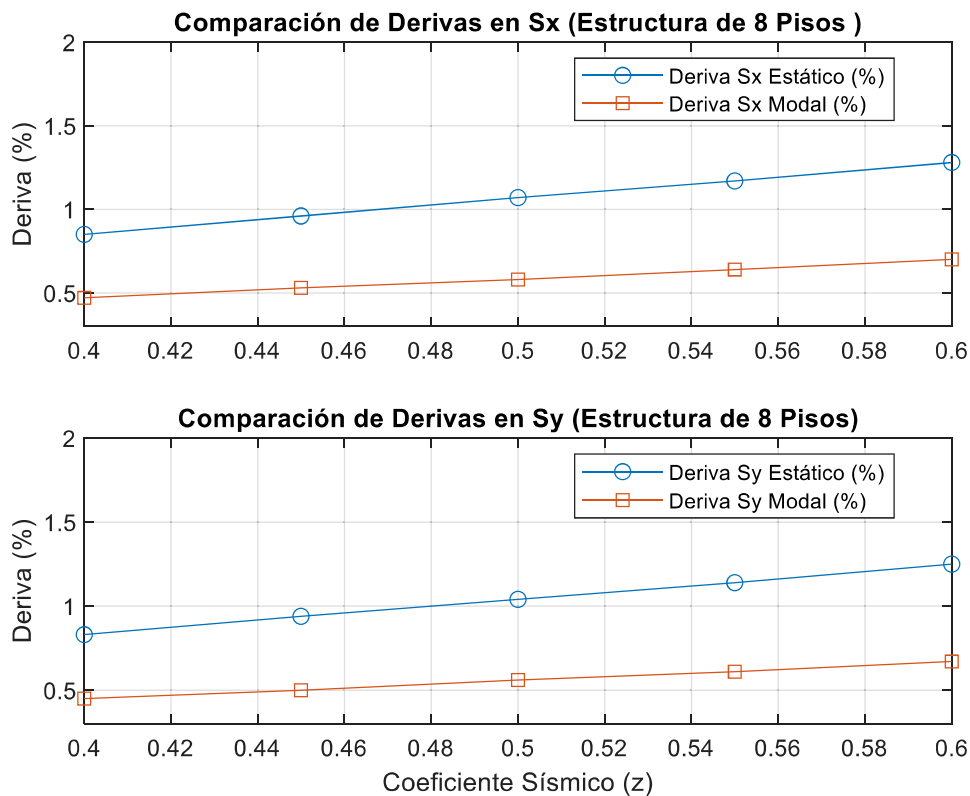


Figura 59: Derivas Análisis Estático Lineal y Análisis Modal Espectral - Estructura 8 Pisos

Análisis:

- En dirección S_x , la deriva del análisis estático equivalente crece de 0.85% a 1.28%, mientras que la del análisis modal espectral aumenta de 0.47% a 0.70%.
- En dirección S_y , la deriva del análisis estático crece de 0.83% a 1.25%, y la del análisis modal espectral aumenta de 0.45% a 1.67%.

Espectro de Respuesta

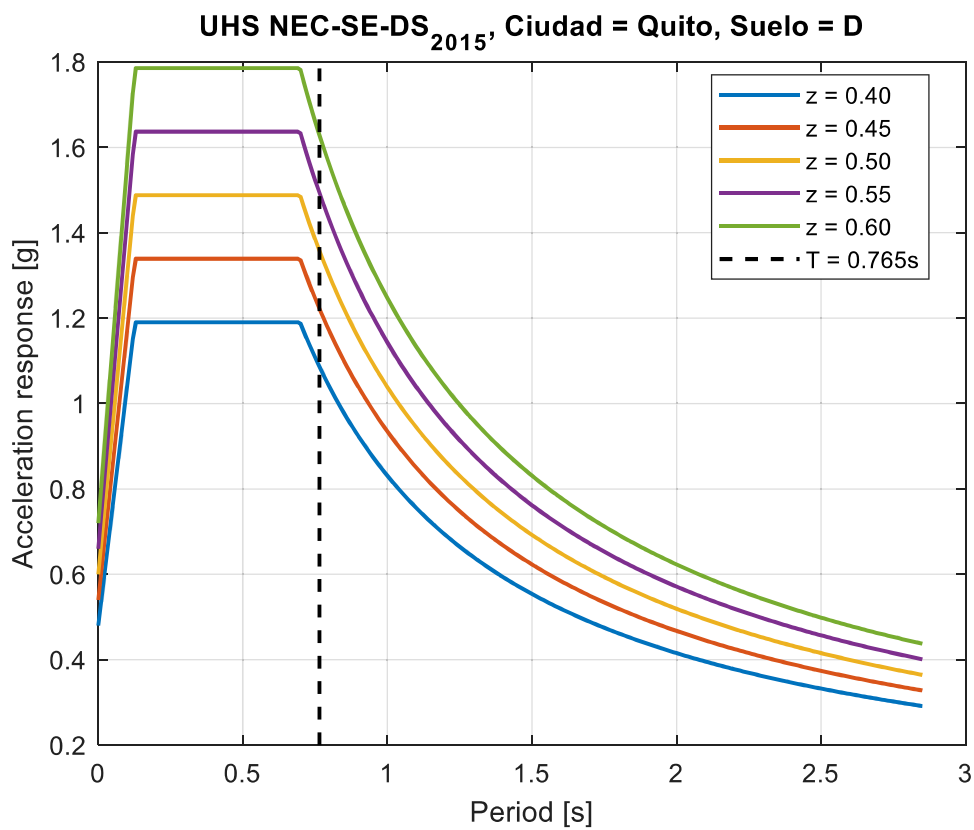


Figura 60: Familia de espectros en función de z - Estructura 8 Pisos

Análisis:

Si el valor de z aumenta, la aceleración espectral es mayor en el período fundamental por lo tanto las fuerzas sísmicas calculadas en la estructura pueden ser más elevadas. Pese a que no se encuentre en la meseta del espectro como sucedió en casos anteriores para las estructuras de 3 y 5 pisos.

Derivas calibradas al límite de z=0.4 g

Tipología 3 -8 pisos									
z	Período	Coeficiente Sísmico	Derivas Análisis Estático		Derivas Análisis Modal Espectral		Peso total de la estructura	Peso Sísmico Reactivo W	Cortante Basal Estático
[g]	[s]		Sx	Sy	Sx	Sy	[tonelada-fuerza]	[tonelada- fuerza]	[tonelada-fuerza]
0.4	0.765	0.1488	0.85%	0.83%	0.47%	0.45%	1998.38	2640.96	392.97
0.45	0.741	0.1674	0.85%	0.83%	0.50%	0.48%	2134.47	2767.8	463.33
0.5	0.677	0.1860	0.84%	0.82%	0.51%	0.49%	2389.07	3005.37	558.99
0.55	0.646	0.2046	0.84%	0.82%	0.51%	0.49%	2704.22	3299.7	675.11
0.6	0.617	0.2232	0.83%	0.82%	0.51%	0.49%	3015.21	3590.53	801.40

Tabla 63: Análisis de Resultados - Estructura 8 pisos

Peso de la estructura

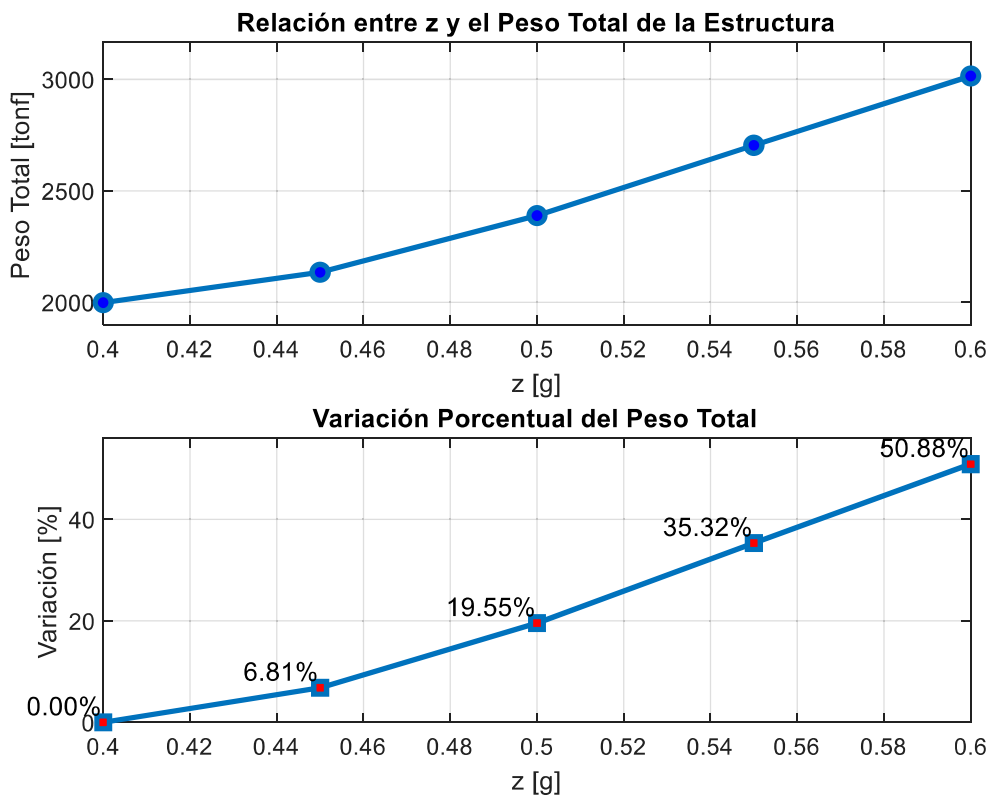
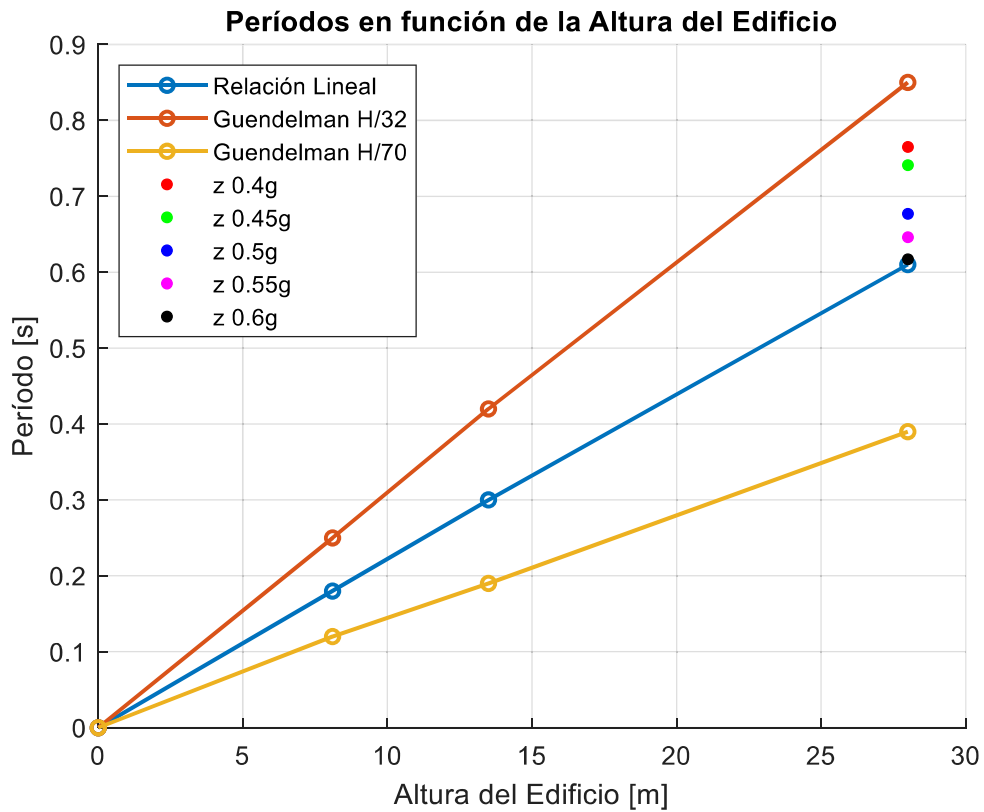


Figura 61: Relación entre z y el Peso Total de la Estructura – Estructura 8 Pisos

Análisis:

El análisis porcentual de variación muestra que, al incrementar la sección de los elementos estructurales de $z=0.4g$ a $z=0.6g$, el peso total de la estructura se incrementó en un 50.88%.

Períodos



Análisis:

Los puntos de colores que representan estructuras bajo distintas aceleraciones sísmicas adentro del rango establecido por Guendelman H/32 y H/70. Esto implica que los períodos naturales de estas estructuras son similares a los valores teóricos. Esto se debe a que en el diseño de estructuras de 8 pisos se utilizan muros de corte que aportan rigidez a la estructura y un adecuado comportamiento estructural.

4.10 Resultados de secciones de elementos estructurales

Estructura 8 pisos

TIPOLOGÍA 3- 8 PISOS			
z	COLUMNAS	VIGAS [cm]	MURO [cm]
[g]	[cm]	Altura x Base	Espesor
0.4	50X50	50x40	20
0.45	60x60		20
0.5	75X75		20
0.55	90X90		20
0.6	100x100		25

Tabla 64: Secciones Estructura 8 pisos

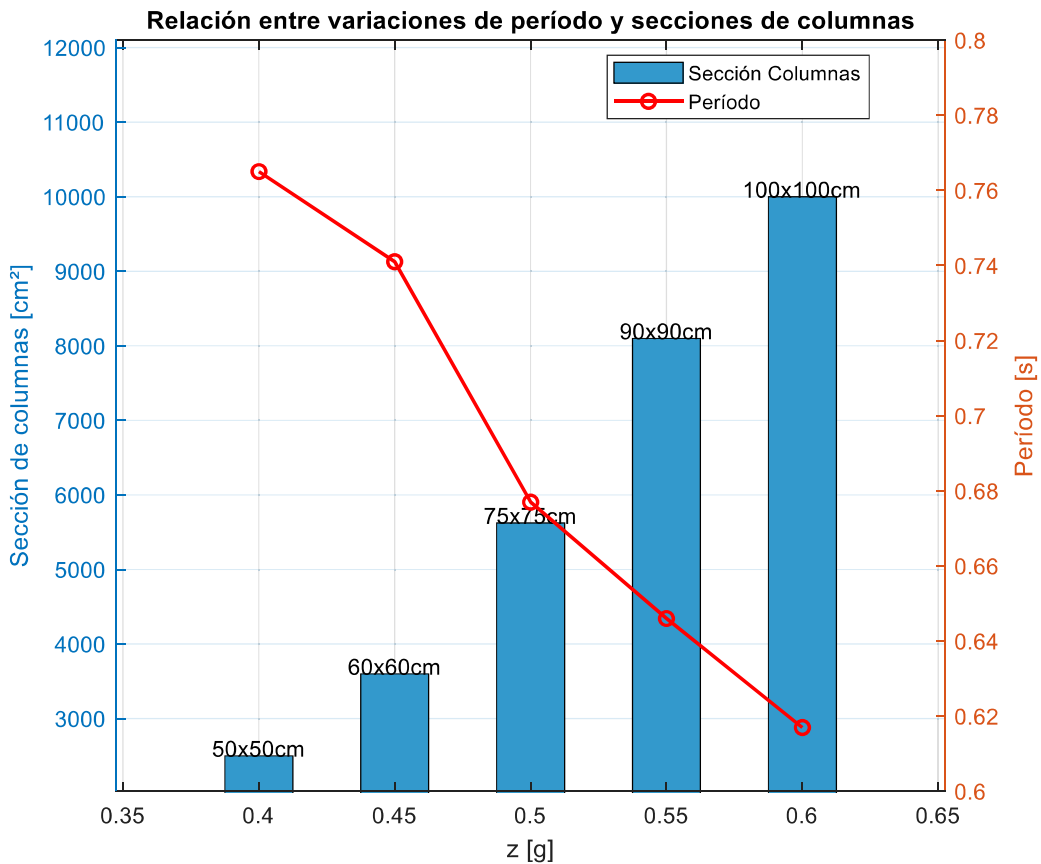


Figura 62: Relación entre variaciones de período y secciones de columnas – Estructura 8 Pisos

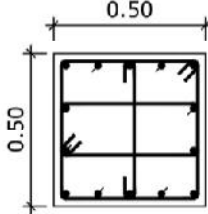
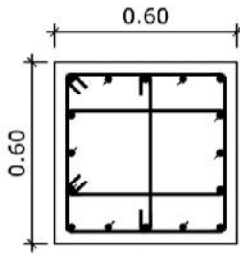
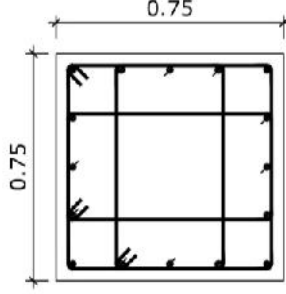
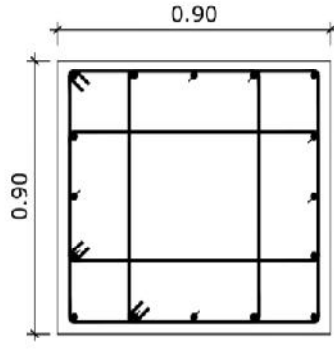
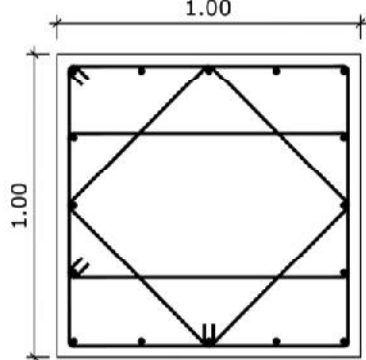
En función del valor de z	z=0.4g
<p data-bbox="389 398 675 454">Armado Longitudinal y Transversal de columna</p>	<p data-bbox="826 304 1078 383"> • 4Ø18 • 10Ø14 2E + 1GR Ø10@0.10 </p> 
z=0.45g	z=0.5g
<p data-bbox="411 795 663 873"> • 4Ø20 • 12Ø16 2E + 1GR Ø10@0.10 </p> 	<p data-bbox="850 784 1019 862"> • 4Ø25 • 12Ø20 3E Ø10@0.10 </p> 
z=0.55g	z=0.60g
<p data-bbox="453 1265 622 1344"> • 4Ø28 • 12Ø25 3E Ø10@0.10 </p> 	<p data-bbox="858 1281 1027 1337"> • 16Ø28 3E Ø10@0.10 </p> 

Tabla 65: Secciones de columna en función del valor z - Estructura 8 Pisos

Análisis:

A medida que el coeficiente sísmico z aumenta de 0.4g a 0.6g, la sección de las columnas también aumenta, pasando de 2500 cm² (50x50 cm) a 10000 cm² (100x100 cm).

Disminución del período estructural:

El período estructural disminuye conforme aumenta la sección de las columnas. Inicia con un valor de 0.765 [s] y baja hasta 0.617 [s].

4.11 Análisis económico

Tipología 3-8pisos z=0.4g						
PRESUPUESTO						
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	507065	Hormigón simple en columnas $f_c=280$ Kg/cm ² , incluye encofrado	m ³	140.161	219.98	30832.61678
2	507064	Hormigón simple en vigas intermedias ($f_c=28$ MPa.) incl. encofrado	m ³	237.87	231.58	55085.9346
3	507075	Hormigón simple para Losa alivianada $e=25$ cm (28MPa.) incl. encofrado colocado	m ²	2448	31.19	76353.12
4	509053	Acero de refuerzo (Varillas)	kg	36088	1.98	71454.24
5	507379	Hormigón simple en muros (28MPa.)	m ³	112.129	205.33	23023.44757
SUBTOTAL						\$ 233,725.91

Tabla 66: Presupuesto estructura 8 pisos $z=0.4g$

TIPOLOGÍA 3- 8 PISOS			
Período	z	COLUMNAS	Presupuesto
[s]	[g]	[cm]	
0.77	0.4	50X50	\$ 233,725.91
0.74	0.45	60x60	\$ 272,844.82
0.68	0.5	75X75	\$ 350,633.32
0.65	0.55	90X90	\$ 439,062.25
0.62	0.6	100x100	\$ 485,120.11

Tabla 67: Presupuesto estructura de 8 pisos en función del valor de z

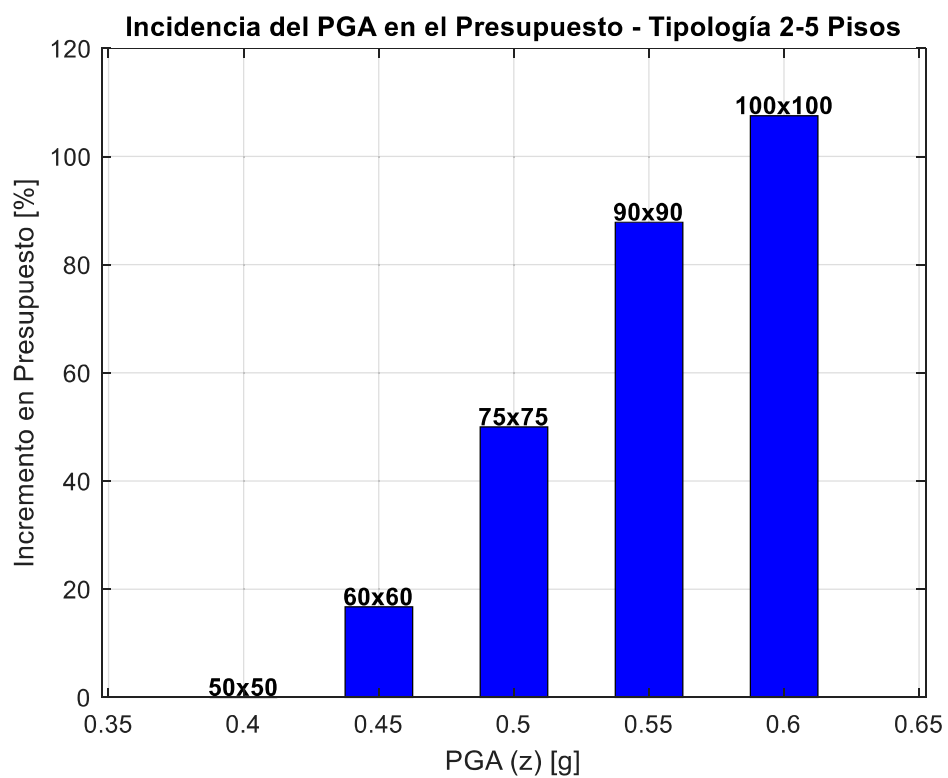


Figura 63: Incidencia del PGA en el presupuesto de una estructura de 8 pisos

Análisis:

Tendencia del incremento en el presupuesto:

- Para las columnas de dimensiones 60x60 cm, correspondiente a un $z=0.45g$ el incremento es alrededor de 15%.
- Para las columnas de dimensiones 75x75 cm, correspondiente a un $z=0.5g$, sube aproximadamente a 50%.
- Para las columnas de dimensiones 90x90 cm, correspondiente a un $z=0.55g$, el incremento alcanza un 87%.
- Para las columnas de dimensiones 100x100 cm, correspondiente a un $z=0.6g$, el incremento supera el 100%.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Conclusiones Generales

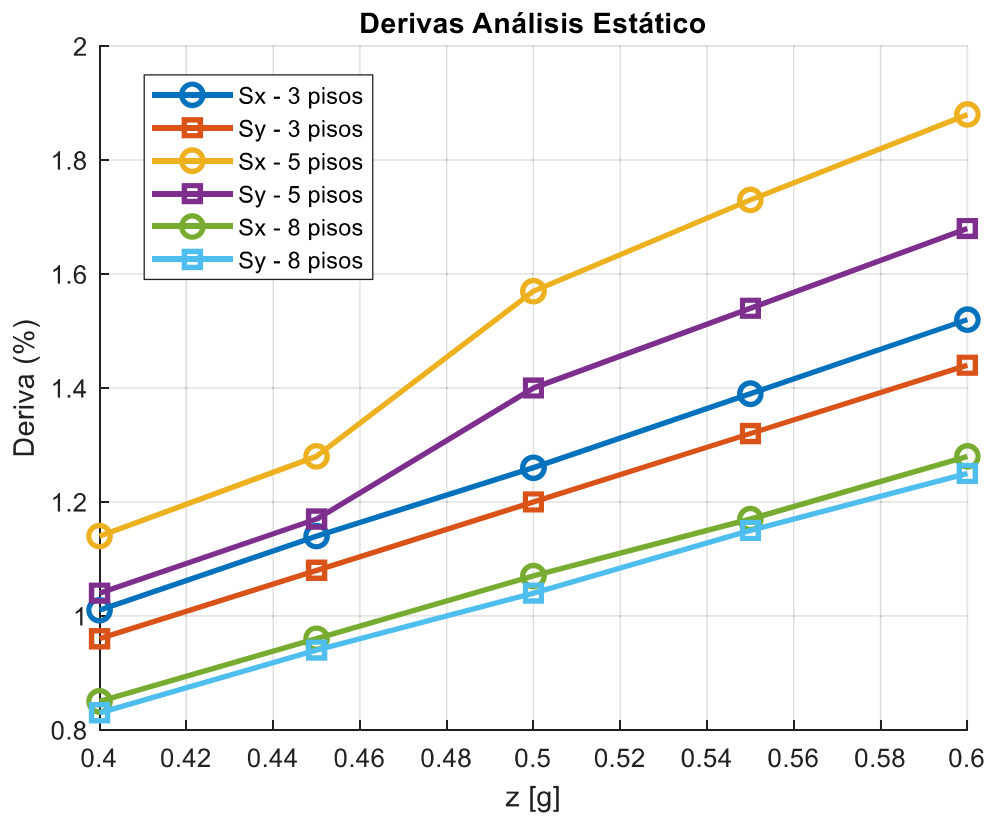
- Las tipologías para el presente estudio se dividen en tres dependiendo de la altura. Debido a que la altura es un parámetro influyente en el cálculo del período de la estructura. De acuerdo con los materiales utilizados todas las estructuras analizadas corresponden a hormigón armado que es el material más utilizado en la ciudad de Quito.
- El período de una estructura no es un parámetro que varía, al modificar el factor de zonificación z ya que el período depende de la masa y la rigidez, por lo que al optimizar la estructura para el cumplimiento de las derivas se aumentan las dimensiones de los elementos estructurales y ante este cambio en la masa total de la estructura existen cambios en el valor de período.
- Para las variaciones del factor z para las tipologías de baja altura se propone aumentar las secciones de columna para cumplir los valores de derivas límite lo que implica un aumento de masa que se ve reflejado en la variabilidad de los datos de período obtenidos.
- El comportamiento modal de todas las estructuras analizadas verifica que la torsión en planta se desarrolle a partir del tercer modo de vibración mientras que los dos primeros modos de vibración corresponden a traslación.
- Aumentar la sección de las columnas reduce la flexibilidad de la estructura, haciéndola más rígida y menos propensa a deformaciones. Además, el período estructural se reduce conforme la rigidez de la estructura aumenta.
- En la estructura de 3 pisos se aumenta de manera escalonada las secciones de columna desde 50x50 cm hasta 70x70 cm, lo que está asociado a un diseño estructural que busca optimizar la estabilidad sin comprometer la economía de materiales.
- En el análisis de la estructura de 5 pisos para cumplir el límite de derivas establecido para $z=0.4g$ se realiza el aumento de secciones de columnas. La variación porcentual en cuanto al peso de la estructura para $z=0.6g$ respecto $z=0.4g$ es del 42.98%.

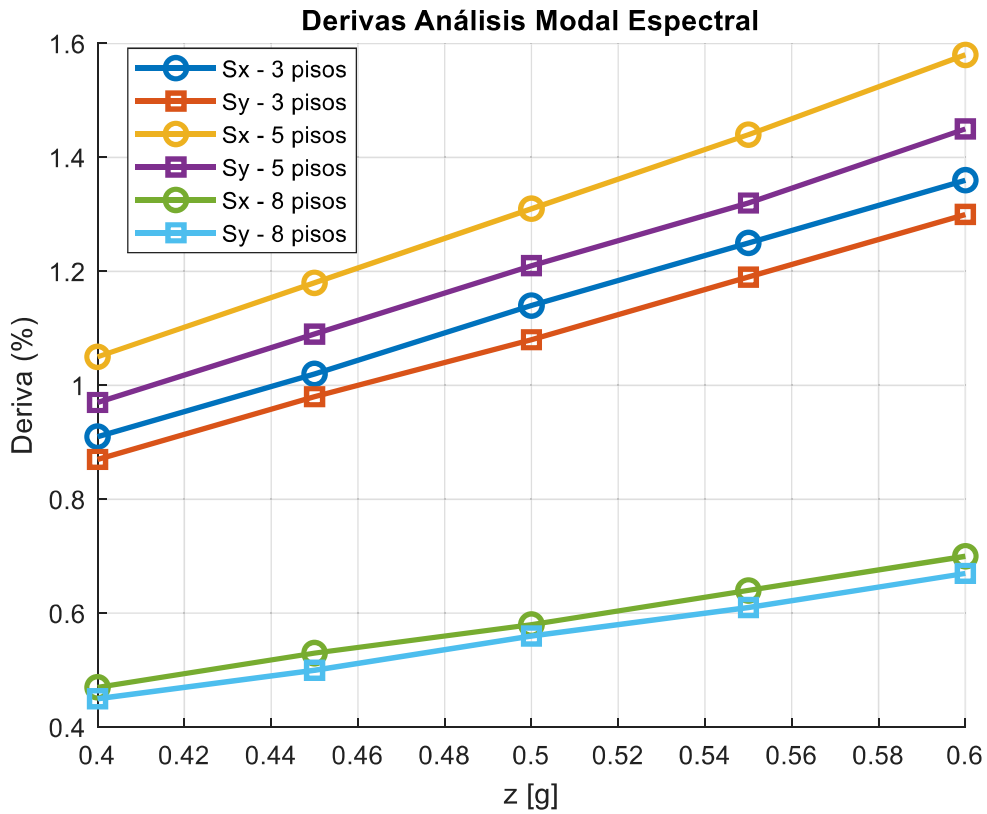
- A medida que el valor del coeficiente sísmico z aumenta, la sección de columnas también lo hace. Esto sugiere que, en zonas con mayor demanda sísmica, es necesario incrementar la sección de las columnas para cumplir con los requisitos estructurales.
- Aunque reducir el período puede hacer que la estructura sea más rígida y resistente, también puede llevar a un incremento en las fuerzas sísmicas inducidas. Esto resalta la importancia de un diseño equilibrado que considere tanto la resistencia como la ductilidad de la estructura.
- En cuanto a la incidencia en el factor económico existe una relación casi exponencial entre el aumento del tamaño de columnas y el incremento del presupuesto sobre todo en las estructuras pertenecientes a la tipología 3 – gran altura.
- A medida que aumenta la sección de las columnas, la cantidad de hormigón y acero requerido también crece, lo que eleva significativamente los costos de construcción.
- Aunque una mayor sección de columna reduce el período estructural y aumenta la rigidez, el diseño debe encontrar un equilibrio entre seguridad y viabilidad económica.
- Columnas más grandes significan cargas mayores transmitidas a la cimentación, lo que puede requerir zapatas más grandes, pilotes adicionales o refuerzos en el suelo, aumentando aún más el costo total del proyecto. Además, el aumento en el tamaño de las columnas puede afectar el tiempo de construcción y la cantidad de mano de obra especializada requerida.
- En edificaciones comerciales o residenciales, aumentar la sección de columnas reduce el área útil de los espacios interiores, disminuyendo la rentabilidad del proyecto en términos de venta o alquiler. Un diseño optimizado debe balancear la eficiencia estructural con la maximización del área aprovechable.
- Una estructura con mayor rigidez podría reducir costos de mantenimiento a largo plazo al minimizar deformaciones y daños por sismos menores. Sin embargo, si se sobre diseña, el costo inicial podría no justificarse en relación con los beneficios esperados.

- El aumento de la sección de columnas mejora la rigidez y el desempeño sísmico de la estructura, pero también implica un aumento en los costos de materiales, cimentación, mano de obra y reducción del área útil. Un análisis costo-beneficio es esencial para determinar hasta qué punto incrementar la sección es económicamente viable sin generar sobrecostos innecesarios.

Conclusiones Específicas

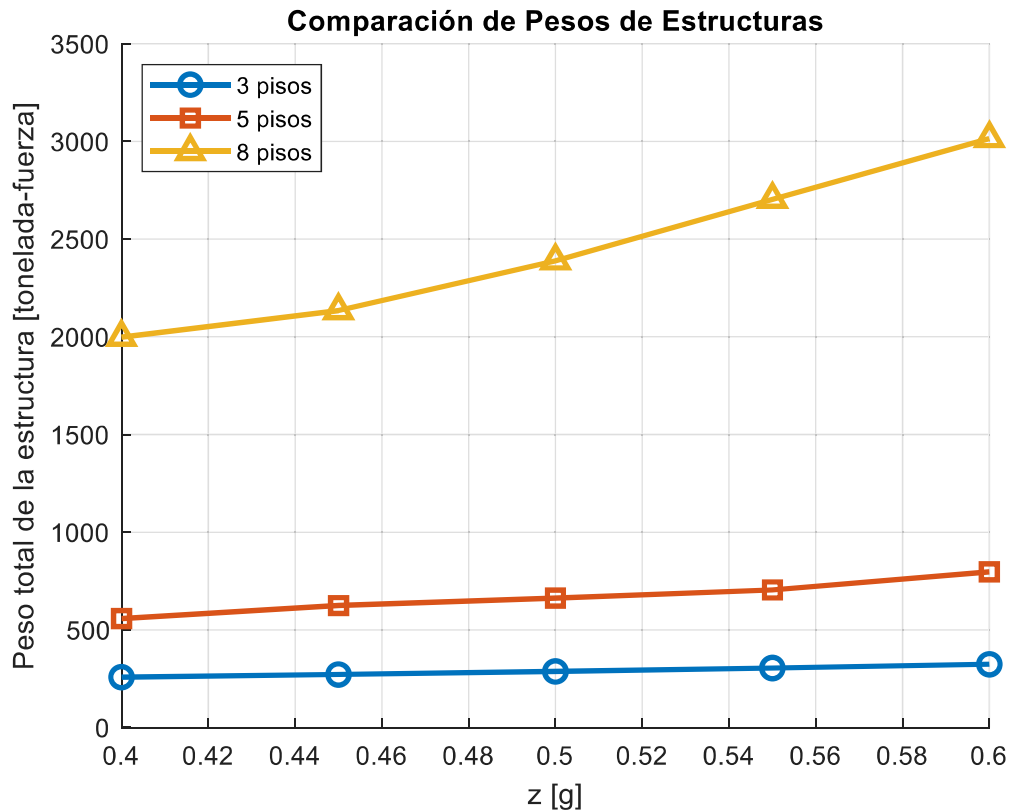
- Derivas





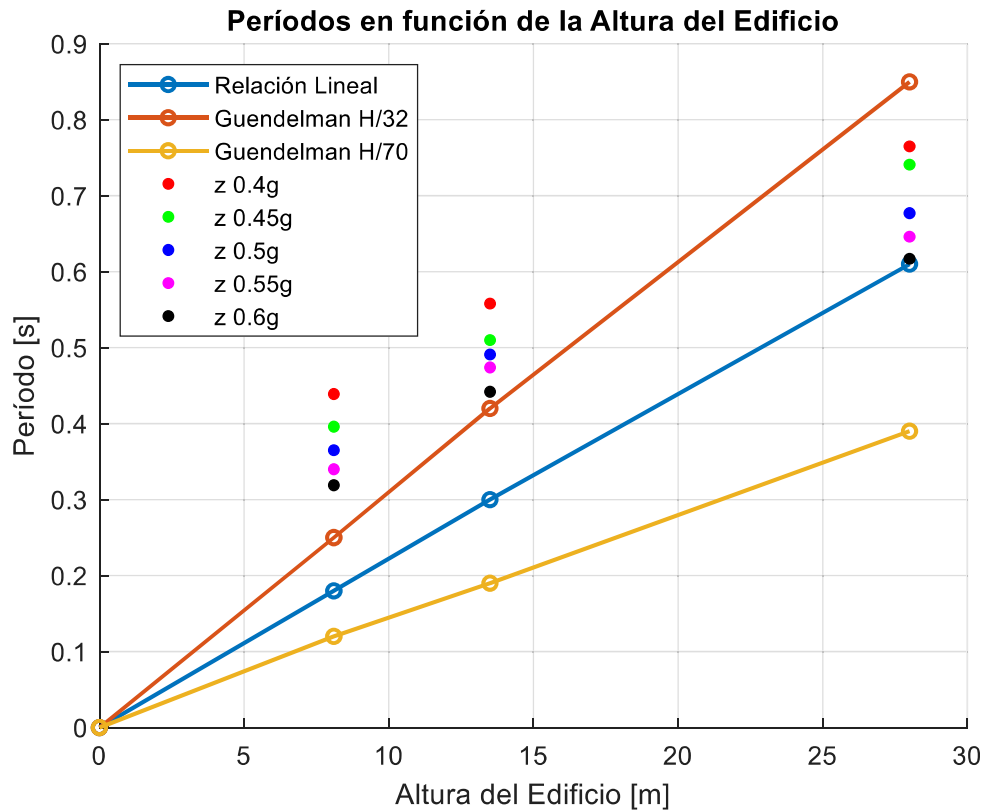
Se concluye que en las tres tipologías analizadas existe un aumento de derivas conforme el aumento del valor de z . Las menores derivas se obtienen para la tipología 3 – estructura de 8 pisos debido a la influencia de los muros estructurales existentes que disminuyen la rigidez de la estructura y a la vez controlan los períodos.

- Peso de la estructura



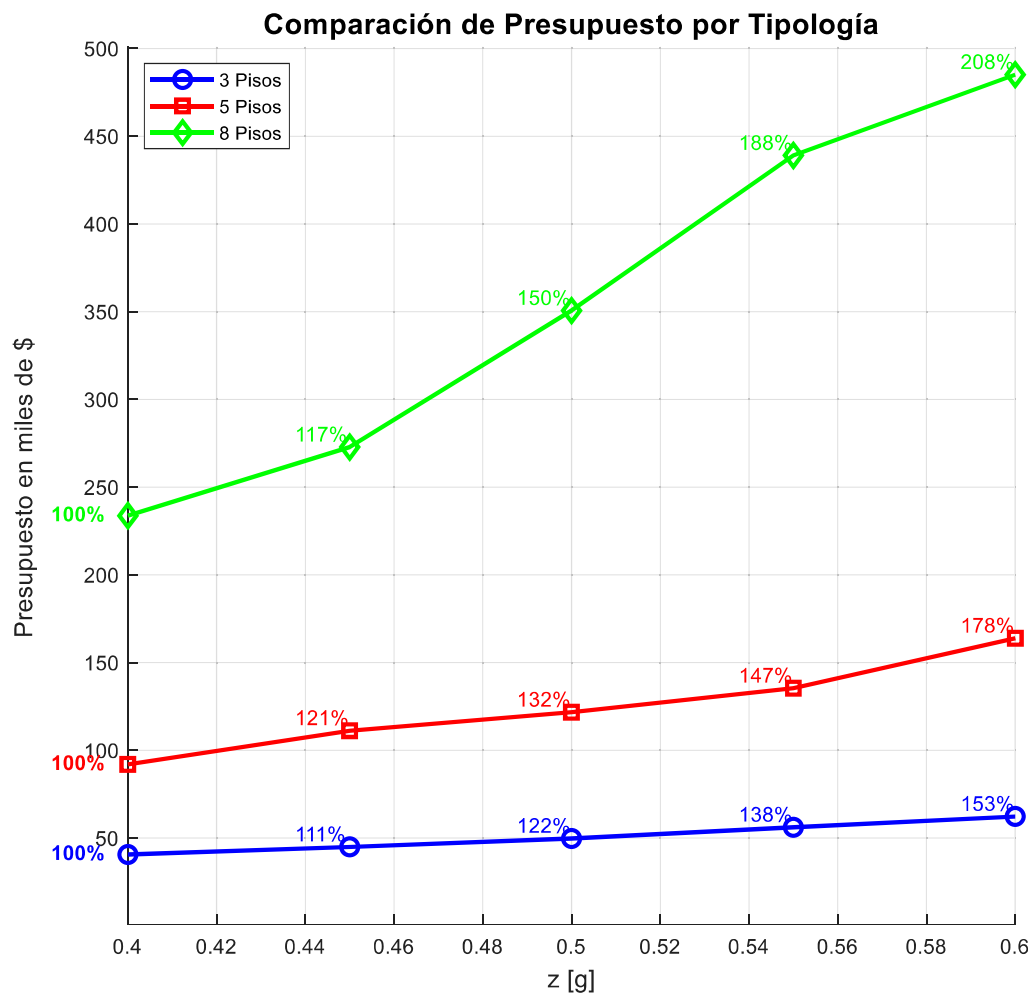
Se concluye que al aumentar el valor de z para las estructuras de 3 y 5 pisos el peso de las estructuras aumenta proporcionalmente y el aumento es muy leve, sin embargo para la estructura de 8 pisos se observa que el aumento es mayor de forma aproximada a una relación lineal ya que para un $z=0.6g$ el peso de la estructura es de 3015.21 [ton-f] mientras que para $z=0.4g$ el peso de la misma es de 1998.39 [ton-f] lo que significa un aumento del 50.89% para la estructura de 8 pisos.

- Períodos



Se concluye que los períodos de las estructuras de 3 y 5 pisos correspondientes a las tipologías 1 y 2 sugieren estructuras flexibles al no enmarcarse en los límites establecidos por Guendelman sin embargo, para la estructura de 8 pisos los períodos obtenidos con todas las variaciones del valor de z se encuentran dentro de los límites establecidos lo que sugiere una adecuada distribución de rigidez de la estructura.

- Presupuesto



La variación económica encontrada tras realizar los análisis estáticos equivalentes y modales espectrales muestra que para la **Tipología 1** correspondiente a una estructura de 3 pisos el presupuesto varía entre \$40,637.13 y \$62,314.12. para un $z=0.4g$ y $z= 0.6g$ correspondientemente lo que indica un aumento aproximado del 35% del presupuesto.

Mientras que para la **Tipología 2** cuya estructura analizada fue de 5 pisos: Va desde \$92,021.30 hasta \$163,921.96, casi duplicando el costo respecto a 3 pisos. Y finalmente para la **Tipología 3** estructura de 8 pisos: Aumenta significativamente, de \$233,725.91 hasta \$485,120.11, mostrando una relación exponencial entre la cantidad de pisos y el presupuesto destinado a la construcción.

5.2 Recomendaciones

- Al existir varios estudios de amenaza sísmica para el Ecuador se recomienda que los valores del factor de zona sísmica “z” que se publiquen en la actualización de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2024 sean los considerados de un análisis conjunto de todos los estudios existentes ya que entre ellos existe una variación en el intervalo que después del análisis del presente estudio representa un cambio en el diseño estructural consecuentemente en la cantidad de materiales y en el costo.
- En las ciudades en las que el factor z estipulado en la NEC 15 se considera con un valor menor al factor z de la nueva propuesta NEC 2024 se recomienda realizar una evaluación rápida de las estructuras y en el caso necesario plantear el reforzamiento de estructuras.
- Se recomienda incentivar al gremio constructivo en la actualización de conocimiento mediante conferencias en la que se dé énfasis a la importancia del cumplimiento del código a partir de que entre en vigencia la nueva normativa constructiva.
- Se propone analizar la viabilidad del uso de concretos de alta resistencia para reducir secciones sin perder capacidad estructural. Así como el empleo de acero de mayor resistencia para disminuir la cantidad total utilizada.
- Para próximos estudios se recomienda incorporar factores como costos de cimentación, sobrecargas por incremento de peso y eficiencia en mano de obra.
- Considerar la ubicación estratégica de elementos estructurales para mejorar la eficiencia del diseño y reducir costos.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI (2019). ACI 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19). American Concrete Institute.
- Aguiar, R. (2013). Microzonificación Sísmica de Quito (1.a ed.). Centro de Investigaciones Científicas. Universidad de Fuerzas Armadas ESPE.
- ASCE 41-17. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston – Estados Unidos, ASCE.
- Ayala, R., Delgadillo, A., & Ferrer, C. (2017). Amenaza Sísmica en Latinoamérica. *Revista Geográfica Venezolana*, 58(2).
- Beauval, C., Marinière, J., Yepes, H., Audin, L., Nocquet, J., Alvarado, A., Baize, S., Aguilar, J., Singaicho, J., & Jomard, H. (2018). A New Seismic Hazard Model for Ecuador. *Bulletin Of The Seismological Society Of America*, 108(3A), 1443-1464. <https://doi.org/10.1785/0120170259>
- Cali, A., & Peralta, A. (2019). Análisis Modal Espectral de una edificación de 5 niveles de hormigón armado, ubicado en la ciudad de Manta. Guayaquil: Universidad de Guayaquil.
- Calderón, A., Celi, C., Yepes, C., & Marrero, J. (2022). Proyecto TREQ- Reporte D261: Evaluación de Riesgo Sísmico para el Distrito Metropolitano de Quito. En Researchgate. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.16762.16322>
- Celi, C., Moyano, J., Sosa, D., & Ayala Moya, C. (2018). Vulnerabilidad sísmica de Quito Ecuador, fase I: curvas de capacidad de las tipologías estructurales, Proyecto GEM - SARA. *Revista PUCE*. <https://doi.org/10.26807/revpuce.voi106.130>
- Chicaiza, M. (2017). Modelo de exposición y mapa de vulnerabilidad del Distrito Metropolitano de Quito. Escuela Politécnica Nacional. <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/17352/2/CD-7851.pdf>
- Delaloye, H. (2009). Guía de estudio: Cargas en las estructuras. Universidad Nacional de la Plata - Facultad de arquitectura y urbanismo.

- ERN (2012). Microzonificación sísmica del distrito metropolitano de Quito: Estudio de la amenaza sísmica a nivel local. Programa para la reducción de riesgos urbanos. Distrito Metropolitano de Quito.
- Faiz, M., & Kumar, R. (2023). Comparative Effectiveness of Equivalent Static Analysis & Response Spectrum Analysis in Extreme Seismic Zones. IOP Conference Series Earth And Environmental Science, 1110(1), 012013. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1110/1/012013>
- Fernández, G. (2017). Propuesta metodológica: construcción de un índice de vulnerabilidad global ante la amenaza sísmica, en espacios regionales, con el uso de técnicas estadísticas multivariadas. Terra. Nueva Etapa, 33(54). http://saber.ucv.ve/ojs/index.php/rev_terr/article/view/14434
- Gaviria, S. (2016). Costos para la Construcción. Universidad EAFIT.
- Gutierrez, W. (2024). Factores que Influyen en la Determinación de Costos en la Construcción de Viviendas. Ciencia Latina Revista Científica Multidisciplinar, 8(3), 2043-2062. https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v8i3.11396
- Hidalgo, B. (2022). Terremoto del 16 de abril de 2016 en Ecuador: calidad de la construcción y reforzamiento en Portoviejo cinco años después. Revista Científica Dominio de las Ciencias, 8.
- Hidalgo, J. (2013). Períodos dominantes del movimiento sísmico y su relación con los tipos de suelo en la zona de Granada. [Tesis de Maestría, Universidad de Granada]. <https://doi.org/10.30827/digibug.27551>
- Mora, E. (2022). Modelamiento e interpretación de la amenaza sísmica mediante el enfoque determinístico y probabilístico: estudio de caso mesa de los santos, Colombia. Universidad Distrital Francisco José de Caldas.
- Moncada, C. (2015). Análisis sísmico de un edificio con irregularidad de rigidez y masa en altura. [Tesis de maestría]. Pontificia Universidad Católica de Chile.
- NEC (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción—NEC 2015. Código: Peligro Sísmico -Diseño Sismo Resistente; Código: NEC-SE-DS.

- OpenQuake. (2023). Curso de PSHA. Recuperado de <https://www.training.openquake.org/psha?lang=es>
- Palacios, P. (2022). Análisis de fragilidad para la tipología de edificaciones de hormigón armado hecho en sitio con mampostería de relleno y losas planas macizas o aliviada. [Tesis de maestría]. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Palacios et al. (2024). Proposal for 2024 Seismic Hazard Model and Seismic Disaggregation Tool for Ecuador using PSHA (In progress).
- Parra, H. (2015). Desarrollos metodológicos y aplicaciones hacia el cálculo de la peligrosidad sísmica en el Ecuador continental y estudio de riesgo sísmico en la ciudad de Quito. [Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid]. <https://doi.org/10.20868/upm.thesis.39353>
- Perrault, M., Guéguen, P., Parra, G., & Sarango, J. (2020). Modification of the data-driven period/height relationship for buildings located in seismic-prone regions such as Quito (Ecuador). *Bulletin Of Earthquake Engineering*, 18(8), 3545-3562. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00840-0>
- Prato, C., Ceballos, M., & Pinto, F. (2015). Método Modal Espectral.
- Quinde, P. (2014). Estudio de Peligro Sísmico del Ecuador y Espectros de Diseño Sísmico para la ciudad de Cuenca. México D.F: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Quinde Martínez, P., & Reinoso Angulo, E. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca. *Ingeniería sísmica*, (94), 1-26. http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2016000100001&lng=es&tlng=es.
- Ríos, H. (2021b). Apuntes: Análisis Modal Espectral: perfil bio-sísmico de edificios representativos de la construcción en altura de la ciudad de Antofagasta.

- Sánchez, A., & Neusa, K. (2020). Tipificación y análisis de precios unitarios para portadas en el departamento de Cundinamarca. [Tesis de grado, Universidad Distrital Francisco José de Caldas].
- Sánchez-Cortez, J.L., & Simbaña-Tasiguano, M. (2024). Terremoto del 16 de abril de 2016 en Ecuador: Una visión general de los acontecimientos y lecciones aprendidas. *Revista REDER*, 8(2), 83-98.
- Silva, V., et al. (2023). Country/Territory seismic risk profiles. Zenodo. <https://doi.org/10.5281/zenodo.8431824>
- Valverde, J., Fernández, J., Jiménez, E., & Vaca, T. (2002). Microzonificación sísmica de los suelos del Distrito Metropolitano de Quito. Escuela Politécnica Nacional.
- Vargas, Y., Pujades, L., Barbat, A., & Hurtado, J. (2013). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2013.04.003>

ANEXOS