

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TESIS:

**“ESTUDIO COMPARATIVO DE LA NORMA PERUANA E.030
DISEÑO SISMORRESISTENTE Y LA NORMA CHILENA NCH433
DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS, Y SU APLICACIÓN A UN
EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO”**

PARA OPTAR:

TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. Víctor Alfaro Ríos

TACNA – PERÚ

2017

Declaración Jurada de Originalidad

Yo, VÍCTOR ANDRÉE ALFARO RÍOS identificado con DNI N° 70206969, domiciliado en Calle Juan Dellepiani 596, San Isidro, Lima y egresado de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Privada de Tacna, **DECLARO BAJO JURAMENTO** que la tesis presentada para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil denominada “Estudio Comparativo de la Norma Peruana NTE E.030 Diseño Sismorresistente y la Norma Chilena NCh433 Diseño Sísmico de Edificios, y su Aplicación a un Edificio de Concreto Armado” es **ORIGINAL**.

Lima, noviembre del 2017

Víctor Andrée Alfaro Ríos

DNI N° 70206969

Dedicatoria

A mi amada esposa Elisa, por su gran apoyo y por ser mi compañera de vida que me impulsa a ser un mejor hombre cada día.

A mi querida madre, por su ejemplo y enseñanza y por la formación que me dio.

Agradecimientos

A Dios, por Su gracia y misericordia para conmigo. A Él sea toda la gloria.

A mi amada esposa Elisa, por su paciencia y comprensión por el tiempo que dediqué al desarrollo de esta tesis.

Al Ing. José Acero Martínez, mi asesor, por su gran apoyo en el desarrollo de esta tesis, por su tiempo y experiencia, y por creer en esta idea desde el principio.

Índice

CAPÍTULO I

1.	El Problema	1
1.1.	Planteamiento del Problema	1
1.2.	Justificación de la Investigación	2
1.3.	Formulación del Problema	2
1.3.1.	Formulación General del Problema	2
1.3.2.	Formulación Específica del Problema	3
1.4.	Objetivos de la Investigación	3
1.4.1.	Objetivo General	3
1.4.2.	Objetivos Específicos	3
1.5.	Hipótesis General	4
1.6.	Hipótesis Específicas	4
1.7.	Limitaciones de la Investigación	4

CAPÍTULO II

2.	Conceptos Generales sobre Análisis Sísmico de Edificios	5
2.1.	Criterios de Estructuración	5
2.1.1.	Simetría	5
2.1.2.	Resistencia	5
2.1.3.	Ductilidad	5
2.1.4.	Continuidad Estructural	6
2.1.5.	Rigidez Lateral	6
2.1.6.	Peso	6
2.2.	Zonificación Sísmica	6
2.3.	Perfiles del Suelo	11
2.4.	Parámetros de Sitio	14
2.5.	Factor de Amplificación Sísmica	15
2.6.	Importancia de la Edificación	16
2.7.	Sistemas Estructurales de Concreto Armado	18
2.8.	Diafragma	18
2.9.	Factor de Modificación de Respuesta, R	20
2.10.	Irregularidades en Altura	22
2.11.	Irregularidades en Planta	23

2.12.	Torsión de Edificios	26
2.12.1.	Torsión Directa	26
2.12.2.	Torsión Accidental	26
2.13.	Espectro de Diseño	27
2.14.	Desplazamiento Lateral Inelástico	29
2.15.	Separación entre Edificios	30

CAPÍTULO III

3.	Marco Metodológico y Desarrollo de la Investigación	31
3.1.	Descripción del Área de Estudio	31
3.2.	Variables e Indicadores	31
3.2.1	Identificación de la Variable 1	31
3.2.1.1.	Indicadores	31
3.2.1.2.	Escala para la Medición de la Variable	31
3.2.2.	Identificación de la Variable 2	32
3.2.2.1.	Indicadores	32
3.2.2.2.	Escala para la Medición de la Variable	32
3.2.3.	Identificación de la Variable 3	32
3.2.3.1.	Indicadores	32
3.2.3.2.	Escala para la Medición de la Variable	33
3.3.	Tipo y Diseño de Investigación	33
3.3.1.	Tipo de Investigación	33
3.3.2.	Diseño de Investigación	33
3.4.	Población Objeto de Investigación	34
3.5.	Muestra de Investigación	34
3.6.	Método de Cálculo de la Muestra	34
3.7.	Descripción de los Procedimiento Realizados	35
3.8.	Características, Estructuración y Predimensionamiento del Edificio	36
3.8.1.	Características del Edificio	36
3.8.2.	Consideraciones Generales para el diseño	36
3.8.3.	Estructuración del Edificio	37
3.8.4.	Predimensionamiento del Edificio	38
3.8.4.1	Columnas	38
3.8.4.2.	Vigas	39

3.8.4.3.	Losas Aligeradas	39
3.8.4.4.	Losas Macizas	39
3.8.4.5.	Muros de Concreto Armado	40
3.9.	Requerimientos para el Diseño Sismorresistente de Edificios según la Norma Peruana NTE E.030	41
3.9.1.	Zonificación	41
3.9.2.	Perfiles de Suelo	41
3.9.3.	Parámetros de Sitio	41
3.9.4.	Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)	41
3.9.5.	Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas (Ro)	41
3.9.6.	Factores de Irregularidad (Ia, Ip)	41
3.9.7.	Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmica, R	42
3.9.8.	Estimación del Peso (P)	42
3.9.9.	Análisis Dinámico Modal Espectral	43
3.9.10.	Periodo de la Estructura	44
3.9.11.	Coeficiente de Amplificación Sísmica	44
3.9.12.	Aceleración Espectral	44
3.9.13.	Modos de Vibración	47
3.9.14.	Fuerza Cortante en la Base	48
3.9.15.	Fuerza Cortante Mínima	49
3.9.16.	Determinación de Desplazamientos Laterales	49
3.9.17.	Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles	51
3.9.18.	Separación entre Edificios (s)	52
3.9.19.	Verificación de la Irregularidad Estructural	52
3.10.	Requerimientos para el Diseño Sísmico de Edificios según la Norma Chilena Nch433	54
3.10.1.	Zonificación Sísmica	54
3.10.2.	Clasificación Sísmica del Terreno de Fundación	54
3.10.3.	Clasificación de Ocupación de Edificios y otras Estructuras de acuerdo a su Importancia, Uso y Riesgo de Falla	54
3.10.4.	Sistemas Estructurales	54
3.10.5.	Modelos Estructurales	54
3.10.6.	Factor de Modificación de la Respuesta	55
3.10.7.	Análisis Modal Espectral	55

3.10.8	Espectro de Diseño	56
3.10.9.	Limitaciones del Esfuerzo de corte basal	59
3.10.10.	Deformaciones Sísmicas	60
3.10.11.	Separaciones entre Edificios o Cuerpos de Edificios	62
3.11.	Diseño de Elementos de Concreto Armado	62
3.11.1	Diseño de Columnas	62
3.11.2	Diseño de Vigas	68
3.11.3	Diseño de Losas Aligeradas	72
3.11.4	Diseño de Muro de Corte	77
3.11.5.	Diseño de Zapata	85

CAPÍTULO IV

4.	Análisis Comparativo y Discusión de Resultados	89
4.1.	Resumen de las Normas Estudiadas	89
4.2.	Modelamiento de la Estructura de Edificación Multifamiliar en Etabs	94
4.3.	Resultados del Análisis Sísmico	99
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	106
	REFERENCIAS	111
	ANEXOS	

Lista de Tablas

- Tabla 1: Factores de Zona
- Tabla 2: Clasificación de los Perfiles de Suelo
- Tabla 3: Clasificación sísmica del terreno de fundación
- Tabla 4: Factor de suelo "S"
- Tabla 5: Períodos " T_P " y " T_L "
- Tabla 6: Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo
- Tabla 7: Categoría de las Edificaciones y Factor "U"
- Tabla 8: Categoría de Ocupación de edificios y otras estructuras
- Tabla 9: Valores del coeficiente I
- Tabla 10: Sistemas Estructurales
- Tabla 11: Valores máximos de los factores de modificación de respuesta
- Tabla 12: Irregularidades Estructurales en Altura I_a
- Tabla 13: Irregularidades Estructurales en Planta I_p
- Tabla 14: Límites para la Distorsión del Entrepiso
- Tabla 15: Escala de Medición de Variable 1 y sus Indicadores
- Tabla 16: Escala de Medición de Variable 2 y sus Indicadores
- Tabla 17: Escala de Medición de Variable 3 y sus Indicadores
- Tabla 18: Peso total de la Edificación
- Tabla 19: Desplazamientos Laterales X-X
- Tabla 20: Desplazamientos Laterales Y-Y
- Tabla 21: Derivas de entrepiso Dirección X-X
- Tabla 22: Derivas de entrepiso Dirección Y-Y

Tabla 23: Irregularidad Torsional X-X

Tabla 24: Irregularidad Torsional Y-Y

Tabla 25: Aceleración efectiva

Tabla 26: Desplazamiento Relativo Centro de Masas – Dirección X-X

Tabla 27: Desplazamiento Relativo Centro de Masas – Dirección Y-Y

Tabla 28: Desplazamiento Relativo Cualquier Punto de la Planta – Dirección X-X

Tabla 29: Desplazamiento Relativo Cualquier Punto de la Planta – Dirección Y-Y

Tabla 30: Resultados de Combinaciones de carga

Tabla 31: Cargas de diseño sin amplificar

Tabla 32: Combinaciones de cargas factoradas

Tabla 33: Cargas de diseño no factoradas

Tabla 34: Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente (2016)

Tabla 35: Norma Chilena 433.Of1996 Modificada en 2012 Diseño Sísmico de Edificios

Lista de Figuras

Figura 1: Zonas Sísmicas del Perú. Fuente Norma E.030 Figura N°1

Figura 2: Zonificación sísmica de las Regiones I, II, III y XV. Fuente Norma Nch433 Figura 4.1a)

Figura 3: Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X, XIV y Región Metropolitana. Fuente Norma Nch433 Figura 4.1b)

Figura 4: Zonificación sísmica de las Regiones XI y XII. Fuente Norma NCh433 Figura 4.1c)

Figura 5: Distribución de fuerzas que el diafragma rígido distribuye sobre los elementos verticales

Figura 6: Irregularidad en altura en edificios

Figura 7: Efecto torsional en planta de edificio

Figura 8: Irregularidades en planta en edificios

Figura 9: Torsión en un edificio inducido por fuerzas sísmicas

Figura 10: La excentricidad entre los centros de masas y las rigideces incrementan los efectos de torsión

Figura 11: Espectros de diseño elástico e inelástico

Figura 12: Espectro de Diseño E030 para ambas direcciones del análisis

Figura 13: Periodos n para el cálculo del espectro de diseño

Figura 14: Suma de modos de vibración

Figura 15: Modos de vibración

Figura 16: Periodos T para el cálculo del espectro de diseño

Figura 17: Espectro de Diseño NCh433 para ambas direcciones de análisis

Figura 18: Sección rectangular. Deformaciones y fuerzas internas en el elemento estructural

Figura 19: Diagrama de fuerzas internas para el cálculo del momento nominal balanceado

Figura 20: Diagrama de Interacción de la Columna

Figura 21: Detalle del acero de refuerzo de la columna 35x50cm

Figura 22: Resultados de la Envolvente de la viga.

Figura 23: Detalle del refuerzo de la viga principal V-35x70

Figura 24: Área seleccionada en cuadro azul para el diseño de losa aligerada

Figura 25: Diagrama de fuerzas cortantes. Fuente propia Sap2000

Figura 26: Diagrama de fuerzas cortantes. Fuente propia Sap2000

Figura 27: Modelamiento en planta y ubicación del muro de corte a diseñar.

Figura 28: Diseño preliminar de muro de corte

Figura 29: Dibujo para el cálculo del elemento de borde

Figura 30: Longitud de las cabezas del muro de corte y el refuerzo de acero

Figura 31: Acero Vertical y Horizontal en el alma del muro de corte

Figura 32: Diagrama de fuerzas internas en muro de corte

Figura 33: Diagrama de fuerzas para cálculo de momento nominal en muro de corte

Figura 34: Parámetros para la verificación por Punzonamiento.

Figura 35: Detalle de acero de refuerzo en la zapata

Figura 36: Datos para el cálculo del peso sísmico.

Figura 37: Datos para el cálculo de los modos de vibración

Figura 38: Datos ingresados para los patrones de carga

Figura 39: Ingreso de espectro de diseño E.030

Figura 40: Ingreso de espectro de diseño NCh433

Figura 41: Modelamiento de la estructura. Vista eje X-X

Figura 42: Modelamiento de la estructura. Vista eje Y-Y

Figura 43: Espectros de diseño para la dirección de análisis X-X de la norma peruana y chilena

Figura 44: Espectros de diseño para la dirección de análisis Y-Y de la norma peruana y chilena

Figura 45: Desplazamientos laterales en la dirección X-X e Y-Y Norma E.030

Figura 46: Desplazamientos laterales en la dirección X-X e Y-Y Norma NCh433

Figura 47: Derivas de entrepiso en la dirección X-X e Y-Y Norma E.030

Figura 48: Derivas de entrepiso en la dirección X-X e Y-Y Norma NCh433

Lista de Anexos

Anexo 01 – Matriz de Consistencia

Anexo 02 – Norma Peruana NTE E.030 (2016) Diseño Sismorresistente

Anexo 03 – Norma Chilena NCh433.Of1996 Modificada en 2012 Diseño Sísmico de Edificios

Anexo 04 – Ejemplo del modelo matemático del pórtico 8

Anexo 05 – Plano Preliminar de Arquitectura en Planta

Anexo 06 – Planos de Elevación y Corte

Anexo 07 – Plano de Estructuración

Resumen

La presente tesis tiene como finalidad el estudio comparativo de las normas sísmicas peruana E.030 y chilena NCh433 aplicado a un edificio multifamiliar de concreto armado de cuatro niveles de tipo dual. La estructuración y predimensionamiento, y geometría de los elementos estructurales que conforman la estructura de edificación se consideraron iguales para ambos análisis. La estructura se considera como irregular. Luego de modelar la edificación en el programa Etabs v15.2.2 se obtuvieron los periodos fundamentales (T) de la estructura aplicando las cargas estáticas.

Con los periodos fundamentales de la estructura (T) obtenidos se calculó el espectro de diseño con la norma NCh433, lo cual difiere con la norma E.030 ya que se calcula por tabulación de periodos n . Se ingresaron los espectros de diseño en el programa Etabs para ambos análisis sísmicos modales. Se obtuvieron las deformaciones inelásticas para el caso de la norma E.030 y las deformaciones elásticas para el caso de la norma NCh433; también se obtuvieron los desplazamientos laterales y las derivas de entrepiso. Con estos resultados y de acuerdo al procedimiento de cálculo de cada norma se realizó una comparación y discusión de resultados.

Finalmente, se concluyó que con la norma sísmica NCh433, según su procedimiento de análisis y el método para calcular el espectro de diseño, se obtuvieron resultados menores en comparación con la norma E.030, tanto en deformaciones laterales como en las derivas de entrepiso.

Palabras Clave: Espectro, estructuración, periodo, sismo, desplazamiento, deriva.

Abstract

The present thesis aims to the comparative study of Peruvian seismic code E.030 and Chilean seismic code NCh433 applied to a reinforced concrete multifamily building of four levels of type dual. The structuring, pre-dimensioning and geometry of the structural elements that shape the building structure are both considering the same for the analysis. The structure is considered as irregular. After of modeling in Etabs software v15.2.2 the fundamental period (T) of the structure were obtained applying static loads.

With the fundamental periods (T) obtained it was calculated the response spectrum with the code NCh433, which it defers with code E.030 since it is calculated by tabulating the n periods. For both analysis the response spectrum designs were entered in Etabs software. For code E.030 the inelastic deformations were obtained and for the code NCh433 the elastic deformations were obtained too, as well as the lateral displacement and drift were obtained. With these results and according to the methodology of each code a comparison and discussion of results are presented.

Finally, it was concluded that the seismic code NCh433, according to its procedure of analysis and the methodology to calculate the response spectrum, minor results in comparison with the code E.030 were obtained, both in lateral deformation as much as in the drifts.

Key Words: spectrum, structuring, period, earthquake, seismic, displacement, drift.

Introducción

Los fuertes terremotos ocurridos tanto en Perú (2007) como en Chile (2010) dejaron daños estructurales de importancia en las edificaciones, lo cual conllevó al re-estudio de las normas sísmicas de ambos países. Con las actualizaciones realizadas tanto en la norma sísmica peruana (2016) y chilena (2012) se tienen las últimas consideraciones sísmicas a seguir para la evaluación de una edificación.

Es por tanto, que el objetivo de dicho trabajo de investigación es conocer a detalle las metodologías de diseño sísmico de dichas normas, sus principales diferencias en sus consideraciones sísmicas, aplicándolas a un edificio multifamiliar de concreto armado, para así analizar y comparar los resultados de las deformaciones y desplazamientos laterales.

El trabajo se ha organizado de la siguiente manera:

- En el Capítulo I se describe la necesidad de conocer si la norma peruana E030 es eficiente frente a normas extranjeras, como la chilena, lo cual nos conduce a plantear un estudio comparativo sobre las consideraciones sísmicas de cada una.
- En el Capítulo II se definen conceptos generales importantes relacionados al diseño sísmico de edificios.
- En el Capítulo III se desarrolla la metodología del presente estudio, explicando la composición del edificio multifamiliar, el predimensionamiento de los elementos estructurales, las consideraciones sísmicas de la norma peruana E.030 y la norma chilena NCh433 aplicada a un edificio multifamiliar de concreto armado, la obtención de los espectros de diseño y el diseño de los elementos de concreto armado a modo de ejemplo.
- En el Capítulo IV se analiza y compara los resultados obtenidos en el Capítulo III. Se definen las conclusiones y recomendaciones con respecto a los resultados obtenidos del análisis sísmico modal.

Capítulo I

El Problema

1.1. Planteamiento del Problema

En el Perú, tras el terremoto ocurrido en el año 2007, Chincha y Pisco, se llevó a cabo un re-estudio de la norma E.030 tras analizar los daños ocurridos en las edificaciones. Esto condujo a que se actualice dicha norma, añadiendo una zona sísmica incluyendo los periodos largos para la obtención del coeficiente de amplificación sísmica, y a detallar con factores las irregularidades en las edificaciones. Ha habido controversia entre los ingenieros estructurales con respecto a esta actualización, ya que las edificaciones, a comparación con la norma anterior, se calculan sobredimensionadas, esto quiere decir mayor inversión al momento de construir. También se presentó problemas para cumplir con las irregularidades torsionales.

Por otro lado, tras el terremoto ocurrido en el año 2010 en Chile, se actualizó la norma NCh433. Esta norma actualizada no presenta muchos cambios a comparación de la norma E.030. Se entiende que Chile por ser un país sísmicamente activo, la ingeniería sismorresistente es bien avanzada y su norma es estrictamente desarrollada. La mayoría de las edificaciones respondieron bien a los movimientos sísmicos presentados en el 2010, evitando el colapso de las mismas. Cabe señalar que también hubo edificaciones que presentaron graves daños estructurales, lo que condujo a que se examine la norma Nch433. También es bueno reconocer que en Chile las estructuras son mayormente del tipo dual con losas macizas, y la tabiquería de drywall lo cual aligera la estructura. El uso de aisladores sísmicos se hace presente en estructuras de categoría importante que presenten grandes irregularidades y también en edificaciones multifamiliares.

No se ha encontrado mayor información correspondiente a algún estudio que compare las normas sísmicas peruana y chilena aplicadas a un edificio multifamiliar de concreto armado, utilizando el análisis modal espectral para conocer sus deformaciones y desplazamientos laterales. Lo que sí se ha realizado son estudios comparativos entre varias sísmicas de diferentes países enfocados en el análisis sísmico a un elemento estructural específico, como por ejemplo, un muro

de corte. También se ha realizado estudios comparativos referentes a las derivas de entrepiso.

Esto nos lleva a cuestionar, estudiar y mejorar nuestra norma sísmica. Es por tal motivo, que el enfoque de esta tesis fue realizar un estudio comparativo de la metodología de diseño sísmico entre la norma E.030 y la NCh433 para establecer sus principales debilidades y fortalezas de cada norma y concluir cuál de estas es más eficiente y puede ofrecer resultados más reales.

1.2. Justificación de la Investigación

La ingeniería sismorresistente ha estado y continuará estando en constante estudio y avance tecnológico debido a que las fuerzas sísmicas o los terremotos no se pueden predecir, por tal razón, esto conlleva a que en cada movimiento sísmico ocurrido, se analicen y estudien sus efectos y se comprueben si las normas de diseño sísmico han sido o serán eficaces para el diseño de estructuras, frente a un próximo terremoto. Dada esta situación, dichas normas sísmicas están en constante evaluación y estudio.

Por lo tanto, el propósito de esta tesis de investigación es dar a conocer, mediante un estudio comparativo, las principales consideraciones sísmicas de la norma peruana NTE E.030 Diseño Sismorresistente y la norma chilena NCh433 Diseño sísmico de Edificios, aplicado a un edificio multifamiliar de concreto armado, como también su metodología de análisis y sus diferencias en la determinación de los parámetros de sitio, factor de amplificación sísmica, factor de reducción sísmica, cortante basal, espectro de diseño, desplazamientos y deformaciones, y concluir qué norma presenta resultados más reales y conservadores.

Este estudio puede ser de utilidad para la comunidad estudiantil de ingeniería civil de la zona, para incentivar el estudio, análisis e investigación correspondiente al diseño sísmico de edificios de concreto armado.

1.3. Formulación del Problema

1.3.1. Formulación General del Problema

¿Cuáles son las diferencias de las metodologías de diseño y consideraciones sísmicas de la norma peruana E.030 y chilena NCh433 para el análisis sísmico de un edificio de concreto armado?

1.3.2. Formulación Específica del Problema

- ¿Qué consideraciones sísmicas están plasmadas en las normas de diseño sísmico peruana y chilena?
- ¿Qué tipo de programa de diseño estructural es necesario utilizar para obtener las deformaciones laterales y derivas de entrepiso de la estructura?
- ¿Al comparar los resultados de las deformaciones laterales y derivas de entrepiso, se conocerá qué norma será más conservadora al presentar menores resultados?

1.4. Objetivos de la Investigación

1.4.1. Objetivo General

Realizar un estudio comparativo entre la norma peruana NTE E.030 Diseño Sismorresistente y la norma chilena NCh433 Diseño Sísmico de Edificios aplicando sus metodologías de diseño sísmico a un edificio multifamiliar de concreto armado para establecer sus principales diferencias y concluir que norma ofrece resultados más reales.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Revisar a detalle las consideraciones sísmicas de la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” (2016) y la Norma Chilena NCh433 “Diseño Sísmico de Edificios” (2012) para conocer sus metodologías de diseño sísmico.
- Desarrollar el análisis sísmico modal de un edificio multifamiliar de concreto armado, aplicándole la norma NTE E.030 y la norma NCh433, obteniendo los espectros de diseño e ingresarlos al programa de diseño estructural Etabs versión 2015.2.2, para así obtener las deformaciones laterales y las derivas de entrepiso de la estructura.
- Comparar los resultados de deformaciones laterales y derivas de entrepiso obtenidos del análisis sísmico modal para conocer qué norma presenta menores resultados y más reales al comportamiento de la estructura.

1.5. Hipótesis General

El estudio comparativo entre la norma peruana NTE E.030 Diseño Sismorresistente y la norma Chilena NCh433 Diseño Sísmico de Edificios permitirá conocer sus metodologías de diseño y sus consideraciones sísmicas al aplicarse a un edificio multifamiliar de concreto armado y conocer con cual se obtiene menores deformaciones.

1.6. Hipótesis Específicas

- Las consideraciones sísmicas de cada norma serán distintas en su metodología del desarrollo del análisis sísmico modal espectral, dado que tienen distintos factores de reducción, factores de amplificación sísmica y metodologías diferentes para el cálculo del espectro de diseño.
- Mediante el programa de análisis estructural Etabs v15.2.2, se introducirán los datos sísmicos y características del edificio para obtener sus deformaciones, desplazamientos y exponiendo los resultados más conservadores.
- Al obtener las deformaciones laterales y derivas de entrepiso se demostrará que con la norma chilena se obtendrá menores desplazamientos laterales y derivas de entrepiso con respecto a la respuesta sísmica del edificio de concreto armado.

1.7. Limitaciones de la Investigación

La presente tesis se limita solamente al estudio del análisis sísmico modal y a la comparación de los resultados de las normas E.030 y NCh433. No se hace énfasis en el estudio y desarrollo del diseño de elementos de concreto armado, pero si se realiza el diseño estructural de los elementos estructurales a modo de ejemplo.

Capítulo II

Conceptos Generales sobre Análisis Sísmico de Edificios

2.1. Criterios de Estructuración. (Blanco Blasco, 1997, p.5-9)

2.1.1. Simetría

Las estructuras que sean simples y simétricas en todos sus niveles tendrán un mejor comportamiento ante fuerzas sísmicas, por lo tanto, el diseño de los elementos estructurales es más simple y permite asegurar una similitud del modelo y el comportamiento real de la estructura. Cuanto más compleja sea la estructura, será más difícil predecir su comportamiento real ante fuerzas sísmicas. Otro punto importante es que, las fuerzas sísmicas se idealizan en el centro de masas de cada nivel y las fuerzas que absorben los elementos estarán ubicadas en el centro de rigidez de la estructura; si el centro de masas y el centro de rigidez no coinciden el movimiento sísmico ocasionará en la estructura un movimiento de traslación e incluso torsión.

2.1.2. Resistencia

La resistencia es la capacidad de una estructura de soportar cargas sin colapsar, y depende de las propiedades mecánicas de los materiales constitutivos. Por lo tanto, las estructuras deben tener resistencia sísmica en todas las direcciones, esto garantiza estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada uno de sus elementos.

2.1.3. Ductilidad

La ductilidad es la capacidad de una estructura para absorber energía sísmica en el rango plástico. Es importante que las rótulas plásticas se produzcan en los elementos que contribuyan menos a la estabilidad de la estructura, por ejemplo, que se produzcan en las vigas, independiente al hecho que por estar más cerca de su resistencia última, contribuyan a disipar más tempranamente la energía sísmica. Controlar las rotulas

permite que la ductilidad se otorgue en los puntos en que ella es necesaria, lo cual permite un diseño más económico.

2.1.4. Continuidad Estructural

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación con elementos que no cambien bruscamente de rigidez, para evitar concentraciones de esfuerzos.

2.1.5. Rigidez Lateral

La rigidez es la propiedad de una estructura de soportar cargas sin deformarse o desplazarse excesivamente. Los elementos de la estructura deben aportar rigidez lateral en sus direcciones principales.

2.1.6. Peso

Reconociendo que las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa y, en consecuencia, al peso del edificio, debe procurarse que éste sea lo más ligero posible. Los revestimientos y elementos divisorios no estructurales aportan un peso considerable en la estructura, es allí donde se puede lograr reducciones. Considerando que las aceleraciones introducidas en el edificio crecen con la altura, es recomendable evitar masas excesivas en los últimos niveles. También debe evitarse cambios bruscos en los pesos de pisos sucesivos, ya que esto genera una variación brusca en las fuerzas de inercia y en la forma de vibrar de la estructura. Hay que tratar que el peso del edificio este distribuido simétricamente en la planta de cada piso, ya que si la distribución es asimétrica esto generaría vibraciones torsionales.

2.2. Zonificación Sísmica

Según Norma Técnica de Edificaciones Peruana (2016) para el Perú, la zonificación sísmica está dividida en cuatro zonas, las cuales se mencionan en el *Artículo 2.1 Zonificación*. Los factores de zona considerados son los siguientes:

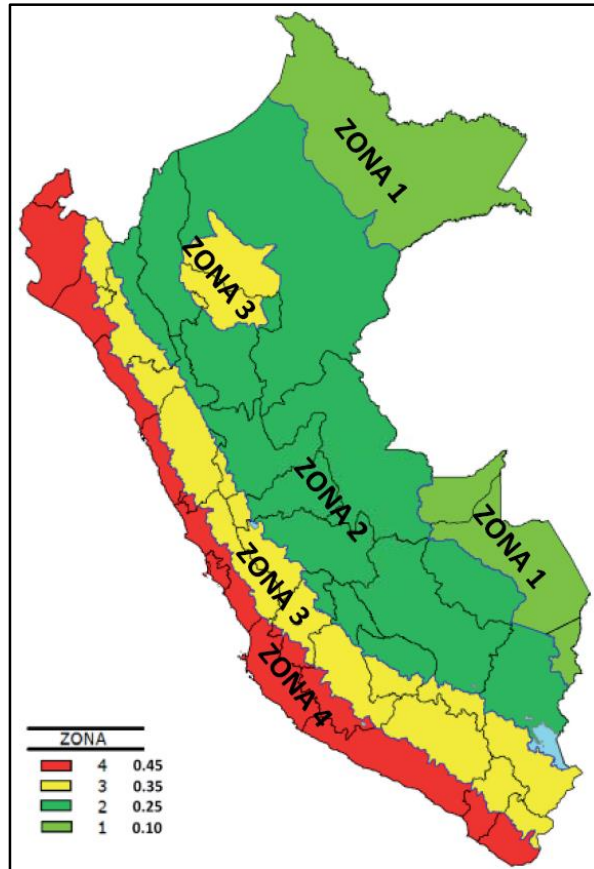


Figura 1: Zonas Sísmicas del Perú
Fuente Norma E.030 Figura N°1

Tabla 1
Factores de Zona.

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Norma E.030 Tabla N°1

Para Chile de acuerdo a la Norma Chilena Oficial NCh 433.Of1996 Modificada. (2012), la zonificación sísmica está dividida en tres zonas, las cuales se mencionan en el *Artículo 4.1 Zonificación Sísmica*. Los factores de zona considerados son los siguientes:

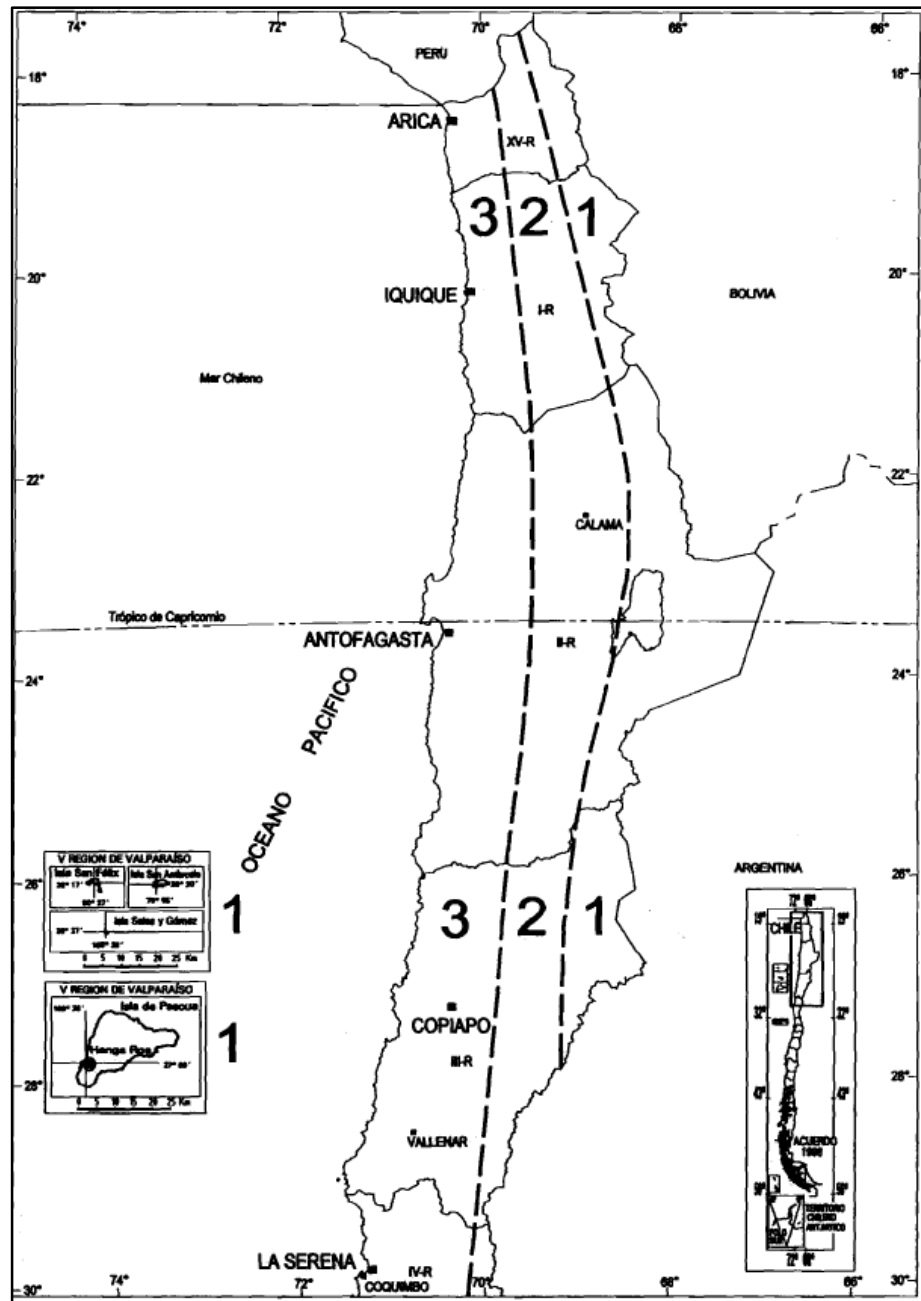


Figura 2: Zonificación sísmica de las Regiones I, II, III y XV.
Fuente Norma Nch433 Figura 4.1 a)

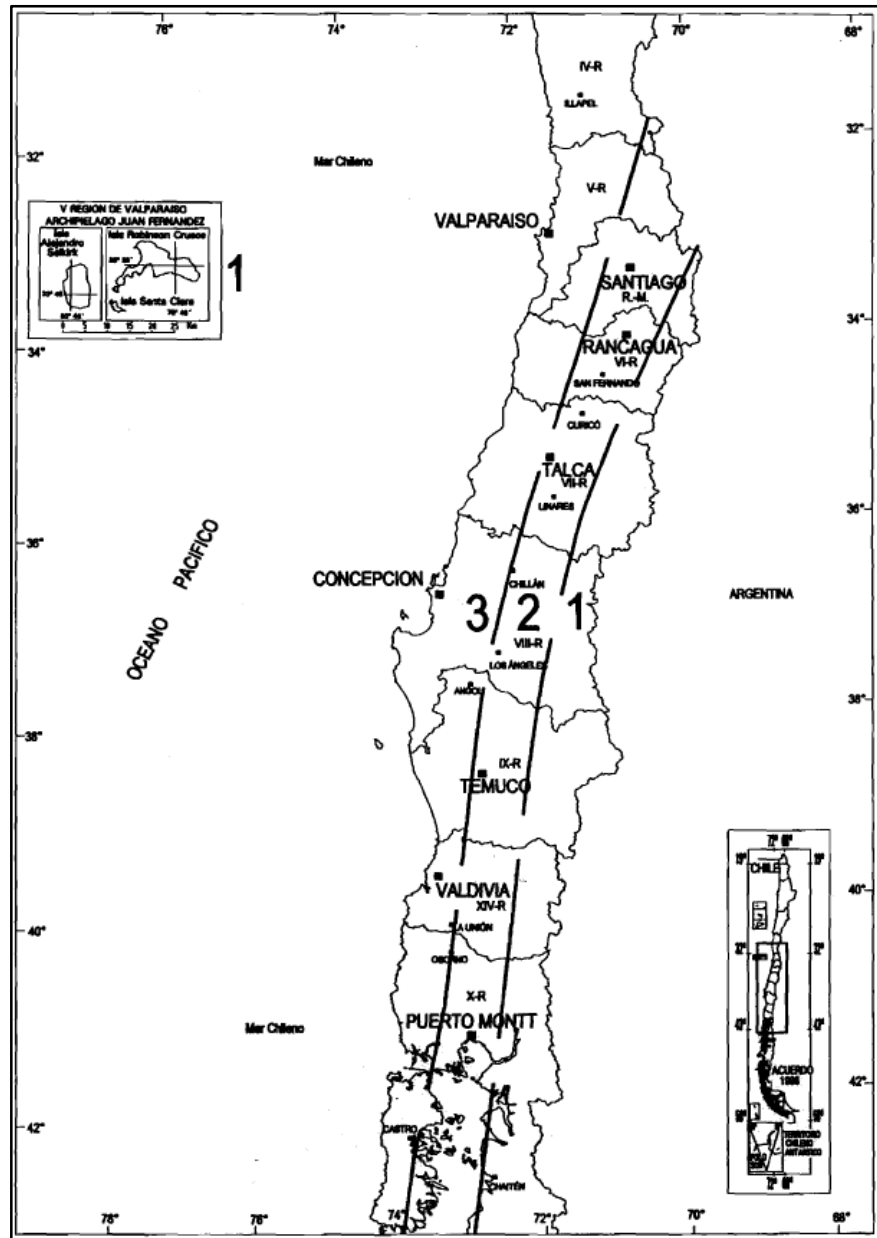


Figura 3: Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X, XIV y Región Metropolitana.

Fuente Norma Nch433 Figura 4.1 b)

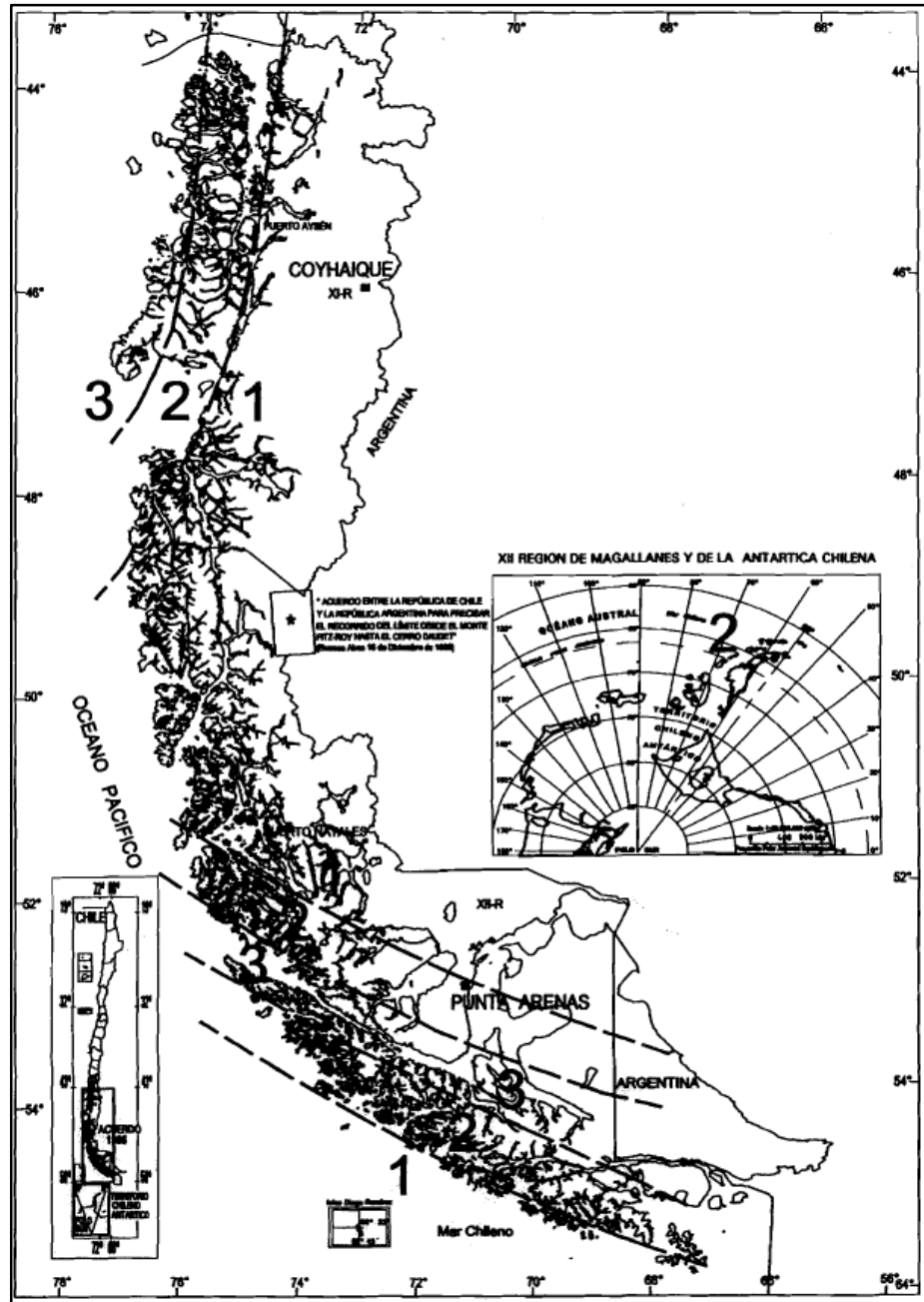


Figura 4: Zonificación sísmica de las Regiones XI y XII.

Fuente Norma NCh433 Figura 4.1 c)

2.3. Perfiles de Suelo

Para los tipos de suelo especificados en la Norma Técnica de Edificaciones Peruana (2016), los cuales se detallan en el *Artículo 2.3.1 Perfiles de Suelo*, se han establecido cuatro tipos de suelos, los cuales se mencionan de la siguiente manera:

- **Perfil Tipo S₀: Roca dura.** A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte V_s mayor que 1500 m/s.
- **Perfil Tipo S₁: Roca o Suelos Muy Rígidos.** A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 500 m/s y 1500 m/s.
- **Perfil Tipo S₂: Suelos Intermedios.** A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 180 m/s y 500 m/s.
- **Perfil Tipo S₃: Suelos Blandos.** Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte V_s , menos o igual a 180 m/s.
- **Perfil Tipo S₄: Condiciones Excepcionales.** A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Solo será necesario considerar un perfil tipo S4 cuando el Estudio de Mecánica de Suelos así lo determine.

En la siguiente Tabla se resume los valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo:

Tabla 2
Clasificación de los Perfiles de Suelo

<i>Perfil</i>	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S₀	>1500 m/s	-	-
S₁	500 m/s a 1500 m/s	>50	>100 kPa
S₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100

			kPa
S₃	<180 m/s	<15	25 kPa a 50 kPa
S₄	Clasificación basada en el EMS		

\bar{V}_s : Velocidad de propagación de ondas de corte.

\bar{N}_{60} : Índice de penetración estándar.

\bar{S}_u : Resistencia al corte en condición no drenada

Fuente: Norma E.030 Tabla N°2

Para el caso de la Norma Chilena Oficial NCh 433.Of1996 Modificada. (2012), consideran seis tipos de suelos especificados en el *Artículo 4.2.3 Clasificación sísmica del terreno de fundación*, los cuales se mencionan a continuación:

- **Suelo Tipo A:** Debe justificar V_{s30} , más RQD en roca y q_u en suelo cementado, con un mínimo de 5 mediciones. En aquellos casos donde se demuestre que todo el perfil de los 15 metros superiores presenta una velocidad de onda de corte superior a 900 m/s, no será necesaria la justificación de RQD, ni q_u .
- **Suelo tipo B:** Debe justificar V_{s30} , más N_1 en caso de arenas, y q_u en el caso de suelos finos. En el caso de suelos granulares gruesos, donde no resulta posible el uso del índice de penetración, se deberá proporcionar una detallada descripción estratigráfica del terreno hasta una profundidad de 30 metros, medidos a partir de la superficie natural, indicando el tamaño máximo nominal de partícula cada 5 metros de profundidad.
- **Suelo Tipo C:** De justificar V_{s30} , más N_1 en caso de arenas, y q_u en el caso de suelos finos. En el caso de suelos granulares gruesos, donde no resulta posible el uso del índice de penetración, se deberá proporcionar una descripción estratigráfica del terreno hasta una profundidad de 30 metros, medidos desde la superficie natural, indicando el tamaño máximo nominal de partícula cada 5 metros de profundidad.
- **Suelo Tipo D:** Debe justificar V_{s30} , más N_1 en caso de arenas, y S_u en el caso de suelos finos. En depósitos de suelos arenosos donde se

disponga de mediciones del índice de penetración, al menos cada un metro de profundidad en los 30 metros superiores y se cumpla que $N_1 \geq 30$ golpes/pies, se puede clasificar automáticamente el terreno como Suelo Tipo D, sin necesidad de otras mediciones.

- **Suelo Tipo E:** Debe justificar V_{s30} , más N_1 en caso de arenas y S_u en el caso de suelos finos.
- **Suelo Tipo F:** Se consideran suelos especiales aquellos que presentan singularidades en su comportamiento mecánico y, por lo tanto, no permiten ser categorizados sísmicamente sólo por V_{s30} . Ellos requieren estudios especiales de amplificación de acuerdo a sus particulares características.

En la siguiente Tabla se muestra los valores de los seis tipos de suelos mencionados anteriormente:

Tabla 3
Clasificación sísmica del terreno de fundación

Suelo Tipo	V_{s30} (m/s)	RQD	q_u (MPa)	(N_1) (golpes/pie)	S_u (MPa)
A Roca, suelo cementado	≥ 900	$\geq 50\%$	≥ 10 ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)		
B Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	≥ 500		≥ 40 ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 50	
C Suelo denso o firme	≥ 350		≥ 30 ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 40	
D Suelo medianamente denso o firme	≥ 180			≥ 30	≥ 0.05
E Suelo de compacidad, o consistencia mediana	< 180			≥ 20	< 0.05
F Suelos Especiales	*	*	*	*	*

N_1 : Índice de penetración estándar normalizado por presión de confinamiento de 0.1 MPa.
Aplicable sólo a suelos que clasifican como arenas.

RQD : Rock Quality Designation, según norma ASTM D 6032

q_u : Resistencia a la compresión simple del suelo

ϵ_{qu} : Deformación unitaria del suelo desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxima en el ensayo de compresión simple.

S_u : Resistencia al corte no-drenada del suelo.

Fuente: Norma NCh433 Tabla 4.2

2.4. Parámetros de Sitio

Para la Norma Técnica de Edificaciones Peruana (2016), en el *Artículo 2.4 Parámetros de Sitio* se clasifican los factores del suelo S en función del tipo de zona sísmica, y se obtienen también los periodos T_p y T_L . A continuación se muestran en las siguientes tablas los valores para los factores del suelo y los periodos T_p y T_L :

Tabla 4
Factor de suelo “S”

Suelo	S₀	S₁	S₂	S₃
Zona				
Z₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma E.030 Tabla N°3

Tabla 5
Períodos “T_P” y “T_L”

	Perfil de suelo			
	S₀	S₁	S₂	S₃
T_P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Norma E.030 Tabla N°4

En cambio, para la Norma Chilena Oficial NCh 433.Of1996 Modificada. (2012), los parámetros relativos al suelo se expresan en diferentes valores, los cuales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 6
Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo

Tipo de Suelo	S	T_o (s)	T' (s)	n	p
A	0.90	0.15	0.20	1.00	2.0
B	1.00	0.30	0.35	1.33	1.5
C	1.05	0.40	0.45	1.40	1.6
D	1.20	0.75	0.85	1.80	1.0
E	1.30	1.20	1.35	1.80	1.0
F	*	*	*	*	*

n , $T'(s)$, S , T_o , p : parámetros relativos al tipo de suelo de fundación que se determinan de la Tabla 6 según la clasificación de tipo de suelo en la Tabla 3.
Fuente: Norma Nch433 Tabla 6.3

2.5. Factor de Amplificación Sísmica

Para la Norma Técnica de Edificaciones Peruana el *Coficiente de Amplificación Sísmica (C)* establecido en el *Artículo 2.5*, se define de acuerdo a las características de sitio y se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural de la aceleración en el suelo. De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 T < T_p & \quad C = 2.5 \\
 T_p < T < T_L & \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \\
 T > T_L & \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p T_L}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Según la Norma Chilena Oficial NCh 433.Of1996 Modificada. (2012) en el *Artículo 6.3.5.2* el factor de amplificación sísmica α se determina para cada modo de vibrar n , de acuerdo con la expresión:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^3}$$

En que:

T_n = Período de vibración del modo n ;

$T_{o,p}$ = Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación. Estos datos se pueden obtener de la Tabla 6.

2.6. Importancia de la Edificación

Cada estructura de edificación debe ser clasificada de acuerdo a su importancia de uso. Para los valores según la Norma Técnica de Edificaciones Peruana (2016) E.030, se tiene la siguiente tabla:

Tabla 7
Categoría de las Edificaciones y Factor "U"

Categoría	Descripción	Factor U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de Salud del Sector Salud (públicos o privados) del segundo y tercer nivel.	Ver nota 1
	A2: Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1, puertos, aeropuertos, estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policías, instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.	1.5
B Edificaciones Importantes	Cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, museos, bibliotecas.	1.3
C Edificaciones Comunes	Viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes.	1.0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales depósitos, casetas y otras similares.	

Fuente: Norma E.030 Tabla N° 5

Para la Norma Chilena Oficial NCh 433.Of1996 Modificada. (2012) se tiene los siguientes valores según la importancia de la edificación los cuales los clasifica en cuatro categorías:

Tabla 8
Categoría de Ocupación de edificios y otras estructuras

Naturaleza de la Ocupación	Categoría de Ocupación
Edificios y otras estructuras aisladas o provisionales no destinadas a habitación, no clasificables en las Categorías de Ocupación II, III y IV que representan un bajo riesgo para la vida humana en el caso de falla.	I
Todos los edificios y otras estructuras destinados a la habitación privada o al uso público que no pertenecen a las Categorías de Ocupación I, III y IV, y edificios u otras estructuras cuya falla puede poner en peligro otras construcciones de las Categorías de Ocupación I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras cuyo contenido es de gran valor y donde existe frecuentemente aglomeración de personas como: Bibliotecas, museos, salas destinadas a asambleas para 100 o más personas, estadios, escuelas, recintos universitarios, cárceles y lugares de detención, locales comerciales con una superficie mayor o igual que 500 m ² por piso, o de altura mayor a 12m.	III
Edificios y otras estructuras clasificadas como edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o de utilidad pública, y edificios y otras estructuras clasificadas como instalaciones esenciales cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe. Todas edificaciones son: cuarteles de policía, centrales eléctricas y telefónicas, correos, radioemisoras, canales de televisión, plantas de agua potable, hospitales, postas de primeros auxilios, cuarteles de bomberos, estaciones terminales, garajes para vehículos de emergencia, refugios de emergencia.	IV

Fuente: Norma Nch433 Tabla 4.3

Luego de elegir la categoría de la edificación, la Norma Chilena Oficial NCh 433.Of1996 Modificada. (2012) especifica los valores del coeficiente I para

cada tipo de categoría de edificación que serán utilizados en el cálculo del espectro de diseño, los cuales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 9
Valores del coeficiente *I*

Categoría del edificio	<i>I</i>
I	0.6
II	1.0
III	1.2
IV	1.0

Fuente: Norma Nch433 Tabla 6.1

2.7. Sistemas Estructurales de Concreto Armado (Norma Chilena Oficial NCh 433.Of1996 Modificada, 2012)

Un sistema de muros estructurales está conformado por muros de concreto armado que resisten las acciones gravitacionales y sísmicas.

Un sistema de pórticos está conformado por columnas y vigas los cuales resisten acciones gravitacionales y sísmicas en ambas direcciones de análisis.

Un sistema mixto o dual está conformado por muros estructurales y pórticos los cuales resisten las acciones gravitacionales y sísmicas.

2.8. Diafragma (Gómez Salvador, 2007, p. 97)

Por lo general los diafragmas consisten en los pisos y azoteas de los edificios. Los diafragmas se definen como un sistema horizontal o casi horizontal que actúa para transmitir fuerzas laterales a los elementos verticales resistentes. La magnitud de los cortantes de cada piso se reparte, por medio de los diafragmas rígidos (como las losas de concreto o sistemas de estructura metálica con concreto), a los elementos verticales resistentes en proporción a sus respectivas rigideces.

Los diafragmas flexibles no son capaces de distribuir momentos torsionantes sobre los elementos verticales resistentes.

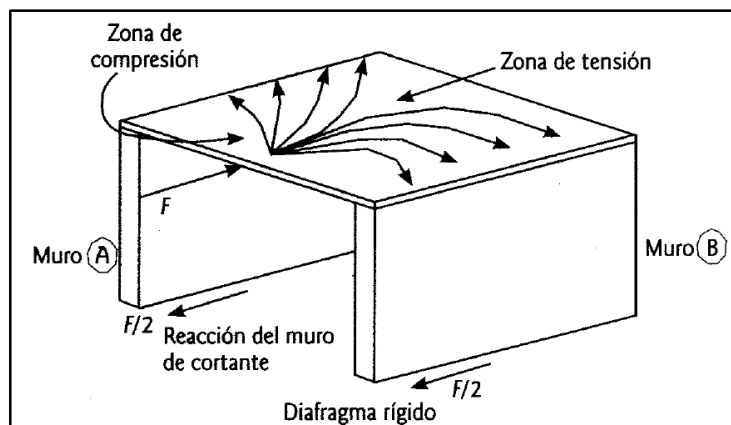


Figura 5: Distribución de fuerzas que el diafragma rígido distribuye sobre los elementos verticales.
Fuente: Análisis Sísmico Moderno – Salvador Gómez Chávez

En la Norma Técnica de Edificaciones Peruana (2016) E.030, en el Artículo 4.2 Modelos para el Análisis se hace mención a los diafragmas, dice lo siguiente:

“Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes. Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia, suficientes para asegurar la distribución antes mencionada”.

En la Norma Chilena Oficial NCh 433.Of1996 Modificada. (2012), en el Artículo 5.5.2 Diafragma de piso menciona lo siguiente:

“Se debe verificar que los diafragmas tienen la rigidez y la resistencia membranales suficientes para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos o subestructuras verticales resistentes. Si existen dudas sobre la rigidez del diafragma, se debe tomar en cuenta su flexibilidad agregando los grados de libertad que sea necesario o introduciendo separaciones estructurales”.

2.9. Factor de Modificación de Respuesta, R (www.e-zigurat.com/noticias/uso-espectro-diseno-enelastico)

En todas las normas sísmicas se aplica un factor R al espectro de respuesta elástico. Este factor R está bien definido ni estudiado por las normas vigentes sino que generaliza los valores correspondientes a los tipos de sistemas estructurales. Los valores que se tienen para el factor R reflejan las características de absorción y disipación de energía del tipo de sistema estructural, material empleado y de la experiencia sobre el comportamiento sísmico; esto puede llevar a sobrestimar o reducir excesivamente las cargas sísmicas de diseño.

Este factor R depende de tres parámetros: ductilidad, sobre-resistencia y redundancia.

En la Norma Técnica de Edificaciones Peruana (2016) el factor de modificación de respuesta se lo denomina como coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R), el cual es un producto del coeficiente básico de reducción (R_0), el factor de irregularidad en altura (I_a) y el factor de irregularidad en planta (I_p). Por tanto, para el cálculo del factor de reducción R_0 se tiene la tabla N° 9, donde por ejemplo, para sistemas estructurales tipo pórticos de concreto armado y tipo dual de concreto armado sus factores son 8 y 7 respectivamente. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presenta más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente R_0 que corresponda. Por lo tanto, el factor de reducción R en la norma peruana E.030 *Artículo 3.8 Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas* depende de tres factores: R_0 , I_a e I_p .

A continuación se muestra la siguiente tabla con los valores de R_0 , para estructuras de concreto armado y albañilería:

Tabla 10
Sistemas Estructurales

<i>Sistema Estructural</i>	<i>Coefficiente Básico de Reducción R_o</i> (*)
Concreto Armado	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3

(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura.

Fuente: Norma E.030 Tabla N°7

Según la Norma Chilena Oficial NCh 433.Of1996 Modificada. (2012), se presentan dos tipos de factores de reducción dependiendo el tipo de análisis a realizar, ya sea análisis estático (R) o el análisis modal espectral (R_o). En el *Artículo 5.7* menciona que los edificios que presenten pisos con diferentes sistemas o materiales estructurales, las sollicitaciones sísmicas se deben determinar con el valor de R_o o R que corresponda al del subsistema con menor R_o o R.

Para el análisis modal espectral, el factor de reducción R^* utilizado para hallar el espectro de diseño especificado en el *Artículo 6.3.5.3*, depende del factor de R_o en su fórmula. Y para el análisis estático, para el cálculo del coeficiente sísmico C especificado en el *Artículo 6.2.3.1* se utiliza el factor R. Estos factores de modificación de respuesta se obtienen de la Tabla 11 mostrada más adelante, donde por ejemplo, para sistemas estructurales de hormigón armado tipo pórticos se tiene $R=7$ y $R_o=11$, y para muros estructurales los factores son de $R=7$ y $R_o=11$.

A continuación en la siguiente tabla se muestra los valores asignados según la norma NCh433 respecto a los factores de reducción:

Tabla 11
Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta¹⁾

Sistema Estructural	Material estructural	R	Ro
Pórticos	Hormigón armado	7	11
	Hormigón armado	7	11
Muros y sistemas arriostrados	Hormigón armado y albañilería confinada		
	- Si se cumple el criterio A ²⁾	6	9
	- Si no se cumple el criterio A ²⁾	4	4
	Albañilería confinada	4	4

- 1) Los valores indicados en esta tabla para hormigón armado suponen el cumplimiento de lo establecido en la norma de Estructuras de Hormigón Armado NCh430.
- 2) Criterio A: los muros de hormigón armado deben tomar en cada piso, el 50% del esfuerzo de corte de piso, como mínimo.

Fuente: Norma NCh433 Tabla 5.1

2.10. Irregularidades en Altura

Las irregularidades en altura se presentan cuando existe entrepiso blando asociado a una diferencia considerable de rigidez entre pisos consecutivos, una distribución irregular de masas que aumentan en los pisos superiores, una diferencia considerable de resistencia entre pisos consecutivos.

En la siguiente figura se muestran las irregularidades en altura:

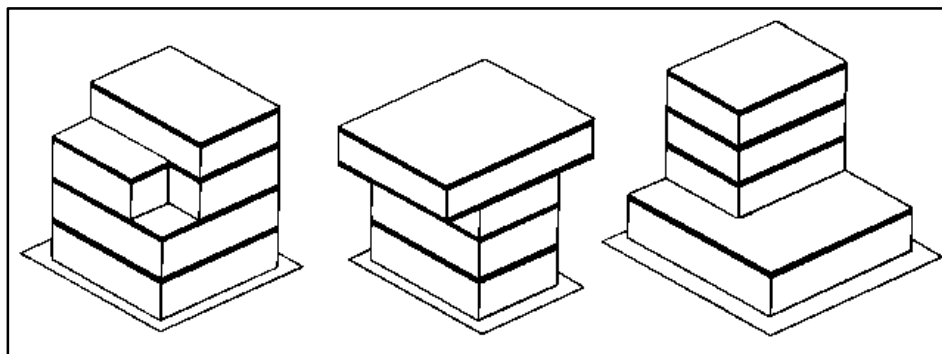


Figura 6: Irregularidad en altura en edificios.

Fuente: Recopilado de www.e-zigurat.com

En el *Artículo 3.6 Factores de Irregularidad* de la Norma Técnica de Edificaciones Peruana (2016) se especifican los factores de irregularidad en altura aplicables para el Perú. Estos factores se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 12
Irregularidades Estructurales en Altura I_a

<i>Irregularidades Estructurales en Altura</i>	<i>Factor de Irregularidad I_a</i>
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0.75
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
Irregularidad Extrema de Resistencia	
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60

Fuente: Norma E.030 Tabla N°8

Con respecto a la irregularidad en altura o irregularidad vertical, la Norma Chilena Oficial NCh 433.Of1996 Modificada. (2012) menciona lo siguiente en su Artículo 5.5.2.4:

“En los niveles donde haya discontinuidad de rigideces en los planos resistentes u otras subestructuras verticales, se debe verificar que el diafragma sea capaz de redistribuir las fuerzas”.

2.11. Irregularidades en Planta **(www.e-zigurat.com/noticias/uso-espectro-diseno-enelastico)**

Las irregularidades en planta se presentan cuando existe una esbeltez en planta con una relación igual o mayor de 5 a 1 por lado, presencia de formas geométricas en L, H, T. También se presenta cuando existen aberturas

que superen el 50% de todo el área de la planta, y cuando hay presencia de riesgo torsional cuando la excentricidad supera el límite normativo.

En la siguiente figura se ve el efecto torsional en planta:

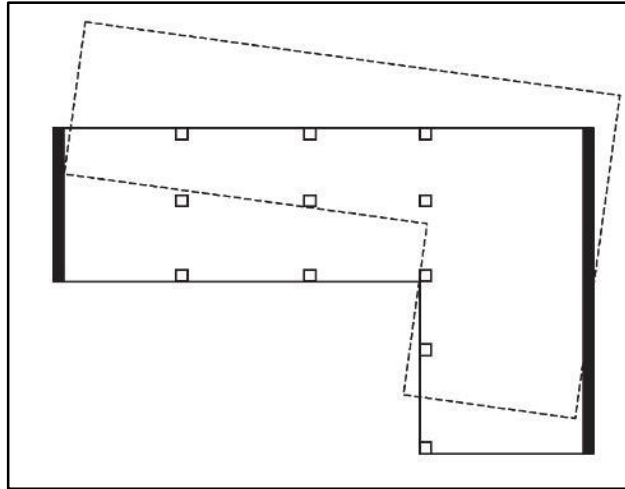


Figura 7: Efecto torsional en planta de edificio.

Fuente recopilada de www.e-zigurat.com.

En la siguiente figura se muestra las irregularidades en planta:

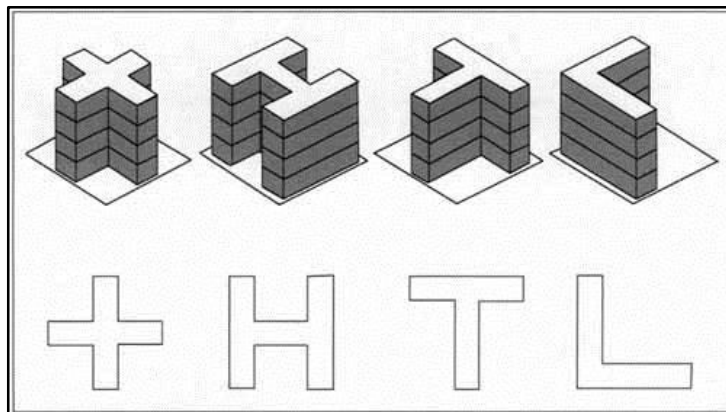


Figura 8: Irregularidades en planta en edificios. Fuente recopilada de www.e-zigurat.com.

Si se desea considerar las formas geométricas mencionadas anteriormente para un diseño estructural, se tiene que colocar juntas sísmicas para evitar que la concentración de esfuerzos se de en las esquinas entrantes debido a las fuerzas sísmicas.

En el *Artículo 3.6 Factores de Irregularidad* de la Norma Técnica de Edificaciones Peruana (2016) E.030 se especifican los factores de irregularidad en planta aplicables para el Perú. Estos factores se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 13
Irregularidades Estructurales en Planta I_P

<i>Irregularidades Estructurales en Planta</i>	<i>Factor de Irregularidad I_P</i>
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90

Fuente: Norma E.030 Tabla N°9

Cabe mencionar que en la Norma Chilena Oficial NCh 433.Of1996 Modificada. (2012) no se hace referencia a factores de irregularidad en planta aplicables para Chile. Lo que sí indica la norma chilena con respecto a la irregularidad en planta es lo especificado en el *Artículo 5.5.2.2 y 5.5.2.3*, la cual dice:

“Los edificios de planta irregular (en H, en L, en T, en U, etc.) sólo se pueden proyectar como una sola estructura, cuando los diafragmas se calculen y construyan de modo que la obra se comporte durante los sismo como un solo conjunto, y teniendo en cuenta que los diafragmas tienen la rigidez y la resistencia membranales suficientes para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos o subestructuras verticales resistentes. En caso contrario, cada cuerpo se debe proyectar como una estructura separada, respetando lo estipulado en el apartado 5.10 que especifica la fórmula para hallar la separación entre edificios. Si el edificio de planta regular se proyecta como una sola estructura, se debe poner especial cuidado en el diseño de las conexiones entre las distintas partes que forman la planta”.

2.12. Torsión en Edificios. (Gómez Salvador, 2007, p.98)

2.12.1. Torsión Directa

Causada por la diferencia de ubicación entre los centroides de masas y rigideces de la estructura, y puede existir en las dos direcciones horizontales principales. A las distancias entre dichos centroides se les llama excentricidades torsionales. En un análisis tridimensional, este incluye el estudio de tales torsiones ya sea por el método estático o el dinámico. Obviamente, mientras más simétrica en masas y en rigideces sea una estructura, sus excentricidades torsionales disminuyen.

2.12.2. Torsión Accidental

Causas para una torsión accidental:

- Incertidumbre real de la no distribución uniforme de las cargas muertas.
- Diferencias entre el modelo analítico y el real.
- Comportamiento inelástico de elementos estructurales, como agrietamientos que disminuyen las rigideces.
- Modificaciones posteriores que se hacen a los edificios como el añadir muros, lo que no sólo cambia la carga muerta, sino que también modifica el centroide de rigideces.

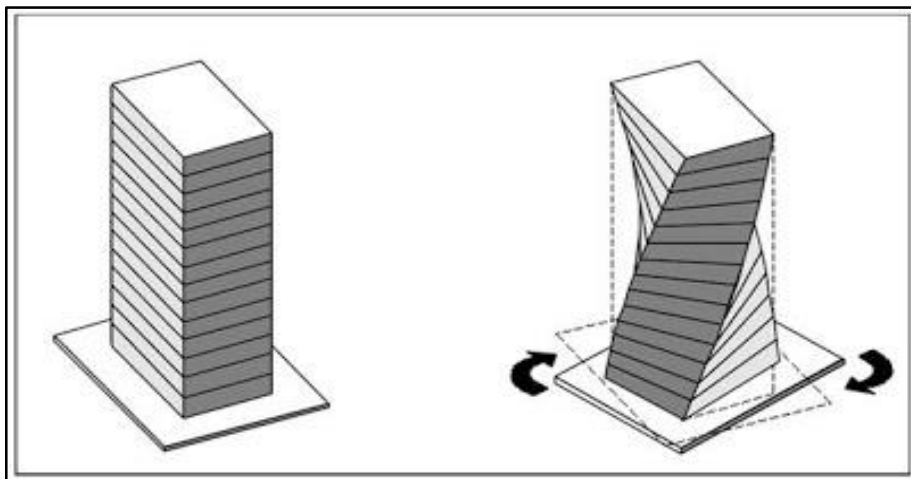


Figura 9: Torsión en un edificio inducido por fuerzas sísmicas.
Fuente recopilada de <https://civil-engg-world.blogspot.pe/>

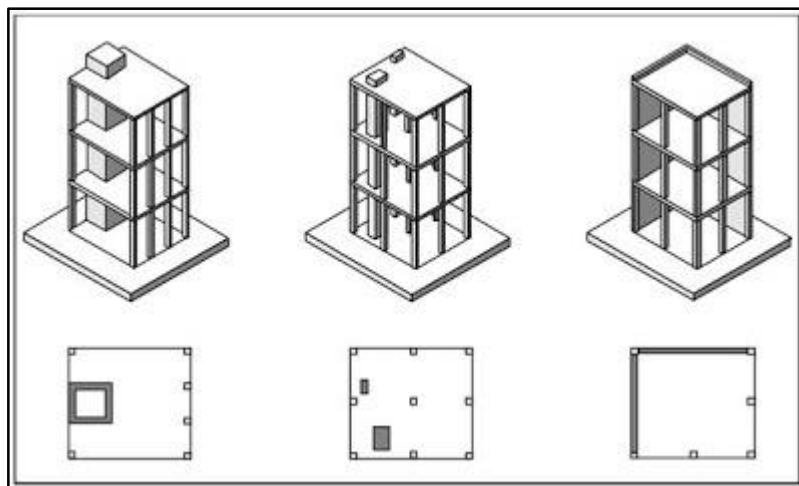


Figura 10: La excentricidad entre los centros de masas y las rigideces incrementan los efectos de torsión.
Fuente recopilada de <https://civil-engg-world.blogspot.pe/>

2.13. Espectro de Diseño

Un espectro de respuesta define la frecuencia de la respuesta máxima a un evento dinámico dado. En ingeniería sísmica, el espectro de respuesta para un nivel definido de agitación fuerte del suelo se utiliza comúnmente para definir la respuesta estructural máxima en términos de la máxima aceleración, velocidad y desplazamiento.

La importancia del espectro de respuesta yace en su condensación de la totalidad de la respuesta dinámica dependiente del tiempo a un solo parámetro clave, a saber, la respuesta máxima. Esta información generalmente puede ser tratada en términos de respuestas estáticas equivalentes, simplificando cálculos de diseño. Sin embargo, es importante reconocer que el enfoque del espectro de respuesta omite información importante, particularmente relacionada a la duración de los efectos. La supervivencia de una estructura depende no solo de la respuesta máxima, sino también de la duración de la agitación del suelo y el número de ciclos en los que la respuesta se aproxima al nivel máximo de respuesta.

El espectro de respuesta inelástico se construye a partir de los datos como el tipo de suelo, nivel de importancia de la estructura, la zonificación sísmica, y la amplificación sísmica; a los cuales se le aplica el factor de

reducción de fuerzas sísmicas, asumiendo que la estructura superará el rango elástico y disipará energía para lo cual se requerirá de que sea suficientemente dúctil. El uso de un espectro de respuesta elástico implica diseñar las estructuras para que soporten sismos que tienen un periodo de retorno de 475 años aproximadamente, o sea sismos muy intensos, lo es muy costoso y poco conveniente en el desarrollo de proyectos, por las dimensiones resultantes de los miembros resistentes.

A continuación se muestra la siguiente figura para ver las diferencias entre un espectro elástico y un espectro inelástico:

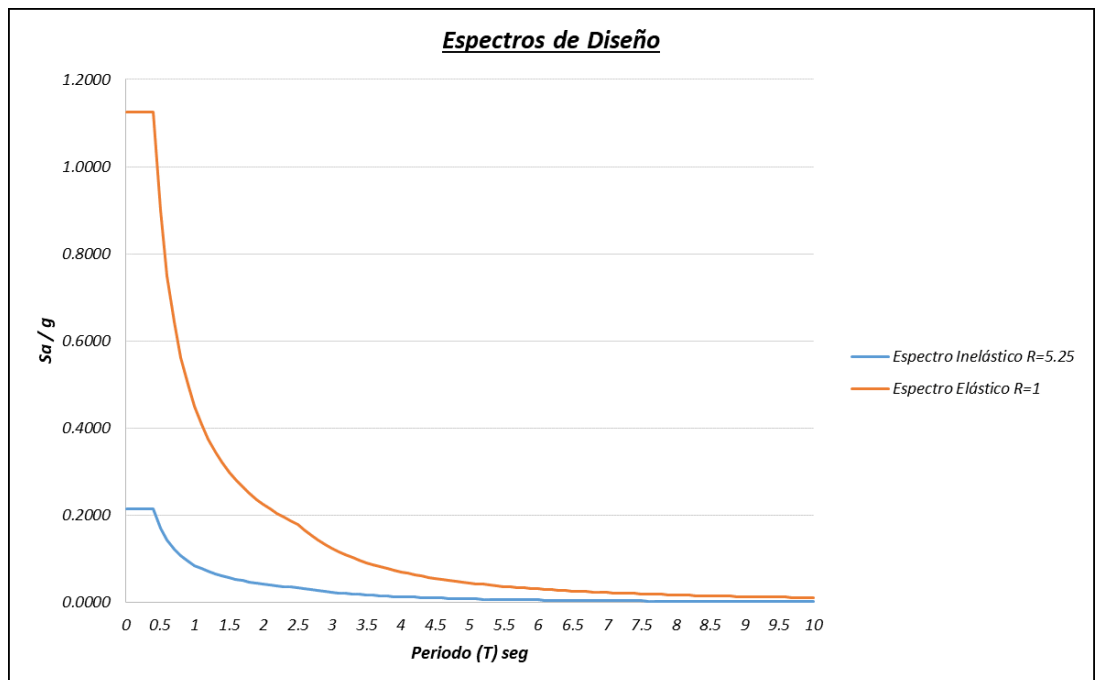


Figura 11 Espectros de diseño elástico e inelástico.
Fuente: Propia.

2.14. Desplazamiento Lateral Inelástico

En la Norma Técnica de Edificaciones Peruana (2016) E.030 en el *Artículo 5.1 Determinación de Desplazamientos Laterales*, especifica como calcular estos desplazamientos de la siguiente manera:

“Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para el caso de estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico”.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso según la Norma E.030 en el *Artículo 5.2 Desplazamientos Laterales Relativos Admisible*, especifica que no deberá exceder la fracción de altura de entrepiso (distorsión), la que se indica en la siguiente tabla:

Tabla 14
Límites para la Distorsión del Entrepiso

Material Predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Norma E.030 Tabla N°11

Para el caso de la Norma Chilena Oficial NCh 433.Of1996 Modificada. (2012), en el *Artículo 5.9 Deformaciones sísmicas*, menciona lo siguiente:

“El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002. Y que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones del análisis, no debe exceder en más de 0,001h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura de entrepiso”.

Reconocemos, por lo tanto, que la Norma NCh433 utiliza derivas elásticas para su diseño sísmico, aplicable para cualquier tipo de material predominante en la estructura analizada.

2.15. Separación entre Edificios

La separación entre edificios o también llamada junta sísmica permite que cada estructura pueda moverse libremente debido a las fuerzas laterales que actúan en ella, sin tener contacto entre sí.

La Norma Técnica de Edificaciones Peruana (2016) E.030 en el *Artículo 5.3 Separación entre Edificios*, muestra una fórmula para hallar la junta sísmica (s):

$$S = 0.006h \geq 0.03 m$$

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s .

El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores de $2/3$ del desplazamiento máximo calculado, ni menores que $s/2$ si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria.

En caso que no exista junta sísmica reglamentaria, el edificio deberá separarse de la edificación existente el valor de $s/2$ que le corresponde más el valor $s/2$ de la estructura vecina.

Para el caso de la Norma Chilena Oficial NCh 433.Of1996 Modificada. (2012), en el *Artículo 5.10 Separaciones entre edificios o cuerpos de edificios*, menciona lo siguiente con respecto a la junta sísmica:

“La distancia de un edificio al plano medianero en cualquier nivel no debe ser inferior a $2R_1/3$ veces el desplazamiento a ese nivel calculado por los métodos estáticos o modal espectral, ni a un dos por mil de la altura del mismo nivel ni a 1.5cm. Se exceptúan los edificios colindantes con un predio de uso público no destinado a ser edificado”.

Capítulo III

Marco Metodológico y Desarrollo de la Investigación

3.1. Descripción del Área de Estudio

El área de estudio en la que la presente investigación se basa es en la ingeniería sismorresistente, enfatizando en el análisis sísmico de edificios para el cálculo de deformaciones y derivas de entrepiso.

3.2. Variables e Indicadores

3.2.1. Identificación de la Variable 1

Espectro de Diseño

3.2.1.1. Indicadores

Factor de Zona

Categoría de la Edificación

Perfil del Suelo

Factor de Reducción

Factor de Amplificación Sísmica

3.2.1.2. Escala para la Medición de la Variable

La escala para la medición de la variable 1 con sus respectivos indicadores, se presenta en la siguiente tabla 15.

Tabla 15
Escala de Medición de Variable 1 y sus Indicadores

VARIABLE	TIPO DE VARIABLE	ESCALA DE MEDICIÓN	INDICADORES	TIPO	ESCALA DE MEDICIÓN
VARIABLE 1: Espectro de Diseño	Cualitativa: Ordinal	Fuerte Moderada Leve	Factor de Zona	Cuantitativa: Discreta.	Adimensional
			Categoría de la Edificación	Cuantitativa: Discreta.	Adimensional
			Perfil del Suelo	Cuantitativa: Discreta.	Adimensional
			Factor de Reducción	Cuantitativa: Discreta.	Adimensional
			Factor de Amplificación	Cuantitativa: Discreta.	Adimensional

			Sísmica		
--	--	--	---------	--	--

Fuente: Elaboración propia

3.2.2. Identificación de la Variable 2

Deformaciones y desplazamientos laterales

3.2.2.1. Indicadores

Factor de Zona

Categoría de la Edificación

Perfil del Suelo

Factor de Reducción

Factor de Amplificación Sísmica

3.2.2.2. Escala para la Medición de la Variable

La escala para la medición de la variable 2 con sus respectivos indicadores, se presenta en la siguiente tabla 16.

Tabla 16

Escala de Medición de Variable 2 y sus Indicadores

VARIABLE	TIPO DE VARIABLE	ESCALA DE MEDICIÓN	INDICADORES	TIPO	ESCALA DE MEDICIÓN
VARIABLE 1: Deformaciones y Desplazamientos	Cuantitativa: Continua	Metro lineal	Factor de Zona	Cuantitativa: Discreta.	Adimensional
			Categoría de la Edificación	Cuantitativa: Discreta.	Adimensional
			Perfil del Suelo	Cuantitativa: Discreta.	Adimensional
			Factor de Reducción	Cuantitativa: Discreta.	Adimensional
			Factor de Amplificación Sísmica	Cuantitativa: Discreta.	Adimensional

3.2.3. Identificación de la Variable 3

Desplazamientos laterales y derivas de entrepiso

3.2.3.1. Indicadores

Factor de Zona

Categoría de la Edificación

Perfil del Suelo

Factor de Reducción

Factor de Amplificación Sísmica

3.2.3.2. Escala para la Medición de la Variable

La escala para la medición de la variable 3 con sus respectivos indicadores, se presenta en la siguiente tabla 17.

Tabla 17
Escala de Medición de Variable 3 y sus Indicadores

VARIABLE	TIPO DE VARIABLE	ESCALA DE MEDICIÓN	INDICADORES	TIPO	ESCALA DE MEDICIÓN
VARIABLE 1: Desplazamientos laterales y derivas de entrepiso	Cualitativa: Continua	Metro Lineal	Factor de Zona	Cuantitativa: Discreta.	Adimensional
			Categoría de la Edificación	Cuantitativa: Discreta.	Adimensional
			Perfil del Suelo	Cuantitativa: Discreta.	Adimensional
			Factor de Reducción	Cuantitativa: Discreta.	Adimensional
			Factor de Amplificación Sísmica	Cuantitativa: Discreta.	Adimensional

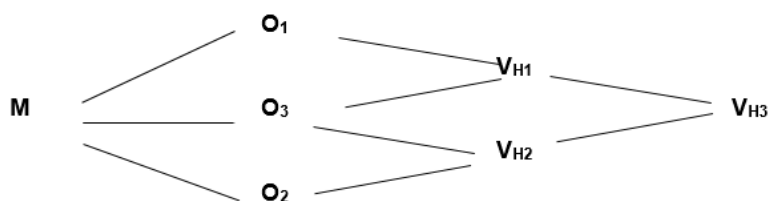
3.3. Tipo y Diseño de Investigación

3.3.1. Tipo de Investigación

El tipo de investigación a emplear es del tipo Exploratoria porque el propósito es investigar acerca de las diferencias entre las metodologías de diseño sísmico de las normas sísmicas peruana y chilena, ya que no se encuentran estudios con respecto a este tema.

3.3.2. Diseño de Investigación

El diseño de la investigación es Comparativa, la cual buscará someter un edificio multifamiliar de concreto armado a sollicitaciones sísmicas de acuerdo a la metodología de análisis sísmico de la norma peruana y chilena para la obtención de deformaciones y derivas de entrepiso y comparar sus resultados.



Donde:

M: Muestra

O₁: Variable 1

O₂: Variable 2

O₃: Variable 3

V_{H1}: Verificación de hipótesis 1

V_{H2}: Verificación de hipótesis 2

V_{H3}: Verificación de hipótesis 3

3.4. Población Objeto de Investigación

La población está relacionada a las edificaciones multifamiliares ubicadas en el Distrito de San Borja, Lima.

3.5. Muestra de Investigación

Se realiza un muestreo no aleatorio, es intencional, es decir se escoge puntualmente la edificación que se quiere analizar, por razones de comodidad y simplificación en el análisis sísmico. La muestra es una edificación multifamiliar de 4 pisos y un semisótano de concreto armado de tipo dual.

3.6. Método de Cálculo de la Muestra

El tipo de muestreo es no probalístico y toma en cuenta los siguientes criterios:

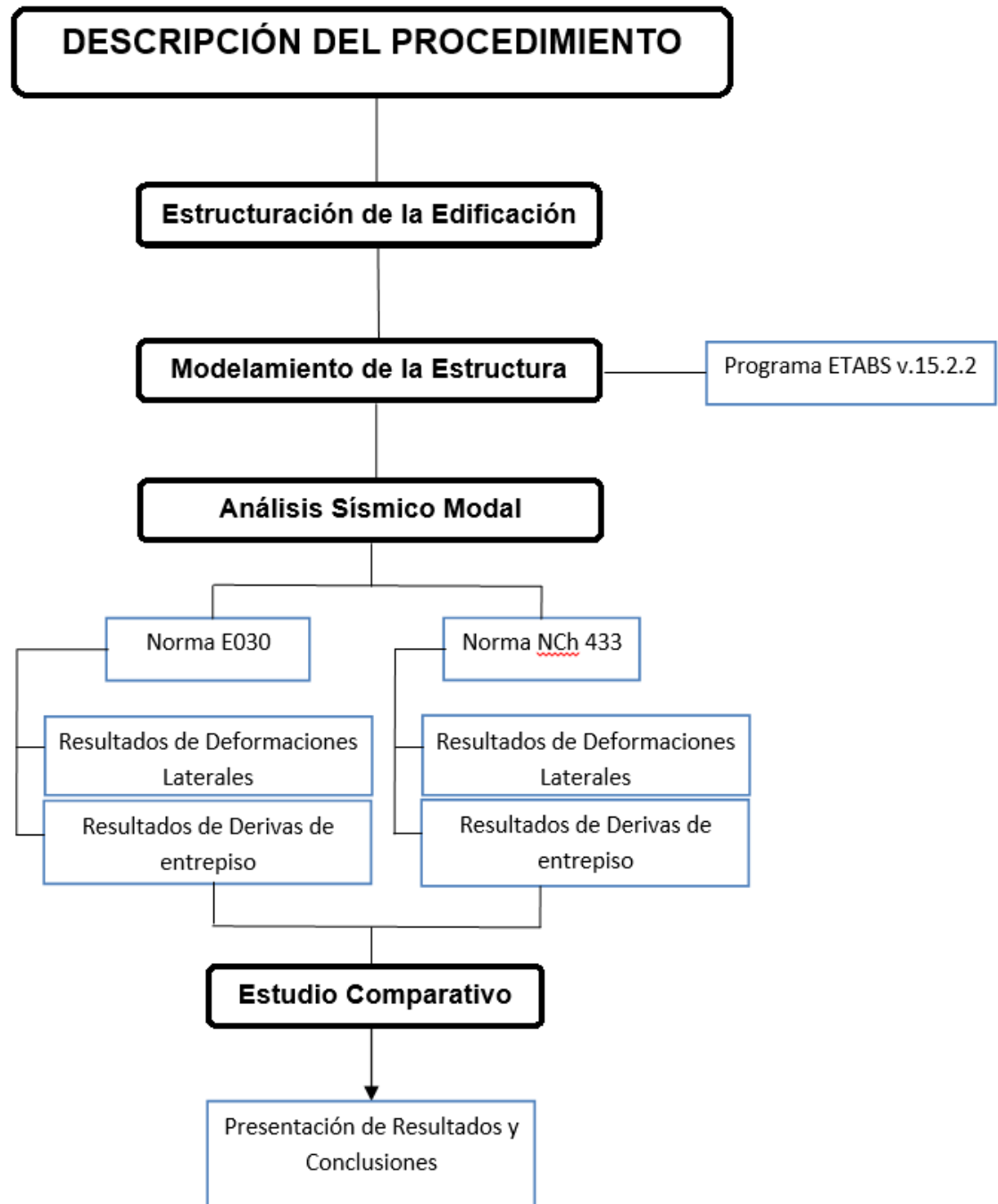
Criterios de inclusión:

- Edificaciones multifamiliares
- Tipo de sistema estructural del tipo pórtico de concreto armado.

Criterio de exclusión:

- Edificaciones de oficinas, clínicas y retail.
- Tipo de sistema estructural de albañilería armada.

3.7. Descripción de los Procedimientos y Actividades realizadas



3.8. Características, Estructuración y Predimensionamiento del Edificio

El edificio multifamiliar de concreto armado que se utilizará para la presente tesis como caso de estudio, sus características, estructuración y predimensionamiento se considerarán iguales para los dos análisis sísmicos que se realizarán con la Norma Técnica de Edificaciones Peruana (2016) E030 y la norma chilena NCh433.

3.8.1. Características del Edificio

El edificio se ubicará en el Distrito de San Borja, destinado al uso de edificio multifamiliar. Cuenta con cuatro niveles y un semisótano destinado para estacionamientos. Cuenta con un ascensor y una escalera de entrada al edificio. Se tienen en total siete departamentos, dos flats y cinco dúplex.

3.8.2. Consideraciones Generales para el diseño

Consideraciones del suelo:

- Grava mal graduada
- La profundidad de la cimentación es a -2.55 m (profundidad a 1.00 m del nivel del piso del semisótano).
- La presión admisible considerada de 4.20 kg/cm².

Características de los materiales:

Concreto armado:

- Resistencia nominal a la compresión: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad: $E_c = 2, 173,706.51 \text{ tn/m}^2$.
- Módulo de Poisson: $u = 0.20$

Acero de refuerzo:

- Corrugado Grado 60, con esfuerzo de fluencia $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad: $E_s = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación al inicio de la fluencia: 0.0021

Normatividad Peruana:

Para el proceso de análisis y diseño se utilizarán las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones:

- Norma E.020 Metrado de Cargas
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente
- Norma E.030 Concreto Armado
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones

Normatividad Chilena:

Para el proceso de análisis y diseño se utilizarán las normas del Instituto Nacional de Normalización: INN – Chile.

- NCh430.Of2008 Hormigón Armado – Requisitos de Diseño y Cálculo.
- NCh3171.Of2010 Diseño Estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga.
- NCh1537.Of86 Diseño Estructural de Edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso.
- NCh433.Of1996, Modificada en 2012 Diseño Sísmico de Edificios

3.8.3. Estructuración del Edificio

El sistema estructural considerado para el edificio es Dual, ya que presenta muros de corte en sus dos direcciones de análisis (x e y). Se consideró cuatro muros de corte en la dirección y-y cerca de los extremos para mejorar su comportamiento ante fuerzas sísmicas, esto es, para evitar su rotación en planta. Se consideraron vigas peraltas en los ejes principales de $h=70\text{cm}$ en la dirección y-y y peraltes variables entre 50 a 60 cm en la dirección x-x de acuerdo a la arquitectura en planta. Las columnas se consideraron todas de iguales dimensiones combinando sus ejes locales en ambas direcciones para que absorbieran parte del cortante sísmico. No se consideraron muros de corte en la dirección y-y (excepto los de la caja del ascensor) debido al estacionamiento en el semisótano. Colocar algún muro de corte en esa dirección impediría la libre circulación de los automóviles, por lo que, se tuvo que peraltar las columnas y apoyarnos en los muros de corte de la caja del ascensor. La presencia de un ambiente libre situado en el medio del edificio en el primer nivel, ya que por arquitectura se

considera como un traga luz y patio de los departamentos del primer nivel, dividiría la estructura en dos, por lo que se optó de *amarrarlas* con vigas perimetrales para que la estructura ante fuerzas dinámicas se comporte como un conjunto. Se consideraron losas macizas en el área del ascensor y los balcones para mejor comportamiento ante cargas vivas, debido a la aglomeración de personas. Por último, se consideró losa aligerada unidireccional en todos los niveles del edificio.

3.8.4. Pre dimensionamiento del Edificio

3.8.4.1. Columnas

Las columnas al ser sometidas a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente el dimensionamiento.

Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controladas por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45f'c}$$

A la carga de servicio se considera: Área tributaria * N° Pisos * Peso asumido (tabiquería). Calculando entonces:

$$A_t = 18.3 \text{ m}^2$$

$$N \text{ pisos} = 5$$

$$\text{Peso} = 1000 \text{ kg/m}^2$$

$$A = \frac{91400 \text{ kg}}{0.45 * 210 \text{ kg/cm}^2} = 967.20 \text{ cm}^2$$

Aproximadamente se tiene una sección de 30x35cm. Por falta de muros de corte para que absorban el cortante sísmico se incrementaron las dimensiones de las columnas a 35x50cm.

3.8.4.2. Vigas

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre; considerando los 5 cm de losa superior.

La Norma Peruana E060 Concreto Armado indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25 cm. para el caso que éstas formen parte de pórticos o elementos sismorresistentes de estructuras de concreto armado.

El claro más largo es de 6.9m para la dirección x-x y de 5.8m para la dirección y-y.

Se dimensionaron diferentes tipos de vigas, teniendo las principales en los ejes x-x e y-y, y el resto según la arquitectura y las cargas a resistir. Las principales vigas son las siguientes: V35x50 y V35x60 cm en los ejes B-B y D-D. En la dirección y-y se uniformizaron las vigas, siendo estas: V35x70 cm.

3.8.4.3. Losas aligeradas

El peralte de las losas aligeradas podrá ser dimensionado considerando los siguientes criterios:

h = 17 cm. Luces menores de 4 metros.

h = 20 cm. Luces entre 4 y 5.5 metros.

h = 25 cm. Luces entre 5 y 6.5 metros.

h = 30 cm. Luces entre 6 y 7.5 metros.

Se tiene una luz máxima varía entre 5.8m y 6.9 metros, por lo que se eligió una losa aligerada de h=20cm en un dirección.

3.8.4.4. Losas macizas

Se consideró losas macizas de h=20 cm en los descansos de las escaleras, en los voladizos de los balcones y en el hall de ascensores.

3.8.4.5. Muros de Concreto Armado

Es difícil poder fijar un dimensionamiento para las placas puesto que, como su principal función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes o importantes sean tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando más a los pórticos.

Las placas pueden diseñarse de mínimo 10 cm. de espesor, pero generalmente se consideran de 15 cm. de espesor en el caso de edificios de pocos pisos y de 20, 25 o 30 cm. conforme aumentemos el número de pisos o disminuimos su densidad.

Para nuestro caso se colocaron dos placas en el eje E-E y dos placas en el eje A-A, lo cual dio estabilidad a la estructura. No se consideraron placas en la dirección y-y debido a la arquitectura y estacionamientos en el semisótano. Estas placas son de espesor de 15cm. Los muros de concreto armado para los ascensores son de espesor de 20cm y para los muros de contención espesor de 25cm.

3.9. Requerimientos para el Diseño Sismorresistente de Edificios según la Norma Peruana NTE E.030

Para el caso de estudio, un edificio multifamiliar de concreto armado, a continuación se hace referencia a las pautas del diseño sismorresistente de edificaciones de concreto armado según la norma E.030.

3.9.1. Zonificación *(ver Artículo 2.1 E.030)*

Para el caso de estudio, se ha considerado que la estructura se encuentra ubicado en la zona 4, correspondiéndole una factor de zona $Z = 0.45$.

3.9.2. Perfiles de Suelo *(Ver Art. 3.2.1 E.030)*

El perfil del suelo elegido para el análisis sísmico es el del tipo S_1 , Suelo rígido.

3.9.3. Parámetros de Sitio (S , T_P y T_L) *(Ver Art. 2.4 E.030)*

Según el tipo de zona sísmica y el tipo de suelo elegidos los parámetros de sitio considerados son $S_1 = 1.0$, y para un tipo de suelo S_1 se tiene $T_P = 0.4s$ y $T_L = 2.50s$.

3.9.4. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)

(Ver Art. 3.1 E.030)

Para la edificación en estudio, se considera de Uso Vivienda, la cual se encuentra en la categoría de Edificaciones Comunes siendo el Factor de Uso $U = 1.0$.

3.9.5. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R_0)

(Ver Art. 3.4 E.030)

Para el caso de estudio se consideró $R_0 = 7$, considerando el sistema estructural del edificio de concreto armado como tipo Dual.

3.9.6. Factores de Irregularidad (I_a , I_P) *(Ver Art. 3.6 E.030)*

Para el caso de estudio la estructura presenta irregularidad en planta. Se considera el factor de irregularidad en planta $I_P = 0.75$, para el

análisis dinámico. Cabe mencionar que no presenta irregularidad en altura, por lo que su coeficiente $I_a = 1$.

3.9.7. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R

(Ver Art. 3.8 E.030)

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_o y de los factores I_a , I_p . Se define de la siguiente manera:

$$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p$$

De los datos obtenidos anteriormente, siendo $R_o = 7$, $I_a = 1$, $I_p = 0.75$, el coeficiente de Reducción final sería $R = 5.25$ para ambas direcciones del análisis. Este coeficiente R lo utilizaremos para el cálculo del espectro de diseño en el análisis modal espectral.

3.9.8. Estimación del Peso (P)

(Ver Art. 4.3 E.030)

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga del 25%, para edificaciones de categoría C.

Para nuestro caso de estudio, ya que la estructura está considerada como Categoría C, uso vivienda, el peso sísmico a considerar sería el siguiente:

$$100\%CM + 25\%CV + 25\%CVT$$

La masa de la estructura fue calculada automáticamente por el programa Etabs, por lo que, de esos resultados se multiplicó por la gravedad obteniendo el peso de cada nivel y total de la estructura.

Tabla 18
Peso Total de la Edificación

Nivel	Masa	Peso (tnf)
Piso01	20.44	200.54
Piso02	20.60	202.13
Piso03	19.59	192.16

Azotea	11.25	110.35
Total		705.17

Nota: Del programa Etabs se extrajeron las masas las cuales se multiplicaron por la gravedad para obtener el peso de cada nivel.

3.9.9. Análisis Dinámico Modal Espectral

El análisis dinámico modal espectral se realizó utilizando el programa Etabs versión 2015.2.2. Se ingresaron los siguientes datos para el análisis:

- Se consideró a las vigas y columnas como elementos frame. A las losas aligeradas y losas macizas se les consideró como membrana, considerando su espesor igual a 1×10^{-4} , para que distribuyan las cargas; y se discretizaron dichos elementos. A los muros de concreto armado se los consideró como elementos Shell y se discretizaron dichos elementos.
- En la planta del semisótano se restringió los desplazamientos en los ejes X e Y, para simularlo como si estuviera enterrado y se le consideró como diafragma rígido.
- Para los pisos superiores hasta la azotea se les consideró diafragma rígido.
- Para las cargas aplicadas se consideró carga muerta (CM) de 300 kg/m² correspondiente a losas aligeradas en una dirección de h=20 cm y se le añadió 150 kg/m² de acabados. Con respecto a la sobrecarga, se consideró 200 kg/m² en cada nivel del edificio. Para las cargas en el techo se consideró 100 kg/m² tanto para carga muerta como carga viva.
- Se consideró el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva (sobrecarga) y 25% para las cargas aplicadas en el techo. Estas consideraciones se ingresaron en la opción “*mass source*” en Etabs.
- El peso propio de la estructura fue calculado por el programa Etabs.

- Se liberaron los momentos en las vigas apoyadas en otras vigas y apoyadas en muros de concreto armado.
-

3.9.10. Periodo de la Estructura

Luego de analizar con cargas estáticas el modelo en el programa Etabs, se obtuvo el periodo fundamental de vibración de la estructura, siendo estos $T_x = 0.174s$ y $T_y = 0.310s$.

3.9.11. Coeficiente de Amplificación Sísmica (Ver Art. 2.5 E.030)

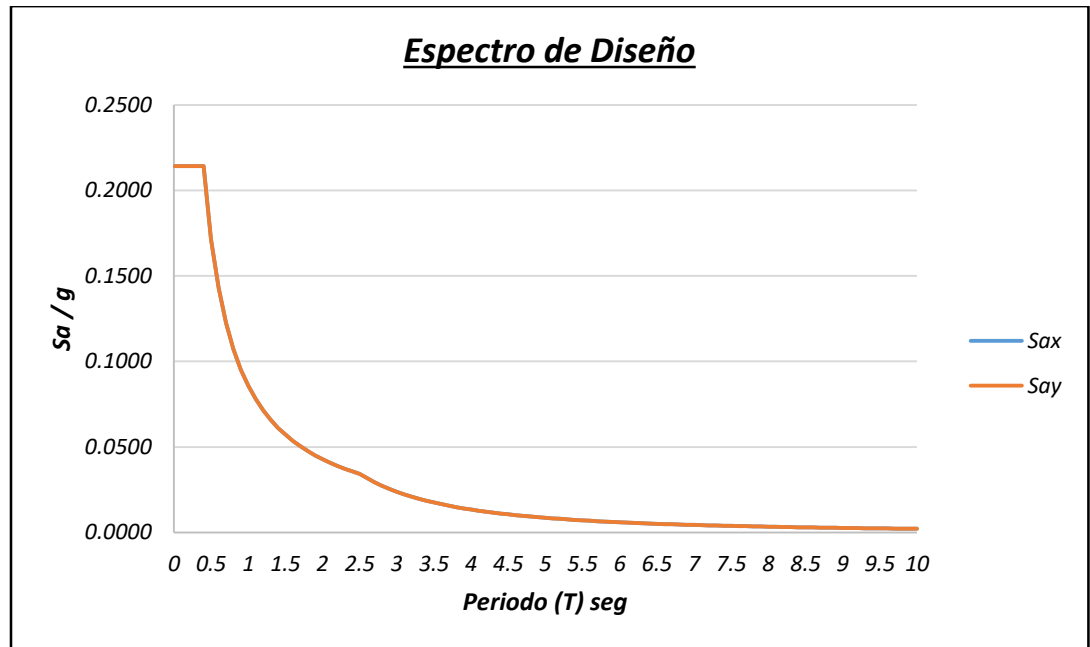
Con los datos obtenidos en el punto 3.2.10, periodos fundamentales de la estructura, se los reemplazo en las ecuaciones especificadas en el Artículo 2.5 para el cálculo del coeficiente de amplificación sísmica C . Como el periodo $T_p=0.4$ es mayor que T_x y T_y se considera automáticamente que: $C_x= 2.50$ y $C_y=2.50$.

3.9.12. Aceleración Espectral (Ver Art. 4.6.2 E.030)

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará en espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} g$$

- Se creó el espectro de diseño con los parámetros sísmicos siguientes $Z=0.45$, $U=1.0$, $C=2.5$ (ambas direcciones del análisis), $S=1.0$ y $R=5.25$ (ambas direcciones del análisis).



**Figura 12: Espectro de Diseño E030 para ambas direcciones del análisis.
Fuente: Propia.**

- Se ingresó el espectro de diseño al programa Etabs en la opción *Response Spectrum* considerando el 5% de amortiguamiento.
- Se ingresó los casos de carga dinámicos para X-X e Y-Y, donde se consideró el 5% de excentricidad y el 5% de amortiguamiento.

A continuación se muestran los n periodos utilizados para el cálculo del espectro de diseño:

	Sax / g		Say / g
0.01	0.2143	0.01	0.2143
0.1	0.2143	0.1	0.2143
0.2	0.2143	0.2	0.2143
0.3	0.2143	0.3	0.2143
0.4	0.2143	0.4	0.2143
0.5	0.1714	0.5	0.1714
0.6	0.1429	0.6	0.1429
0.7	0.1224	0.7	0.1224
0.8	0.1071	0.8	0.1071
0.9	0.0952	0.9	0.0952
1	0.0857	1	0.0857
1.1	0.0779	1.1	0.0779
1.2	0.0714	1.2	0.0714
1.3	0.0659	1.3	0.0659
1.4	0.0612	1.4	0.0612
1.5	0.0571	1.5	0.0571
1.6	0.0536	1.6	0.0536
1.7	0.0504	1.7	0.0504
1.8	0.0476	1.8	0.0476
1.9	0.0451	1.9	0.0451
2	0.0429	2	0.0429
2.1	0.0408	2.1	0.0408
2.2	0.0390	2.2	0.0390
2.3	0.0373	2.3	0.0373
2.4	0.0357	2.4	0.0357
2.5	0.0343	2.5	0.0343
2.6	0.0317	2.6	0.0317
2.7	0.0294	2.7	0.0294
2.8	0.0273	2.8	0.0273
2.9	0.0255	2.9	0.0255
3	0.0238	3	0.0238
3.1	0.0223	3.1	0.0223
3.2	0.0209	3.2	0.0209
3.3	0.0197	3.3	0.0197
3.4	0.0185	3.4	0.0185
3.5	0.0175	3.5	0.0175
3.6	0.0165	3.6	0.0165
3.7	0.0157	3.7	0.0157
3.8	0.0148	3.8	0.0148
3.9	0.0141	3.9	0.0141
4	0.0134	4	0.0134
4.1	0.0127	4.1	0.0127
4.2	0.0121	4.2	0.0121
4.3	0.0116	4.3	0.0116
4.4	0.0111	4.4	0.0111
4.5	0.0106	4.5	0.0106
4.6	0.0101	4.6	0.0101
4.7	0.0097	4.7	0.0097
4.8	0.0093	4.8	0.0093
4.9	0.0089	4.9	0.0089
5	0.0086	5	0.0086

Figura 13: Periodos n para el cálculo del espectro de diseño.
Fuente propia.

3.9.13. Modos de Vibración

(Ver Art. 4.6.1 E.030)

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total (para estructuras irregulares), pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis. A continuación se muestra que la suma de los modos de vibración supere el 90% de la masa total:

Item Type	Item	Static %	Dynamic %
Acceleration	UX	100	100
Acceleration	UY	100	100
Acceleration	UZ	0	0

Figura 14: Se muestra que la suma para ambas direcciones de los modos de vibración supera el mínimo del 90% de la masa total. Fuente propia de Etabs/ Display/Show tables/Results/Modal Results/Modal Load Participation Ratios.

También se puede comparar sumando los doce modos de vibración la columna UX y de UY de la Figura 15 la cual dará como resultado 100% para ambas direcciones.

Para el análisis se ha considerado tres modos dinámicos para cada planta del edificio, siendo estos en total 12 modos de vibración. Estos periodos fueron calculados en el programa Etabs, los cuales se muestran a continuación:

Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal	1	0.309	1.134E-05	0.7948
Modal	2	0.197	0.0015	0.0119
Modal	3	0.174	0.7809	0.0001
Modal	4	0.091	9.202E-07	0.1357
Modal	5	0.054	0.0004	0.0028
Modal	6	0.044	0.0004	0.0432
Modal	7	0.043	0.1761	0.0001
Modal	8	0.029	3.747E-06	0.0093
Modal	9	0.028	0.0001	0.0016
Modal	10	0.021	0.0344	0
Modal	11	0.021	5.181E-07	0.0006
Modal	12	0.016	0.0062	0

Figura 15: Los doce modos de vibración de la estructura siendo los más predominantes para el análisis el modo 1 y el modo 3. Fuente propia de Etabs/Display/Sahow tables/Results/Modal Results/Modal Participation Ratios.

3.9.14. Fuerza Cortante en la Base

(Ver Art. 4.5.2 E.030)

Es la fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada. Esta dada por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} P$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Por lo tanto, se obtuvieron los siguientes resultados:

$$V_{xx} = 151.11 \text{ tnf}$$

$$V_{yy} = 151.11 \text{ tnf}$$

Comprobando que C/R = 0.476, por lo que cumple con la expresión dada anteriormente.

3.9.15. Fuerza Cortante Mínima

(Ver Art. 4.6.4 E.030)

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrecimso del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado según el Análisis Estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

Según lo mencionado en el párrafo anterior, el cortante dinámico debe ser mayor o igual al 90% del cortante estático, siendo este resultado igual a 136tn.

Luego de calcular el cortante basal estático del edificio, se obtuvieron los cortantes dinámicos del primer análisis, los cuales son $V_{xx} = 121.35$ tnf y $V_{yy} = 122.52$ tnf, comprobando así que el cortante dinámico no es mayor que el 90% del cortante estático en cada dirección, al no cumplir con esta afirmación que estipula la norma, se procede a escalar las fuerzas sísmicas por el factor de escala obtenido de la siguiente ecuación:

$$F.E. = \frac{0.90V_E}{V_D}$$

Resolviendo, se tiene que: F.E. = 1.12 para la dirección x-x y F.E. = 1.11 para la dirección y-y. Estos factores de escala se ingresan en la opción *Load Cases* del programa Etabs. Se vuelva a correr el análisis para obtener los cortantes dinámicos corregidos, siendo así: $V_{xx} = 136.28$ tn y $V_{yy} = 136.00$ tn.

3.9.16. Determinación de Desplazamientos Laterales (Ver Art. 5.1 E.030)

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R ni el cortante mínimo en la base.

Ya que el edificio en estudio es considerado como irregular, se calcularán los desplazamientos laterales multiplicando el factor de reducción R por los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

De los resultados obtenidos del programa Etabs, se tienen los siguientes desplazamientos en cada nivel:

Tabla 19
Desplazamientos Laterales X-X

Desplazamientos Laterales Dirección X-X		
Nivel	Máximo Desplazamiento (m)	Desplazamiento Inelástico (m)
Piso 04	0.002857	0.01500
Piso 03	0.002103	0.01104
Piso 02	0.001299	0.00682
Piso 01	0.000538	0.00282

Nota: Los máximos desplazamientos laterales de cada piso se obtuvieron del Etabs/Display/Story Response Plots/Display Type/Max story displ.

Tabla 20
Desplazamientos Laterales Y-Y

Desplazamientos Laterales Dirección Y-Y		
Nivel	Máximo Desplazamiento (m)	Desplazamiento Inelástico (m)
Piso 04	0.009271	0.0487
Piso 03	0.007303	0.0383
Piso 02	0.004814	0.0253
Piso 01	0.00208	0.0109

Nota: Los máximos desplazamientos laterales de cada piso se obtuvieron del Etabs/Display/Story Response Plots/Display Type/Max story displ.

3.9.17. Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

(Ver Art. 5.2 E.030)

Las derivas de entrepiso se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 21
Derivas de Entrepiso Dirección X-X

Derivas Dirección X-X		
Nivel	Máximo Drift (m)	Drift inelástico (m)
Piso 04	0.00028	0.001470
Piso 03	0.000299	0.001570
Piso 02	0.000282	0.001481
Piso 01	0.000199	0.001045

Nota: Las máximas derivas de entrepiso se obtuvieron del Etabs/Display/Story Response Plots/Display Type/Max story drifts.

La mayor deriva de entrepiso es de 0.001570 en el Piso 03.

Tabla 22
Derivas de Entrepiso Dirección Y-Y

Derivas Dirección Y-Y		
Nivel	Máximo Drift (m)	Drift Inelástico (m)
Piso 04	0.000738	0.003875
Piso 03	0.000928	0.004872
Piso 02	0.001014	0.005324
Piso 01	0.00077	0.004043

Nota: Las máximas derivas de entrepiso se obtuvieron del Etabs/Display/Story Response Plots/Display Type/Max story drifts.

La mayor deriva de entrepiso es de 0.005324 en el Piso 02.

3.9.18. Separación entre Edificios (s)

(Ver Art. 5.3 E.030)

Para el cálculo de la separación sísmica entre edificios, se toma en cuenta el máximo desplazamiento en el último nivel, tanto para el sismo en dirección x-x como en dirección y-y. En la dirección x-x el máximo desplazamiento es de 0.0150m y para la dirección y-y es de 0.0487m.

Determinación de la junta sísmica en la dirección x-x:

Al no tener los datos referentes al desplazamiento del edificio vecino, es una práctica usual consignar el mismo desplazamiento del presente edificio, teniendo así:

$$S = 2/3 (0.0150 + 0.0150) = 0.0201 \text{ m y}$$

$$S = 0.006 * (10.8) = 0.0648\text{m}$$

Considerando el máximo valor, se tiene que la separación sísmica es de 6cm.

Determinación de la junta sísmica en la dirección y-y:

Al no tener los datos referentes al desplazamiento del edificio vecino, es una práctica usual consignar el mismo desplazamiento del presente edificio, teniendo así:

$$S = 2/3 (0.0487 + 0.0487) = 0.0652 \text{ m y}$$

$$S = 0.006 * (10.8) = 0.0648\text{m}$$

Considerando el máximo valor, se tiene que la separación sísmica es de 7cm.

3.9.19. Verificación de la Irregularidad Estructural

A fin de verificar la irregularidad torsional del edificio, se evaluará la distorsión del centro de masa y también la máxima distorsión de piso para luego realizar la comparación entre ambos resultados. Cabe señalar, que no se permiten irregularidades extremas en la Zona 4, por lo que el mayor valor permitido es de 1.5. Entonces, se tiene que: Drift máx. / Drift CM < 1.50.

Tabla 23
Irregularidad Torsional X-X

Nivel	Elevación	CM Displ	h	CM Drifts	Drift Max	Dmax/Dcm	Límite Base	Límite Máximo
Piso 04	14	0.002619	2.7	0.000257	0.00028	1.09	< 1.2	< 1.50
Piso 03	11.3	0.001925	2.7	0.000273	0.000299	1.09	< 1.2	< 1.50
Piso 02	8.6	0.001187	2.7	0.000257	0.000282	1.09	< 1.2	< 1.50
Piso 01	5.9	0.000491	2.7	0.000181	0.000199	1.09	< 1.2	< 1.50

Tabla 24
Irregularidad Torsional Y-Y

Nivel	Elevación	CM Displ	h	CM Drifts	Drift Max	Dmax/Dcm	Límite Base	Límite Máximo
Piso 04	14	0.008127	2.7	0.000766	0.000738	0.96	< 1.2	< 1.50
Piso 03	11.3	0.006058	2.7	0.000787	0.000928	1.18	< 1.2	< 1.50
Piso 02	8.6	0.003934	2.7	0.000843	0.001014	1.20	< 1.2	< 1.50
Piso 01	5.9	0.001658	2.7	0.000614	0.00077	1.25	< 1.2	< 1.50

Se observa que la estructura presenta ligera irregularidad torsional en la dirección y-y en el Piso 01, pero en ningún caso presenta irregularidad extrema.

3.10. Requerimientos para el Diseño Sísmico de Edificios según la Norma Chilena NCh433

Para el caso de estudio, se hace referencia a las pautas del diseño sísmico de edificios según la Norma chilena NCh433. Cabe mencionar que, la estructuración del edificio es la misma utilizada en el diseño con la Norma Técnica de Edificaciones Peruana (2016) E.030, ya que para el análisis modal espectral sólo se aplicarán los parámetros sísmicos de la NCh433.

3.10.1. Zonificación Sísmica *(Ver Art. 4.1 NCh433)*

Se considera que la estructura pertenece a la Zona 3. Ya que está muy cerca al límite con el territorio peruano, por lo que las aceleraciones del suelo se asemejarían. Para la Zona 3 se considera la aceleración específica de $A_0 = 0.40g$.

3.10.2. Clasificación Sísmica del Terreno de Fundación

(Ver Art. 4.2.3 NCh433)

Para nuestro caso de estudio se ha considerado un tipo de Suelo B.

3.10.3. Clasificación de Ocupación de Edificios y otras Estructuras de acuerdo a su Importancia, Uso y Riesgo de Falla

(Ver Art. 4.3 NCh433)

La edificación se considera para uso de vivienda multifamiliar, por lo que, pertenece a la Categoría II y con el valor del coeficiente $I = 1.0$

3.10.4. Sistemas Estructurales *(Ver Art. 5.4 NCh433)*

La norma chilena considera como sistemas estructurales a los pórticos, sistemas mixtos (pórticos y muros) y muros estructurales. Para la edificación en estudio, el sistema estructural considerado sería el sistema mixto.

3.10.5. Modelos Estructurales *(Ver Art. 5.5 NCh433)*

Se considera lo siguiente: "Para el cálculo de las masas se deben considerar las cargas permanentes más un porcentaje de la

sobrecarga de uso, que no puede ser inferior a 25% en construcciones destinadas a la habitación privada o al uso público donde no es usual la aglomeración de personas o cosas, ni a un 50% en construcciones en que es usual esa aglomeración". Al ser la edificación un tipo de construcción destinada a la habitación privada, para el cálculo del peso sísmico se considera el 25% de la sobrecarga. En el modelamiento de la estructura en el programa Etabs se ha considerado los diafragma de pisos como membranas para que distribuyan las fuerzas inerciales entre los planos o subestructuras verticales resistentes. También se considera que si el edificio de planta irregular se proyecta como una sola estructura, se debe poner especial cuidado en el diseño de las conexiones entre las distintas partes que forman la planta.

El peso se obtuvo multiplicando la gravedad por las masas obtenidas de cada nivel del edificio. Estas masas se obtuvieron del programa Etabs. Al ser la estructura la misma utilizada con la norma E.030, el peso total sería de 705.17 tnf. Para conocer las masas de cada piso ver la Tabla 14 Peso total de la edificación.

El peso Sísmico considerado es de:

$$100\%CM + 25\%CV + 25\%CVT.$$

3.10.6. Factor de Modificación de la Respuesta

Para el cálculo del coeficiente sísmico C y para el corte basal estático el R será igual a 7. Para el cálculo del factor de reducción R* en el análisis modal espectral se utilizará el factor Ro igual a 11. Cabe recordar, que en la Norma NCh433 se utilizan dos tipos de factores de modificación de respuesta, uno para el análisis estático y otro para el análisis modal espectral. Este punto se discutirá más adelante en las limitaciones del esfuerzo de corte basal.

3.10.7. Análisis Modal Espectral

(Ver Art. 6.3 NCh433)

Para el análisis modal espectral la norma chilena especifica que este método se puede aplicar a las estructuras que presenten modos normales de vibración clásicos, con amortiguamientos modales del orden 5% del amortiguamiento crítico. Se debe incluir en el análisis

todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las dos acciones sísmicas sea mayor o igual a un 90% de la masa total.

En los siguientes puntos se detallará cada paso para el análisis modal espectral.

3.10.8. Espectro de diseño (Ver Art. 6.3.5.1 NCh433)

Antes de obtener el espectro de diseño, se modeló la estructura en el programa Etabs ingresando las dimensiones de los elementos estructuras y las propiedades de los materiales, en este caso hormigón armado y acero. Se realizó un primer análisis considerando las mismas cargas muertas y vivas que se consideró para el análisis con la norma peruana. Luego, se obtuvo el periodo fundamental de vibración de la estructura, el cual se utilizará para calcular el factor de reducción R^* .

Por lo tanto, el espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por:

$$S_a = \frac{SA_o\alpha}{\left(\frac{R^*}{I}\right)}$$

En que los valores de A_o se determinan en la siguiente tabla:

Tabla 25
Aceleración efectiva

Zona Sísmica	Ao
1	0.20g
2	0.30g
3	0.40g

Fuente: Norma NCh433 Tabla 6.2

a) **Factor de Amplificación Sísmica, α** (Ver Art. 6.3.5.2 NCh433)

La fórmula para calcular el factor α se muestra en el punto 2.5 de este trabajo. Este factor se determina para cada modo de vibrar n , el cual se muestra sus valores en la Figura 16 para cada periodo n indicado. Este periodo de amplificación depende de varios factores como el periodo T_n que

se indican en la Figura 16 para tabular y calcular el espectro de diseño. También depende de los parámetros del suelo T_0 y p .

b) Factor de Reducción R^* (Ver Art. 6.3.5.3 NCh433)

El factor de reducción R^* se determina como:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$

En que:

T^* = Periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis. Del resultado del primer análisis se tiene que $T^*_x = 0.174s$ y para $T^*_y = 0.310s$.

R_0 = Factor de reducción que para este caso, para el análisis modal espectral corresponde $R_0 = 11$.

Con los datos anteriores, se resuelve que: $R^*_x = 4.80$ y $R^*_y = 6.33$.

Aquí la norma chilena, establece una ecuación para el cálculo del factor de reducción de fuerzas sísmicas. Este factor depende netamente del periodo natural de vibración de la estructura T^* , que ya se calculó anteriormente mediante cargas estáticas en el programa Etabs, un parámetro del suelo T_0 y el factor de reducción R_0 que se utiliza netamente para el diseño modal espectral, que en este caso para estructuras de hormigón armado es de 11.

Se entiende que este valor R^* busca ser lo más real posible y exacto al ser dependiente de los factores mencionados en el párrafo anterior. En este punto, la norma chilena ha tenido mucho cuidado ya que una aproximación irreal sobre el factor R^* , ya sea este muy elevado o muy bajo, cambiaría mucho la intensidad de las fuerzas sísmicas que se aplicarían al diseño del edificio. Si el factor R^* fuera muy bajo, las fuerzas sísmicas halladas serían elevadas, para lo cual los elementos estructurales se diseñarían de manera robusta encareciendo así la estructura; pero si el factor R^* fuera muy alto, la estructura estaría siendo diseñada con fuerzas sísmicas leves y la estructura podría resultar muy frágil.

De los puntos a) y b) podemos formar el espectro de diseño. Tabulando los "n" periodos de vibraciones, se tiene entonces:

Tn	α	Sax/g	Say/g
0.01	1.0273	0.0857	0.0649
0.1	1.7994	0.1500	0.1137
0.2	2.6610	0.2219	0.1682
0.3	2.7500	0.2293	0.1738
0.4	2.3523	0.1961	0.1487
0.5	1.8975	0.1582	0.1199
0.6	1.5253	0.1272	0.0964
0.7	1.2434	0.1037	0.0786
0.8	1.0317	0.0860	0.0652
0.9	0.8708	0.0726	0.0550
1	0.7463	0.0622	0.0472
1.1	0.6481	0.0540	0.0410
1.2	0.5692	0.0475	0.0360
1.3	0.5049	0.0421	0.0319
1.4	0.4518	0.0377	0.0286
1.5	0.4072	0.0340	0.0257
1.6	0.3695	0.0308	0.0234
1.7	0.3372	0.0281	0.0213
1.8	0.3094	0.0258	0.0196
1.9	0.2851	0.0238	0.0180
2	0.2639	0.0220	0.0167
2.1	0.2452	0.0204	0.0155
2.2	0.2286	0.0191	0.0144
2.3	0.2137	0.0178	0.0135
2.4	0.2004	0.0167	0.0127
2.5	0.1885	0.0157	0.0119
2.6	0.1776	0.0148	0.0112
2.7	0.1678	0.0140	0.0106
2.8	0.1589	0.0132	0.0100
2.9	0.1507	0.0126	0.0095
3	0.1432	0.0119	0.0090
3.1	0.1363	0.0114	0.0086
3.2	0.1299	0.0108	0.0082
3.3	0.1240	0.0103	0.0078
3.4	0.1185	0.0099	0.0075
3.5	0.1135	0.0095	0.0072
3.6	0.1088	0.0091	0.0069
3.7	0.1044	0.0087	0.0066
3.8	0.1003	0.0084	0.0063
3.9	0.0964	0.0080	0.0061
4	0.0928	0.0077	0.0059
4.1	0.0894	0.0075	0.0057
4.2	0.0862	0.0072	0.0055
4.3	0.0832	0.0069	0.0053
4.4	0.0804	0.0067	0.0051
4.5	0.0777	0.0065	0.0049
4.6	0.0752	0.0063	0.0048
4.7	0.0728	0.0061	0.0046
4.8	0.0705	0.0059	0.0045
4.9	0.0684	0.0057	0.0043
5	0.0663	0.0055	0.0042

Figura 16: Periodos T para el cálculo del espectro de diseño. Fuente propia.

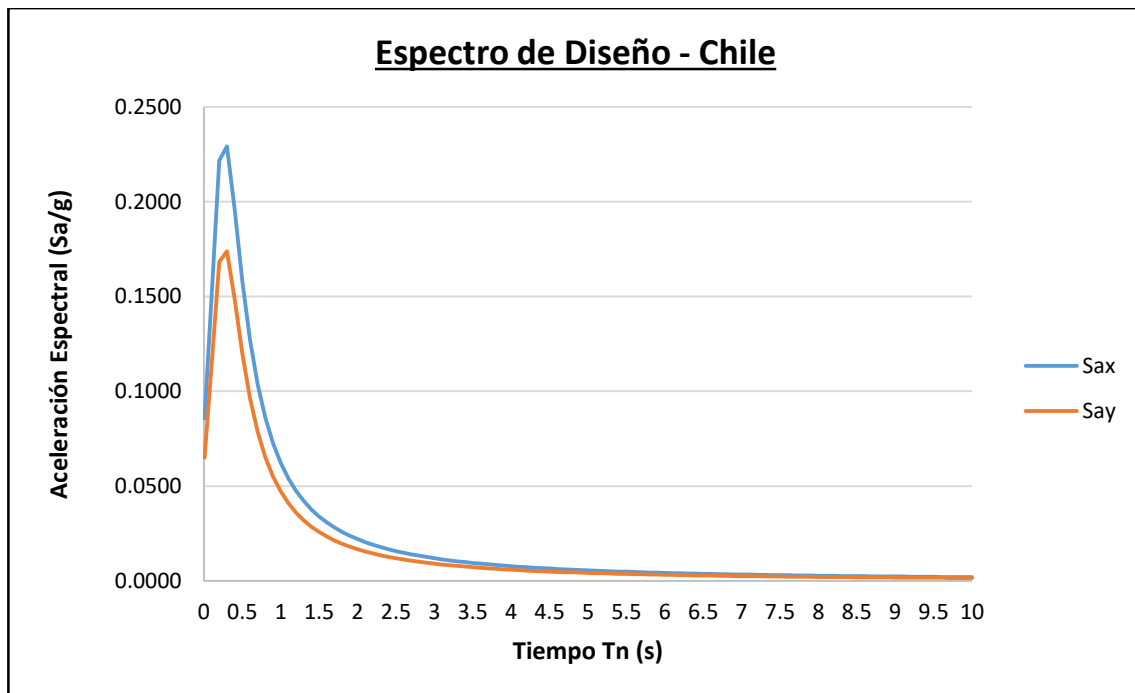


Figura 17: Espectro de Diseño NCh433 para ambas direcciones de análisis.

Fuente propia.

3.10.9. Limitaciones del esfuerzo de corte basal

(Ver Art. 6.3.7 NCh433)

Con respecto a las limitaciones del cortante basal, la norma indica que si la componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica resulta ser menor que, $ISA_o P/6g$ los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las sollicitaciones de los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor de manera que dicho esfuerzo de corte alcance el valor señalado, como mínimo. Esto quiere decir, que si el cortante basal estático es mayor que el cortante dinámico, se debe afectar las fuerzas sísmicas por un factor de escala el cual se halla dividiendo el cortante estático entre el cortante dinámico. Este factor de escala se introduce en la opción *Load Cases* del programa Etabs.

La componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica no necesita ser mayor que $IC_{max}P$, en que C_{max} se determina como $C = \frac{2.75SA_o}{gR} \left(\frac{T_l}{T^*}\right)^n$, en caso que dicha componente sea

mayor que la cantidad anterior, las solicitaciones de los elementos estructurales se pueden multiplicar por un factor de modo que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el valor $IC_{max}P$. Esta disposición no rige para el cálculo de los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales de piso.

Primeramente se obtiene el cortante basal mínimo, el cual se calcula como sigue:

$$Q_o (min) = \frac{ISA_oP}{6g} = \frac{1.0 * 1.0 * 0.4g * 705.17}{6g} = 47.012 \text{ tnf}$$

Luego, del programa Etabs se obtienen los cortantes dinámicos de la estructura:

$$\begin{aligned} Q(x) &= 112.85 \text{ tnf} > 47.012 \text{ tnf} \\ Q(y) &= 96.99 \text{ tnf} > 47.012 \text{ tnf} \end{aligned}$$

Estos resultados son mayores que el cortante mínimo, por lo que, no es necesario aplicarle un factor de escala a las fuerzas sísmicas.

3.10.10. Deformaciones Sísmicas (Ver Art. 5.9 NCh433)

El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002. En la siguiente tabla se muestran los resultados de los desplazamientos relativos al centro de masas en la dirección de análisis horizontal X-X e Y-Y:

Tabla 26
Desplazamiento Relativo Centro de Masas – Dirección X-X

Nivel	CM Displ (m)	CM Displ Relative	Límite
Piso 04	0.00221	0.0006	0.0054
Piso 03	0.001624	0.0006	0.0054
Piso 02	0.001001	0.0006	0.0054
Piso 01	0.000413	0.0006	0.0054

Nota: Los valores del CM Displ son extraídos del Programa Etabs/Display/Stroy Response Plot

Tabla 27
Desplazamiento Relativo Centro de Masas – Dirección Y-Y

Nivel	CM Displ (m)	CM Displ Relative	Límite
Piso 04	0.005882	0.0015	0.0054
Piso 03	0.004389	0.0015	0.0054
Piso 02	0.002846	0.0017	0.0054
Piso 01	0.001196	0.0012	0.0054

Nota: Los valores del CM Displ son extraídos del Programa Etabs/Display/Stroy Response Plot

Luego, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de $0.001h$ al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura de entrepiso. En las siguientes tablas se muestran los resultados para los desplazamientos relativos en cualquier punto de la planta para ambas direcciones de análisis X-X e Y-Y:

Tabla 28
Desplazamiento Relativo Cualquier Punto de la Planta – Dirección X-X

Nivel	Max Story Displ (m)	Displ Relative	Límite
Piso 04	0.002406	0.0006	0.0033
Piso 03	0.001771	0.0007	0.0033
Piso 02	0.001093	0.0006	0.0033
Piso 01	0.000451	0.0005	0.0031

Nota: Los valores del Max Story Displ son extraídos del Programa Etabs/Display/Stroy Response Plot

Tabla 29
Desplazamiento Relativo Cualquier Punto de la Planta – Dirección Y-Y

Nivel	Max Story Displ (m)	Displ Relative	Límite
Piso 04	0.006681	0.0014	0.0042
Piso 03	0.005264	0.0018	0.0042
Piso 02	0.003466	0.0020	0.0044
Piso 01	0.001493	0.0015	0.0039

Nota: Los valores del Max Story Displ son extraídos del Programa Etabs/Display/Stroy Response Plot

3.10.11. Separaciones entre Edificios o Cuerpos de Edificios

(Ver Art. 5.10 NCh433)

Para el cálculo de las separaciones entre edificios o juntas sísmicas, se aplica lo expuesto en el punto 2.15, para la norma chilena. Entonces, para calcular las separaciones sísmicas se tienen los siguientes datos:

$$R \cdot x = 4.80; Q_x = 280.72 \text{ tnf}; Q_{\min} = 47.012 \text{ tnf.}$$

Se tiene que tanto para la dirección en x-x como en y-y el cociente de Q_x/Q_{\min} es menor a 1. Por lo que, la separación sísmica en la dirección x-x es de 3 cm y en la dirección y-y es de 5.64 cm.

3.11. Diseño de Elementos de Concreto Armado. (Alfaro Víctor, 2014)

3.11.1. Diseño de Columnas

Se ha elegido la columna ubicada entre los ejes B-B y 3-3. Las secciones de esta columna son de $b=35\text{cm}$ y $h=50\text{cm}$. La resistencia del concreto es de 210 kg/cm^2 . Para el diseño por flexo-compresión la dirección crítica es Y-Y, considerando un ancho de 50cm y un peralte de 30cm .

Calculo del As

Se considera una cuantía mínima del 1%, la que multiplicada por el área de la sección obtenemos un $A_s=17.5 \text{ cm}^2$. Por lo tanto, para el diseño consideraremos 10 barras de $5/8''$ que es igual a $A_s=20\text{cm}^2$.

Diseño por Flexocompresión

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y$$

$$P_o = 0.85 \times 210 \times (1750 - 20) + 20 \times 4200$$

$$P_o = 392.8 \text{ tnf}$$

Para $\alpha=0.8$ (Estribos)

$$\alpha P_o = 0.80 \times 392.8 \text{ tnf}$$

$$\alpha P_o = 314.24 \text{ tnf}$$

Para $\phi=0.7$ (Estribos)

$$\phi P_o = 0.70 \times 392.8 \text{ tnf}$$

$$\phi P_o = 274.96 \text{ tnf}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{5 \times 2 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 35}$$

$$a = 6.72 \text{ cm}$$

$$M_o = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_o = 5 \times 2 \times 4200 \left(45 - \frac{6.72}{2} \right)$$

$$M_o = 17.50 \text{ tn.m}$$

$$T_o = A_s f_y$$

$$T_o = 10 \times 2 \times 4200$$

$$T_o = 84 \text{ tnf}$$

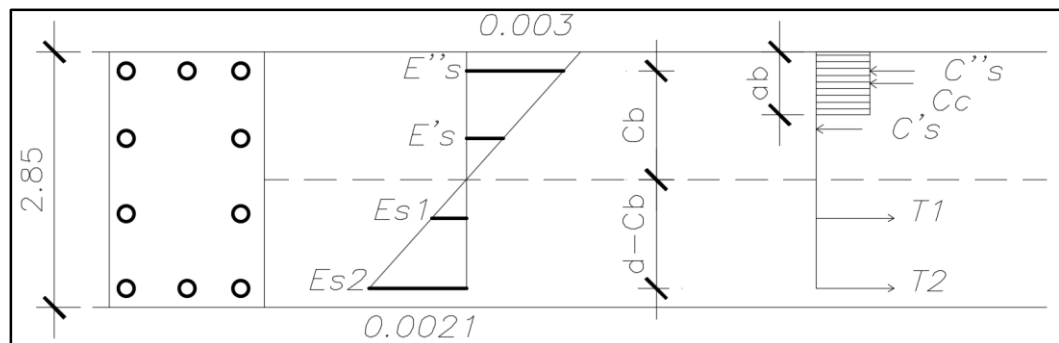


Figura 18: Sección rectangular. Deformaciones y fuerzas internas en el elemento estructural.

Falla Balanceada

$$\frac{0.003}{C_b} = \frac{0.0021}{d - C_b}$$

$$C_b = 26.47 \text{ cm}$$

Luego calculamos la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos "a". Según el punto 10.2.7.3 de la E.060, se tiene que $\beta_1 = 0.85$, se tiene que:

$$a_b = \beta_1 C_b = 0.85 \times 26.47$$

$$a_b = 22.50 \text{ cm}$$

Considerando que: $f_s = \varepsilon_s E_s$, entonces se tiene los siguientes esfuerzos en los refuerzos:

$$\frac{0.003}{26.47} = \frac{\varepsilon''_s}{26.47-5} \rightarrow \varepsilon''_s = 0.0024, \text{ entonces: } f''_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{0.003}{26.47} = \frac{\varepsilon'_s}{26.47-18} \rightarrow \varepsilon'_s = 0.00096, \text{ entonces: } f'_s = 1919.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{0.0021}{45-26.47} = \frac{\varepsilon_{s1}}{18.53-18} \rightarrow \varepsilon_{s1} = 0.00006, \text{ entonces: } f_{s1} = 120.13 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando:

$$C''_s = A''_s f''_s = 3 \times 2 \times 4200 = 25.20 \text{ tnf}$$

$$C_c = 0.85 \times 210 \times 35 \times 22.50 = 140.69 \text{ tnf}$$

$$C'_s = A'_s f'_s = 2 \times 2 \times 1919.91 = 7.68 \text{ tnf}$$

$$T_1 = A_{s1} f_y = 2 \times 2 \times 120.13 = 0.48 \text{ tnf}$$

$$T_2 = A_{s2} f_y = 3 \times 2 \times 4200 = 25.20 \text{ tnf}$$

Luego, calculando la Resistencia nominal balanceada:

$$P_{n,b} = 25.20 \text{ tnf} + 140.69 \text{ tnf} + 7.68 \text{ tnf} - 0.48 \text{ tnf} - 25.20 \text{ tnf}$$

$$P_{n,b} = 147.8 \text{ tnf}$$

Calculando el momento nominal balanceado en el centro plástico

$$Y_c = 25 \text{ cm};$$

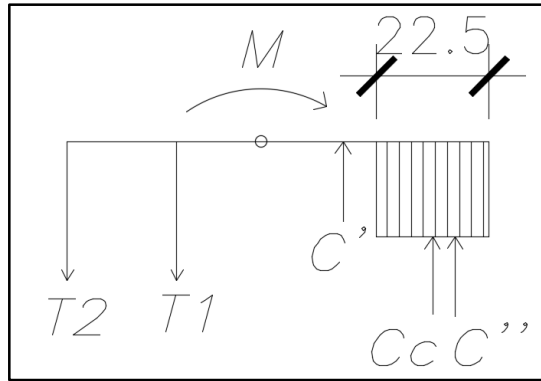


Figura 19: Diagrama de fuerzas internas para el cálculo del momento nominal balanceado

$$M_{n,b} = 25.2(25 - 5) + 140.6 \left(25 - \frac{22.5}{2} \right) + 7.68(25 - 18) + 0.48(25 - 18) + 25.2(25 - 5)$$

$$M_{n,b} = 29.98 \text{ tn.m}$$

Luego, para: $\phi=0.70$

$$\phi \alpha P_o = 0.70 \times 314.24 \text{ tnf}$$

$$\phi \alpha P_o = 219.97 \text{ tnf}$$

$$\phi M_{n,b} = 0.70 \times 29.98 \text{ tnf}$$

$$\phi M_{n,b} = 21 \text{ tnf}$$

$$\phi P_{n,b} = 0.70 \times 147.8 \text{ tnf}$$

$$\phi P_{n,b} = 103.46 \text{ tnf}$$

A continuación se tiene las combinaciones de cargas de la Columna, primer nivel (carga axial y momento flector), asumiendo momento en la dirección y-y:

Tabla 30
Resultados de Combinaciones de carga.

Combinaciones de carga	Pu (Tn)	M33 (tn.m)	M22 (tn.m)
1.4CM+1.7CV	28.37	-0.52	0.031
1.25(CM+CV)±Sxx	24.14	-2.86	0.11
0.9CM±Sxx	12.54	-2.64	0.11
1.25(CM+CV)±Syy	25.78	-0.93	2.16
0.9CM±Syy	14.78	-0.72	2.15

Nota: Los valores de Pu, M33 y M22 se extraen del programa Etabs.

Del programa Etabs se obtiene el diagrama de interacción, siendo las cargas los puntos dentro del diagrama. Con esto se concluye que el diseño por flexo-compresión está correcto.

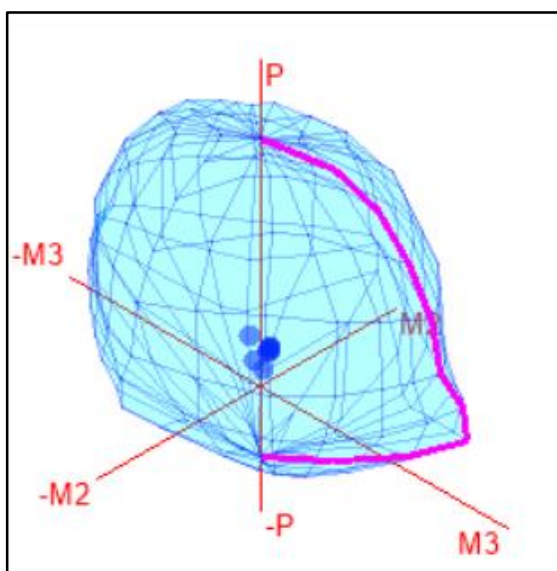


Figura 20: Diagrama de Interacción de la Columna. Fuente Etabs

Diseño por Corte

Considerando el mayor momento M22 (dirección Y-Y) igual a 2.16 tn.m y una altura de entrepiso $h_e=2.70\text{m}$. Se tiene:

Calculo de la cortante de diseño:

$$V_u = \frac{2.16 + 2.16}{2.7} = 1.6 \text{ tn}$$

Cálculo del cortante resistido por el concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right)$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 35$$

$$\times 45 \left(1 + 0.0071 \times \frac{25780 \text{ kg}}{35 \times 45} \right)$$

$$V_c = 13.36 \text{ tnf}$$

Cálculo del cortante resistido por el refuerzo:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{1600 \text{ kg}}{0.85} - 13357.98 \text{ kgf}$$

$$V_s = -11475.63 \text{ tnf}$$

Espaciamiento de estribos: Suponiendo doble estribo en la columna, se tiene:

$$S = \frac{A_{sv} f_y d}{V_s} = \frac{4 \times 0.71 \times 4200 \times 45}{11475.63}$$

$$S = 46.77 \text{ cm}$$

El espaciamiento máximo para la columna es de 30 cm, entonces se tiene estribos de 3/8" espaciados cada 30cm. La máxima longitud de la zona de confinamiento (l_o) es de 45 cms. El máximo espaciamiento dentro de la longitud de la zona de confinamiento es de 10cm.

El acero de refuerzo para la columna es el siguiente: 1@5cm, 5@10cm y el resto a 30cm.

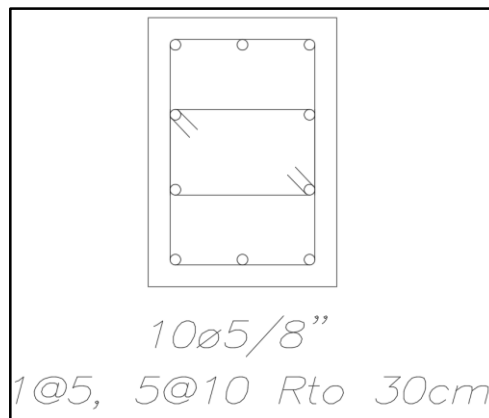


Figura 21: Detalle del acero de refuerzo de la columna 35x50cm

3.11.2. Diseño de Vigas

Se eligió un tramo de viga peraltada, en este caso, la viga V-35x70, ubicada en el eje 8-8 entre los ejes A-A y B-B. A continuación se muestra el diagrama de corte y de momento flector de la viga considerando la envolvente, obtenido del programa Etabs V15.2.2. Considerando el Capítulo 21 de la Norma E.060, se tiene:

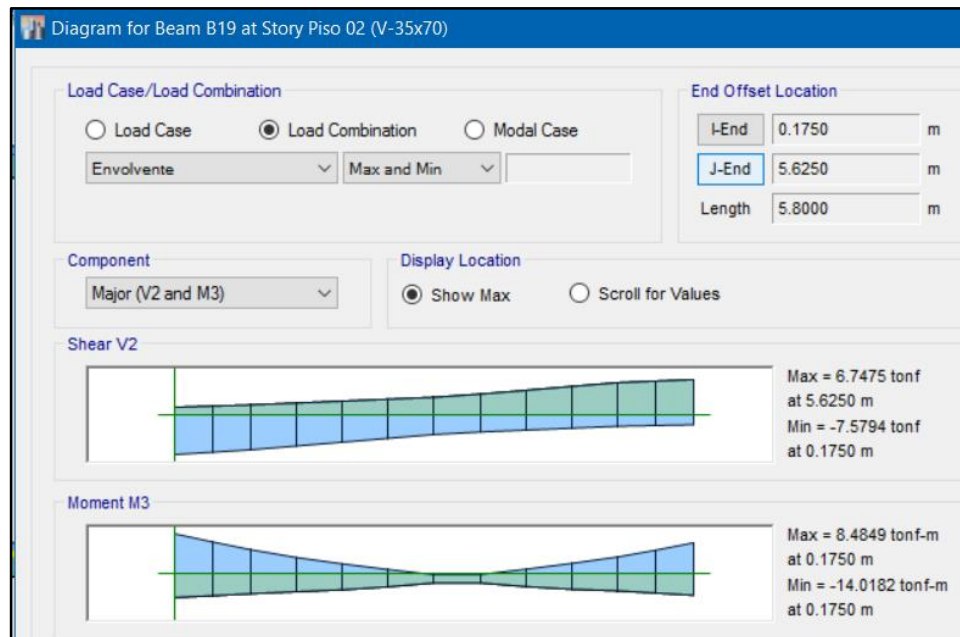


Figura 22: Resultados de la Envolvente de la viga. Fuente Etabs.

Para el diseño se considera un recubrimiento de 6cm y un peralte efectivo $d=4$ cm.

DMF – Envolvente:

-14.00		-10.84
<hr/>		
	3.34	
8.50		7.67
<hr/>		
9.76		7.56
<hr/>		
	2.33	
5.93		5.35

Por tabla: $K_u = \frac{M_u}{bd^2}$

Cuantía ρ :

0.0027	0.0021
-	
0.0016	0.0015

Cantidad de Acero: $A_s = \rho b d$

6.05	4.70
-	
3.60	3.40

Para $A_{s1} = 6.05 \text{ cm}^2$ se tiene: $2\emptyset 3/4" + 1\emptyset 5/8"$ que es igual a un área de 7.7 cm^2 .

Para $A_{s2} = 3.60 \text{ cm}^2$ se tiene: $2\emptyset 5/8"$ que es igual a un área de 4 cm^2 .

Diseño por Corte**Resistencia del Concreto**

$$V_C = 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.53 \times \sqrt{210} \times 35 \times 64$$

$$V_C = 17204.16 \text{ kgf}$$

Resistencia de Estribos

$$V_S = \frac{V_{ud}}{\phi} - V_C = \frac{7600}{0.85} - 17204.16$$

$$V_S = 8262.98 \text{ kgf}$$

Separación de Estribos

Considerando estribos de $3/8"$:

$$S = \frac{A_{sv} f_y d}{V_S} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 64}{8262.98}$$

$$S = 46.19 \text{ cm}$$

Comprobando:

$$V_n = V_C + V_S = 17.2 + 8.3$$

$$V_n = 25.5 \text{ tnf}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$7.6 \text{ tn} \leq 0.85 \times 25.5$$

$$7.6 \text{ tn} \leq 21.7 \text{ tnf} \quad \text{OK!!}$$

Diseño por Capacidad

Sentido Horario: $A_s = 7.7 \text{ cm}^2$ que es $2\phi 3/4" + 1\phi 5/8"$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{7.7 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 35}$$

$$a = 5.18 \text{ cm}$$

$$M_{ni} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 7.7 \times 4200 \times \left(64 - \frac{5.18}{2} \right)$$

$$M_{ni} = 19.86 \text{ tn. m}$$

Sentido Antihorario: $A_s = 4 \text{ cm}^2$ que es $2\phi 5/8"$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{4 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 35}$$

$$a = 2.69 \text{ cm}$$

$$M_{nd} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 4 \times 4200 \times \left(64 - \frac{2.69}{2} \right)$$

$$M_{nd} = 10.53 \text{ tn. m}$$

Como se conoce M_u , entonces podemos hallar W_u , para $L_n = 5.80 \text{ m}$.

$$M_{ui} = \frac{W_{ui} L^2}{12} \rightarrow W_{ui} = \frac{12 M_u}{L^2}$$

$$W_{ui} = 7.08 \text{ tn. m}$$

$$W_{ud} = 3.76 \text{ tn. m}$$

Entonces:

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2} = \frac{19.86 + 10.53}{5.80} + \frac{7.08 \times 5.80}{2}$$

$$V_{ui} = 25.77 \text{ tnf}$$

$$V_{ud} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2} = \frac{10.53 + 19.86}{5.80} + \frac{3.76 \times 5.80}{2}$$

$$V_{ud} = 16.14 \text{ tnf}$$

Con estos valores, volvemos a hallar el valor de V_s , entonces:

$$V_{s1} = \frac{V_{ui}}{\phi} - V_c = \frac{25.77}{0.85} - 17.204 \rightarrow V_{s1} = 13.11 \text{ tnf}$$

$$V_{s2} = \frac{V_{ud}}{\phi} - V_c = \frac{16.14}{0.85} - 17.204 \rightarrow V_{s2} = 1.78 \text{ tnf}$$

Luego, calculamos la separación entre estribos:

$$S_1 = \frac{A_{sv}f_y d}{V_{s1}} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 64}{13110} \rightarrow S_1 = 29.11 \text{ cm}$$

$$S_2 = \frac{A_{sv}f_y d}{V_{s2}} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 64}{1780} \rightarrow S_2 = 214.44 \text{ cm}$$

Separación en la zona de confinamiento, se elige el menor:

$$0.25d = 0.25 \times (64) = 16 \text{ cm}$$

$$8db = 8 \times (1.5875) = 12.7 \text{ cm}$$

Finalizando, se tiene el diseño de la viga:

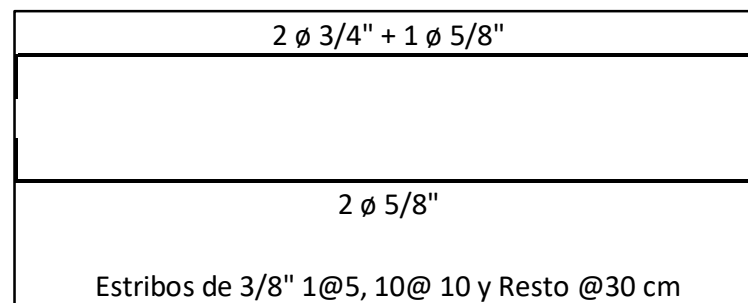


Figura 23: Detalle del refuerzo de la viga principal V-35x70

3.11.3. Diseño de Losas Aligeradas

Para el diseño de las losas aligeradas se han considerado las siguientes losas:

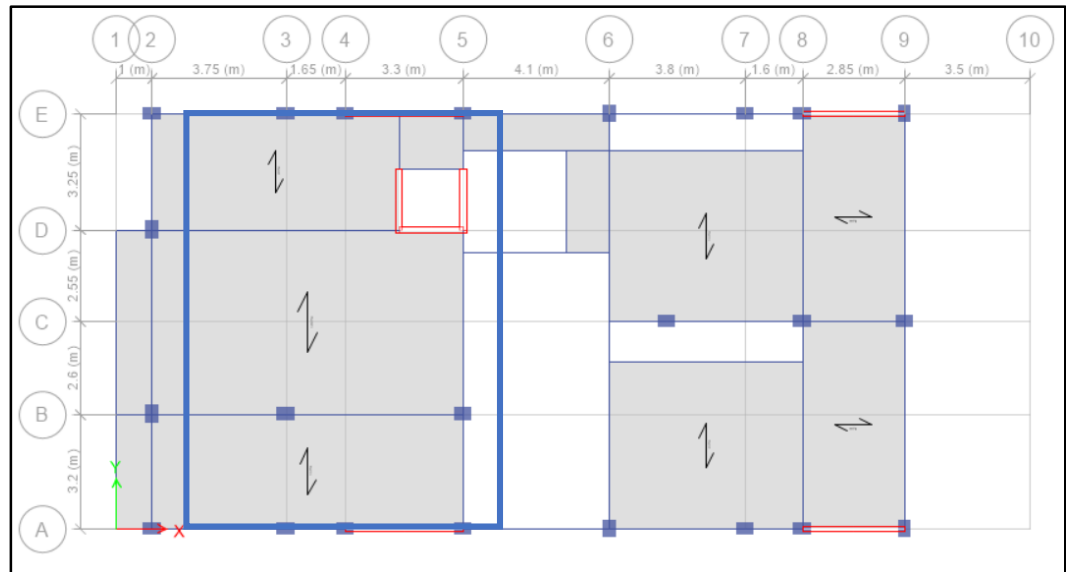


Figura 24: Área seleccionada en cuadro azul para el diseño de losa aligerada

Diseño por Flexión

Para hallar los máximos momentos flectores en la vigueta, se realizó la alternancia de la sobrecarga, que producen los esfuerzos máximos en los nudos.

Metrado de Cargas

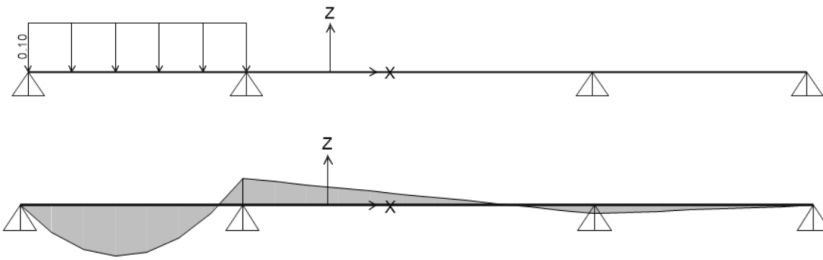
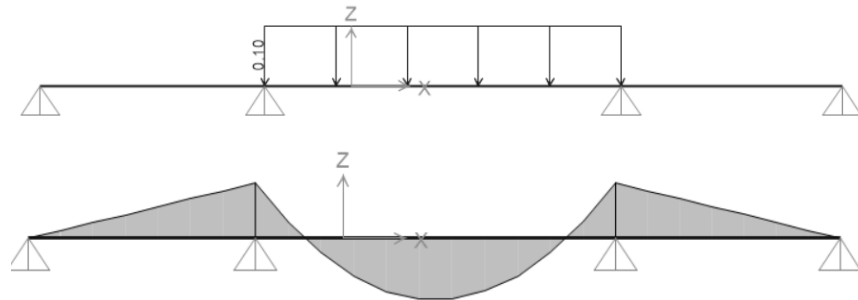
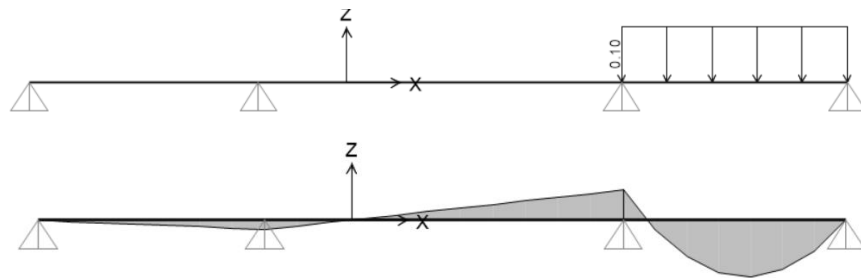
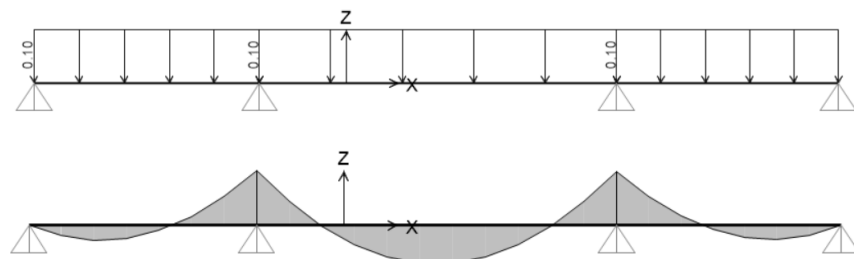
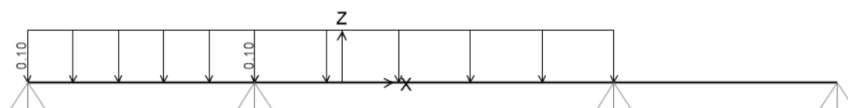
$$\text{Peso Propio} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Wcm} = 450 \text{ kg/m}^2 \times 0.4 \text{ (ancho de vigueta)} = 180 \text{ kg/m}$$

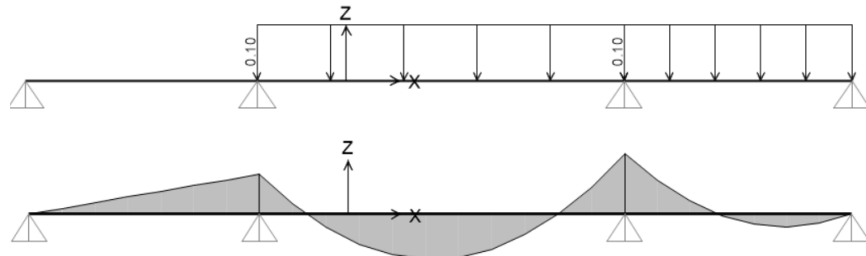
$$\text{Sobrecarga} = 250 \text{ kg/m}^2 \times 0.4 \text{ (ancho de vigueta)} = 100 \text{ kg/m}$$

A continuación se presenta la alternancia de la sobrecarga:

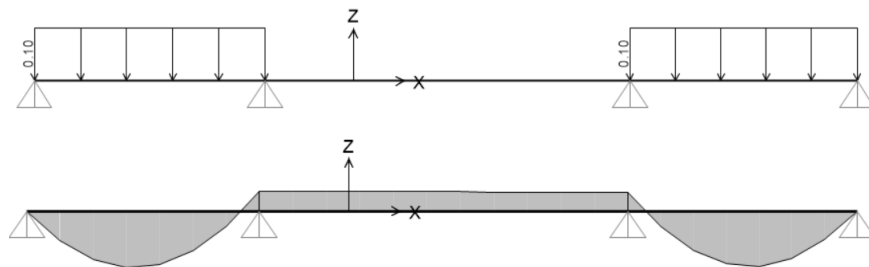
Combinación 01Combinación 02Combinación 03Combinación 04Combinación 05



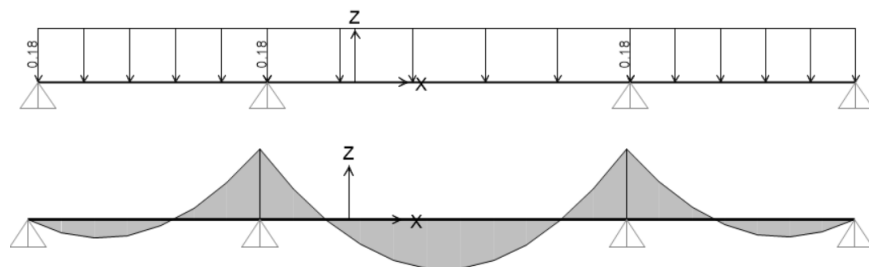
Combinación 06



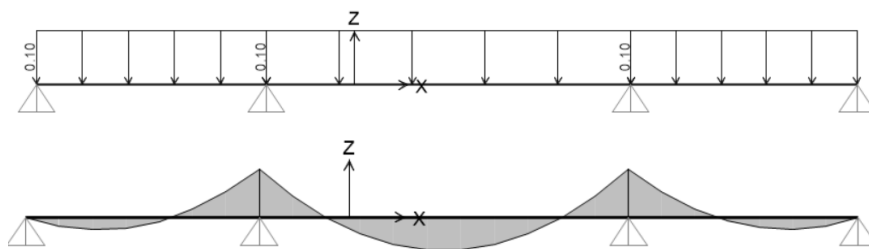
Combinación 07



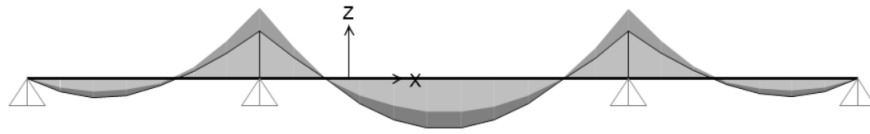
Combinación 1.4Wcm



Combinación 1.7Wcv



Envolvente



Por lo tanto, se tiene un momento máximo positivo de 340 kg.m y un momento máximo negativo de 490 kg.m. Estos resultados son de la envolvente.

Sección de Momento positivo

Se tiene $M_u = 340$ kg.m y suponiendo que el bloque comprimido "a" no excede los 5 cm de losa. Se tiene $b = 40$ cm y $d = 15$ cm. Entonces:

$$bd = 40 \times 15 = 600 \text{ cm}^2$$

$$bd^2 = 40 \times 15^2 = 9000 \text{ cm}^3$$

$$K_u = M_u / bd^2 = 34000 / 9000 = 3.78$$

$$\rho = 0.0010$$

$$A_s = 0.0010 \times 40 \times 15 = 0.60 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8''$$

Verificación del bloque comprimido:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{0.6 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40} = 0.35 \text{ cm}$$

Como $a = 0.35$ cm que es menor a 5 cm (espesor de losa), la suposición es correcta y se puede concluir que la viga trabaja como una viga rectangular de ancho $b = 40$ cm.

En la sección de momento negativo donde $M = 490$ kg.m, al tenerse la tracción en la zona superior y la compresión en la inferior, el diseño deberá considerar una viga de $b = 10$ cm. Entonces, teniendo $b = 10$ cm y $d = 15$ cm;

$$bd = 10 \times 15 = 150 \text{ cm}^2$$

$$bd^2 = 10 \times 15^2 = 2250 \text{ cm}^3$$

$$K_u = M_u / bd^2 = 49000 / 2250 = 21.78$$

$$\rho = 0.0062$$

$$A_s = 0.0062 \times 40 \times 15 = 0.98 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1/2''$$

Diseño por Corte

Las viguetas se diseñarán por corte, sin considerar la contribución del acero ($V_s=0$). Cuando el cortante actuante sea mayor que el proporcionado por el concreto se requerirá el uso de los ensanches.

Se muestra a continuación el diagrama de fuerzas cortantes, donde el $V_u = 650$ kgf.

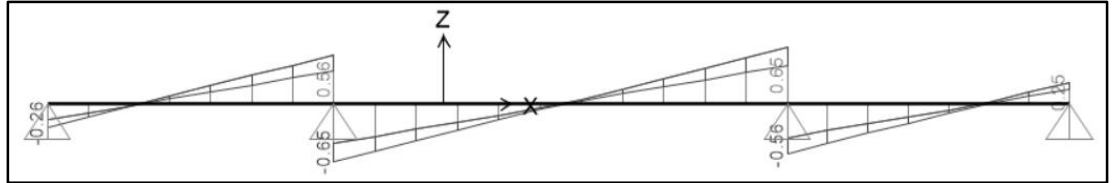


Figura 25: Diagrama de fuerzas cortantes. Fuente propia Sap2000

Se tiene entonces que:

$$V_{ud} = V_u - W_u d$$

$$V_{ud} = 650 - 422 \times 0.15$$

$$V_{ud} = \mathbf{586.70 \text{ kgf}}$$

Luego calculando la resistencia de diseño:

$$\phi V_n = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 15$$

$$\phi V_n = \mathbf{1077.18 \text{ kgf}}$$

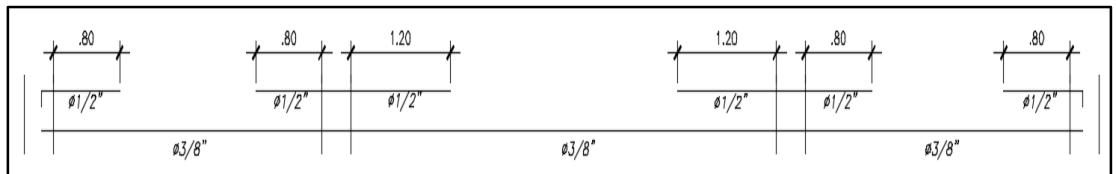


Figura 26: Detalle de acero de refuerzo en losa aligerada

3.11.4. Diseño de Muro de Corte

Como ejemplo se muestra el muro de corte 02 en el primer nivel, cuyas dimensiones se presentan en la siguiente figura.

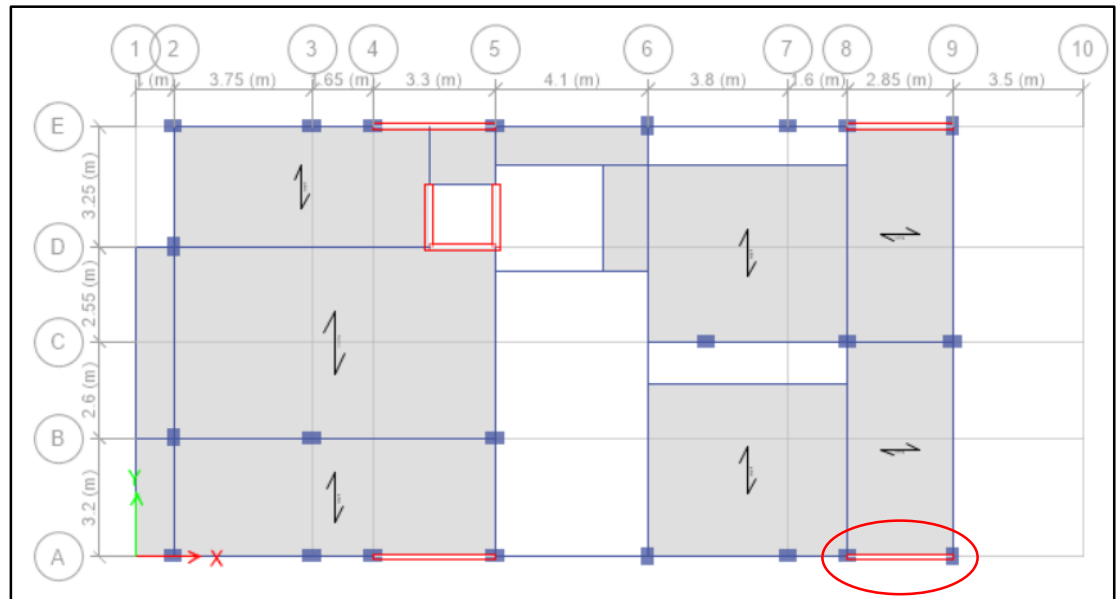


Figura 27: Modelamiento en planta y ubicación del muro de corte a diseñar.

Cargas de Diseño

En la siguiente tabla se muestra las cargas de diseño para ambas direcciones del análisis en el muro de corte 02, primer nivel.

Tabla 31
Cargas de diseño sin amplificar

Cargas	CM (tnf)	CV (tnf)	Sxx (tnf)	Syy (tnf)
P (tnf)	-8.47	-3.50	7.30	11.44
M33 (tn.m)	-3.74	-1.50	74.43	35.57
M22 (tn.m)	-0.24	-0.11	0.09	1.76
V22 (tnf)	-1.23	-0.50	30.76	17.38
V33 (tnf)	-0.18	-0.078	0.06	1.07

Nota: Los datos de CM, CV, Sxx y Syy se obtuvieron del programa Etabs.

Diseño por Flexocompresión

En la siguiente tabla se presentan las combinaciones de carga de acuerdo a lo estipulado en la norma E.060.

Tabla 32
Combinaciones de carga factoradas

Combinación de cargas	Pu (tnf)	Mu33 (tn.m)	Mu22 (tn.m)
1.4CM+1.7CV	-17.80	-7.76	-0.53
1.25(CM+CV)±CSxx	-22.26	-80.97	-0.53
1.25(CM+CV)±CSyy	-26.39	-42.18	-2.2
0.9CM±CSxx	-14.92	-77.80	-0.31
0.9CM±CSyy	-19.06	-38.93	-1.98

Nota: Los valores de Pu, Mu33, Mu22 se obtuvieron del programa Etabs.

A continuación se muestra el dibujo del diseño preliminar del muro con las barras de acero:

Diseño Preliminar

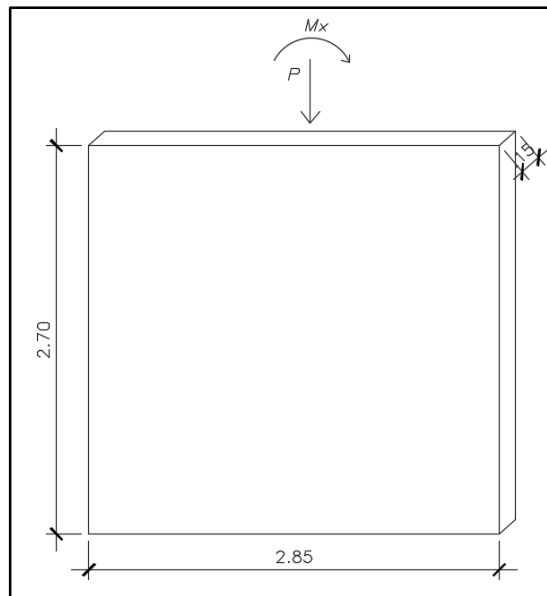


Figura 28: Diseño preliminar de muro de corte.

Se tiene que:

$$P = 0.85f'_c b t$$

$$P = 0.85 \times 210 \times 285 \times 15$$

$$P = 763.09 \text{ tnf}$$

Se conoce que:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Entonces:

$$M_u = \phi M_n$$

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\frac{M_u}{\phi 0.85 f'_c b} = ad - \frac{a^2}{2}$$

$$\frac{a^2}{2} - ad + \frac{M_u}{\phi 0.85 f'_c b} = 0$$

$$a^2 - 2ad + \frac{2|M_u|}{\phi 0.85 f'_c b} = 0$$

$$a = \frac{(-2d) \pm \sqrt{(-2d)^2 - 4(1) \left(\frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c b} \right)}}{2(1)}$$

$$a = d \pm \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi 0.85 f'_c b}}$$

Luego, calculando "d":

$$d = 0.8h$$

$$d = 0.8 \times 285$$

$$d = 228 \text{ cm}$$

Reemplazando "d" en el valor de "a", se tiene:

$$a = 228 \pm \sqrt{228^2 - \frac{2 \times 80.97 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 15}}$$

$$a^+ = 440.75 \text{ cm}$$

$$a^- = 15.25 \text{ cm}$$

Como $a = \beta c$, entonces:

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{15.25}{0.85}$$

$$c = 17.94 \text{ cm}$$

Calculando entonces A_s , se tiene:

$$A_s = \frac{0.85f'_c b a}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 210 \times 15 \times 15.25}{4200}$$

$$A_s = 9.72(0.75) \text{ ya que no todo esta a tracci3n,}$$

$$A_s = 7.30 \text{ cm}^2$$

Calculando la longitud del elemento de borde, se tiene:

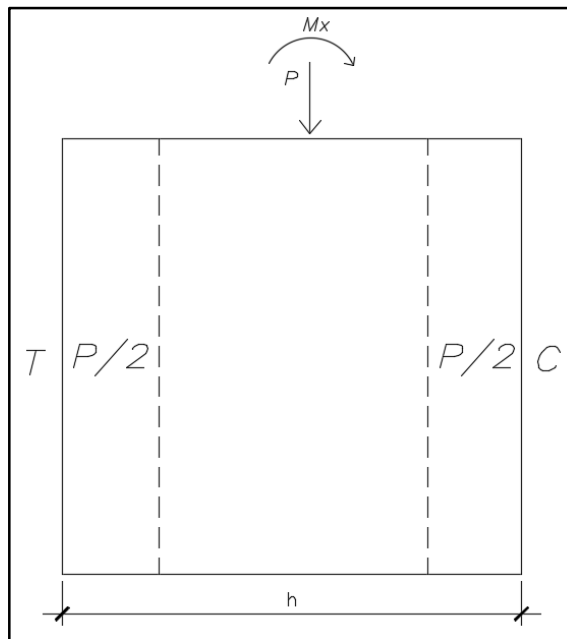


Figura 29: Dibujo para el c3lculo del elemento de borde

$$\frac{P}{2} + \frac{M}{h} = \frac{26.39}{2} + \frac{80.97}{2.85}, \text{ por lo tanto: } P_{\text{cabeza}} = 41.61 \text{ tnf}$$

Luego,

$$P_n = 0.85f'_c A_g$$

$$\frac{41610}{0.85 \times 210} = 15h_{\text{cabeza}}$$

$$h_{\text{cabeza}} = 15.54 \text{ cm}$$

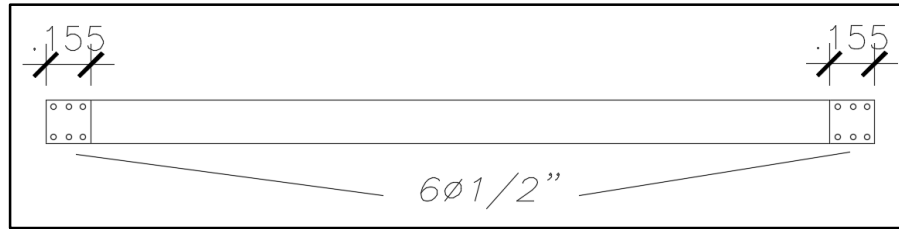


Figura 30: Longitud de las cabezas del muro de corte y el refuerzo de acero

Se considera la cuantía horizontal y vertical como 0.0025, con estos valores calculamos A_s . Por lo tanto, se tiene que $A_s = 0.0025 \times 15 \times 100$ (por 1m), entonces **$A_s = 3.75 \text{ cm}^2$** .

Luego hallamos la separación del refuerzo:

$$S = \frac{A_s \text{ a usar}}{A_s \text{ calculado}} = \frac{0.71 \times 1 \text{ (1 malla)}}{3.75}$$

$$S = 0.2 \text{ m}$$

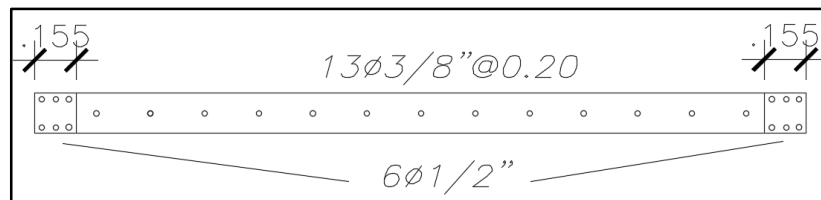


Figura 31: Acero Vertical y Horizontal en el alma del muro de corte

Verificación por Flexocompresión

$$P_o = 0.85 \times 210 [285 \times 15 - 12 \times 1.29 - 14 \times 0.71] + 12 \times 1.29 \times 4200 + 13 \times 0.71 \times 4200$$

$$P_o = 862.33 \text{ tnf}$$

Calculando el centro plástico, Y_c :

$$y_c = \frac{2(1.29)(4) + 2(1.29)(7.75) + 2(1.29)(11.5)}{6(1.29)}$$

$$y_c = 7.75 \text{ cm}$$

El peralte efectivo "d" para el diseño será:

$$d = 285 - 7.75$$

$$d = 277.25 \text{ cm}$$

Luego calculando el bloque comprimido "a", se tiene:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{6 \times 1.29 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 15}$$

$$a = 12.14 \text{ cm}$$

Calculando el Momento nominal:

$$M_o = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 6 \times 1.29 \times 4200 \left(277.25 - \frac{12.14}{2} \right)$$

$$M_o = 88.16 \text{ tn.m}$$

Calculando la Tracción:

$$T_o = A_s f_y = (12 \times 1.29 + 13 \times 0.71) 4200$$

$$T_o = 103.78 \text{ tnf}$$

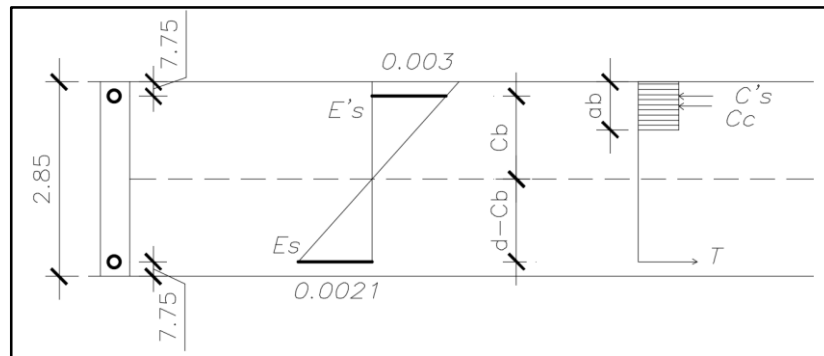


Figura 32: Diagrama de fuerzas internas en muro de corte.

Falla balanceada

$$\frac{C_b}{0.003} = \frac{277.25 - C_b}{0.0021}$$

$$C_b = 163.14 \text{ cm}$$

$$\frac{0.003}{163.14} = \frac{\varepsilon'_s}{163.14 - 7.75} \rightarrow \varepsilon'_s = 0.00286 \therefore f'_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Como $a = \beta_1 c$, se tiene:

$$a_b = \beta_1 C = 0.85 \times 163.14$$

$$a_b = 138.67 \text{ cm}$$

Reemplazando y calculando las siguientes expresiones:

$$C'_s = A'_s f'_s = 6 \times 1.29 \times 4200 = 32.51 \text{ tn}$$

$$C_c = 0.85 f'_c ab = 0.85 \times 210 \times 138.67 \times 15 = 371.29 \text{ tn}$$

$$T = A_s f_y = 6 \times 1.29 \times 4200 = 32.51 \text{ tn}$$

Calculando el P_{nb} :

$$P_{nb} = 32.61 + 371.29 - 32.51$$

$$\mathbf{P_{nb} = 371.29 \text{ tn}}$$

Hallando el Momento nominal balanceado M_{nb} :

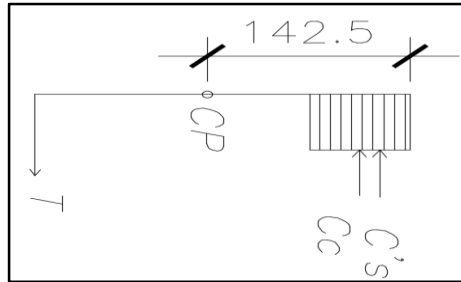


Figura 33: Diagrama de fuerzas para cálculo de momento nominal en muro de corte.

$$M_{nb} = 371.29 \left(142.5 - \frac{138.67}{2} \right) + 32.51(134.75) + 32.51(134.75)$$

$$\mathbf{M_{nb} = 359.27 \text{ tn.m}}$$

Luego, para P_n :

$$P_n = \alpha P_o = 0.8 \times 862.33$$

$$\mathbf{P_n = 689.86 \text{ tnf}}$$

Y para ϕP_n :

$$\phi P_n = \phi \alpha P_o = 0.7 \times 689.86$$

$$\mathbf{\phi P_n = 482.90 \text{ tnf}}$$

Finalmente para P_{nb} y M_{nb} , se tiene:

$$\phi P_{nb} = 0.7 \times 371.29$$

$$\mathbf{\phi P_{nb} = 259.9 \text{ tnf}}$$

$$\phi M_{nb} = 0.7 \times 359.27$$

$$\mathbf{\phi M_{nb} = 251.50 \text{ tn.m}}$$

El máximo momento obtenido en la segunda combinación de cargas es de 80.97 tn.m por lo que se considera dentro del diagrama de interacción.

Diseño por Corte

Luego de haber terminado el diseño preliminar y verificado que cumple con el diseño por Flexocompresión, continuaremos con el diseño por corte.

Según la norma E.060 nos indica que el mínimo espesor para un muro estructural debe ser 1/25 la altura del muro. En nuestro caso, el muro estructural es de 15 cm por lo que cumple con el mínimo especificado.

Calculamos el V_n :

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

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{210} \times 285 \times 15$$

$$\mathbf{V_n = 161.07 \text{ tnf}}$$

Verificando que $V_u \leq \phi V_n$, se tiene:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$30.76 \leq 0.85 \times 161.07$$

$$\mathbf{30.76 \leq 136.91}$$

Calculando V_s :

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\mathbf{V_s = 128.24 \text{ tn}}$$

Cálculo de la resistencia al corte del concreto, según la E.060 se tiene:

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

Dónde: $\alpha_c = 0.80$ si $h_m/l_m \leq 1.5$ y $\alpha_c = 0.53$ si $h_m/l_m \geq 2$. En nuestro caso se tiene que $\alpha_c = 0.53$. Entonces reemplazando en V_c , se tiene:

$$V_c = 285 \times 15 \times 0.53 \times \sqrt{210}$$

$$\mathbf{V_c = 32.83 \text{ tnf}}$$

Verificamos que:

$$V_u > 0.27 \sqrt{f'_c} A_{cw}$$

$$V_u > 0.27 \sqrt{210} \times 285 \times 15$$

$$\mathbf{30.76 > 16.73 \text{ tnf}}$$

Al cumplirse con esto, entonces se debe colocar refuerzo horizontal y vertical por cortante, considerando que la cuantía horizontal y vertical mínima sea igual a 0.0025.

Calculando el acero en los elementos de borde del muro estructural, se tiene lo siguiente:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{80.97 \times 10^5}{15 \times 277.25^2} = 7.02$$

$$\rho = 0.0019$$

$$A_s = 0.0019 \times 15 \times 277.25$$

$$A_s = 7.90 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\phi 1/2''$$

Luego calculando el acero en el alma:

$$A_s = 0.0025 \times 15 \times 100 \text{ (por 1m)}$$

$$A_s = 3.75 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento entre barras:

$$S = \frac{0.71}{3.75} = 0.19 \text{ m}$$

$$\therefore \phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$$

3.11.5. Diseño de Zapata

Para el diseño de la zapata se utilizó las cargas de la columna B-3 de 35x50cm diseñada anteriormente. Esta zapata es de tipo céntrica. A continuación se muestran las cargas de servicio actuantes sobre la zapata.

Tabla 33
Cargas de diseño no factoradas

	P (tnf)	Mxx (tn.m)	Myy (tn.m)
Peso Propio	27.35	0.01	0.26
Carga Muerta	21.56	0.02	0.58
Sobrecarga	8.93	0.01	0.27
SismoXX	1.16	0.05	0.57
SismoYY	7.21	1.06	0.16

Nota: Los valores de P, Mxx y Myy se obtuvieron del programa Etabs.

Se considera para el diseño de la zapata $f'_c=2100 \text{ tn/m}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. El esfuerzo admisible del terreno se considera como 42 tn/m^2 . Las secciones de la columna son $b=35\text{cm}$ y $h=50\text{cm}$. Se considera una altura para la zapata de $h_z=60\text{cm}$.

Dimensionamiento de la zapata

$$A \geq \frac{1.05(57.84)}{0.9 * 42}$$

$$A \geq 1.61 \text{ m}^2$$

Calculando los lados de la zapata:

$$B = \sqrt{1.61} = 1.30 \text{ m}$$

$$L = 1.30 - 0.35 + 0.50 = 1.45 \text{ m}$$

Por tanteo vamos a considerar B=1.70m y L=1.85m, por lo tanto, el área real de la zapata considerada para el diseño será de Ar=3.15 m². Se tiene un valor de m=0.675.

Cálculo de esfuerzos

$$\sigma_1 = \frac{1.05(P_{CM} + P_{CV})}{A_r} + \frac{6(M_{CMx} + M_{CVx})}{BL^2} + \frac{6(M_{CMY} + M_{CVY})}{LB^2} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_1 = \frac{1.05(57.84)}{3.15} + \frac{6(0.04)}{1.7 \times 1.85^2} + \frac{6(1.11)}{1.85 \times 1.7^2} \leq 42 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_1 = 20.60 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \leq 42 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{1.05(P_{CM} + P_{CV} + P_{CSx})}{A_r} + \frac{6(M_{CMx} + M_{CVx} + M_{CSx})}{BL^2} + \frac{6(M_{CMY} + M_{CVY})}{LB^2} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_2 = \frac{1.05(57.84 + 1.16)}{3.15} + \frac{6(0.04 + 0.05)}{1.7 \times 1.85^2} + \frac{6(1.11)}{1.85 \times 1.7^2} \leq 42 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = 21.04 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \leq 42 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{1.05(P_{CM} + P_{CV} + P_{CSx})}{A_r} + \frac{6(M_{CMx} + M_{CVx} + M_{CSx})}{BL^2} + \frac{6(M_{CMY} + M_{CVY})}{LB^2} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_3 = \frac{1.05(57.84 + 7.21)}{3.15} + \frac{6(0.04)}{1.7 \times 1.85^2} + \frac{6(1.11 + 0.16)}{1.85 \times 1.7^2} \leq 42 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_3 = 23.18 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \leq 42 \text{ tn/m}^2$$

Calculando los esfuerzos últimos:

$$\sigma_{u1} = 1.60\sigma_1 = 1.60 \times 20.60 = 32.96 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{u2} = 1.25\sigma_2 = 1.25 \times 21.04 = 26.30 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{u3} = 1.25\sigma_3 = 1.25 \times 23.18 = 28.98 \text{ tn/m}^2$$

Verificación por Punzonamiento

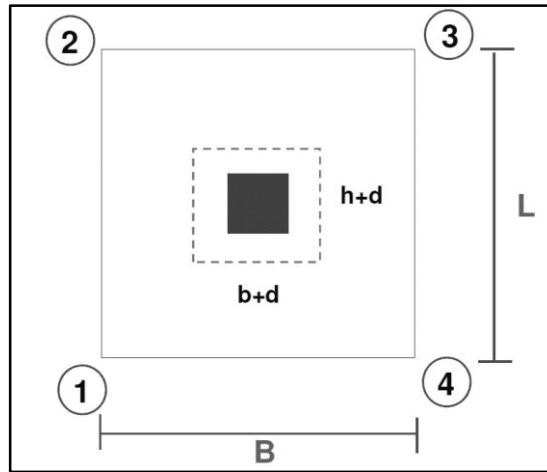


Figura 34: Parámetros para la verificación por Punzonamiento.

El peralte efectivo está dado como $d = h_z - 10 \text{ cm} = 60 - 10$, entonces $d = 50 \text{ cm}$

Perímetro $b_o = 2(b+d) + 2(h+d) = 2(0.35 + 0.50)$, entonces $b_o = 3.70 \text{ m}$.

El A_o de Punzonamiento es $A_o = (b+d)(h+d) = (0.35 + 0.5)(0.5 + 0.5)$, entonces $A_o = 0.85 \text{ m}^2$.

El Punzonamiento va a ocasionar la carga última. Entonces se halla V_u como:

$$V_u = \sigma_u (A_z - A_o)$$

$$V_u = 32.96(3.15 - 0.85)$$

$$\mathbf{V_u = 75.63 \text{ tn/m}^2}$$

Luego de calcular V_u se tiene que verificar que $V_u \leq \phi V_c$:

$$V_{c1} = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_{c2} = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_{c3} = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d$$

De estas tres expresiones se elige el menor. Para $\beta_c = h/d$, $\phi = 0.85$ y $\alpha_s = 40$ cuando la zapata es centrada. Resolviendo las tres expresiones, se tiene que:

$$V_{c1} = 107.84 \text{ tnf}$$

$$V_{c2} = 169.51 \text{ tnf}$$

$$\mathbf{V_{c3} = 89.86 \text{ tnf}}$$

Teniendo así que $V_u \leq \phi V_c = 75.63 \leq 76.38$.

Verificación por fuerza cortante

Calculando el cortante último a una distancia "d" del apoyo, se tiene:

$$V_{ud} = \sigma_u(m - d)$$

$$V_{ud} = 32.96(0.675 - 0.50)$$

$$V_{ud} = 5.77 \text{ tnf}$$

Calculando la resistencia al corte del concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \beta d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{2100} \times 1.43 \times 0.5$$

$$V_c = 17.35 \text{ tnf}$$

Se busca cumplir que $V_{ud} \leq \phi V_c$, por lo que se tiene que: $5.77 \leq 14.75$

Verificación por flexión

Se calcula un momento último, como:

$$M_u = \frac{\sigma_u B m^2}{2}$$

$$M_u = \frac{32.96 \times 1.7 \times 0.675^2}{2}$$

$$M_u = 12.76 \text{ tn.m}$$

Se considera una cuantía mínima de 0.0018. Considerando esto, se calcula el Area de acero $A_s = \rho B d = 15.30 \text{ cm}^2$. Se considerarán varillas de 5/8". La separación de las varillas está dado por $S = A_s \text{ a usar} / A_s \text{ calculado}$ entonces $S = 100 \times 2.0 / 15.30$, lo que nos da una separación entre varillas de 15cm.

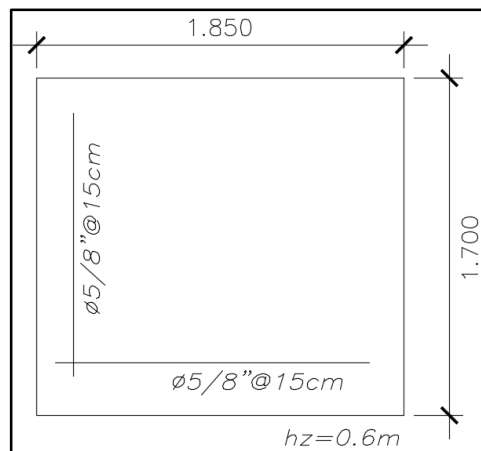


Figura 35: Detalle de acero de refuerzo en la zapata

CAPITULO IV

Análisis Comparativo y Discusión de Resultados

4.1. Resumen de las normas estudiadas

La primera parte del presente trabajo considera estudiar y revisar las diferencias entre las normas peruana y chilena. Se han revisado y mencionado los principales aspectos de cada norma, para entender su metodología y conocer sus diferencias entre ellas en la aplicación del análisis modal espectral a un edificio multifamiliar de concreto armado. Se resume lo siguiente:

- Los **factores de zonificación** que se utilizaron fueron los de la zona costera para ambos países. Para Perú la zona 4 con $Z=0.45$ y para Chile se utilizó el valor de la aceleración efectiva en función de la gravedad $A_0=0.40g$ correspondiente a la zona 3.
- Con respecto a los **factores de uso**, ya que el edificio se ha considerado como de uso multifamiliar, para Perú el factor de uso es $U=1$ considerado en la categoría C.
Para Chile, la edificación multifamiliar se encuentra en la categoría II con factor de importancia $I=1.0$.
- Para los **tipos de suelo** se consideraron suelos similares. Para Perú se ha considerado un Suelo de tipo $S_I=1.0$, suelos muy rígidos, que conlleva los siguientes periodos correspondientes a la zona 4, como: $T_p=0.40$ y $T_L=2.50$.
Para Chile se consideró un Suelo de Tipo B, suelo muy denso o muy firme, que conlleva los siguientes parámetros: $S=1$, $T_0=0.3$, $T'=0.35$, $n=1.33$ y $p=1.5$.
- Para el **factor de reducción R**, se ha considerado para Perú $R_0=7$, para un sistema estructural tipo dual de concreto armado. Al tener la edificación irregularidad en planta, se ha considerado un factor $I_p=0.75$ el cual se multiplica con el factor R para obtener el factor de reducción de fuerzas sísmicas igual a $R=5.25$ para ambas direcciones del análisis. En cambio para Chile, primero, se ha elegido un factor de modificación de respuesta $R_0=11$, para sistema estructural tipo dual de hormigón armado, el cual se utiliza para el análisis modal espectral. Segundo, este

factor es utilizado también en el cálculo del factor de reducción R^* . Este factor $R^*_x= 4.80$ para la dirección de análisis X-X y $R^*_y=6.33$ para la dirección de análisis Y-Y. en comparación con la norma peruana que se basa en la irregularidad de la estructura para obtener el factor R final, Chile utiliza el periodo T natural de vibración de la estructura, para obtener su factor de reducción final R^* .

- Para el cálculo del **factor de amplificación sísmica**, en la norma peruana se utilizan rangos descritos en el punto 2.5 de acuerdo a los periodos T_p y T_L , donde $C = 2.50$ para ambas direcciones del análisis sísmico.

Para Chile, este factor se calcula por una fórmula descrita en el punto 2.5, la cual no sugiere un rango de evaluación según el periodo como lo estipula la norma peruana, sino que se calcula mediante un fórmula la cual depende de los factores del suelo (T_0 y ρ) y de los periodos n .

A continuación se presenta un resumen de las normas de Perú y Chile.

Tabla 34
Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente (2016)

	Parámetros	Fórmulas	Observaciones				
			Zona	Z (g)			
Parámetros Sísmicos	Factor de Zona	Z	4	0.45			
			3	0.35			
			2	0.25			
			1	0.1			
	Factor de Suelo	S		Z4	Z3	Z2	Z1
			S0	0.8	0.8	0.8	0.8
			S1	1	1	1	1
			S2	1.05	1.15	1.2	1.6
			S3	1.1	1.2	1.4	2
	Períodos	Tp y TL		S0	S1	S2	S3
			Tp	0.3	0.4	0.6	1
			TL	3	2.5	2	1.6
	Coeficiente de Amplificación Sísmica	$C = 2.5$	$T < T_p$				
		$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$	$T_p < T < T_L$				
		$C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right)$	$T > T_L$				
	Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso	U	Categoría	Edificaciones	Uso		
			A	Edificaciones Esenciales	1.5		
B			Edificaciones Importantes	1.3			
		Categoría	Edificaciones Comunes	1			
Coeficiente Básico de Reducción	Ro	Sistema Estructural			Ro		
		Concreto Armado					
		Pórticos			8		
		Dual			7		
		De Muros Estructurales			6		
		MDL			4		

Parámetros Sísmicos	Irregularidades Estructurales en Altura	Ia	<i>Tipo</i>	<i>Factor Ia</i>
			Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	0.75
			Irregularidad Extrema de Rigidez	0.5
			Irregularidad de Masa o peso	0.9
			Irregularidad Geométrica Vertical	0.9
			Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.8
			Irregularidad extrema en los Sistemas Resistentes	0.8
	Irregularidades Estructurales en Planta	Ip	<i>Tipo</i>	<i>Factor Ia</i>
			Irregularidad Torsional	0.75
			Irregularidad Torsional Extrema	0.6
			Esquinas Entrantes	0.9
			Discontinuidad del Diafragma	0.85
	Sistemas no Paralelos	0.9		
Coefficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas	R	R = Ro * Ia * Ip		
Análisis Estático	Fuerza Cortante en la Base	$V = \frac{ZUCS}{R} * P$	$\frac{C}{R} \geq 0.125$	
	Período Fundamental de Vibración	$T = \frac{h_n}{C_T}$	Pórticos	$C_T = 35$
			Pórticos y Cajas de Ascensor	$C_T = 45$
			Muros de Corte	$C_T \neq 60$
Análisis Dinámico	Aceleración Espectral	$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$		

Tabla 35
Norma Chilena 433.Of1996 Modificada en 2012 Diseño Sísmico de Edificios

	Parámetros	Fórmulas	Observaciones					
Parámetros Sísmicos	Factor de Zona	A _o	Zona		A _o			
			1		0.20g			
			2		0.30g			
			3		0.40g			
	Factor de Suelo	S	Suelo	S	T _o (s)	T' (s)	n	p
			A	0.9	0.15	0.2	1	2
			B	1	0.3	0.35	1.33	1.5
			C	1.05	0.4	0.45	1.4	1.6
			D	1.2	0.75	0.85	1.8	1
	E	1.3	1.2	1.35	1.8	1		
Coeficiente Sísmico	$C = \frac{2.75SA_o}{gR} \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n$	$C \geq \frac{A_o S}{6g}$						
		$C_{max} = 0.35 \frac{SA_o}{g}$ Si R=7 (Concreto)						
Categoría de Ocupación de Edificios	I	Categoría	Edificaciones		Uso			
		I	Inst. Agrícolas, inst. provisionarias, inst. de almacenaje.		0.6			
		II	Edificios de habitación privada o uso público.		1			
		III	Bibliotecas, museos, estadios, cárceles, etc.		1.2			
IV	Cuarteles de policía, radioemisoras, plantas de agua potable.		1.2					
Factor de Modificación de Respuesta	R, R _o	Sistema Estructural		R	R _o			
		Hormigón Armado		7	11			
Análisis Estático	Esfuerzo de Corte Basal	$Q_o = CIP$	P = Peso de la Estructura					
	Período de Vibración	T*	Debe calcularse mediante un procedimiento fundamentado					
Análisis Dinámico	Aceleración Espectral	$S_a = \frac{SA_o \alpha}{\left(\frac{R^*}{T}\right)}$						
	Factor de amplificación α	$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3}$	T _n = periodo de vibración del modo n T _o , p = parámetros relativos al tipo de suelo de fundación					
	Factor de reducción R*	$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10T_o + \frac{T^*}{R_o}}$	T* = período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis					

4.2. Modelamiento de la estructura de edificación multifamiliar en Etabs

En este apartado se pretende mostrar el modelamiento de la estructura en el programa Etabs, y mostrar las deformaciones y desplazamientos calculados mediante este programa.

Primero, se ingresaron los datos correspondientes a las propiedades de los materiales utilizados en la estructura, que serían el concreto armado. Las propiedades de los materiales están descritas en el punto 3.1.2 del presente trabajo, están se ingresaron en el opción *Define/Material Properties* de la barra de herramientas superior del programa Etabs.

Segundo, se ingresaron los datos geométricos de las columnas y vigas, los tipos de losas aligeradas y los muros de corte. En la opción *Define/Section Properties/Frame Sections* para lo que son las columnas y vigas, *Slab Section* para losas aligeradas y losas macizas y *Wall Sections* para los muros de concreto armado.

Tercero, con los datos ingresados anteriormente, se modeló la estructura, y se asignaron diafragmas rígidos tipo Joints y Shell, en cada nivel.

Cuarto, para el cálculo automático de la masa de la estructura, para posteriormente obtener el peso de la misma, se ingresaron los datos en la opción *Define/Mass Source* de la siguiente manera:

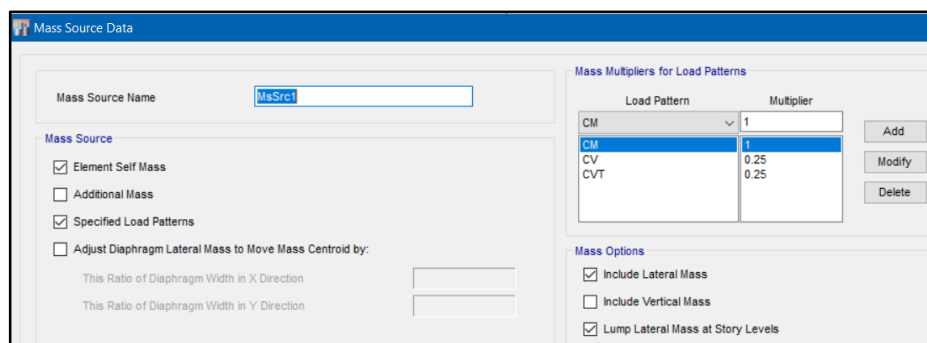


Figura 36: Datos para el cálculo del peso sísmico. Fuente Etbas.

En la imagen anterior se observa que, se ha considerado *element self mass* para que el programa reconozca el peso mismo de la estructura y *specified load patterns* para que considere las cargas estáticas (cargas muertas y sobrecargas). en la parte superior derecha se ingresa los valores del peso sísmico considerado en las normas, esto es, para carga muerta 1 que

equivaldría al 100%, sobrecarga 0.25 que equivaldría al 25% por edificio para uso vivienda y se le ha agregado un 25% de sobrecarga en el techo.

Quinto, se ingresaron los modos de vibración de la estructura en la opción *Define/Modal Cases*. Se han considerado 12 modos de vibración, 3 grados de libertad por cada nivel. Se muestra a continuación los datos ingresados en Etabs.

Figura 37: Datos para el cálculo de los modos de vibración. Fuente Etabas.

Sexto, se ingresaron los patrones de carga en la opción *Define/Load Patterns*. Se consideró la opción DEAD para el peso muerto de la estructura, CM para las cargas muertas consideradas como 450 kg/m² en los entrepisos y 400 kg/m² en el techo, CV para la sobrecarga aplicada en los entrepisos de 200 kg/m², y finalmente CVT la sobrecarga que se le aplicará al techo de 100 kg/m². En la columna *self weight multiplier* se considera Dead=1 para que el programa calcule su peso muerto y en CM, CV y CVT iguales a 0, porque se ingresarán esos datos manualmente. En la siguiente imagen se observa los datos ingresados:

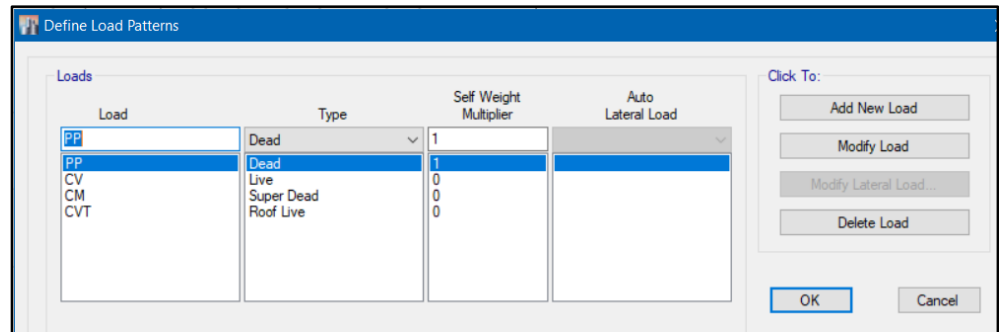


Figura 38: Datos ingresados para los patrones de carga. Fuente Etbas.

Para la Norma E.030

Séptimo, se ingresó el espectro de diseño calculado con los parámetros de la norma E.30 en la opción *Define/Functios/Response Spectrum*. El espectro calculado se detalla en el punto 3.2.12 del presente trabajo. A continuación se muestra los datos ingresados en Etbas:

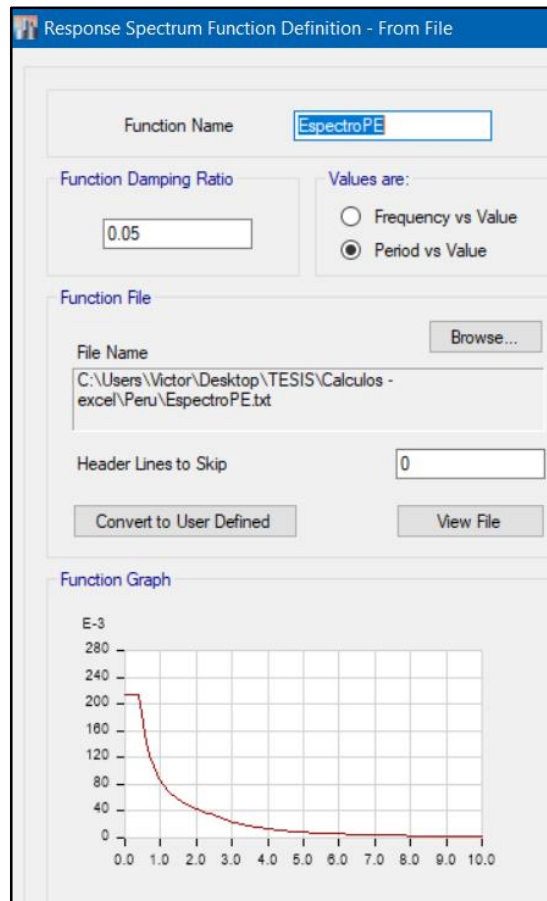


Figura 39: Ingreso de espectro de diseño E.030. Fuente Etbas

Para la Norma NCh433

Octavo, se ingresó de la misma manera el espectro de diseño con los pasos indicados en el anterior punto. En el punto 3.3.8 se detalla el cálculo del espectro de diseño con la norma chilena. A continuación se muestra los datos ingresados en Etabs, son dos espectros de diseño, uno para la dirección de análisis X-X y otro para la dirección de análisis Y-Y.

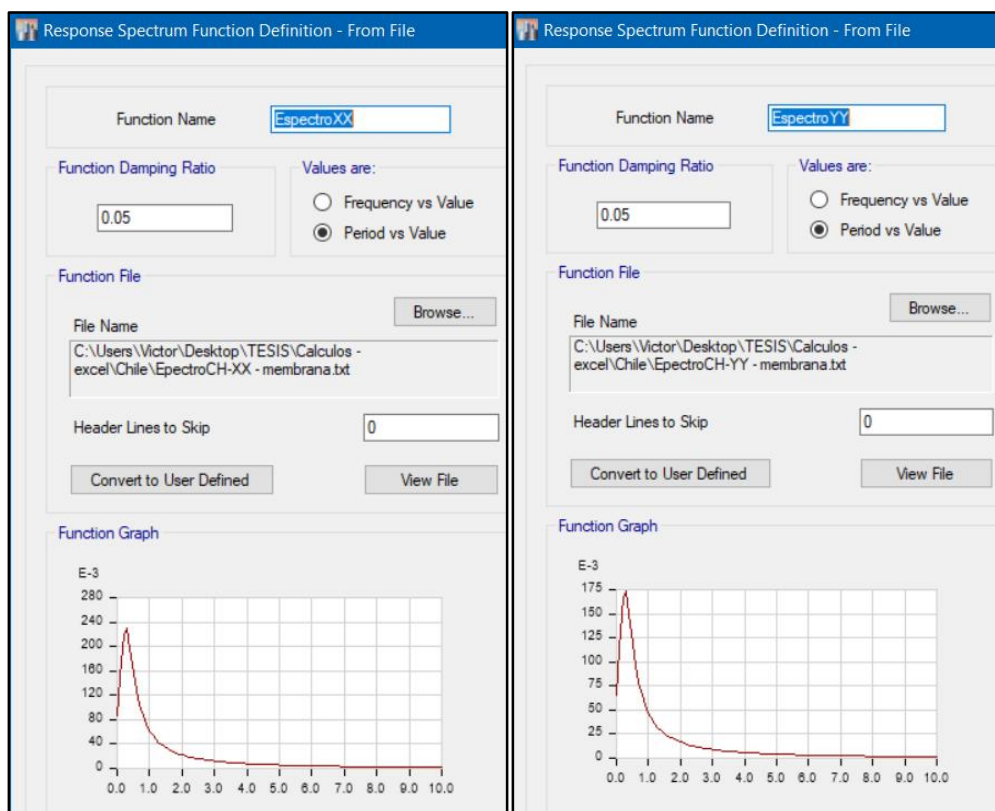


Figura 40: Ingreso de espectro de diseño NCh433. Fuente Etbas.

Noveno, se muestra el modelamiento de la estructura en ambas direcciones X-X e Y-Y. Los elementos Frame, columnas y vigas, están de color azul, los elementos Shell que correspondería a los muros de concreto armado en color rojo y los elementos de losa aligerada y losa maciza en color gris.

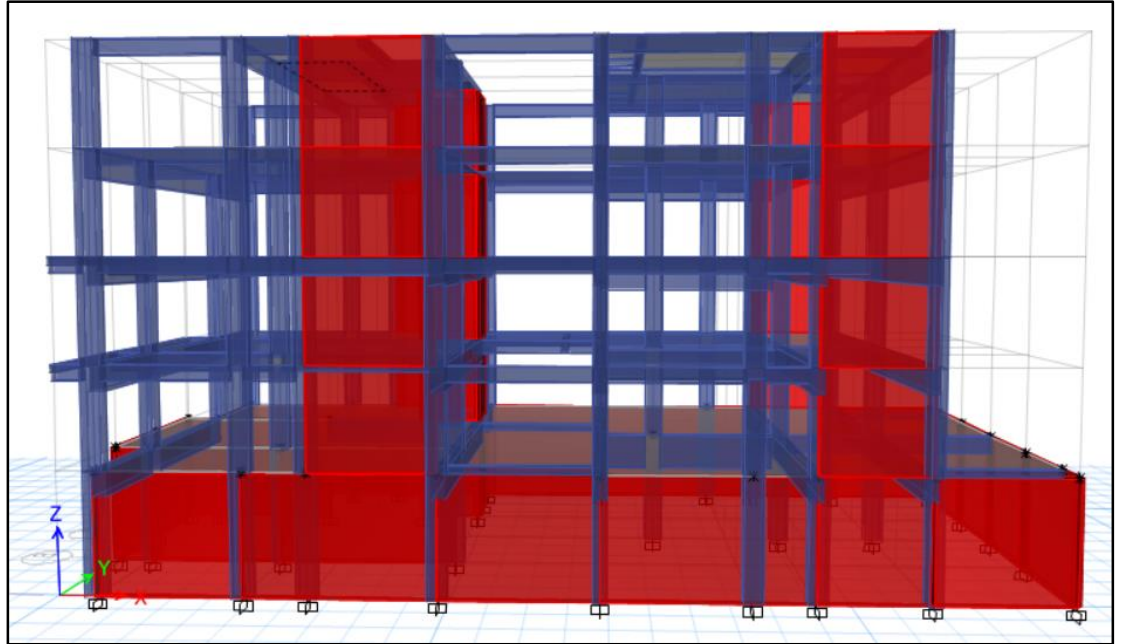


Figura 41: Modelamiento de la estructura. Vista eje X-X. Fuente Etbas.

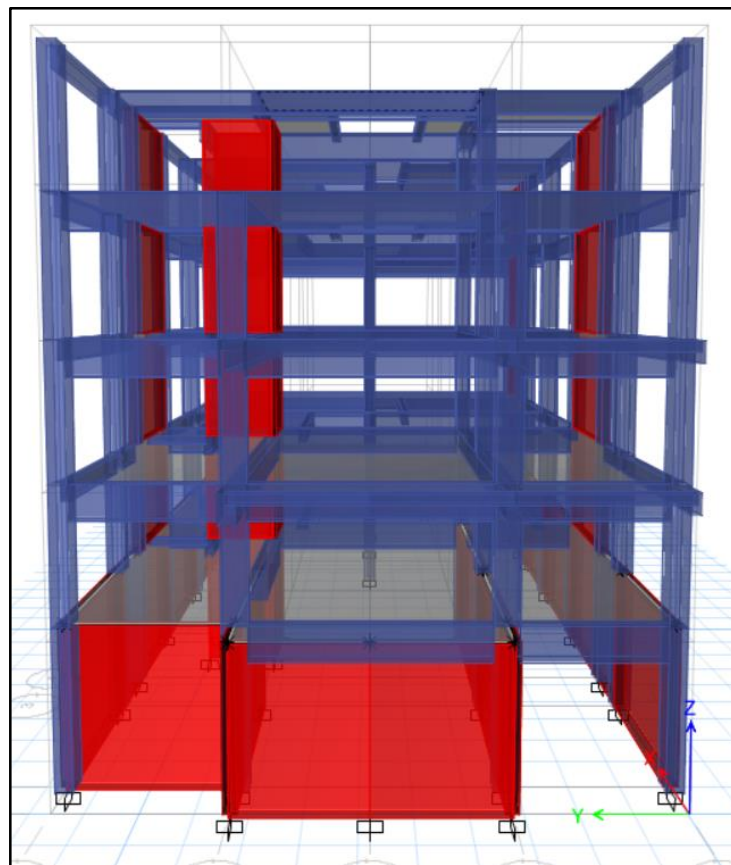


Figura 42: Modelamiento de la estructura. Vista eje Y-Y. Fuente Etbas.

4.3. Resultados del análisis sísmico

A continuación se analizan los espectros de diseño calculados tanto para la norma E.030 y la norma NCh433.

Espectros de diseño

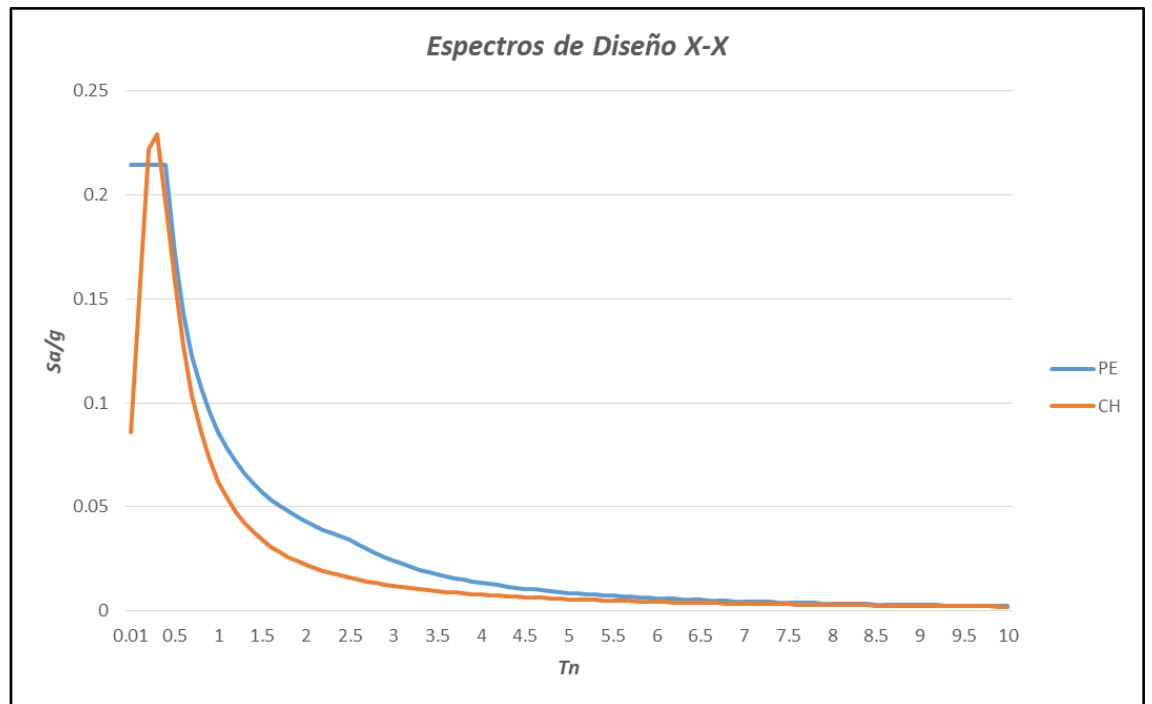


Figura 43: Espectros de diseño para la dirección de análisis X-X de la norma peruana y chilena. Fuente propia.

El mayor valor para el espectro de diseño según la norma peruana es de 0.2143s.

El mayor valor para el espectro de diseño según la norma chilena es de 0.2293s.

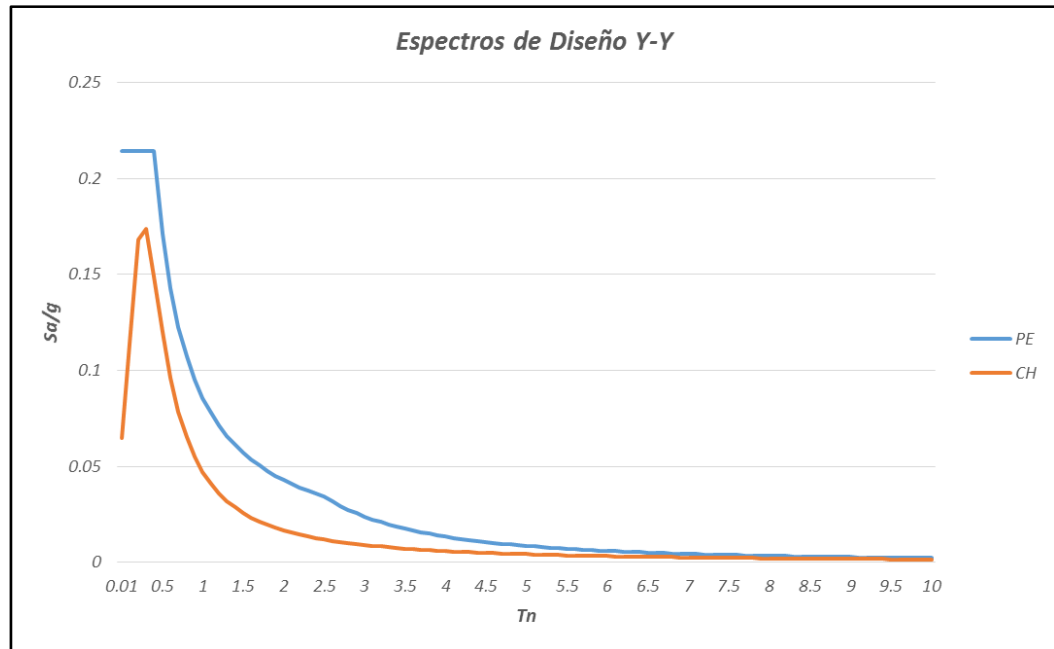


Figura 44: Espectros de diseño para la dirección de análisis Y-Y de la norma peruana y chilena. Fuente propia.

El mayor valor para el espectro de diseño según la norma peruana es de 0.2143s.

El mayor valor para el espectro de diseño según la norma chilena es de 0.1738s.

De estos resultados se puede observar que los valores del espectro en la dirección en X-X son cercanos (con una diferencia del 0.93%). Para los resultados en la dirección Y-Y hay una diferencia del 1.23%. Para explicar estos valores (máximos valores de cada espectro) tenemos que recordar las diferencias que hay en la generación del espectro de diseño según cada norma. La norma peruana incluye irregularidades en planta y altura de la estructura, y estos afectan al factor de reducción de fuerzas sísmicas utilizado en el espectro de diseño. En cambio, para generar el espectro de diseño con la norma chilena, ésta se basa en el periodo fundamental de la estructura así como los parámetros del suelo. Ésta sería la diferencia principal entre estas normas para generar las pseudo aceleraciones. La norma chilena no aplica factores de irregularidades que afecten su factor de reducción de fuerzas sísmicas utilizado en la fórmula para generar el espectro, sino que el factor de reducción de fuerzas sísmicas depende del mayor periodo de la estructura y

del factor de modificación de respuesta según el sistema estructural y tipo de material a utilizarse en la estructura.

Dicho esto, el valor en la meseta del espectro con la norma peruana es constante (0.2143s) para las dos direcciones del análisis sísmico, ya que en la fórmula para la generación del espectro no se utiliza el periodo fundamental de la estructura, por lo tanto, ese valor es considerado como la mayor pseudo aceleración inducida en cada dirección del análisis sísmico para la estructura.

Desplazamientos laterales

A continuación se muestran los máximos desplazamientos laterales de cada entrepiso:

- **Según la norma peruana E.030**, se obtiene un máximo desplazamiento lateral de entrepiso de 0.002857m en el último nivel (azotea) en la dirección de análisis X-X, al cual se le multiplica por el factor de reducción de las fuerzas sísmicas $R_x=5.25$, por ser una estructura irregular se obtiene un desplazamiento lateral máximo de 1.50 cm. Para la dirección de análisis Y-Y se obtuvo un máximo desplazamiento lateral de 0.009271m en el último nivel (azotea), multiplicando este valor por el factor de reducción de las fuerzas sísmicas $R_y=5.25$ por ser una estructura irregular, se obtiene un desplazamiento lateral máximo de 4.87cm..

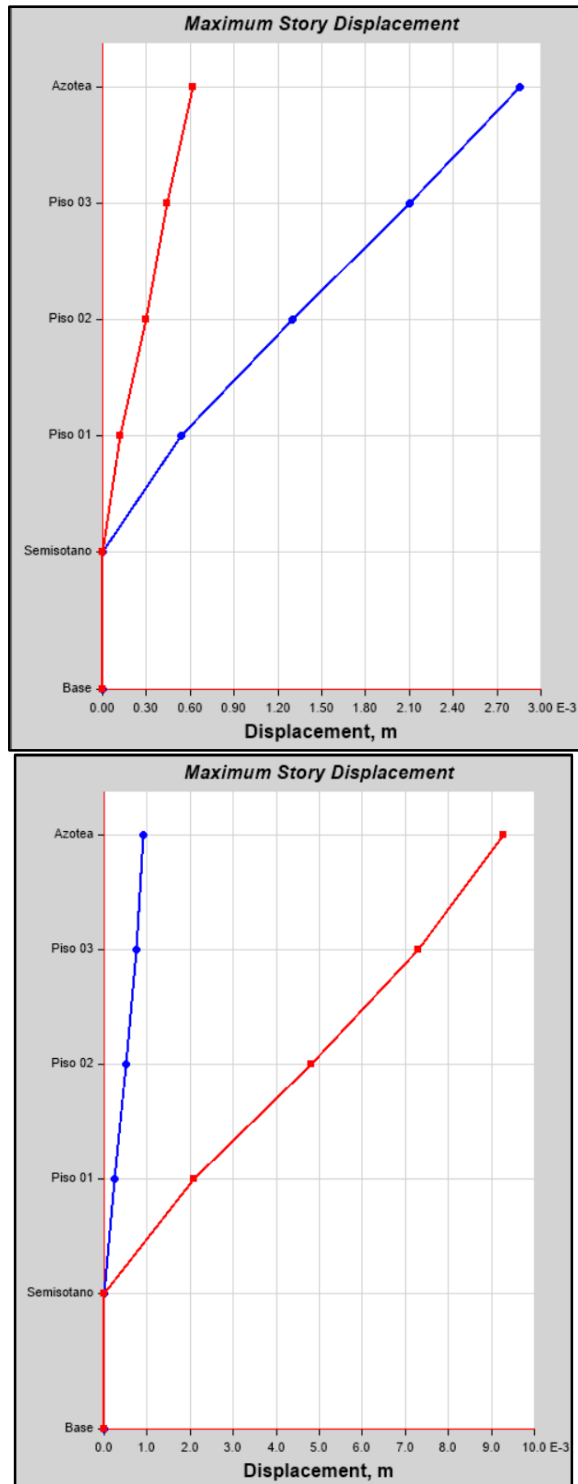


Figura 45: Se muestra la figura de la izquierda los desplazamientos laterales en la dirección X-X y en la figura de la derecha los desplazamientos en la dirección Y-Y.

Fuente Etabs/Display/Story Response Plots/Maxi Stroy Displ. Norma E.030.

- **Según la norma chilena NCh433**, se obtiene un desplazamiento lateral de entrecapota de 0.002406m en el último nivel (azotea) en la dirección de análisis X-X, siendo este su desplazamiento relativo igual a 0.0006. Para la dirección de análisis Y-Y se obtuvo un máximo desplazamiento lateral de 0.006681m en el último nivel (azotea), siendo este su desplazamiento relativo igual a 0.0014. El límite establecido para calcular estos desplazamientos laterales elásticos no debe exceder en más de $0.001h$ al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas (ver siguiente punto de derivas de entrecapota con la norma chilena), en que h es la altura de entrecapota.

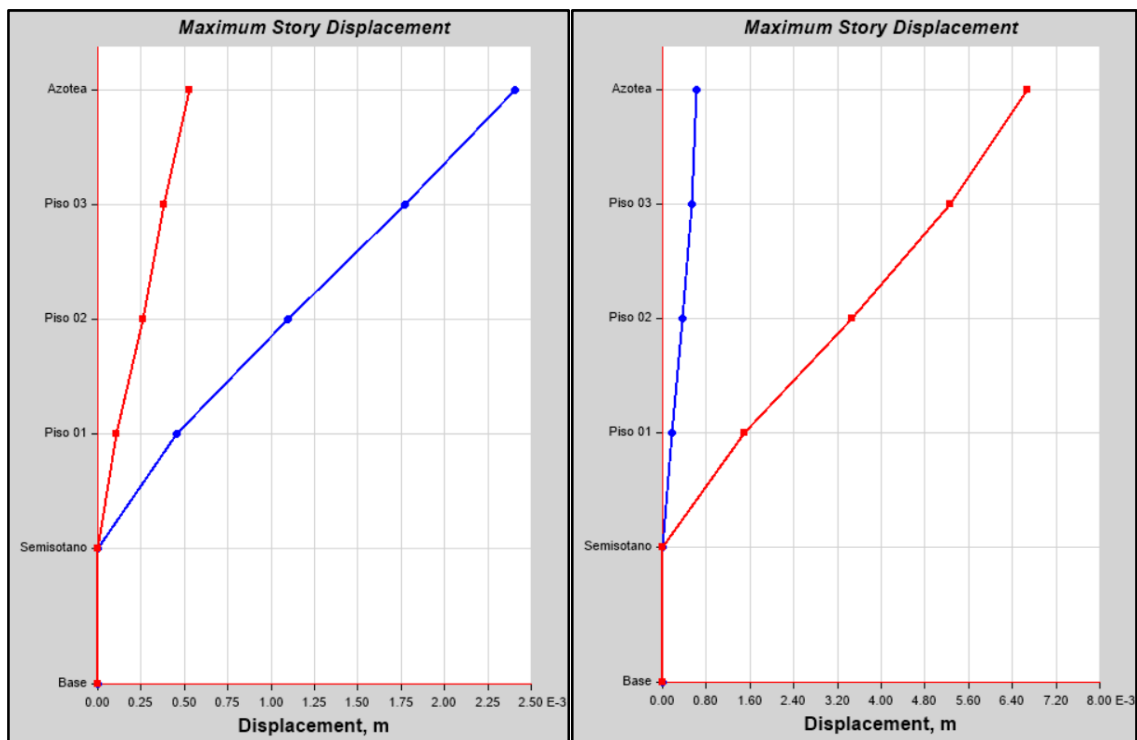


Figura 46: Se muestra la figura de la izquierda los desplazamientos laterales en la dirección X-X y en la figura de la derecha los desplazamientos en la dirección Y-Y.
Fuente: Etabs/Display/Story Response Plots/Maxi Stroy Displ. Norma NCh433.

Se entiende que la norma peruana obtiene resultados de desplazamientos inelásticos, mientras que la norma chilena obtiene resultados de desplazamientos elásticos.

Derivas de entrepiso

En las siguientes figuras se presentan las derivas de entrepiso obtenidas por el análisis sísmico modal espectral en cada dirección de análisis X-X e Y-Y.

- **Para la Norma Técnica de Edificaciones Peruana (2016) E.030** se muestra que la mayor deriva ocurre en el Piso 03 del edificio, siendo este valor de 0.000299 en la dirección de análisis X-X, multiplicándolo por factor de reducción de las fuerzas sísmicas $R_x=5.25$ resulta 0.001570. Para la dirección de análisis Y-Y, el máximo valor de la deriva ocurre en el Piso 02 siendo de 0.001014, multiplicándolo por el factor de reducción de las fuerzas sísmicas $R_y=5.25$ resulta un valor de 0.005324. Estos valores no exceden el límite establecido por la norma peruana de 0.007 para sistemas estructurales que estén compuestos de concreto armado.

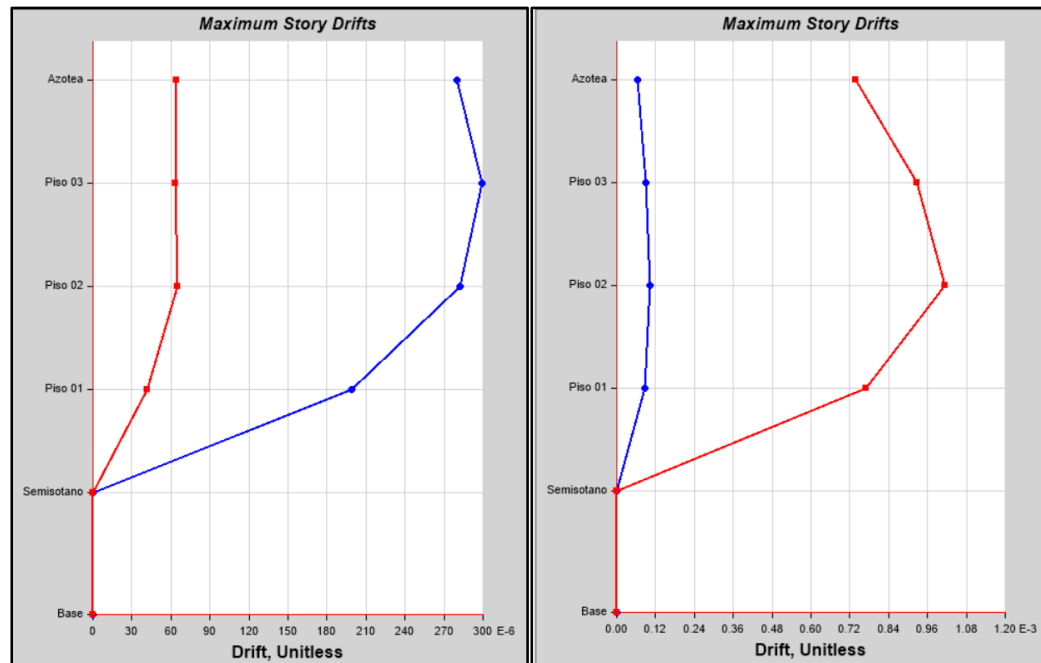


Figura 47: Se muestra la figura de la izquierda las derivas de entrepiso en la dirección X-X y en la figura de la derecha las derivas de entrepiso en la dirección Y-Y. Fuente Etabs/Display/Story Response Plots/Maxi Stroy Displ. Norma E.030.

- **Según la norma chilena NCh433**, se muestran en las imágenes siguientes las derivas de entrepiso. En la dirección de análisis X-X el máximo valor de la deriva ocurre en el Piso 03 siendo este valor de

0.000251 en la dirección de análisis X-X. La deriva máxima en la dirección Y-Y es de 0.000731 y ocurre en el Piso 02. Estos resultados son obtenidos del programa Etabs. La norma chilena, nos indica que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002 (en nuestro caso es igual a 0.0054). Por lo tanto, el mayor desplazamiento elástico calculado desde el centro de masas en la dirección X-X es de 0.0021m y su desplazamiento relativo es de 0.0006; y en la dirección Y-Y es de 0.005882m y su desplazamiento relativo es de 0.0015. Estos resultados de los desplazamientos relativos elásticos deben ser menores que 0.0054 para las dos direcciones de análisis, por lo que sí cumple con estos requisitos.

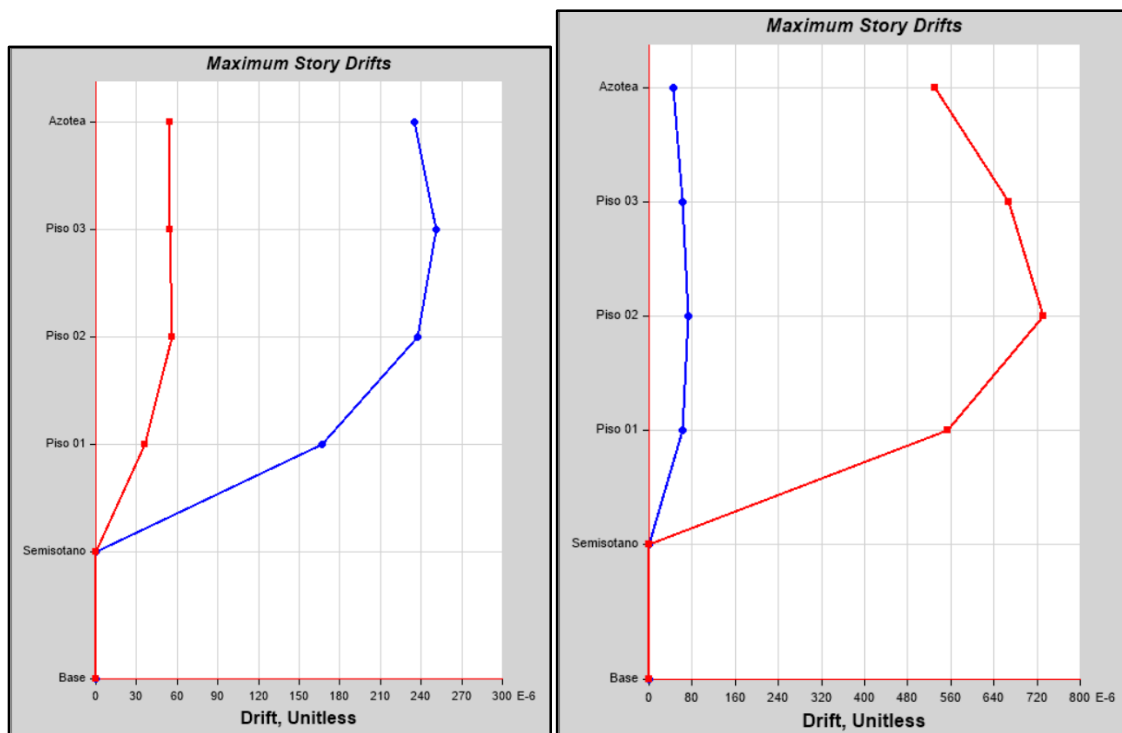


Figura 48: Se muestra la figura de la izquierda las derivas de entrepiso en la dirección X-X y en la figura de la derecha las derivas de entrepiso en la dirección Y-Y. Fuente Etabs/Display/Story Response Plots/Maxi Stroy Displ. Norma NCh433.

Conclusiones y Recomendaciones

1. Se revisó y se estudió detalladamente las normas E.030 y NCh433 para entender su modo aplicación al diseño sísmico modal de una estructura. Se concluye y recomienda lo siguiente:

a) Ambas normas utilizan los parámetros sísmicos siguientes en la generación del espectro de diseño: factor de zona sísmica, tipo de suelo, categoría de la edificación, factor de amplificación sísmica y factor de reducción.

b) La norma chilena utiliza dos factores de modificación de respuesta dependiendo si se realizará un análisis estático o un análisis modal espectral. Para nuestro caso, un edificio de concreto armado con pórticos y/o muros y sistemas arriostrados, $R = 7$ si se realiza un análisis estático y $R_o = 11$ si se realiza un análisis modal espectral. En cambio, para la norma peruana el coeficiente básico de reducción, para un edificio de concreto armado varía según su sistema estructural y no varía si se utiliza para un análisis estático o un análisis modal espectral; por lo tanto, se tiene que $R_o = 8$ para pórticos y $R_o = 7$ para sistema dual (caso de estudio).

Una recomendación con respecto al factor de modificación R , es que la norma peruana debería realizar un estudio de investigación para poder adoptar esta idea que la norma chilena ofrece, de tener un factor R para estructuras menores a 30 m de altura y un factor R_o para estructuras mayores de los 30 m de altura. Esto quiere decir, que se utilice un factor de reducción para cada tipo de análisis, ya sea estático o modal espectral. Al observar estructuras antiguas, diseñadas obviamente con el reglamento anterior al del 2003, se concluye que tales edificaciones antiguas son suficientemente resistentes y aún siguen en pie, después de los fuertes sismos ocurridos en los años 2007 y 2010. Chile, según el Anexo D.5.7.1. de la Norma Chilena Oficial NCh 433.Of1996 Modificada. (2012). también observó estos detalles en sus edificaciones diseñadas con sus reglamentos antiguos, por lo que para proponer un factor R_o compararon esfuerzos de corte basales obtenidos para un conjunto representativo de edificios, idealizados como sistemas de un grado de libertad con periodo igual al del modo fundamental. Se espera que para la norma sísmica peruana E.030 se pueda realizar estos estudios y otros más que sean necesarios para obtener un factor de reducción R más óptimo.

c) La norma chilena considera en su territorio tres zonas sísmicas (Zona 1, 2 y 3), teniendo estas su valor de aceleración efectiva máxima del suelo iguales a 0.20g, 0.30g y 0.40g respectivamente. En cambio, en la norma peruana se consideran cuatro zonas sísmicas (Zona 1, 2, 3 y 4), teniendo éstas sus factores de zonas Z igual a 0.10, 0.25, 0.35 y 0.45 respectivamente. Las zonas con mayor actividad sísmicas tanto en Perú como en Chile se encuentran en las zonas 4 y 3 respectivamente. Estos valores pertenecen a la zona costera de cada país, siendo 0.45 para Perú y 0.40g para Chile.

d) Los factores de Uso de las edificaciones varían según su importancia, teniendo la norma peruana valores más altos que la norma chilena. También cabe mencionar que la norma chilena no considera en su norma sísmica factores de uso cuando los edificios se diseñan con disipadores de energía o aisladores sísmicos, ya que en la norma peruana su factor de uso es igual a 1. Por lo tanto, para edificaciones esenciales los factores de uso para Perú y Chile son de 1.5 y 1.2 respectivamente, para edificaciones importantes de 1.3 y 1.2 respectivamente, para edificaciones comunes de 1.0 y 1.0 respectivamente, para edificaciones no incluidas anteriormente, la norma peruana indica que se debe proveer resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista; en cambio, en la norma chilena indica que se utilice un factor de uso de 0.6.

e) Para los tipos de suelo la norma peruana considera cuatro tipo de suelos y un tipo de suelo en condiciones excepcionales. La norma chilena considera cinco tipos de suelos y un tipo de suelo considerado como Suelos especiales.

f) Para la aplicación del factor de amplificación Sísmica, la norma peruana considera que dicho factor " C " sea como mínimo 2.50 cuando el periodo T_n es menor que el periodo T_p . Si el periodo T_n es mayor que T_p y T_L se aplican las fórmulas establecidas en punto 2.5. En cambio, para la norma chilena, el factor de amplificación sísmica " α " se calcula mediante una fórmula que depende del periodo de vibración del modo n y de los parámetros relativos al tipo de suelo de fundación establecidos en la Tabla 6.

g) Para el factor de reducción de fuerzas sísmicas, en la norma peruana se utiliza lo el factor R que depende del factor de respuesta R_0 y de las irregularidades en planta y altura. En cambio, en la norma chilena, se tiene una

fórmula para hallar el este factor R^* el cual depende del periodo fundamental de la estructura, periodo del suelo T_0 y del factor de respuesta R_0 ($R_0=11$ para análisis dinámico). Nótese la diferencia en el cálculo de este factor de reducción, ya que para la norma peruana depende del tipo de irregularidad (planta o altura) de la estructura y del factor de respuesta, y la para norma chilena depende de los periodos de la estructura misma y del suelo como también del factor de respuesta. La norma chilena es bien conservadora y trata de ser exacta al calcular este factor de reducción. Se vuelve a mencionar, que la norma chilena no indica factores de irregularidad que afecten este factor de respuesta.

Se recomienda para la norma peruana, que pueda optar por la idea planteada por la norma chilena con respecto al cálculo del factor de reducción de las fuerzas sísmicas R . Esto quiere que el factor de reducción de las fuerzas sísmicas dependa también del periodo de vibración T de la estructura sometida a cargas estáticas. Una manera rápida de hallar este periodo es utilizando el programa Etabs. Si bien es cierto, que la norma E.030 utiliza los factores de irregularidad, que son valores que se han asignado a los diferentes tipos de irregularidades que puedan tener las estructuras, se recomienda que se considere la utilización del periodo fundamental de la estructura T en el cálculo del factor de reducción de fuerzas sísmicas R . Este periodo T de la estructura, sería un dato más real con respecto a la respuesta y comportamiento de la estructura ante acciones fuerzas externas.

h) Para las deformaciones sísmicas. Según la norma peruana se establece que las derivas son inelásticas y se tienen límites según el tipo de material. En nuestro caso de estudio, para una estructura de concreto armado la deriva inelástica máxima debe ser menor o igual a 0.007. En cambio, para la norma chilena, las derivas calculadas son elásticas. Si los desplazamientos relativos máximos entre dos pisos consecutivos son medidos en el centro de masas, la deriva no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002; y para los desplazamientos relativos máximos entre dos pisos consecutivos medidos en cualquier punto de la planta, no debe exceder en más de 0.001h al desplazamiento relativo correspondiente en el centro de masas.

2. Se diseñó con éxito el edificio de concreto armado, utilizando el programa ETABS v15.2.2. Se realizaron dos análisis sísmicos, uno con la norma peruana

y otro con la norma chilena. Dentro del análisis dinámico espectral con la norma chilena, se ingresaron dos tipos de espectros, uno para cada dirección de análisis X-X e Y-Y. La estructura tiene los mismos elementos estructurales, mismos dimensionamientos y mismas cargas estáticas aplicadas. La diferencia está en los diferentes espectros analizados y calculados, los cuales se ingresaron al programa ETABS para estudiar los resultados.

3. La norma chilena se basa en desplazamientos elásticos, eso quiere que sus deformaciones y derivas no las multiplica por el factor de reducción R. Por tanto, no es adecuado comparar los resultados de las deformaciones y derivas entre la norma chilena y peruana, ya que la peruana se basa en deformaciones y derivas inelásticas. Por lo que, se han considerado solo las deformaciones y derivas elásticas que se obtuvieron del Etabs. En la dirección de análisis X-X **la máxima deformación lateral elástica** en el último nivel lo tiene la norma peruana con 0.002857 vs 0.002406 de la norma chilena, esto a pesar de, que en el espectro con la norma peruana el pico o la meseta del espectro de diseño es de 0.2143s (para ambas direcciones de análisis X-X e Y-Y) menor al espectro de la norma chilena con 0.2293s en la dirección de análisis X.X y 0.1738s en la dirección Y-Y; ya que se escaló las fuerza sísmica porque no cumplía que el cortante dinámico debía ser mayor que el cortante estático. Y en la dirección de análisis Y-Y la máxima deformación lateral elástica es de parte de la norma peruana con 0.009271m vs 0.006681 de la norma chilena.

Por otro lado, **la deriva máxima elástica de entrepiso** lo tiene la norma peruana con 0.000299 vs 0.000251 de la norma chilena (ambas en el tercer piso) en la dirección de análisis X-X. En la dirección de análisis Y-Y la máxima deriva elástica de entrepiso es por parte de la norma peruana con 0.001014m vs 0.000731m de la norma chilena.

Ambas normas cumplieron con sus límites de deformación, 0.007 para Perú

Podemos concluir entonces que la norma chilena tiene menores valores con respecto a las deformaciones y derivas de entrepiso que la norma peruana. Esto influye en que la estructura no estaría menos sobredimensionada, más ligera y dúctil. Cabe mencionar también que es muy importante el factor de reducción R. Este factor R juega un papel importante al calcular el espectro ya

que si este factor R es muy grande sobredimensionaría la estructura, y si es muy bajo la estructura se diseñaría muy ligera.

Por último, considerar el periodo de vibración de la estructura en la ecuación del factor R^* , para la norma chilena, muestra una ventaja sobre la norma peruana ya que considera el comportamiento real de la estructura en la generación del factor de reducción y por ende, del espectro de diseño. Se recomienda para la norma peruana, poder adoptar este tipo de análisis para generar un espectro de diseño más óptimo.

Referencias

Blanco Blasco, Antonio. (1997). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Perú: Lima.

Norma Técnica de Edificaciones. (2016). E.030 Diseño Sismorresistente. Perú: Lima.

Norma Chilena Oficial NCh 433.Of1996 Modificada. (2012). Diseño Sísmico de Edificios. Chile: Santiago

Gómez Chávez, Salvador. (2007). Análisis Sísmico Moderno – Ética aplicada. México: Editorial Trillas.

Alfaro Ríos, Víctor. (2014). Apuntes de Concreto Armado UPT. Perú: Tacna

Norma Chilena Oficial NCh 433.Of1996 Modificada. (2012). Diseño Sísmico de Edificios. Anexo D.5.7.1. Chile: Santiago

Libros de consulta

Ottazzi Pasino, Gianfranco. (2da Edición). (2015). *Apuntes de Curso Concreto Armado I*. Lima, Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Aguiar Falconí, Roberto. (1ra Edición). (2008) *Análisis Sísmico de Edificios*. Quito, Ecuador. Centro de Investigaciones Científicas.

Bazán y Meli. *Diseño Sísmico de Edificios*, Editorial Limusa.

Wight y MacGregor. *REINFORCED CONCRETE Mechanics and Design*. (6ta Edición). (2012). PEARSON.

Andrade Insúa, Luis. (2004). *Control de las derivas en las Normas de Diseño Sismorresistente*. (Tesis de pregrado). Recuperado de tesis.pucp.edu.pe/repositorio.

Navarrete Gonzáles, Jorge. (2005). *Diseño en Hormigón Armado de un Edificio con un Ala en Voladizo*. (Tesis de pregrado). Recuperado de cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2005/bmfcin321/doc/bmfcin321.pdf