



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UAC

TESIS

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA
DE DISTORSIONES DE ENTREPISO - DERIVA Y
FUERZAS CORTANTES DE UNA EDIFICACIÓN DE
CONCRETO ARMADO CON SISTEMA DUAL, MEDIANTE
LOS ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO, APLICADO CON
LA NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE E.030
DEL 2016 Y LA NORMA CHILENA DE DISEÑO SÍSMICO
DE EDIFICIOS NCh 433.of1996 MODIFICADA EN 2012**

Presentado por:

GARCÍA ACURIO, MARIO VLADIMIR

MOSCOSO NIEVES, DARWIN WILBER

**Para optar el Título Profesional de Ingeniero
Civil**

Asesor:

ING. HEINER SOTO FLOREZ

CUSCO, PERÚ

2016



DEDICATORIA

Dedico este trabajo de investigación a Dios sobre todas las cosas, a mi difunto padre Mario Vladimir García Loaiza que me cuida desde el cielo, a mi madre Rosa Acurio Acurio que me da el apoyo, la virtud de seguir y alcanzar mis sueños, a mi hijo Mario Alejandro García Escobedo por ser mi compañero, amigo y la mayor razón que impulsa mi vida y por último y no menos importantes a mis queridos hermanos por su apoyo incondicional, con mucho cariño.

Mario Vladimir Garcia Acurio

Dedico esta tesis a Dios por darme la salud y la fortaleza para lograr este objetivo. A mi padre Wilber Daniel Moscoso Peceros por la muestra de disciplina y perseverancia que siempre ha infundido, velando siempre por mi educación en todo momento. A mi madre Claire Nieves Suarez por sus consejos, sus valores y su amor que siempre me ha demostrado para salir adelante, preocupándose siempre por mi salud a lo largo de mi vida. A mi hermana Marie Moscoso Nieves, por su apoyo emocional y motivacional para terminar esta tesis.

Darwin Wilber Moscoso Nieves



AGRADECIMIENTOS

Los resultados de este trabajo de investigación, están dedicados a todas aquellas personas que, de alguna forma, son parte de su culminación. Nuestros sinceros agradecimientos están dirigidos hacia los docentes de la Universidad Andina del Cusco, quien, con su ayuda desinteresada, nos brindan información relevante, próxima y muy cercana a la realidad de nuestras necesidades. A nuestras familias, por siempre brindarnos su apoyo, tanto sentimental, como económico y no solo estar presente en esta etapa de nuestra vida, sino en todo momento ofreciendo y buscando lo mejor para nuestra persona.

Gracias Dios, gracias padres, hermanos, abuelos, tíos, sobrinos y gracias a la plana de docentes de nuestra querida Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Andina del Cusco.

Mario Vladimir Garcia Acurio

Darwin Wilber Moscoso Nieves



RESUMEN

El presente trabajo de investigación evalúa la nueva Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030 en aspectos importantes de análisis, teniendo en consideración las modificaciones y mejoras que presenta. Esta será comparada con la Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios NCh 433.of1996 modificada en el 2012, que ha sido diseñada para soportar eventos sísmicos severos, presentando parámetros rigurosos, con la cual se podrá resaltar las fortalezas y debilidades frente a la nueva Norma Peruana.

En los capítulos siguientes se da conocimiento a la información que se debe poseer para analizar ambas normas, desde las historia que implican los sismos relacionados a normatividad de la ingeniería sismorresistente en Perú y Chile hasta conceptos básicos de sismología y dinámica estructural, dentro de cada Norma se verán los alcances, factores y parámetros que intervienen en la determinación del espectro de diseño, así como el análisis sísmico dinámico que ambas Normas de Diseño proponen. Luego se comparan los resultados de la respuesta sísmica, desplazamientos laterales, derivas y fuerzas cortantes, en las que se verán las exigencias que cada Norma, llegando a saber si nuestra Norma Peruana en su modificación y mejora de su contenido se proyecta a ser una de las mejores normas de diseño sismorresistente, obteniendo así una perspectiva de nuestra Norma Peruana frente a una Norma Chilena ya consolidada y respaldada por los años frente a sismos severos.

Palabras clave: Diseño Sismorresistente, Espectro de diseño.



ABSTRACT

The present research work evaluates the new Peruvian Norm of Design Seismoresistant E.030 in important analysis aspects, having in consideration the modifications and progress that it presents. This one will be compared with the Chilean Norm of Seismic Design of Buildings NCh 433.of1996 modified in 2012, which has been designed to support severe seismic events, presenting rigorous parameters, with which it will be possible to highlight the fortitude and weaknesses opposite to the new Peruvian Norm.

In the following chapters knowledge happens to the information that it is necessary to possess to analyze both norms, from the history that the earthquakes imply related to normativity of the engineering Seismoresistant in Peru and Chile up to basic concepts of seismology and structural dynamics, inside every Norm there will be seen the scopes, factors and parameters that intervene in the determination of the bogey of design, as well as the dynamic seismic analysis that both Norms of Design propose. Then there are compared the results of the seismic answer, side displacements, leeway and cutting forces, in which the requirements will be seen that every Norm, going so far as to know if our Peruvian Norm in its modification and progress of its content is projected to be one of the best norms of design Seismoresistant, obtaining this way a perspective of our Peruvian Norm opposite to a Chilean Norm already consolidated and endorsed for the years opposite to severe earthquakes.

Keywords: Design Seismoresistant, Design Spectrum.



INTRODUCCIÓN

Nuestro País tiene un crecimiento en su desarrollo de la investigación en la ingeniería sismorresistente, razón por la que al elaborar nuestras normas nos apoyamos de otras, recopilamos datos de países más avanzados y las adaptamos a nuestras condiciones, por esto evaluamos nuestra norma mediante un análisis comparativo de la norma E.030 del 2016 que fue publicada el 24 de enero del 2016 con la norma chilena de diseño sísmico de edificios NCh 433, ya que ellos en su norma colocan parámetros más acorde al lugar de origen y no solamente es la recopilación de normas extranjeras.

La presente investigación está basada en la necesidad de evaluar la norma E.030 que fue actualizada recientemente, debido a que, para lograr un correcto uso, se debe tener presente sus modificaciones, la mejoras que tuvo con su predecesora y la comparación con la norma Chilena que ha sido diseñada para eventos sísmicos severos, que presenta parámetros rigurosos y de esta manera poder resaltar sus puntos a favor para poder reconocer las posibles debilidades de la norma sísmica peruana.



INDICE GENERAL

CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 1

 1.1. Identificación de problema 1

 1.1.1. Descripción del problema 1

 1.2. Formulación interrogativa del problema 1

 1.2.1. Formulación interrogativa del problema general..... 1

 1.2.2. Formulación interrogativa de los problemas específicos 1

 1.3. Justificación e importancia de la investigación 2

 1.3.1. Justificación técnica..... 2

 1.3.2. Justificación social 2

 1.3.3. Justificación por viabilidad 2

 1.3.4. Justificación por relevancia..... 3

 1.4. Limitaciones de la investigación..... 3

 1.4.1. Limitación de la investigación por área de estudio. 3

 1.4.2. Limitación de la investigación por ubicación geográfica. 3

 1.4.3. Limitación de la investigación por acceso a información. 4

 1.5. Objetivo de la investigación. 4

 1.5.1. Objetivo general. 4

 1.5.2. Objetivo Específicos. 4

 1.6. Hipótesis. 5

 1.6.1. Hipótesis general..... 5

 1.6.2. Hipótesis específicas..... 5

 1.7. Definición de variables..... 6

 1.7.1. Desplazamientos laterales..... 6

 1.7.2. Distorsiones de entrepiso - deriva. 6

 1.7.3. Fuerzas cortantes..... 6

 1.7.4. Parámetros de las normas de diseño sismorresistente. 6

 1.8. Operacionalización de variables 6

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO..... 8



- 2.1. Antecedentes de la tesis.....8
 - 2.1.1. Antecedentes a nivel nacional8
 - 2.1.2. Antecedentes a nivel internacional9
- 2.2. Aspectos teóricos pertinentes10
 - 2.2.1. Causas y efectos de los sismos10
 - 2.2.1.1. Principales rasgos tectónicos12
 - 2.2.2. Efectos sísmicos en los edificios12
 - 2.2.2.1. Características de la acción sísmica12
 - 2.2.2.2. Respuesta de los edificios a la acción sísmica.....14
 - 2.2.3. Conceptos de dinámica estructural16
 - 2.2.3.1. Masa, peso y sistema de unidades16
 - 2.2.3.2. Frecuencia y período.....17
 - 2.2.3.3. Rigidez18
 - 2.2.3.4. Amortiguamiento viscoso.19
 - 2.2.3.5. Vibración libre amortiguada.....20
 - 2.2.3.5.1. Amortiguamiento crítico.....21
 - 2.2.4. Grados de Libertad Dinámicos.22
 - 2.2.5. Sistemas lineales de un grado de libertad23
 - 2.2.6. Método del elemento finito.....24
 - 2.2.7. Método de la combinación cuadrática completa (ccc).26
 - 2.2.8. Análisis tridimensional.28
 - 2.2.8.1. Análisis tridimensional con computadora28
 - 2.2.6.1. ETABS V15.230
 - 2.2.9. Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016 y la Norma Chilena de Diseño Sísmico NCh 433.of1996 modificada en el 2012.....32
 - 2.2.9.1. Filosofía y principios de Diseño Sismorresistente - Norma E.030.32
 - 2.2.9.2. Filosofía y principios de Diseño Sismorresistente - NCh 433.32
 - 2.2.9.3. Perfiles de Suelo – E.030.....32
 - 2.2.9.4. Perfiles de Suelo – NCh 433.34



2.2.9.5. Exploración geotécnica asociada a la clasificación sísmica de suelos – Norma E. 030.....36

2.2.9.6. Exploración geotécnica asociada a la clasificación sísmica de suelos – NCh 433.....38

2.2.9.7. Factor de Amplificación Sísmica (C) – E.030.39

2.2.9.8. Factor de amplificación sísmica (C) - NCh 433.39

2.2.9.9. Sistema estructural – Estructuras de Concreto Armado - E.030.40

2.2.9.10. Sistema estructural - Sistemas de muros y otros sistemas arriostrados – NCh 433.41

2.2.9.11. Estimación del peso - Norma E.030.41

2.2.9.12. Estimación del peso - NCh 433.41

2.2.9.13. Procedimientos de Análisis Sísmico - E.03042

2.2.9.14. Procedimientos de Análisis Sísmico – NCh 433.....42

2.2.9.15. Factores de Irregularidad (I_a, I_p) – E.030.....42

2.2.9.16. Restricciones a la Irregularidad – E.030.....45

2.2.9.17. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R – E.030.46

2.2.9.18. Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes46

 2.2.9.18.1. Generalidades – E.030.....46

 2.2.9.18.2. Generalidades – NCh 433.....46

 2.2.9.18.3. Fuerza Cortante en la Base – E.030.....47

 2.2.9.18.4. Fuerza Cortante en la Base – NCh 433.47

 2.2.9.18.5. Período de Vibración – E.030.48

 2.2.9.18.6. Período de Vibración – NCh 433.....48

2.2.9.19. Análisis Sísmico Dinámico49

 2.2.9.19.1. Análisis Modal Espectral – E.030.....49

 2.2.9.19.2. Análisis Modal Espectral – NCh 433.49

 2.2.9.19.3. Modo de Vibración – E.030.....49

 2.2.9.19.4. Modo de Vibración – NCh 433.....49

 2.2.9.19.5. Aceleración Espectral – E.030.....49



- 2.2.9.19.6. Aceleración Espectral – NCh 433.50
- 2.2.9.19.7. Criterios de Combinación – E.030.....50
- 2.2.9.19.8. Criterios de Combinación - NCh 433.....51
- 2.2.9.19.9. Fuerza Cortante Mínima – E.030.52
- 2.2.9.19.10. Determinación de Desplazamientos Laterales – E.030....52
- 2.2.9.19.11. Determinación de Desplazamientos Laterales – NCh 433.
.....52
- 2.2.9.19.12. Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles – E.030.
.....52
- 2.2.9.19.13. Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles - NCh
433.....53
- CAPÍTULO III. METODOLOGÍA.....54
 - 3.1. Metodología de la investigación.....54
 - 3.1.1. Tipo de investigación.....54
 - 3.1.2. Nivel de la investigación54
 - 3.1.3. Método de investigación54
 - 3.2. Diseño de la investigación55
 - 3.2.1. Diseño metodológico55
 - 3.2.2. Diseño de ingeniería.....55
 - 3.3. Población y muestra57
 - 3.3.1. Población.....57
 - 3.3.1.1. Descripción de la población.....57
 - 3.3.1.1. Cuantificación de la población.....57
 - 3.3.2. Muestra.....57
 - 3.3.2.1. Descripción de la muestra57
 - 3.3.2.2. Cuantificación de la muestra58
 - 3.3.2.3. Método de muestreo58
 - 3.3.2.4. Criterios de evaluación de la muestra58
 - 3.3.2.5. Criterios de inclusión58
 - 3.4. Instrumentos58



- 3.4.1. Instrumentos metodológicos58
 - 3.4.1.1. Guías de observación58
 - 3.4.1.1.1. Hoja de cálculo para determinar el espectro de respuesta de la norma de diseño sismo resistente E.30 del 2016 y la norma de diseño sísmico de edificios NCh 433 of 9658
 - 3.4.1.1.1. Hoja de metrado de cargas60
 - 3.4.1.1.2. Formatos de archivos de salida de datos para desplazamientos, fuerzas cortantes62
- 3.4.2. Instrumentos de ingeniería63
 - 3.4.2.1. Guías normativas63
 - 3.4.2.1.1. Reglamento nacional de edificaciones, diseño sismorresistente E.030 del 201663
 - 3.4.2.1.2. Norma chilena de diseño sísmico de edificios NCh 433.of1996 modificada en el 201263
 - 3.4.2.2. Software de ingeniería63
- 3.5. Procedimiento de recolección de datos63
 - 3.5.1. Identificación y comparación de los parámetros de influencia según las normas E.030 del 2016 y la NCh 433.of1996.63
 - 3.5.1.1. Factor de zonificación sísmica “Z” y “A₀”63
 - 3.5.1.1.1. Equipo utilizado64
 - 3.5.1.1.2. Procedimiento64
 - 3.5.1.1.3. Toma de datos64
 - 3.5.1.2. Factor de suelo “s” en ambas normas69
 - 3.5.1.2.1. Equipo utilizado69
 - 3.5.1.2.2. Procedimiento69
 - 3.5.1.2.3. Toma de datos72
 - 3.5.1.3. Categoría de la edificación, factor de uso73
 - 3.5.1.3.1. Equipo utilizado74
 - 3.5.1.3.2. Procedimiento74
 - 3.5.1.3.3. Toma de datos74
 - 3.5.1.4. Periodo fundamental “T”78
 - 3.5.1.4.1. Equipo utilizado78



- 3.5.1.4.2. Procedimiento78
- 3.5.1.4.3. Toma de datos78
- 3.5.1.5. Categoría de la edificación, factor de reducción.....85
 - 3.5.1.5.1. Equipo utilizado86
 - 3.5.1.5.2. Procedimiento86
 - 3.5.1.5.3. Toma de datos87
- 3.5.1.6. Factor de amplificación sísmica “c” y “α”89
 - 3.5.1.6.1. Equipo utilizado89
 - 3.5.1.6.2. Procedimiento89
 - 3.5.1.6.3. Toma de datos90
- 3.6. Procedimiento de análisis de datos91
 - 3.6.1. Verificación de Irregularidad de la Estructura.91
 - 3.6.1.1. Comprobación de irregularidad en altura91
 - 3.6.1.2. Comprobación de irregularidad en planta.....103
 - 3.6.2. Análisis dinámico modal espectral utilizando la norma e. 030 del 2016108
 - 3.6.2.1. Procesamiento108
 - 3.6.2.1.1. Propiedades de Materiales.....109
 - 3.6.2.1.2. Secciones de los elementos estructurales.111
 - 3.6.2.1.3. Diafragma.....112
 - 3.6.2.1.4. Masas Participantes.....112
 - 3.6.2.2. Análisis de procesamiento.....113
 - 3.6.2.2.1. Asignación del Espectro de Respuesta113
 - 3.6.2.2.2. Asignación de Criterios de Combinación.116
 - 3.6.3. Análisis modal espectral utilizando la norma chilena NCh 433 of 1996 modificada en el 2012122
 - 3.6.3.1. Procesamiento122
 - 3.6.3.1.1. Masas Participantes.....122
 - 3.6.3.2. Análisis de procesamiento.....123
 - 3.6.3.2.1. Asignación del Espectro de Respuesta.....123



3.6.3.2.2. Asignación de Criterios de Combinación.	127
CAPÍTULO IV. RESULTADOS.....	129
4.1. Resultados del análisis dinámico modal espectral.....	129
4.1.1. Resultado desplazamientos.....	129
4.1.2. Resultado derivas.....	137
4.1.3. Resultado fuerzas cortantes.....	144
4.1.4. Resultados de espectros de respuesta.....	152
CAPÍTULO V. DISCUSIÓN.....	163
5.1. Contraste de resultados con referentes del marco teórico.....	163
5.2. Interpretación de los resultados encontrados en la investigación.....	163
5.3. Comentarios de la demostración de la hipótesis.....	164
5.4. Aporte de la investigación.....	164
5.5. Incorporación de temas nuevos que se han presentado durante el proceso de la investigación que no estaba considerado dentro de los objetivos de la investigación.	165
GLOSARIO.....	167
CONCLUSIONES.....	170
RECOMENDACIONES.....	172
REFERENCIAS.....	174
ANEXOS.....	175

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1: Operacionalización de Variables.....	7
TABLA 2: Valores máximos del coeficiente sísmico C.....	40
TABLA 3: Irregularidad en Planta.....	43
TABLA 4: Irregularidad en Altura (1).....	44
TABLA 5: Irregularidad en Altura (2).....	45
TABLA 6: Categoría y Regularidad de las Edificaciones.....	46
TABLA 7: Límites para la distorsión del entrepiso.....	53
TABLA 8: Cuadro de ingreso de datos E.030.....	59
TABLA 9: Cuadro de ingreso de datos NCh 433.....	60
TABLA 10: Hoja de Metrado de Carga.....	61
TABLA 11: Hoja de salida de datos.....	62



TABLA 12: Cuadro Comparativo de los Factores de Zona “Z” de cada Norma.64

TABLA 13: Valores de “Z” del Mapa de Isoaceleraciones para la región Cusco.68

TABLA 14: Estratigrafía del Terreno.70

TABLA 15: Relación de profundidad y número de golpes del estrato de suelo.71

TABLA 16: Clasificación de los Perfiles de Suelo.72

TABLA 17: Factor de Suelo “S”.....72

TABLA 18: Periodos “T_P” y “T_L”72

TABLA 19: Clasificación sísmica del terreno de fundación.73

TABLA 20: Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo.73

TABLA 21: Categoría de las Edificaciones y Factor “U”.....74

TABLA 22: Categoría y Sistema Estructural de las Edificaciones.....75

TABLA 23: Categoría de Ocupación de edificios y Valor de Coeficiente I.76

TABLA 24: Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo.77

TABLA 25: Cuadro Resumen de Inercia en dirección X.79

TABLA 26: Cuadro Resumen de Inercia en dirección Y.80

TABLA 27: Rigideces en la dirección X (a).81

TABLA 28: Rigideces en la dirección X (b).82

TABLA 29: Rigideces en la dirección Y (a).83

TABLA 30: Rigideces en la dirección Y (b).84

TABLA 31: Cuadro Resumen de Metrado de cargas y Rigidez.85

TABLA 32: Sistemas Estructurales.87

TABLA 33: Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta¹⁾.88

TABLA 34: Definición de Irregularidad de Rigidez – Piso Blando.91

TABLA 35: Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en la Dirección X.....91

TABLA 36: Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en la Dirección Y.....92

TABLA 37: Definición de Irregularidad de Resistencia – Piso Débil.....93

TABLA 38: Irregularidad de Resistencia – Piso Débil.93

TABLA 39: Fuerza cortante para cada elemento estructural.94

TABLA 40: Fuerza cortante para cada elemento estructural.95

TABLA 41: Definición Irregularidad Extrema de Rigidez y Resistencia.....96

TABLA 42: Irregularidad Extrema de Rigidez en la dirección X.96

TABLA 43: Irregularidad Extrema de Rigidez en la dirección Y.97

TABLA 44: Irregularidad Extrema de Resistencia.98

TABLA 45: Definición de Irregularidad de Masa o Peso.98

TABLA 46: Irregularidad de Masa o Peso.....99

TABLA 47: Definición de Irregularidad de Geométrica Vertical.....99

TABLA 48: Irregularidad de Geométrica Vertical.100

TABLA 49: Cálculo de Áreas para comprobación de Irregularidad geométrica vertical.....101

TABLA 50: Definición de Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.....101



TABLA 51: Discontinuidad en los Sistemas Resistentes. 102

TABLA 52: Definición de Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes.
..... 102

TABLA 53: Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes. 102

TABLA 54: Definición de Irregularidad Torsional. 103

TABLA 55: Irregularidad Torsional en la dirección X..... 103

TABLA 56: Irregularidad Torsional en la dirección X..... 104

TABLA 57: Definición de Esquinas Entrantes. 104

TABLA 58: Irregularidad Esquina Entrante. 104

TABLA 59: Definición de Discontinuidad del Diafragma. 105

TABLA 60: Cuadro de áreas brutas para Irregularidad de Discontinuidad de
Diafragma..... 105

TABLA 61: Irregularidad de Discontinuidad de Diafragma. 106

TABLA 62: Definición de Sistemas no Paralelos..... 107

TABLA 63: Irregularidad de Sistemas no Paralelos. 107

TABLA 64: Escalamiento de fuerzas cortantes. 118

TABLA 65: Escalamiento de fuerzas cortantes Corregidas. 118

TABLA 66: Desplazamientos en dirección" X" del análisis dinámico (E 0.30). 130

TABLA 67: Desplazamientos en dirección" Y" del análisis dinámico (E 0.30). 131

TABLA 68: Desplazamientos en dirección" X" del análisis dinámico (Nch 433).
..... 133

TABLA 69: Desplazamientos en dirección" Y" del análisis dinámico (Nch 433).
..... 134

TABLA 70: Cuadro comparativo de desplazamientos en X e Y. 135

TABLA 71: Deriva del análisis dinámico en dirección X (E 0.30). 137

TABLA 72: Deriva del análisis dinámico en dirección Y (E 0.30). 139

TABLA 73: Deriva del análisis dinámico en dirección X (Nch 433). 140

TABLA 74: Deriva del análisis dinámico en dirección Y (Nch 433). 142

TABLA 75: Cuadro comparativo de diferencia resultante de las derivas. 143

TABLA 76: Fuerza Cortante Análisis Dinámico en la Dirección X (E.030). 145

TABLA 77: Fuerza Cortante Análisis Dinámico en la Dirección Y (E.030). 146

TABLA 78: Fuerza Cortante Análisis Dinámico en la Dirección X (Nch 433). . 148

TABLA 79: Fuerza Cortante Análisis Dinámico en la Dirección Y (Nch 433). . 149

TABLA 80: Cuadro comparativo de fuerzas cortantes E.030 y Nch 433, en XeY.
..... 150

TABLA 81: Factor de zona 0.18 en roca dura..... 152

TABLA 82: Factor de zona 0.18 en suelo blando..... 153

TABLA 83: Factor de zona 0.36 en roca dura..... 154

TABLA 84: Factor de zona 0.36 en suelo blando..... 155

TABLA 85: Cuadro comparativo de valores de zona y suelo. 156

TABLA 86: Valores de Amplificación sísmica (C- α) y aceleración espectral (Sa).
..... 158



ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: Movimiento de placas y generación de sismos. Mecanismo de subducción.....	10
FIGURA 2: Mapa que muestra la relación entre las principales placas tectónicas y localización de los epicentros de terremotos y de los volcanes.	11
FIGURA 3: Fuerza de inercia generada por la vibración de la estructura.	13
FIGURA 4: Modelo de un sistema de un grado de libertad.	13
FIGURA 5: Amplificación del movimiento del terreno en sistemas con distinto periodo fundamental de vibración.	15
FIGURA 6: Relación carga-deformación de una estructura.	15
FIGURA 7: Relación fuerza-desplazamiento para un resorte.	18
FIGURA 8: Relación fuerza-desplazamiento para un voladizo.	19
FIGURA 9: Relación fuerza-velocidad para un amortiguador viscoso.	20
FIGURA 10: Sistema lineal amortiguado de un grado de libertad.	21
FIGURA 11: Respuesta de un sistema con amortiguamiento igual al crítico.	22
FIGURA 12: Grados de libertad estáticos y dinámicos.	23
FIGURA 13: Sistema simple con amortiguamiento viscoso.	24
FIGURA 14: Malla de elementos finitos para analizar.....	25
FIGURA 15: Coeficiente de correlación para el método CCC.....	27
FIGURA 16: Iniciando un modelo Etabs 2015.....	31
FIGURA 17: Diagrama de Flujo del Diseño de Ingeniería de la Investigación.	56
FIGURA 18: Mapa de ubicación de la Obra de Construcción	57
FIGURA 19: Zonas Sísmicas del territorio Peruano.....	65
FIGURA 20: Zonas Sísmicas de las Regiones I, II, III y XV del territorio Chileno.	66
FIGURA 21: Distribución de Isoaceleraciones para un 10% de Excedencia en 50 años.	67
FIGURA 22: Distribución de Isoaceleraciones para un 10% de Excedencia en 50 años – detallada en la Región Cusco.....	68
FIGURA 23: Plano de Distribución en Plana de la Estructura de Análisis	107
FIGURA 24: Propiedades del Concreto.	109
FIGURA 25: Propiedades del Acero.	110
FIGURA 26: Secciones de Columnas y Vigas.	111
FIGURA 27: Sección de Placa.....	111
FIGURA 28: Definición del Diafragma.....	112
FIGURA 29: Definición de Coeficientes de Masa.....	112
FIGURA 30: Definición de la función de Espectro de Respuesta.....	113
FIGURA 31: Definición de Patrones de Carga.....	114
FIGURA 32: Definición de Patrón de carga sísmica en X.	114
FIGURA 33: Definición de Patrón de carga sísmica en Y.	114
FIGURA 34: Definición de Caso Modal.....	115
FIGURA 35: Casos de Carga.....	115



FIGURA 36: Casos de carga y Modo de combinación sin corregir (SISMO DIN-XX). 116

FIGURA 37: Casos de carga y Modo de combinación sin corregir (SISMO DIN-YY). 117

FIGURA 38: Fuerzas Cortantes obtenidos del Software. 118

FIGURA 39: Fuerzas Cortantes corregidas obtenidos del Software. 118

FIGURA 40: Casos de carga y Modo de combinación corregido - SISMO DIN-XX. 119

FIGURA 41: Casos de carga y modo de combinación corregido - SISMO DIN-YY. 120

FIGURA 42: Definición Modos de Vibración. 121

FIGURA 43: Modos de Vibración Vista desde el Etabs. 121

FIGURA 44: Definición de Coeficientes de Masa para la Norma Chilena. 122

FIGURA 45: Función de Espectro de Respuesta en la dirección X. 123

FIGURA 46: Función de Espectro de Respuesta en la dirección Y. 124

FIGURA 47: Patrones de Carga para la Norma Chilena. 125

FIGURA 48: Patrón de carga sísmica para la Norma Chilena en X. 125

FIGURA 49: Patrón de carga sísmica par la Norma Chilena en Y. 125

FIGURA 50: Definición de Caso Modal para la Norma Chilena. 126

FIGURA 51: Casos de Carga para la Norma Chilena. 126

FIGURA 52: Casos de carga y Modo de combinación para la Norma Chilena (SISMO DIN-XX). 127

FIGURA 53: Casos de carga y Modo de combinación para la Norma Chilena (SISMO DIN-YY). 128

FIGURA 54: Desplazamientos en Dirección "X" Etabs (E.030). 129

FIGURA 55: Desplazamiento por nivel de piso en dirección "X" (E.030). 130

FIGURA 56: Desplazamientos en Dirección "Y" Etabs (E.030). 131

FIGURA 57: Desplazamiento por nivel de piso en dirección "Y" (E.030). 132

FIGURA 58: Desplazamientos en dirección "X" Etabs (Nch 433). 132

FIGURA 59: Desplazamiento por nivel de piso en dirección "X" (Nch 433). ... 133

FIGURA 60: Desplazamientos en dirección "Y" Etabs (Nch 433). 134

FIGURA 61: Desplazamiento por nivel de piso en dirección "Y" (Nch 433). ... 135

FIGURA 62: Comparación de desplazamientos en el eje "X" con ambas normas. 136

FIGURA 63: Comparación de desplazamientos en el eje "Y" con ambas normas. 136

FIGURA 64: Derivas en dirección X obtenidos del análisis dinámico en Etabs (E.030). 137

FIGURA 65: Deriva Inelástica Dinámica en Dirección X (E.030). 138

FIGURA 66: Derivas en dirección Y obtenidos del análisis dinámico en Etabs (E.030). 138

FIGURA 67: Deriva Inelástica Dinámica en Dirección Y (E.030). 139



FIGURA 68: Derivas en dirección X obtenidos del análisis dinámico en Etabs (Nch 433).140

FIGURA 69: Deriva Inelástica Dinámica en Dirección X (Nch 433).141

FIGURA 70: Derivas en dirección Y obtenidos del análisis dinámico en Etabs (Nch 433).141

FIGURA 71: Deriva Inelástica Dinámica en Dirección Y (E.030).142

FIGURA 72: Diferencia de resultante de deriva en dirección X.....143

FIGURA 73: Diferencia de resultante de deriva en dirección Y.....144

FIGURA 74: Fuerza Cortante Dinámica en Dirección X obtenida del Etabs (E.030).144

FIGURA 75: Gráfico de Fuerza Cortante Dinámica en la dirección X (E.030).145

FIGURA 76: Fuerza Cortante Dinámica en Dirección Y obtenida del Etabs (E.030).146

FIGURA 77: Gráfico de Fuerza Cortante Dinámica en la dirección Y (E.030).147

FIGURA 78: Fuerza Cortante Dinámica en Dirección X obtenida del Etabs (Nch 433).147

FIGURA 79: Gráfico de Fuerza Cortante Dinámica en la dirección X (Nch 433).148

FIGURA 80: Fuerza Cortante Dinámica en Dirección Y obtenida del Etabs (Nch 433).149

FIGURA 81: Gráfico de Fuerza Cortante Dinámica en la dirección Y (Nch 433).150

FIGURA 82: Gráfico de Fuerza Cortante Dinámica en la dirección X (Nch 433).151

FIGURA 83: Gráfico de Fuerza Cortante Dinámica en la dirección Y (Nch 433).151

FIGURA 84: Gráfico de espectro de diseño $Z=0.18$ en roca dura.....152

FIGURA 85: Gráfico de espectro de diseño $Z=0.18$ en suelo blando.153

FIGURA 86: Gráfico de espectro de diseño $Z=0.36$ en roca dura.....154

FIGURA 87: Gráfico de espectro de diseño $Z=0.36$ en suelo blando.155

FIGURA 88: Gráfico de espectro de diseño comparativo de valores de zona y suelo.157

FIGURA 89: Gráfico de amplificación sísmica – E.030 – Nch 433.....159

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)FIGURA 90: Espectros de Respuesta – E.030 – Nch 433 X, Y.....159

FIGURA 91: Espectros de Respuesta – E.030 – Nch 433 X, Y con vista a T_p161

FIGURA 92: Espectros de Respuesta – E.030 – Nch 433 X, Y con Vista a T_L162



CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Identificación de problema

1.1.1. Descripción del problema

El presente trabajo de investigación nace de la necesidad de conocer la respuesta sísmica de una edificación de concreto armado con sistema dual evaluada con la nueva Norma de Diseño Sismorresistente E.030, para conocer los parámetros sísmicos y así determinar las diferencias que posee nuestra normativa en comparación con la Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios NCh 433.of1996, la cual fue modificada en el año 2012, esta norma es catalogada como buena, debido a sus continuas modificaciones que a su vez son consecuencia de los diversos sismos a los que se ve afectado Chile, también es de conocimiento común que un movimiento sísmico es el mejor laboratorio para el estudio y análisis de la ingeniería sismorresistente.

De esta manera se tomó la decisión de realizar un análisis comparativo de la respuesta sísmica mediante un análisis sísmico dinámico aplicado con la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 y la Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios NCh 433.of1996, para determinar cuál de estas dos normas propone valores y parámetros más rigurosos frente a desplazamientos laterales, derivas, fuerzas cortantes y espectros de diseño.

1.2. Formulación interrogativa del problema

1.2.1. Formulación interrogativa del problema general

¿Cuál es la respuesta sísmica en un análisis comparativo aplicando la norma peruana E.030 y la norma chilena NCh 433.Of1996 en una edificación de concreto armado con sistema dual en un análisis sísmico dinámico?

1.2.2. Formulación interrogativa de los problemas específicos

Problema Específico N° 1. ¿Cuáles son los desplazamientos laterales en una edificación de concreto armado con sistema dual aplicando la norma peruana E.030 norma chilena de NCh 433.of1996?

Problema Específico N° 2. ¿Cuáles son las distorsiones de entrepiso en una edificación de concreto armado con sistema dual aplicando la norma peruana E.030 norma chilena de NCh 433.of1996?



Problema Específico N° 3. ¿Cuáles son las fuerzas cortantes en una edificación de concreto armado con sistema dual aplicando la norma peruana E.030 norma chilena de NCh 433.of1996?

Problema Específico N° 4. ¿Cuál es el parámetro sísmico más importante de la norma peruana E.030 para la comparación de los espectros de diseño en una edificación de concreto armado con sistema dual?

1.3. Justificación e importancia de la investigación

1.3.1. Justificación técnica

El análisis comparativo de la respuesta sísmica de distorsiones – deriva y fuerzas cortantes se pudo realizar gracias a que ambas normas son similares en su contenido, teniendo por un lado la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016 que modifica y añade nuevos valores en los parámetros que se necesitan para realizar los análisis sísmicos, considerando nuevas restricciones en irregularidad estructural, categorías y otros. Por otro lado la Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios NCh 433.of1996 modificada en el 2012 presenta un formato similar en su contenido, pero con distintas restricciones y valores para poder realizar un análisis sísmico.

1.3.2. Justificación social

El presente trabajo de investigación también servirá como una guía para los estudiantes y profesionales de Ingeniería Civil, los cuales se encuentran trabajando en el área de diseño y análisis estructural, con lo cual se pretenderá entender mejor los conceptos y principios que presenta la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016, familiarizándose mejor con los nuevos factores y los distintos valores de zonificación, periodos, condiciones de irregularidad, desplazamientos, parámetros de suelo entre otros, llegando a obtener un conocimiento más amplio en la aplicación de la norma para el análisis sísmico.

1.3.3. Justificación por viabilidad

El análisis comparativo de la respuesta sísmica con ambas normas es factible, gracias a que se cuenta con la información existente de ambas normas, la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016 y la Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios NCh 433.of1996 modificada en el 2012.



Se cuenta también con mapas de ordenadas espectrales de la Pontificia Universidad Católica del Perú, estudio de Mecánica de Suelos, información sobre análisis sísmico en libros, guías, revistas, boletines, normas extranjeras, sitios web y conferencias. En el modelamiento de la estructura y su análisis correspondiente nos apoyamos del software Etabs 2015 versión gratuita.

1.3.4. Justificación por relevancia

La importancia de querer comparar la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016 y la Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios NCh 433.of1996 modificada en el 2012, es saber si en los análisis sísmicos, los resultados obtenidos no se distancian demasiado uno del otro, ya que tenemos la incertidumbre de no saber si estamos seguros en nuestras viviendas, sabiendo que nos encontramos en una zona altamente sísmica y qué mejor comparándola con la Norma Chilena que viene realizando trabajos de investigación en ingeniería sismorresistente.

1.4. Limitaciones de la investigación.

1.4.1. Limitación de la investigación por área de estudio.

El presente trabajo de investigación se limita en el área de la especialidad de estructuras, porque las comparaciones de la respuesta sísmica de ambas normas solo son aplicadas en la Ingeniería Sismorresistente y en nuestro caso no se elaborará un diseño, sino, solo se realizaran los análisis sísmicos, aplicada con la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016 y la Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios NCh 433.of1996 modificada en el 2012 en una edificación multifamiliar que se encuentra en el Barrio Magisterial de la ciudad del Cusco.

1.4.2. Limitación de la investigación por ubicación geográfica.

Se limitan los valores utilizados a los parámetros de influencia en el análisis sísmico aplicada con la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016 y la Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios NCh 433.of1996 modificada en el 2012, ya que la edificación analizada se encuentra en el Barrio Magisterial 2da. Etapa en la manzana "G" lote 3 de la ciudad del Cusco.

1.4.3. Limitación de la investigación por acceso a información.

Está limitada a la información proporcionada solamente para análisis sísmico aplicada con la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016 y la Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios NCh 433.of1996 modificada en el 2012. Este análisis sísmico incluye solo a la Edificación Multifamiliar Contemporary.

1.5. Objetivo de la investigación.

1.5.1. Objetivo general.

Realizar un análisis comparativo de la respuesta sísmica mediante el análisis sísmico dinámico aplicando la norma peruana E.030 y la norma chilena NCh 433.Of1996 en una edificación de concreto armado con sistema dual.

1.5.2. Objetivo Específicos.

Objetivo Específico N° 1.Determinar los desplazamiento laterales en una edificación de concreto armado con sistema dual aplicando la norma peruana E.030 norma chilena de NCh 433.of1996.

Objetivo Específico N° 2.Determinar las distorsiones de entrepiso en un análisis sísmico dinámico aplicando la norma peruana E.030 y la norma chilena NCh 433.of1996 en una edificación de concreto armado con sistema dual.

Objetivo Específico N° 3.Determinar las fuerzas cortantes en un análisis sísmico dinámico aplicando la norma peruana E.030 y la norma chilena NCh 433.of1996 en una edificación de concreto armado con sistema dual.

Objetivo Específico N° 4.Determinar el parámetro más importante de la norma peruana E.030 para la comparación de los espectros de diseño en una edificación de concreto armado con sistema dual.

1.6. Hipótesis.

1.6.1. Hipótesis general.

La determinación de los resultados al realizar un análisis comparativo de la respuesta sísmica mediante el análisis sísmico dinámico aplicando la norma peruana E.030 proporcionará valores menos rigurosos que la norma chilena NCh 433.Of1996 en una edificación de concreto armado con sistema dualSub hipótesis.

1.6.2. Hipótesis específicas.

Hipótesis Específica Nº 1. Al analizar los desplazamientos laterales se observaran que los resultados obtenidos utilizando la norma chilena NCh 433.of1996, son mayores que los propuestos por la Norma peruana E.030.

Hipótesis Específica Nº 2. Al analizar las distorsiones de entrepiso en un análisis sísmico dinámico se determinará que la Norma Chilena NCh 433.of1996 presentará mayores restricciones frente a los valores admisibles en comparación con la norma peruana E.030.

Hipótesis Específica Nº 3. Al analizar las fuerzas cortantes en un análisis sísmico dinámico se observaran que los resultados obtenidos utilizando la norma chilena NCh 433.of1996, son mayores que los propuestos por la Norma peruana E.030.

Hipótesis Específica Nº 4. Al modificar los valores de los parámetros sísmicos de zona y suelo de la norma peruana E.030 determinaremos que los parámetros de sitio cumplen un papel principal en la realización de un espectro de diseño.



1.7. Definición de variables

1.7.1. Desplazamientos laterales.

Es el desplazamiento lateral sísmico capaz de ocurrir, incluyendo el desplazamiento adicional debido a torsión actual y accidental, requerido para la verificación de límites de derivas.

1.7.2. Distorsiones de entrepiso - deriva.

Se conoce como distorsión de entrepiso o deriva al cociente entre la diferencia de desplazamiento laterales de dos niveles consecutivos de la estructura entre la altura de dicho entrepiso.

1.7.3. Fuerzas cortantes.

Es el conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas.

1.7.4. Parámetros de las normas de diseño sismorresistente.

Son las características que definen la estructura antisísmica de un edificio, simetría, altura, rigidez, centro de Masas, centro de rigideces, torsión, períodos, amortiguamiento y sistemas resistentes.

1.8. Operacionalización de variables

La operacionalización de variables en esta investigación se muestra en la **TABLA 1.**



TABLA 1: Operacionalización de Variables

VARIABLE	DEFINICIÓN	INDICADORES	INSTRUMENTOS
Desplazamientos laterales.	Es el desplazamiento lateral sísmico capaz de ocurrir, incluyendo el desplazamiento adicional debido a torsión actual y accidental, requerido para la verificación de límites de derivas.	Peso de la estructura. Período de Vibración. Altura de la edificación.	Hojas de Cálculo Excel. Normas de diseño sismorresistente. ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems).
Distorsiones de entrepiso - deriva.	Se conoce como distorsión de entrepiso o deriva al cociente entre la diferencia de desplazamiento laterales de dos niveles consecutivos de la estructura entre la altura de dicho entrepiso.	Desplazamiento lateral. Altura de entrepiso.	
Fuerzas cortantes	Es el conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas.	Aceleración espectral. Centro de masas.	
Parámetros de las normas de diseño sismorresistente.	Son las características que definen la estructura antisísmica de un edificio, simetría, altura, rigidez, centro de Masas, centro de rigideces, torsión, períodos, amortiguamiento y sistemas resistentes.	Rigidez de la estructura Ductilidad de la estructura Resistencia de la estructura	

FUENTE: (Elaboración propia, 2016)



CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la tesis

2.1.1. Antecedentes a nivel nacional

Título de la tesis: ESTUDIO COMPARATIVO DEL ANÁLISIS SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO PARA USO RESIDENCIAL APLICANDO LA NORMA DE DISEÑO SÍSMICO PERUANA Y LA NORMA DE DISEÑO SÍSMICO CHILENA.

Autor: Carlos Eduardo Robles Grajeda

Universidad: Universidad Andina del Cusco

Año de investigación: 2012

Resumen:

Se presenta los parámetros necesarios para la construcción del espectro de respuesta, con los cuales se efectuará la realización del posterior análisis sísmico dinámico modal espectral, correspondiente de la Norma de Diseño Resistente Peruana E.030 y de la Norma de Diseño Sísmico de Edificios, NCh 433.of96.

Luego se compara cada parámetro con su semejante y se encuentran las diferencias correspondientes, así como los pasos previos para su correcta identificación y su posterior utilización para la construcción del espectro de respuesta.

Así mismo, se presentan los resultados del análisis de datos, dentro de los resultados se muestran los esfuerzos internos (momentos, cortantes, fuerzas axiales, desplazamientos) que desarrolla la estructura con la aplicación del correspondiente reglamento sismo resistente,

Posteriormente se presentan los resultados de Análisis Estático no lineal Pushover de donde se calculó un factor de reducción R. Finalmente se pasa a la discusión, conclusiones y recomendaciones correspondientes.

Conclusiones:

El uso de valores más rigurosos en la determinación de los parámetros para el análisis sísmico de una edificación de concreto armado para uso residencial incidirá en un mejor desempeño de la estructura frente a sollicitaciones de un sismo de gran intensidad.



2.1.2. Antecedentes a nivel internacional

Título de la tesis: ESTUDIO COMPARATIVO DE DISTINTAS NORMAS INTERNACIONALES RESPECTO DE LA APLICACIÓN DE LOS ESPECTROS SISMICOS DE RESPUESTA.

Autor: José Froylán Málaga Cardoza

Universidad: Universidad Politécnica de Madrid

Año de investigación: 2015

Resumen:

La repercusión de los efectos sísmicos en las estructuras es de gran importancia ya que puede directa o indirectamente afectar la estabilidad y la resistencia de las estructuras. Uno de los métodos más utilizados para simular los efectos sísmicos es el método "modal espectral". Este método usa los espectros sísmicos para establecer la aceleración que experimenta una estructura en función de sus modos de vibración. El objeto del presente trabajo es comparar distintas normas sísmicas en función de su afección a una estructura modelada en el programa SAP2000. Durante el proceso de dicha comparación se establecerá cuál de ellas es la que da valores más significativos y los procesos utilizados para obtener los distintos espectros sísmicos, así como los parámetros utilizados en cada caso. Las normas escogidas para realizar dicha comparación son: - Norma peruana - Norma argelina - Norma costarricense - Norma española.

Conclusiones:

Se concluye que la norma más desfavorable es la norma costarricense, seguida por la argelina, la peruana y la española. El espectro sísmico de la norma peruana es más general, ya que aproximadamente 1/3 del país debe regirse por él (asumiendo que las condiciones del terremoto son similares); la norma argelina es la más compleja en términos de los parámetros utilizados y su formulación. Su espectro sísmico no se puede considerar como el general para el país, pero debido a la gran extensión del territorio argelino no puede considerarse como despreciable. Finalmente el espectro sísmico costarricense es el más desfavorable debido a que la reducción no es tan grande como en los demás casos (tiene aceleración del terreno similar al de la norma peruana además del factor de importancia), y por consecuencia será más costoso.

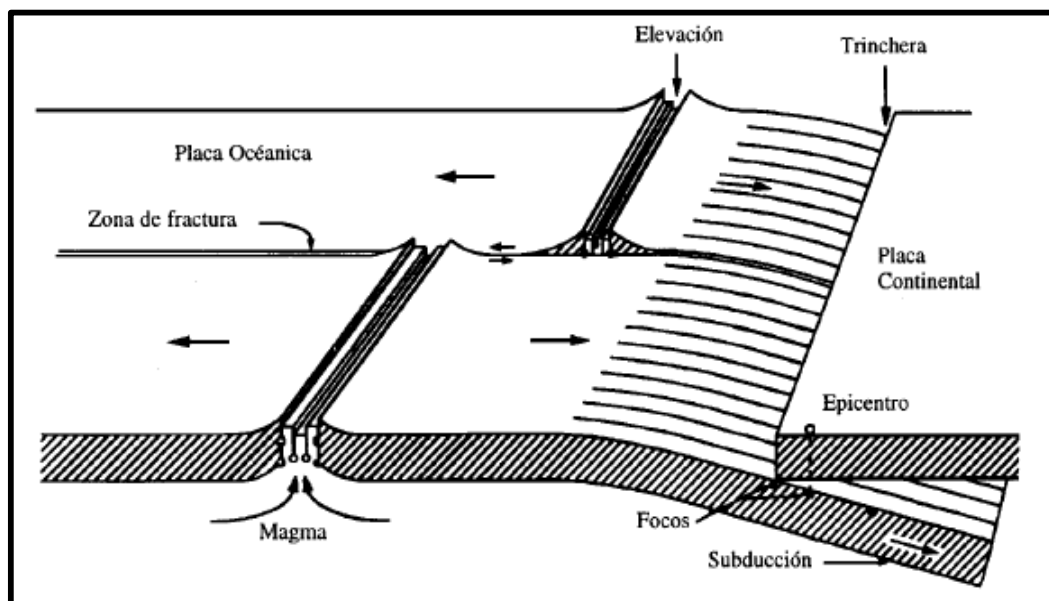
2.2. Aspectos teóricos pertinentes

2.2.1. Causas y efectos de los sismos

Los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que esta subdividida dicha corteza. Las presiones que se generan en la corteza por los flujos de magma desde el interior de la tierra llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y producen caídas de esfuerzos y liberación de enormes cantidades de energía almacenada en la roca. La energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza.

Además de la vibración, hay otros efectos sísmicos que pueden afectar a las estructuras, principalmente los relacionados con fallas del terreno, como son los fenómenos de licuación, de deslizamiento de laderas y de aberturas de grietas en el suelo.

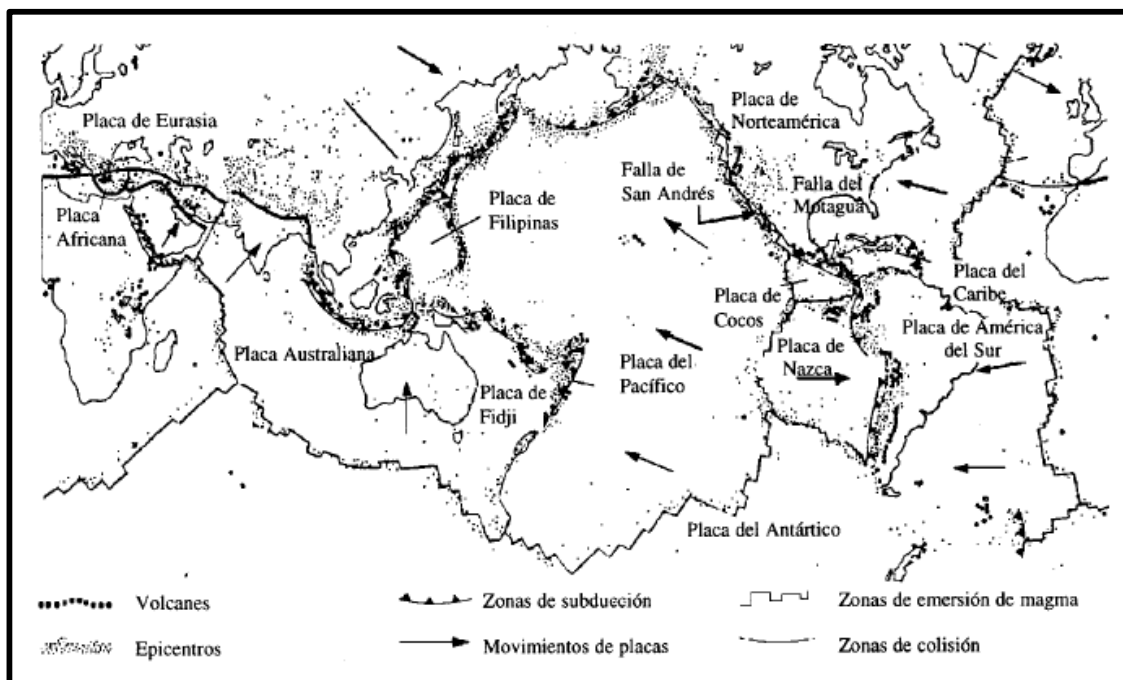
FIGURA 1: Movimiento de placas y generación de sismos. Mecanismo de subducción.



FUENTE: (Bazan & Roberto, 1994)

En la **FIGURA 1** se muestra de manera muy esquemática las principales características de este fenómeno tectónico. El sismo se genera por el corrimiento de cierta área de contacto entre placas. Se identifica un punto, generalmente subterráneo, que se denomina foco o hipocentro, donde se considera se inició el movimiento; a su proyección sobre la superficie de la tierra se le llama epicentro.

FIGURA 2: Mapa que muestra la relación entre las principales placas tectónicas y localización de los epicentros de terremotos y de los volcanes.



FUENTE: (Bolt, 1987)

Aunque prácticamente toda la corteza terrestre está afectada por fallas geológicas, se ha observado que la actividad sísmica se concentra en algunas zonas donde los movimientos a lo largo de estas fallas son particularmente severos y frecuentes. Una visión global de la distribución espacial de los grandes sismos se muestra en la **FIGURA 2**, de la que se aprecia cómo éstos se presentan principal, pero no exclusivamente, en los bordes de las grandes placas tectónicas. La zona donde se libera la mayor parte de la energía sísmica es un gran arco, conocido como Cinturón Circumpacífico, un tramo del cual está constituido por la zona de subducción entre la placa de Cocos y la placa de Norteamérica en la costa del Pacífico de México. (Bazan & Roberto, 1994)

2.2.1.1. Principales rasgos tectónicos

Los principales rasgos tectónicos de la región occidental de Sudamérica, como son la Cordillera de los Andes y la Fosa Oceánica Perú-Chile, están relacionados con la alta actividad sísmica y otros fenómenos telúricos de la región, como una consecuencia de la interacción de dos placas convergentes cuya resultante más saltante precisamente es el proceso orogénico contemporáneo constituido por los Andes. La teoría que postula esta relación es la Tectónica de Placas o Tectónica Global (Isacks et al, 1968). La idea básica de esta teoría es que la envoltura más superficial de la tierra sólida, llamada Litosfera (100 Km), está dividida en varias placas rígidas que crecen a lo largo de estrechas cadenas meso-oceánicas casi lineales; dichas placas son transportadas en otra envoltura menos rígida, la Astenósfera, y son comprimidas o destruidas en los límites compresionales de interacción, donde la corteza terrestre es comprimida en cadenas montañosas o donde existen fosas marinas (Berrocal et al, 1975). Los rasgos tectónicos superficiales más importantes en el área de estudio son:

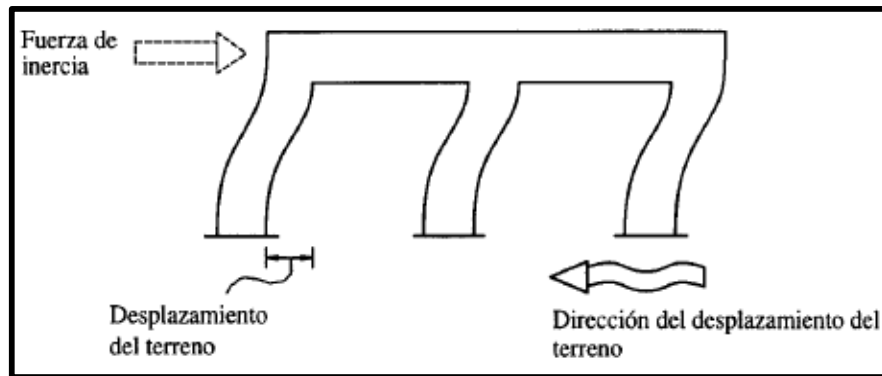
- La Fosa Oceánica Perú-Chile.
- La Dorsal de Nazca.
- La porción hundida de la costa norte de la Península de Paracas, asociada con un zócalo continental más ancho.
- La Cadena de los Andes.
- Las unidades de deformación y sus intrusiones magmáticas asociadas.
- Sistemas regionales de fallas normales e inversas y de sobre escurrimientos. (Castillo Aedo & Alba Hurtado, 1993)

2.2.2. Efectos sísmicos en los edificios

2.2.2.1. Características de la acción sísmica

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre este. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base **FIGURA 3**. Se generan entonces las fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura.

FIGURA 3: Fuerza de inercia generada por la vibración de la estructura.



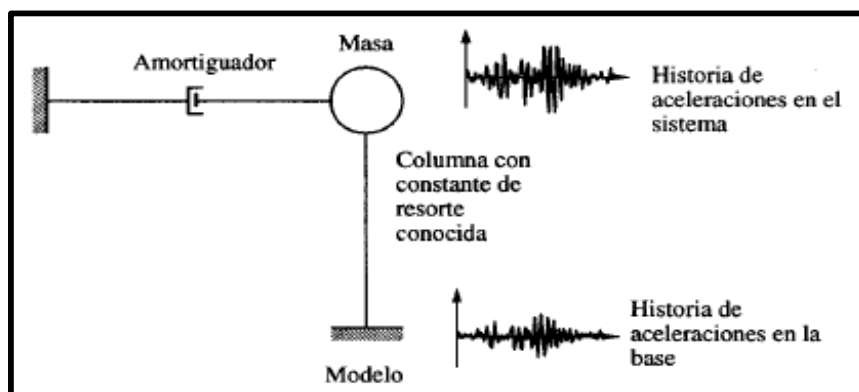
FUENTE: (Bazán & Meli, 2004)

El movimiento del suelo consta de vibraciones horizontales y verticales. Como ya hemos mencionado, las primeras resultan en general más críticas y son las únicas consideradas en este planteamiento preliminar.

La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que esta vibre de forma distinta a la del suelo mismo. Las fuerzas que se inducen en la estructura no son función solamente de la intensidad del movimiento del suelo, sino dependen en forma preponderante de las propiedades de la estructura misma. Por una parte, las fuerzas son proporcionales a la masa del edificio y, por otra, son función de algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar.

Una apreciación aproximada de la respuesta sísmica de una estructura se tiene al estudiar un modelo simple que es un sistema de un grado de libertad, constituido por una masa concentrada y un elemento resistente con cierta rigidez lateral y cierto amortiguamiento **FIGURA 4**.

FIGURA 4: Modelo de un sistema de un grado de libertad.



FUENTE: (Bazán & Meli, 2004)

Los movimientos del suelo son amplificados en forma importante por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones que se representan en la misma llegan a ser varias veces superiores a las del terreno. El grado de amplificación depende del amortiguamiento propio dominante del suelo. De esta manera, cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio de ondas de periodo corto, resultan más afectadas las construcciones rígidas y pesadas. Cuando el movimiento del terreno es lento, con periodos dominantes largos, es en las estructuras altas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y se generan aceleraciones más elevadas y por ende fuerzas de inercia mayores. (Bazán & Meli, 2004)

2.2.2.2. Respuesta de los edificios a la acción sísmica

Como se ha mencionado en la sección anterior, la intensidad de la vibración inducida en un edificio depende tanto de las características del movimiento del terreno como de las propiedades dinámicas de la estructura. Para sismos moderados la estructura se mantiene, normalmente, dentro de su intervalo de comportamiento elástico lineal y su respuesta puede calcularse con buena aproximación en los métodos de análisis dinámico de sistemas lineales.

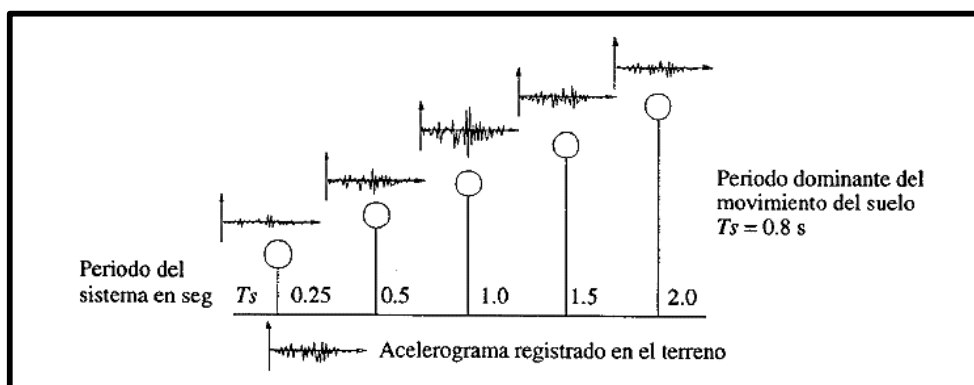
Las características esenciales de la respuesta se llegan a estimar con aceptable precisión al modelar la estructura mediante un sistema de un grado de libertad con periodo igual al fundamental de la estructura. La **FIGURA 5** ilustra algunos aspectos del problema. Si se someten varios sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos a cierta ley de movimientos del terreno, cada uno responde de manera diferente; la amplitud de su respuesta depende esencialmente de la relación entre el periodo del sistema y el periodo dominante del movimiento del suelo (T_E/T_S). Se aprecia en el ejemplo mientras más cercana a la unidad sea esta relación, mayor es la amplitud de la respuesta.

A medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta. En términos generales, el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentar.

La magnitud de estas modificaciones es muy distinta para diferentes tipos de sistemas y de materiales. El acero, por ejemplo, mantiene su comportamiento lineal hasta niveles muy altos de esfuerzos, correspondientes a la fluencia. El

concreto tiene una reducción significativa en su rigidez cuando los esfuerzos de compresión exceden a 50% de la resistencia, pero sobre todo, la rigidez de estructuras de este material se ve disminuida por el agrietamiento de las secciones que están sujetas a momentos flexionantes elevados.

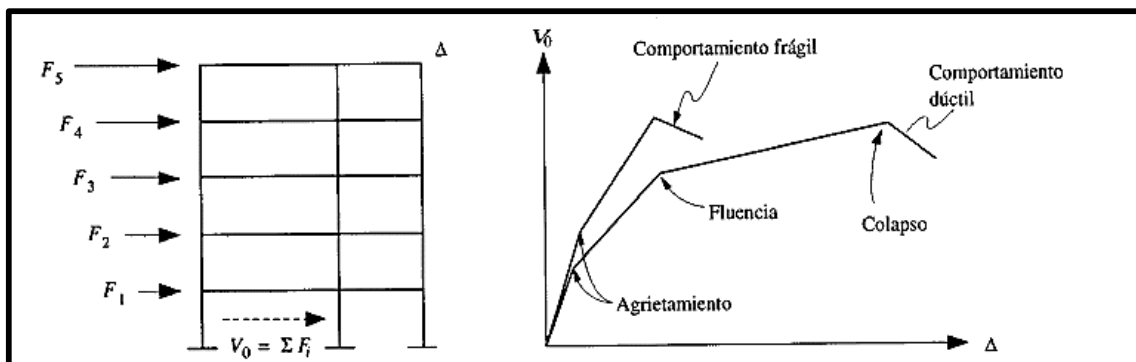
FIGURA 5: Amplificación del movimiento del terreno en sistemas con distinto periodo fundamental de vibración.



FUENTE: (Bazán & Meli, 2004)

El comportamiento de los principales materiales y sistemas estructurales. Importa sobre todo la modificación en la respuesta que se tiene después de la influencia, cuando la rigidez de la estructura se reduce drásticamente y por otra parte entran en juego fuentes de amortiguamiento muchos mayores que las que se tienen en la etapa de comportamiento lineal. Es costumbre relacionar este comportamiento de la respuesta debido a la disipación de energía por comportamiento no lineal de la estructura, a una propiedad llamada ductilidad, la que se refiere a su capacidad de mantener su resistencia para deformaciones muy superiores a aquella para la que se inició la fluencia.

FIGURA 6: Relación carga-deformación de una estructura.



FUENTE: (Bazán & Meli, 2004)

La ductilidad es una propiedad muy importante en una estructura que debe resistir efectos sísmicos, ya que elimina la posibilidad de una falla súbita de tipo frágil y además pone en juego una fuente adicional de amortiguamiento.

El comportamiento no lineal está asociado a daño, inicialmente solo en los elementos no estructurales y después también en la estructura misma. Evidencias del comportamiento no lineal, y del daño, son agrietamientos, desprendimientos, pandeos locales, y deformaciones residuales de la estructura. La descripción más simple que se puede dar del comportamiento no lineal de una estructura es mediante la relación que priva entre la carga lateral total aplicada (fuerza cortante en la base) y el desplazamiento de la punta del edificio. La **FIGURA 6** muestra formas típicas de esta relación para una estructura simple. Una corresponde a una estructura con ductilidad considerable y la otra a una de comportamiento frágil. En las curvas se distinguen puntos en los que la rigidez cambiaría drásticamente y que corresponden a cambios importantes de comportamiento, como la iniciación del agrietamiento de la estructura, la primera fluencia de un elemento estructural, y la pérdida de capacidad de carga que marca el inicio del colapso. Estos puntos pueden asociarse a estados límite del comportamiento estructural. En el primero puede considerarse que se rebasan las condiciones deseables de servicio de la construcción, en el segundo se llega a daño estructural significativo y en el tercero ocurre el colapso.

El comportamiento ilustrado en la **FIGURA 6** es muy esquemático; cada material y sistema estructural presenta variaciones en su respuesta que dan lugar a diferencias tanto en las cargas como a las deformaciones que se requieren para alcanzar los distintos estados límite.

Una parte importante del diseño sísmico consiste en proporcionar a la estructura, además de la resistencia necesaria, la capacidad de deformación que permita la mayor ductilidad posible. (Bazán & Meli, 2004)

2.2.3. Conceptos de dinámica estructural

2.2.3.1. Masa, peso y sistema de unidades

La masa m , es una medida de la cantidad de materia. El peso w , es una medida de la fuerza necesaria para impartir una aceleración dada a una masa. En la tierra, a nivel del mar, la aceleración que impone la gravedad del planeta se denomina g y tiene un valor aproximado de 9.81 m/s^2 ($=9806.65 \text{ mm/s}^2$, por acuerdo

internacional, para ser exactos). Por lo tanto el peso w que tiene una masa en la tierra, a nivel del mar, es igual al producto de $w=m \cdot g$. (García Reyes, 1998)

Los ingenieros por muchos años utilizaron el sistema métrico tradicional, o sistema mks (metro-kilogramo-segundo), cuyas unidades son distancia, fuerza y tiempo. En este último sistema el Kilogramo es una unidad de peso, correspondiente al peso de un litro de agua al nivel del mar, por esta razón es una unidad de fuerza que muchas veces se denomina kilogramo-fuerza (kgf). La tonelada dentro de este sistema corresponde también a una unidad de fuerza y tiene un valor de 1000 kgf. En el sistema SI las unidades son distancia, masa y tiempo. Como unidad de distancia se utiliza el metro (m), como unidad de masa el kilogramo (kg) y como unidad de tiempo el segundo (s). Dentro de este sistema la unidad de fuerza es el Newton (N), definido como la fuerza que impone una aceleración de 1 m/s^2 a una masa de 1kg. (García Reyes, 1998)

2.2.3.2. Frecuencia y período.

El periodo puede ser fácilmente calculado ya que las funciones seno y coseno tienen un periodo de 2π . El periodo T del movimiento está determinado por:

$$\omega T = 2\pi$$

$$T = 2\pi/\omega \quad (1)$$

Habitualmente, el periodo se expresa en segundos por ciclo o simplemente en segundos, entendiéndose tácitamente que se trata de segundos por ciclo. El valor recíproco del periodo es la frecuencia natural, f . De la ecuación (1) obtenemos:

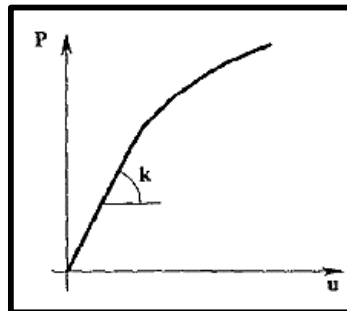
$$f = 1/T = \omega/2\pi \quad (2)$$

La frecuencia natural f se expresa generalmente en hercios o ciclos por segundo (cps). Debido a que la cantidad ω solo difiere de la frecuencia natural f en el factor constante 2π , también algunas veces se la denomina frecuencia natural. Para distinguir entre estas dos expresiones de la frecuencia natural, se puede llamar a ω **frecuencia circular o angular**. A menudo estas dos cantidades se distinguen por el contexto o por las unidades. La frecuencia natural f se expresa en cps, como se ha indicado, mientras que la frecuencia circular ω se da radianes por segundo (rad/seg). (Paz, 1992)

2.2.3.3. Rigidez

Todo cuerpo elástico que sea sometido a fuerzas externas, ya sean estáticas o dinámicas, sufre una deformación. La rigidez se define como la relación entre estas fuerzas externas y las deformaciones que ellas inducen en el cuerpo. El caso más simple corresponde a un resorte helicoidal, como el que se muestra esquemáticamente en la **FIGURA 7**.

FIGURA 7: Relación fuerza-desplazamiento para un resorte.



FUENTE: (García Reyes, 1998)

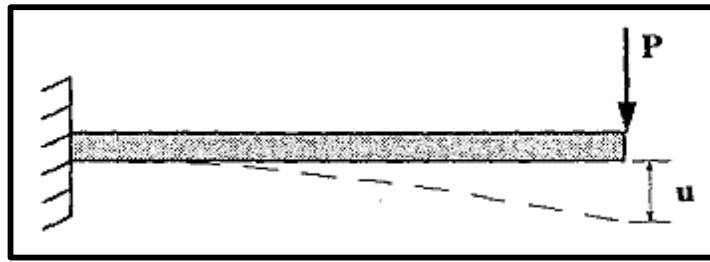
Cuando el resorte se estira debido a la aplicación de una fuerza P en uno de sus extremos, estando el otro extremo adherido a un apoyo, las deformaciones son resistidas por medio de un trabajo interno que está asociado con la magnitud de la deformación del extremo libre. La relación entre la fuerza que resiste el resorte y la deformación entre sus extremos tiene la forma mostrada en la **FIGURA 9**. En general esta relación no es totalmente lineal, pero cuando las deformaciones son pequeñas se puede idealizar como una línea recta.

La rigidez, es por lo tanto, la relación entre las fuerzas y los desplazamientos, usualmente se denomina por medio de la letra k . Matemáticamente se expresa por medio de la siguiente relación:

$$k = P/u$$

El mismo concepto se puede extender a cuerpos elásticos que tienen otras formas. Es el caso de la **FIGURA 8**, en el cual se aplica una fuerza en la punta de una viga en voladizo, lo cual causa en su extremo libre un desplazamiento, u , en la dirección de la fuerza.

FIGURA 8: Relación fuerza-desplazamiento para un voladizo.



FUENTE: (García Reyes, 1998)

Utilizando los principios de la resistencia de materiales es posible demostrar que para el voladizo presentado en la **FIGURA 8**, la deflexión u , está dada por:

$$u = PL^3/3EI$$

Donde L es la luz de la viga, E es el módulo de elasticidad del material de la viga, e I es el momento de Inercia de la sección de la viga. En este caso la rigidez k , está dada por:

$$k = P/u = 3EI/L^3$$

La rigidez puede también definirse como la fuerza que debe aplicarse al sistema para obtener una deformación unitaria en la misma dirección y sentido de la carga. (García Reyes, 1998)

Para el caso de la columna y placa será: $k = 12 EI/L^3$

Donde I es inercia, que para la Columna y Placa son igual a $b \cdot h^3/12$, Este valor se obtiene con respecto al eje neutro y en ambos sentidos de orientación. (García Reyes, 1998)

2.2.3.4. Amortiguamiento viscoso.

Un cuerpo que se encuentra en movimiento dentro de un fluido tiende a perder energía cinética debido a que la viscosidad del fluido se opone al movimiento. Esta pérdida de energía cinética está directamente asociada con la velocidad del movimiento. La descripción matemática del fenómeno de amortiguamiento viscoso es la siguiente:

$$F_a = c\dot{x}$$

Donde:

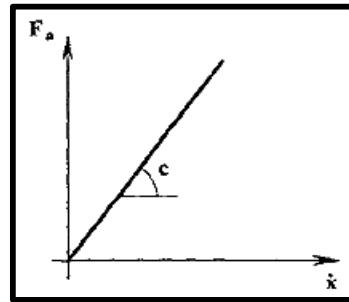
F_a = fuerza producida por el amortiguador

c = constante del amortiguador

\dot{x} = velocidad relativa entre los dos extremos del amortiguador

En general se representa por medio del diagrama de la **FIGURA 9**, el cual recuerda los amortiguadores utilizados en los automóviles, los cuales son amortiguadores viscosos pues producen un efecto de amortiguamiento al forzar el paso de un fluido viscoso a través de unos orificios en el embolo de un pistón de acción doble.

FIGURA 9: Relación fuerza-velocidad para un amortiguador viscoso.



FUENTE: (García Reyes, 1998)

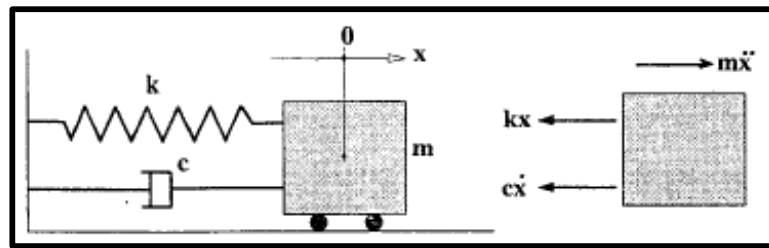
El amortiguamiento viscoso se presta para una descripción matemática simple, lo cual permite resolver las ecuaciones diferenciales de movimiento de un sistema dinámico sin mayor problema. Por esta razón se utiliza aun en casos en los cuales la descripción matemática no corresponde exactamente al fenómeno físico. (García Reyes, 1998)

2.2.3.5. Vibración libre amortiguada.

Los movimientos oscilatorios tienden a disminuir con el tiempo hasta desaparecer. Esto se debe al amortiguamiento que se presenta, el cual hace que parte de la energía se disipe. Las causas de este amortiguamiento están asociadas con diferentes fenómenos dentro de los cuales se puede contar la fricción de la masa sobre la superficie de apoyo, el efecto del aire que rodea la masa, el cual tiende a impedir que ocurra el movimiento, la no linealidad del material del resorte, entre otros.

En la **FIGURA 10** se muestra un sistema lineal amortiguado de un grado de libertad. El grado de libertad esta descrito por la ordenada x , la cual indica la posición de la masa m , A esta masa, colocada sobre una superficie sin fricción, están conectados un resorte con constante de rigidez k y un amortiguador cuya constante es c .

FIGURA 10: Sistema lineal amortiguado de un grado de libertad.



FUENTE: (García Reyes, 1998)

Utilizando el principio de D'Alembert puede plantearse la siguiente ecuación”

$$Kx + c\dot{x} + m\ddot{x} = 0 \quad (1)$$

La ecuación característica de la ecuación anterior es:

$$m\lambda^2 + c\lambda + k = 0 \quad (2)$$

Cuyas raíces son:

$$\lambda = \frac{-c \pm \sqrt{c^2 - 4mk}}{2m} \quad (3)$$

(García Reyes, 1998)

2.2.3.5.1. Amortiguamiento crítico.

Cuando el radical de la ecuación (3) es igual a cero la cantidad de amortiguamiento c , se denomina amortiguamiento crítico y se define como c_c y se obtiene así:

$$C_c^2 - 4mk = 0 \quad (4)$$

Por lo tanto

$$C_c = 2\sqrt{mk} = 2\sqrt{mk(m/m)} = 2m\omega \quad (5)$$

Definiendo ξ como el coeficiente de amortiguamiento crítico, igual al cociente C/C_c , entonces:

$$C = 2\xi m\omega \quad (6)$$

Que al ser reemplazado en la ecuación (4) se obtiene:

$$\lambda_1 = \left[-\xi + \sqrt{\xi^2 - 1} \right] \omega \quad (7)$$

$$\lambda_2 = \left[-\xi - \sqrt{\xi^2 - 1} \right] \omega \quad (8)$$

Ahora, los 3 casos de interés se han convertido en $\xi = 1$, $\xi > 1$ y $\xi < 1$, que se denominan amortiguamiento igual, mayor y menor del crítico, respectivamente.

Para el caso de amortiguamiento igual al crítico ($\xi=1$):

$$\lambda_1 = \lambda_2 = -\omega \quad (8)$$

Debido a la doble raíz la solución para el movimiento x , es del tipo:

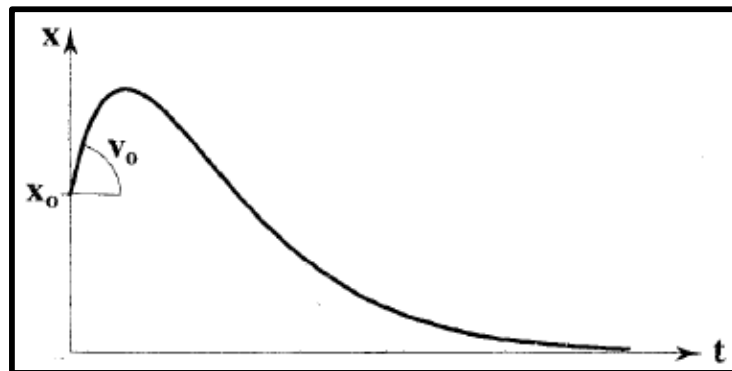
$$x(t) = Ae^{-\omega t} + Bte^{-\omega t} \quad (9)$$

Reemplazando las condiciones iniciales se obtiene:

$$x(t) = [x_0 + t(v_0 + x_0\omega)]e^{-\omega t} \quad (10)$$

donde x_0 y v_0 son el desplazamiento y la velocidad inicial respectivamente.

FIGURA 11: Respuesta de un sistema con amortiguamiento igual al crítico.



FUENTE: (García Reyes, 1998)

2.2.4. Grados de Libertad Dinámicos.

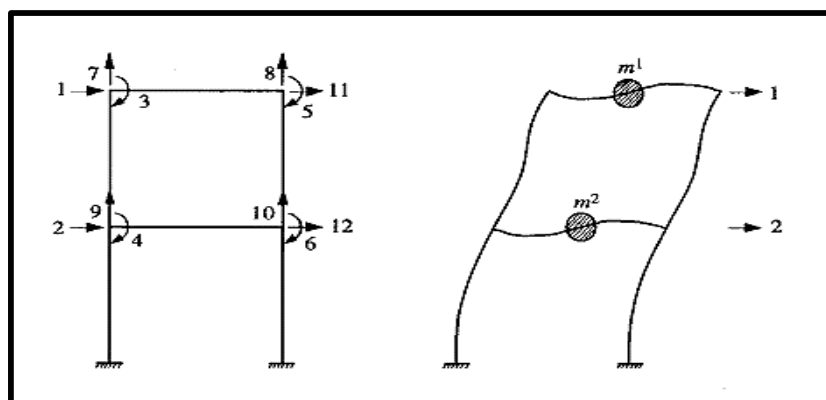
Desde el punto de vista dinámico, interesan los grados de libertad en los que se generan fuerzas generalizadas de inercia significativas; es decir, fuerzas iguales a masa por aceleración o momento de inercia por aceleración angular. En la **FIGURA 12** se muestra un marco que tiene 12 grados de libertad estáticos. Sin embargo, si las fuerzas de inercia importantes son solamente las que generan las masas m_1 y m_2 al moverse lateralmente y las deformaciones de los pisos en su plano son depreciables, tenemos un sistema de dos grados de libertad dinámicos, que son precisamente los desplazamientos laterales 1 y 2 en la figura. Es pertinente observar que esto no implica que en los restantes giros y desplazamientos se anulan, sino que, aunque suman valores distintos de cero, no generan fuerzas de inercia de consideración.

Como se ha explicado anteriormente, en edificios es generalmente aceptable suponer que los pisos son diafragmas rígidos en su plano, lo que permite expresar el movimiento lateral de cualquier punto del piso en términos de tres grados de libertad: dos desplazamientos horizontales y un giro alrededor de un eje vertical. Si un marco o muro está ligado a un piso rígido, su desplazamiento

lateral en este nivel depende solamente de los valores que adquieran estos 3 grados de libertad, como se muestra en la **FIGURA 12**. Por otro lado, en vista de que la mayor parte de las masas están directamente soportadas por los pisos, es también aceptable suponer que todas las masas están concentradas en los mismos, de manera que las fuerzas de inercia generadas por desplazamientos laterales se pueden expresar como productos de la masa en cada piso por sus aceleraciones lineales (en dos ejes horizontales perpendiculares) y del momento de inercia de dicha masa por aceleración angular alrededor del eje vertical que pasa por el centro de masas. Esto permite efectuar el análisis dinámico de un edificio con modelos que tienen tres grados de libertad por piso.

Cuando por simetría los pisos no rotan alrededor de ejes verticales, el edificio o sus componentes se pueden modelar como un sistema de un grado de libertad (desplazamiento lateral) por piso. Nótese que la hipótesis de que los pisos son diafragmas rígidos implica que las vigas no tienen deformaciones axiales: tal sería el caso del marco de la **FIGURA 12**. (Bazán & Meli, 2004)

FIGURA 12: Grados de libertad estáticos y dinámicos.



FUENTE: (Bazán & Meli, 2004)

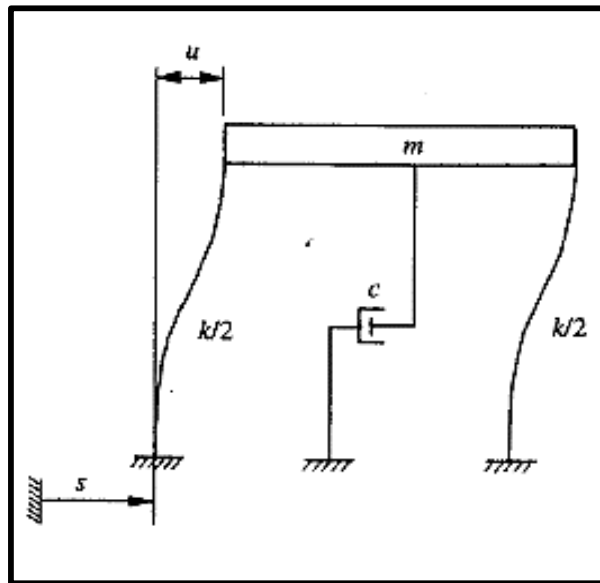
2.2.5. Sistemas lineales de un grado de libertad

Consideremos el sistema de un piso mostrado en la **FIGURA 13**, constituido por una masa concentrada que puede tener un desplazamiento horizontal u , ligado al terreno mediante varios elementos verticales representados esquemáticamente por dos columnas elásticas y por un amortiguador. Cuando el terreno experimenta un desplazamiento horizontal s , en la ecuación de equilibrio dinámico aparece la fuerza de inercia, igual a la masa por su aceleración absoluta \ddot{x} , la fuerza de rigidez y de amortiguamiento. En el caso más sencillo, las fuerzas de rigidez y de amortiguamiento son, respectivamente,

proporcionales al desplazamiento u y a la velocidad de \dot{u} de la masa con respecto a su base. Sean k y c las correspondientes constantes de proporcionalidad que se supone que no cambian con el tiempo; k es lo mismo que la matriz de rigidez lateral, en este caso de 1 por 1, y c se llama coeficiente o relación de amortiguamiento. El conjunto de m , c y k constituye un sistema lineal de un grado de libertad, con amortiguamiento viscoso o lineal; usando el principio de D'Alembert, la ecuación diferencial de equilibrio dinámico o de movimiento es:

$$m\ddot{x} + c\dot{u} + ku = 0$$

FIGURA 13: Sistema simple con amortiguamiento viscoso.



FUENTE: (Bazán & Meli, 2004)

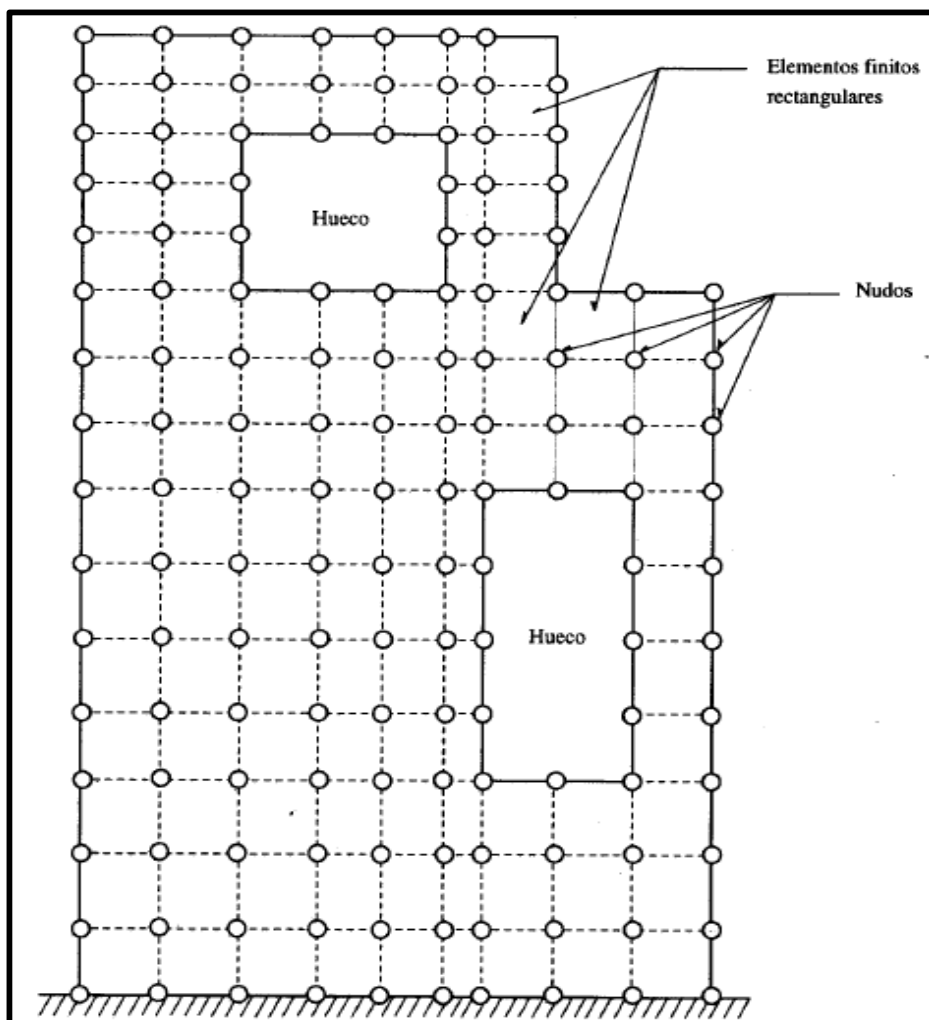
2.2.6. Método del elemento finito

En la actualidad, el método finito constituye la más poderosa herramienta para el análisis de estructura complejas, como ciertos muros de composición y/o geometría complicada. Para fines prácticos, las soluciones obtenidas mediante la aplicación adecuada del método a problemas elásticos lineales pueden considerarse como exactas. Básicamente, este método consiste en dividir la estructura en subregiones, denominadas elementos finitos, dentro de las cuales se prescribe la forma en que varían los desplazamientos en función de los valores correspondientes a ciertos puntos denominados nudos **FIGURA 14**. Como en el caso de vigas y barras, los posibles desplazamientos y giros nodales constituyen grados de libertad. Con base en las leyes constitutivas del material (esto es, en las relaciones que existen entre esfuerzos y deformaciones; por ejemplo, la ley de Hooke) y la función adoptada para prescribir los

desplazamientos, se determina la matriz de rigideces de cada elemento, usando el principio de trabajos virtuales. Esta matriz está referida a los grados de libertad de los nudos del elemento.

El método del elemento finito usa exclusivamente con computadoras y existen varios programas bastante generales que permiten analizar diversos tipos de estructuras. Uno de los más difundidos es el desarrollador bajo dirección de Wilson (Bathe et al. 1973) del cual se han escrito varias versiones mejoradas para computadoras personales. En general, los programas modernos, además de ser numéricamente eficientes, cuentan con herramientas gráficas para preparar datos y examinar resultados. (Bazán & Meli, 2004)

FIGURA 14: Malla de elementos finitos para analizar.



FUENTE: (Bazán & Meli, 2004)

2.2.7. Método de la combinación cuadrática completa (ccc).

El método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados parte de la premisa de las respuestas de los grados de libertad desacoplados son estadísticamente independientes. En aquellos casos en los cuales existe interacción modal debe recurrirse a otros procedimientos. El más utilizado de ellos se conoce como el método de la combinación cuadrática completa (CCC). La forma de combinar la respuesta de los diferentes parámetros modales, r , se expresa así:

$$\bar{r} \approx \sqrt{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m (r_i \cdot r_j \cdot \rho_{ij})} \quad (11)$$

Donde r_i y r_j corresponden a las respuestas modales máximas del parámetro, para los modos i y j respectivamente, y ρ_{ij} corresponde al coeficiente de correlación entre los dos modos, el cual varía entre cero y uno, siendo uno para el modo con sí mismo. Por esta última razón, los términos de las dos sumatorias para el mismo modo pueden sacarse del producto, lo cual conduce a la siguiente expresión:

$$\bar{r} \approx \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2 + \sum_{\substack{i=1, j=1 \\ i \neq j, j \neq i}}^m \sum_{j=1}^m (r_i \cdot r_j \cdot \rho_{ij})} \quad (12)$$

Es evidente aquí que la primera sumatoria corresponde al método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC), el cual un caso particular del método CCC cuando los coeficientes de correlación entre modos son cero, lo cual solo ocurre cuando hay independencia estadística entre ellos, confirmado la base del método RCSC.

El método fue planteado por primera vez por Rosenblueth (Rosenblueth y Elorduy, 1969), y posteriormente Der Kiureghian (Der Kiureghian, 1981) propuso una manera diferente de calcular los coeficientes de correlación, la cual es la más empleada hoy en día, y es la que se presenta a continuación. En (Gupta, 1990) se introducen otros métodos y se comparan con los dos mencionados. Todos ellos se fundamentan en la teoría de vibraciones aleatorias y su deducción se sale del alcance de una presentación introductoria.

De acuerdo con el procedimiento de Der Kiureghian los coeficientes de correlación se calculan por medio de:

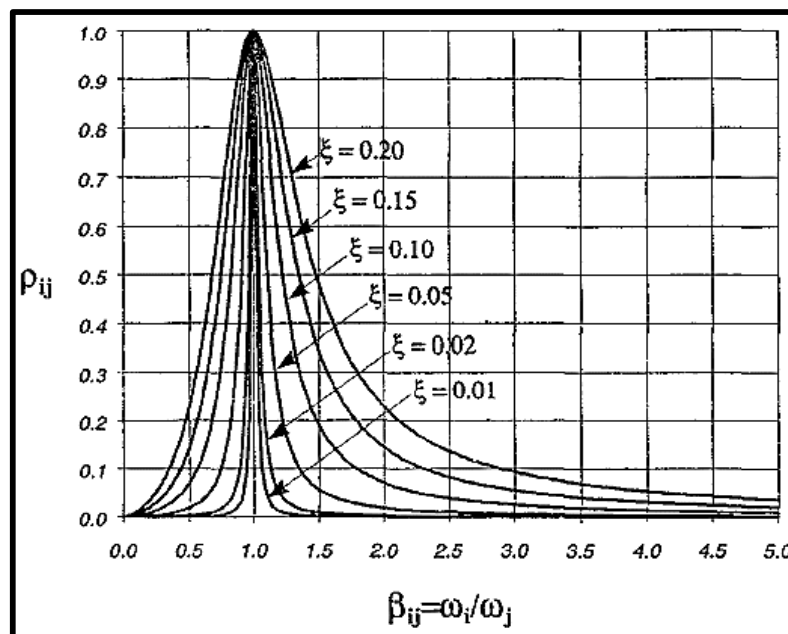
$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\xi_i + \beta_{ij} \cdot \xi_j) \cdot (\beta_{ij})^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2} \tag{13}$$

Donde ξ_i y ξ_j son los coeficientes de amortiguamiento de los modos i y j , respectivamente, y $\beta_{ij} = \omega_i/\omega_j$, siendo ω_i y ω_j las frecuencias naturales, en radianes por segundo de los modos i y j , respectivamente. Cuando el coeficiente de amortiguamiento crítico es el mismo para los dos modos, la ecuación anterior se convierte en:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot (\beta_{ij})^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)^2} \tag{14}$$

Un aspecto que se deduce de la ecuación anterior, es que la ausencia de amortiguamiento hace que el coeficiente de correlación se convierta en cero. En la **FIGURA 15** se grafica la ecuación (14) anterior. Allí es evidente que el coeficiente de correlación se hace mayor en la medida que las dos frecuencias se acercan, y que este efecto es más pronunciado cuando el amortiguamiento es mayor.

FIGURA 15: Coeficiente de correlación para el método CCC.



FUENTE: (García Reyes, 1998)

La grafica anterior demuestra que aun para amortiguamiento hasta de 10% del crítico, para frecuencias que difieran por un factor de 2 o más ($0.5 > \beta_{ij}$ o $\beta_{ij} > 2$), el coeficiente de correlación ρ_{ij} , se mantiene por debajo de 0.10. La importancia del método CCC se hace manifiesta cuando existen frecuencias naturales cercanas, de resto los resultados obtenidos son prácticamente los mismos que se obtendrían con el método RCSC.

Desde el punto de vista de la utilización del método debe realizarse de la misma manera que para el RCSC, la diferencia estriba en la manera como se realizan las sumas antes de extraer la raíz cuadrada. (García Reyes, 1998)

2.2.8. Análisis tridimensional.

Las estructuras de edificios son tridimensionales y pueden analizarse como tales mediante el método de elementos finitos, que permite representar losas, vigas, columnas, muros, diagonales, etc. Empleando diferentes tipos de elementos. Existen varios programas comerciales de computadora que cuentan con excelentes herramientas gráficas para preparar datos e interpretar resultados. Sin embargo, esta no es una práctica común porque surgen las siguientes dificultades: a) es muy grande el número de grados de libertad necesario para representar un edificio completo, particularmente si es de varios pisos; b) la cantidad de datos que hay que proporcionar y su laboriosa organización aumentan las posibilidades de cometer errores, a veces difíciles de localizar; y c) aun con las modernas ayudas visuales es difícil interpretar los resultados, que con frecuencia están dados como esfuerzos y no como fuerzas y momentos que son las cantidades de interés en diseño estructural. Por tanto, un análisis tridimensional de tal naturaleza está reservado para estructuras muy importantes. (Bazán & Meli, 2004)

2.2.8.1. Análisis tridimensional con computadora

Existen varios programas para computadora que efectúan automáticamente el análisis elástico tridimensional de edificios bajo la suposición de que los pisos son diafragmas rígidos en su plano, siguiendo internamente los pasos descritos en el **Ítem 2.2.8**; entre ellos, ha sido pionero el desarrollado por Wilson y Dovey (1972). El buen uso de estos programas requiere, además del entendimiento claro de sus hipótesis básicas y de sus limitaciones, una cuidadosa preparación

de datos. Típicamente, la información que se debe proporcionar incluye los dos grupos siguientes:

a) Datos generales del edificio:

- Número y altura de piso
- Elegir sistema de coordenadas en planta
- Número y posición de sistemas resistentes,
- Valor y posición de fuerzas laterales (normalmente los centros de masas).

b) Datos generales del edificio:

- Número de pisos, aunque sus alturas son comunes a todos los sistemas y forman parte de los datos generales;
- Propiedades de vigas: módulo de elasticidad, momentos de inercia y coeficientes de rigidez (no se necesitan áreas en congruencia con la hipótesis de diafragmas rígidos), peraltes (para nudos de dimensión finita):
- Propiedades de columna: módulo de elasticidad, áreas momentos de inercia, áreas y módulo de cortante (particularmente importantes en columnas que representan muros) y peraltes;
- Propiedades de diagonales: áreas y módulo de elasticidad.

Por lo común, estos programas analizan también el edificio ante cargas verticales, introducidas como fuerzas distribuidas o concentradas en las vigas. Cuando los sistemas resistentes, las cargas verticales o ambos no son simétricos, ocurren desplazamientos laterales, que aunque son pequeños en comparación con los originados por las fuerzas laterales, tienen que ser compatibles dentro de todo el edificio, debido que la hipótesis de diafragma rígidos obliga a que los desplazamientos de cualquier sistema resistente queden definidos por tres grados de libertad por nivel. En otras palabras, un sistema resistente no puede desplazarse lateralmente de manera independiente de los demás, como es usual suponer en análisis ante cargas verticales. El resultado es que la suma de fuerzas cortantes en los miembros de un entrepiso (columnas, diagonales y muros) de un sistema resistente no es nula. Esta condición de equilibrio en ausencia de cargas laterales solo se satisface al sumar las fuerzas



cortantes en los entrepisos de todos los sistemas resistentes en cada nivel del edificio.

Estos programas presentan sus resultados, consistentes en general en desplazamientos laterales, fuerzas y momentos en cada pieza, de manera ordenada y autoexplicatoria. Los momentos en vigas y columnas están dados normalmente en las secciones que intersectan las caras de los elementos perpendiculares, de modo que para verificar el equilibrio de momentos de un nudo se deben tomar en cuenta los peraltes de vigas, columnas o muros. (Bazán & Meli, 2004)

2.2.6.1. ETABS V15.2

ETABS – *Extend Three Dimensional Analysis of Building System* y que en español significa *Análisis Tridimensional extendido de Edificaciones*.

Es un programa de análisis y diseño de sistema de edificaciones, que desde hace más de 30 años ha estado en continuo desarrollo para brindarle al ingeniero una herramienta confiable, sofisticada y fácil de usar.

Etabs posee una poderosa e intuitiva interfaz gráfica con procedimientos de modelaje, análisis, todos integrados usando una base de datos común. Aunque es fácil y sencillo para estructuras simples, Etabs también puede manejar grandes y complejos modelos de edificios, incluyendo un amplio rango de comportamientos no lineales, haciendo la herramienta predilecta para ingenieros estructurales en la industria de la construcción.

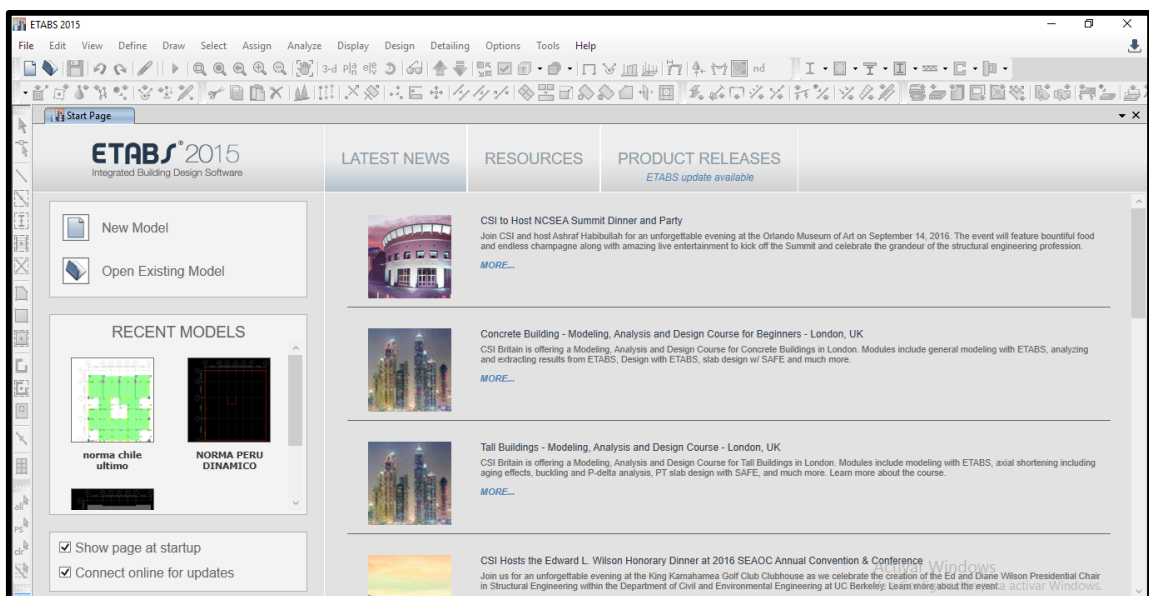
Etabs es un sistema completamente integrado. Detrás de una interface intuitiva y simple, se encajan poderosos métodos numéricos, procedimientos de diseño y códigos internacionales de diseño que funcionan juntos desde una base de datos. Esta integración significa que usted crea solo un sistema de modelo de piso y sistema de barras verticales y laterales para analizar y diseñar el edificio completo.

Las convenciones de entrada y de salida usadas corresponden a la terminología común de edificaciones. Con Etabs, los modelos se definen de forma lógica: piso por piso, viga por viga, columna por columna, tramo por tramo, muros por muros y no como corrientes de puntos y elementos no descritos como lo hacen la mayoría de los programas para fines generales. Así la definición estructural es simple, ordenada y significativa. (Computers & Structures, Inc., 2015)

Al igual que el SAP2000, puede realizar análisis de estructuras complejas, pero tiene muchísimas opciones extras que simplifican el diseño de edificaciones, como por ejemplo:

- ✓ Calculo automático de coordenadas de centros de masas (X_m , Y_m)
- ✓ Calculo automático de coordenadas de centros de rigideces (X_t , Y_t)
- ✓ Calculo automático de fuerzas sísmicas, sus excentricidades y aplicación en el centro de masas.
- ✓ Calculo automático de masas del edificio a partir de los casos de carga elegidos
- ✓ División automática de elementos (Auto-Mesh), así se pueden definir elementos que se cruzan, y el programa los divide automáticamente en su análisis interno, o se puede dar el comando de que divida los elementos en el mismo modelo.
- ✓ Plantillas predefinidas de sistemas de losas planas, losas en una dirección, losas reticulares o con nervaduras y casetones, cubiertas, etc.

FIGURA 16: Iniciando un modelo Etabs 2015.



FUENTE: (Computers & Structures, Inc., 2015)

El programa utilizado Etabs para el presente trabajo de investigación es Versión Trial (Versión de Prueba).

2.2.9. Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016 y la Norma Chilena de Diseño Sísmico NCh 433.of1996 modificada en el 2012.

2.2.9.1. Filosofía y principios de Diseño Sismorresistente - Norma E.030.

Se tomaron en cuenta los aspectos más importantes de conveniencia para el estudio comparativo de ambas Normas, los cuales son Filosofía y Principios de Diseño Sismorresistente.

La filosofía del Diseño Sismorresistente de la Norma Peruana consistente en:

- a. Evitar pérdida de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

La Norma Peruana reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras.

2.2.9.2. Filosofía y principios de Diseño Sismorresistente - NCh 433.

- a. Resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada.
- b. Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad.
- c. Aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

2.2.9.3. Perfiles de Suelo – E.030.

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los N_{60} obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación, como se indica en la definición de perfiles de suelo.

Para los suelos predominantemente granulares, se calcula N_{60} considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos granulares. Para los suelos predominantemente cohesivos, la resistencia al corte en condición no drenada S_u se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo. Este método también es aplicable si se encuentran suelos

heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de N_{60} para los estratos con suelos granulares y de S_u para los estratos con suelos cohesivos se obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la que corresponde al tipo de perfil más flexible.

A continuación se mostraran a los tipos de perfiles de suelos según la Norma Peruana.

Suelo Tipo S_0 : Roca Dura:

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte V_s mayor que 1500 m/s.

Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor imtemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de V_s .

Suelo Tipo S_1 : 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, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada q_u mayor o igual que 500 kPa (5kg/cm²).
- Arena muy densa o grava arenosa densa, con N_{60} mayor que 50.
- Arcilla muy compactada (de espesor menor que 20 cm), con una resistencia al corte en condición no drenada S_u mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

Suelo Tipo S_2 : Suelos Intermedios:

A este tipo corresponden los suelos medianamente rigidos, con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT N_{60} , entre 15 y 50
- Suelo cohesivo compactado, con una resistencia al corte en condiciones no

drenada S_u , entre 50 kPa (0.5 kg/cm²) y 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

Suelo Tipo S₃: Suelos Blandos

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte V_s , menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT N60 menor que 15.
- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada S_u , entre 25 kPa (0.25 kg/cm²) y 50 kPa (0.5 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- Cualquier perfil que no correspondan al tipo S4 y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad P , mayor que 20, contenido de humedad ω mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada S_u menor que 25 kPa.

Suelo 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 (EMS) así lo determine.

2.2.9.4. Perfiles de Suelo – NCh 433.

Suelo Tipo A:

Para Suelo Tipo A se debe justificar V_{s30} , mas 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/seg. no será necesaria la justificación de RQD, ni q_u .

Cuando la estructura se apoya íntegramente en el basamento rocoso y este basamento cumple las características geotécnicas antes indicadas, independientemente de los materiales geotécnicos existentes sobre el sello de fundación, el sitio clasifica como Suelo Tipo A.

**Suelo Tipo B:**

Para Suelo Tipo B se 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.

En el caso que solo se disponga del perfil de V_s en profundidad y que dicho perfil indique claramente que V_s aumenta monótonicamente con la profundidad y además, se cumple que $V_{s30} > 500$ m/s, se puede clasificar automáticamente como Suelo Tipo C, sin necesidad de otras mediciones.

Una excepción son las gravas fluviales de espesor mayor o igual a 30 metros (medidos a partir de la superficie natural), las cuales clasifican como Suelo Tipo B sin necesidad de medir V_s , ni presentar la descripción estratigráfica detallada. El sustento para establecer la presencia de gravas fluviales de espesor mayor o igual a 30 metros, puede ser de tipo geológico, o información confiable y demostrable de sectores del entorno inmediato.

Suelo Tipo C:

Para Suelo Tipo C se 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 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.

En el caso que solo se disponga del perfil de V_s en profundidad y que dicho perfil indique claramente que V_s aumenta monótonicamente con la profundidad y además, se cumple que $V_{s30} > 350$ m/s, se puede clasificar automáticamente como Suelo Tipo D, sin necesidad de mayores mediciones.

Suelo Tipo D:

Para Suelo Tipo D se 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 dispongan de mediciones del índice de penetración, al menos cada un metro de profundidad en los 30 metros

superiores y se cumpla que $N_1 > 30$ golpes/pie, se puede clasificar automáticamente el terreno como Suelo Tipo D, sin necesidad de otras mediciones. Dentro de los 30 metros de medición del N-SPT se aceptan en total no más de 5 metros con N_1 en el rango de 20-29 golpes/pie.

En el caso que solo se disponga del perfil de V_s en profundidad y que dicho perfil indique claramente que V_s aumenta monotónicamente con la profundidad y además, se cumple que $V_{s30} > 180$ m/s, se puede clasificar automáticamente como Suelo Tipo E, sin necesidad de otras mediciones.

Suelo Tipo E:

Para este Suelo se debe justificar V_{s30} , mas N_1 en caso de arenas y S_u en el caso de suelos finos.

Suelo Tipo F: Se consideran Suelos Especiales (Tipo F) aquellos que presenta singularidades en su comportamiento mecánico y, por lo tanto, no permiten ser categorizados sísmicamente solo por V_{s30} . Ellos requieren estudios especiales de amplificación de acuerdo a sus particulares características. Estos suelos son los siguientes:

- Suelos potencialmente licuables, entendiéndose por ellos las arenas, arenas limosas o limos, saturados, con índice de Penetración Estándar N_1 menor que 20 golpes/pie (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0.10 Mpa).
- Suelos Susceptibles de densificación por vibración.
- Suelos Colapsables.
- Suelos Orgánicos.
- Suelos finos saturados con $LL > 80$ y espesor > 20 metros.
- Suelos finos saturados de sensibilidad mayor a 10.

También clasifican como Suelo tipo F terrenos con topografía irregular, donde pueden existir fenómenos de amplificación local, los cuales no están cubiertos por la clasificación.

2.2.9.5. Exploración geotécnica asociada a la clasificación sísmica de suelos – Norma E. 030.

Las expresiones de este numeral se aplicaran a los 30m superiores del perfil de suelo, medidos desde el nivel del fondo de cimentación. El subíndice i se refiere a uno cualquiera de los n estratos con distintas características, m se refiere al

número de estratos con suelos granulares y k al número de estratos con suelos cohesivos.

a. Velocidad Promedio de las Ondas de Corte, V_s .

La velocidad promedio de propagación de las ondas de corte se determinara con la siguiente formula:

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{V_{si}} \right)}$$

Donde d_i es el espesor de cada uno de los n estratos y V_{si} es la correspondiente velocidad de ondas de corte (m/s).

b. Promedio Ponderado del Ensayo Estándar de Penetración, N_{60} .

El valor de N_{60} se calculara considerando solamente los estratos con suelos granulares en los 30 m superiores del perfil:

$$\bar{N}_{60} = \frac{\sum_{i=1}^m d_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{d_i}{N_{60i}} \right)}$$

Donde d_i es el espesor de cada uno de los m estratos con suelo granular y N_{60} es el correspondiente valor corregido del SPT.

c. Promedio Ponderado de la Resistencia al Corte en Condición no Drenada, S_u .

El valor de S_u se calculara considerando solamente los estratos con suelos cohesivos en los 30 m superiores del perfil:

$$\bar{S}_u = \frac{\sum_{i=1}^k d_i}{\sum_{i=1}^k \left(\frac{d_i}{S_{ui}} \right)}$$

Donde d_i es el espesor de cada uno de los k estratos con suelo cohesivo y S_u es la correspondiente resistencia al corte en condición no drenada (kPa).

Consideraciones Adicionales

En los casos en los que no sea obligatorio realizar un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) o cuando no se disponga de las propiedades del suelo hasta la profundidad de 30 m, se permite que el profesional responsable estime valores adecuados sobre la base de las condiciones geotécnicas conocidas.

En el caso de estructuras con cimentaciones profundas a base de pilotes, el perfil de suelo será el que corresponda a los estratos en los 30 m por debajo del extremo superior de los pilotes.

2.2.9.6. Exploración geotécnica asociada a la clasificación sísmica de suelos – NCh 433.

Por otro lado la norma Chilena utiliza la siguiente clasificación sísmica de suelos, dependiendo principalmente de la velocidad de las ondas de corte de los 30 metros superiores del terreno, V_{s30} , definida por:

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{s-i}}}$$

Donde:

V_{s-i} : Velocidad de ondas de corte del estrato i , en m/s

h_i : espesor del estrato i , en metros

n : número de estratos en los 30 metros superiores del terreno.

También nos dice que:

- ✓ En edificios con subterráneos se debe verificar que la profundidad de exploración se extienda a los menos 15 metros por debajo del sello de fundación. En caso que la profundidad del sello de fundación, D_f , más 15 metros resulte mayor que 30 metros, los parámetros geotécnicos requeridos en la tabla de clasificación sísmica del terreno de fundación deben calcularse a la profundidad $D_f + 15$. En este caso el parámetro V_{s30} debe reemplazarse por $V_{s(D_f+15)}$, en que n es igual al número de estratos en la profundidad $D_f + 15$ de los metros superiores del terreno.
- ✓ La Velocidad de propagación de las ondas de corte debe ser medida por ensayos down-hole, cross-hole o sonda de suspensión o a partir de

mediciones de ondas superficiales (ondas de Rayleigh), por métodos como SASW, MASW o ReMi. En estos casos se deben informar las curvas de dispersión y los resultados del perfil de velocidades en profundidad para dos mediciones preferentemente ortogonales. Adicionalmente, cuando se utilice el método ReMi se debe incluir una medición con una fuente activa de conocida ubicación. El perfil de velocidades de ondas de corte que caracteriza el terreno corresponderá a aquel que resulte en el caso más desfavorable. No se permite estimar V_s a partir de ondas V_p .

2.2.9.7. Factor de Amplificación Sísmica (C) – E.030.

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

T es el periodo de acuerdo a la definición de periodo fundamental de vibración. Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

2.2.9.8. Factor de amplificación sísmica (C) - NCh 433.

La Norma Chilena contempla un factor de coeficiente sísmico 'C' y se obtiene de la siguiente expresión:

$$C = \frac{2,75 SA_0}{gR} \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n$$

En que:

N, T', S = son parámetros relativos al tipo de suelo de fundación.

A_0 = Aceleración efectiva Máxima.

R = factor de reducción.

T^* = periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

En ningún caso el valor de C será menor que $A_0S/6g$.

El valor de C no necesita ser mayor que el indicado en la **TABLA 2**.

TABLA 2: Valores máximos del coeficiente sísmico C.

R	C _{máx.}
2	0,90 SA ₀ /g
3	0,60 SA ₀ /g
4	0,55 SA ₀ /g
5.5	0,40 SA ₀ /g
6	0,35 SA ₀ /g
7	0,35 SA ₀ /g

FUENTE: (Diseño Sísmico de Edificios Nch 433.of96, 2012)

Este valor de amplificación sísmica se utiliza únicamente en el análisis sísmico estático.

2.2.9.9. Sistema estructural – Estructuras de Concreto Armado - E.030.

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente deberán cumplir con lo previsto en la definición de “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.

- **Pórtico:** Por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, estos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
- **Muros Estructurales:** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base.
- **Dual:** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20% y 70% del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30% de la fuerza cortante en la base.
- **Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL):** Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa.

Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos.

2.2.9.10. Sistema estructural - Sistemas de muros y otros sistemas arriostrados – NCh 433.

La Norma Chilena específica la transmisión de las fuerzas desde su punto de aplicación a los elementos resistentes y al suelo de fundación, se debe hacer en la forma más directa posible a través de elementos dotados de la resistencia y la rigidez adecuadas.

Para los efectos de esta Norma se distinguen los siguientes tipos de sistemas estructurales:

- **Sistemas de muros y otros sistemas arriostrados:** Las acciones gravitacionales y sísmicas son resistidas por muros, o bien, por pórticos arriostrados que resisten las acciones sísmicas mediante elementos que trabajan principalmente por esfuerzo axial.
- **Sistemas de pórticos:** Las acciones gravitacionales, y las sísmicas en ambas direcciones de análisis, son resistidas por pórticos.
- **Sistemas mixtos:** Las cargas gravitacionales, y sísmicas son resistidas por una combinación de los sistemas anteriores.

2.2.9.11. Estimación del peso - Norma E.030.

El peso (P), se calculara adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinara de la siguiente manera:

- a) En edificaciones de las categorías A y B, se tomara el 50% de la carga viva.
- b) En edificaciones de la categoría C, se tomara el 25% de la carga viva.
- c) En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- d) En azoteas y techos en general se tomara el 25% de la carga viva.
- e) En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerara el 100% de la carga que puede contener.

2.2.9.12. Estimación del peso - NCh 433.

En la Norma Chilena dentro de modelos estructurales nos menciona que 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.

2.2.9.13. Procedimientos de Análisis Sísmico - E.030

Deberá utilizarse uno de los procedimientos siguientes:

- a) Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes
- b) Análisis dinámico modal espectral

El análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

El procedimiento de análisis tiempo – historia, podrá usarse con fines de verificación, pero en ningún caso será exigido como sustituto de los análisis estático y dinámico. (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

2.2.9.14. Procedimientos de Análisis Sísmico – NCh 433.

Para el procedimiento de análisis de la Norma Chilena se observara que “Cualquiera sea el método de análisis usado, se debe considerar un modelo de la estructura con un mínimo de tres grados de libertad por piso: dos desplazamientos horizontales y la rotación del piso en torno a la vertical. En la elección del número de grados de libertad incluidos en el análisis se debe tener en cuenta lo dispuesto en la definición de diafragmas de piso. En el caso de planos o subestructuras verticales resistentes concurrentes a aristas comunes, debe considerarse el monolitismo estructural mediante la inclusión de grados de libertad que compatibilicen los desplazamientos verticales de las aristas correspondientes.”(Diseño Sísmico de Edificios Nch 433.of96, 2012)

2.2.9.15. Factores de Irregularidad (I_a , I_p) – E.030.

El factor I_a se determinara como el menor de los valores de la **TABLA 4** correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor I_p se determinará como el menor de los valores de la **TABLA 3** correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

Si al aplicar las **TABLAS 3 y 4** se obtuvieran valores distintos de los factores I_a o I_p para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

TABLA 3: Irregularidad en Planta.

Irregularidades Estructurales en Planta	Factor de Irregularidad I_p
<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM})</p> <p>Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la TABLA 7.</p>	0.75
<p>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla 6) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{CM}), es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}).</p> <p>Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la TABLA 7.</p>	0.60
<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta</p>	0.90
<p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.</p> <p>También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0.85

Sistemas no Paralelos	0.80
Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.	

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 4: Irregularidad en Altura (1).

Irregularidades Estructurales en Altura	Factor de Irregularidad I_a
<p>Irregularidad de Rigidez - Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidad de Resistencia - Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla 6) Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1.6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.</p> <p>La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla 6) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.50

Irregularidad de Masa o Peso	
Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor de 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0.90

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 5: Irregularidad en Altura (2).

Irregularidades Estructurales en Altura	Factor de Irregularidad I_a
Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un deslizamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.	0.80
Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes (VER TABLA 6) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.	0.60

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

2.2.9.16. Restricciones a la Irregularidad – E.030.

Categoría de la Edificación e Irregularidad: De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, esta deberá proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad de la **TABLA 6**.

TABLA 6: Categoría y Regularidad de las Edificaciones.

Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

2.2.9.17. Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R – E.030.

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinara como el producto del coeficiente R_0 determinado a partir del sistema estructural y de los factores I_a , I_p obtenidos de las **TABLAS 3 y 4**.

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

2.2.9.18. Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes**2.2.9.18.1. Generalidades – E.030.**

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares. (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

2.2.9.18.2. Generalidades – NCh 433.

La norma Chilena menciona que para el método de análisis estático solo se puede usar en el análisis sísmico de las siguientes estructuras resistentes:

- Todas las estructuras de las categorías I y II ubicadas en la zona sísmica 1 de la zonificación.
- Todas las estructuras de no más de 5 pisos y de altura no mayor que 20 m.

- c) Las estructuras de 6 a 15 pisos cuando se satisfagan las siguientes condiciones para cada dirección de análisis:
- Los cocientes entre la altura total h del edificio, y los periodos de los modos con mayor masa traslacional equivalente en las direcciones “x” e “y”, T_x y T_y , respectivamente, deben ser iguales o superiores de 40m/s.
 - El sistema de fuerzas sísmicas horizontales del método estático debe ser tal que los esfuerzos de corte y momentos volcantes en cada nivel no difieran en más de 10% respecto del resultado obtenido mediante un análisis modal espectral con igual esfuerzo de corte basal.

Si se cumplen las condiciones (i) e (ii) anteriores y el esfuerzo de corte basal que se obtenga de la aplicación de las fuerzas sísmicas estáticas horizontales resultase menor que el determinado según el esfuerzo de corte basal, dichas fuerzas se deben multiplicar por un factor de manera que el esfuerzo de corte basal alcance el valor señalado, como mínimo. (Diseño Sísmico de Edificios Nch 433.of96, 2012)

2.2.9.18.3. Fuerza Cortante en la Base – E.030.

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinara por la siguiente expresión:

$$V = (Z*U*C*S/R)*P$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que: $C/R \geq 0.125$

2.2.9.18.4. Fuerza Cortante en la Base – NCh 433.

En el método de análisis, la acción sísmica se asimila a un sistema de fuerzas cuyos efectos sobre la estructura se calculan siguiendo los procedimientos de la estática.

El esfuerzo de corte basal está dado por:

$$Q_0 = CIP$$

En que:

C = coeficiente sísmico

I = coeficiente relativo al edificio.

P = peso total del edificio sobre el nivel basal, calculado en la forma indicada.

2.2.9.18.5. Período de Vibración – E.030.

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimara con la siguiente expresión:

$$T = h_n / C_T$$

Donde:

$C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

2.2.9.18.6. Período de Vibración – NCh 433.

La Norma Chilena nos especifica que el valor del período de vibración T^* en cada una de las direcciones de acción sísmica consideradas en el análisis, se debe calcular mediante un procedimiento fundamentado.

Para el trabajo de investigación nos apoyamos de un trabajo realizado en Chile, por el Ingeniero Investigador del Instituto de Investigaciones y Ensayos de Materiales (IDIEM) Raúl Husid L. en ese entonces profesor de Análisis Vectorial y Mecánica Racional en la Escuela de Ingeniería de la Universidad de Chile. El cual determinaba mediante un procedimiento fundamentado la obtención del período fundamental, aplicándolos a edificios estructurados de tal manera que las rigideces de los elementos resistentes se puedan asimilar a rigideces de corte: es decir, edificios cuya estructuración es tal que la deformación relativa entre pisos consecutivos es función solo del esfuerzo de corte desarrollado entre ambos pisos. A continuación se muestra la fórmula utilizada para el cálculo del período de Vibración:

Fórmula propuesta en la Ordenanza General de Construcciones de Chile.

$$T=2\pi\sqrt{m/k}$$

Donde:

m = Masa

k = Rigidez

T = Periodo de Vibración en el sentido de análisis.

2.2.9.19. Análisis Sísmico Dinámico

2.2.9.19.1. Análisis Modal Espectral – E.030.

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este ítem.

2.2.9.19.2. Análisis Modal Espectral – NCh 433.

Este método se puede aplicar a las estructuras que presenten modos normales de vibración clásicos, con amortiguamientos modales del orden de 5% del amortiguamiento crítico.

2.2.9.19.3. Modo de Vibración – 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 consideraran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

2.2.9.19.4. Modo de Vibración – NCh 433.

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.

2.2.9.19.5. Aceleración Espectral – E.030.

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizara un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

2.2.9.19.6. Aceleración Espectral – NCh 433.

El espectro de diseño de pseudo-aceleraciones que determine la resistencia sísmica de la estructura está definido por:

$$S_a = \frac{SA_0\alpha}{(R^*/I)}$$

En donde:

I : Categoría de la edificación.

A_0 = Factor de Zonificación.

α = Factor de amplificación, se determina para cada modo de vibrar n , de acuerdo a la siguiente 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_n, p = parámetros relativos al tipo de suelo de fundación.

R^* = Factor de Reducción, se determina de la siguiente manera:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 T_o + \frac{T^*}{R_o}}$$

En que:

T^* = período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

R_o = valor para la estructura que se establece de acuerdo con las disposiciones de los valores máximos de los factores de modificación de la respuesta.

2.2.9.19.7. Criterios de Combinación – E.030.

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores λ calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

β , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05.

ω_i, ω_j son las frecuencias angulares de los modos i, j .

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión.

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

2.2.9.19.8. Criterios de Combinación - NCh 433.

Superposición modal: Los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de cada elemento estructural se deben calcular para cada una de las direcciones de acción sísmica, superponiendo las contribuciones de cada uno de los modos de vibrar. Se deben considerar las limitaciones al esfuerzo de corte basal.

La superposición de los valores máximos modales se debe hacer mediante la expresión:

$$r = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} X_i X_j}$$

En que las sumas de \sum_i y \sum_j son sobre todos los modos considerados; los coeficientes de acoplamiento modal ρ_{ij} se deben determinar por uno de los métodos alternativos siguientes:

a) El método CQC:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 r^{3/2}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\xi^2 r(1+r)}$$

En que:

$$r = T_i/T_j$$

ξ = razón de amortiguamiento, uniforme para todos los modos de vibrar, que se debe tomar igual a 0,05.

2.2.9.19.9. Fuerza Cortante Mínima – E.030.

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso 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.

2.2.9.19.10. Determinación de Desplazamientos Laterales – E.030.

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y 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 consideraran los valores mínimos de C/R indicados en la fuerza cortante de la base, ni el cortante mínimo en la base especificado en la fuerza cortante mínima.

2.2.9.19.11. Determinación de Desplazamientos Laterales – NCh 433.

Para el cálculo de desplazamientos laterales la norma chilena utiliza el valor de $R \cdot K_d/3$ según el D.8.4.3 y D.8.4.4, considerando que el K_d tendrá valor aproximado al R_0 .

2.2.9.19.12. Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles – E.030.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso calculado según la determinación de desplazamientos laterales, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la **TABLA 7**.

TABLA 7: Límites para la distorsión del entrepiso.

Materia Predominante	(Δ/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: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta tabla.

2.2.9.19.13. Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles - NCh 433.

Los desplazamientos horizontales y rotaciones de los diafragmas de piso se deben calcular para las acciones sísmicas de diseño estipiladas en la cláusula 6, incluyendo el efecto de la torsión accidental.

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.

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.

CAPÍTULO III. METODOLOGÍA

3.1. Metodología de la investigación

3.1.1. Tipo de investigación

Se toman valores cuantitativos para el cálculo de la respuesta sísmica de una edificación de concreto armado con sistema dual, teniendo como resultado a los parámetros sísmicos del análisis dinámico, aplicado con la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016 y la Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios NCh 433.of1966 modificada en el 2012 con la finalidad de comparar los resultados valorativamente.

“La investigación presenta un conjunto de procesos, es secuencial y probatorio. Cada etapa precede a la siguiente y no podemos “brincar” o eludir pasos. El orden es riguroso, aunque desde luego, podemos redefinir alguna fase. Parte de una idea que va acotándose y, una vez delimitada, se derivan objetivos y preguntas de investigación, se revisa la literatura y se construye un marco o una perspectiva teórica. De las preguntas se establecen hipótesis y determinan variables; se traza un plan para probarlas (diseño); se miden las variables en un determinado contexto; se analizan las mediciones obtenidas utilizando métodos estadísticos, y se extrae una serie de conclusiones. ” (Hernández Sampieri, Fernández-Collado, & Baptista Lucio, 2014)

3.1.2. Nivel de la investigación

El presente trabajo de investigación alcanza el Nivel Descriptivo ya que se “Busca especificar propiedades y características importantes de cualquier fenómeno que se analice” (Hernández Sampieri, Fernández-Collado, & Baptista Lucio, 2014).

Se identificaron los parámetros de cada norma de diseño sismorresistente (E.030 y NCh 433of96) utilizada para luego comparar resultados de la respuesta sísmica de la edificación de concreto armado, con sistema dual.

3.1.3. Método de investigación

El método de investigación es Hipotético-Deductivo “es la vía primera de inferencias lógicas deductivas para arribar a conclusiones particulares a partir de la hipótesis, que después se pueden comprobar (Hernández Meléndrez, 2006).

El método de esta investigación parte de una hipótesis la cual nos lleva a comprar resultados de la respuesta sísmica de la edificación utilizando ambas normas de diseño sismorresistente (E.030 del 2016 y la NCh 433of96).

3.2. Diseño de la investigación

3.2.1. Diseño metodológico

El diseño metodológico es No Experimental porque “Se realiza sin manipular deliberadamente las variables y en los que solo se observan los fenómenos en su ambiente natural para analizarlos” (Hernández Sampieri, Fernández-Collado, & Baptista Lucio, 2014).

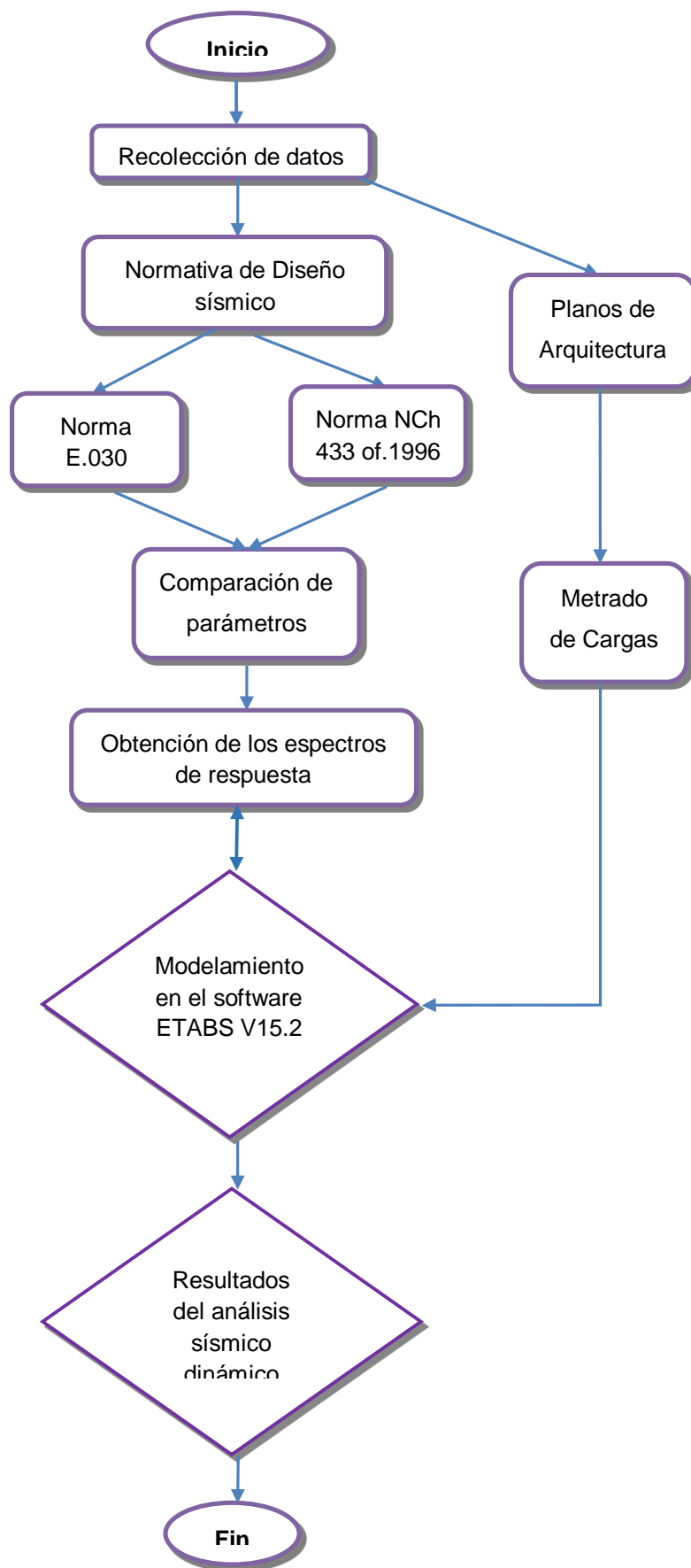
El diseño metodológico en esta investigación no se manipulo experimentalmente las variables independientes, ya que los parámetros que ofrecen ambas normas de diseño sismorresistente (E.030 del 2016 y NCh.433of96) no se experimental solo sirven para ser comparadas una a otra y poder llegar a resultados de la respuesta sísmica de la edificación.

El diseño de la investigación es Transaccionales (transversales) porque “Recolectan datos en un solo momento en un tiempo único. Su propósito es describir variables y analizar su incidencia e interacción en un momento dado” (Hernández Sampieri, Fernández-Collado, & Baptista Lucio, 2014).

3.2.2. Diseño de ingeniería

Se muestra en el siguiente diagrama de flujo, **FIGURA 17**.

FIGURA 17: Diagrama de Flujo del Diseño de Ingeniería de la Investigación.



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

3.3. Población y muestra

3.3.1. Población

3.3.1.1. Descripción de la población

La población en la cual se trabajará la investigación, es una edificación de concreto armado, con sistema dual, de categoría común ya que es una vivienda multifamiliar, esto pertenecería a una población censal. “En este caso, el investigador elige una serie de conceptos a considerar, que también se denominan variables, los mide y los resultados les sirven para describir el fenómeno de interés (la población)” (Hernández Sampieri, Fernández-Collado, & Baptista Lucio, 2014).

FIGURA 18: Mapa de ubicación de la Obra de Construcción



Fuente: Ilustración de GOOGLE MAPS (Datos del mapa, 2013)

3.3.1.1. Cuantificación de la población

Se tomó como población a la edificación de concreto armado, con sistema dual, ubicada en el Barrio Magisterial, Ciudad del Cusco.

3.3.2. Muestra

3.3.2.1. Descripción de la muestra

La muestra es no probabilística censal, esto quiere decir que nuestra población es uno y la muestra también es uno. La muestra es igual a la población.

3.3.2.2. Cuantificación de la muestra

En este caso nuestra muestra es igual a la población y se tomaron las variables para el respectivo cálculo del análisis sísmico.

3.3.2.3. Método de muestreo

El tipo de muestreo es tipo discrecional, ya que la muestra es elegida a criterio del investigador.

3.3.2.4. Criterios de evaluación de la muestra

Se consideró como muestra a la población, ya que la muestra es igual a la población.

3.3.2.5. Criterios de inclusión

Debido a que nuestra muestra es de tipo censal, no se tendrá un criterio de inclusión, ya que la población es igual a la muestra.

3.4. Instrumentos

3.4.1. Instrumentos metodológicos

3.4.1.1. Guías de observación



Es un instrumento o técnica de investigación cuya finalidad es obtener información a partir de documentos escritos o no escritos, se tienen las diferentes clases de documentos en esta investigación.

Documentos Digitales: Archivo digital, donde se almacena información que puede ser revisada en un computador mediante un software adecuado.

3.4.1.1.1. Hoja de cálculo para determinar el espectro de respuesta de la norma de diseño sismo resistente E.30 del 2016 y la norma de diseño sísmico de edificios NCh 433 of 96

Para el cálculo del espectro de respuesta se necesitan los parámetros de influencia como son zonificación, amplificación sísmica, categoría de la edificación, el tipo de suelo y factor de reducción del sistema estructural.

TABLA 8: Cuadro de ingreso de datos E.030.

 UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL				
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE DISTORSIONES DE ENTREPISO - DERIVA Y FUERZAS CORTANTES DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO CON SISTEMA DUAL, MEDIANTE LOS ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO, APLICADO CON LA NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE E.030 DEL 2016 Y LA NORMA CHILENA DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS NCh 433.of1996 MODIFICADA EN 2012				
Tesistas:	Garcia Acurio, Mario Vladimir			
	Moscoso Nieves, Darwin Wilber			
Lugar y fecha:				
<u>Ficha para la elaboración del espectro de respuesta aplicando la</u>				
Factor de Zona		Periodo	E. 030	
Z		T (seg)	C	Sa x-y
Categoría de Edificación		0.00		
U		0.01		
Perfil de Suelo		0.02		
S		0.03		
T _p (S)		0.04		
T _L (S)		0.05		
Factor de Reducción		0.06		
R ₀		0.07		
I _a		0.08		
I _b		0.09		
R		0.10		
Periodo		0.20		
hn		0.30		
CT		0.40		
g		0.50		
		0.60		
		0.70		
		0.80		
		0.90		
		1.00		

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

TABLA 9: Cuadro de ingreso de datos NCh 433.

 UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL						
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE DISTORSIONES DE ENTREPISO - DERIVA Y FUERZAS CORTANTES DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO CON SISTEMA DUAL, MEDIANTE LOS ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO, APLICADO CON LA NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE E.030 DEL 2016 Y LA NORMA CHILENA DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS NCh 433.of1996 MODIFICADA EN 2012						
<u>Ficha de resultados obtenidos del software</u>						
Tesistas:		Garcia Acurio, Mario Vladimir				
		Moscoso Nieves, Darwin Wilber				
Lugar y fecha:						
<u>Ficha para la elaboración del espectro de respuesta aplicando la Nch 433</u>						
Factor de Zona		Periodo	Nch 433			
A0		T (seg)	α_x	α_y	Sax	Say
Categoría de Edificación		0.00				
I		0.01				
Perfil de Suelo		0.02				
S		0.03				
T0		0.04				
T'		0.05				
n		0.06				
p		0.07				
Factor de Reducción		0.08				
R		0.09				
R0		0.10				
R*x		0.20				
R*y		0.30				
Periodo		0.40				
T*x		0.50				
T*y		0.60				
g		0.70				
		0.80				
		0.90				
		1.00				

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

3.4.1.1.1. Hoja de metrado de cargas

Para el cálculo del peso de la edificación se calculó la carga muerta y carga viva, mediante una hoja de metrados considerando los pesos por niveles según se muestra en la **TABLA 10**.



TABLA 10: Hoja de Metrado de Carga.


 UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL						
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE DISTORSIONES DE ENTREPISO - DERIVA Y FUERZAS CORTANTES DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO CON SISTEMA DUAL, MEDIANTE LOS ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO, APLICADO CON LA NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE E.030 DEL 2016 Y LA NORMA CHILENA DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS NCh 433.0f1996 MODIFICADA EN 2012						
Ficha de resultados obtenidos del software						
Tesistas:	Garcia Acurio, Mario Vladimir					
	Moscoso Nieves, Darwin Wilber					
Lugar y fecha:						
FICHA DE METRADO DE CARGA						
METRADO PRIMERA LOSA						Total
ELEMENTO	Und	Cant	b	h	L	Total
LOSA MACIZA						
VIGA 40*50						
VIGA 30*50						
COLUMNA 40*80						
COLUMNA 30*80						
COLUMNA 40*95						
COLUMNA 30*95						
COLUMNA 25*40						
METRADO SEGUNDA LOSA						Total
PESO LOSA ALIGERADA						
PISO TERMINADO						
VIGA 40*50						
VIGA 30*50						
COLUMNA 40*80						
COLUMNA 30*80						
COLUMNA 40*95						
COLUMNA 30*95						
MURO DE TABIQUERIA						
METRADO TERCERA LOSA (LOSA TIPICA)						Total
PESO LOSA ALIGERADA						
PISO TERMINADO						
VIGA 40*50						
VIGA 30*50						
VIGA 25*50						
COLUMNA 40*80						
COLUMNA 30*80						
COLUMNA 40*95						
COLUMNA 30*95						
MURO DE TABIQUERIA						
METRADO TECHO						Total
VIGA 40*50						
VIGA 30*50						
VIGA 25*50						
COLUMNA 40*80						
COLUMNA 30*80						
COLUMNA 40*95						
COLUMNA 30*95						
MURO DE TABIQUERIA						

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

3.4.1.1.2. Formatos de archivos de salida de datos para desplazamientos, fuerzas cortantes

Se obtienen los datos de los resultados procesados en el Software Etabs v15.2 para su correspondiente interpretación, según se muestra en la **TABLA 11**.

TABLA 11: Hoja de salida de datos.

		UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO				
		FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA				
		ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL				
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE DISTORSIONES DE ENTREPISO - DERIVA Y FUERZAS CORTANTES DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO CON SISTEMA DUAL, MEDIANTE LOS ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO, APLICADO CON LA NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE E.030 DEL 2016 Y LA NORMA CHILENA DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS NCh 433.0f1996 MODIFICADA EN 2012						
<u>Ficha de resultados obtenidos del software</u>						
Tesistas:		Garcia Acurio, Mario Vladimir				
		Moscoso Nieves, Darwin Wilber				
Lugar y fecha:						
SISMO DINAMICO X						
Nivel	Altura (m)	Desplazamientos (mm)	Desplazamientos C.M. (mm)	Derivas Elástica	Cortante V (tonf)	Masas
TECHO						
PISO 7						
PISO 6						
PISO 5						
PISO 4						
PISO 3						
PISO 2						
PISO 1						
SEMI-SÓTANO						
SISMO DINAMICO Y						
Nivel	Altura (m)	Desplazamientos (mm)	Desplazamientos C.M. (mm)	Derivas Elástica	Cortante V (tonf)	Masas
TECHO						
PISO 7						
PISO 6						
PISO 5						
PISO 4						
PISO 3						
PISO 2						
PISO 1						
SEMI-SÓTANO						

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

3.4.2. Instrumentos de ingeniería

3.4.2.1. Guías normativas

3.4.2.1.1. Reglamento nacional de edificaciones, diseño sismorresistente E.030 del 2016

Material de investigación, el cual se utiliza para el análisis sísmico dinámico.

3.4.2.1.2. Norma chilena de diseño sísmico de edificios NCh 433.of1996 modificada en el 2012

Material de investigación, el cual se utiliza para el análisis sísmico dinámico.

3.4.2.2. Software de ingeniería

- Software Microsoft Excel
- Software Etabs 2015 V15.2 Versión Gratuita
- Software Autodesk AutoCAD Civil 3D
- Software Google Earth

3.5. Procedimiento de recolección de datos

3.5.1. Identificación y comparación de los parámetros de influencia según las normas E.030 del 2016 y la NCh 433.of1996.

Se hará la comparación de todos los artículos de las normas que incidan para el cálculo del espectro de respuesta correspondiente a cada norma, el cual será necesario para el análisis dinámico modal espectral.

3.5.1.1. Factor de zonificación sísmica “Z” y “A₀”

El territorio Nacional Peruano se considera dividido en cuatro zonas como se muestra en la **FIGURA 19**, al igual el territorio Chileno los divide en tres zonas como se muestra en la **FIGURA 20**, y para utilizar y comparar ambos valores de zonificación nos ayudaremos de un mapa de Isoaceleraciones realizado por CISMID con un 10% de excedencia en 50 años, estos valores también serán utilizando para ver la importancia de los parámetros de la nueva Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016.

3.5.1.1.1. Equipo utilizado

- Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016.
- Norma de Diseño Sísmico de Edificios NCh 433.of96 modificada el 2012.
- Mapa de Isoaceleraciones de la Universidad Nacional de Ingeniería CISMID.

3.5.1.1.2. Procedimiento

Se procede a utilizar los valores de Zona de acuerdo a la ubicación de lugar de investigación, la cual se encuentra en la Ciudad del Cusco, y para el respectivo caso La norma Peruana y la Norma Chilena presentan valores de Zonificación sísmica iguales, los cuales se observan en el mapa de Isoaceleraciones de la **FIGURA 21**, estas son curvas que se prolongan en todo el continente y no cambian dependiendo del país, es así que se utiliza la zona 2 de la clasificación Peruana y Chilena.

Para un estudio aparte de la importancia de los parámetros de zonificación de la Norma Peruana, se procederá a utilizar los valores máximos y mínimos dentro de la zona del Cusco, esto quiere decir que una vez definido los valores de Zonificación de la norma Peruana se procederán a utilizar los valores del mapa de Isoaceleración los cuales estarán en el rango de la Ciudad del Cusco.

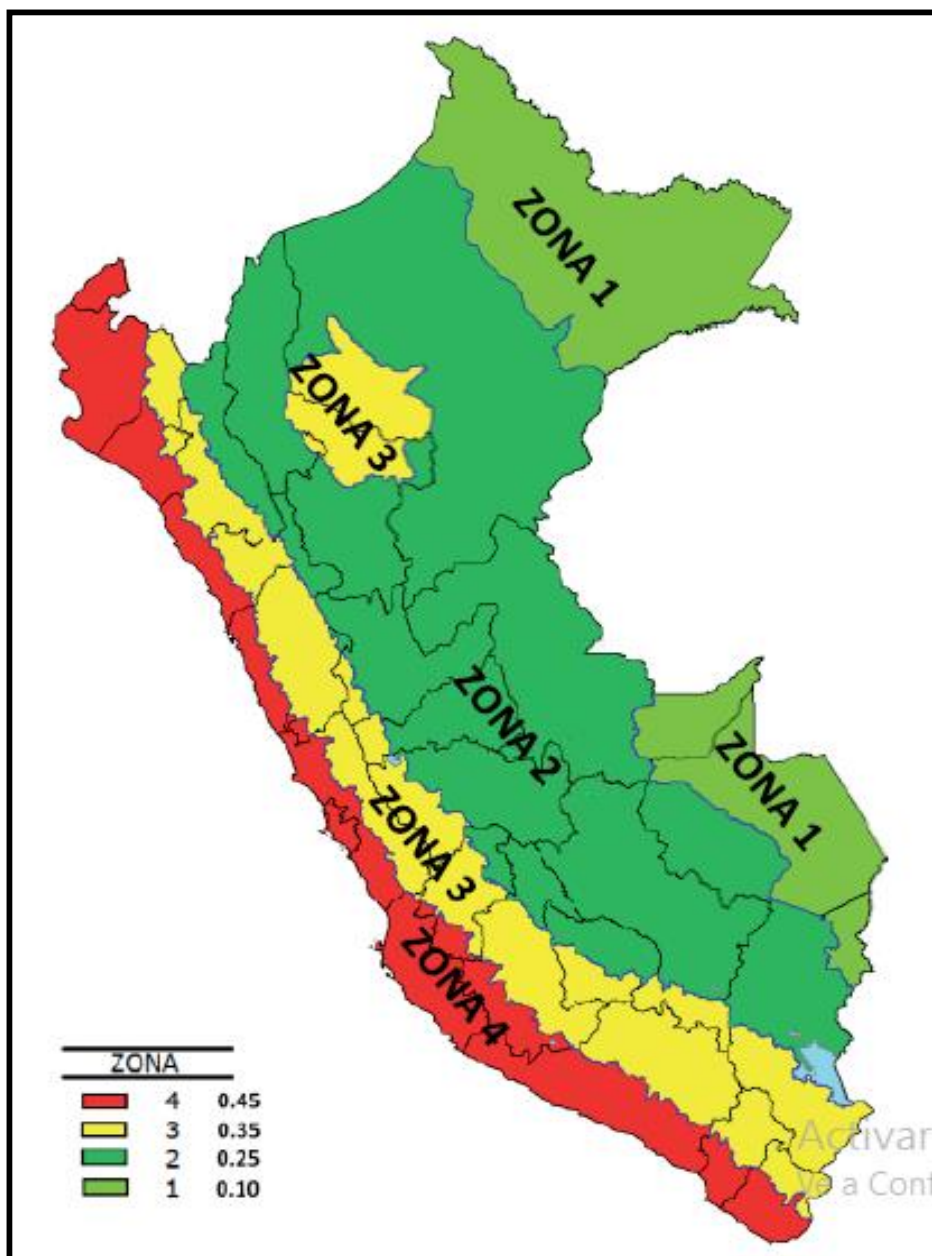
3.5.1.1.3. Toma de datos

TABLA 12: Cuadro Comparativo de los Factores de Zona "Z" de cada Norma.

Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016		Diseño Sísmico de Edificios NCh 433.of96	
Zona	Z	Zona sísmica	A ₀
4	0.45	1	0.20 g
3	0.35	2	0.30 g
2	0.25	3	0.40 g
1	0.10		

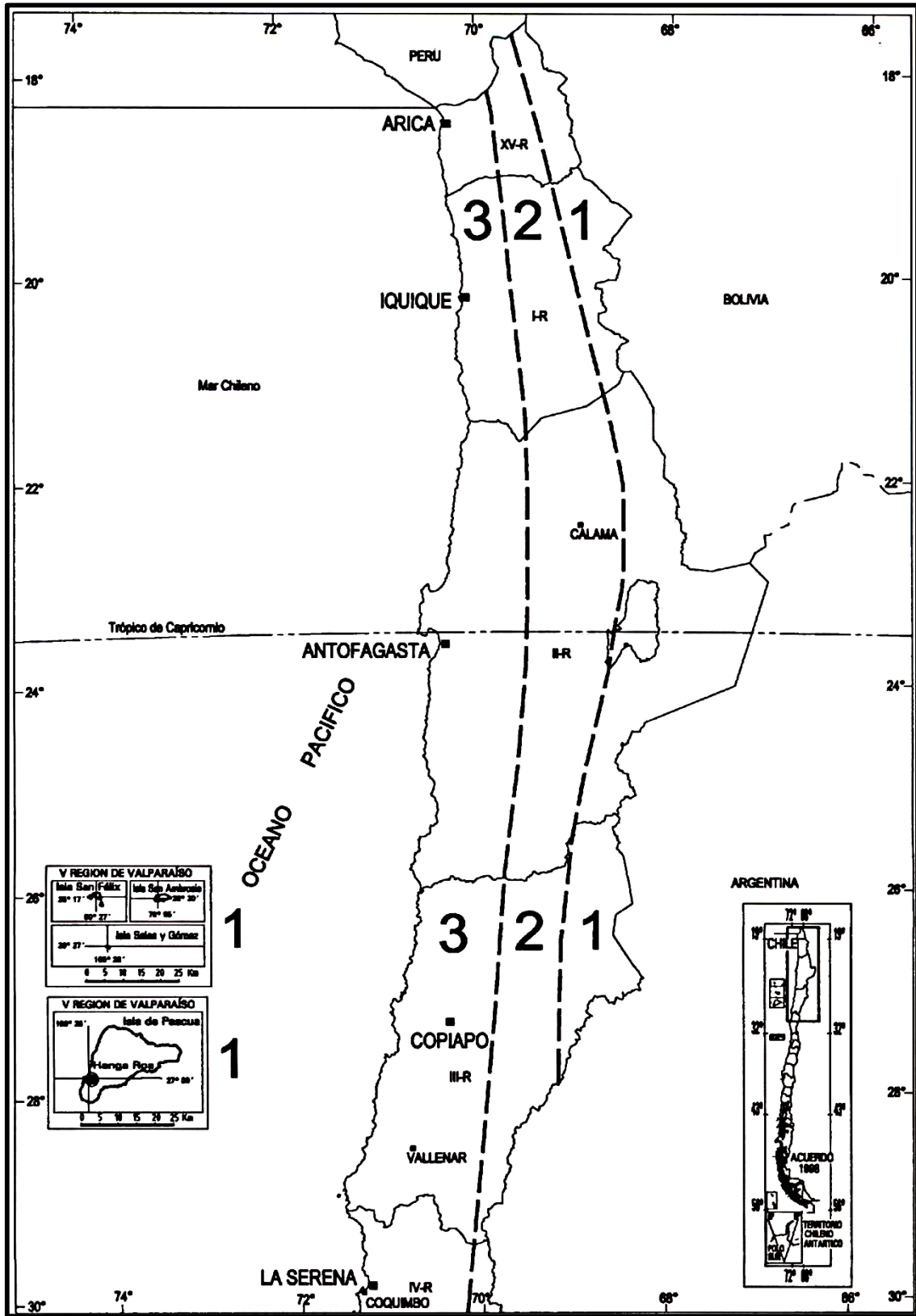
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 19: Zonas Sísmicas del territorio Peruano.



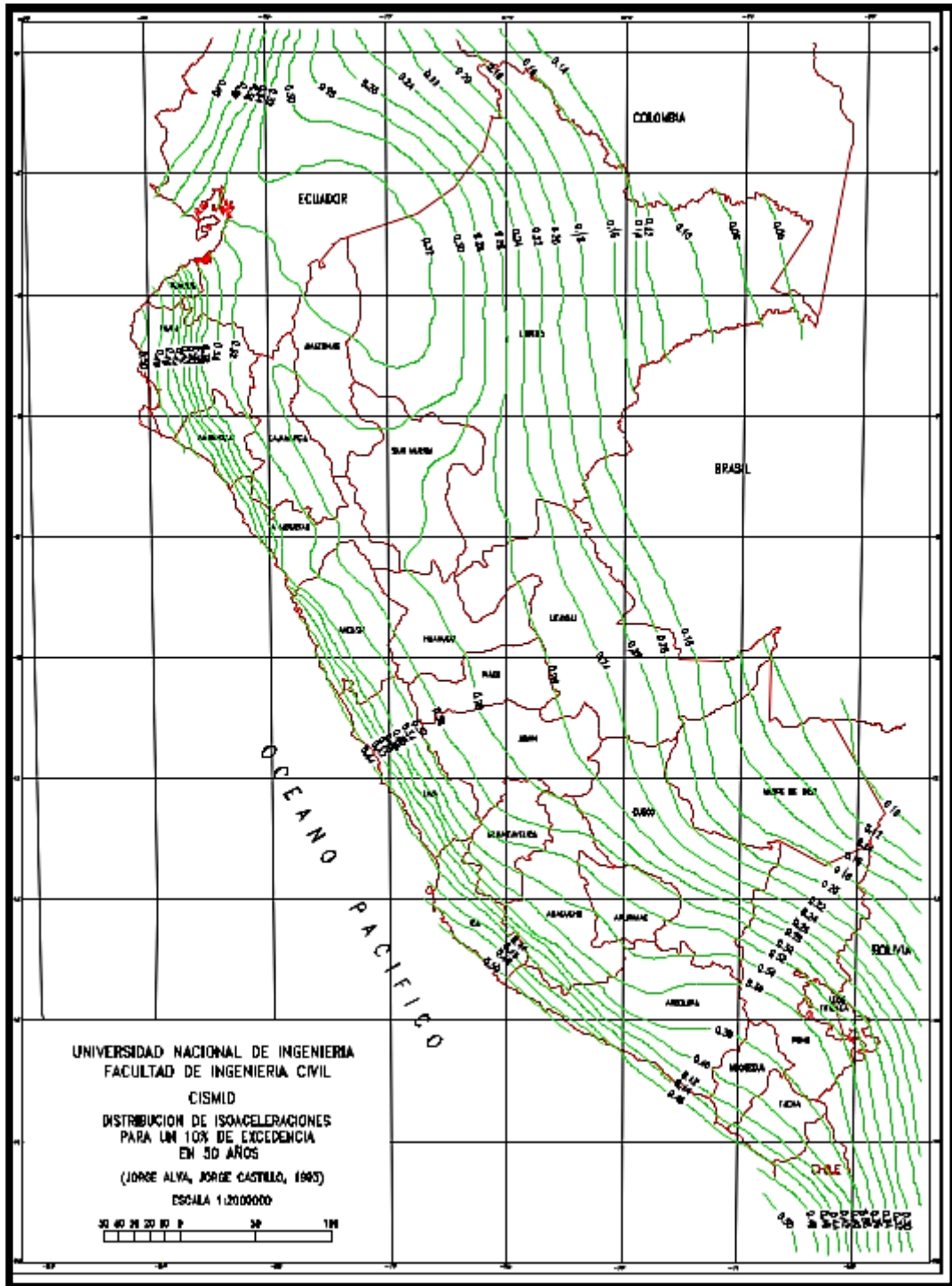
FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

FIGURA 20: Zonas Sísmicas de las Regiones I, II, III y XV del territorio Chileno.



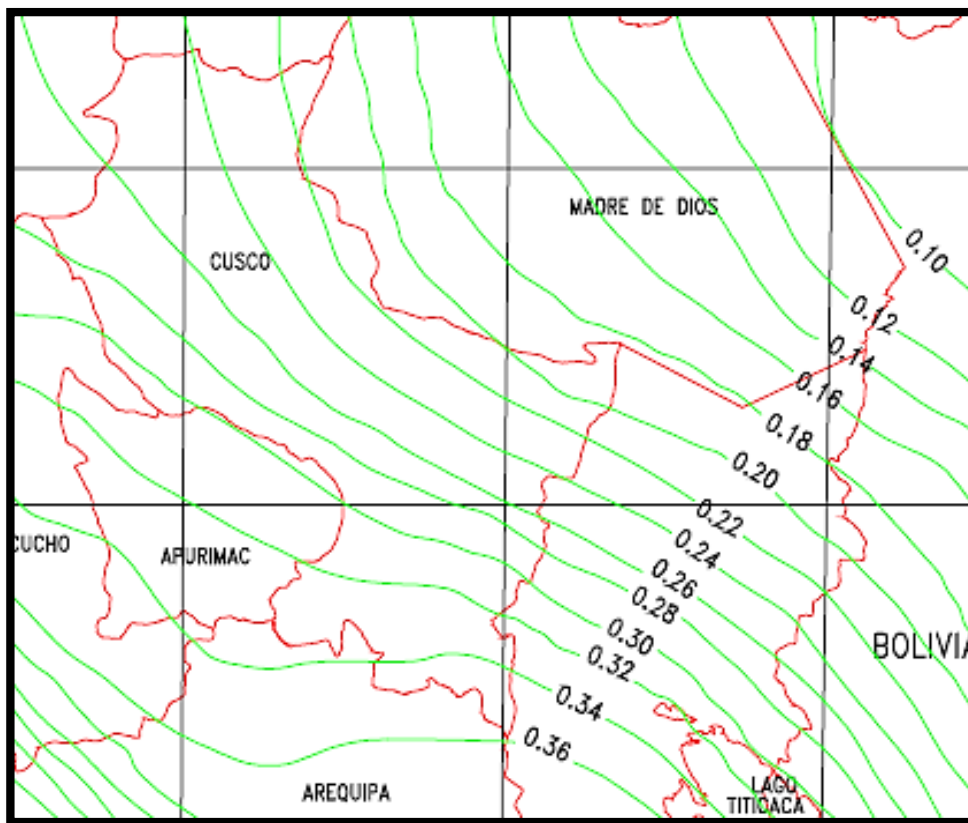
FUENTE: (Diseño Sísmico de Edificios Nch 433.of96, 2012)

FIGURA 21: Distribución de Isoaceleraciones para un 10% de Excedencia en 50 años.



FUENTE: (Alva & Castillo, 1993)

FIGURA 22: Distribución de Isoaceleraciones para un 10% de Excedencia en 50 años – detallada en la Región Cusco.



FUENTE: (Alva & Castillo, 1993)

Como se muestra en la **FIGURA 22** Distribución de Isoaceleraciones para un 10% de Excedencia en 50 años – detallada en la Región Cusco, los datos obtenidos del mapa de isoaceleración varían alrededor de 0.25, entre 0.18 y 0.36 que pertenecen a la Zona 2 donde se encuentra Cusco según la Norma Peruana.

TABLA 13: Valores de “Z” del Mapa de Isoaceleraciones para la región Cusco.

Zona	Z
Cusco	0.36
	0.34
	0.32
	0.30
	0.28
	0.26
	0.24
	0.22
	0.20
	0.18

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

3.5.1.2. Factor de suelo “s” en ambas normas

La Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016 presenta nuevos valores en el factor “S”, para la obtención de este valor, ya no es de manera directa, sino dependen de otros valores, como es Zona “Z” y el Perfil del Suelo (S_0 , S_1 , S_2 , S_3 y S_4).

El Perfil del suelo se obtendrá dentro de una clasificación que dependerá de cualquiera de estos valores que proporcione el Estudio de Mecánica de Suelos (E.M.S.), los cuales son V_s (velocidad de propagación de las ondas de corte), N_{60} (Ensayo de Penetración Estándar – SPT) y el S_u (promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada).

Se observa un nuevo Periodo, el T_L (Periodo que define el inicio de la Zona del factor C con desplazamiento constante) y el valor de T_P (Periodo que define la plataforma del factor C), que se determinaran dependiendo del tipo de Perfil del Suelo, obteniendo así todos los valores necesarios de los Parámetros de Sitio para la cortante basal de la edificación.

La Norma de Diseño Sísmico de Edificios NCh 433.of96 modificada en el 2012 presenta valores para el tipo de Suelo, estos dependerán estrictamente de clasificación sísmica de suelos, dependiendo principalmente de la Velocidad de las ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno.

Igualmente a nuestra Norma Peruana, al determinar el Perfil del Suelo, se podrá obtener directamente los valores de “S”, $T_0(s)$, $T'(s)$, n y p (parámetros que dependen del tipo de suelo).

3.5.1.2.1. Equipo utilizado

- Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016.
- Norma de Diseño Sísmico de Edificios NCh 433.of96 modificada en el 2012.

3.5.1.2.2. Procedimiento

De nuestro Estudio de Mecánica de Suelos se obtuvo el Valor de N_{60} el cual determino el Perfil del Suelo de la **TABLA 16**, teniendo ya el tipo de Perfil de Suelo, se procede a determinar los periodos T_P y T_L de la **TABLA 18**.

Igualmente para la Norma Chilena, teniendo ya los valores de N_{60} se pasó clasificar el perfil del Suelo y sus valores correspondientes.

Según la clasificación de Mecánica de Suelos, nos proporcionó los siguientes valores:

- ✓ Estrato de apoyo: GRAVA ARCILLOSA LIMOSA CON ARENA GC – GM
- ✓ Capacidad Admisible: 1.26 Kg/cm².

Se procede a verificar el \bar{N}_{60} y el q_u , a partir de los datos del estudio de suelo:

TABLA 14: Estratigrafía del Terreno.

ESTRATIGRAFÍA TERRENO									
DH: Espesor del estrato; Gam: Peso específico; Gams: Peso específico saturado; Fi: Ángulo de rozamiento interno; Ficorr: Ángulo de rozamiento interno corregido según Terzaghi; c: Cohesión; c Corr: Cohesión corregida según Terzaghi; Ey: Módulo elástico; Ed: Módulo edométrico.									
DH (m)	Gam (kN/m ³)	Gams (kN/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (kN/m ²)	c Corr. (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	Ey (kN/m ²)	Ed (kN/m ²)
0.5	18.63	20.59	15.0	10.18	1.96	1.313	0.0	0.0	2451.66
4.0	19.61	21.57	24.0	16.61	7.24	4.851	0.0	0.0	4903.32
3.0	18.2	20.59	32.0	22.72	0.0	0.0	0.0	49033.25	0.0
CARGA ÚLTIMA SEGÚN MEYERHOF (1963)									
Factor Nq					4.6				
Factor Nc					12.06				
Factor Ng					1.55				
Factor Sc					1.36				
Factor Dc					1.75				
Factor Sq					1.18				
Factor Dq					1.38				
Factor Sg					1.18				
Factor Dg					1.38				
Presión última					372.28	kN/m ²			
Presión admisible					124.09	kN/m ² = 1.26 Kg/cm ²			

FUENTE: (EMS ,2015).

TABLA 15: Relación de profundidad y número de golpes del estrato de suelo.

Profundidad (m)	Nº de golpes	Res. dinámica reducida (Kg/cm²)	Res. dinámica (Kg/cm²)	Pres. admisible con reducción Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. admisible Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	0	0,00	0,00	0,00	0,00
0,30	0	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	0	0,00	0,00	0,00	0,00
0,50	0	0,00	0,00	0,00	0,00
0,60	0	0,00	0,00	0,00	0,00
0,70	0	0,00	0,00	0,00	0,00
0,80	0	0,00	0,00	0,00	0,00
0,90	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1,10	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1,20	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1,30	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1,40	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1,50	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1,60	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1,70	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1,80	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1,90	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2,10	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2,20	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2,30	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2,40	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2,50	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2,60	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2,70	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2,80	0	0,00	0,00	0,00	0,00
2,90	0	0,00	0,00	0,00	0,00
3,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00
3,10	0	0,00	0,00	0,00	0,00
3,20	0	0,00	0,00	0,00	0,00
3,30	0	0,00	0,00	0,00	0,00
3,40	5	16,41	20,55	0,82	1,03
3,50	5	15,53	19,48	0,78	0,97
3,60	6	18,61	23,38	0,93	1,17
3,70	5	15,53	19,48	0,78	0,97
3,80	6	18,61	23,38	0,93	1,17
3,90	5	16,41	20,55	0,82	1,03
4,00	10	15,53	19,48	0,78	1,35
4,10	5	16,41	20,55	0,82	1,03
4,20	9	15,53	19,48	0,78	0,97
4,30	6	18,61	23,38	0,93	1,17
4,40	5	16,41	20,55	0,82	1,03
4,50	9	15,53	19,48	0,78	1,97
4,60	8	18,61	23,38	0,93	1,17
4,70	5	15,53	19,48	0,78	1,14
4,80	9	18,61	23,38	0,93	1,34
4,90	5	16,41	20,55	0,82	1,45
5,00	8	15,53	19,48	0,78	1,76

FUENTE: (EMS ,2015).

Promedio Ponderado del Ensayo Estándar de Penetración, \bar{N}_{60} .

$$\bar{N}_{60} = \frac{\sum_{i=1}^m d_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{d_i}{N_{60i}} \right)}$$

Solo se analizó un estrato del terreno obteniendo los siguientes valores de profundidad y numero de golpes del ensayo SPT.

Entonces el $\bar{N}_{60} = 10$ golpes

Esto equivale a:

1 pie =	0.3048 m
---------	----------

E.030	Golpes /0.10 m	0.10 m	10 golpes
NCH 433	Golpes /pies	0.3048 m	30 golpes

La clasificación de acuerdo a su \bar{N}_{60} sería un Suelo Tipo S_3 Suelos Blandos.

Para la Norma Chilena, especifica el q_u el cual según el estudio de Suelos nos da el valor de 1.26 Kg/cm² y también el \bar{N}_{60} equivalente a 30 golpes/pies a esto equivale a un tipo de Suelo Medianamente denso, o firme tipo "D".

3.5.1.2.3. Toma de datos

TABLA 16: Clasificación de los Perfiles de Suelo.

Perfil	V_s	N_{60}	S_u
S_0	>1500 m/s	-	-
S_1	500 m/s a 1500 m/s	>50	>100 kPa
S_2	180 m/s a 500/s	15 a 50	50 kPa A 100 kPa
S_3	<180 m/s	<15	25 KpA A 50 kPa
S_4	Clasificación basada en el EMS		

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 17: Factor de Suelo "S".

Zona\Suelo	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 18: Periodos " T_P " y " T_L ".

	Perfil de Suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
$T_P(S)$	0.3	0.4	0.6	1.0
$T_L(S)$	3.0	2.5	2.0	1.6

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 19: 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 ($E_{qu} \leq 2\%$)		
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	≥ 500		≥ 0.40 ($E_{qu} \leq 2\%$)	≥ 50	
C	Suelo denso o firme	≥ 350		≥ 0.30 ($E_{qu} \leq 2\%$)	≥ 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.
 E_{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: (Diseño Sísmico de Edificios Nch 433.of96, 2012)

TABLA 20: Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo.

Tipo de Suelo	S	$T_0(S)$	$T'(S)$	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	*	*	*	*	*

FUENTE: (Diseño Sísmico de Edificios Nch 433.of96, 2012)

3.5.1.3. Categoría de la edificación, factor de uso

Cada Estructura debe ser clasificada de acuerdo al Uso u Ocupación que esta desempeñe, este factor estará representado para la Norma Peruana como "U", y para la Norma Chilena como "I".

3.5.1.3.1. Equipo utilizado

- Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016.
- Norma de Diseño Sísmico de Edificios Nch 433.of96 modificada el 2012.

3.5.1.3.2. Procedimiento

Nuestra Edificación según la Norma Peruana se encuentra ubicada en la Categoría “C” (edificaciones comunes), ya que es una Vivienda Multifamiliar.

Lo mismo sucede según la Norma Chilena, nuestra Edificación se encontraría ubicada en la Categoría “II”, que son todos los edificios destinados a la habitación privada o público.

La Norma Peruana nos proporciona un nuevo cuadro según la **TABLA 22**, la cual nos dice que de acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique esta deberá proyectarse empleando el sistema estructural correspondiente.

3.5.1.3.3. Toma de datos

TABLA 21: Categoría de las Edificaciones y Factor “U”.

Categoría	Descripción	Factor "U"
A Edificación Esencial	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: -Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. -Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. -Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial de Estado.	1.5



B Edificación Importante	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificación Común	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
D Edificación Temporal	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2
<p>Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1,5.</p> <p>Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.</p>		

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 22: Categoría y Sistema Estructural de las Edificaciones.

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2(*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier Sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF Y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera.
	1	Cualquier Sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier Sistema.

(*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 23: Categoría de Ocupación de edificios y Valor de Coeficiente I.

Categoría	Descripción	Factor "I"
I	<p>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, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Instalaciones agrícolas. -Ciertas instalaciones provisorias. -Instalaciones menores de almacenaje. 	0.6
II	<p>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.</p>	1.0
III	<p>Edificios y otras estructuras cuyo contenido es de gran valor, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Bibliotecas; museos. <p>Edificios y otras estructuras donde existe frecuentemente aglomeración de personas, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Salas destinadas a asambleas para 100 o más personas; -Estadios y graderías al aire libre para 2000 o más personas; -Escuelas, parvularios y recintos universitarios; -Cárceles y lugares de detención; -Locales comerciales con una superficie mayor o igual a 500 m² por piso, o de altura mayor que 12 m; -Centros Comerciales con pasillos cubiertos, con un área total mayor que 3000 m² sin considerar la superficie de estacionamientos. <p>Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de Ocupación IV (incluyendo, pero no exclusivamente, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen cantidades suficientes de sustancias peligrosas para el público en caso que se liberen.</p> <p>Edificios y otras estructuras que contengan sustancias peligrosas deben ser clasificadas como estructuras de la Categoría de Ocupación II si se demuestra satisfactoriamente ante la Autoridad Competente mediante una estimación del riesgo, según Nch3171, que la liberación de la sustancia peligrosa no presenta una amenaza para el público.</p>	1.2

FUENTE: (Diseño Sísmico de Edificios Nch 433.of96, 2012)

TABLA 24: Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo.

Categoría	Descripción	Factor "I"
IV	<p>Edificios y otras estructuras clasificadas como edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o de utilidad pública, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Cuarteles de policía; -Centrales Eléctricas y telefónicas; -Correos y telégrafos; -Radioemisoras; -Canales de televisión; -Plantas de agua potable y de bombeo. <p>Edificios y otras estructuras clasificadas como instalaciones esenciales cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Hospitales; -Postas de primeros Auxilios; -Cuarteles de Bomberos; -Garajes para vehículos de emergencia; -Refugios de emergencia; -Estructuras auxiliares (incluyendo, pero no exclusivamente a, torres de comunicación, estanques de almacenamiento de combustible, estructuras de subestaciones eléctricas, estructuras de soporte de estanques de agua para incendios o para consumo doméstico o para otro material o equipo contra incendios) requeridas para la operación de estructuras con Categoría IV durante una emergencia. -Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo, y hangares para aviones de emergencia. -Edificios y otras estructuras que tengan funciones críticas para la defensa nacional. <p>Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no exclusivamente, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias peligrosas en cantidades superiores a las establecidas por la Autoridad Competente.</p> <p>Edificios y otras estructuras que contengan sustancias peligrosas deben ser clasificadas como estructuras de la Categoría de Ocupación II si se puede demostrar satisfactoriamente a la Autoridad Competente mediante una estimación de riesgo, como se describe en Nch3171, que una fuga de estas sustancias no representa una amenaza para el público. No se permite esta clasificación reducida si los edificios u otras estructuras también funcionan como instalaciones esenciales o utilidad pública.</p>	1.2

FUENTE: (Diseño Sísmico de Edificios Nch 433.of96, 2012)

3.5.1.4. Periodo fundamental “T”

La Norma Peruana nos facilita mediante una fórmula el periodo fundamental de vibración, considerando coeficientes que dependen del sistema estructural que se va a utilizar, mientras que la Norma Chilena te menciona elegir el método para determinar el periodo de vibración, pero este tiene que estar fundamentado para que su aplicación se efectúe.

3.5.1.4.1. Equipo utilizado

- Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016.
- Norma de Diseño Sísmico de Edificios NCh 433.of96 modificada el 2012.

3.5.1.4.2. Procedimiento

Se procede a analizar el coeficiente que se va a analizar, depende del sistema estructural de la edificación en este caso es un sistema de concreto armado dual, y toma el valor de $C_T = 60$. Este periodo dependerá también de la altura total de la edificación en la que se analice.

La norma Chilena te dice que para aplicar el periodo fundamental utilices un método fundamentado, en esta ocasión utilizaremos la del país correspondiente, la cual es la fórmula propuesta en la Ordenanza General de Construcciones de Chile $T=2\pi\sqrt{m/k}$, donde considera la masa y la rigidez en cada una las direcciones de análisis de la estructura.

3.5.1.4.3. Toma de datos

Tenemos la altura total de la edificación $h_n = 29.6\text{m}$

El coeficiente $C_T = 60$.

El periodo fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = h_n/C_T$$

Donde:

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Obteniendo un valor de $T = 29.6/60 = 0.493 \text{ seg}$

Para la Norma Chilena se tomaran los valores con respecto a:

Masa total de la edificación "m" = 2'445,774.21 Tn

Rigidez en la dirección X " k_x "= 370923609.8

Rigidez en la dirección Y " k_y "= 190331784.6

Conociendo que la Inercia se determina como $b \cdot h^3/12$, donde b es la base, h es la altura, se obtienen los siguientes resultados en ambas direcciones X, e Y:

TABLA 25: Cuadro Resumen de Inercia en dirección X.

Elemento	Tipo	Base (b) cm	Altura (h) cm	Inercia (I) cm ⁴
C-1	Columna	40	80	1706666.67
C-2	Columna	30	80	1280000.00
C-3	Columna	40	95	2857916.67
C-4	Columna	30	95	2143437.50
C-5	Columna	40	25	52083.33
C-6	Columna	80	30	180000.00
P-1 (lateral)	Muro de corte	20	361	78409801.67
P-2	Muro de corte	20	235	21629791.67
P-3	Muro de corte	20	300	45000000.00
P-4 (base)	Muro de corte	402	20	268000.00
P-5 (ascensor)	Muro de corte	20	155	6206458.33
P-6	Muro de corte	185	20	123333.33
P-7	Muro de corte	20	195	12358125.00
P-8	Muro de corte	20	219	17505765.00
P-9	Muro de corte	20	239	22753198.33
P-10	Muro de corte	20	235	21629791.67
P-11	Muro de corte	350	20	233333.33
P-12	Muro de corte	400	20	266666.67
P-13	Muro de corte	529	20	352666.67

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 26: Cuadro Resumen de Inercia en dirección Y.

Elemento	Tipo	Base (b) cm	Altura (h) cm	Inercia (I) cm ⁴
C-1	Columna	80	40	426666.67
C-2	Columna	80	30	180000.00
C-3	Columna	95	40	506666.67
C-4	Columna	95	30	213750.00
C-5	Columna	25	40	133333.33
C-6	Columna	30	80	1280000.00
P-1 (lateral)	Muro de corte	361	20	240666.67
P-2	Muro de corte	235	20	156666.67
P-3	Muro de corte	300	20	200000.00
P-4 (base)	Muro de corte	20	402	108274680.00
P-5 (ascensor)	Muro de corte	155	20	103333.33
P-6	Muro de corte	20	185	10552708.33
P-7	Muro de corte	195	20	130000.00
P-8	Muro de corte	219	20	146000.00
P-9	Muro de corte	239	20	159333.33
P-10	Muro de corte	235	20	156666.67
P-11	Muro de corte	20	350	71458333.33
P-12	Muro de corte	20	400	106666666.67
P-13	Muro de corte	20	529	246726481.67

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

Para la determinación de la Rigidez de la columna y la placa será: $k = 12 EI/L^3$, donde E es el módulo de elasticidad del concreto (Kg/cm^2), I (cm^4) y L (cm) son la Inercia y la altura del elemento estructural, como la Inercia se analizó en ambas direcciones, obtendremos igualmente rigideces de columnas y placas en X e Y.



TABLA 27: Rigideces en la dirección X (a).

Piso	Tipo	Inercia (I) cm ⁴	E (Kg/cm ²)	Altura (L) cm	Rigidez (kg/cm)	N° de elementos por piso	Rigidez total por elemento (Kg/cm)	Rigidez total del piso
SOTANO	C-1	1706666.67	218820	360	96052.6749	6	576316.049	26038033
	C-2	1280000.00	218820	360	72039.50617	4	288158.025	
	C-3	2857916.67	218820	360	160846.0198	2	321692.04	
	C-4	2143437.50	218820	360	120634.5149	3	361903.545	
	C-5	52083.33	218820	360	2931.29501	5	14656.4751	
	C-6	180000.00	218820	360	10130.55556	2	20261.1111	
	P-1 (lateral)	78409801.67	218820	360	4412971.399	2	8825942.8	
	P-2	21629791.67	218820	360	1217343.367	2	2434686.73	
	P-3	45000000.00	218820	360	2532638.889	2	5065277.78	
	P-4 (base)	268000.00	218820	360	15083.2716	1	15083.2716	
	P-5 (ascensor)	6206458.33	218820	360	349304.8386	1	349304.839	
	P-6	123333.33	218820	360	6941.306584	1	6941.30658	
	P-7	12358125.00	218820	360	695525.9549	1	695525.955	
	P-8	17505765.00	218820	360	985239.5826	2	1970479.17	
P-9	22753198.33	218820	360	1280569.665	2	2561139.33		
P-10	21629791.67	218820	360	1217343.367	2	2434686.73		
P-11	233333.33	218820	360	13132.20165	2	26264.4033		
P-12	266666.67	218820	360	15008.23045	2	30016.4609		
P-13	352666.67	218820	360	19848.38477	2	39696.7695		

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)



TABLA 28: Rigideces en la dirección X (b).

Piso	Tipo	Inercia (I) cm ⁴	E (Kg/cm ²)	Altura (L) cm	Rigidez (kg/cm)	N° de elementos por piso	Rigidez total por elemento (Kg/cm)	Rigidez total del piso
Del Semisótano al 7° Piso	C-1	1706666.67	218820	280	204146.9388	6	1224881.63	40299234
	C-2	1280000.00	218820	280	153110.2041	4	612440.816	
	C-3	2857916.67	218820	280	341856.4094	2	683712.819	
	C-4	2143437.50	218820	280	256392.3071	3	769176.921	
	C-6	180000.00	218820	280	21531.12245	2	43062.2449	
	P-1 (lateral)	78409801.67	218820	280	9379172.449	2	18758344.9	
	P-2	21629791.67	218820	280	2587298.294	2	5174596.59	
	P-3	45000000.00	218820	280	5382780.612	2	10765561.2	
	P-4 (base)	268000.00	218820	280	32057.44898	1	32057.449	
	P-5 (ascensor)	6206458.33	218820	280	742400.0797	1	742400.08	
	P-6	123333.33	218820	280	14752.80612	1	14752.8061	
P-7	12358125.00	218820	280	1478246.126	1	1478246.13		
Techo	P-5 (ascensor)	6206458.33	218820	140	5939200.638	1	5939200.64	17883192
	P-6	123333.33	218820	140	118022.449	1	118022.449	
	P-7	12358125.00	218820	140	11825969.01	1	11825969	
ASC.	P-5 (ascensor)	6206458.33	218820	220	1530537.805	1	1530537.81	4608516.1
	P-6	123333.33	218820	220	30414.50038	1	30414.5004	
	P-7	12358125.00	218820	220	3047563.763	1	3047563.76	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)



TABLA 29: Rigideces en la dirección Y (a).

Piso	Tipo	Inercia (I) cm ⁴	E (Kg/cm ²)	Altura (L) cm	Rigidez (kg/cm)	N° de elementos por piso	Rigidez total por elemento (Kg/cm)	Rigidez total del piso
SOTANO	C-1	426666.67	218820	360	24013.16872	6	144079.0123	55101420
	C-2	180000.00	218820	360	10130.55556	4	40522.22222	
	C-3	506666.67	218820	360	28515.63786	2	57031.27572	
	C-4	213750.00	218820	360	12030.03472	3	36090.10417	
	C-5	133333.33	218820	360	7504.115226	5	37520.57613	
	C-6	1280000.00	218820	360	72039.50617	2	144079.0123	
	P-1 (lateral)	240666.67	218820	360	13544.92798	2	27089.85597	
	P-2	156666.67	218820	360	8817.335391	2	17634.67078	
	P-3	200000.00	218820	360	11256.17284	2	22512.34568	
	P-4 (base)	108274680.00	218820	360	6093792.561	1	6093792.561	
	P-5 (ascensor)	103333.33	218820	360	5815.6893	1	5815.6893	
	P-6	10552708.33	218820	360	593915.5446	1	593915.5446	
	P-7	130000.00	218820	360	7316.512346	1	7316.512346	
	P-8	146000.00	218820	360	8217.006173	2	16434.01235	
	P-9	159333.33	218820	360	8967.417695	2	17934.83539	
	P-10	156666.67	218820	360	8817.335391	2	17634.67078	
P-11	71458333.33	218820	360	4021736.754	2	8043473.508		
P-12	106666666.67	218820	360	6003292.181	2	12006584.36		
P-13	246726481.67	218820	360	13885979.61	2	27771959.22		

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 30: Rigideces en la dirección Y (b).

Piso	Tipo	Inercia (I) cm ⁴	E (Kg/cm ²)	Altura (L) cm	Rigidez (kg/cm)	N° de elementos por piso	Rigidez total por elemento (Kg/cm)	Rigidez total del piso
Del Semisótano al 7° Piso	C-1	426666.67	218820	280	51036.73469	6	306220.4082	15281113
	C-2	180000.00	218820	280	21531.12245	4	86124.4898	
	C-3	506666.67	218820	280	60606.12245	2	121212.2449	
	C-4	213750.00	218820	280	25568.20791	3	76704.62372	
	C-6	1280000.00	218820	280	153110.2041	2	306220.4082	
	P-1 (lateral)	240666.67	218820	280	28787.90816	2	57575.81633	
	P-2	156666.67	218820	280	18740.05102	2	37480.10204	
	P-3	200000.00	218820	280	23923.46939	2	47846.93878	
	P-4 (base)	108274680.00	218820	280	12951529.96	1	12951529.96	
	P-5 (ascensor)	103333.33	218820	280	12360.45918	1	12360.45918	
	P-6	10552708.33	218820	280	1262286.974	1	1262286.974	
Techo	P-7	130000.00	218820	280	15550.2551	1	15550.2551	10321582
	P-5 (ascensor)	103333.33	218820	140	98883.67347	1	98883.67347	
	P-6	10552708.33	218820	140	10098295.79	1	10098295.79	
ASC.	P-7	130000.00	218820	140	124402.0408	1	124402.0408	2659882
	P-5 (ascensor)	103333.33	218820	220	25482.41923	1	25482.41923	
	P-6	10552708.33	218820	220	2602340.688	1	2602340.688	
	P-7	130000.00	218820	220	32058.52742	1	32058.52742	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 31: Cuadro Resumen de Metrado de cargas y Rigidez.

NIVEL	MASA	RIGIEZ X	RIGIEZ Y
TECHO	170827.35	40299233.61	15281112.68
PISO 7	273198.38	40299233.61	15281112.68
PISO 6	274475.18	40299233.61	15281112.68
PISO 5	274475.18	40299233.61	15281112.68
PISO 4	274475.18	40299233.61	15281112.68
PISO 3	274475.18	40299233.61	15281112.68
PISO 2	274475.18	40299233.61	15281112.68
PISO 1	246614.2	40299233.61	15281112.68
SEMI-SÓTANO	353612.05	26038032.79	55101419.99
SUMATORIA	2445774.21	370923609.8	190331784.6
PERIODOS		T*x	T*y
		0.510206292	0.712249887

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

Y los periodos se obtienen de la siguiente expresión:

$$T=2\pi\sqrt{m/k}$$

Fórmula propuesta en la Ordenanza General de Construcciones de Chile.

$$T_x = 0.510 \text{ seg}$$

$$T_y = 0.712 \text{ seg}$$

3.5.1.5. Categoría de la edificación, factor de reducción

El coeficiente de Reducción para la Norma Peruana, dependerá del Sistema Estructural que se esté utilizando, luego este valor será afecta por otro factor, dependiendo si la edificación es Regular o Irregular.

Para la Norma Peruana la representamos como "R" que viene a ser un valor de coeficiente de Reducción de las fuerzas Sísmicas, que depende de otros factores tales son R_0 que es el coeficiente básico de Reducción que para estructuras Regulares se aplica directamente dicho valor y si la Estructura es Irregular el valor de R es afectado por el producto de factores de Irregularidad en Planta y en Altura (I_p y I_a).

Lo mismo pasa para la Norma Chilena, pero este tiene una restricción hacia las estructuras Irregulares, esto se explicará más adelante, porque ambas Normas se inspecciona la Irregularidad con los resultados del análisis.

En la Norma Chilena el factor de reducción de la aceleración espectral se denomina como R^* , este es afectado por los valores T^* que es el periodo con mayor masa traslacional en cada una de las direcciones de análisis y R_0 que es el factor de modificación de la respuesta estructural en un análisis modal espectral.

3.5.1.5.1. Equipo utilizado

- Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016.
- Norma de Diseño Sísmico de Edificios NCh 433.of96 modificada el 2012.

3.5.1.5.2. Procedimiento

Se procede a seleccionar el Factor de Reducción de la Norma Peruana, una vez definido el Sistema Estructural de la Edificación, en este caso un sistema Dual de Concreto Armado. Luego se aplicara el coeficiente de Irregularidad si es necesario, esto se observara después del Análisis Sísmico y los resultados de desplazamientos.

Según la Norma Peruana los coeficientes que se toman para determinar el Factor de Reducción, se obtuvieron conociendo el sistema estructural y la estructura de la edificación, teniendo en cuenta que esta ya estaba diseñada, se pasó a verificar las irregularidades que presentaba en planta y en altura, esto se observó antes y después del análisis de la edificación, ya que nuestra norma nos exige verificar y aplicar estos factores si son necesarios.

Según la Norma Chilena el coeficiente de Reducción R^* dependerá del tipo de suelo, específicamente a su periodo y el tipo de sistema estructural utilizado, esto únicamente dentro de un análisis modal espectral, ya que para un análisis estático presenta una forma distinta de hallar el factor de reducción.

3.5.1.5.3. Toma de datos

TABLA 32: Sistemas Estructurales.

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7
<p>(*) 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. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.</p> <p>Para construcciones de tierra debe remitirse a la Norma E.080 "Adobe" del RNE. Este tipo de construcciones no se recomienda en suelos S_3, ni se permite en Suelos S_4.</p>	

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 33: Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta¹⁾.

Sistema Estructural	Material Estructural	R	R ₀
Pórticos	Acero Estructural		
	a) Marcos corrientes (OMF)	4	5
	b) Marcos intermedios (IMF)	5	6
	c) Marcos especiales (SMF)	7	11
	d) Marco de vigas enrejadas (STMF)	6	10
	Hormigón Armado	7	11
Muros y sistemas arriostrados	Acero Estructural		
	a) Marcos Concéntricos corrientes (OCBF)	3	5
	b) Marcos concéntricos especiales (SCBF)	5.5	8
	c) Marcos excéntricos (EBF)	6	10
	Hormigón Armado	7	11
	Hormigón Armado y albañilería confinada		
	- Si se cumple el criterio A ²⁾	6	9
	- Si no se cumple el criterio A ²⁾	4	4
	Madera	5.5	7
	Albañilería confinada	4	4
Albañilería armada			
- De bloques de hormigón o unidades de geometría similar en las que se llenan todos los huecos, y albañilería de muros doble chapa.	4	4	
- De ladrillos cerámicos tipo rejilla con y sin relleno de huecos y albañilería de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en que no se llenan todos los huecos.	3	3	
Cualquier tipo de estructuración o material que no pueda ser clasificado en alguna de las categorías anteriores ³⁾		2	-
<p>1) Los valores indicados en esta tabla para acero estructural y hormigón armado suponen el cumplimiento de lo establecido en 5.3.3 (Anexo B) y 5.3.4 respectivamente.</p> <p>2) Criterio A: los muros de hormigón armado deben tomar en cada piso, el 50% del esfuerzo de corte del piso, como mínimo.</p> <p>3) No procede el uso del análisis modal espectral para este tipo de estructuración o material. Por lo tanto, no se establece un valor para R₀.</p>			

FUENTE: (Diseño Sísmico de Edificios Nch 433.of96, 2012)

Para la Norma Chilena el factor de reducción se determinó de la siguiente manera:

R^* = Factor de Reducción, se determina de la siguiente manera:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 T_o + \frac{T^*}{R_o}}$$

En que:

T^* = período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

R_o = valor para la estructura que se establece de acuerdo con las disposiciones de los valores máximos de los factores de modificación de la respuesta.

Entonces obtendremos un Factor de Reducción para cada sentido del análisis, gracias a que ya poseemos un los periodos en cada dirección:

$$T_x = 0.510 \text{ seg}$$

$$T_y = 0.712 \text{ seg}$$

El valor de R_o sera igual a 11, obteniendo asi un valor de R^* igual a:

$$R_x = 5.203$$

$$R_y = 6.097$$

3.5.1.6. Factor de amplificación sísmica “c” y “a”

3.5.1.6.1. Equipo utilizado

- Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016.
- Norma de Diseño Sísmico de Edificios Nch 433.of96 modificada en el 2012.

3.5.1.6.2. Procedimiento

El factor de amplificación se determinara a partir de su valor de zonificación (Z) en función del periodo fundamental de vibración T. Nuestra norma nos permitira obtener el valor de amplificación sísmica dependiendo de los parámetros de suelo, específicamente dependeran de los periodos de vibración de suelo T_p y T_L .

Esta definición del factor de amplificación sísmica esta dada por:

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

T es el periodo de acuerdo a la definición de periodo fundamental de vibración.

Para la Norma Chilena el factor de amplificación se denomina como “ α ”, que se determinara por cada modo de vibrar “ n ”, y esta dada por la expresion:

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3}$$

En que:

T_n = período de vibración del modo n .

T_n, p = parámetros relativos al tipo de suelo de fundación.

R^* = Factor de Reducción.

3.5.1.6.3. Toma de datos

Una vez obtenidos los datos, de los parámetros de Suelo, el periodo fundamental (T), ya se pueden obtener los coeficientes de amplificación según la Norma Peruana, mas no con la Norma Chilena, ya que se tendría que considerar el factor de Reducción (R^*) como dato necesario.

Coeficiente de Amplificación Sísmica “ C ” según la Norma Peruana E.030:

$$S_3 = 1.40, \quad T_P = 1.0, \quad T_L = 1.6, \quad T = 0.493$$

$$C = 2.5 \text{ ya que } T < T_P$$

Según la Norma Chilena “ α ”:

$$T_n = \text{Valor del periodo de vibración del modo}, \quad T_0 = 0.75, \quad p = 1.0,$$

$$\alpha = \text{para cada modo de vibración}$$

3.6. Procedimiento de análisis de datos

3.6.1. Verificación de Irregularidad de la Estructura.

Para verificar las Irregularidades en Planta y Altura en un inicio se pudieron deducir sin previo análisis, luego existían factores que requerían analizar la estructura para verificar su irregularidad, a continuación se muestran los cuadros de Irregularidad utilizados y sus respectivos valores utilizados.

3.6.1.1. Comprobación de irregularidad en altura

TABLA 34: Definición de Irregularidad de Rigidez – Piso Blando.

<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p>	0,75
<p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 35: Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en la Dirección X.

Irregularidad de Rigidez – Piso Blando				Ia=0.75
Piso	Derivas Δ Elástica	Existe irregularidad si:		No existe irregularidad de rigidez - Piso Blando
		Δ Piso Sup/Δ Piso >1.4	Promedio Δ los tres pisos sup/Δ piso >1.25	
Techo	0.00100		-	
Piso 7	0.00109	1.09137	-	
Piso 6	0.00118	1.08280	-	
Piso 5	0.00123	1.04588	1.13282	
Piso 4	0.00123	0.99513	1.05150	
Piso 3	0.00113	0.92163	0.93229	
Piso 2	0.00091	0.80514	0.76067	
Piso 1	0.00058	0.63806	0.53325	
Semi sótano	0.00010	-	-	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

No existe irregularidad de rigidez en la dirección "X", pues como se aprecia en la primera columna comparativa la deriva en ninguno de los entrepisos es mayor que 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, siendo el valor máximo de 1,09; ni tampoco la segunda columna comparativa que la deriva no es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes siendo el mayor valor obtenido de 1,13.

TABLA 36: Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en la Dirección Y.

Irregularidad de Rigidez – Piso Blando				la=0.75
Piso	Derivas Δ Elástica	Existe irregularidad si:		No existe irregularidad de rigidez - Piso Blando
		Δ Piso Sup/ Δ Piso >1.4	Promedio Δ los tres Pisos Sup/ Δ Piso >1.25	
Techo	0.00029	-	-	
Piso 7	0.00032	1.08621	-	
Piso 6	0.00033	1.04762	-	
Piso 5	0.00034	1.01515	1.07487	
Piso 4	0.00032	0.96119	0.98571	
Piso 3	0.00029	0.88820	0.86930	
Piso 2	0.00022	0.77972	0.70944	
Piso 1	0.00012	0.55157	0.44404	
Semi sótano	0.00000	-	-	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

No existe irregularidad de rigidez en la dirección "Y", pues como se aprecia en la primera columna comparativa la deriva en ninguno de los entrepisos es mayor que 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, siendo el valor máximo de 1.09; ni tampoco la segunda columna comparativa que la deriva no es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes siendo el mayor valor obtenido de 1,07.

TABLA 37: Definición de Irregularidad de Resistencia – Piso Débil.

Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	0,75
--	------

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

Los resultados se obtuvieron luego de calcular la fuerza cortante por cada elemento.

TABLA 38: Irregularidad de Resistencia – Piso Débil.

Irregularidad de Resistencia – Piso Débil			la = 0.75
Piso	Fuerza Resistente al corte(Vc)	(Vc PISO/x PISO SUP) < 80%	No existe irregularidad de resistencia por piso débil
Techo	-	-	
Piso 7	801299.23	-	
Piso 6	801299.23	100.00%	
Piso 5	801299.23	100.00%	
Piso 4	801299.23	100.00%	
Piso 3	801299.23	100.00%	
Piso 2	801299.23	100.00%	
Piso 1	801299.23	100.00%	
Semi sótano	801299.23	100.00%	
Sótano	1445533.67	180.40%	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

No existe irregularidad de resistencia en ambas direcciones, pues como se aprecia en la primera columna comparativa la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes no es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior, siendo el valor más bajo de 100% esto debido a en todos los pisos a excepción del sótano, todos los pisos comprenden los mismos elementos verticales, es por esta razón que se encuentra un valor máximo de 180.40% en el sótano pues se encuentra conformado por placas en todo su contorno.

En la **TABLA 39** se muestra el procedimiento de obtención de la fuerza cortante para cada elemento estructural requerido para determinar la irregularidad de resistencia – piso débil

TABLA 39: Fuerza cortante para cada elemento estructural.

Elemento	Tipo	Base (b) cm	Altura (h) cm	f'c (Kg/cm ²)	Vc = $0.53\sqrt{f'c}bw*d$
C-1	Columna	40	80	210.00	24577.37
C-2	Columna	30	80	210.00	18433.03
C-3	Columna	40	95	210.00	29185.63
C-4	Columna	30	95	210.00	21889.22
C-5	Columna	40	25	210.00	7680.43
C-6	Columna	80	30	210.00	18433.03
P-1 (lateral)	Muro de corte	20	361	210.00	55452.70
P-2	Muro de corte	20	235	210.00	36098.02
P-3	Muro de corte	20	300	210.00	46082.58
P-4 (base)	Muro de corte	402	20	210.00	61750.65
P-5 (ascensor)	Muro de corte	20	155	210.00	23809.33
P-6	Muro de corte	185	20	210.00	28417.59
P-7	Muro de corte	20	195	210.00	29953.68
P-8	Muro de corte	20	219	210.00	33640.28
P-9	Muro de corte	20	239	210.00	36712.45
P-10	Muro de corte	20	235	210.00	36098.02
P-11	Muro de corte	350	20	210.00	53763.01
P-12	Muro de corte	400	20	210.00	61443.44
P-13	Muro de corte	529	20	210.00	81258.95

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

En la **TABLA 40** se muestra la suma de las fuerzas cortantes obtenidas del procedimiento anterior, estos datos son utilizados para determinar la irregularidad de resistencia – piso débil.

TABLA 40: Fuerza cortante para cada elemento estructural.

Piso	Tipo	Vc	N° de elementos por piso	Vc Total por Elemento (Kg-f)	Vc Total del Piso
Sótano	C-1	24577.37	6	147464.25	1445533.67
	C-2	18433.03	4	73732.12	
	C-3	29185.63	2	58371.27	
	C-4	21889.22	3	65667.67	
	C-5	7680.43	5	38402.15	
	C-6	18433.03	2	36866.06	
	P-1 (lateral)	55452.70	2	110905.40	
	P-2	36098.02	2	72196.04	
	P-3	46082.58	2	92165.16	
	P-4 (base)	61750.65	1	61750.65	
	P-5 (ascensor)	23809.33	1	23809.33	
	P-6	28417.59	1	28417.59	
	P-7	29953.68	1	29953.68	
	P-8	33640.28	2	67280.56	
P-9	36712.45	2	73424.91		
P-10	36098.02	2	72196.04		
P-11	53763.01	2	107526.02		
P-12	61443.44	2	122886.87		
P-13	81258.95	2	162517.89		
Del semisótano al 7° piso	C-1	24577.37	6	147464.25	801299.23
	C-2	18433.03	4	73732.12	
	C-3	29185.63	2	58371.27	
	C-4	21889.22	3	65667.67	
	C-6	18433.03	2	36866.06	
	P-1 (lateral)	55452.70	2	110905.40	
	P-2	36098.02	2	72196.04	
	P-3	46082.58	2	92165.16	
	P-4 (base)	61750.65	1	61750.65	
	P-5 (ascensor)	23809.33	1	23809.33	
	P-6	28417.59	1	28417.59	
	P-7	29953.68	1	29953.68	
Techo	P-5 (ascensor)	23809.33	1	23809.33	82180.60
	P-6	28417.59	1	28417.59	
	P-7	29953.68	1	29953.68	
	P-6	28417.59	1	28417.59	
	P-7	29953.68	1	29953.68	

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 41: Definición Irregularidad Extrema de Rigidez y Resistencia.

<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,50
--	------

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 42: Irregularidad Extrema de Rigidez en la dirección X.

Irregularidad Extrema de Rigidez				$I_a=0.5$
Piso	Derivas Δ Elástica	Δ Piso Sup/ Δ Piso >1.6	Promedio Δ los tres Pisos Sup/ Δ Piso >1.40	No existe irregularidad extrema de rigidez
Techo	0.00100	-	-	
Piso 7	0.00109	1.09137	-	
Piso 6	0.00118	1.08280	-	
Piso 5	0.00123	1.04588	1.13282	
Piso 4	0.00123	0.99513	1.05150	
Piso 3	0.00113	0.92163	0.93229	
Piso 2	0.00091	0.80514	0.76067	
Piso 1	0.00058	0.63806	0.53325	
Semi sótano	0.00010	0.16897	0.11230	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

No existe irregularidad extrema de rigidez en la dirección "X", pues como se aprecia en la primera columna comparativa la deriva en ninguno de los entrepisos es mayor que 1.6 veces el correspondiente valor en el entrepiso

inmediato superior, siendo el valor máximo de 1.09; ni tampoco la segunda columna comparativa que la deriva no es mayor que 1.4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes siendo el mayor valor obtenido de 1,13.

TABLA 43: Irregularidad Extrema de Rigidez en la dirección Y.

Irregularidad Extrema de Rigidez				$I_a=0.5$
Piso	Derivas Δ Elástica	Δ Piso Sup/ Δ Piso >1.6	Promedio Δ los tres Pisos Sup/ Δ Piso >1.40	No existe irregularidad extrema de rigidez
Techo	0.00029	-	-	
Piso 7	0.00032	1.08621	-	
Piso 6	0.00033	1.04762	-	
Piso 5	0.00034	1.01515	1.07487	
Piso 4	0.00032	0.96119	0.98571	
Piso 3	0.00029	0.88820	0.86930	
Piso 2	0.00022	0.77972	0.70944	
Piso 1	0.00012	0.55157	0.44404	
Semi sótano	0.00000	0.03252	0.01899	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

No existe irregularidad extrema de rigidez en la dirección "Y", pues como se aprecia en la primera columna comparativa la deriva en ninguno de los entrepisos es mayor que 1.6 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, siendo el valor máximo de 1.09; ni tampoco la segunda columna comparativa que la deriva no es mayor que 1.4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes siendo el mayor valor obtenido de 1,07.

TABLA 44: Irregularidad Extrema de Resistencia.

Irregularidad de Rigidez – Piso Débil			$I_a = 0.50$
Piso	Fuerza Resistente al corte (V_c)	$(V_c \text{ PISO} / V_x \text{ PISO SUP}) < 65\%$	No Existe Irregularidad de Resistencia por Piso Débil
Techo	-	-	
Piso 7	801299.23	-	
Piso 6	801299.23	100.00%	
Piso 5	801299.23	100.00%	
Piso 4	801299.23	100.00%	
Piso 3	801299.23	100.00%	
Piso 2	801299.23	100.00%	
Piso 1	801299.23	100.00%	
Semi sótano	801299.23	100.00%	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

No existe irregularidad de resistencia en ambas direcciones puesto que la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes no es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior, además se sobre entiende que al no tener irregularidad de resistencia con un valor de 80%, tampoco se podría tener este tipo de irregularidad.

TABLA 45: Definición de Irregularidad de Masa o Peso.

Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90
---	------

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 46: Irregularidad de Masa o Peso.

Irregularidad de Masa o Peso				$I_a = 0.9$
Piso	Masa (Kg)	Peso piso/Peso piso Ady. Sup >1.5	Peso piso/Peso piso Ady. Inf. >1.5	NO existe irregularidad de masa o peso
Piso 7	273198.38	-	0.99535	
Piso 6	274475.18	1.00467	1.00000	
Piso 5	274475.18	1.00000	1.00000	
Piso 4	274475.18	1.00000	1.00000	
Piso 3	274475.18	1.00000	1.00000	
Piso 2	274475.18	1.00000	1.11297	
Piso 1	246614.20	0.89849	0.69741	
Semi sótano	353612.05	1.43387	-	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

No existe irregularidad de masa o peso, pues como se aprecia en la primera columna comparativa el peso de ninguno de los piso es mayor que 1.5 veces el peso del piso adyacente superior, siendo el valor máximo de 1.43; ni tampoco la segunda columna comparativa que muestra que el peso de un piso no es mayor que 1.5 veces el peso del piso adyacente inferior siendo el mayor valor obtenido de 1,11.

TABLA 47: Definición de Irregularidad de Geométrica Vertical.

<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	<p>0,90</p>
--	--------------------

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 48: Irregularidad de Geométrica Vertical.

Irregularidad de Geometría Vertical				$I_a = 0.9$
Piso	Áreas de Losa	Área de piso/Área de piso Ady. Sup >1.3	Sismo piso/Sismo piso Ady. Inf. >1.3	No existe irregularidad
Piso 7	277.60	-	1.00	
Piso 6	277.60	1.00	1.00	
Piso 5	277.60	1.00	1.00	
Piso 4	277.60	1.00	1.00	
Piso 3	277.60	1.00	1.00	
Piso 2	277.60	1.00	1.19	
Piso 1	233.88	0.84	0.79	
Semi sótano	294.78	1.26	-	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

No existe irregularidad geométrica vertical, pues como se aprecia en la primera columna comparativa, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente superior, siendo el valor máximo de 1.26; ni tampoco en la segunda columna comparativa que muestra que la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente inferior siendo el mayor valor obtenido de 0,79.

Para el cálculo de las áreas en el cuadro de comprobación de irregularidad de geometría vertical, se obtuvieron metrandos los planos de arquitectura A-1, A-2 Y A-3, directamente por el software AutoCAD, tal como se muestra en la **TABLA 49**.

TABLA 49: Cálculo de Áreas para comprobación de Irregularidad geométrica vertical.

Descripción		N°	Área	Área Sub-total	Área Total
Área de losa de semi-sótano	Área global	1	332.3499	332.3499	294.7844
	Área de ductos				
	Ducto de montacargas:	1	23.6751	23.6751	
	Ducto para escaleras:	1	3.8518	3.8518	
	Ducto de caja de ascensor:	1	3.0522	3.0522	
	Ductos Laterales:	2	1.1143	2.2286	
	Ductos traseros	2	2.3789	4.7578	
Área de losa del primer piso	Área global	1	270.3295	270.3295	233.8837
	Área de ductos				
	Ducto de montacargas:	1	13.796	13.796	
	Ducto central y para escaleras:	1	4.279	4.279	
	Ducto de caja de ascensor:	1	3.0522	3.0522	
	Ductos Laterales:	2	1.1143	2.2286	
	Ductos traseros	2	6.545	13.09	
Área de losa del 2do al 7mo piso	Área global	1	270.3295	308.5328	277.6038
	Área de ductos				
	Ducto central y para escaleras:	1	4.279	4.279	
	Ducto de caja de ascensor:	1	3.0522	3.0522	
	Ductos Laterales:	2	5.2539	10.5078	
	Ductos traseros	2	6.545	13.09	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 50: Definición de Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.

<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0,80
--	------

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 51: Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.

Irregularidad en los Sistemas Resistentes	$I_a = 0.8$
No existe irregularidad de los sistemas resistentes debido a que no existe desalineamiento vertical ni cambio de orientación en los elementos verticales de la estructura.	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 52: Definición de Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes.

Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.	0,60
--	------

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 53: Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes.

Irregularidad de Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes	$I_a = 0.6$
No existe Irregularidad de Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes puesto que no existe Irregularidad en los Sistemas Resistentes.	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

3.6.1.2. Comprobación de irregularidad en planta

TABLA 54: Definición de Irregularidad Torsional.

<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,75
---	------

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 55: Irregularidad Torsional en la dirección X.

Irregularidad Torsional - DIRECCION X					Ip=0.75
Piso	Derivas Elástica	Deriva Máxima	50% * Deriva Máxima	50%Dmax-Deriva elástica	No existe irregularidad Torsional en el eje X
Techo	0.00100	0.007	0.0035	0.00250	
Piso 7	0.00109	0.007	0.0035	0.00241	
Piso 6	0.00118	0.007	0.0035	0.00232	
Piso 5	0.00123	0.007	0.0035	0.00227	
Piso 4	0.00123	0.007	0.0035	0.00228	
Piso 3	0.00113	0.007	0.0035	0.00237	
Piso 2	0.00091	0.007	0.0035	0.00259	
Piso 1	0.00058	0.007	0.0035	0.00292	
Semi sótano	0.00010	0.007	0.0035	0.00340	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

No existe irregularidad torsional en la dirección "X", pues como se aprecia en el cuadro comparativo el máximo desplazamiento relativo de entrepiso no es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la norma E.030, siendo este valor límite de 0.0035 teniendo como valor máximo de deriva elástica 0.001231 en el piso 5 y teniendo una variación con el valor límite (50% de valor límite para derivas) igual a 0.00227.

TABLA 56: Irregularidad Torsional en la dirección X.

Irregularidad Torsional- DIRECCION Y					Ip=0.75
Piso	Derivas Elástica	Deriva Máxima	50% * Deriva Máxima	50%Dmax-Deriva elástica	No existe irregularidad Torsional en el eje Y
TECHO	0.000290	0.007	0.0035	0.003210	
PISO 7	0.000315	0.007	0.0035	0.003185	
PISO 6	0.000330	0.007	0.0035	0.003170	
PISO 5	0.000335	0.007	0.0035	0.003165	
PISO 4	0.000322	0.007	0.0035	0.003178	
PISO 3	0.000286	0.007	0.0035	0.003214	
PISO 2	0.000223	0.007	0.0035	0.003277	
PISO 1	0.000123	0.007	0.0035	0.003377	
SEMI SÓTANO	0.000004	0.007	0.0035	0.003496	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

No existe irregularidad torsional en la dirección "Y", pues como se aprecia en el cuadro comparativo el máximo desplazamiento relativo de entrepiso no es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la norma E.030, siendo este valor límite de 0.0035 teniendo como valor máximo de deriva elástica 0.000335 en el piso 5 y teniendo una variación con el valor límite (50% de valor límite para derivas) igual a 0.003165.

TABLA 57: Definición de Esquinas Entrantes.

<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0,90
--	------

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 58: Irregularidad Esquina Entrante.

Irregularidad Esquina Entrante	Ip=0.90
NO existe irregularidad puesto que no posee esquinas entrantes que cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión en planta.	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 59: Definición de Discontinuidad del Diafragma.

<p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	<p>0,85</p>
--	-------------

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 60: Cuadro de áreas brutas para Irregularidad de Discontinuidad de Diafragma.

Irregularidad de Discontinuidad de Diafragma				$I_p=0.85$
Piso	Área bruta (m ²)	Área de Aberturas	% Área de Abertura	No existe irregularidad
PISO 7	308.53	38.21	12%	
PISO 6	308.53	38.21	12%	
PISO 5	308.53	38.21	12%	
PISO 4	308.53	38.21	12%	
PISO 3	308.53	38.21	12%	
PISO 2	308.53	38.21	12%	
PISO 1	281.58	41.23	15%	
SEMI SÓTANO	332.35	37.57	11%	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

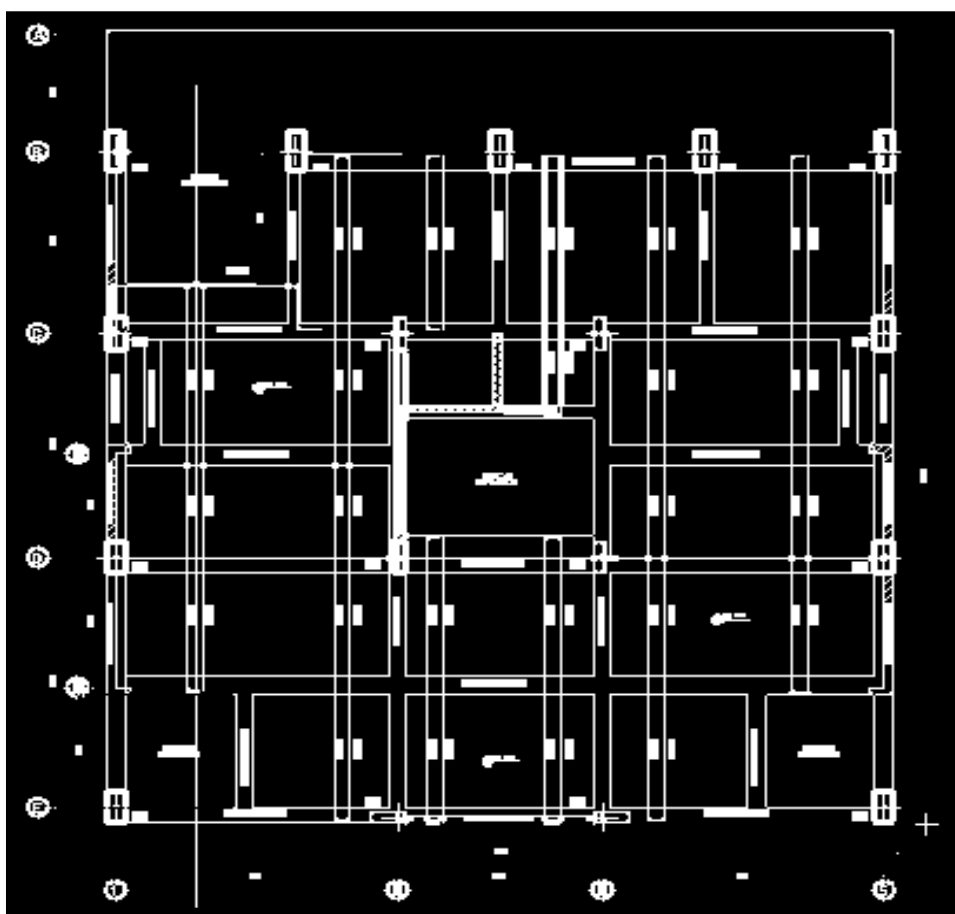
TABLA 61: Irregularidad de Discontinuidad de Diafragma.

Irregularidad de Discontinuidad de Diafragma				$I_p=0.85$
Piso		Dimensiones (m)	A. Resistente <25%	No Existe irregularidad de discontinuidad de diafragma.
Piso 7	D. total	18.30	100%	
	D. Menor	5.00	27.32%	
	D. Resistente	13.30	72.68%	
Piso 6	D. total	18.30	100%	
	D. Menor	5.00	27.32%	
	D. Resistente	13.30	72.68%	
Piso 5	D. total	18.30	100%	
	D. Menor	5.00	27.32%	
	D. Resistente	13.30	72.68%	
Piso 4	D. total	18.30	100%	
	D. Menor	5.00	27.32%	
	D. Resistente	13.30	72.68%	
Piso 3	D. total	18.30	100%	
	D. Menor	5.00	27.32%	
	D. Resistente	13.30	72.68%	
Piso 2	D. total	18.30	100%	
	D. Menor	5.00	27.32%	
	D. Resistente	13.30	72.68%	
Piso 1	D. total	16.50	100%	
	D. Menor	5.95	36.06%	
	D. Resistente	10.55	63.94%	
Semi sótano	D. total	19.61	100%	
	D. Menor	7.76	39.57%	
	D. Resistente	11.85	60.43%	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

No existe irregularidad de discontinuidad de diafragma puesto que no se tienen aberturas mayores a 50% del área bruta de cada diafragma, ni tampoco se tienen secciones transversales del diafragma del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total.

FIGURA 23: Plano de Distribución en Plana de la Estructura de Análisis



FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 62: Definición de Sistemas no Paralelos.

<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>	<p>0,90</p>
---	-------------

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

TABLA 63: Irregularidad de Sistemas no Paralelos.

<p>IRREGULARIDAD DE SISTEMAS NO PARALELOS</p>	<p>$I_p=0.90$</p>
<p>No existe irregularidad de sistemas no paralelos puesto que los elementos resistentes a fuerzas laterales son paralelos entre sí.</p>	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)



3.6.2. Análisis dinámico modal espectral utilizando la norma e. 030 del 2016

3.6.2.1. Procesamiento

Mediante el análisis dinámico modal espectral que estipula la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016, se procedió a modelar la estructura:

- Obtenidos los factores para el cálculo del espectro de diseño, se procede a modelar la estructura.
- Se inserta las propiedades de los materiales.
- Se procede a asignar los elementos estructurales.
- Se define el Diafragma Rígido.
- Se define la Masa.
- Se añade el espectro de respuesta.
- Se define el modo combinación (CQC)
- Se obtienen los resultados de desplazamiento, derivas y fuerzas cortantes dinámicas.
- Se hace el escalamiento de fuerzas según exige la Norma E.030.
- Se obtienen los resultados finales ya corregidos.

3.6.2.1.1. Propiedades de Materiales.

Se procede a definir las propiedades de los materiales, los cuales dependerán su utilización al tipo de estructura que se diseñe y que otros materiales se utilicen, en nuestro caso se definió el concreto y el acero.

FIGURA 24: Propiedades del Concreto.

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/mm²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/mm²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 25: Propiedades del Acero.

Material Property Data

General Data

Material Name: A615Gr60

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: [Blue] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7850 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 7850 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 20000 kgf/mm²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

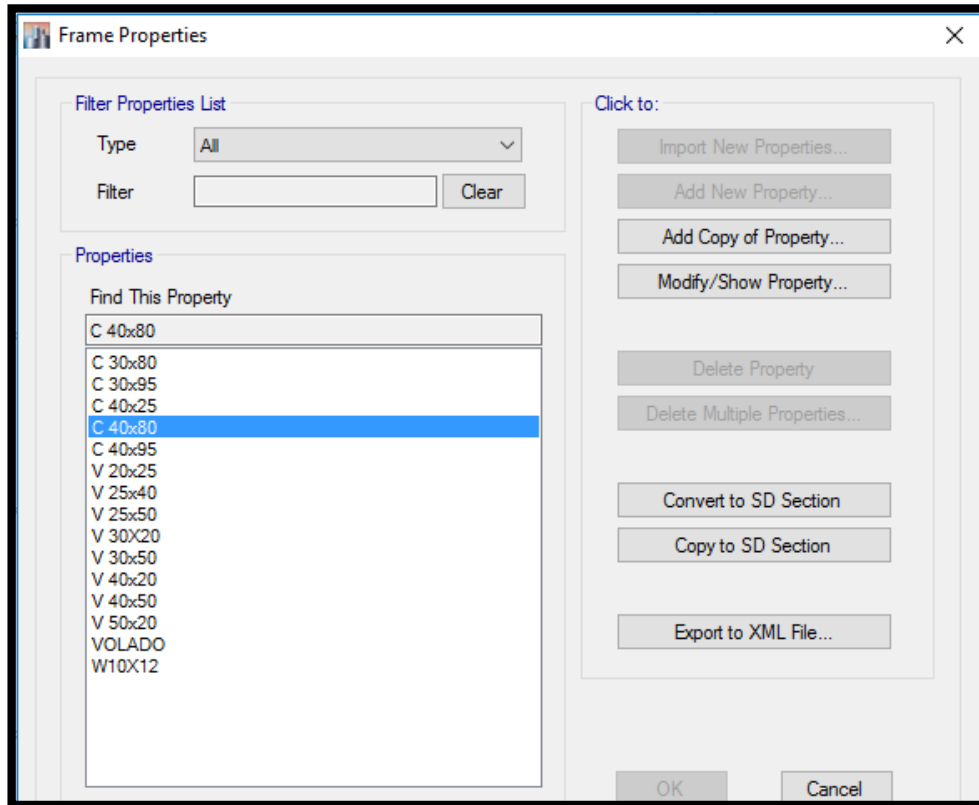
OK Cancel

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

3.6.2.1.2. Secciones de los elementos estructurales.

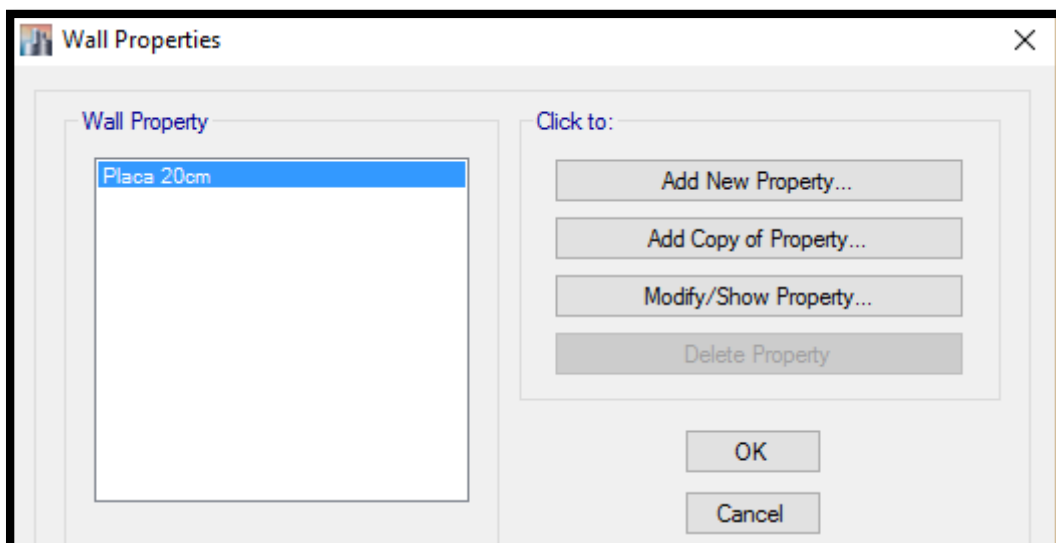
Se definen las dimensiones de las secciones, entre las cuales están las Columnas, Vigas, etc.

FIGURA 26: Secciones de Columnas y Vigas.



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 27: Sección de Placa.

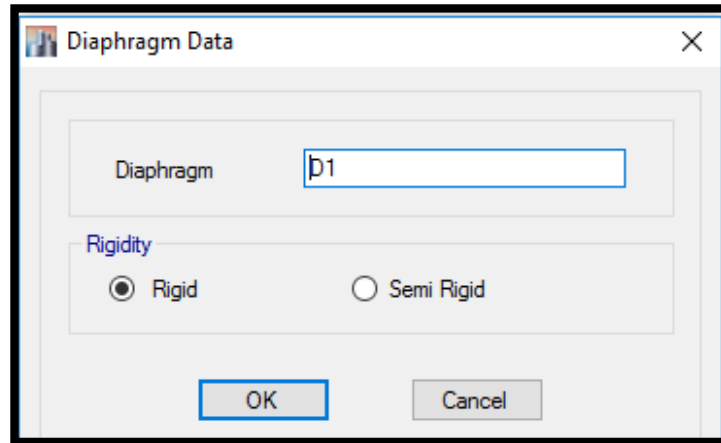


FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

3.6.2.1.3. Diafragma.

Se asignan los diafragmas por nivel, teniendo en cuenta que son losas de concreto armado y estos se comportan como diafragma rígido.

FIGURA 28: Definición del Diafragma.



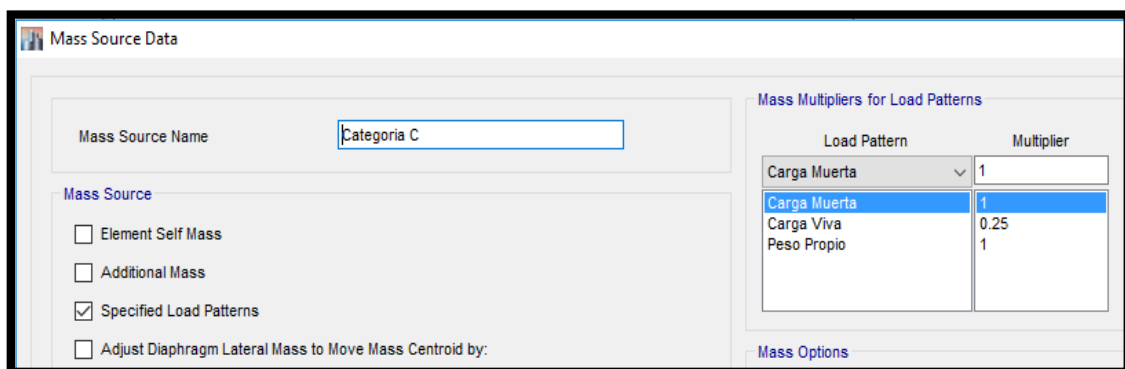
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

Como tenemos un sistema de piso conformado por losas de concreto armado que no va a tener aberturas significativas que será monolítica y que su ancho es proporcional a su largo podemos decir que se comportara como un diafragma rígido.

3.6.2.1.4. Masas Participantes.

Como se explicó anteriormente, de acuerdo a la Norma Peruana, nos da porcentajes para considerar en el peso de la edificación, la carga muerta y viva, tal como se muestra en la figura.

FIGURA 29: Definición de Coeficientes de Masa.

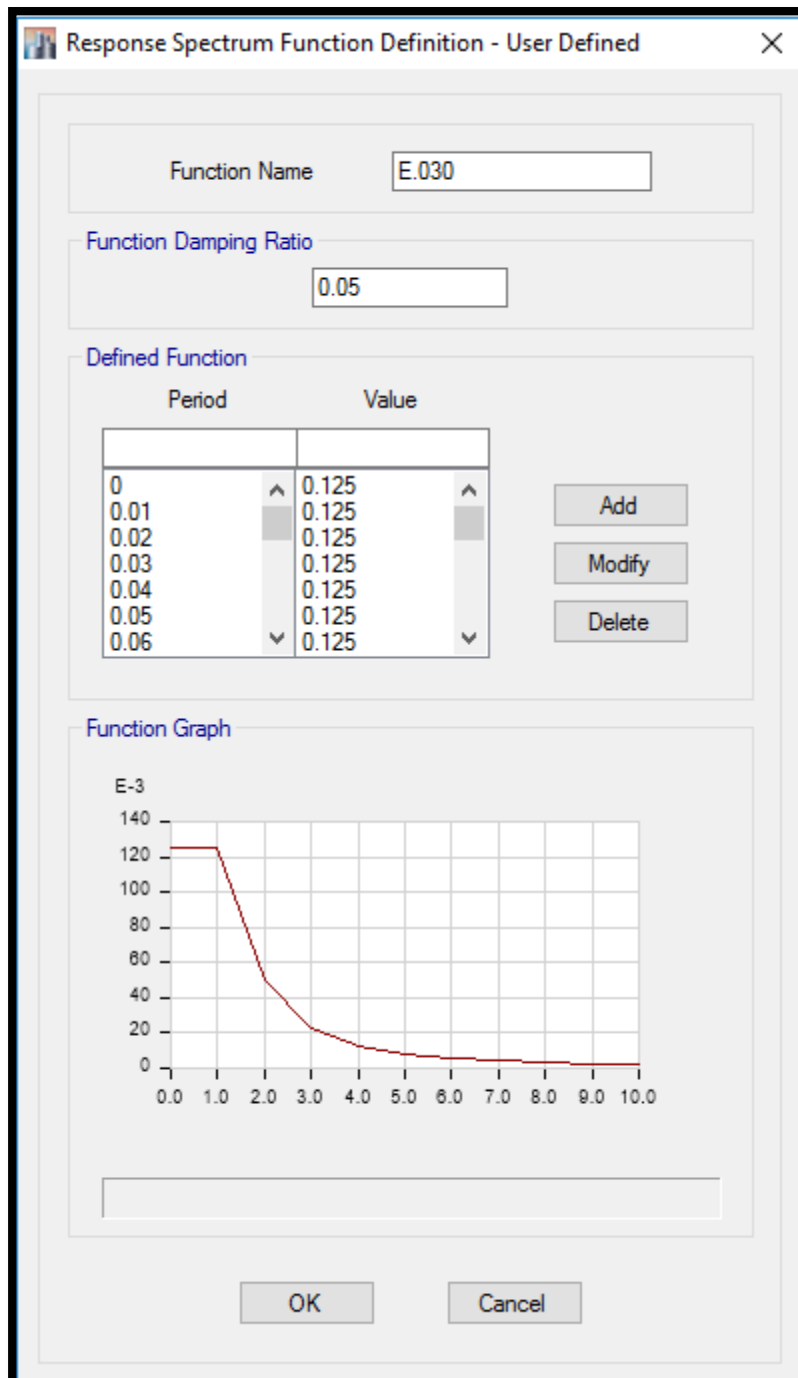


FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

3.6.2.2. Análisis de procesamiento

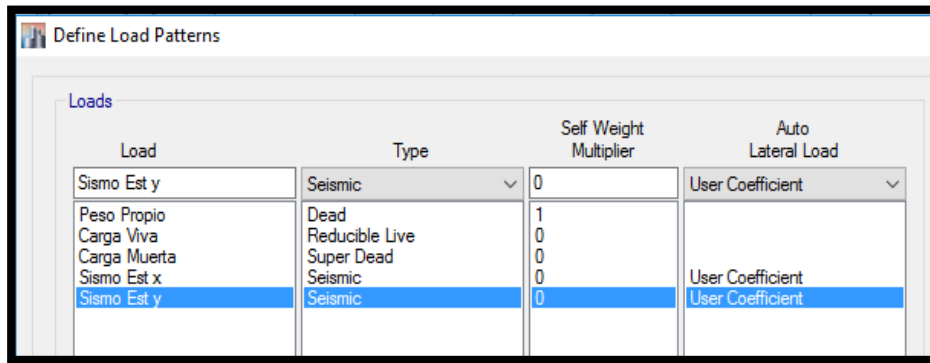
3.6.2.2.1. Asignación del Espectro de Respuesta

FIGURA 30: Definición de la función de Espectro de Respuesta.



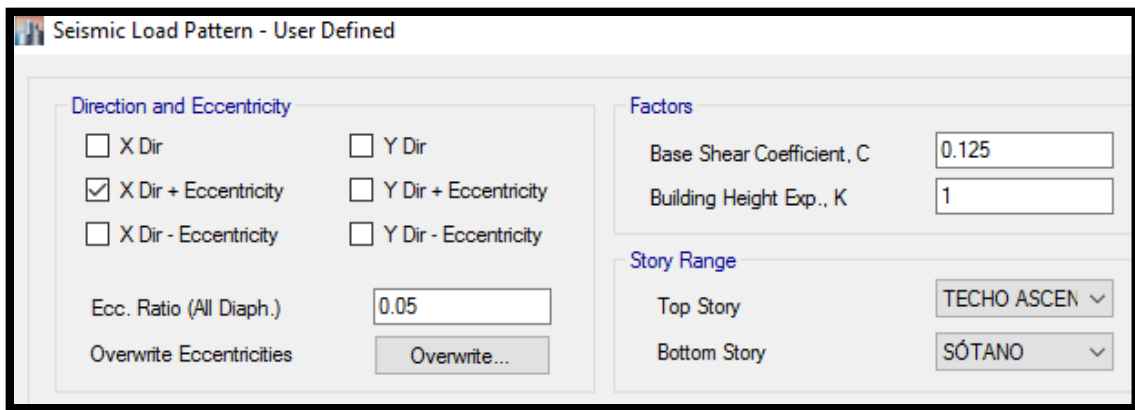
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 31: Definición de Patrones de Carga.



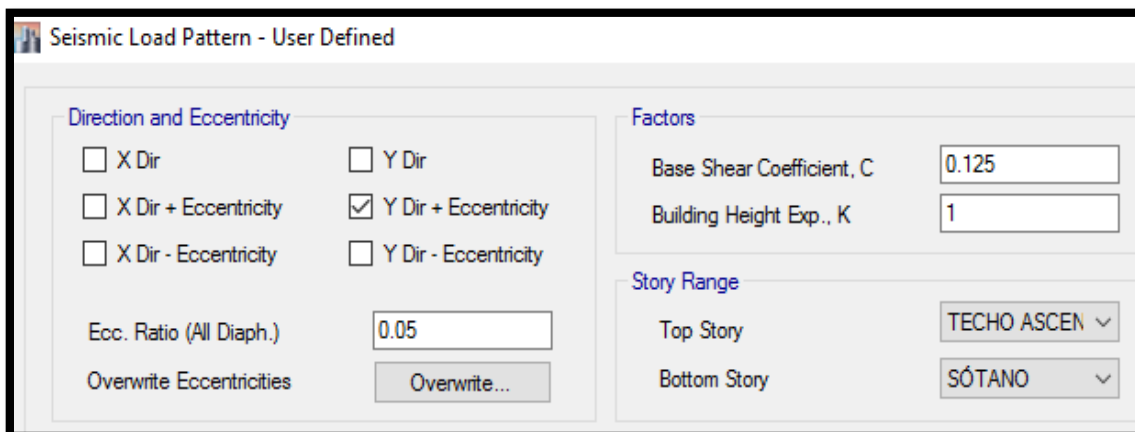
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 32: Definición de Patrón de carga sísmica en X.



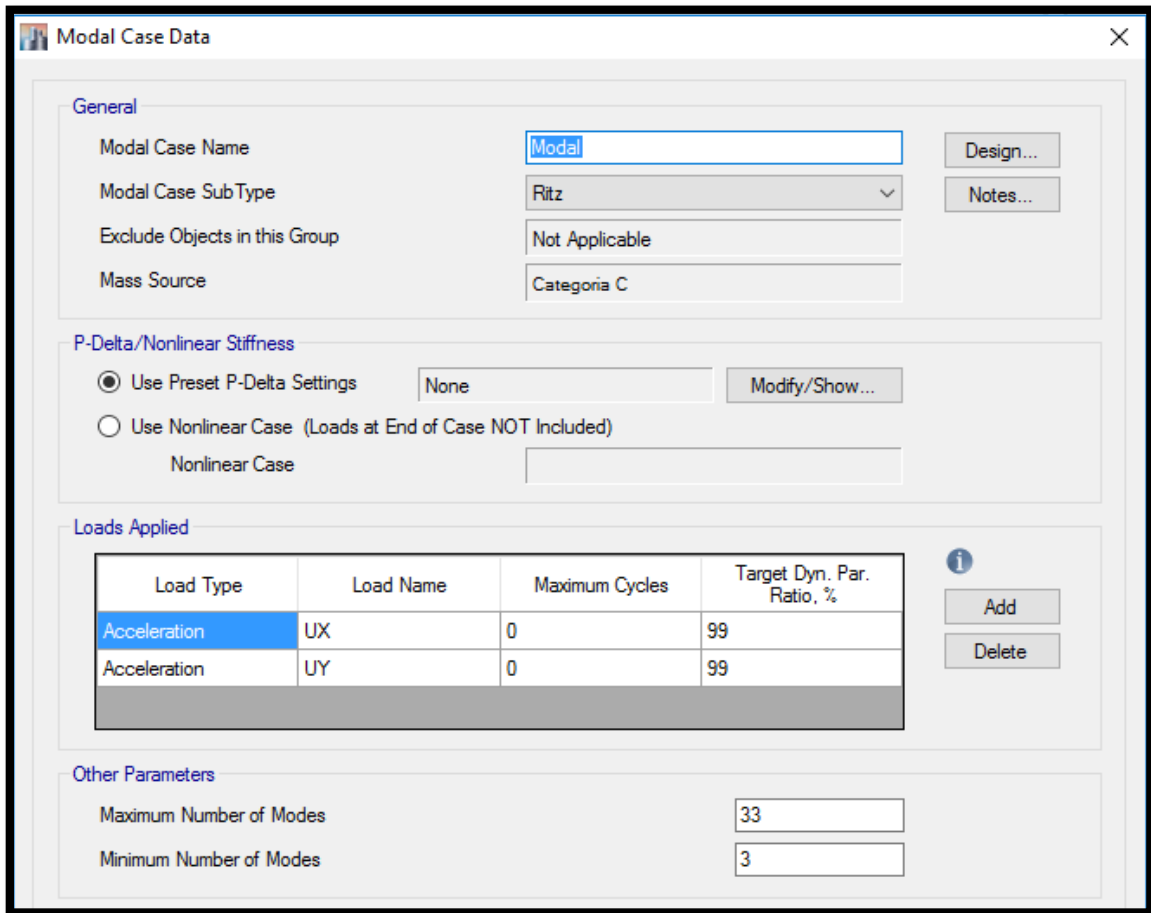
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 33: Definición de Patrón de carga sísmica en Y.



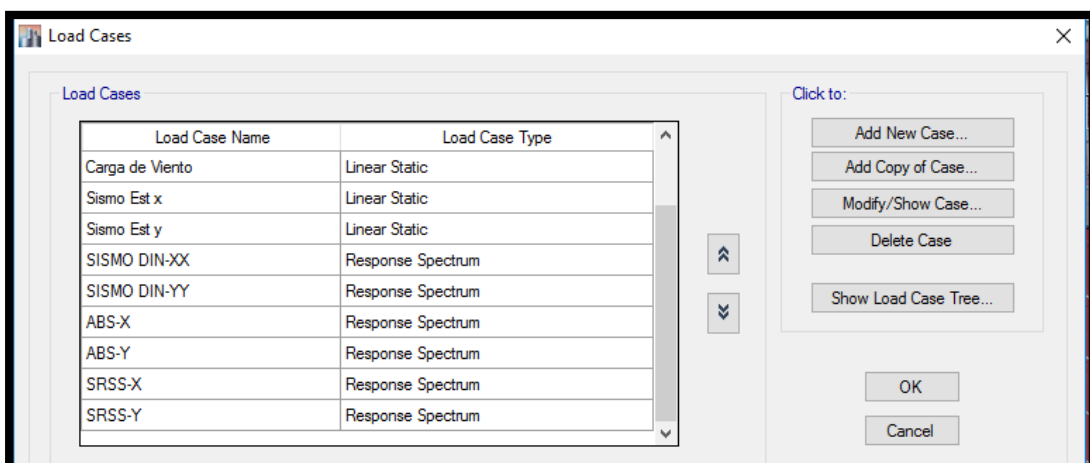
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 34: Definición de Caso Modal.



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 35: Casos de Carga.



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

3.6.2.2.2. Asignación de Criterios de Combinación.

Se hallar la respuesta máxima utilizando la combinación cuadrática completa (CQC), según sugiere la Norma Peruana E.030.

FIGURA 36: Casos de carga y Modo de combinación sin corregir (SISMO DIN-XX).

Load Case Data

General

Load Case Name: SISMO DIN-XX

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Categoria C)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	E.030 Sin corregir	9.81

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 1

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

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

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 37: Casos de carga y Modo de combinación sin corregir (SISMO DIN-YY).

Load Case Data

General

Load Case Name: SISMO DIN-YY

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Categoria C)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	E.030 Sin corregir	9.81

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 1

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

OK Cancel

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

Luego de obtener del programa la fuerza cortante estática y dinámica en el primer entrepiso del edificio como se muestra a continuación, se procede a calcular el factor de reajuste según estipula la Norma en su definición de **Fuerza Cortante Mínima**, que para el caso de una estructura Regular la cortante dinámica debe ser mayor o igual al 80% de la cortante estática.

FIGURA 38: Fuerzas Cortantes obtenidos del Software.

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
SEMI-SÓTANO	Sismo Est x	Bottom	-41.9213	98.9071	1.427
SEMI-SÓTANO	SISMO DIN-XX ...	Bottom	30.9848	67.9938	1.1209

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

TABLA 64: Escalamiento de fuerzas cortantes.

$V_{DINAMICO} =$	67.99
$V_{ESTATICO} =$	98.91
$V_{DINAMICO MINIMO} \geq$	$0.8 V_{ESTATICO}$
$V_{DINAMICO MINIMO} \geq$	79.13
$V_{DINAMICO} \geq$	$V_{DINAMICO MINIMO}$
67.99	79.13
No Cumple	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

Observando los resultados se procede a hacer el reajuste.

TABLA 65: Escalamiento de fuerzas cortantes Corregidas.

Fs	$0.80 * (V_E/V_D)$
Fs	1.16
Reajustando los Resultados de Cortante	
$V_{DINAMICO} =$	79.15
$V_{ESTATICO} =$	98.91
$V_{DINAMICO MINIMO} \geq$	$0.8 V_{ESTATICO}$
79.15	79.13
Si Cumple	

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 39: Fuerzas Cortantes corregidas obtenidos del Software.

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
SEMI-SÓTANO	Sismo Est x	Bottom	-41.9213	98.9071	1.427
SEMI-SÓTANO	SISMO DIN-XX ...	Bottom	36.0699	79.1529	1.3049

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 40: Casos de carga y Modo de combinación corregido - SISMO DIN-XX.

Load Case Data

General

Load Case Name: SISMO DIN-XX [Design...]

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

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Categoria C)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	E.030	11.42

[Add] [Delete] Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 1

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

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

[OK] [Cancel]

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 41: Casos de carga y modo de combinación corregido - SISMO DIN-YY.

Load Case Data

General

Load Case Name: SISMO DIN-YY

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Categoria C)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	E.030	11.42

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 1

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

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

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

Modos de Vibración.

Como mínimo se deben tomar los 13 primeros modos de vibración, según lo estipulado en la norma al menos el 90% de la sumatoria de las masas efectivas.

FIGURA 42: Definición Modos de Vibración.

4.6.1 Modos de Vibración

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, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

FUENTE: (Diseño Sismo Resistente, Norma E.030, 2016)

FIGURA 43: Modos de Vibración Vista desde el Etabs.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.626	0.7184	8.851E-07	0	0.7184	8.851E-07
Modal	2	0.33	1.273E-05	0.7136	0	0.7184	0.7136
Modal	3	0.275	0.0044	0.0001	0	0.7228	0.7137
Modal	4	0.167	0.1603	1.089E-06	0	0.8831	0.7137
Modal	5	0.09	0.0019	0.0002	0	0.8851	0.7139
Modal	6	0.086	0.0338	0.0126	0	0.9188	0.7265
Modal	7	0.085	0.0034	0.1594	0	0.9222	0.8859
Modal	8	0.078	0.0019	4.82E-06	0	0.9241	0.8859
Modal	9	0.07	6.188E-06	1.136E-05	0	0.9241	0.8859
Modal	10	0.066	0.0264	0.0002	0	0.9505	0.8861
Modal	11	0.048	0.0117	0.0016	0	0.9622	0.8877
Modal	12	0.046	0.0038	0.0012	0	0.966	0.8889
Modal	13	0.044	0.0012	0.0358	0	0.9672	0.9247
Modal	14	0.036	0.0102	0.0031	0	0.9774	0.9279
Modal	15	0.034	0.0016	0.0216	0	0.9791	0.9495
Modal	16	0.032	0.0004	0.0032	0	0.9794	0.9528
Modal	17	0.029	0.0057	0.0002	0	0.9851	0.9529
Modal	18	0.025	0.0031	0.0006	0	0.9883	0.9535
Modal	19	0.024	3.09E-05	0.0194	0	0.9883	0.9729
Modal	20	0.022	0.0016	0	0	0.9899	0.9729
Modal	21	0.021	0.0004	0.0001	0	0.9903	0.973
Modal	22	0.02	2.489E-05	0.0017	0	0.9903	0.9747
Modal	23	0.018	1.123E-06	0.0099	0	0.9903	0.9847
Modal	24	0.016	0.0003	0.0001	0	0.9906	0.9847
Modal	25	0.015	1.677E-06	0.005	0	0.9906	0.9897
Modal	26	0.013	0.0003	0.0007	0	0.9909	0.9904
Modal	27	0.013	0.0001	0.0021	0	0.9909	0.9925
Modal	28	0.012	0.0018	2.135E-06	0	0.9928	0.9925
Modal	29	0.009	0	0.0018	0	0.9928	0.9942
Modal	30	0.007	7.693E-06	0.0004	0	0.9928	0.9946
Modal	31	0.006	0.0001	0	0	0.9929	0.9946
Modal	32	0.003	2.889E-06	0.0049	0	0.9929	0.9995
Modal	33	0.003	0.0067	1.145E-06	0	0.9995	0.9995

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

3.6.3. Análisis modal espectral utilizando la norma chilena NCh 433 of 1996 modificada en el 2012

3.6.3.1. Procesamiento

Mediante el análisis dinámico modal espectral que la Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios Nch 433 of 1996 modificada en el 2012, se procedió a modelar la estructura:

Se utiliza la misma plantilla del anterior Análisis, solo que ahora se modifican los valores de los factores de acuerdo a la Norma Chilena, los cuales nos proporcionarán un espectro de respuesta en la dirección X e Y.

3.6.3.1.1. Masas Participantes.

La Norma Chilena hace mención a las Masas participantes en la Estructura en su definición de **Modelos Estructurales**, en el cual utiliza los mismos porcentajes que la Norma Peruana, tal como se muestra a continuación.

FIGURA 44: Definición de Coeficientes de Masa para la Norma Chilena.

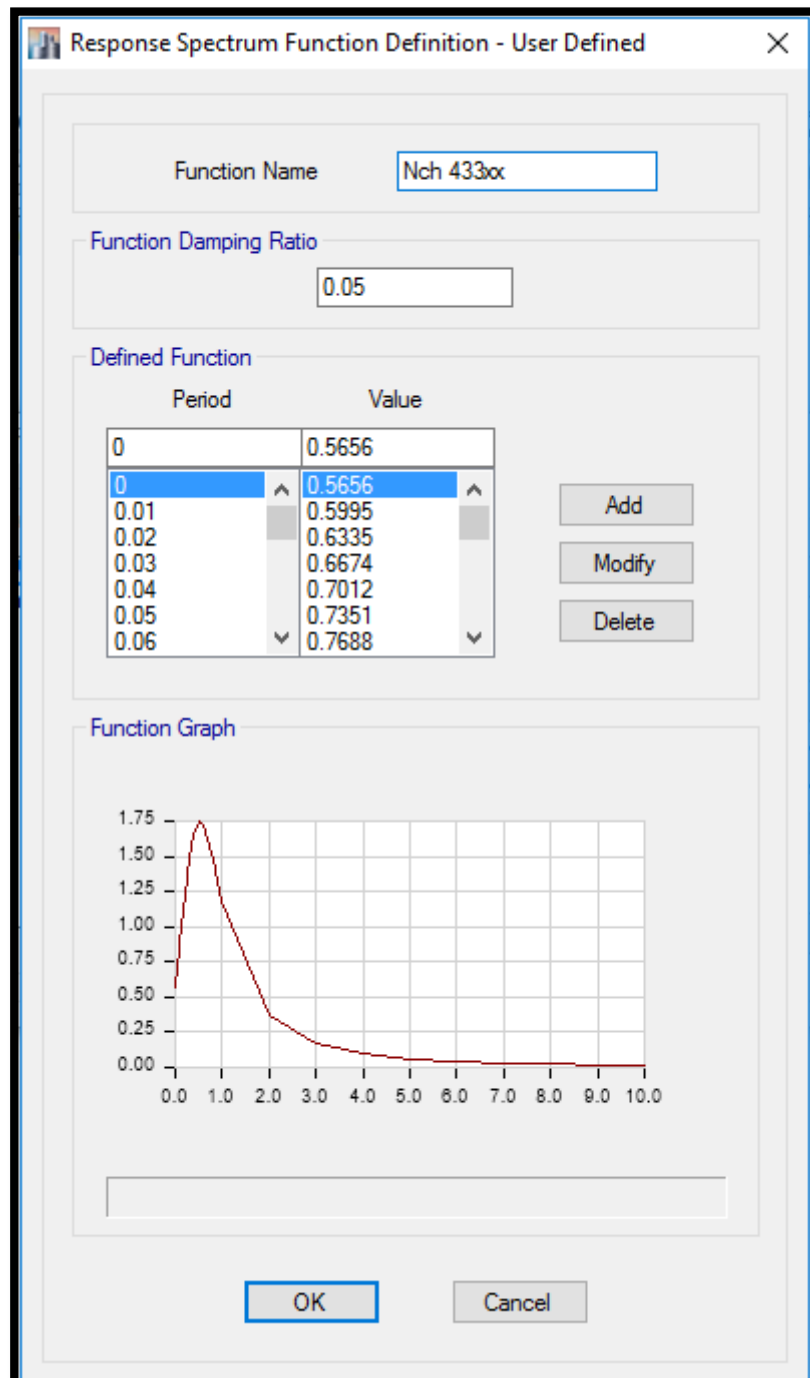
Load Pattern	Multiplier
Carga Muerta	1
Carga Muerta	1
Carga Viva	0.25
Peso Propio	1

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

3.6.3.2. Análisis de procesamiento

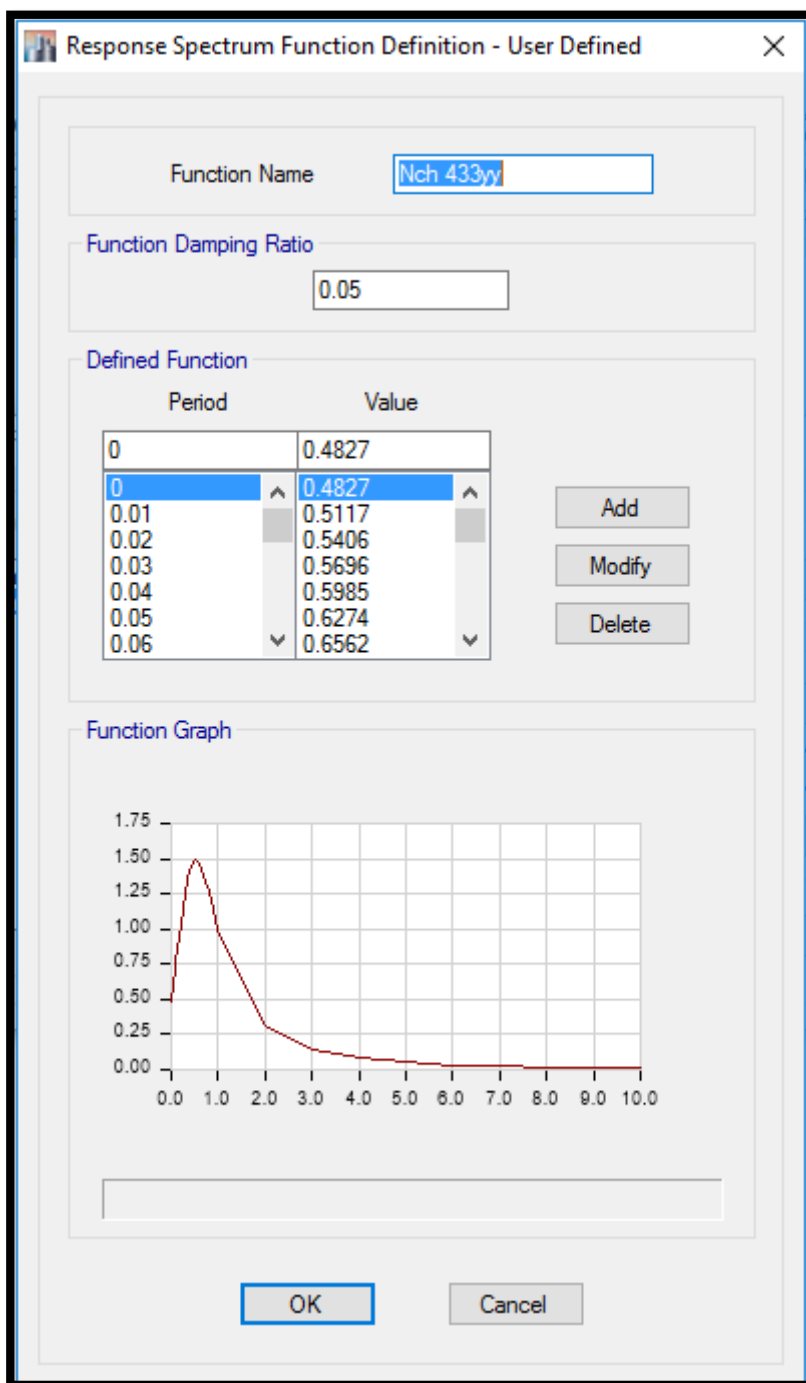
3.6.3.2.1. Asignación del Espectro de Respuesta

FIGURA 45: Función de Espectro de Respuesta en la dirección X.



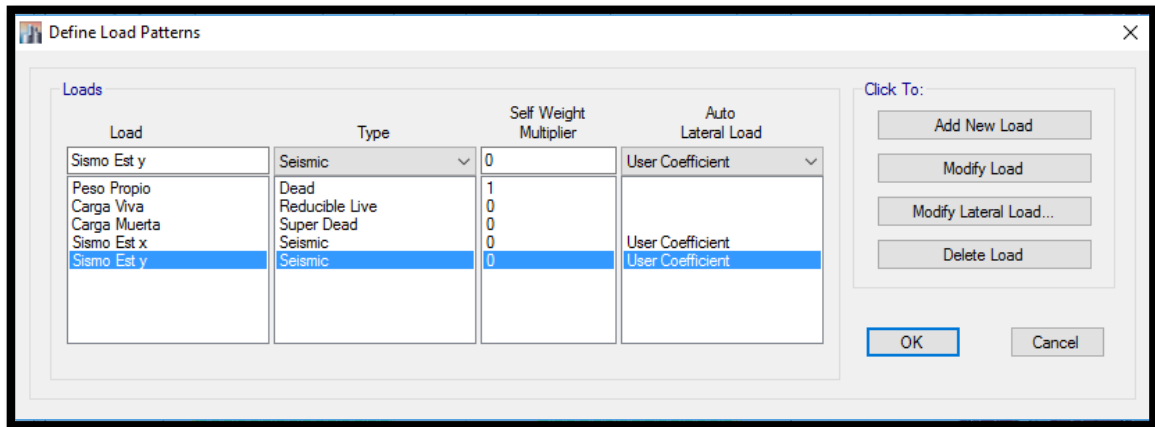
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 46: Función de Espectro de Respuesta en la dirección Y.



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 47: Patrones de Carga para la Norma Chilena.



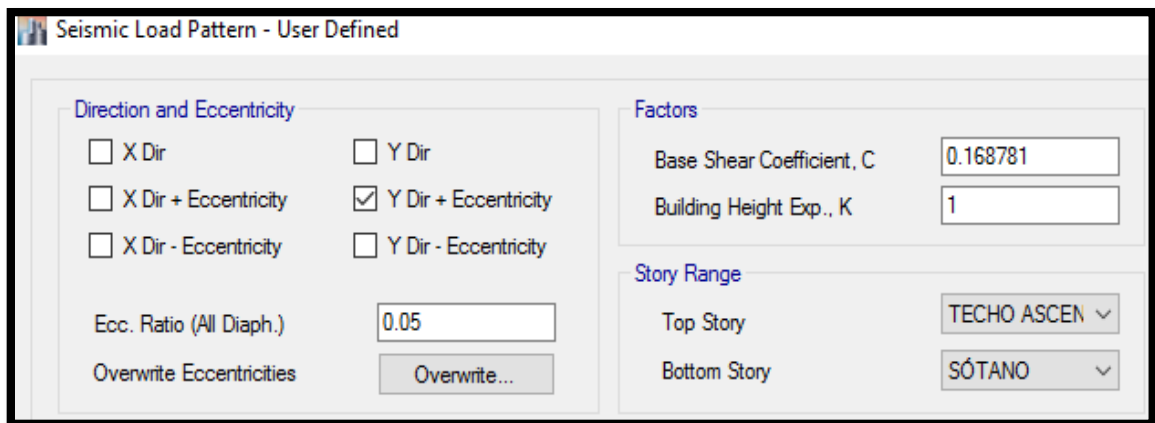
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 48: Patrón de carga sísmica para la Norma Chilena en X.



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 49: Patrón de carga sísmica par la Norma Chilena en Y.



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 50: Definición de Caso Modal para la Norma Chilena.

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Design...

Modal Case Sub Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings Modify/Show...

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration	UY	0	99

Add
Delete

Other Parameters

Maximum Number of Modes:

Minimum Number of Modes:

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 51: Casos de Carga para la Norma Chilena.

Load Cases

Load Case Name	Load Case Type
Peso Propio	Linear Static
Carga Viva	Linear Static
Carga Muerta	Linear Static
Carga de Viento	Linear Static
Sismo Est x	Linear Static
Sismo Est y	Linear Static
SISMO DIN-XX	Response Spectrum
SISMO DIN-YY	Response Spectrum
CQC	Response Spectrum

Click to:

Add New Case...
Add Copy of Case...
Modify/Show Case...
Delete Case
Show Load Case Tree...

OK
Cancel

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

3.6.3.2.2. Asignación de Criterios de Combinación.

Se utiliza el método CQC, según sugiere la Norma Chilena Nch 433.

FIGURA 52: Casos de carga y Modo de combinación para la Norma Chilena (SISMO DIN-XX).

Load Case Data

General

Load Case Name: SISMO DIN-XX

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Categoria II)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Nchx	1

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 1

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

FIGURA 53: Casos de carga y Modo de combinación para la Norma Chilena (SISMO DIN-YY).

Load Case Data

General

Load Case Name: SISMO DIN-YY

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Categoria II)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Nchy	1

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 1

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

OK Cancel

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016).

Para este Criterio de Combinación consideramos a los espectros NCh 433 en X y NCh 433 en Y, deberían ser afectados por el valor de la gravedad, pero como ya A_0 lo considera se deja en el valor de 1.

CAPÍTULO IV. RESULTADOS

Se presentan los resultados del análisis dinámico modal espectral, donde se mostraran cuadros comparativos de la respuesta sísmica, observando los desplazamientos, derivas, fuerzas cortantes y otros resultados, todos los análisis se aplicaron mediante lo estipulado en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016 y la Norma Chilena de Diseño Sísmico de Edificios Nch 433.Of1996 modificada en el 2012.

Los resultados se determinaron a partir del modelamiento mediante el apoyo del software Etabs obteniendo las derivas elásticas del análisis dinámico, para luego ser afectado por el factor de reducción y así determinar la deriva inelástica.

4.1. Resultados del análisis dinámico modal espectral

4.1.1. Resultado desplazamientos

FIGURA 54: Desplazamientos en Dirección "X" Etabs (E.030).

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX mm
TECHO	96	815	SISMO DIN-XX ...	19.972
PISO 7	94	798	SISMO DIN-XX ...	17.596
PISO 7	96	816	SISMO DIN-XX ...	17.596
PISO 6	94	799	SISMO DIN-XX ...	15.004
PISO 6	96	817	SISMO DIN-XX ...	15.004
PISO 5	94	800	SISMO DIN-XX ...	12.192
PISO 5	96	818	SISMO DIN-XX ...	12.192
PISO 4	94	801	SISMO DIN-XX ...	9.245
PISO 4	96	819	SISMO DIN-XX ...	9.245
PISO 3	94	802	SISMO DIN-XX ...	6.307
PISO 3	96	820	SISMO DIN-XX ...	6.307
PISO 2	94	803	SISMO DIN-XX ...	3.594
PISO 2	96	821	SISMO DIN-XX ...	3.594
SEMI-SÓTANO	94	805	SISMO DIN-XX ...	0.158
SEMI-SÓTANO	96	823	SISMO DIN-XX ...	0
PISO 1	8	184	SISMO DIN-XX ...	1.66
PISO 1	9	194	SISMO DIN-XX ...	1.297
SEMI-SÓTANO	2	1	SISMO DIN-XX ...	0
SEMI-SÓTANO	22	9	SISMO DIN-XX ...	0

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

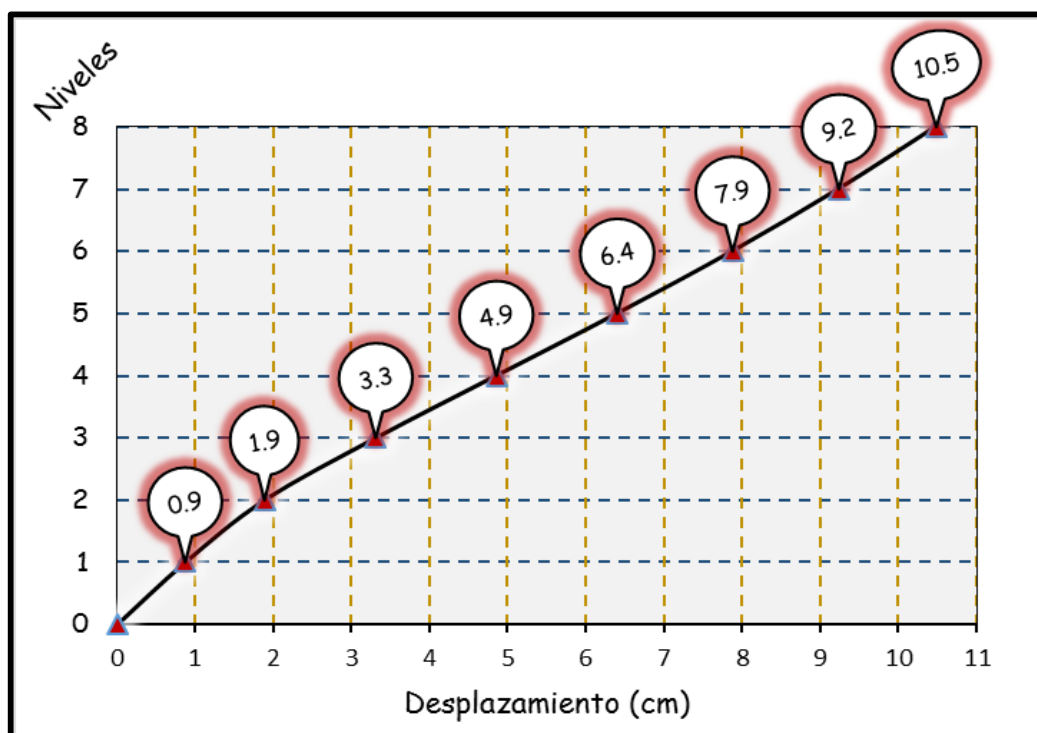
TABLA 66: Desplazamientos en dirección " X" del análisis dinámico (E 0.30).

Nivel	Desplazamiento (mm)	Desplazamiento*0.75R (cm)
TECHO	19.97	10.49
PISO 7	17.60	9.24
PISO 6	15.00	7.88
PISO 5	12.19	6.40
PISO 4	9.25	4.85
PISO 3	6.31	3.31
PISO 2	3.59	1.89
PISO 1	1.66	0.87
SEMI-SÓTANO	0.00	0.00

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

El Valor de $R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$, siendo igual a 7

FIGURA 55: Desplazamiento por nivel de piso en dirección "X" (E.030).



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 56: Desplazamientos en Dirección “Y” Etabs (E.030).

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX mm	UY mm
TECHO	96	815	SISMO DIN-YY ...	0.665	5.314
PISO 7	94	798	SISMO DIN-YY ...	0.586	4.527
PISO 7	96	816	SISMO DIN-YY ...	0.586	4.621
PISO 6	94	799	SISMO DIN-YY ...	0.496	3.8
PISO 6	96	817	SISMO DIN-YY ...	0.496	3.874
PISO 5	94	800	SISMO DIN-YY ...	0.4	3.032
PISO 5	96	818	SISMO DIN-YY ...	0.4	3.085
PISO 4	94	801	SISMO DIN-YY ...	0.303	2.249
PISO 4	96	819	SISMO DIN-YY ...	0.303	2.282
PISO 3	94	802	SISMO DIN-YY ...	0.208	1.493
PISO 3	96	820	SISMO DIN-YY ...	0.208	1.508
PISO 2	94	803	SISMO DIN-YY ...	0.122	0.818
PISO 2	96	821	SISMO DIN-YY ...	0.122	0.82
PISO 1	8	184	SISMO DIN-YY ...	0.094	0.296
PISO 1	9	194	SISMO DIN-YY ...	0.044	0.287
SEMI-SÓTANO	2	1	SISMO DIN-YY ...	0	0
SEMI-SÓTANO	22	9	SISMO DIN-YY ...	0	0

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

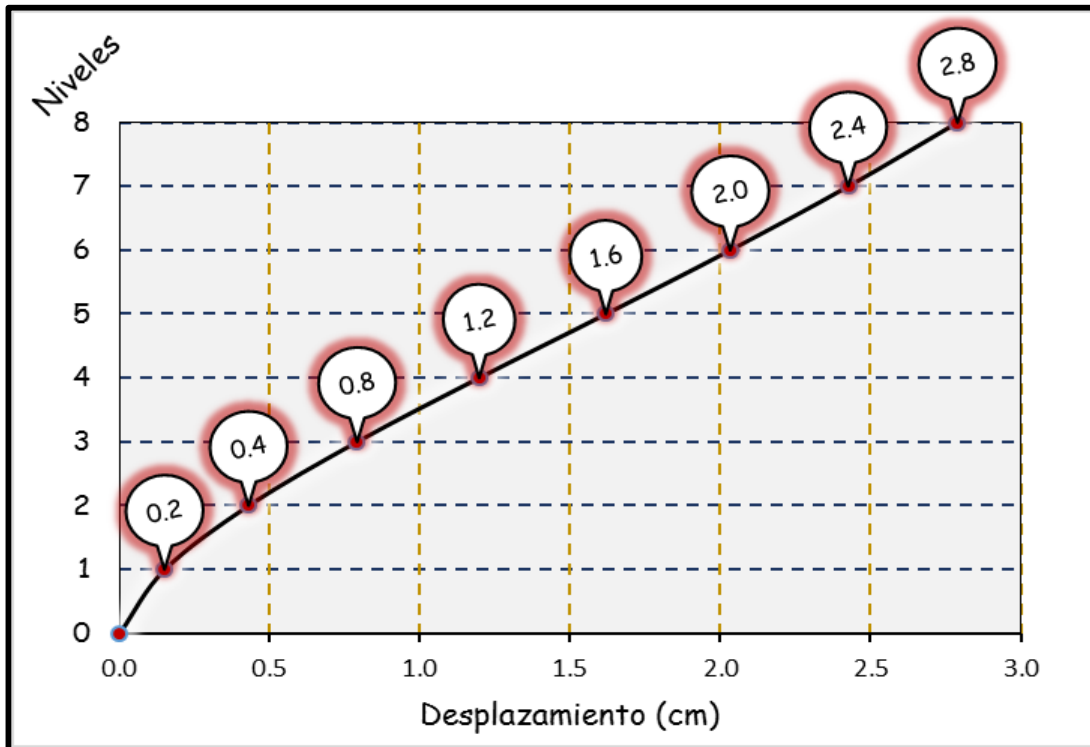
TABLA 67: Desplazamientos en dirección” Y” del análisis dinámico (E 0.30).

Nivel	Desplazamiento (mm)	Desplazamiento*0.75R (cm)
TECHO	5.31	2.79
PISO 7	4.62	2.43
PISO 6	3.87	2.03
PISO 5	3.08	1.62
PISO 4	2.28	1.20
PISO 3	1.51	0.79
PISO 2	0.82	0.43
PISO 1	0.29	0.15
SEMI-SÓTANO	0.00	0.00

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

El Valor de $R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$, siendo igual a 7

FIGURA 57: Desplazamiento por nivel de piso en dirección "Y" (E.030).



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 58: Desplazamientos en dirección "X" Etabs (Nch 433).

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX mm
TECHO	96	815	SISMO DIN-XX ...	27.602
PISO 7	94	798	SISMO DIN-XX ...	24.324
PISO 7	96	816	SISMO DIN-XX ...	24.324
PISO 6	94	799	SISMO DIN-XX ...	20.742
PISO 6	96	817	SISMO DIN-XX ...	20.742
PISO 5	94	800	SISMO DIN-XX ...	16.851
PISO 5	96	818	SISMO DIN-XX ...	16.851
PISO 4	94	801	SISMO DIN-XX ...	12.77
PISO 4	96	819	SISMO DIN-XX ...	12.77
PISO 3	94	802	SISMO DIN-XX ...	8.701
PISO 3	96	820	SISMO DIN-XX ...	8.701
PISO 2	94	803	SISMO DIN-XX ...	4.95
PISO 2	96	821	SISMO DIN-XX ...	4.95
PISO 1	8	184	SISMO DIN-XX ...	2.268
PISO 1	9	194	SISMO DIN-XX ...	1.782
SEMI-SÓTANO	8	185	SISMO DIN-XX ...	0.365
SEMI-SÓTANO	2	1	SISMO DIN-XX ...	0
SEMI-SÓTANO	22	9	SISMO DIN-XX ...	0

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 68: Desplazamientos en dirección " X" del análisis dinámico (Nch 433).

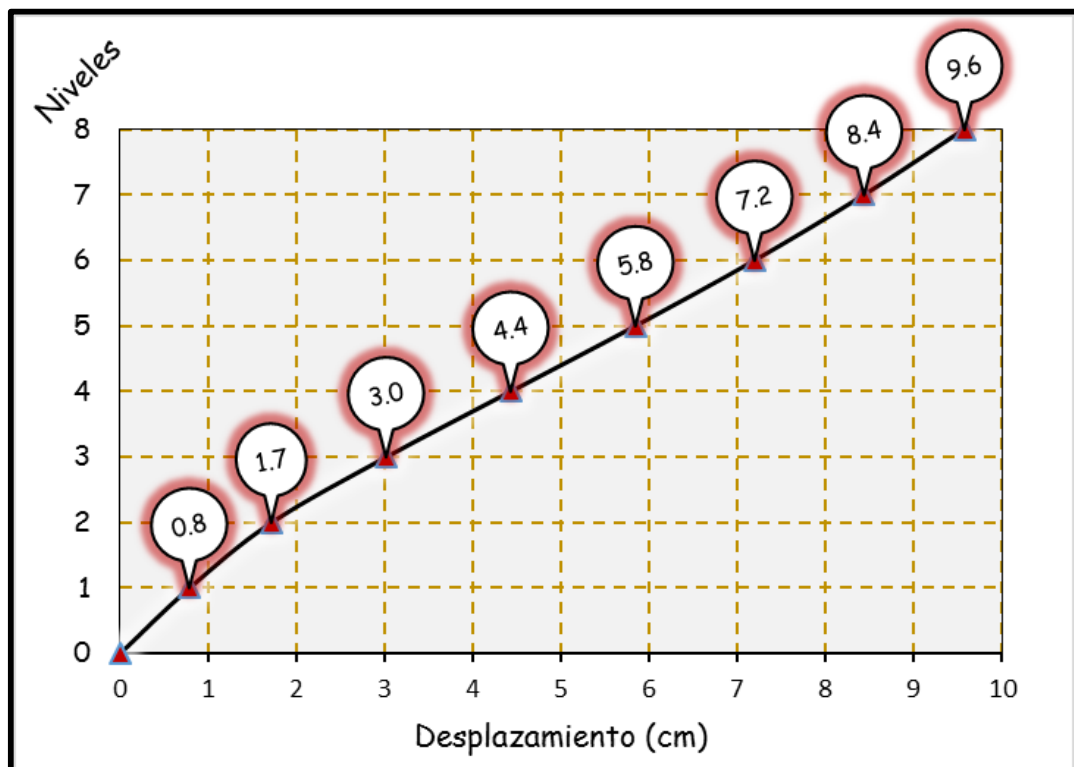
Nivel	Desplazamiento (mm)	Desplazamiento* $2R^*/3$ (cm)
TECHO	27.60	9.57
PISO 7	24.32	8.44
PISO 6	20.74	7.20
PISO 5	16.85	5.85
PISO 4	12.77	4.43
PISO 3	8.70	3.02
PISO 2	4.95	1.72
PISO 1	2.27	0.79
SEMI-SÓTANO	0.00	0.00

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

El Valor de $R = 11$, según la Norma Chilena R es un factor que se utiliza para el Análisis Dinámico. Obteniendo así el valor de $R_x^* = 5,20$.

La altura de entrepiso de la edificación es de 2.8 m. y la deriva permisible es 0.002 h

FIGURA 59: Desplazamiento por nivel de piso en dirección "X" (Nch 433).



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 60: Desplazamientos en dirección “Y” Etabs (Nch 433).

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX mm	UY mm
TECHO	96	815	SISMO DIN-YY ...	0.709	5.703
PISO 7	94	798	SISMO DIN-YY ...	0.626	4.858
PISO 7	96	816	SISMO DIN-YY ...	0.626	4.96
PISO 6	94	799	SISMO DIN-YY ...	0.53	4.078
PISO 6	96	817	SISMO DIN-YY ...	0.53	4.158
PISO 5	94	800	SISMO DIN-YY ...	0.427	3.252
PISO 5	96	818	SISMO DIN-YY ...	0.427	3.31
PISO 4	94	801	SISMO DIN-YY ...	0.322	2.411
PISO 4	96	819	SISMO DIN-YY ...	0.322	2.447
PISO 3	94	802	SISMO DIN-YY ...	0.221	1.597
PISO 3	96	820	SISMO DIN-YY ...	0.221	1.615
PISO 2	94	803	SISMO DIN-YY ...	0.129	0.873
PISO 1	8	184	SISMO DIN-YY ...	0.099	0.315
PISO 1	9	194	SISMO DIN-YY ...	0.046	0.305
SEMI-SÓTANO	2	1	SISMO DIN-YY ...	0	0
SEMI-SÓTANO	22	9	SISMO DIN-YY ...	0	0

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 69: Desplazamientos en dirección” Y” del análisis dinámico (Nch 433).

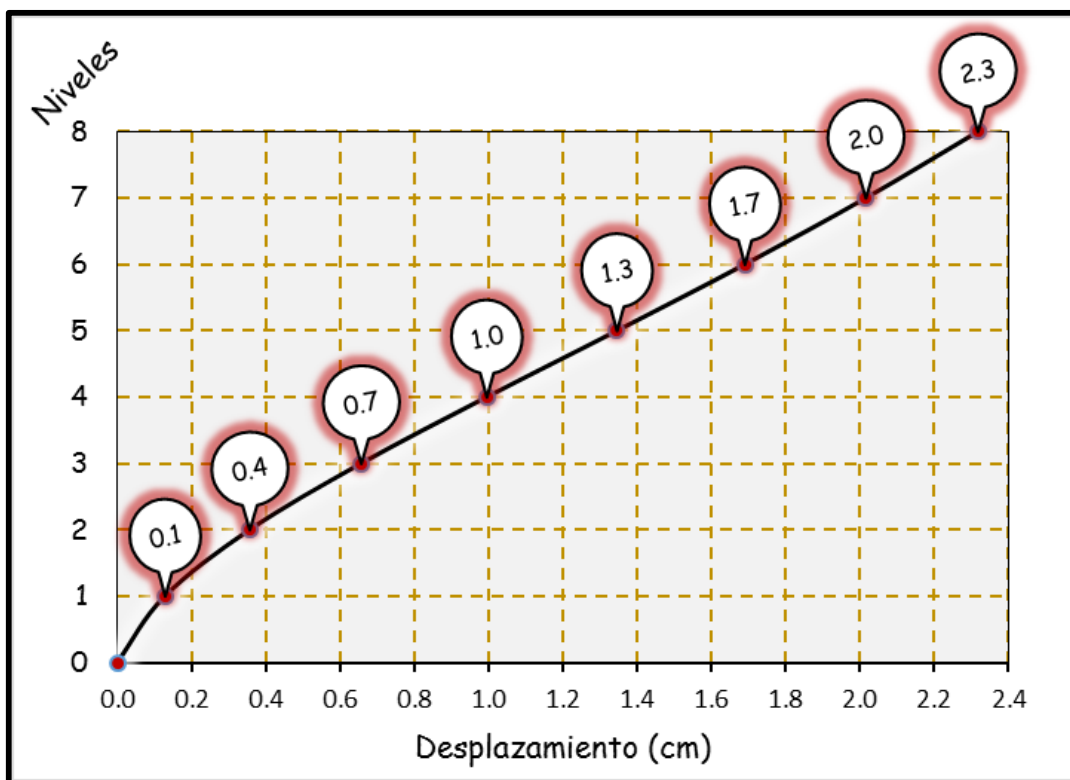
Nivel	Desplazamiento (mm)	Desplazamiento* 2R*/3* (cm)
TECHO	5.70	2.32
PISO 7	4.96	2.02
PISO 6	4.16	1.69
PISO 5	3.31	1.35
PISO 4	2.45	0.99
PISO 3	1.62	0.66
PISO 2	0.88	0.36
PISO 1	0.32	0.13
SEMI-SÓTANO	0.00	0.00

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

El Valor de R = 11, según la Norma Chilena R es un factor que se utiliza para el Análisis Dinámico. Obteniendo así el valor de $R_y^* = 6.10$

La altura de entrepiso de la edificación es de 2.8 m. y la deriva permisible es 0.002 h.

FIGURA 61: Desplazamiento por nivel de piso en dirección "Y" (Nch 433).



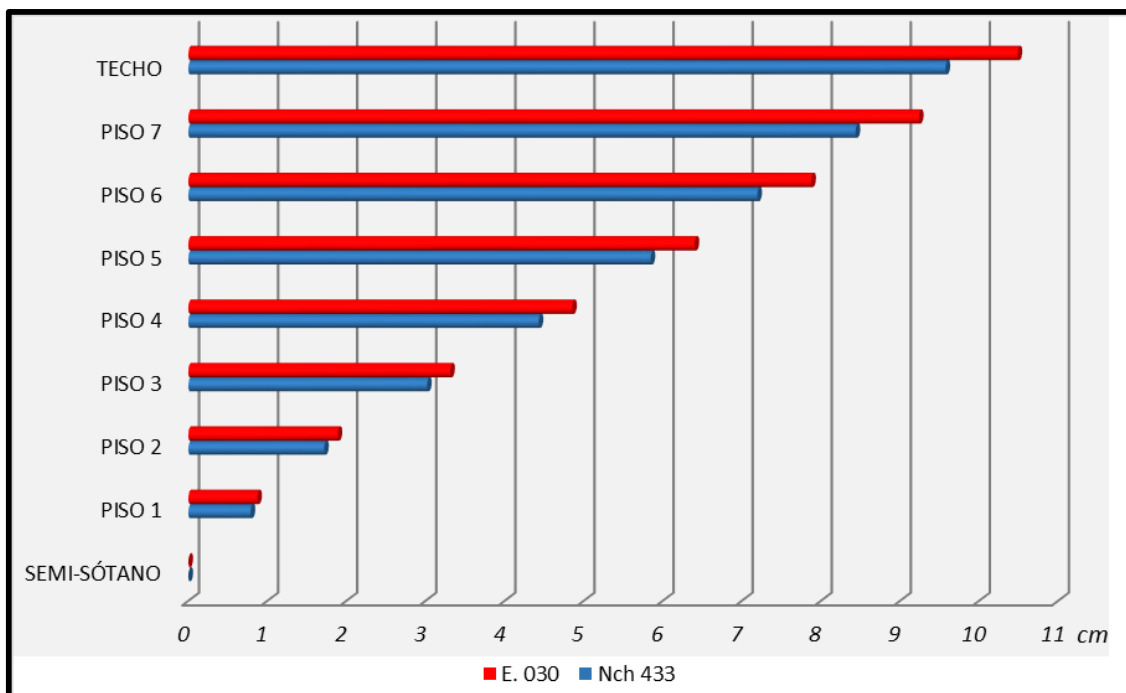
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 70: Cuadro comparativo de desplazamientos en X e Y.

Nivel	E. 030 X	Nch 433 X	Diferencia de Δ en X (cm)	E. 030 Y	Nch 433 Y	Diferencia de Δ en Y (cm)
	$\Delta * 0.75R$ (cm)	$\Delta * 2R * /3$ (cm)		$\Delta * 0.75R$ (cm)	$\Delta * 2R * /3$ (cm)	
TECHO	10.49	9.57	0.91	2.79	2.32	0.47
PISO 7	9.24	8.44	0.80	2.43	2.02	0.41
PISO 6	7.88	7.20	0.68	2.03	1.69	0.34
PISO 5	6.40	5.85	0.56	1.62	1.35	0.27
PISO 4	4.85	4.43	0.42	1.20	0.99	0.20
PISO 3	3.31	3.02	0.29	0.79	0.66	0.14
PISO 2	1.89	1.72	0.17	0.43	0.36	0.07
PISO 1	0.87	0.79	0.08	0.15	0.13	0.02
SEMI-SÓTANO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

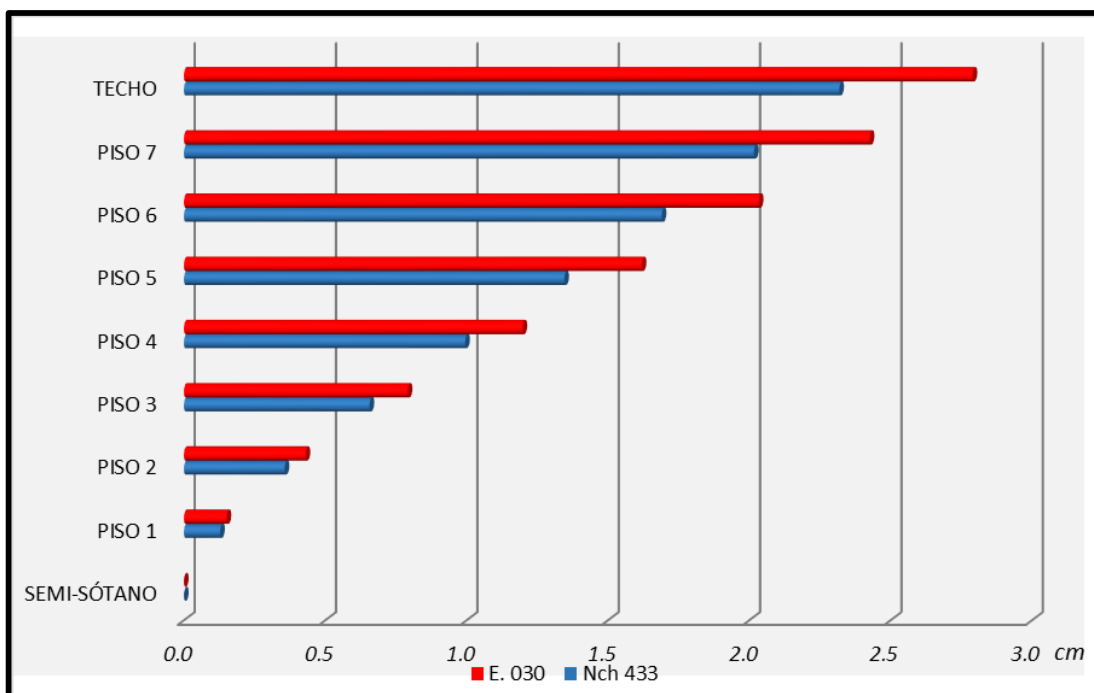
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 62: Comparación de desplazamientos en el eje "X" con ambas normas.



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 63: Comparación de desplazamientos en el eje "Y" con ambas normas.



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

4.1.2. Resultado derivas

FIGURA 64: Derivas en dirección X obtenidos del análisis dinámico en Etabs (E.030).

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift
TECHO	SISMO DIN-XX ...	X	0.0011
LOSA ASCENSOR	SISMO DIN-XX ...	X	0.000989
F VIGA	SISMO DIN-XX ...	X	0.000996
PISO 7	SISMO DIN-XX ...	X	0.001087
PISO 6	SISMO DIN-XX ...	X	0.001177
PISO 5	SISMO DIN-XX ...	X	0.001231
PISO 4	SISMO DIN-XX ...	X	0.001225
PISO 3	SISMO DIN-XX ...	X	0.001129
PISO 2	SISMO DIN-XX ...	X	0.000909
PISO 1	SISMO DIN-XX ...	X	0.00058
SEMI-SÓTANO	SISMO DIN-XX ...	X	9.8E-05

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

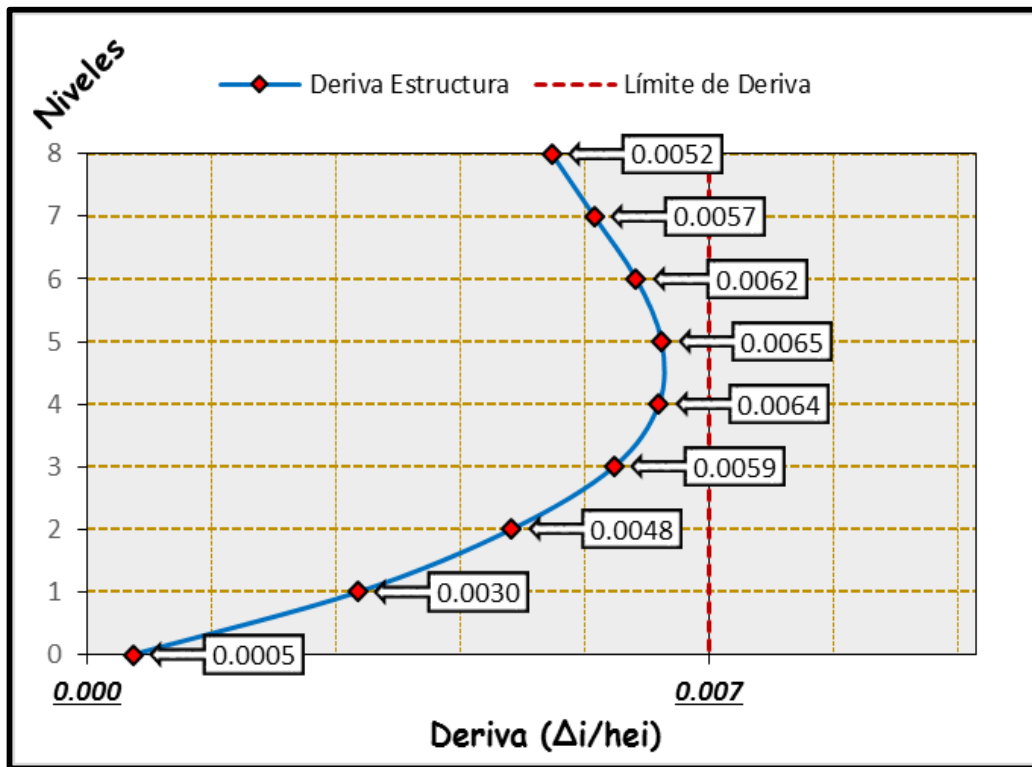
TABLA 71: Deriva del análisis dinámico en dirección X (E 0.30).

Nivel	Altura (m)	Deriva Elástica	Deriva*0.75R	Deriva Límite E.030	Restante (%)
TECHO	2.80	0.0010	0.0052	0.007	25.30%
PISO 7	2.80	0.0011	0.0057	0.007	18.48%
PISO 6	2.80	0.0012	0.0062	0.007	11.73%
PISO 5	2.80	0.0012	0.0065	0.007	7.68%
PISO 4	2.80	0.0012	0.0064	0.007	8.13%
PISO 3	2.80	0.0011	0.0059	0.007	15.33%
PISO 2	2.80	0.0009	0.0048	0.007	31.83%
PISO 1	2.80	0.0006	0.0030	0.007	56.50%
SEMI SÓTANO	3.60	0.0001	0.0005	0.007	92.65%

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

El Valor de $R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$, R es igual a 7

FIGURA 65: Deriva Inelástica Dinámica en Dirección X (E.030).



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 66: Derivas en dirección Y obtenidos del análisis dinámico en Etabs (E.030).

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift
TECHO	SISMO DIN-YY ...	Y	0.000301
LOSA ASCENSOR	SISMO DIN-YY ...	Y	0.000294
F VIGA	SISMO DIN-YY ...	Y	0.00029
PISO 7	SISMO DIN-YY ...	Y	0.000315
PISO 6	SISMO DIN-YY ...	Y	0.00033
PISO 5	SISMO DIN-YY ...	Y	0.000335
PISO 4	SISMO DIN-YY ...	Y	0.000322
PISO 3	SISMO DIN-YY ...	Y	0.000286
PISO 2	SISMO DIN-YY ...	Y	0.000223
PISO 1	SISMO DIN-YY ...	Y	0.000123
SEMI-SÓTANO	SISMO DIN-YY ...	Y	4E-06

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

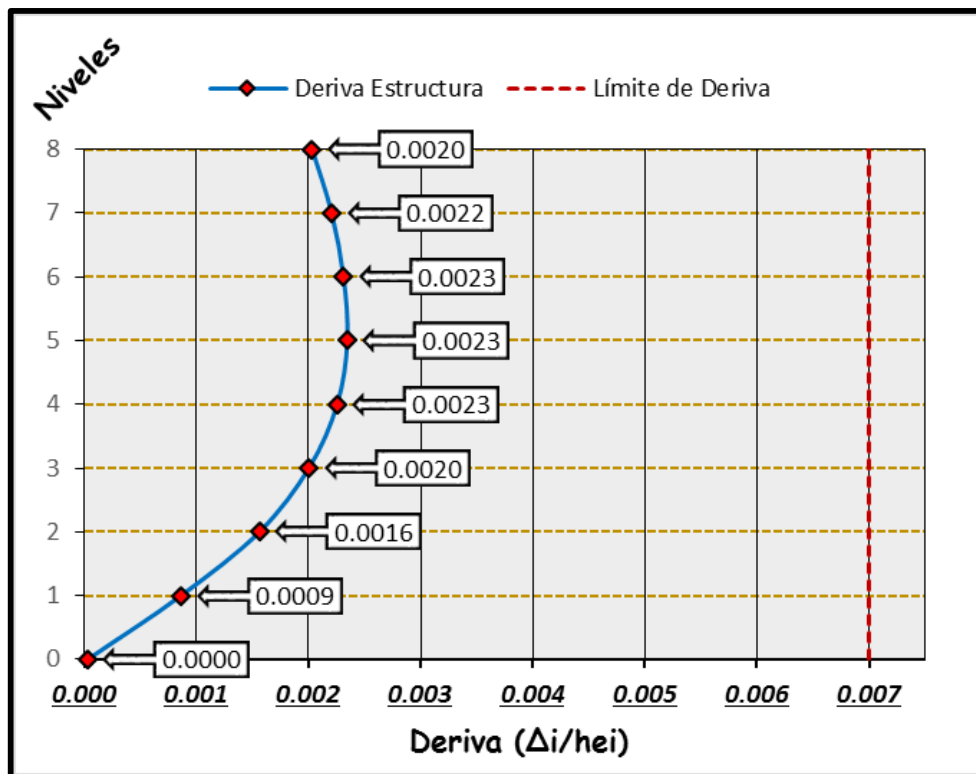
TABLA 72: Deriva del análisis dinámico en dirección Y (E 0.30).

Nivel	Altura (m)	Deriva Elástica	Deriva*0.75R	Deriva Límite E.030	Restante (%)
TECHO	2.80	0.0003	0.0020	0.007	71.00%
PISO 7	2.80	0.0003	0.0022	0.007	68.50%
PISO 6	2.80	0.0003	0.0023	0.007	67.00%
PISO 5	2.80	0.0003	0.0023	0.007	66.50%
PISO 4	2.80	0.0003	0.0023	0.007	67.80%
PISO 3	2.80	0.0003	0.0020	0.007	71.40%
PISO 2	2.80	0.0002	0.0016	0.007	77.70%
PISO 1	2.80	0.0001	0.0009	0.007	87.70%
SEMI SÓTANO	3.60	0.0000	0.0000	0.007	99.60%

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

El Valor de $R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$, R igual a 7

FIGURA 67: Deriva Inelástica Dinámica en Dirección Y (E.030).



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 68: Derivas en dirección X obtenidos del análisis dinámico en Etabs (Nch 433).

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift
TECHO	SISMO DIN-XX Max	X	0.001175
PISO 7	SISMO DIN-XX Max	X	0.001284
PISO 6	SISMO DIN-XX Max	X	0.001394
PISO 5	SISMO DIN-XX Max	X	0.001461
PISO 4	SISMO DIN-XX Max	X	0.001455
PISO 3	SISMO DIN-XX Max	X	0.00134
PISO 2	SISMO DIN-XX Max	X	0.001077
PISO 1	SISMO DIN-XX Max	X	0.000685
SEMI-SÓTANO	SISMO DIN-XX Max	X	0.000102

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 73: Deriva del análisis dinámico en dirección X (Nch 433).

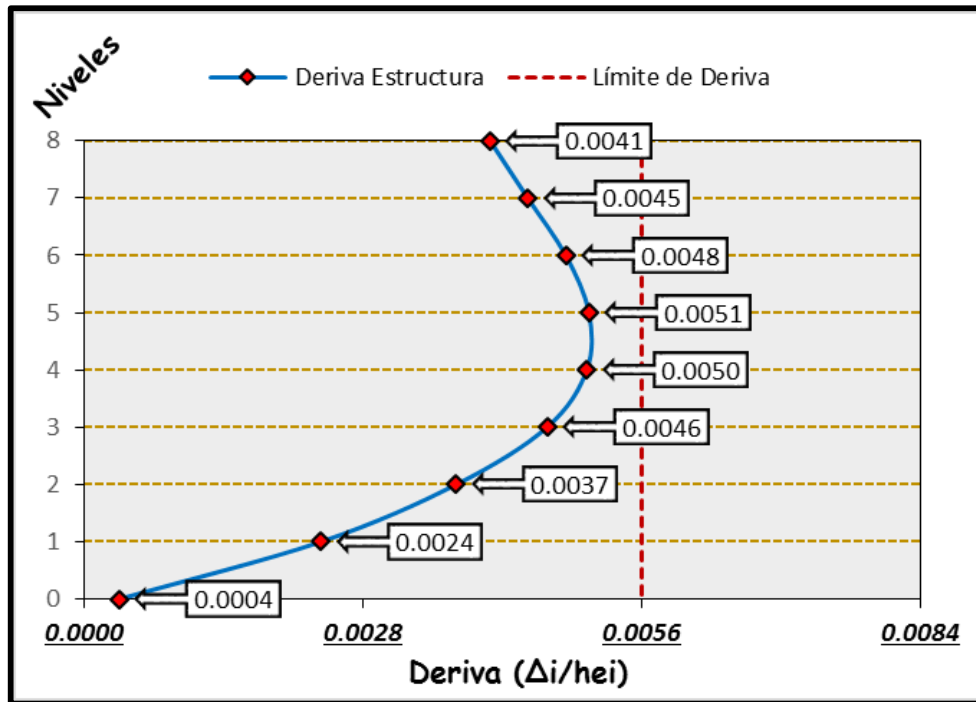
Nivel	Altura (m)	Deriva Elástica	Deriva* $2R^*/3$	Deriva Límite Nch 433	Restante (%)
TECHO	2.80	0.0012	0.0041	0.0056	27.22%
PISO 7	2.80	0.0013	0.0045	0.0056	20.46%
PISO 6	2.80	0.0014	0.0048	0.0056	13.65%
PISO 5	2.80	0.0015	0.0051	0.0056	9.50%
PISO 4	2.80	0.0015	0.0050	0.0056	9.87%
PISO 3	2.80	0.0013	0.0046	0.0056	17.00%
PISO 2	2.80	0.0011	0.0037	0.0056	33.29%
PISO 1	2.80	0.0007	0.0024	0.0056	57.57%
SEMI SÓTANO	3.60	0.0001	0.0004	0.0056	93.68%

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

El Valor de $R = 11$, según la Norma Chilena R es un factor que se utiliza para el Análisis Dinámico. Obteniendo así el valor de $R_x^* = 5,20$.

La altura de entrepiso de la edificación es de 2.8 m. y la deriva permisible es 0.002 h

FIGURA 69: Deriva Inelástica Dinámica en Dirección X (Nch 433).



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 70: Derivas en dirección Y obtenidos del análisis dinámico en Etabs (Nch 433).

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift
TECHO	SISMO DIN-YY Max	Y	0.000266
PISO 7	SISMO DIN-YY Max	Y	0.000289
PISO 6	SISMO DIN-YY Max	Y	0.000303
PISO 5	SISMO DIN-YY Max	Y	0.000309
PISO 4	SISMO DIN-YY Max	Y	0.000297
PISO 3	SISMO DIN-YY Max	Y	0.000264
PISO 2	SISMO DIN-YY Max	Y	0.000205
PISO 1	SISMO DIN-YY Max	Y	0.000112
SEMI-SÓTANO	SISMO DIN-YY Max	Y	2E-06

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 74: Deriva del análisis dinámico en dirección Y (Nch 433).

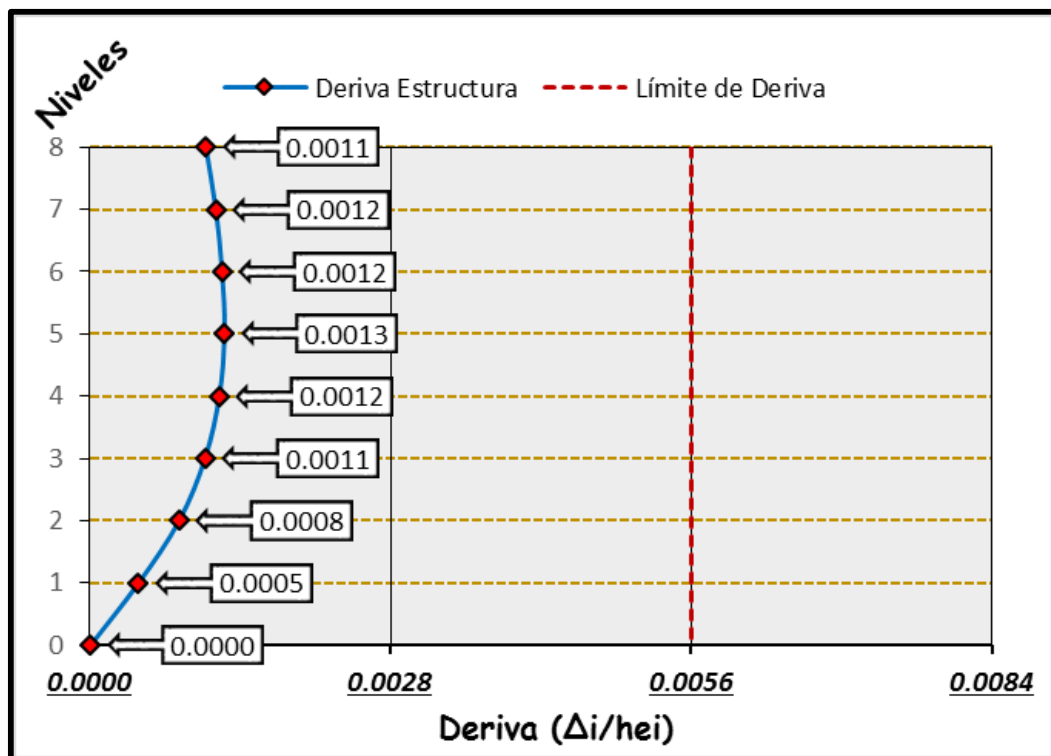
Nivel	Altura (m)	Deriva Elástica	Deriva* $2R^*/3$	Deriva Límite Nch 433	Restante (%)
TECHO	2.80	0.0003	0.0011	0.0056	80.69%
PISO 7	2.80	0.0003	0.0012	0.0056	79.02%
PISO 6	2.80	0.0003	0.0012	0.0056	78.01%
PISO 5	2.80	0.0003	0.0013	0.0056	77.57%
PISO 4	2.80	0.0003	0.0012	0.0056	78.44%
PISO 3	2.80	0.0003	0.0011	0.0056	80.84%
PISO 2	2.80	0.0002	0.0008	0.0056	85.12%
PISO 1	2.80	0.0001	0.0005	0.0056	91.87%
SEMI SÓTANO	3.60	0.0000	0.0000	0.0056	99.85%

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

El Valor de $R = 11$, según la Norma Chilena R es un factor que se utiliza para el Análisis Dinámico. Obteniendo así el valor de $R_y^* = 6.10$

La altura de entrepiso de la edificación es de 2.8 m. y la deriva permisible es 0.002 h.

FIGURA 71: Deriva Inelástica Dinámica en Dirección Y (E.030).



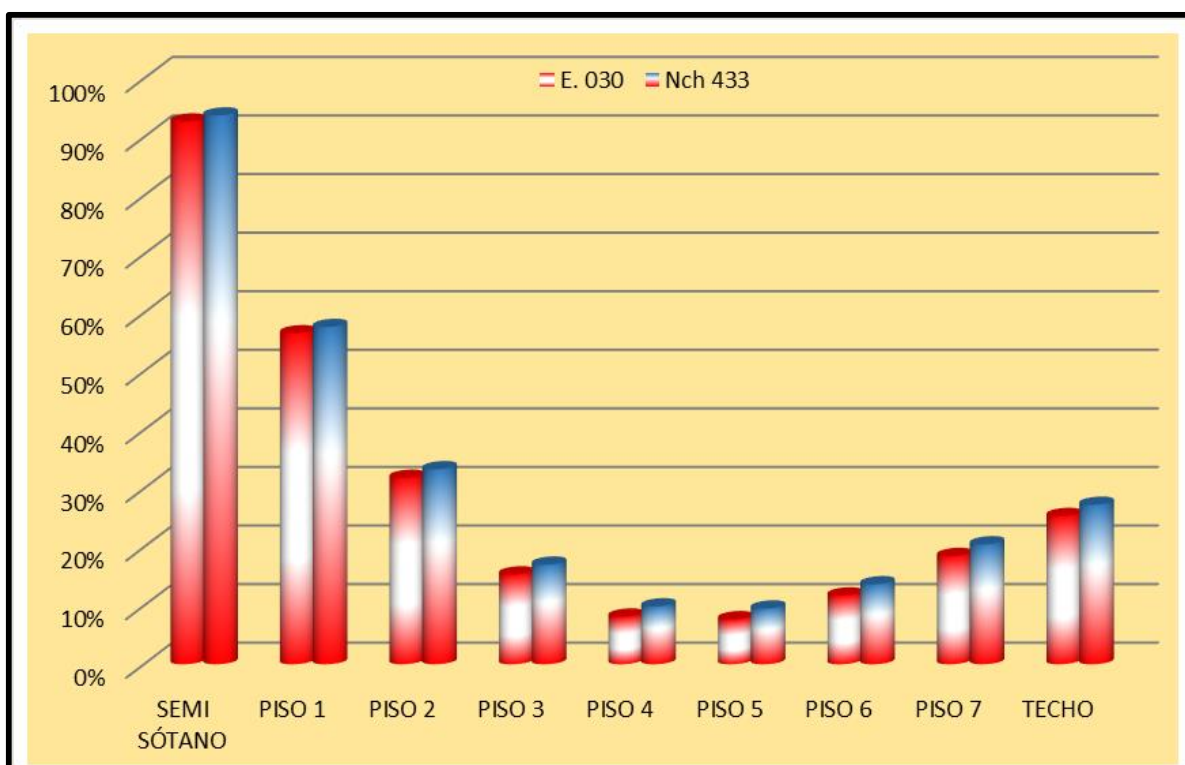
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 75: Cuadro comparativo de diferencia resultante de las derivas.

Nivel	E. 030		Nch 433		Diferencia de restantes	
	Restante X (%)	Restante Y (%)	Restante X (%)	Restante Y (%)	X	Y
TECHO	25.3%	71.0%	27.2%	80.7%	1.9%	9.7%
PISO 7	18.5%	68.5%	20.5%	79.0%	2.0%	10.5%
PISO 6	11.7%	67.0%	13.7%	78.0%	1.9%	11.0%
PISO 5	7.7%	66.5%	9.5%	77.6%	1.8%	11.1%
PISO 4	8.1%	67.8%	9.9%	78.4%	1.7%	10.6%
PISO 3	15.3%	71.4%	17.0%	80.8%	1.7%	9.4%
PISO 2	31.8%	77.7%	33.3%	85.1%	1.5%	7.4%
PISO 1	56.5%	87.7%	57.6%	91.9%	1.1%	4.2%
SEMI SÓTANO	92.7%	99.6%	93.7%	99.9%	1.0%	0.3%

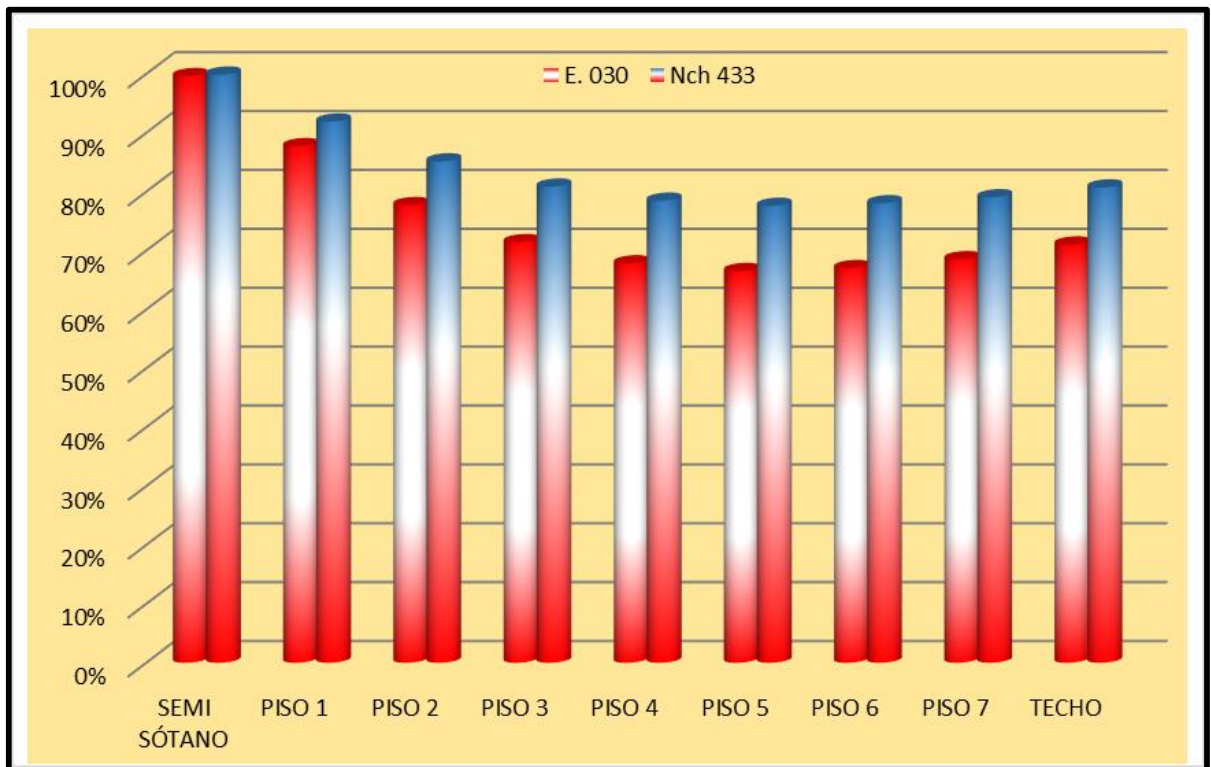
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 72: Diferencia de resultante de deriva en dirección X.



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 73: Diferencia de resultante de deriva en dirección Y.



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

4.1.3. Resultado fuerzas cortantes

FIGURA 74: Fuerza Cortante Dinámica en Dirección X obtenida del Etabs (E.030).

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf
TECHO	SISMO DIN-XX ...	Bottom	0	4.7402
LOSA ASCENSOR	SISMO DIN-XX ...	Bottom	0	9.0856
F VIGA	SISMO DIN-XX ...	Bottom	0	47.9832
PISO 7	SISMO DIN-XX ...	Bottom	0	98.6579
PISO 6	SISMO DIN-XX ...	Bottom	0	139.8444
PISO 5	SISMO DIN-XX ...	Bottom	0	172.8808
PISO 4	SISMO DIN-XX ...	Bottom	0	198.9233
PISO 3	SISMO DIN-XX ...	Bottom	0	218.3477
PISO 2	SISMO DIN-XX ...	Bottom	0	230.9653
PISO 1	SISMO DIN-XX ...	Bottom	0	236.1538
SEMI-SÓTANO	SISMO DIN-XX ...	Bottom	36.0699	79.1529

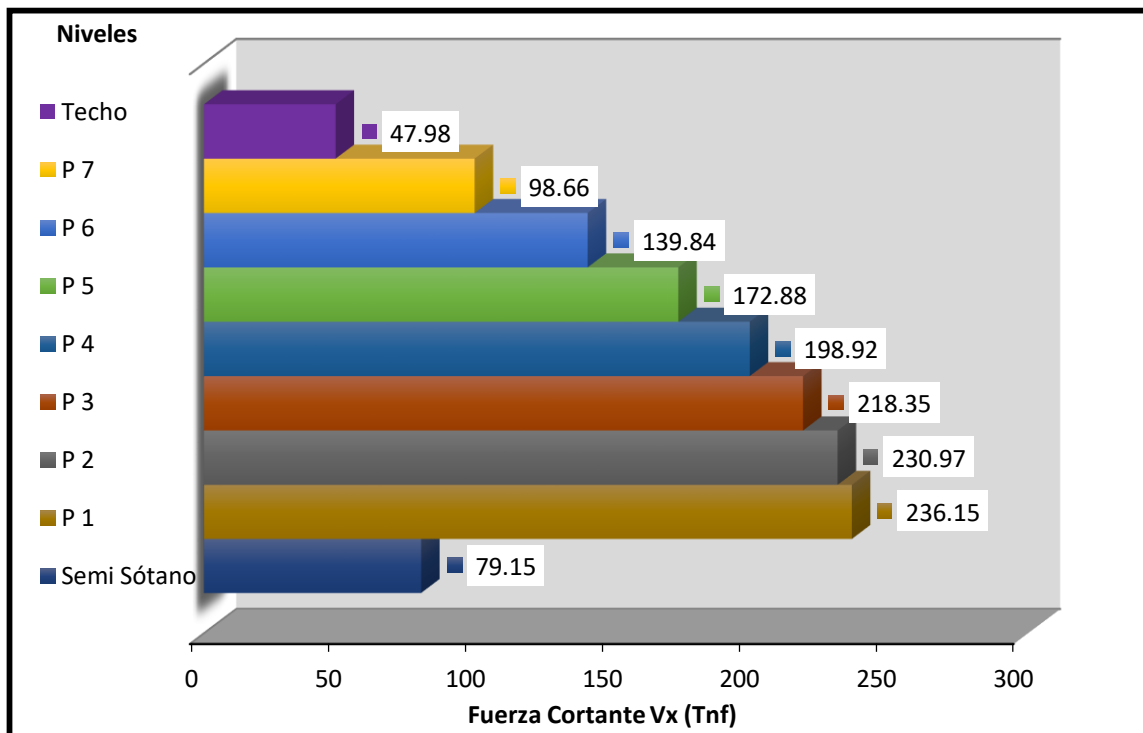
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 76: Fuerza Cortante Análisis Dinámico en la Dirección X (E.030).

NIVEL	VX (tonf)
TECHO	47.98
PISO 7	98.66
PISO 6	139.84
PISO 5	172.88
PISO 4	198.92
PISO 3	218.35
PISO 2	230.97
PISO 1	236.15
SEMI-SÓTANO	79.15

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 75: Gráfico de Fuerza Cortante Dinámica en la dirección X (E.030).



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 76: Fuerza Cortante Dinámica en Dirección Y obtenida del Etabs (E.030).

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
TECHO	SISMO DIN-YY ...	Bottom	0	0.5017	5.1505
LOSA ASCENSOR	SISMO DIN-YY ...	Bottom	0	0.6667	9.5193
F VIGA	SISMO DIN-YY ...	Bottom	0	1.7277	49.4752
PISO 7	SISMO DIN-YY ...	Bottom	0	1.7925	100.4896
PISO 6	SISMO DIN-YY ...	Bottom	0	1.9201	141.2613
PISO 5	SISMO DIN-YY ...	Bottom	0	2.3934	173.6076
PISO 4	SISMO DIN-YY ...	Bottom	0	1.6743	198.9255
PISO 3	SISMO DIN-YY ...	Bottom	0	2.1499	217.6892
PISO 2	SISMO DIN-YY ...	Bottom	0	1.5034	229.6865
PISO 1	SISMO DIN-YY ...	Bottom	0	2.4682	234.6214
SEMI-SÓTANO	SISMO DIN-YY ...	Bottom	7.5891	2.1052	26.6907

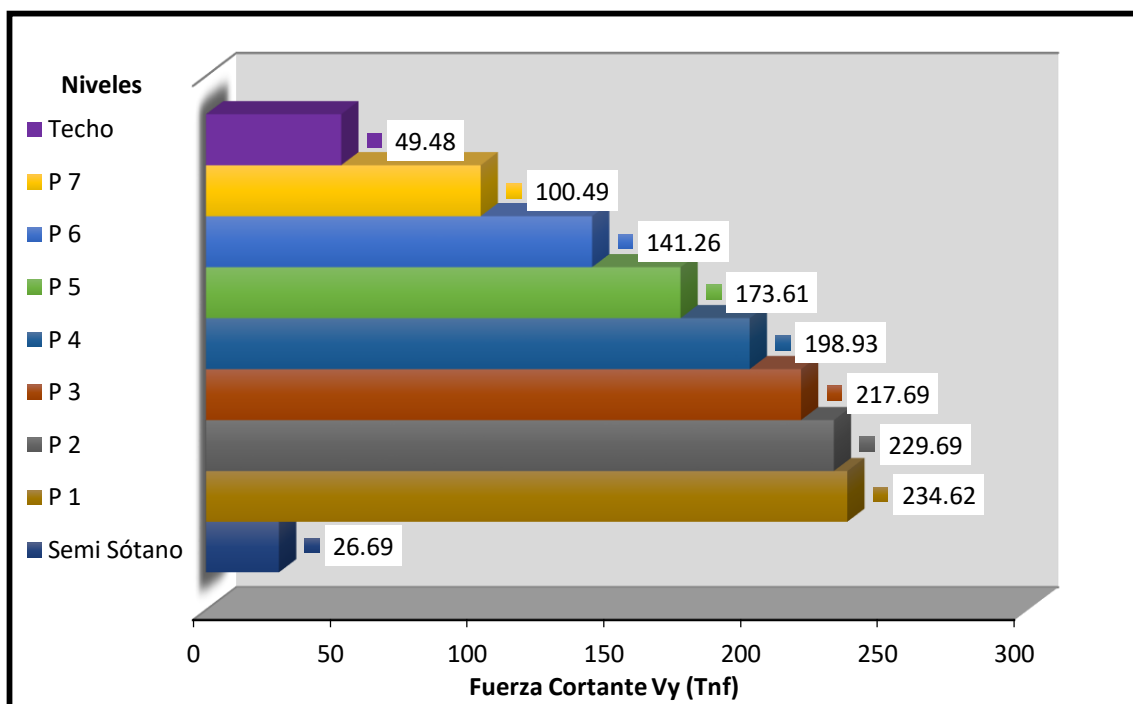
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 77: Fuerza Cortante Análisis Dinámico en la Dirección Y (E.030).

NIVEL	VY (tonf)
TECHO	49.48
PISO 7	100.49
PISO 6	141.26
PISO 5	173.61
PISO 4	198.93
PISO 3	217.69
PISO 2	229.69
PISO 1	234.62
SEMI-SÓTANO	26.69

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 77: Gráfico de Fuerza Cortante Dinámica en la dirección Y (E.030).



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 78: Fuerza Cortante Dinámica en Dirección X obtenida del Etabs (Nch 433).

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf
TECHO	SISMO DIN-XX ...	Bottom	0	53.5627
PISO 7	SISMO DIN-XX ...	Bottom	0	113.9058
PISO 6	SISMO DIN-XX ...	Bottom	0	164.2149
PISO 5	SISMO DIN-XX ...	Bottom	0	204.7097
PISO 4	SISMO DIN-XX ...	Bottom	0	235.8475
PISO 3	SISMO DIN-XX ...	Bottom	0	257.8778
PISO 2	SISMO DIN-XX ...	Bottom	0	271.1183
PISO 1	SISMO DIN-XX ...	Bottom	0	275.9446
SEMI-SÓTANO	SISMO DIN-XX ...	Bottom	42.7075	93.5131

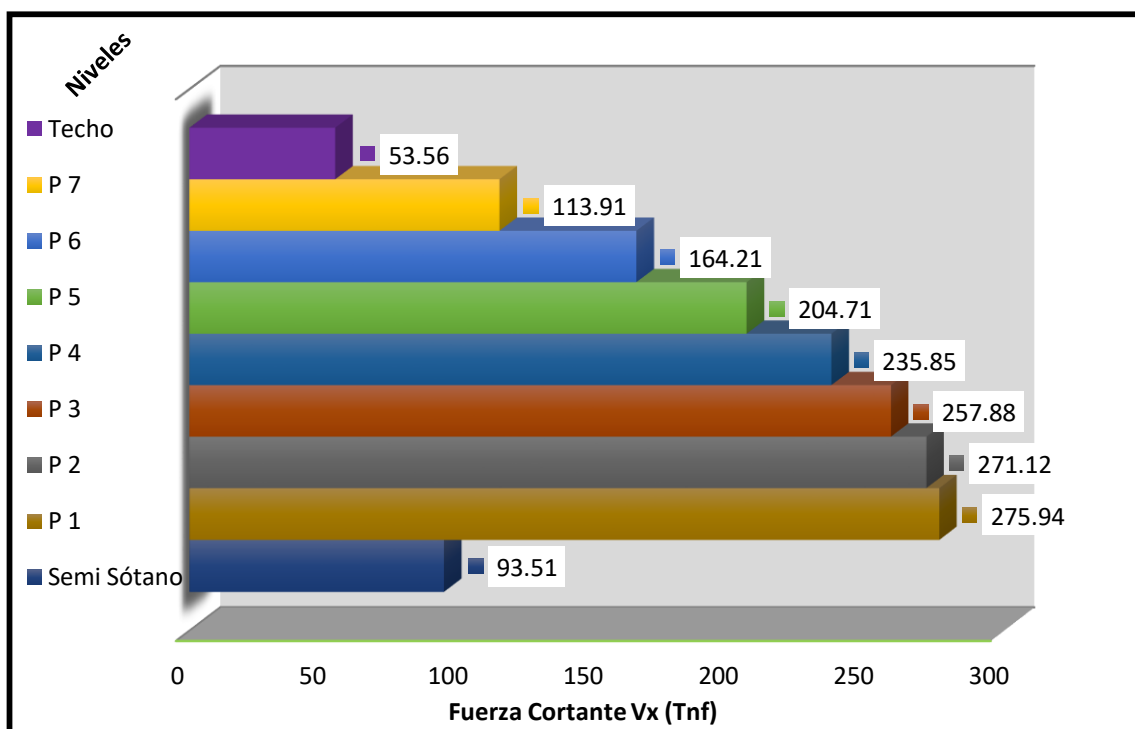
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 78: Fuerza Cortante Análisis Dinámico en la Dirección X (Nch 433).

NIVEL	VX (tonf)
TECHO	53.56
PISO 7	113.91
PISO 6	164.21
PISO 5	204.71
PISO 4	235.85
PISO 3	257.88
PISO 2	271.12
PISO 1	275.94
SEMI-SÓTANO	93.51

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 79: Gráfico de Fuerza Cortante Dinámica en la dirección X (Nch 433).



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 80: Fuerza Cortante Dinámica en Dirección Y obtenida del Etabs (Nch 433).

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
TECHO	SISMO DIN-YY ...	Bottom	0	0.7529	42.196
PISO 7	SISMO DIN-YY ...	Bottom	0	0.7832	89.4091
PISO 6	SISMO DIN-YY ...	Bottom	0	0.8645	128.5284
PISO 5	SISMO DIN-YY ...	Bottom	0	1.1117	159.6448
PISO 4	SISMO DIN-YY ...	Bottom	0	0.9052	183.0774
PISO 3	SISMO DIN-YY ...	Bottom	0	1.1269	199.1573
PISO 2	SISMO DIN-YY ...	Bottom	0	1.001	208.4068
PISO 1	SISMO DIN-YY ...	Bottom	0	1.3602	211.6522
SEMI-SÓTANO	SISMO DIN-YY ...	Bottom	5.6701	1.8879	24.4089

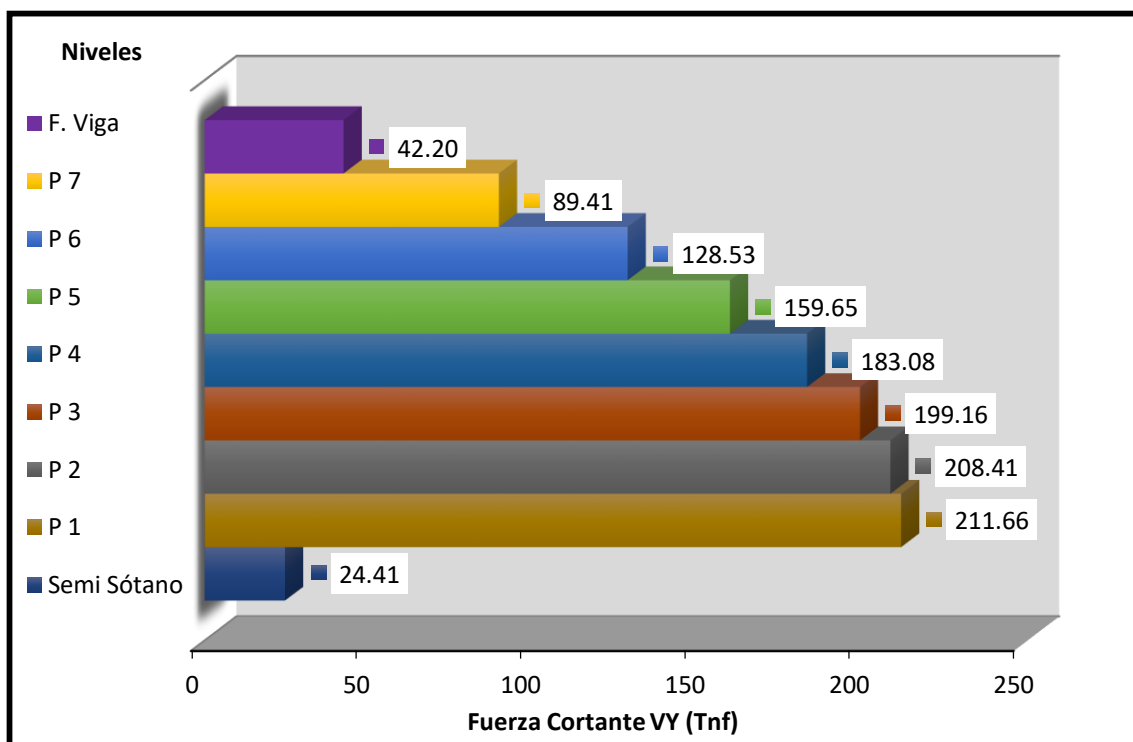
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 79: Fuerza Cortante Análisis Dinámico en la Dirección Y (Nch 433).

NIVEL	VY (tonf)
TECHO	42.20
PISO 7	89.41
PISO 6	128.53
PISO 5	159.65
PISO 4	183.08
PISO 3	199.16
PISO 2	208.41
PISO 1	211.66
SEMI-SÓTANO	24.41

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 81: Gráfico de Fuerza Cortante Dinámica en la dirección Y (Nch 433).



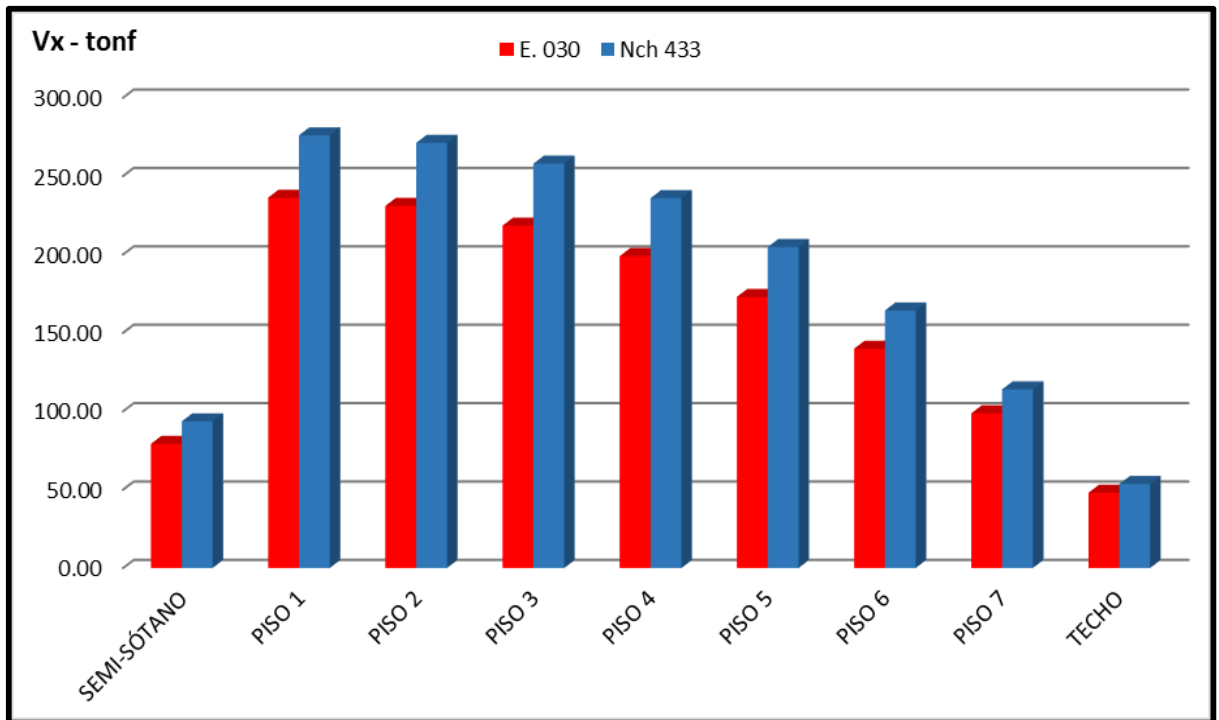
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 80: Cuadro comparativo de fuerzas cortantes E.030 y Nch 433, en XeY.

NIVEL	VX (tonf)		Diferencia entre VX	VY (tonf)		Diferencia entre VX
	E. 030	Nch 433		E. 030	Nch 433	
TECHO	47.98	53.56	-5.58	49.48	42.20	7.28
PISO 7	98.66	113.91	-15.25	100.49	89.41	11.08
PISO 6	139.84	164.21	-24.37	141.26	128.53	12.73
PISO 5	172.88	204.71	-31.83	173.61	159.65	13.96
PISO 4	198.92	235.85	-36.92	198.93	183.08	15.85
PISO 3	218.35	257.88	-39.53	217.69	199.16	18.53
PISO 2	230.97	271.12	-40.15	229.69	208.41	21.28
PISO 1	236.15	275.94	-39.79	234.62	211.66	22.97
SEMI-SÓTANO	79.15	93.51	-14.36	26.69	24.41	2.28

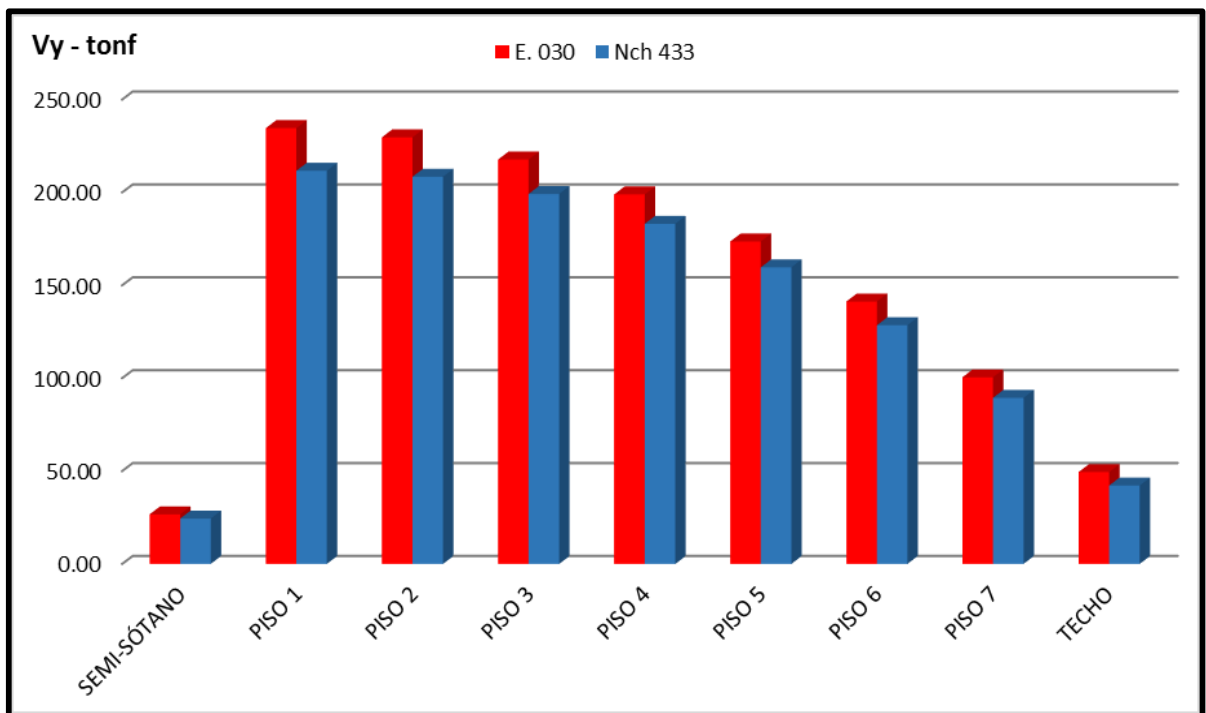
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 82: Gráfico de Fuerza Cortante Dinámica en la dirección X (Nch 433).



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 83: Gráfico de Fuerza Cortante Dinámica en la dirección Y (Nch 433).



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

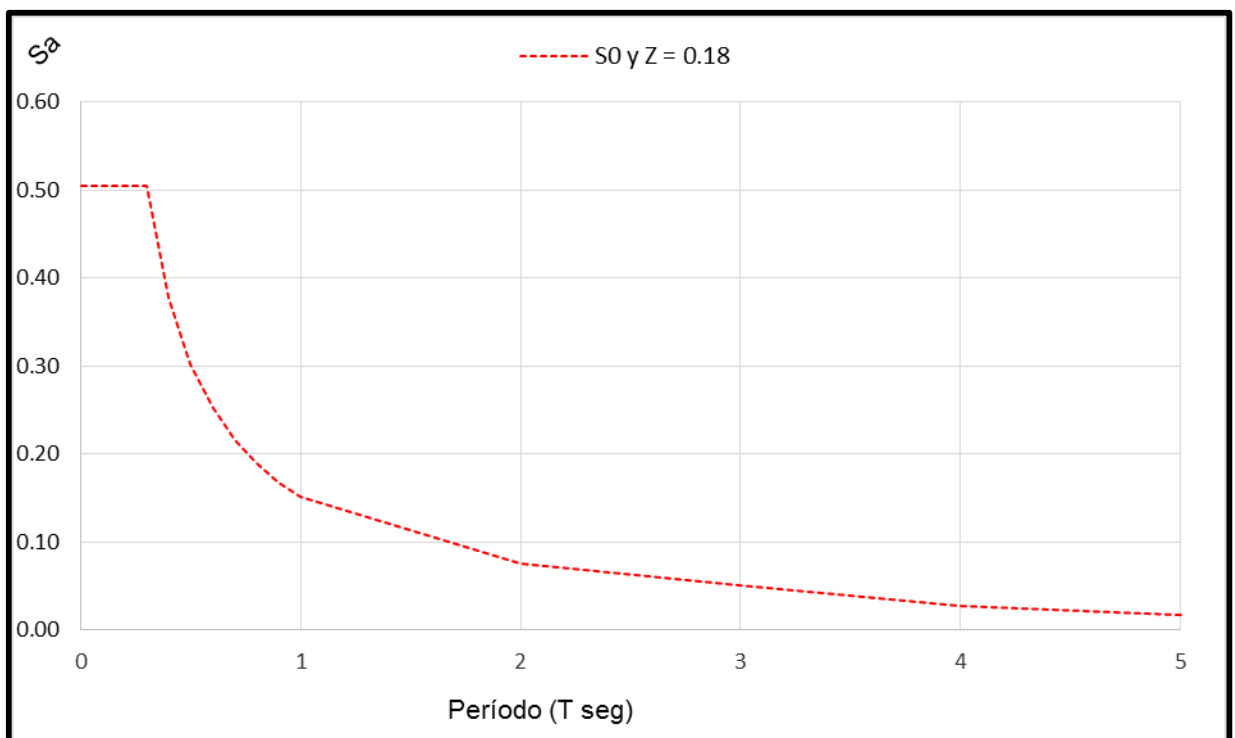
4.1.4. Resultados de espectros de respuesta

TABLA 81: Factor de zona 0.18 en roca dura

Factor de Zona		T	C	Sa	T	C	Sa
Z	Cusco	0.00	2.50	0.505	0.30	2.50	0.505
2	0.18	0.01	2.50	0.505	0.40	1.88	0.378
Factor de Uso		0.02	2.50	0.505	0.50	1.50	0.303
U	1	0.03	2.50	0.505	0.60	1.25	0.252
Perfil de Suelo		0.04	2.50	0.505	0.70	1.07	0.216
S	Roca Dura	0.05	2.50	0.505	0.80	0.94	0.189
S ₀	0.80	0.06	2.50	0.505	0.90	0.83	0.168
T _p (S)	0.30	0.07	2.50	0.505	1.00	0.75	0.151
T _L (S)	3.00	0.08	2.50	0.505	2.00	0.38	0.076
Sistema Estructural		0.09	2.50	0.505	3.00	0.25	0.050
R	Concreto Armado - Dual	0.10	2.50	0.505	4.00	0.14	0.028
R	R ₀ *I _a *I _p	7.00	0.20	2.50	0.505	5.00	0.018

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 84: Gráfico de espectro de diseño Z=0.18 en roca dura.



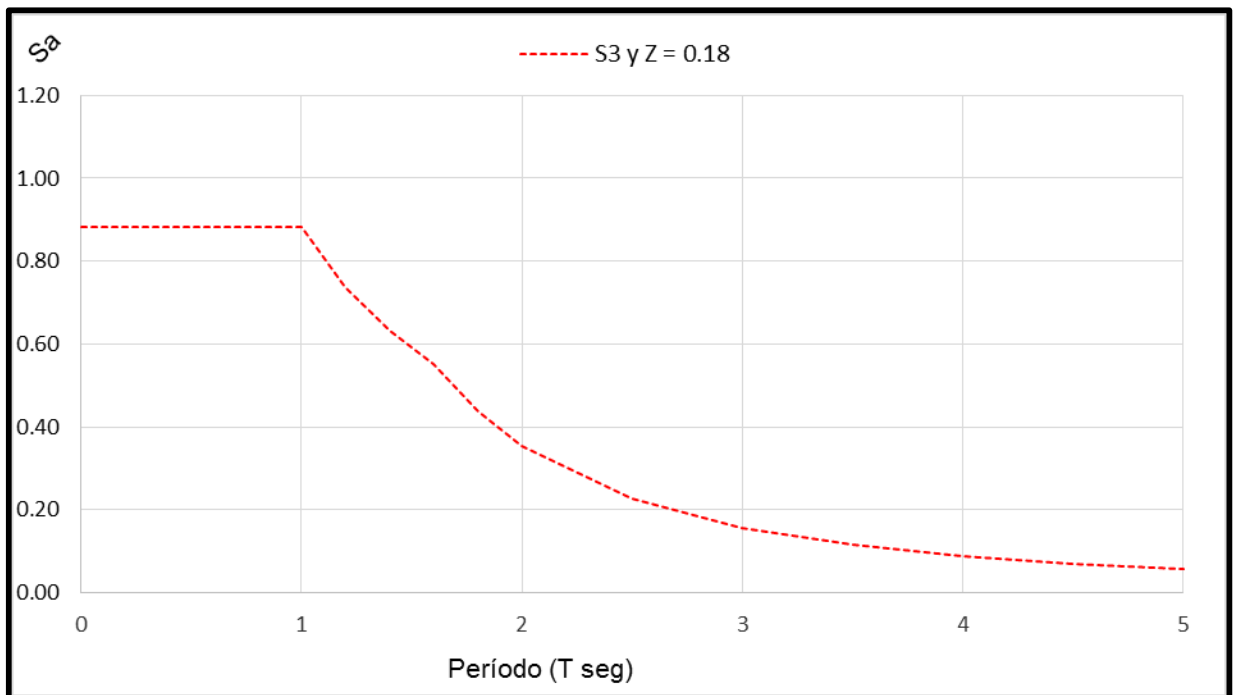
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 82: Factor de zona 0.18 en suelo blando.

Factor de Zona		T	C	Sa	T	C	Sa	
Z	Cusco	0.00	2.50	0.883	1.00	2.50	0.883	
Z	0.18	0.04	2.50	0.883	1.20	2.08	0.736	
Factor de Uso		0.08	2.50	0.883	1.40	1.79	0.631	
U	1	0.10	2.50	0.883	1.60	1.56	0.552	
Perfil de Suelo		0.20	2.50	0.883	1.80	1.23	0.436	
S	Suelo Blando	0.30	2.50	0.883	2.00	1.00	0.353	
S ₃	1.40	0.40	2.50	0.883	2.50	0.64	0.226	
T _p (S)	1.00	0.50	2.50	0.883	3.00	0.44	0.157	
T _L (S)	1.60	0.60	2.50	0.883	3.50	0.33	0.115	
Sistema Estructural		0.70	2.50	0.883	4.00	0.25	0.088	
R	Concreto Armado - Dual	0.80	2.50	0.883	4.50	0.20	0.070	
R	R ₀ *I _a *I _p	7.00	0.90	2.50	0.883	5.00	0.16	0.057

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 85: Gráfico de espectro de diseño Z=0.18 en suelo blando.



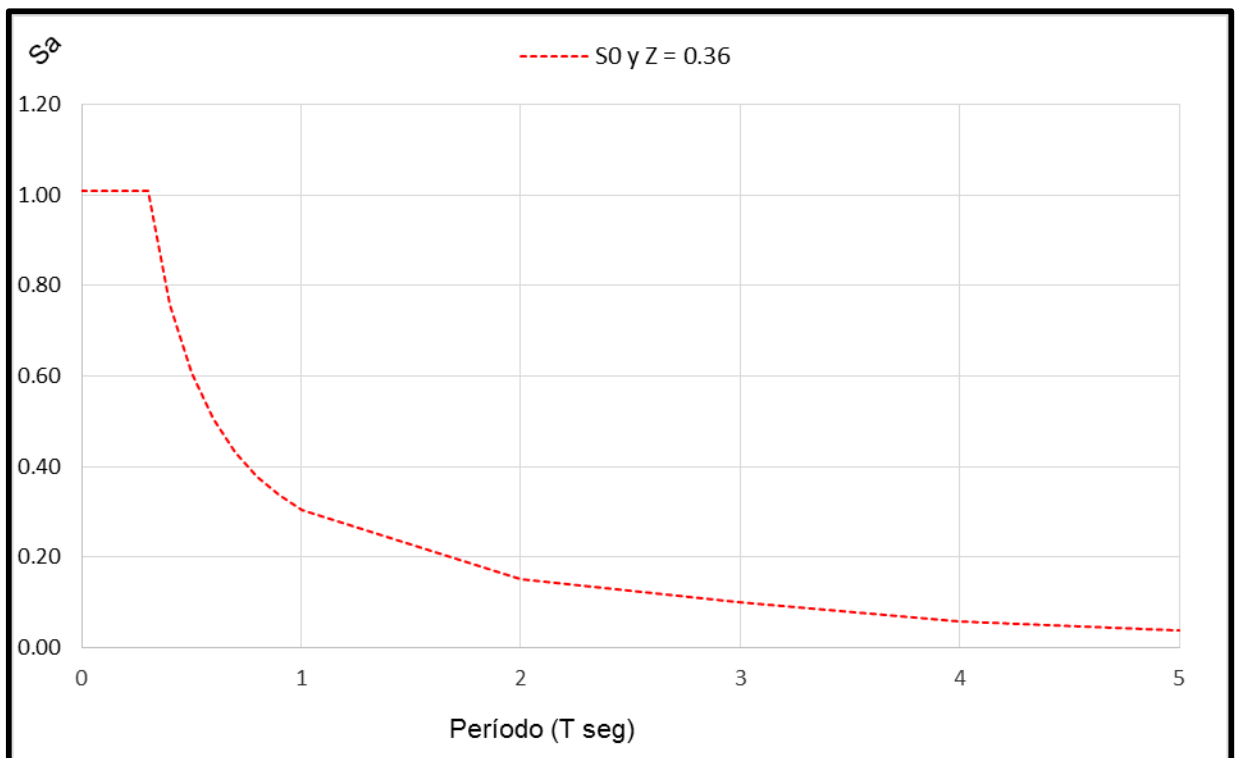
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 83: Factor de zona 0.36 en roca dura.

Factor de Zona		T	C	Sa	T	C	Sa
Z	Cusco	0.00	2.50	1.009	0.30	2.50	1.009
Z	0.36	0.01	2.50	1.009	0.40	1.88	0.757
Factor de Uso		0.02	2.50	1.009	0.50	1.50	0.605
U	1	0.03	2.50	1.009	0.60	1.25	0.505
Perfil de Suelo		0.04	2.50	1.009	0.70	1.07	0.432
S	Roca Dura	0.05	2.50	1.009	0.80	0.94	0.378
S ₀	0.80	0.06	2.50	1.009	0.90	0.83	0.336
T _p (S)	0.30	0.07	2.50	1.009	1.00	0.75	0.303
T _L (S)	3.00	0.08	2.50	1.009	2.00	0.38	0.151
Sistema Estructural		0.09	2.50	1.009	3.00	0.25	0.101
R	Concreto Armado - Dual	0.10	2.50	1.009	4.00	0.14	0.057
R	R ₀ *I _a *I _p	7.00	0.20	2.50	1.009	5.00	0.036

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 86: Gráfico de espectro de diseño Z=0.36 en roca dura.



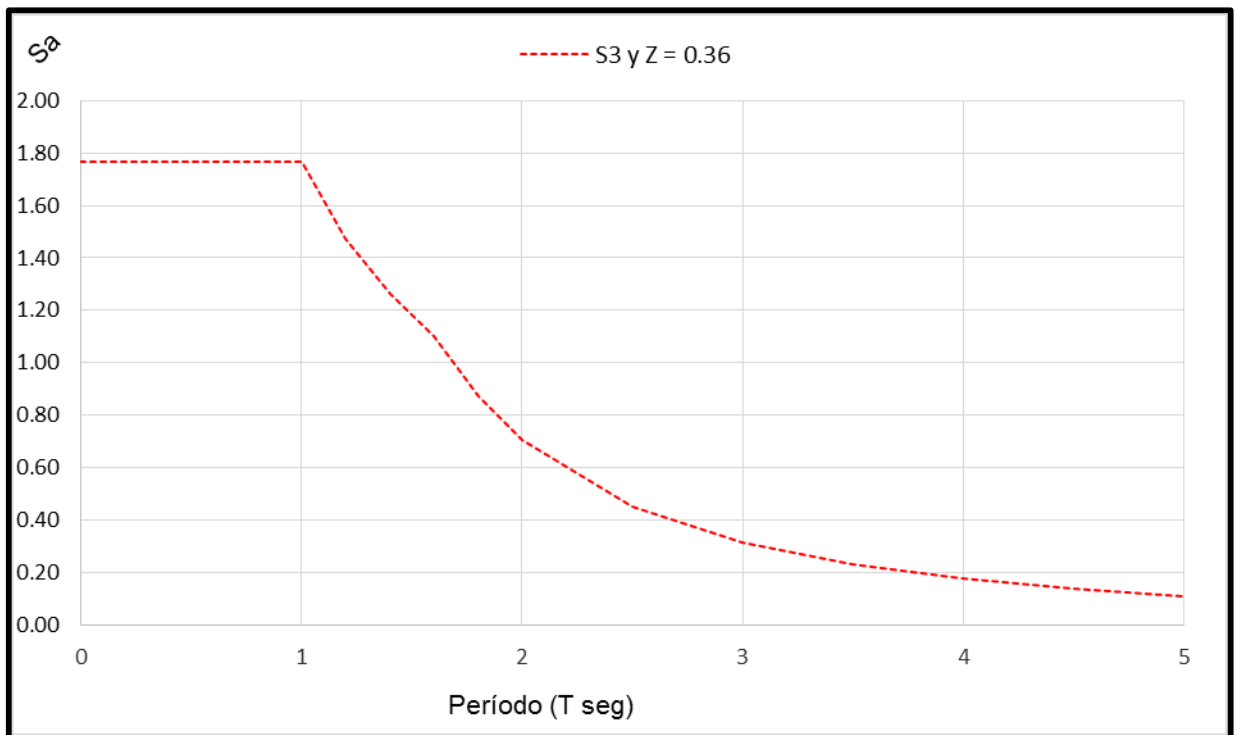
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 84: Factor de zona 0.36 en suelo blando.

Factor de Zona		T	C	Sa	T	C	Sa
Z	Cusco	0.00	2.50	1.766	1.00	2.50	1.766
Z	0.36	0.04	2.50	1.766	1.20	2.08	1.472
Factor de Uso		0.08	2.50	1.766	1.40	1.79	1.261
U	1	0.10	2.50	1.766	1.60	1.56	1.104
Perfil de Suelo		0.20	2.50	1.766	1.80	1.23	0.872
S	Suelo Blando	0.30	2.50	1.766	2.00	1.00	0.706
S ₃	1.40	0.40	2.50	1.766	2.50	0.64	0.452
T _p (S)	1.00	0.50	2.50	1.766	3.00	0.44	0.314
T _L (S)	1.60	0.60	2.50	1.766	3.50	0.33	0.231
Sistema Estructural		0.70	2.50	1.766	4.00	0.25	0.177
R	Concreto Armado - Dual	0.80	2.50	1.766	4.50	0.20	0.140
R	R ₀ *I _a *I _p	7.00	0.90	2.50	1.766	5.00	0.16

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 87: Gráfico de espectro de diseño Z=0.36 en suelo blando.



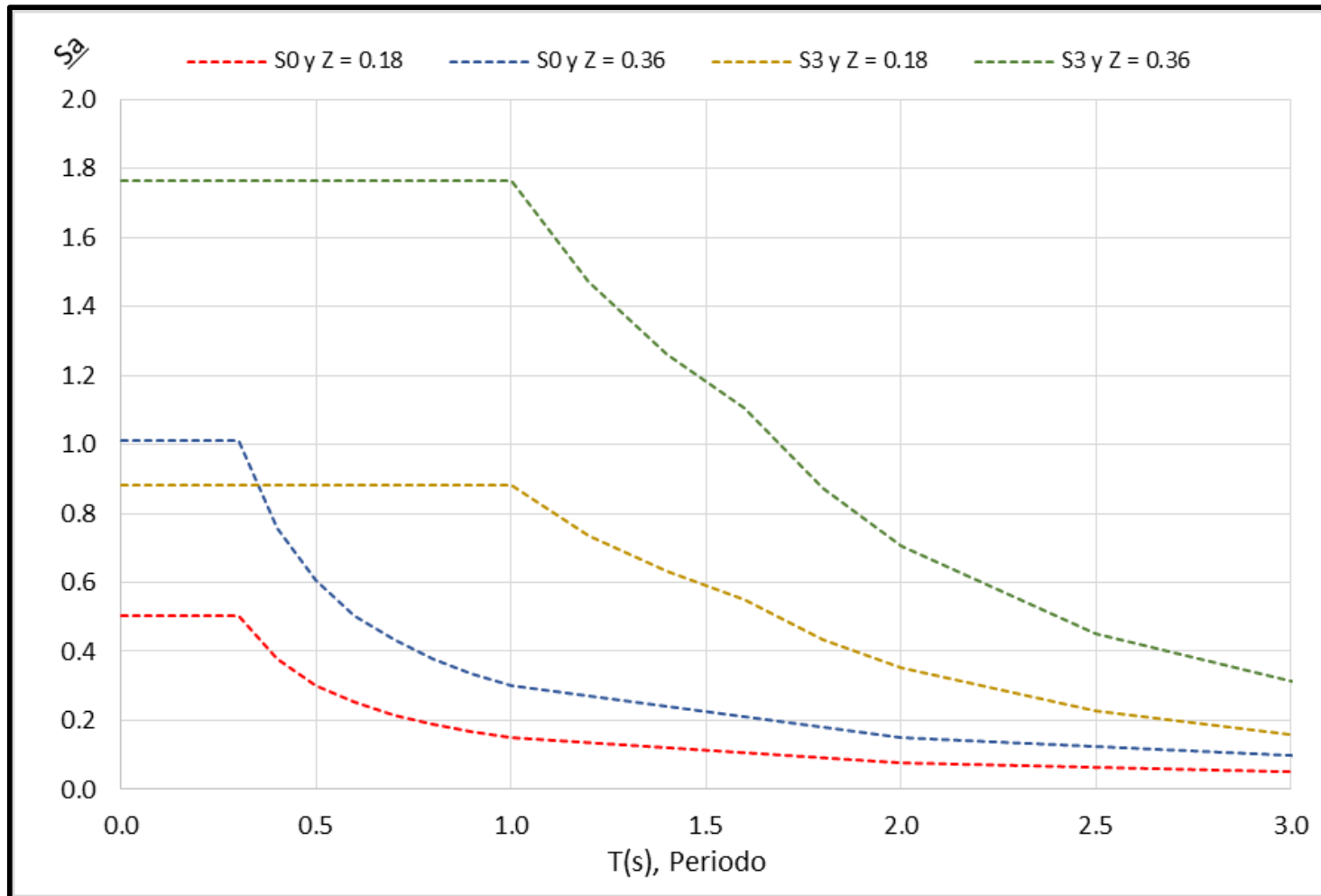
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 85: Cuadro comparativo de valores de zona y suelo.

Valores zonificación sísmica para el Cusco							
0.18				0.36			
Roca Dura		Suelo Blando		Roca Dura		Suelo Blando	
S ₀	0.80	S ₃	1.40	S ₀	0.80	S ₃	1.40
T _p (S)	0.30	T _p (S)	1.00	T _p (S)	0.30	T _p (S)	1.00
T _L (S)	3.00	T _L (S)	1.60	T _L (S)	3.00	T _L (S)	1.60
T	Sa	T	Sa	T	Sa	T	Sa
0.00	0.505	0.00	0.883	0.00	1.009	0.00	1.766
0.01	0.505	0.04	0.883	0.01	1.009	0.04	1.766
0.02	0.505	0.08	0.883	0.02	1.009	0.08	1.766
0.03	0.505	0.10	0.883	0.03	1.009	0.10	1.766
0.04	0.505	0.20	0.883	0.04	1.009	0.20	1.766
0.05	0.505	0.30	0.883	0.05	1.009	0.30	1.766
0.06	0.505	0.40	0.883	0.06	1.009	0.40	1.766
0.07	0.505	0.50	0.883	0.07	1.009	0.50	1.766
0.08	0.505	0.60	0.883	0.08	1.009	0.60	1.766
0.09	0.505	0.70	0.883	0.09	1.009	0.70	1.766
0.10	0.505	0.80	0.883	0.10	1.009	0.80	1.766
0.20	0.505	0.90	0.883	0.20	1.009	0.90	1.766
0.30	0.505	1.00	0.883	0.30	1.009	1.00	1.766
0.40	0.378	1.20	0.736	0.40	0.757	1.20	1.472
0.50	0.303	1.40	0.631	0.50	0.605	1.40	1.261
0.60	0.252	1.60	0.552	0.60	0.505	1.60	1.104
0.70	0.216	1.80	0.436	0.70	0.432	1.80	0.872
0.80	0.189	2.00	0.353	0.80	0.378	2.00	0.706
0.90	0.168	2.50	0.226	0.90	0.336	2.50	0.452
1.00	0.151	3.00	0.157	1.00	0.303	3.00	0.314
2.00	0.076	3.50	0.115	2.00	0.151	3.50	0.231
3.00	0.050	4.00	0.088	3.00	0.101	4.00	0.177
4.00	0.028	4.50	0.070	4.00	0.057	4.50	0.140
5.00	0.018	5.00	0.057	5.00	0.036	5.00	0.113

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 88: Gráfico de espectro de diseño comparativo de valores de zona y suelo.



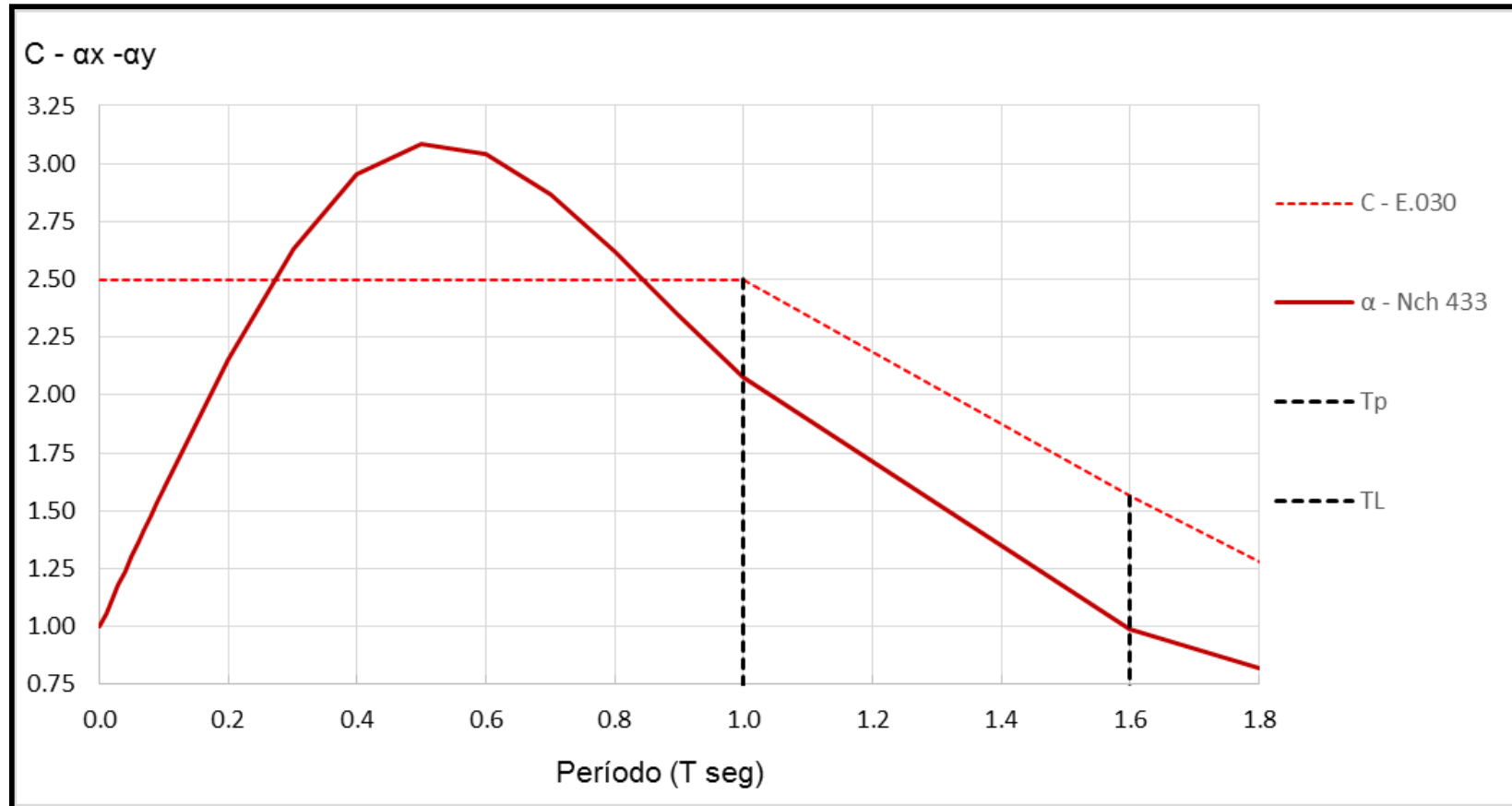
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

TABLA 86: Valores de Amplificación sísmica ($C-\alpha$) y aceleración espectral (S_a).

Periodo T (seg)	E. 030		Nch 433		
	C	Sa x-y	α	Sax	Say
0.00	2.5	1.226	1.000	0.566	0.483
0.01	2.5	1.226	1.060	0.600	0.512
0.02	2.5	1.226	1.120	0.633	0.541
0.03	2.5	1.226	1.180	0.667	0.570
0.04	2.5	1.226	1.240	0.701	0.598
0.05	2.5	1.226	1.300	0.735	0.627
0.06	2.5	1.226	1.359	0.769	0.656
0.07	2.5	1.226	1.419	0.803	0.685
0.08	2.5	1.226	1.478	0.836	0.714
0.09	2.5	1.226	1.537	0.870	0.742
0.10	2.5	1.226	1.596	0.903	0.771
0.20	2.5	1.226	2.159	1.221	1.042
0.30	2.5	1.226	2.632	1.488	1.270
0.40	2.5	1.226	2.952	1.670	1.425
0.50	2.5	1.226	3.086	1.745	1.490
0.60	2.5	1.226	3.042	1.721	1.469
0.70	2.5	1.226	2.868	1.622	1.385
0.80	2.5	1.226	2.620	1.482	1.265
0.90	2.5	1.226	2.346	1.327	1.132
1.00	2.5	1.226	2.077	1.175	1.003
1.60	1.563	0.766	0.990	0.560	0.478
2.00	1.000	0.491	0.651	0.368	0.314
3.00	0.444	0.218	0.292	0.165	0.141
4.00	0.250	0.123	0.164	0.093	0.079
5.00	0.160	0.078	0.104	0.059	0.050

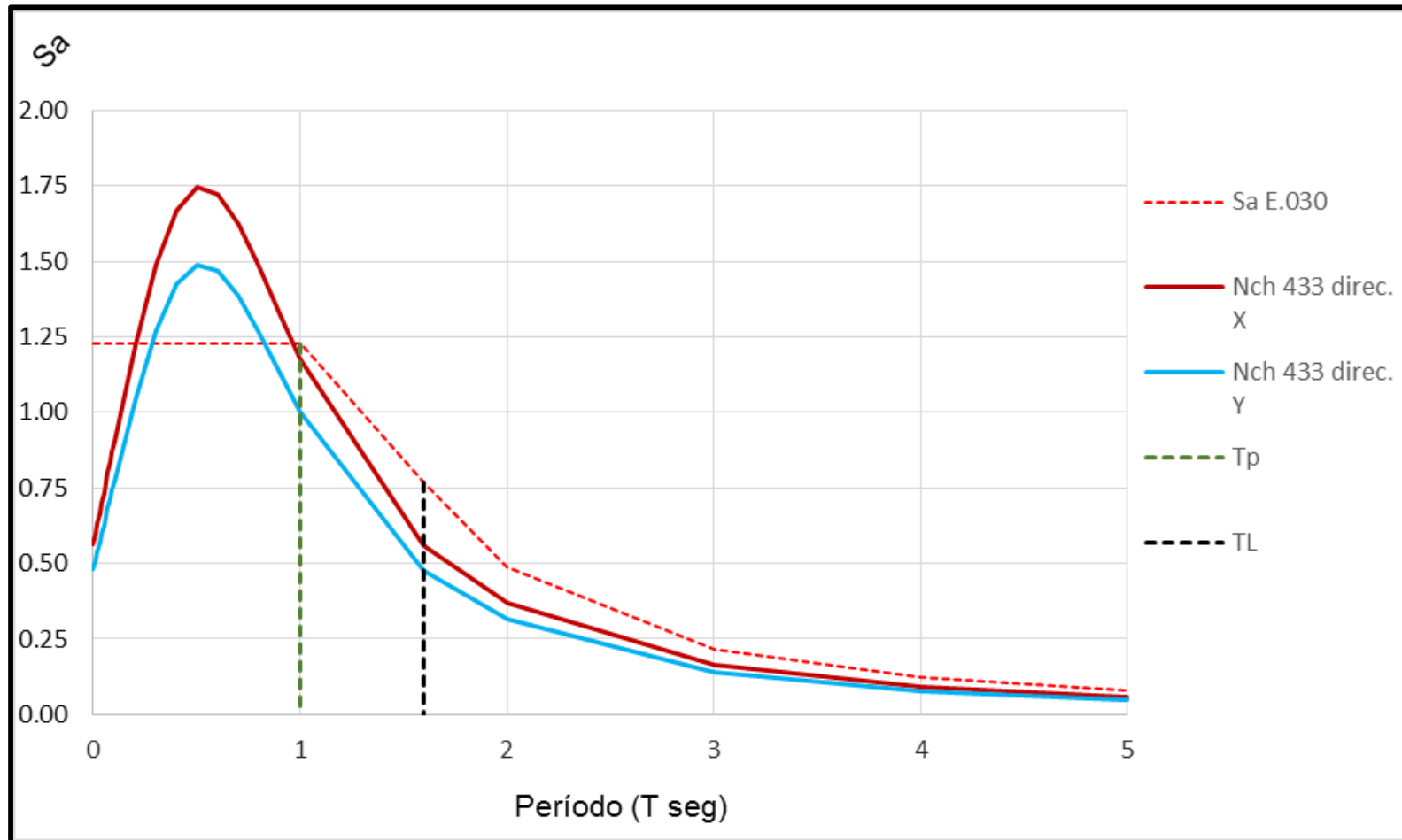
FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 89: Gráfico de amplificación sísmica – E.030 – Nch 433.

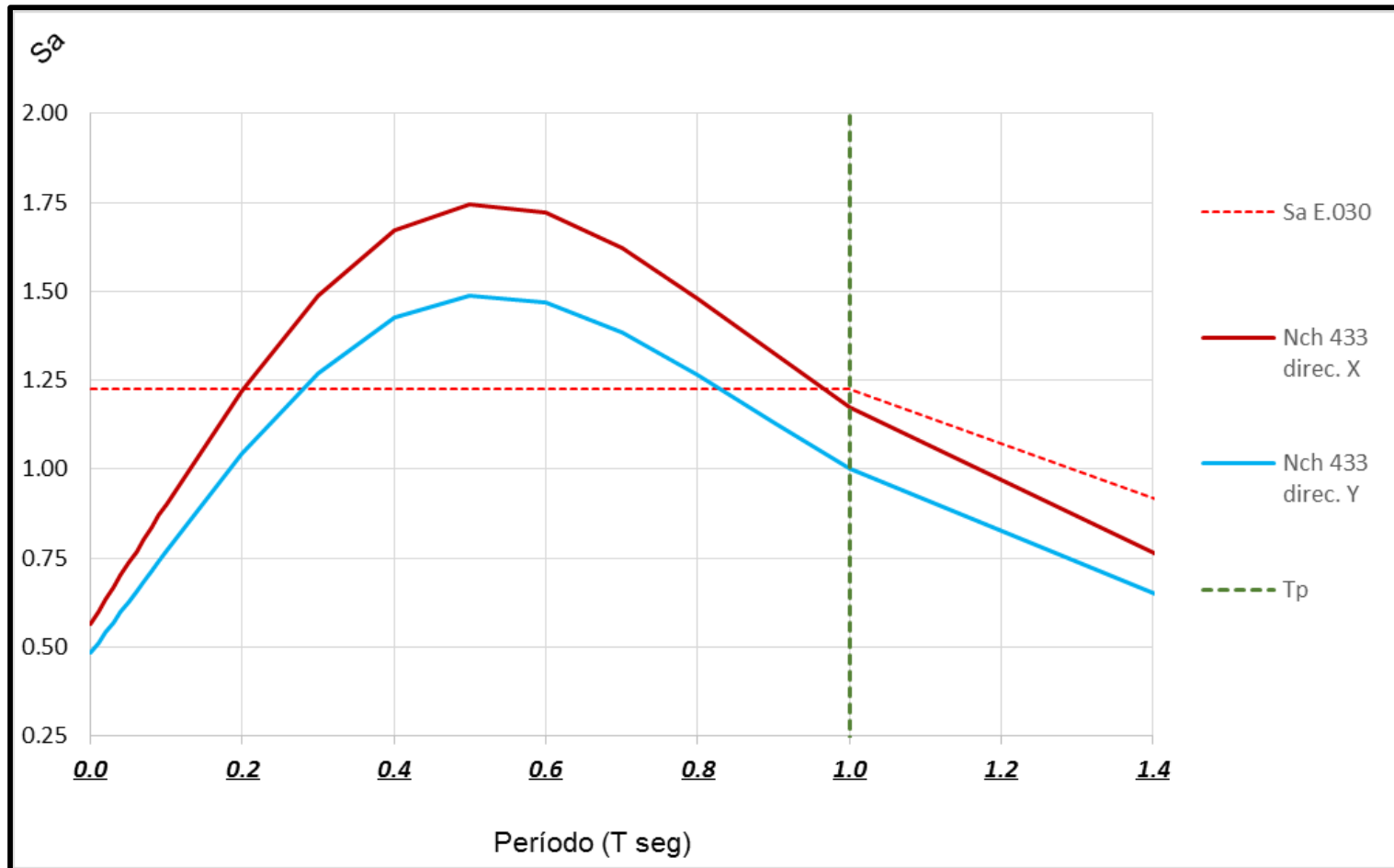


FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 90: Espectros de Respuesta – E.030 – Nch 433 X, Y.

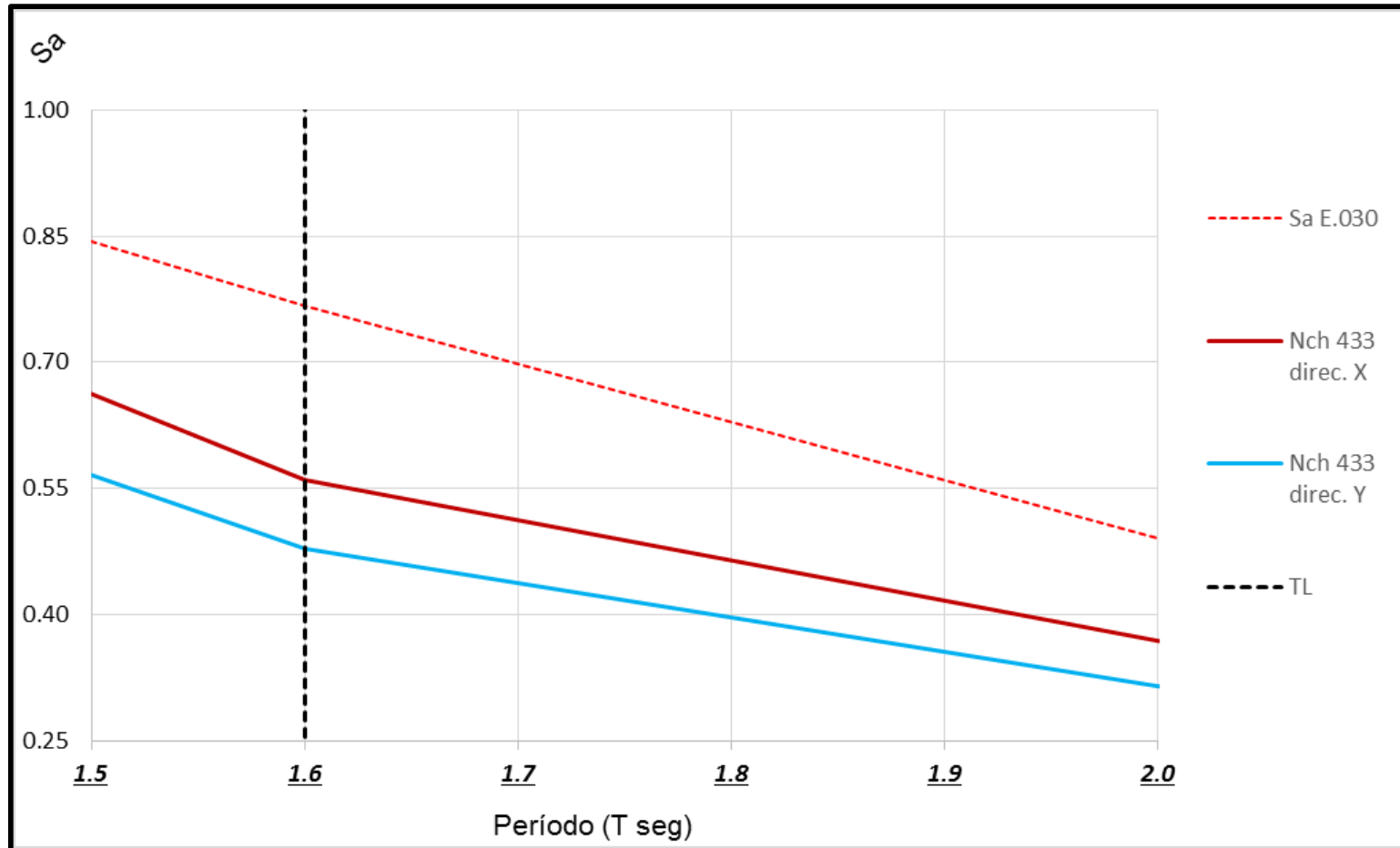


FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 91: Espectros de Respuesta – E.030 – Nch 433 X, Y con vista a T_p .

FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

FIGURA 92: Espectros de Respuesta – E.030 – Nch 433 X, Y con Vista a TL.



FUENTE: (Elaboración Propia ,2016)

CAPÍTULO V. DISCUSIÓN

5.1. Contraste de resultados con referentes del marco teórico.

5.1.1. ¿Qué criterio de combinación utiliza la norma peruana y la norma chilena para generar la fuerza sísmica dinámica?

El método más utilizado para ambas normas en el análisis sísmico dinámico, es el método de combinación cuadrática completa (CQC)

Según la norma peruana, la respuesta máxima elástica esperada (r)

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i p_{ij} r_j}$$

Según la norma chilena, la respuesta máxima elástica esperada (r)

$$r = \sqrt{\sum_i \sum_j p_{ij} X_i X_j}$$

5.1.2. ¿Cuál es el límite de distorsión de entrepiso para una estructura de concreto armado según plantea la norma chilena?

La norma chilena no plantea un valor determinado para un tipo de estructura sino dependen de un factor multiplicado por la altura de entrepiso tal como se explica a continuación. 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.

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.

5.2. Interpretación de los resultados encontrados en la investigación

5.2.1. ¿Qué diferencia existe entre los valores de reducción utilizados por la norma peruana y la norma chilena?

La norma peruana utiliza un factor de reducción dependiendo del tipo del material predominante de la estructura, en nuestro caso $R_0=7$ para concreto armado con sistema dual, además es afectado por otros factores, los cuales se examinan en la estructura, si esta es regular los factores son igual a 1, si la estructura es irregular en planta o altura, los factores de irregularidad en planta y altura reducen a R en valores entre 0.50 a 0.90 por cada factor.

En el caso de la norma chilena los factores de reducción R^* se obtienen para cada dirección de análisis, también dependerán del tipo de análisis que se realice



ya sea un análisis estático o dinámico, en nuestro caso análisis dinámico con $R_0=11$, R^* también depende de valores de periodo de vibración T^* analizados en cada dirección.

5.3. Comentarios de la demostración de la hipótesis

5.3.1. ¿La determinación de los parámetros sísmicos en una edificación de concreto armado con sistema dual, evaluado mediante un análisis sísmico dinámico aplicado con la norma peruana E.030 proporcionará valores de distorsiones de entrepiso y fuerzas cortantes mayores, lo que dará a entender que la norma chilena NCh 433.of1966 presenta consideraciones de mayor exigencia para un mejor comportamiento ante sismos severos?

La norma chilena presenta parámetros más rigurosos y exactos, esto en consecuencia de la determinación de su espectro el cual posee otras consideraciones importantes como el cálculo de la rigidez para el cálculo del periodo en ambas direcciones, el cual es pieza fundamental en la determinación de los factores de reducción en ambas direcciones, en cuanto a los límites de distorsiones la norma chilena no considera un valor ya predeterminado teniendo en consideración el tipo de estructura, sino que este límite es 0.002 multiplicado por la altura de entrepiso, en tercer lugar al determinar los valores de las fuerzas cortantes en la estructura, se observa que en el eje x la norma chilena presenta valores de fuerzas cortantes más elevados.

5.4. Aporte de la investigación

5.4.1. ¿Qué relevancia tendría la introducción de un segundo espectro de diseño en la dirección “y”?

La norma peruana posee solo un espectro de diseño el cual es utilizado para las direcciones x y, a diferencia de la norma chilena que posee dos espectros, una para cada dirección. Se obtiene valores en ambas direcciones, teniendo como consecuencia un mejor análisis con resultados más acordes a la realidad. Estos valores si varían visualmente en el espectro de respuesta, y en los resultados de fuerzas cortantes se asemejan en la dirección Y, más no en la dirección X, siguen estando por encima de los valores de la Peruana.

5.4.2. ¿Se podría reajustar los valores de los límites de las distorsiones de entrepiso?

La norma peruana E.030 nos da parámetros de límites para las distorsiones de entre piso, teniendo en consideración que la deriva está dada por el cociente de la variación del desplazamiento de un entrepiso entre la altura del mismo, siendo el valor límite permisible que nos da la norma para derivas en edificación de concreto armado el valor de 0.007, la normativa chilena nos da un límite para estas derivas, las cuales se ven afectadas directamente por la altura de entrepiso, por otro lado la deriva según la norma chilena para edificaciones de concreto armado es $0.002 \cdot h$, donde h es la altura de entrepiso que para el caso específico de nuestra edificación viene siendo $0.002 \cdot 2.8 = 0.0056$, siendo este valor menor que lo especificado por nuestra norma.

5.5. Incorporación de temas nuevos que se han presentado durante el proceso de la investigación que no estaba considerado dentro de los objetivos de la investigación.

5.5.1. ¿Qué beneficios trae el estudio de la norma chilena, con la implementación de los factores de reducción en las direcciones “X” y “Y” para así proponer un nuevo factor de reducción considerando los criterios de análisis chilena?

Se propone un estudio más profundo del factor de reducción “R”, con los procesos utilizados en la norma chilena de diseño sísmico de edificios, teniendo en consideración lo anteriormente planteado como es el cálculo de la inercia y rigidez en cada entrepiso de la estructura, además de esto se propone enriquecer esta información determinando parámetros de suelo ya que el factor “R” en la norma chilena no se encuentra limitada únicamente a la categoría de la edificación, sino que también depende de los periodos en ambas direcciones y parámetros que dependen del suelo, haciéndolo esto un tema muy amplio e importante para mejorar nuestros conocimientos, entender mejor y determinar de mejor manera el factor de reducción “R”.

5.5.2. ¿Por qué se seleccionó la norma NCh 433of1996 para compararla con la norma E.030 y porque no se optó por otra?

Los criterios más importantes que se tomaron en consideración para la selección de la norma NCh 433of96 modificada en el 2012 fueron la proximidad que se



tiene entre ambos países, los diferentes avances que se tuvo en la ingeniería sismorresistente, esto a causa de los movimientos sísmicos, que es sometido este país, y teniendo el criterio que un sismo es el mejor laboratorio para la ingeniería sismorresistente; también estas dos normativas se han modificado, teniendo ahora mejores puntos de vista que sus predecesoras, logrando de esta manera tener un análisis comparativo más sustancioso.

5.5.3. ¿Cuáles son las mayores diferencias encontradas entre ambas normativas?

Entre las diferencias más resaltantes que se tienen, podemos apreciar que nuestra norma propone parámetros de irregularidad los cuales son obtenidos posteriores a un análisis y para luego poder hacer un reajuste, la norma chilena no cuenta con estos parámetros; los valores máximos que se tiene para las distorsiones de entrepiso o derivas en la norma E.030 son valores fijos, en cambio en la NCh 433 se tiene valores máximos que son afectados a las alturas de entrepiso; La norma NCh 433 presenta en su diseño sísmico 2 espectros de diseño a diferencia de la peruana que solo trabaja con uno.

5.5.4. ¿El doble espectro de la Norma Chilena produce variaciones significativas en los resultados del análisis para la dirección X e Y de la Norma Peruana?

La norma peruana posee solo un espectro de diseño el cual es utilizado para las direcciones x-y, a diferencia de la chilena que posee 2 espectros, una para cada dirección. Se obtiene valores en ambas direcciones, teniendo como consecuencia un mejor análisis con resultados más acordes a la realidad. Estos valores si varían visualmente en el espectro de respuesta, y en los resultados de fuerzas cortantes se asemejan en la dirección Y, más no en la dirección X, siguen estando por encima de los valores de la Peruana.



GLOSARIO

A

Amortiguamiento: Disminución de la fuerza o intensidad de una cosa; disminución progresiva en el tiempo de la intensidad de un fenómeno periódico.

Análisis elástico: Es un análisis de fuerzas internas y deformaciones basado en satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, asumiendo un comportamiento elástico.

C

Centro de masas: Es el punto en el que suponemos que se concentra toda la masa del sistema para su estudio. Es el centro de simetría de distribución de un sistema de partículas.

Centro de rigidez: Punto central de los elementos verticales de un sistema que resiste a las fuerzas laterales.

Combinación modal: En el análisis modal espectral la determinación del efecto debido a la superposición de todos los modos solo puede ser hecha de forma aproximada combinando ya no las respuestas o particiones modales.

D

Diafragma: Es un elemento estructural que amarra los muros de la estructura en su totalidad, distribuyendo las fuerzas sísmicas entre los diferentes muros.

Diafragma rígido: Es una losa que no se deforma ni se dobla ante las cargas sísmicas

Desplazamiento: Es la longitud medida desde el punto inicial al punto final del nudo de cualquier estructura.

Desplazamiento relativo: es la diferencia de desplazamientos que se tiene entre dos entrepisos continuos, conocido como deriva.

Ductilidad: La ductilidad refleja la capacidad de absorción y disipación de energía que una estructura puede ofrecer antes de colapsar.

E

Espectro de diseño: Es una curva que resulta de normalizar con respecto a la aceleración máxima de la base de los espectros de respuestas de sismos

registrados en un determinado lugar. Se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos

Espectro de respuesta: Son los registros de los sismos en un lugar determinado, mide la reacción de una infraestructura ante una vibración.

F

Frecuencia: Número de ciclos por unidad de tiempo de una onda u oscilación.

Fuerza cortante: Fuerza interna que desarrolla un cuerpo como respuesta a una fuerza cortante y que es tangencial a la superficie sobre la que actúa.

Fuerzas externas: Son las cargas y reacciones a las que está sometido el elemento.

Fuerzas internas: Las fuerzas internas son las que están en el interior de los elementos y son las que mantienen unidas todas las partes del cuerpo e impiden que este colapse.

G

Grados de libertad: Los grados de libertad de una estructura son los desplazamientos independientes (traslacionales y rotacionales) de los nodos que son necesarios para especificar la forma deformada de esta estructura, cuando se sujeta a una carga arbitraria.

I

Inercia: Es la propiedad que tienen los cuerpos de permanecer en su estado de reposo o movimiento rectilíneo uniforme.

Isoaceleraciones: Las isoaceleraciones son curvas analógicamente como las curvas de nivel pero están en función a la aceleración máxima esperada por una fuente cortical con una probabilidad de excedencia en un periodo de tiempo.

M

Magnitud Sísmica: Es utilizada para cuantificar el tamaño de los sismos (mide la energía liberada durante la ruptura de una falla).

Masa: Es propiedad intrínseca de los cuerpos que determina la medida de la masa inercial y de la masa gravitacional.

Modo de Vibrar: Es un patrón o forma característica en el que vibrara un sistema, el análisis modal determina la forma de estos modos de vibrar.

Módulo de elasticidad: El módulo de elasticidad es la medida de la tenacidad y rigidez del material del resorte, o su capacidad elástica.

P

Parámetro: Una función definida sobre valores numéricos.

Periodo de vibración: Tiempo requerido para dar una oscilación en la dirección que se está considerando.

Peso: Es la fuerza con la cual un cuerpo actúa sobre un punto de apoyo originado por la aceleración de la gravedad, cuando esta actúa sobre la masa del cuerpo.

R

Resistencia: Capacidad de los sólidos para soportar tensiones sin alterarse.

S

Sistema estructural dual: Es un sistema mixto de pórticos reforzados por muros de corte o diagonales de arriostramiento. Los muros tienden a tomar una mayor proporción de los esfuerzos en los niveles inferiores, mientras que los pórticos pueden disipar energía en los niveles superiores.

Sismo: Los sismos son perturbaciones súbitas en el interior de la tierra que dan origen a vibraciones o movimientos del suelo.

T

Torsión: Giro de un cuerpo en torno a su eje longitudinal debido a la aplicación de dos momentos torsores opuestos.

V

Velocidad de propagación de las ondas: En el interior de la tierra varía, dependiendo de la densidad y de las propiedades elásticas de las rocas. En rocas típicas de la corteza terrestre las ondas P alcanzan los 15 km/seg. Las ondas S viajan a una velocidad menor que las ondas P; la relación aproximada entre ambas es: $V_p = 3 \times V_s$.

CONCLUSIONES

• CONCLUSIÓN 1

No se logró comprobar la hipótesis general: “La determinación de los resultados al realizar un análisis comparativo de la respuesta sísmica mediante el análisis sísmico dinámico aplicando la norma peruana E.030 proporcionará valores menos rigurosos que la norma chilena NCh 433.Of1996 en una edificación de concreto armado con sistema dual”

Como se demuestra comparando los resultados de la tabla N°86 y las figuras N°89, 90, 91 y 92.

En cuanto a distorsiones de entrepiso (Derivas) en las tabla N°75 y en las figuras N°72 y N°73, se puede apreciar los valores de las derivas, así como la diferencia de las restantes que son el producto de la diferencia porcentual con respecto al límite de cada una entre el límite permisible y el valor de la deriva, de las cuales se concluye que la norma peruana presenta valores más cercanos a los límites de derivas y por ende es más rigurosa, esto a razón de los reajustes posteriores al análisis sísmico dinámico modal espectral.

En cuanto a las fuerzas cortantes en la tabla N°80 y en las figuras N°82 y N°83, se pueden apreciar que en la dirección “X” son mayores en la norma chilena, por lo cual se demuestra lo anteriormente mencionado, que si bien los resultados posteriores al análisis dinámico modal espectral con la norma chilena son superiores a la norma peruana, esto producto de los espectros de diseño sísmico, son equiparados e incluso superados en pequeños porcentajes a la chilena debido a que los reajustes planteados para desplazamientos son mayores.

• CONCLUSIÓN 2

Al determinar los valores de desplazamientos laterales en una edificación de concreto armado con sistema dual en ambas direcciones, no se llega a cumplir la hipótesis específica N° 1, que los desplazamientos laterales en los resultados obtenidos utilizando la norma chilena NCh 433.of1996, son mayores que los propuestos por nuestra norma peruana E.030, como se muestra en las TABLAS 66, 67, 68, 69, 70 y en las FIGURAS 55, 57, 59, 61, 62 y 63.

- **CONCLUSIÓN 3**

Al determinar las distorsiones de entrepiso en una edificación de concreto armado con sistema dual en ambas direcciones, no se llega a cumplir la hipótesis específica N° 2, que indica que la Norma Chilena NCh 433.of1996 presentará mayores restricciones frente a los valores admisibles en comparación con la norma peruana E.030., como se muestra en las TABLAS 71, 72, 73, 74, 75 y en las FIGURAS 65, 67, 69, 71, 72 y 73. Esto debido a que los valores no dependen solo del máximo desplazamiento relativo, sino de la altura de entrepiso multiplicado por un factor de 0.002, siendo este el límite máximo admisible para las derivas.

- **CONCLUSIÓN 4**

Al determinar las fuerzas cortantes en ambas direcciones en un análisis sísmico dinámico con una edificación de concreto armado con sistema dual, se llega a cumplir parcialmente la hipótesis específica N° 3 que indica que los resultados obtenidos utilizando la norma chilena NCh 433.of1996, son mayores que los propuestos por la Norma peruana E.030, esto debido a que efectivamente en la dirección "x" se obtienen valores mayores y menores en la dirección "y" como se muestra en las TABLAS 76, 77, 78, 79 y en las FIGURAS 75, 77, 80 y 81.

- **CONCLUSIÓN 5**

Al determinar los parámetros más importantes de la norma peruana E.030 para la comparación de los espectros de diseño, se llega a cumplir la hipótesis específica N° 1 que indica que el parámetro de suelo cumplen un papel principal en la realización de un espectro de diseño, para esto se utilizó los valores de los parámetros dentro de las limitaciones de estudio a rangos máximos, para observar cual modificaba más el espectro de diseño, por más que este fuera afectado por la zona, el factor de suelo es el que determina la plataforma de amplificación sísmica en TP y el final del rango elastoplástico en TL. Significando esto que el tipo de suelo otorgara periodos más largos, los cuales son perjudiciales en una edificación. Los resultados de los espectros de diseño utilizados para el análisis comparativo se muestran en la TABLA 81, 82, 83, 84, 85 y FIGURA 84, 85, 86, 87, 88.

RECOMENDACIONES

- **RECOMENDACIÓN 1**

Se recomienda trabajar con un mapa de Isoaceleración con una probabilidad de 10% de excedencia en 50 años para la determinación del factor de Z, ya que este valor será más exacto y nuestro espectro de respuesta podrá comportarse mejor y más acorde al lugar. El aumento o reducción del factor Z será determinante para el diseño de la estructura y las restricciones que presenta la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016.

- **RECOMENDACIÓN 2**

Se recomienda la elaboración de un buen Estudio de Mecánica de Suelos, ya que no solo con la correlación del N_{60} del ensayo de penetración estándar (SPT) alcanzaría para determinar el perfil de Suelo exacto a usar, sino se debe exigir como dato importante la velocidad de propagación de ondas de corte (V_s), ya que la Norma Peruana relaciona el tipo de suelo mediante la zona ubicada, y no solo trabaja con el periodo T_p que definía la plataforma del factor de amplificación sísmica (C), sino el periodo T_L , que da inicio al desplazamiento constante del factor de amplificación sísmica. Con esto se tendría una mejor idea de la velocidad en la que viajan las ondas en el interior de la tierra y por el medio por el que pasan ya sean roca o suelos blandos.

- **RECOMENDACIÓN 3**

Se recomienda siempre la verificación por Irregularidad después del análisis sísmico, no solo basta con el primer análisis antes del modelamiento de la estructura, ya que los valores más bajos que modifican el factor R de Irregularidad en el espectro de diseño, son obtenidos luego del modelamiento de la estructura, se debería realizar un espectro de respuesta en ambas direcciones, tal como lo hace la Norma Chilena, para tener resultados más precisos, también se recomienda realizar la determinación de las rigideces de los elementos estructurales en ambas direcciones, ya que dependen de los periodos fundamentales de la estructura.



- **RECOMENDACIÓN 4**

Se recomienda realizar siempre el análisis sísmico dinámico, ya que está comprobado que se obtiene resultados más exactos que el del análisis estático, ya que ambas normas coinciden en la disposición de las alturas para realizar cada análisis sísmico, esto porque la altura trabaja directamente con el periodo y a menos altura sería menor la exigencia de hacer un análisis dinámico; también la Norma Peruana exige un análisis dinámico en la consideración de las fuerzas verticales en el análisis estático en elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados.



REFERENCIAS

- Alva, J., & Castillo, J. (1993). CISMID.
- Bazán, E., & Meli, R. (2004). Diseño Sísmico en Edificios. Mexico D.F.: Editorial Limusa.
- Bolt, B. A. (1987). Sismología.
- Castillo Aedo, J., & Alba Hurtado, J. (1993). Peligro Sísmico en el Perú. Lima: CISMID-UNI.
- Chopra, A. K. (2014). Dinámica de Estructuras. California: Pearson Educación.
- Computers & Structures, Inc. (2015). ETABS.
- Correo, D. (2015). La transformación del Cusco.
- Datos del mapa, D. (Agosto de 2016). GOOGLE MAPS. Obtenido de <https://maps.google.com.pe>.
- Diseño Sísmico de Edificios Nch 433.of96. (2012). Norma Chilena Oficial. Santiago de Chile, Perú.
- Diseño Sismo Resistente, Norma E.030. (2016). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima: Empresa Peruana de Servicios Editoriales - Editora Peru S.A.
- García Prieto, J. A., Guzmán Mejía, J., Castrillón Jurado, J. D., & Tenorio Castillo, S. A. (2014). Trabajo sobre la sismoresistencia y la Norma NSR10. Cali.
- García Reyes, L. E. (1998). Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico. Bogotá, Colombia.
- Hernández Sampieri, R., Fernández-Collado, C., & Baptista Lucio, P. (2014). Metodología de la Investigación. Mexico: McGrawHill.
- Herráiz Sarachaga, M. (1997). Conceptos Básicos de Spara Ingenieros. LaRepública. (2001). Terremoto de 1970.
- Málaga Cardoza, J. F. (2015). ESTUDIO COMPARATIVO DE DISTINTAS NORMAS INTERNACIONALES RESPECTO DE LA APLICACIÓN DE LOS ESPECTROS SISMICOS DE RESPUESTA. Madrid, España.
- Paz, M. (1992). Dinámica Estructural. Reverté, S.A.
- Perú21. (20 de Agosto de 2007). Terremoto en Ica.



ANEXOS

1. PANEL FOTOGRAFICO



Vista de fachada de la edificación en el proceso de construcción



Vista del sótano de la edificación en el proceso de construcción



Vista del último nivel de la edificación en el proceso de construcción



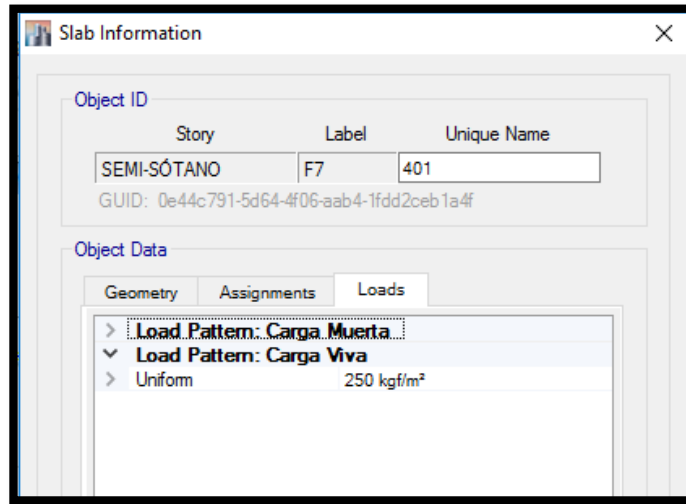
Vista de fachada de la edificación terminada



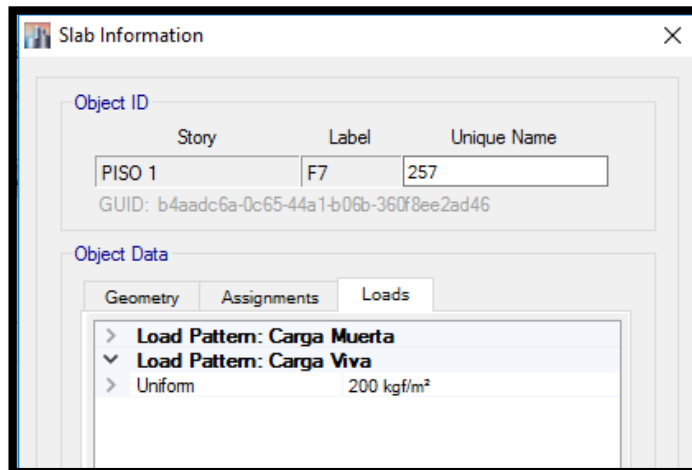
2. ANEXOS DE LA NORMA CHILENA DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS NCH 433.OF96
3. PLANO DE UBICACIÓN
4. PLANO DE ARQUITECTURA
5. METRADO DE CARGAS VIVAS

DESCRIPCIÓN	N°	Área	Área Sub-total
Área global	1	332.3499	332.3499
Área de ductos			
1 Ducto de mo	1	23.6751	23.6751
2 Ducto para e	1	3.8518	3.8518
3 Ducto de caj	1	3.0522	3.0522
4 Ductos Later	2	1.1143	2.2286
5 Ductos trace	2	2.3789	4.7578
Área Total			294.7844
AREA DE LOSA DEL PRIMER PISO			
DESCRIPCIÓN	N°	Área	Área Sub-total
Área global	1	270.3295	270.3295
Área de ductos			
1 Ducto de mo	1	13.796	13.796
2 Ducto centra	1	4.279	4.279
3 Ducto de caj	1	3.0522	3.0522
4 Ductos Later	2	1.1143	2.2286
5 Ductos trace	2	6.545	13.09
Área Total			233.8837
AREA DE LOSA DEL 2do al 7mo Piso			
DESCRIPCIÓN	N°	Área	Área Sub-total
Área global	1	270.3295	308.5328
Área de ductos			
2 Ducto centra	1	4.279	4.279
3 Ducto de caj	1	3.0522	3.0522
4 Ductos Later	2	5.2539	10.5078
5 Ductos trace	2	6.545	13.09
Área Total			277.6038

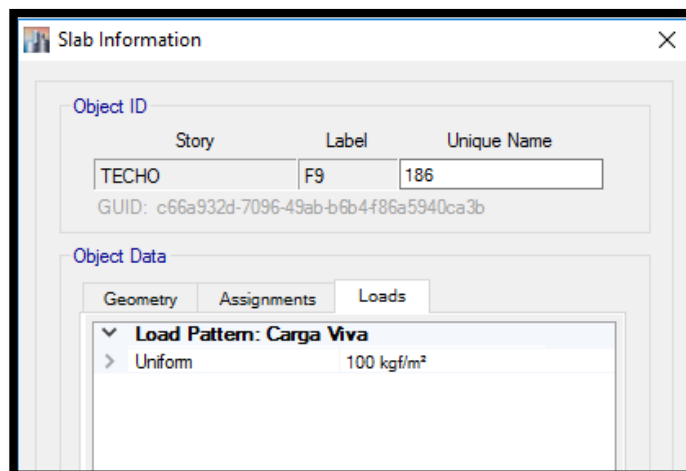
NIVEL	PESO VIVO		AREA		FACTOR	PESO TOTAL
SEMI SÓTANO	250	Kg/m2	294.29	m2	0.25	18.39
PISO 1	200	Kg/m2	233.88	m2	0.25	11.69
PISO 2	200	Kg/m2	277.60	m2	0.25	13.88
PISO 3	200	Kg/m2	277.60	m2	0.25	13.88
PISO 4	200	Kg/m2	277.60	m2	0.25	13.88
PISO 5	200	Kg/m2	277.60	m2	0.25	13.88
PISO 6	200	Kg/m2	277.60	m2	0.25	13.88
PISO 7	200	Kg/m2	277.60	m2	0.25	13.88
TECHO	100	Kg/m2	277.60	m2	0.25	6.94
					TOTAL (Tn)	120.31



Carga viva para uso de estacionamiento = 250 Kg/m²



Carga viva para uso de vivienda = 200 Kg/m²



Carga viva para de techo = 100 Kg/m²

NCh433

Anexo D (Informativo)

Comentario

D.1.1 El objetivo fundamental que se pretendió con las nuevas disposiciones de la norma NCh 433.Of96 fue el de aprovechar la experiencia chilena en el diseño y construcción sismorresistente. El buen comportamiento sísmico de los edificios chilenos construidos hasta 1985 se atribuyó a su alta rigidez y a la práctica para evitar plantas con excentricidades excesivas, impulsada por la disposición de la norma NCh 433.Of72, que limitaba las estructuraciones en planta a aquellas en que el valor del esfuerzo producido en cada elemento por la torsión no superaba al del esfuerzo producido por la traslación (INN, 1972). La alta rigidez de los edificios chilenos construidos hasta 1985 fue una característica de los edificios de hormigón armado estructurados con muros. Para proporciones de áreas de muros relativas al área de la planta del orden del 2% al 3% en cada dirección, y un número de pisos menor que 20, no fue difícil mantener los desplazamientos horizontales relativos máximos entre pisos sucesivos dentro de límites estrechos y lograr que las tensiones por esfuerzo de corte y por flexo-compresión de los muros tuvieran valores moderadamente bajos, sin necesidad de recurrir a los pesados refuerzos de borde que se exigían a los muros en otros países sísmicos, como por ejemplo, en el código ACI 318-89. Esta práctica nacional redundó además en una resistencia de los edificios a acciones laterales que era generalmente mayor que la mínima exigida por la norma (sobrerresistencia), lo cual implicó menores requerimientos de ductilidad durante eventos sísmicos de gran intensidad, como el ocurrido en marzo de 1985. Por consiguiente, los daños fueron menores y ello se consiguió con diseños estructurales y procedimientos constructivos menos sofisticados que los empleados en países donde se confía mayormente en el comportamiento inelástico dúctil para evitar el colapso durante sismos de gran severidad.

Sin embargo, la alta rigidez lateral no era una cualidad exclusiva de los edificios chilenos estructurados con muros. Ella también era característica de los pocos edificios chilenos estructurados exclusivamente con pórticos, debido al control de la deformación de entrepiso ya mencionada y al valor mínimo que ha regido para el esfuerzo de corte basal. Esto también redundó en una sobrerresistencia de estos edificios, con análogas beneficiosas consecuencias a las señaladas anteriormente para los edificios de muros. Sin embargo, no es menos cierto que esta conclusión se basó sólo en los edificios de hormigón armado, debido a la casi nula presencia de construcciones de pórticos de acero en la práctica nacional.

La comunidad profesional, ingenieros y arquitectos, no deben olvidar que las disposiciones de la norma NCh 433.Of96 fueron redactadas suponiendo que la práctica nacional no se apartaría del camino seguido hasta 1985. Muchas de las decisiones del Comité de la norma se adoptaron considerando la experiencia obtenida del comportamiento de los edificios durante sismos ocurridos hasta dicho año. Por lo tanto, se advirtió que las disposiciones de la dicha norma perderían validez si se abandonaban las prácticas de estructuración y construcción sismorresistente que dieron tan buen resultado en nuestro país hasta 1985.

¿Cuál es la experiencia recogida como consecuencia del sismo de febrero 2010 que afectó la zona centro-sur de Chile? Aun cuando las conclusiones definitivas no se obtendrán hasta unos años más, sí se sabe que de los casi 12000 edificios construidos en esta zona entre

NCh433

1985 y 2009, 40 sufrieron daños estructurales, la mayoría de ellos no observados en los edificios construidos hasta 1985. Las razones principales de estos daños se atribuyen al aumento del nivel de compresión axial en los muros, provocado por el uso de un mayor número de pisos y/o de reducción de los espesores en los muros respecto de la práctica tradicional, a discontinuidades en estos muros a nivel de subterráneo o primer piso, y al no uso de confinamiento en las cabezas de compresión de los muros, refrendado por la norma NCh 433.Of96, como se ha señalado anteriormente. La ocurrencia de estos daños motivó al Ministerio de Vivienda y Urbanismo, (MINVU), a formar comités para actualizar las normas NCh 433.Of96 Modif.2009 y NCh 430.Of2008, y de esta forma impedir que estos daños vuelvan a ocurrir en sismos futuros. El resultado de este trabajo fue la oficialización de los Decretos N° 117 y 118 en febrero 2011, los que fueron reemplazados por los Decretos N° 61 y 60, respectivamente, en diciembre 2011.

Como se señala en el Preámbulo, el objetivo de la presente versión de la norma es refundir en un solo documento la norma NCh 433.Of96 Modif.2009 y el Decreto N° 61. Esta versión debe ser revisada en cuanto se hayan procesado los registros sísmicos obtenidos en febrero 2010 y se disponga de las conclusiones de las investigaciones para determinar las causas de los daños en el pequeño porcentaje de los edificios que los experimentaron, así como también las razones para la ausencia de daños en la mayoría de los edificios.

D.1.4 El comité de la norma estima que debiera existir un organismo nacional permanente que recogiera las proposiciones de modificación de la norma, revisara y aprobara los diseños de las obras que estén fuera del alcance de la misma, y sancionara el uso de otros métodos de análisis y de nuevas tecnologías.

D.4.1 Chile es conocido por su alta sismicidad. Sin embargo, el peligro sísmico no se distribuye en forma homogénea en todo el país. Entre Arica y la Península de Taitao la sismicidad es mayor que en la región austral, debido a la geometría y velocidad relativa de desplazamiento de las placas tectónicas presentes. En Chile continental, al norte de la Península de Taitao, se presenta una tectónica de convergencia y subducción de la placa de Nazca bajo el continente, reflejada en una mayor actividad sísmica a lo largo de la costa con disminución importante hacia el Este. Se ha optado por definir tres zonas o franjas paralelas a la costa con coeficientes sísmicos que se reducen de costa a cordillera. Las líneas de separación entre zonas se han trazado siguiendo curvas de igual peligro sísmico propuestas por diversos autores para distintas zonas del país (Barrientos (1980); Martín (1990); y Algermissen et.al. (1993)).

Al sur de la Península de Taitao la sismicidad decae drásticamente, volviendo a incrementarse al sur del Estrecho de Magallanes, por la presencia de una zona de fallas de rumbo que se inicia en la boca occidental del Estrecho con rumbo NW-SE, sigue según eje del seno Almirantazgo y Lago Fagnano y se interna en el Océano Atlántico al SE de Tierra del Fuego. La sismicidad de esta región austral no está bien estudiada; sin embargo, es conocida la ocurrencia de sismos de gran magnitud, como los dos terremotos de diciembre de 1949 de magnitud 7.8, sentidos en Punta Arenas con intensidad VII en la escala Modificada de Mercalli, y el terremoto de febrero de 1879 de magnitud estimada 7.3, por lo que se justifica la zonificación sísmica propuesta.

Las islas del Archipiélago de Juan Fernández, Sala y Gómez, Pascua, San Félix y San Ambrosio, y el territorio chileno Antártico deben tratarse con criterios especiales por estar en zonas alejadas de bordes de placas y por tanto de menor actividad sísmica.

D.4.2.1 Los siguientes son ejemplos de singularidades topográficas: las laderas de cerros o quebradas, los promontorios y los bordes de mesetas. Muchas singularidades

NCh433

geomorfológicas se presentan también como singularidades topográficas; por ejemplo, conos de deyección, y antiguos deslizamientos. Otras singularidades geomorfológicas están representadas por el desarrollo de contactos inclinados entre materiales de muy diferente rigidez, bajo la superficie de un terreno horizontal. De este tipo son, por ejemplo, las singularidades que se producen en el contacto de un depósito fluvial con las laderas del valle y en las zonas de transición o engrane de depósitos con estratificación no paralela.

No es posible dar directivas simples para caracterizar cuantitativamente la magnitud de los efectos locales debido a las singularidades topográficas o geomorfológicas o para estimar la distancia a partir de la cual tales efectos son despreciables.

D.4.2.2 La respuesta sísmica en superficie de un depósito de suelo y la sollicitación sísmica que se desarrolla sobre una estructura emplazada en dicho depósito son principalmente dependiente de la rigidez a bajas deformaciones de los estratos superiores del terreno de fundación, del período fundamental del depósito de suelos, del nivel de amortiguamiento desarrollado por los distintos suelos constituyentes del terreno y de la excitación sísmica propiamente tal. Teniendo en consideración la tecnología disponible a lo largo del país, la clasificación sísmica de suelos se ha optado por centrarla en el parámetro que se estima más relevante en una primera aproximación, éste es el parámetro de rigidez a bajas deformaciones de los estratos superiores, correspondiente a la velocidad de ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno, V_{s30} .

D.4.2.3 La experiencia empírica y la teoría indican que el mejor comportamiento sísmico se observa en terrenos de afloramiento rocoso y por el contrario, el mayor daño se ha observado en terrenos de suelos finos blandos. Consecuentemente, la clasificación sísmica del terreno de fundación considera unidades, o niveles, que van desde el de mejor comportamiento (Roca: Suelo Tipo A) al de mayor exigencia sísmica (Suelo Tipo E: Suelo de compacidad o consistencia mediana).

D.4.3 La clasificación de edificios se actualizó en la Modificación 2009, de acuerdo a lo establecido en la norma NCh 3171.Of2010.

D.5.1.1 En este artículo, la norma establece explícitamente sus objetivos respecto al comportamiento sísmico que se espera lograr en las estructuras. Este planteamiento corresponde a una filosofía de diseño enunciada inicialmente en 1960 y que hoy es aceptada en forma casi universal. En esta norma, además de hacerse explícitos los objetivos perseguidos, hay un cambio de énfasis que apunta a satisfacer prioritariamente el tercero de los objetivos enunciados. Esta afirmación es una consecuencia obvia de observar que la acción sísmica de diseño se ha establecido para un evento de baja probabilidad de ocurrencia. Las fuerzas de diseño de la norma implican una reducción de la respuesta elástica a través del factor R para considerar, entre otras razones, la incursión en el rango inelástico durante eventos sísmicos particularmente severos. Por otra parte, las observaciones sobre los efectos producidos por sismos moderados llevan a concluir que las disposiciones de la norma NCh 433.Of72 eran adecuadas para lograr que el comportamiento de las estructuras se mantuviera dentro del rango elástico durante sismos de intensidad moderada. Como el nivel de resistencia sísmica exigido por esta norma es en todos los casos superior al que establecía la anterior, se puede afirmar que este documento también cumple el primero de los objetivos enunciados en este artículo.

Las disposiciones de una norma sísmica no pueden garantizar por sí solas un buen comportamiento sísmico. Esto se debe a que este comportamiento está muy influido por la forma de dimensionamiento o diseño de los elementos estructurales, la cual depende de la

NCh433

norma de diseño del material correspondiente, y muy particularmente, por la forma en que se ejecutó la construcción del edificio.

D.5.1.2 El hecho que el tipo de análisis sísmico que se requiere siga basándose en el comportamiento lineal-elástico de la estructura merece ser analizado. No existen aún procedimientos de análisis inelástico suficientemente sencillos para ser aplicados en la práctica profesional. Por esta razón, el énfasis de las disposiciones de esta norma no se ha puesto en sofisticar los métodos de análisis sino en exigir limitaciones a las deformaciones sísmicas para obtener estructuraciones sanas y adecuado comportamiento sísmico. En este sentido, se puede afirmar que el corazón de las disposiciones aprobadas en 1996 está en las limitaciones de las deformaciones del párrafo 5.9: limitando la deformación de entrepiso, medida en el centro de masas, a 0,002 veces la altura de entrepiso se pretende obtener suficiente rigidez lateral e impedir daños en elementos secundarios; limitando la deformación de entrepiso, medida en cualquier punto de la planta (esquinas) y en forma relativa al desplazamiento correspondiente del centro de masas, a 0,001 veces la altura de entrepiso se pretende obtener estructuraciones razonablemente simétricas en planta y con suficiente rigidez torsional.

No obstante las limitaciones indicadas anteriormente, puede darse el caso de estructuras que aun satisfaciéndolas, puedan ser calificadas como irregulares desde el punto de vista de la distribución de rigidez, resistencia y masa tanto en planta como en altura. Sobre este punto se abunda en el comentario al párrafo 6.1.

D.5.2.1 La modificación 2009 adoptó las combinaciones de estados de cargas establecidos en la norma NCh 3171.Of2010.

D.5.3 Es problemático aplicar las disposiciones de la norma NCh 433 en ausencia de una norma oficial para el diseño de estructuras de acero, particularmente cuando el Comité de la norma ha reconocido que la seguridad sísmica de los edificios no puede ser garantizada a través del cumplimiento de la norma NCh 433 solamente. Sin embargo, las referencias transitorias exigen que, mientras no se oficialice una nueva versión de la norma NCh 427, el diseño de estructuras de acero debe hacerse con las especificaciones de la AISC y de la AISI.

D.5.7.1 El factor de modificación de la respuesta R^* depende principalmente del valor del parámetro R_0 . Los valores de R_0 se indican en la tabla 5.1 de la norma y fueron obtenidos a través de un proceso de calibración con los requisitos de resistencia exigidos por la norma vigente hasta 1993. En este proceso, se compararon los esfuerzos de corte basales obtenidos para un conjunto representativo de edificios, idealizados como sistemas de un grado de libertad con período igual al del modo fundamental, tanto para el espectro de la norma anterior como el de la nueva norma. El valor de R_0 para los edificios de muros de hormigón armado se escogió de modo que los edificios de 10 a 12 pisos que se diseñen en la zona sísmica 3 tengan la misma resistencia sísmica que la provista por la norma NCh 433.Of72. Esta decisión se basó en el comportamiento satisfactorio exhibido por estos edificios hasta el sismo ocurrido en marzo de 1985. Por otra parte, el valor de R_0 para los edificios de albañilería armada se escogió de modo que los edificios de 4 a 5 pisos diseñados en zona sísmica 3 tengan el mismo esfuerzo de corte basal de diseño que el resultante de aplicar las disposiciones de NCh 433.Of72 modificadas por la norma de albañilería armada (INN, 1986), aprovechando los estudios sobre estos edificios realizados en la década de los años 80 con motivo de la redacción de la norma NCh1928. Los valores de R_0 para los otros tipos de estructuraciones y otros materiales fueron decididos en 1996 por comparación con los indicados anteriormente, usando los valores de modificación de la



NCh433

respuesta que aparecen en otras normas (ICBO, 1991). La elección de los valores de R_0 y de las restantes disposiciones que determinan la resistencia sísmica de los edificios, fue verificada posteriormente sobre un conjunto amplio de edificios usando como parámetro de comparación el esfuerzo de corte basal obtenido de los análisis modales espectrales de las normas de 1996 y 1972.

Los valores de R para el análisis estático se determinaron de modo de reproducir la correspondiente curva espectral reducida en la rama descendente comprendida entre los coeficientes sísmicos máximo y mínimo. El uso de un valor constante del coeficiente sísmico para los períodos cortos permite usar un coeficiente de modificación de la respuesta R que es independiente del período fundamental de la estructura.

Con relación al uso de los valores de R_0 que aparecen en la tabla 5.1 de la nueva norma, así como de los valores de R que se usan en el análisis estático, debe tenerse presente que ellos son los máximos valores que la norma permite, pudiendo el proyectista del edificio usar valores menores si estima que la estructuración se aleja del tipo tradicional que ha servido para determinar los valores de esta tabla. Asimismo, dado que la tabla 5.1 no incluye todos los posibles tipos de estructuración y materiales que se pueden dar en la práctica, el usuario debe emplear su buen juicio y prudencia para adoptar los valores de R_0 y R para casos no contemplados en dicha tabla.

D.5.7.2 Estas disposiciones obedecen al hecho que en estructuras con diferentes sistemas estructurales, el comportamiento sísmico puede estar determinado por la respuesta del sistema con menor capacidad de disipación de energía.

D.5.7.3 Al igual que en 5.7.2, la existencia de la respuesta torsional implica respuestas traslacionales en distintas direcciones horizontales para una excitación sísmica determinada.

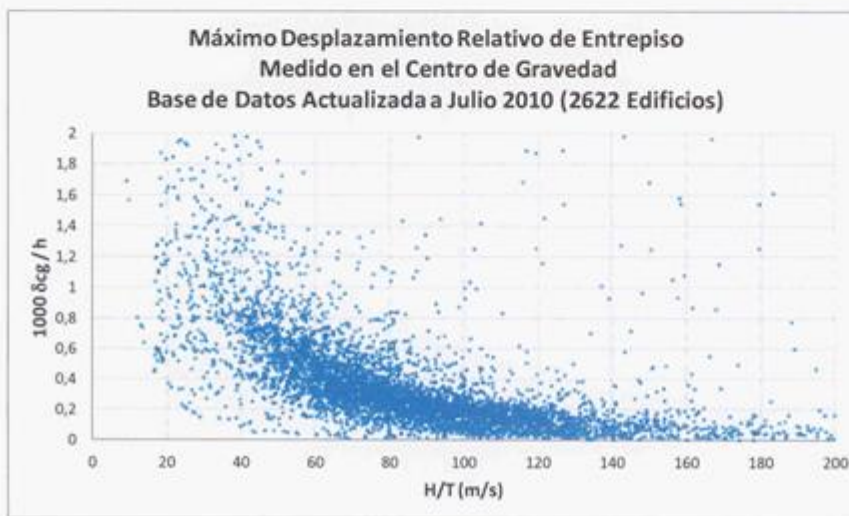
D.5.8.1 Un aspecto muy controvertido durante la discusión de la versión 1996 de la norma fue la disposición 5.8.1 que mantiene el requisito de análisis sísmicos independientes según direcciones horizontales perpendiculares. El espíritu de esta disposición es que el proyectista busque, cuando sea necesario, las direcciones de análisis que producen las sollicitaciones sísmicas más desfavorables en los elementos estructurales, en vez de usar las direcciones más convenientes o cómodas. No obstante, cabe hacer presente que el Comité eliminó, después de una prolongada discusión, la disposición del anteproyecto de norma (INN, 1989) que requería que el diseño de cada elemento se hiciera con los esfuerzos resultantes de la acción sísmica en una dirección más el 30% de los esfuerzos en el mismo elemento producido por la acción sísmica en la dirección perpendicular a la anterior. Esta disposición tenía un doble objetivo: reflejar en mejor forma el efecto producido por las dos componentes horizontales de los movimientos sísmicos, y protegerse de los efectos que pueden producirse en algunos elementos de plantas que ofrecen una excesiva excentricidad, caso en el cual pueden producirse sollicitaciones de importancia en elementos orientados ortogonalmente respecto a la dirección de la acción sísmica. Sin embargo, esta disposición no fue incluida en la versión 1996 de la norma por las dificultades que acarrea para el proceso de diseño, sin un claro beneficio para la obtención de estructuraciones más seguras, y al hecho que las disposiciones que controlan los movimientos torsionales tienden a impedir el uso de plantas con grandes excentricidades. Diversos códigos actuales incluyen la disposición que no se acogió en la versión 1996 de la norma. Es recomendable que este problema sea nuevamente discutido en el próximo comité de esta norma.

D.5.8.2 En lo que se refiere a la disposición 5.8.2 sobre el diseño para la acción sísmica vertical, el Comité 1996 se inclinó por la especificación de una fuerza sísmica vertical en vez de una aceleración vertical, lo que afecta principalmente al diseño de elementos en voladizo.

NCh433

Debe tenerse especial cuidado con el diseño de elementos pretensados, en los cuales una reducción de la acción gravitacional puede producir tensiones de tracción en el hormigón que no existían bajo las condiciones de diseño no sísmico.

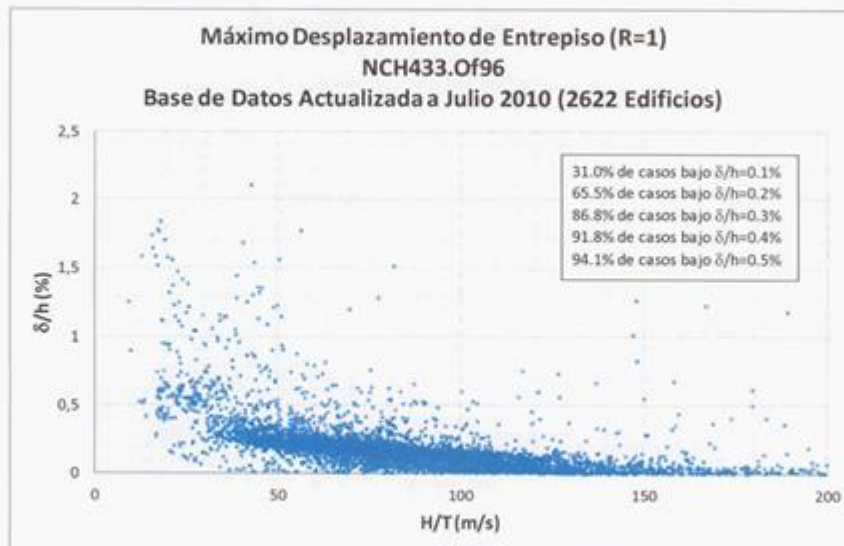
D.5.9 La importancia de las disposiciones de este párrafo dentro del contexto general de esta norma ha sido destacada en los comentarios referentes a 5.1.2 y 6.2.1, por lo que no se estima necesario repetirlo aquí. La figura siguiente, proporcionada por I.E.C. Ingeniería, muestra el mayor desplazamiento relativo de entrepisos calculado con fuerzas sísmicas reducidas, medido en el centro de gravedad, para una muestra de 2622 edificios reales.



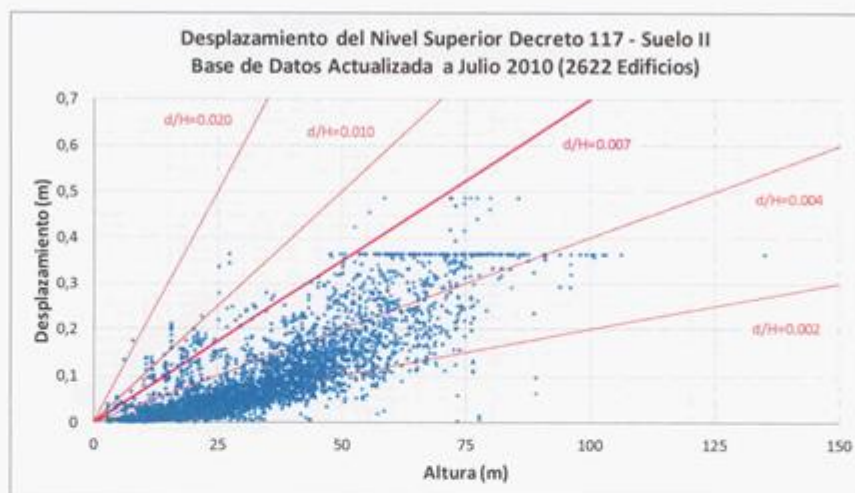
La disposición para controlar la deformación de entrepiso fue analizada durante la discusión del Decreto N° 61. Diversos aspectos fueron analizados, así por ejemplo, se reconoce que en los edificios muy altos la amplificación para alcanzar el corte mínimo es del mismo orden de magnitud que el factor de modificación de la respuesta y por lo tanto la limitación de desplazamientos de entrepiso se aplica esencialmente a valores elásticos, no reducidos. En este caso los límites de la deformación de entrepisos pueden estar por el lado conservador.

Alternativamente algunos ingenieros han hecho ver la conveniencia de controlar la deformación relativa de entrepisos con la respuesta elástica. La figura siguiente muestra que para esta condición el 94.1% de los edificios de la base de datos citada presenta su mayor deformación relativa bajo el 0.5% de la altura del piso respectivo.

NCh433



También se reconoce que en la filosofía del "Diseño Basado en Desempeño", (SEAOC, 1995), se controla adicionalmente la deformación de techo respecto de la altura total. En ese sentido se plantea limitar en el futuro la deformación elástica de techo, (sin reducción por R), al 0.7% de la altura sobre el nivel basal ($\delta_u < 0.007 H/I$, en que I es el factor de importancia). De adoptarse esta disposición, serían muy pocos los edificios afectados, tal como lo muestra la figura siguiente proporcionada por I.E.C. Ingeniería para la muestra estadística de 2622 edificios reales:



D.5.9.3 Se entiende que para satisfacer esta disposición en cualquier punto de la planta, basta con verificar que se cumple en las esquinas.

D.5.10.1 La estimación de $R^*/3$ veces los desplazamientos horizontales calculados con los métodos de análisis del capítulo 6 correspondía aproximadamente a lo estipulado en NCh 433.Of72 (3 veces los desplazamientos calculados) y en el código UBC (3Rw/8 veces los desplazamientos calculados) (ICBO, 1991). Los miembros del Comité 1996 estaban

NCh433

conscientes que estos desplazamientos podían ser mayores, hasta R^* veces los desplazamientos calculados, si el comportamiento estructural incursionaba en el rango inelástico durante eventos sísmicos de intensidad extrema. Sin embargo, la experiencia obtenida con el tipo de estructuración usada en edificios chilenos hasta 1985 demostró que la limitación de NCh 433.0f72 era razonable, por lo que el Comité 1996 consideró que no se justificaba un cambio que exigiera separaciones mayores, siempre que se mantuviera el tipo de estructuración que se había usado hasta esa fecha. Este criterio fue revisado durante la discusión del Decreto N° 61, cambiándose la estimación $R^*/3$ por $2R_1/3$ veces los desplazamientos horizontales calculados con los métodos de análisis del capítulo 6, (ver D.6.3.5.3).

D.6.1 El comportamiento sísmico de los edificios que presentan irregularidades estructurales, tanto en vertical como en planta, ha sido un problema que ha preocupado a muchos de los encargados en redactar disposiciones normativas de diseño sísmico. En el comentario del documento del SEAOC (1990) se ilustran los tipos más usuales de irregularidad estructural que se producen en los edificios. El problema de la irregularidad estructural incluye dos aspectos: uno es el método de análisis sísmico que se requiere para las estructuras irregulares, el cual está tratado en esta norma en el subpárrafo 6.2.1; el otro aspecto es la forma de diseñar los elementos estructurales vecinos a la irregularidad vertical, puesto que en estos elementos se producirá una demanda concentrada de ductilidad durante eventos sísmicos severos, o bien, cómo enfrentar el diseño de elementos de plantas con irregularidad torsional por el desconocimiento que existe respecto a la distribución de esfuerzos sísmicos cuando el comportamiento de algunos de sus elementos incursiona en el rango inelástico. El proyectista debe considerar estas situaciones y diseñar de modo de tener factores de utilización (resistencia provista/demanda de resistencia) uniformes o reducir el valor de R para la obtención de los esfuerzos internos en los elementos donde se podría esperar una mayor demanda de ductilidad.

D.6.1.1 Es destacable el hecho que en la versión 1996 de esta norma se hayan cambiado las disposiciones referentes a la torsión, particularmente en lo referente al momento torsor estático originado por la excentricidad del centro de rigidez respecto al centro de masas. Desde dicha fecha se exige que el sistema de fuerzas horizontales estáticas se aplique sobre un sistema estructural con tres grados de libertad por piso, con lo cual se está considerando automáticamente el efecto de la torsión "natural" de la planta. Este nuevo procedimiento es más adecuado para los métodos computacionales de análisis y evita el problema de definir los centros de rigidez en los edificios de varios pisos, definiciones que en muchos casos no tienen relación con la existencia física de la torsión en planta. El análisis modal espectral también debe considerar en todos los casos un modelo con tres grados de libertad por piso.

D.6.1.2 Existen casos en que el efecto de la torsión accidental es de baja importancia, por ejemplo, en plantas con elevada excentricidad entre centro de masas y centro de rigidez. En estos casos no es necesario incluirla en el análisis sísmico del edificio.

D.6.2.1 El uso del análisis estático debe estar limitado a estructuraciones en que los resultados de este análisis predicen razonablemente bien la distribución de esfuerzos internos que se producen durante un sismo. Dentro del contexto de los análisis que suponen un comportamiento estructural de tipo lineal-elástico, se supone que dicha distribución puede ser estimada adecuadamente por un análisis modal espectral. Por esta razón, el Comité de la norma NCh 433.0f96 acordó permitir el análisis estático para edificios de entre 5 y 15 pisos en que los resultados del análisis estático no difirieran en más de $\pm 10\%$ de los resultados de un análisis modal espectral con igual esfuerzo de corte basal. También se permite usar el análisis estático para todos los edificios de 5 o menos pisos y para los con



NCh433

coeficiente de importancia 1.0 o menor ubicados en la zona sísmica 1. Esto significa un cambio respecto a lo estipulado en el proyecto de revisión (INN, 1989) que, siguiendo al Uniform Building Code, permitía el uso del análisis estático en estructuras "regulares". Estudios iniciales demostraron la inconveniencia de usar en Chile las disposiciones del UBC respecto a la irregularidad estructural, lo que se vió confirmado por los resultados obtenidos por Hidalgo y Arias, (1993). La disposición adoptada, originada en el seno del Comité 1996 de la norma, está dirigida al origen del problema y es simple de aplicar, con el único inconveniente del trabajo adicional de ejecutar un análisis modal espectral de tipo global para todos los edificios de más de 5 pisos, en que sólo se requiere evaluar la distribución de esfuerzos de corte y momentos volcantes por piso. Se supone que las estructuraciones con distribución irregular de masas, rigidez o resistencia en la altura no podrán satisfacer la diferencia máxima de $\pm 10\%$ entre los resultados de ambos tipos de análisis. Tampoco lo podrán satisfacer las estructuraciones que son irregulares bajo el punto de vista torsional, (plantas con distribución asimétrica de elementos o con baja rigidez torsional, y estructuraciones con el problema de sintonía de frecuencias entre modos torsionales y traslacionales), ya que ellas no serán capaces de exhibir un modo traslacional predominante. El caso particular de las estructuras doblemente simétricas con baja rigidez torsional, que satisfaría esta disposición, debe estar controlado por la aplicación 5.9.3 al incluir el efecto de la torsión accidental. Sin embargo, debe tenerse presente que el problema de la irregularidad estructural no se soluciona exigiendo solamente un análisis modal espectral en vez del análisis estático, tal como se ha discutido en el comentario de 6.1.

La discusión anterior implica que en las estructuraciones de más de 5 pisos que sean irregulares en planta o en altura debe usarse el análisis modal espectral. Por lo tanto, la nueva norma no prohíbe específicamente ninguna estructuración sino que las controla a través de las limitaciones de las deformaciones de entrepiso del párrafo 5.9, las cuales se consideran lo suficientemente estrictas para impedir estructuraciones peligrosas desde el punto de vista sísmico. En otras normas, se aumenta la sollicitación sísmica de diseño cuando se detecta algún tipo de irregularidad (The Ministry of Construction of Japan, 1988), o se confía simplemente en la bondad del análisis modal espectral para predecir los esfuerzos que se producirán durante los eventos sísmicos (ICBO, 1991). Por otra parte, debe notarse que el control sobre los esfuerzos sísmicos en estructuras con irregularidad torsional de la norma NCh 433.0f72 se ha reemplazado por el artículo 5.9.3.

D.6.2.3.1 La determinación del coeficiente sísmico se basó en la obtención de un espectro de diseño reducido, en el cual cada ordenada del espectro elástico se dividió por el valor de R calculado para el período T de dicha ordenada espectral; este espectro corresponde al espectro de diseño para sistemas de una grado de libertad (Hidalgo y Arias, 1993). En la expresión (6-2) de la norma los parámetros T' , n y el valor de R se ajustaron de modo de reproducir la correspondiente curva espectral reducida entre los niveles determinados por los coeficientes sísmicos máximo y mínimo. El uso de esta meseta para los períodos cortos y del coeficiente sísmico mínimo permiten usar un coeficiente de modificación de la respuesta R que es independiente del período fundamental de la estructura.

La fijación de un valor único para la meseta del coeficiente sísmico máximo fue discutida largamente en el seno del Comité 1996. El valor del coeficiente sísmico máximo para diferentes valores de R , que se establece en la tabla 6.4, depende del tipo de suelo, (S), y de la zona sísmica, (A_0/g). Su valor no reproduce la ordenada espectral elástica dividida por $R(T)$, sino que es generalmente inferior a ella. Los valores del coeficiente sísmico máximo corresponden a aquellos usados en la práctica chilena para diseñar edificios bajos que han mostrado buen comportamiento sísmico, y reflejan el hecho que estos sistemas tienen

NCh433

durante un sismo fuentes adicionales de disipación de energía, como el cabeceo o "rocking" de la estructura completa, incluyendo sus fundaciones.

La decisión sobre el valor del coeficiente sísmico mínimo responde al criterio general del Comité de ubicar el esfuerzo de corte basal especificado por NCh 433.0f72 entre los valores establecidos para las zonas sísmicas 2 y 3 de la nueva norma. En el Comité que estudió el Decreto N° 61, el coeficiente sísmico mínimo fue multiplicado por el factor S que depende del tipo de suelo. Esta es una decisión que debe revisarse cuando se estudie la próxima versión de la norma.

D.6.2.5 La distribución en altura del esfuerzo de corte basal mantiene la expresión de NCh 433.0f72. Sin embargo, en la nueva versión de la norma se permite cualquier distribución de fuerzas horizontales estáticas que satisfaga la diferencia máxima de $\pm 10\%$ respecto a la distribución de esfuerzos de corte y momentos volcantes por piso del análisis modal espectral. Esta disposición permite deducir conjuntos de fuerzas estáticas diferentes de los obtenidos con la expresión (6-5), con lo cual se amplía el campo de aplicación del análisis estático y el aprovechamiento de sus ventajas desde el punto de vista del dimensionamiento de los elementos estructurales.

D.6.2.8 El efecto de la torsión accidental se especifica a través de un desplazamiento de las fuerzas horizontales estáticas que actúan al nivel de cada piso. El valor del factor 0,10 que determina la excentricidad accidental, se tomó de un estudio para un modelo de un piso, de modo de obtener un momento torsor estático equivalente al momento que resulta del análisis modal espectral del modelo con el centro de masas desplazado en 0,05 veces la dimensión de la planta perpendicular a la acción del sismo. En cualquier caso, en 6.1.2 la norma autoriza a no incluir el efecto de la torsión accidental si ello conduce a variaciones de los desplazamientos horizontales no superiores al 20%, disposición que es válida tanto para el análisis estático como para el análisis modal espectral.

Durante la discusión de la Modificación 2009, se propuso eliminar el concepto de torsión accidental de las disposiciones de la norma, proposición que fue rechazada por el Comité.

D.6.3.3 El análisis modal espectral requiere considerar un número de modos tal que la suma de las masas traslacionales equivalentes en cada dirección de análisis sea mayor o igual que el 90% de la masa total. Ello requiere el cálculo de las masas equivalentes por modo indicadas en las expresiones (6-6), lo cual permite una mejor comprensión y diagnóstico del comportamiento sísmico de la estructura, particularmente en lo que se refiere a la influencia de la torsión en planta en la respuesta sísmica.

D.6.3.4 La consideración de la torsión accidental permite dos alternativas, la segunda de ellas de naturaleza estática destinada a simplificar el procedimiento de efectuar varios análisis modales espectral es con los centros de masas desplazados; no obstante, el uso de la alternativa estática implica que se combinen los resultados de la torsión accidental estática con los del análisis modal espectral del edificio suponiendo los centros de masas en sus posiciones naturales, considerando que en el proceso para obtener los resultados de este último análisis se pierde el signo que identifica su sentido de acción. Asimismo, es usual que al aplicar la alternativa de torsión accidental estática, las fuerzas horizontales estáticas se multipliquen por un factor de modo que su suma sea igual al esfuerzo de corte basal del análisis modal espectral con que se está combinando.

D.6.3.5.1 La definición del espectro de diseño fue el primero de los temas de análisis y diseño tratado durante el estudio del anteproyecto, (INN, 1989) y por el Comité 1996 de la norma. En la primera etapa de la discusión se tomaron dos decisiones importantes: el

NCh433

espectro debía especificarse al nivel de espectro de respuesta lineal y debía tener forma de tal y no de coeficiente sísmico. En ambos aspectos difiere del espectro de la norma NCh 433.Of72. La primera de estas decisiones pretende que los usuarios de la norma perciban el nivel que tendrían las sollicitaciones sísmicas si la respuesta estructural fuera lineal, y comprendan que la reducción que se logra a través del factor de modificación de la respuesta R sólo es utilizable cuando el sistema estructural tiene la correspondiente capacidad de absorción y disipación de energía sísmica. El coeficiente sísmico se deduce del espectro de diseño introduciendo algunas simplificaciones para mantener el diseño por el lado de la seguridad, lo que distorsiona la contribución relativa de los modos de vibrar. Por esta razón, para los efectos de aplicar el método dinámico de análisis se ha preferido mantener en la versión 1996 de la norma un espectro de diseño que tenga la forma suavizada de un espectro de respuesta lineal de aceleraciones absolutas.

Durante el estudio de las disposiciones del Decreto N° 117, (ver D.1.1), se estimó necesario modificar el espectro de diseño elástico de la versión 1996 de la norma. El espectro elástico que se adoptó se ajustó a una envolvente de los espectros de los primeros registros obtenidos durante el sismo de febrero 2010. Sin embargo, durante el estudio de las disposiciones del Decreto N° 61, se reconoció que este espectro no se había pensado para establecer la resistencia lateral de las estructuras sino para estimar el desplazamiento con el que tenían que diseñarse los muros de los edificios de hormigón armado, con el fin de evitar las fallas observadas durante dicho evento sísmico. Por esta razón, el Comité del Decreto N° 61 mantuvo la demanda de desplazamientos para el diseño de los muros, (ver D.6.3.5.5), pero modificó el espectro elástico de pseudo-aceleraciones con el que se calculan los esfuerzos de diseño sísmico. Este espectro de pseudo-aceleraciones se adoptó igual al de la norma NCh 433.Of1996 Modificada 2009, (los espectros para suelos A, B, D y E del Decreto N° 61 son los mismos que los espectros para suelos I, II, III y IV de la versión 1996), pero se amplificaron sus ordenadas por el coeficiente S que depende del tipo de suelo, (tabla 6.3). Además, fue necesario definir un espectro de aceleraciones para el suelo tipo C, que no existía en la versión 1996 de la norma.

El espectro de diseño elástico debe revisarse una vez que se disponga de la totalidad de los registros obtenidos el 27 febrero 2010, y se hayan clasificado los suelos en los cuales fueron obtenidos estos registros, tal como se hizo para la versión 1996 de la norma cuando se incorporó la información de los registros obtenidos en marzo 1985. Esto también implicará realizar una nueva calibración de los valores del factor de modificación de la respuesta, R y R_0 , considerando el comportamiento sísmico exhibido por los edificios chilenos durante el sismo de febrero 2010, (ver D.5.7.1).

D.6.3.5.2 El espectro de respuesta suavizado se obtiene multiplicando el factor de amplificación α por la aceleración efectiva máxima del suelo A_0 de la zona sísmica correspondiente. Los valores de A_0 corresponden a eventos con baja probabilidad (10%) de ser excedidos durante la vida útil de las estructuras. Para la versión 1996 de la norma, el factor de amplificación α fue deducido a partir de registros japoneses recopilados por Katayama, aprovechando que su clasificación de los perfiles estratigráficos del suelo era muy parecida a la adoptada en la versión 1996 de la norma. Su formulación es genérica, y permite ajustarse a diferentes conjuntos de datos modificando el valor de los parámetros. Ello permitió emplear los registros de los sismos de octubre y noviembre de 1981 y de marzo de 1985 en distintos tipos de suelo (Arias y Castro, 1993) para corregir las expresiones propuestas en el proyecto de revisión (INN, 1989), y llegar a la expresión (6-9) que aparece en la norma. Otros estudios han confirmado que las curvas espectrales adoptadas son adecuadas (Riddell et. al., 1993).

NCh433

D.6.3.5.3 El espectro de diseño propiamente tal se obtiene dividiendo las ordenadas del espectro elástico por el factor de modificación de la respuesta R^* asociado al período con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis. El valor de R^* es constante para cada dirección de análisis, lo cual permite que las contribuciones modales mantengan su importancia relativa determinada por el espectro elástico. En el seno del Comité 1996 de la norma se discutió detalladamente si las ordenadas espectrales de diseño debían tornarse del espectro elástico reducido por un factor constante (R^*), o si debía usarse un valor de R diferente para cada período modal. Se pueden esgrimir razones en favor de ambas posiciones sin que haya ninguna evidencia experimental o analítica que permita inclinarse por una de ellas. Frente a esta situación, el Comité 1996 se decidió por la primera alternativa.

El factor de modificación de la respuesta estructural R^* depende de la estructuración, del material y del tipo de diseño a través del parámetro R_0 y del período de vibración T^* ; en menor medida, depende del suelo de fundación a través del parámetro T_0 . La deducción de la expresión del factor R^* se basó en los espectros de respuesta elásticos e inelásticos obtenidos para diferentes registros chilenos y extranjeros y ha sido discutida anteriormente (Hidalgo y Arias, 1993). La dependencia de R^* respecto del período refleja la incapacidad de las estructuras rígidas de experimentar deformaciones significativas y, consecuentemente, de aprovechar su potencial capacidad de absorción y disipación de energía a través de las deformaciones sísmicas. Ello hace que las estructuras rígidas se vean sometidas a esfuerzos sísmicos comparativamente mayores que las estructuras flexibles cuando incursionan en el rango inelástico, independientemente de lo que indique la forma del espectro elástico.

Durante la discusión del Decreto N° 61, se introdujo el factor R_1 de modificación de la respuesta estructural, que es el valor que corresponde usar en 5.10.1, 8.4.3 y 8.4.4 en vez de R^* cuando el diseño está controlado por el esfuerzo de corte basal mínimo. El factor R_1 fue originalmente concebido en el Comité que estudió la norma NCh 2369.Of2003.

D.6.3.5.4 Alternativamente, la norma permite usar una expresión de R^* en función del número de pisos en vez del período, la que sólo es válida para edificios estructurados con muros; ella se basa en una estimación muy conservadora del período en función del número de pisos ($T = 0,025 N$) para este tipo de edificios y en la evaluación de los valores R^* usando la expresión (6-10). El cálculo de los períodos fundamentales de vibración de 97 edificios reales de muros con un número de pisos entre 3 y 24 arrojó un valor promedio igual a 0,047 N, lo que es congruente con valores de períodos determinados en forma experimental.

D.6.3.5.5 Las ecuaciones contenidas en la Tabla 6.5 representan un ajuste analítico para obtener los valores del espectro elástico de desplazamientos, consistentes con los registros del sismo del 27 de febrero de 2010, a partir del espectro elástico de pseudo-aceleraciones. Esta demanda de desplazamientos se usa en las recomendaciones de diseño de confinamiento para muros de hormigón armado, contenidas en el D.S. N° 60, (V. y U.), del 13 de diciembre 2011.

D.6.3.6.2 La norma especifica que la combinación de las contribuciones modales máximas se realice usando el método CQC únicamente; para evaluar el coeficiente de acoplamiento modal se puede utilizar la expresión correspondiente a una excitación de ruido blanco (fórmula 6-15) o la asociada a la misma excitación filtrada por un suelo de característica T_0 (fórmula 6-16). En la expresión (6-14) debe usarse una razón de amortiguamiento del 5% para ser consecuentes con el amortiguamiento considerado para deducir el espectro de diseño elástico (Arias y Castro, 1993). En la expresión (6-13), que explicita la fórmula de

NCh433

combinación, los valores máximos modales deben usarse con su signo. La razón para no mantener la fórmula de superposición modal de la norma NCh 433.Of72, es que ella se dedujo para resultados de análisis modales espectrales de edificios que no incluían respuesta torsional; la comparación entre ambas fórmulas de superposición modal demuestra que las diferencias entre ellas aumentan en la medida que crece la influencia de la respuesta torsional, con mejores resultados al usar el método CQC.

D.6.3.7.1 El esfuerzo de corte basal mínimo del análisis modal espectral de la versión 1996 es diferente del propuesto en el proyecto de revisión (INN, 1989), el cual se había adoptado siguiendo las disposiciones del UBC (ICBO, 1991). Dicho valor mínimo dependía del esfuerzo de corte basal del análisis estático en la medida que aumentaba la irregularidad de la estructuración. Estudios realizados con el proyecto de revisión demostraron la inconveniencia de una disposición de ese tipo (Hidalgo y Arias, 1993) y en la versión 1996 de la norma se volvió a establecer un mínimo para el esfuerzo de corte basal que no está ligado al resultado del análisis estático.

Durante la discusión del Decreto N° 61, el esfuerzo de corte basal mínimo obtenido del Análisis Modal Espectral fue modificado al amplificarlo por el factor S , que depende del tipo de suelo de fundación. Igual modificación se adoptó para el esfuerzo de corte basal mínimo que afecta el Análisis Estático, artículo 6.2.3.1.1.

D.6.3.8 Es sabido que los resultados del análisis modal espectral se obtienen de una expresión con raíz cuadrada, la que no tiene un signo determinado. Por lo tanto, en el proceso de análisis se pierde el signo que define el sentido de acción de los esfuerzos internos con lo cual se complica el proceso de diseño de algunos elementos estructurales. Asimismo, los esfuerzos internos y las deformaciones en una determinada sección de un elemento corresponden a estimaciones de los máximos valores durante un evento sísmico, los cuales no son necesariamente simultáneos y, consecuentemente, no satisfacen las condiciones de equilibrio y de compatibilidad geométrica.

D.7 En la Modif.2009 de la norma NCh 433.Of1996, se cambió el párrafo 7.5 al Anexo C con una reducción significativa de la magnitud establecida para el empuje sobre muros subterráneos, expresión (C-1).

D.7.1 Habitualmente, en el cálculo de la presión de contacto admisible bajo las fundaciones se considera por separado el efecto de las deformaciones (asentamientos y giros) y la presión de contacto admisible por la rotura del suelo.

Respecto de los asentamientos y giros, las cargas estáticas resultarán en deformaciones permanentes del terreno, incluyendo, cuando corresponda, las deformaciones por consolidación. Las cargas dinámicas producen un incremento de deformación (elástica y permanente). Puesto que las relaciones tensión-deformación de los suelos dependen, entre otros factores, de la velocidad de aplicación de las cargas, es conveniente separar el cálculo de las deformaciones bajo cargas permanentes de aquellas bajo cargas dinámicas.

Asimismo, las presiones de contacto admisibles bajo las fundaciones, correspondientes a las combinaciones de cargas que incluyen los efectos sísmicos, deben calcularse considerando las propiedades dinámicas del suelo.

D.8.1.3 El coeficiente sísmico para la acción sísmica vertical se ha establecido en $2/3$ de la aceleración efectiva máxima del suelo dividida por la aceleración de gravedad. Esta disposición supone que la aceleración vertical del suelo es $2/3$ de la aceleración horizontal del suelo y que no hay amplificación de la estructura debido a vibraciones verticales, lo que

NCh433

equivale a suponer un sistema infinitamente rígido en el sentido vertical. El proyectista debe incluir dicha amplificación si las características del equipo o su forma de anclaje se alejan de la hipótesis señalada, pudiendo usar la forma del espectro de aceleraciones horizontales mientras no existan estudios más completos al respecto. Es probable que dichos estudios muestren que la proporción entre las aceleraciones verticales y horizontales resulte dependiente de la distancia del lugar considerado a la zona en que se produce la subducción y que la distribución de frecuencias dominantes de los desplazamientos verticales sea distinta a la de los horizontales.

D.8.2 El factor de desempeño K_d se ha tomado del documento ATC-3 (ATC, 1978) y refleja el nivel de servicio que se exige al elemento secundario durante un evento sísmico, el cual depende del equipo mismo y de la categoría o importancia del edificio.

D.8.3.1 La expresión (8-1) debe usarse cuando las características de masa y rigidez del elemento secundario han sido incluidas en la modelación del edificio. Este valor está afectado por los coeficientes C_p y K_d . El comentario del ATC-3 (ATC, 1978) reconoce que, inicialmente, el coeficiente C_p fue definido como el coeficiente sísmico del elemento y como tal representaba la amplificación dinámica del movimiento en su base. Sin embargo, posteriormente su significado fue cambiado para representar un factor numérico relacionado con las características dinámicas del elemento y con las consecuencias de su eventual falla; bajo este último concepto está representando un coeficiente de importancia del elemento o equipo, lo cual se refleja en los valores de C_p indicados en la tabla 8.1.

En la expresión (8-1) no se ha considerado el factor de modificación de la respuesta del elemento mismo, en adición a los factores a y R que se utilizan para el análisis sísmico del edificio.

D.8.3.2 La expresión (8-2) debe usarse cuando las características del elemento secundario no se han incluido en la modelación del edificio. En esta expresión, el término (F_k/P_k) representa la aceleración de piso en el nivel k que resulta del análisis sísmico del edificio, ya sea que se haya usado el análisis estático o el análisis modal espectral. Para evitar daños en los elementos secundarios de los pisos inferiores de edificios flexibles, el valor F_k/P_k se limita a un valor inferior igual a A_0 en caso que el análisis se efectúe por el método estático equivalente. El factor K_p representa la amplificación dinámica del elemento y se discute en 8.3.3.

D.8.3.3 El factor K_p refleja el fenómeno de resonancia entre la vibración del edificio y la del elemento secundario. La expresión (8-4), que se grafica en la figura C.1, corresponde a la amplificación dinámica experimentada por un oscilador simple cuando es excitado en su base por un movimiento sinusoidal con período igual al período traslacional predominante del edificio. Los valores 1 y 2,2 que delimitan el rango en que varía el factor de amplificación K_p se eligieron basándose en las disposiciones del ATC-3 (ATC, 1978).

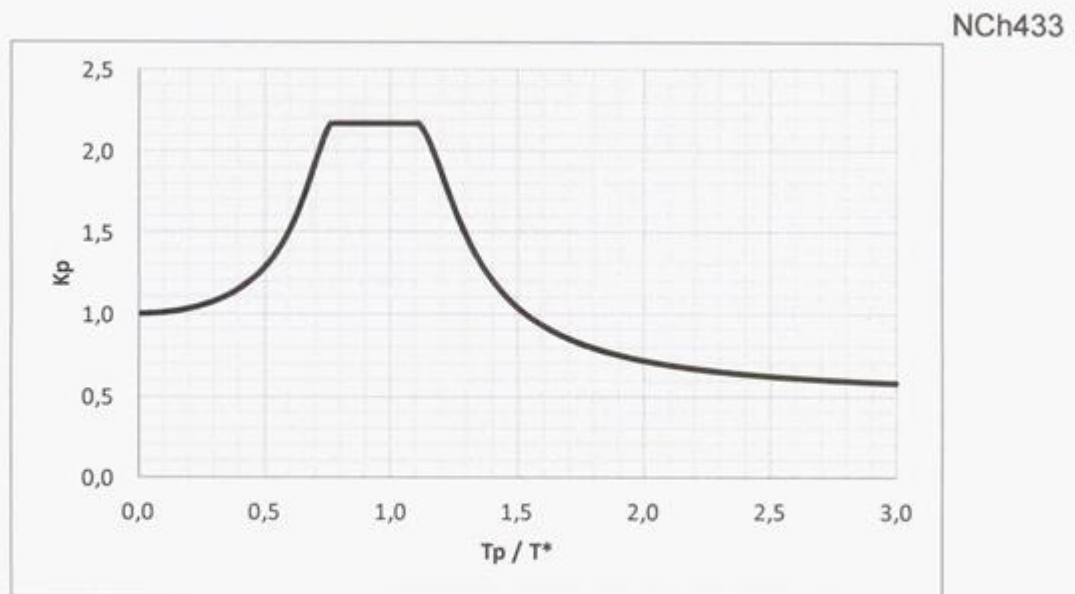


Figura C.1 Factor de amplificación dinámica K_p

D.8.4.1 Dos problemas principales se pueden presentar con los tabiques que son considerados como flotantes en la etapa de diseño, pero que en la realidad interactúan con la estructura resistente durante un movimiento sísmico; por una parte pueden quedar sometidos a deformaciones que no son capaces de seguir sin sufrir daños y también, modificar el comportamiento de los elementos resistentes de la estructura e incluso de la estructura resistente como un todo. El caso de las columnas cortas generadas por tabiques divisorios es un ejemplo muy frecuente y claro de esta situación.

Las disposiciones de este párrafo ponen especial énfasis en las condiciones que deben producirse para poder considerar como flotantes (sin interacción) a los tabiques divisorios.

D.8.4.2 La limitación para el desplazamiento de entrepiso fijada en 0,001 veces la altura de entrepiso, que es más exigente que la especificada en NCh 433.Of72, no considera las características de deformación del tabique y podría no ser válida en caso de tabiques de gran rigidez. A pesar de ello, se trata de una disposición práctica, fácil de aplicar y válida para la gran mayoría de los tabiques de uso habitual en Chile, tal como lo mostró el comportamiento de los edificios diseñados con NCh 433.Of72 durante el sismo de Marzo de 1985.

D.8.4.3 y **D.8.4.4** La adopción del factor $R^*K_d/3$ fue largamente discutida en el seno del Comité 1996 de la norma, ya que se hizo oponiéndose a la proposición de usar $0,7 R^*K_d$ que es más de dos veces el valor acordado. Este último valor considera una estimación realista de los valores máximos que pueden experimentar las deformaciones de entrepiso durante movimientos sísmicos de gran severidad; sin embargo, el Comité 1996 se inclinó por el valor $R^*K_d/3$ para ser consecuentes con lo aprobado en 5.10.1 respecto a la distancia mínima de un edificio al plano medianero. Este valor también podría ser modificado cuando se disponga de mayores antecedentes sobre la capacidad de deformación lateral que ofrecen los tabiques que se usan en edificios.

NCh433

Durante la discusión del Decreto N° 61, la distancia mínima de un edificio al plano medianero se cambió de $R^*/3$ por $2R_1/3$ veces los desplazamientos horizontales calculados con los métodos de análisis del capítulo 6, (ver D.5.10.1). Consecuentemente, procede cambiar en 8.4.3 y 8.4.4 el término $R^*K_d/3$ por $2 R_1K_d/3$, en concordancia con la proposición hecha al Comité 1996 de la norma.

D.A El Comité estimó que el Anexo A no debe formar parte de la norma ya que no contiene disposiciones taxativas sobre la evaluación de daños sísmicos y recuperación estructural; sin embargo, el anexo contiene una serie de conceptos y disposiciones, que aunque son preliminares, no conviene perder.

D.B En el Anexo B se ha suprimido el párrafo B.2 por haber quedado obsoleto al oficializarse la norma NCh 3171 en el año 2010. En su lugar, se han incorporado las disposiciones transitorias referentes a la clasificación sísmica del terreno de fundación.

D.C.2 Presupone que las deformaciones horizontales del muro perimetral del subterráneo, ya sea por deformación intrínseca del muro o por deformación de su fundación, son prácticamente nulas. Podrán emplearse coeficientes menores a los de reposo si se demuestra que las deformaciones horizontales del muro son suficientes para alcanzar estados entre el activo y el de reposo.

D.C.3 La expresión (C-1) y los valores del coeficiente C_R se han obtenido mediante un método cinemático que desplaza el suelo perpendicularmente en contra del muro subterráneo, manteniendo inmóvil la zona enterrada del edificio. El método incorpora tanto la flexibilidad del muro modelado como viga continua con apoyo en las losas de piso, como los resortes de interacción horizontal entre dicho muro y el suelo.

Referencias

Algermissen S.T., Kausel E., Thenhaus P.C., Hauson S. (1993) "Earthquake Hazard Assessment in Chile ", Revista Geofísica: Inst. Panamericano, Geografía e Historia; V.37.

Applied Technology Council (1978) "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings ", Publication ATC 3-06, NBS Special Publication 510, NSF Publication 78-8, US Department of Commerce, Washington D.C., U.S.A.

Arias A., Castro L. (1993) "Espectros de Respuesta Lineal Diferenciados por Tipo de Suelo", Sextas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Vol.1, 363-372.

Barrientos, S. (1980) "Regionalización Sísmica de Chile ", Tesis para optar al grado de Magister en Geofísica, Universidad de Chile, Santiago.

Guendelman T. (1993) "Antecedentes para la Calibración del Espectro de Pseudo-aceleraciones de la Norma NCh433 ", Sextas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Vol.1, 393-402.

Hidalgo 'P., Arias A. (1993) "Fundamentación de las Disposiciones de Diseño y Análisis Sísmico de la Nueva Norma NCh433 ", Sextas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Vol.1, 373-382.

Instituto Nacional de Normalización (1972) "Cálculo Antisísmico de Edificios ", Norma NCh433.Of72, Santiago.