



UNIVERSIDAD
PRIVADA
DEL NORTE

FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de Ingeniería Civil

“COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO
ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO
USANDO LA NORMATIVA PERUANA, CHILENA Y
ECUATORIANA”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autor:

Bach. Carlos Alberto Arana Quijada

Asesor:

M.Cs. Ing. Eryln Giordany Salazar Huamán

Cajamarca - Perú

2019

DEDICATORIA

Dedico esta tesis en primer lugar a Dios, por permitirme alcanzar una gran meta en mi vida y permitir que mi familia sea parte de este logro. Se lo dedico también a mi amada esposa Nila y a mis preciosas hijas Valeria y Luciana por ser la energía que impulsan mi día a día. Con un infinito cariño dedico esta tesis a mi madre Pilar Quijada por guiar mis pasos y cobijarme en sus oraciones, a mi padre Daniel Arana por inspirarme el cariño a la ingeniería, así mismo a mis hermanas Leslie y Kerly por confiar en mis sueños.

AGRADECIMIENTO

Al director de carrera Ing. Dr. Orlando Aguilar Aliaga y a mi asesor M. Cs. Ing. Erlyn Giordany Salazar Huamán por su gran apoyo en el inicio, desarrollo y logro de esta tesis. Al Ing. Víctor Paredes Rosadio quién me brindó su apoyo en el desarrollo de mi vida profesional tomándolo como ejemplo y así no renunciar al sueño de titularme como ingeniero. A mi familia, a mis amigos de toda la vida y a los que conocí en el camino les agradezco por sus consejos y enseñanzas.

TABLA DE CONTENIDO

DEDICATORIA	2
AGRADECIMIENTO.....	3
ÍNDICE DE TABLAS	6
ÍNDICE DE FIGURAS	8
ÍNDICE DE GRAFICAS	9
ÍNDICE DE ECUACIONES	9
RESUMEN	11
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	12
1.1. Realidad problemática.....	12
1.2. Formulación del Problema.	65
1.3. Objetivos	65
1.4. Hipótesis.....	65
CAPÍTULO II. METODOLOGÍA	66
2.1. Tipo de investigación.	66
2.2. Población y muestra.	66
2.3. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos.....	66
2.4. Procedimiento.....	66
2.4.1 Modelamiento de la estructura.	67
2.4.2 Generación de espectro norma peruana	89
2.4.2.1 Elección del factor “Z”.....	89
2.4.2.2 Elección del factor de uso (U)	89
2.4.2.3 Elección del perfil de suelo.	90
2.4.2.4 Elección del factor de suelo (S) y periodos “Tp” y “TL”.	90
2.4.2.5 Verificación de irregularidades “Ia”, “Ip” y cálculo de “R”.	91
2.4.2.6 Determinación del coeficiente para estimar el periodo fundamental de un edificio (Ct)	95
2.4.2.7 Cálculo del valor para el periodo fundamental de la estructura (T).....	95
2.4.2.8 Tabla resumen de parámetros sismo resistentes.....	96
2.4.3 Generación del espectro normativa ecuatoriana.....	98
2.4.3.1 Elección del factor sísmico.	98
2.4.3.2 Cálculo del periodo máximo de la estructura (T) en función de Ct y α	99
2.4.3.3 Elección del factor de importancia (I).	100
2.4.3.4 Elección del perfil del suelo.	101
2.4.3.5 Elección del factor de la relación de la amplificación espectral (η).	101
2.4.3.6 Cálculo del Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico (Tc).....	102

2.4.3.7	Cálculo del Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (T_0).	103
2.4.3.8	Cálculo del Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (S_a).	103
2.4.3.9	Elección del coeficiente de reducción (R).	104
2.4.3.10	Coeficientes de irregularidad en planta (\emptyset_p) y elevación (\emptyset_e).	105
2.4.3.11	Parámetros sismoresistentes norma ecuatoriana.	110
2.4.4	Generación del espectro normativa chilena.	114
2.4.4.1	Elección del coeficiente relativo de importancia I .	114
2.4.4.2	Elección de zona sísmica.	114
2.4.4.3	Elección del tipo de suelo.	115
2.4.4.4	Elección de los parámetros que dependen del tipo de suelo.	115
2.4.4.5	Elección de valores para R , R_0 y T^* .	116
2.4.4.6	Fórmula para el cálculo del factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima (α).	118
2.4.4.7	Cálculo actor de reducción de la aceleración espectral (R^*).	118
2.4.4.8	Fórmula para el cálculo de la aceleración espectral de diseño; (α).	119
2.4.4.9	Cálculo del espectro de respuesta en función a T_n , S_a , α y R^* .	119
CAPÍTULO III. RESULTADOS		125
3.1	Participación de masas con la normativa peruana (E.030-2019), chilena (NCh43) y ecuatoriana (NEC-SE-DS).	125
3.2	Cortantes dinámicas en la normativa peruana (E.030-2019), chilena (NCh433) y ecuatoriana(NEC-SE-DS).	128
3.2.1	Cálculo de la fuerza cortante mínima, normativa peruana.	128
3.2.2	Limitación del esfuerzo de corte basal, normativa chilena.	131
3.2.3	Cálculo de la cortante, normativa ecuatoriana.	135
3.3	Verificación de derivas con la normativa peruana (E.030-2019), chilena (NCh433) y ecuatoriana(NEC-SE-DS).	138
3.3.1	Verificación de derivas con la norma peruana.	138
3.3.2	Verificación de desplazamientos con la norma chilena.	140
3.3.3	Verificación de derivas con la norma ecuatoriana.	143
3.4	Comparativa de la masa participativa entre las normativas de análisis.	144
3.5	Comparativa de cortantes dinámicas entre las normativas de análisis.	145
3.6	Comparativa de derivas entre las normativas de análisis.	145
3.6.1	Comparación entre las derivas de la norma peruana, chilena y ecuatoriana.	145
CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES		149
REFERENCIAS		152
ANEXOS		154

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factores de zona “Z”.....	17
Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo	20
Tabla 3. Factor de suelo.....	20
Tabla 4. Periodos T_p y T_l	20
Tabla 5. Categoría de las edificaciones y factor U.....	21
Tabla 6. Sistemas estructurales R_0	23
Tabla 7. Irregularidades estructurales en altura.....	24
Tabla 8. Irregularidades estructurales en planta	25
Tabla 9. Categorías y regularidad de las edificaciones	27
Tabla 10. Límites para la distorsión del entrepiso.....	31
Tabla 11. Valor de la aceleración efectiva A_0	33
Tabla 12. Clasificación de tipo de suelos.	35
Tabla 13. Clasificación de ocupacion de edicficios.	36
Tabla 14. Valor del coeficiente relativo a la importancia I.	38
Tabla 15. Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta.	41
Tabla 16. Valores de los parámetros que dependen del tipo de suelo	43
Tabla 17. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	45
Tabla 18. Clasificación de los perfiles de suelo.	45
Tabla 19. Tipo de suelo y factores de sitio F_a	46
Tabla 20. Tipo de suelo y factores de sitio F_d	46
Tabla 21. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s	47
Tabla 22. Aceleración (S_a).....	49
Tabla 23. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.	51
Tabla 24. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso	52
Tabla 25. Configuraciones estructurales no recomendadas.....	53
Tabla 26. Coeficientes de irregularidad en planta	54
Tabla 27. Coeficientes de irregularidad en elevación.....	55
Tabla 28. Valores para C_t y α	59
Tabla 29. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....	59
Tabla 30. Metrado de carga muerta.....	82
Tabla 31. Metrado de carga muerta en techo.....	83
Tabla 32. Valores de “Z”.....	89
Tabla 33. Valores para factor de uso U.	89
Tabla 34. Clasificación del suelo.....	90
Tabla 35. Factor de suelo.....	90
Tabla 36. Valores de T_p y T_l	90
Tabla 37. Cálculo de irregularidad de rigidez.	91
Tabla 38. Valores de masa por nivel.	92
Tabla 39. Calculo de irregularidad torsional	93
Tabla 40. Sistema Estructural R_0	94
Tabla 41. Resumen parámetros norma peruana.....	96
Tabla 42. Espectro de respuesta en función a $C - T$	97
Tabla 43. Elección del valor para C_t y α	99
Tabla 44. Cálculo de T, para $h_n = 13.60m$	100
Tabla 45. Elección del factor importancia.....	100
Tabla 46. Elección del perfil del suelo.	101
Tabla 47. Elección del factor de sitio F_a	102

Tabla 48. Elección de factor de sitio F_d	102
Tabla 49. Elección del factor comportamiento inelástico del subsuelo F_s	102
Tabla 50. Resumen de valores F_a , F_d y F_s	103
Tabla 51. Cálculo de T_c	103
Tabla 52. Cálculo de T_0	103
Tabla 53. Valores de R	104
Tabla 54. Desplazamientos por piso.....	105
Tabla 55. Cortante por piso V	106
Tabla 56. Calculo de irregularidad torsional	107
Tabla 57. Cálculo de irregularidad piso flexible.	108
Tabla 58. Valores de masa por nivel.	109
Tabla 59. Resumen de valores para R , ϕ_p y ϕ_e	110
Tabla 60. Resumen de los parámetros sismorresistentes.....	110
Tabla 61. Espectro de respuesta norma ecuatoriana.....	111
Tabla 62. Valor del coeficiente de importancia.....	114
Tabla 63. Zona sísmica chilena	114
Tabla 64. Eleccion del tipo de suelo.....	115
Tabla 65. Valores de los parámetros que dependen del tipo de suelo	115
Tabla 66. Resumen de los datos para S , T_0 , T' , n , p , I y A_0	116
Tabla 67. Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta.	117
Tabla 68. Resumen de los valores para R , R_0 y T^*	117
Tabla 69. Espectro norma chilena	119
Tabla 70. Participación modal de masas con la normativa peruana.....	125
Tabla 71. Participación modal de masas con la normativa chilena	126
Tabla 72. Participación modal de masas con la normativa ecuatoriana	127
Tabla 73. Valores de la cortante dinámico	128
Tabla 74. Valores de la cortante dinámico	129
Tabla 75. Cálculo del peso de la edificación	130
Tabla 76. Cálculo del cortante estático en la base.....	130
Tabla 77. Comparación de cortantes	131
Tabla 78. Valores de la cortante dinámico	132
Tabla 79. Valores de la cortante dinámico	133
Tabla 80. Cálculo del peso de la edificación	134
Tabla 81. Cálculo del esfuerzo de corte basal del edificio	134
Tabla 82. Comparación de cortantes	134
Tabla 83. Valores de la cortante dinámico	136
Tabla 84. Valores de la cortante dinámico	137
Tabla 85. Cálculo del peso de la edificación	137
Tabla 86. Cálculo del cortante basal de diseño	137
Tabla 87. Comparación de cortantes	138
Tabla 88. Cortantes dinámicas por norma	138
Tabla 89. Derivas norma peruana.....	140
Tabla 90. Desplazamiento al centro de masa	141
Tabla 91. Desplazamiento medido a cualquier punto de la planta	143
Tabla 92. Derivas norma ecuatoriana	144
Tabla 93. Comparación de derivas norma peruana	145
Tabla 94. Comparación de derivas norma ecuatoriana.....	146
Tabla 95. Comparación de desplazamiento a cualquier punto de la planta.....	146
Tabla 96. Comparación de valores obtenidos por las tres normativas.	1467

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura. 1. Zona Sísmica Perú.....	17
Figura. 2. Zona sísmica Chile.....	32
Figura. 3. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.	44
Figura. 4. Espectro elástico horizontal	48
Figura. 5. Nuevo modelo.	67
Figura. 6. Se selecciona la normativa con la que se trabajará.	68
Figura. 7. Escogemos la plantilla para el modelo.	68
Figura. 8. Configuración de ejes.....	69
Figura. 9. Configuración de alturas por nivel.....	69
Figura. 10. Configuración de unidades.....	70
Figura. 11. Definición de las propiedades del concreto.	70
Figura. 12. Configuración de propiedades de sección.....	71
Figura. 13. Configuración de columna 0.45x0.40 m.	72
Figura. 14. Configuración de Viga de 0.35 x 0.45 m.	72
Figura. 15. Configuración de propiedades de losa.	73
Figura. 16. Dimensiones de losa.....	73
Figura. 17. Asignación de columnas.	74
Figura. 18. Asignación de vigas	74
Figura. 19. Asignación de losas.....	75
Figura. 20. Vista en planta de elementos insertados	75
Figura. 21. Vista 3D del modelo.	76
Figura. 22. Se define los casos de carga.	76
Figura. 23. Peso sísmico.	77
Figura. 24. Configuración del peso sísmico, norma peruana y chilena.....	77
Figura. 25. Configuración del peso sísmico, norma ecuatoriana.....	78
Figura. 26. Configuración sismo en “X” y “Y”, tramo elástico, norma peruana, chilena y ecuatoriana.....	78
Figura. 27. Configuración de SIS X y Y, normativa peruana.	79
Figura. 28. Configuración de Sis X y Sis Y, normativa ecuatoriana.....	80
Figura. 29. Configuración de SIS X y Y, normativa chilena.....	81
Figura. 30. Asignación de carga viva	82
Figura. 31. Asignación de carga viva en techos	82
Figura. 32. Asignación de carga muerta	83
Figura. 33. Asignación de carga muerta en techo.....	83
Figura. 34. Restricciones en la base.	84
Figura. 35. Diafragma rígido.	84
Figura. 36. Condición de unión viga - losa.....	85
Figura. 37. Discretización de elementos estructurales.	85
Figura. 38. Sismo rango inelástico.	86
Figura. 39. Amplificación sismo normativa peruana en X y Y.....	86
Figura. 40. Amplificación sismo normativa ecuatoriana en X y Y.....	87
Figura. 41. Verificación de errores Etabs.	88
Figura. 42. Caso de análisis del modelamiento.	88
Figura. 43. Configuración de espectro en Etabs.	98
Figura. 44. Mapa de zonificación.	99
Figura. 45. Configuración de espectro en Etabs.....	114

Figura. 46. Configuración de espectro en Etabs.....	124
Figura. 47. Cortante dinámico máxima en dirección X.....	128
Figura. 48. Cortante dinámico máxima en dirección Y.....	129
Figura. 49. Cortante dinámico máxima en dirección X.....	132
Figura. 50. Cortante dinámico máxima en dirección X.....	133
Figura. 51. Cortante dinámico máxima en dirección X.....	135
Figura. 52. Cortante dinámico máxima en dirección Y.....	136
Figura. 53. Deriva en la dirección X	139
Figura. 54. Deriva en la dirección X	139
Figura. 55. Desplazamiento medido al centro de masa en dirección X.....	140
Figura. 56. Desplazamiento medido al centro de masa en dirección Y.....	141
Figura. 57. Desplazamiento medido a cualquier punto de la planta en dirección X	142
Figura. 58. Desplazamiento medido a cualquier punto de la planta en dirección Y	142
Figura. 59. Deriva en la dirección X	143
Figura. 60. Deriva en la dirección Y	144

ÍNDICE DE GRAFICAS

Gráfica 1. Espectro de respuesta norma peruana.....	97
Gráfica 2. Espectro de respuesta norma ecuatoriana.....	113
Gráfica 3. Espectro norma chilena	123
Gráfica 4. Comparación de cortantes por norma.....	145

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Ecuación para T, C	21
Ecuación 2. Factor de reducción R.....	27
Ecuación 3. Cortante en la base.....	28
Ecuación 4. Periodo fundamental.....	28
Ecuación 5. Cortante en la base.....	29
Ecuación 6. Aceleración espectral S_a	42
Ecuación 7. Cálculo del factor de amplificación α	42
Ecuación 8. Cálculo de R^*	43
Ecuación 9. Ecuación para límite de vibración (T_C).....	50
Ecuación 10. Ecuación para límite de vibración (T_0).....	50
Ecuación 11. Coeficiente de regularidad en planta (ϕ_P).....	55
Ecuación 12. Coeficiente de regularidad en elevación (ϕ_E).....	56
Ecuación 13. Cálculo carga sísmica general	56
Ecuación 14. Cálculo carga sísmica especial	57
Ecuación 15. Cálculo de la cortante basal.....	58
Ecuación 16. Cálculo del periodo de vibración T.....	59
Ecuación 17. Deriva máxima.....	60
Ecuación 18. Módulo de elasticidad.....	71
Ecuación 19. Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante	71
Ecuación 20. Cálculo de R.....	95
Ecuación 21. Cálculo del periodo fundamental.....	95

Ecuación 22. Ecuación para T, C	96
Ecuación 23. Cálculo de la aceleración espectral, para $0 \leq T \leq T_c$	104
Ecuación 24. Cálculo de la aceleración espectral, para $T > T_c$	104
Ecuación 25. Cálculo de la aceleración espectral, para $T \leq T_0$	104
Ecuación 26. Cálculo del factor de amplificación α	118
Ecuación 27. Cálculo de R^*	118
Ecuación 28. Aceleración espectral S_a	119
Ecuación 29. Cortante estático	130
Ecuación 30. Cálculo del esfuerzo cortante NCh433.	131
Ecuación 31. Cálculo de la cortante	135

RESUMEN

La presente investigación tuvo como objetivo comparar el comportamiento estructural a través de la participación de la masa, cortantes dinámicas y derivas o desplazamientos aplicando la normativa peruana (E.030), chilena (NCh433) y ecuatoriana (NEC-SE-DS), en una edificación aporticada de concreto armado de 5 niveles, ubicada en la ciudad de Cajamarca, siendo su uso para vivienda, teniendo un tipo de suelo intermedio y ubicando en una zona de alta sismicidad; se realizó el modelamiento de la estructura con el software Etabs 2016 versión educativa considerando el método modal espectral por lo que se generó un espectro, con los parámetros simorresistentes, para cada norma. Se observó en el análisis que la participación de masa cumple con las 3 normativas superando el 90% de la suma de la masa efectiva en su interacción con los modos de vibración; la cortante dinámica cumple con las tres normas, siendo la chilena la que tiene el mayor valor seguida de la peruana y ecuatoriana respectivamente; por último, al verificar las derivas se observó que el análisis con la norma chilena no cumple con lo establecido en su norma, mientras la peruana y ecuatoriana si cumplen, por lo que se concluye que la norma chilena es más rigurosa objetando la hipótesis planteada.

Palabras clave: Análisis estructural, espectro, sismorresistente, derivas, cortantes

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática.

La costa del pacifico desde Alaska pasando por centro américa hasta llegar a Chile, constituyen cerca del 90% de los sismos reportados en todo el mundo, ya que América Latina y el Caribe se encuentran dentro de una zona altamente sísmica a la que se conoce como cinturón de fuego, esta zona presenta una gran recurrencia de sismos que recorren el Pacífico de sur a norte. (Terrones Muñoz & Vilca Ticlia, 2018)

Los movimientos sísmicos no conocen de fronteras, especialmente en Sudamérica, donde el proceso de convergencia de placas está en la capacidad de afectar, a la vez y con similar intensidad, a diversos países ubicados en el borde Occidental de Sudamérica. La corteza terrestre está conformada por capas delgadas que alcanzan espesores entre los 70 Km bajo las grandes cordilleras y de 10 a 15 km bajo los océanos. Estas placas denominadas como “Placas Tectónicas” son de vital importancia en estudios sísmicos detallados, ya que en sus fronteras se producen la mayoría de sismos en el mundo. La actividad sísmica que se genera en Sudamérica se debe esencialmente a la convergencia entre las placas de Nazca (Oceánica) y Sudamericana (Continental). (Ramos Churra, 2017)

Ecuador, Perú y Chile están ubicados geográficamente en una zona que se conoce como una de las que presentan mayor grado de peligrosidad sísmica del mundo, por motivo de ser parte del cinturón de fuego, esto obliga que los proyectistas estructurales tengan que diseñar sus edificaciones reconociendo la importancia de los efectos del sismo y el comportamiento estructural de la edificación frente a este. (Terrones Muñoz & Vilca Ticlia, 2018)

El Perú está expuesto a eventos sísmicos de gran magnitud, los cuales históricamente han producido daños cuantiosos ya sean materiales e inmateriales como “pérdidas de vidas humanas”. Entre estos eventos de gran magnitud, el más trascendental fue el ocurrido el 28 de octubre de 1746 (magnitud de 9), quedando la población de Lima, de ese entonces diezmada, debido a la destrucción de las viviendas y el posterior tsunami que arrasó con el Callao. Pero este no fue el único sismo registrado por

cronistas de la época, sino también entre otros importantes se puede mencionar a los ocurridos en los años 1555, 1609, 1630, 1678, 1687, 1699, 1777, 1806, 1828, 1926, 1940, 1945, 1951, 1960, 1966, 1974, y 1993, que también produjeron cuantiosos daños. Ante esta realidad, la ciudad de Lima está expuesta a sismos y es necesario la construcción de escenarios a ser utilizados para realizar la gestión necesaria que ayude a tomar decisiones antes, durante y después de producirse el sismo. (Ochoa Zamalloa, 2012)

En Chile, los últimos 450 años han ocurrido 50 terremotos destructivos y posteriores al de febrero del 2010, han ocurrido de 4 a 5 temblores diarios de magnitud 3 a 4 en la escala de Richter y que se mantuvieron al 2015 como replicas. Entre el 2014 y 2015 han ocurrido además dos terremotos con magnitudes sobre 8 en la escala de Richter en distintas regiones. (Tapia Zarricueta , 2015)

En Ecuador la actividad sísmica es alta, incluyendo eventos tales como el de 1906, que alcanzó una magnitud de 8.8, colocándolo dentro de los sismos más grandes de la historia. Salvo el sismo de Bahía de Caráquez en agosto de 1997 con una magnitud de 7.1, y que dejó en evidencia ciertos problemas relacionados al diseño sismorresistente. (Pablo Quinde & Reinoso Angulo, 2016)

La gran mayoría de las normas de diseño sismo resistente establecen condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento adecuado, respondiendo de manera satisfactoria a las solicitaciones y demandas sísmicas producto del análisis. Las edificaciones en general independientemente del sistema o configuración estructural por el que este compuesto, el uso que esta brinde, o la importancia que represente en el contexto de sus funciones, debería ser diseñada para cumplir las siguientes funciones: evitar pérdidas humanas, asegurar que después de sucedido un sismo severo los servicios básicos de la edificación tengan continuidad, y reducir lo más que se pueda los daños a la edificación. El uso del conocimiento de técnicas de análisis de estructuras y de diseño, ayuda al ingeniero a determinar qué tipos de soluciones estructurales son las más adecuadas para diseñar una edificación en condiciones específicas ya sea propias de la estructura o inherentes al contexto donde se plantea su funcionamiento, que por alguna razón podrían estar restringiendo

el funcionamiento correcto de la misma, permitiendo al ingeniero tener una conceptualización de sistemas estructurales eficientes que no solo son seguros, sino también funcionales y económicos (Terrones Muñoz & Vilca Ticlia, 2018)

Esta investigación se centró en observar el comportamiento estructural con 3 normativas la peruana - E.030 (2019), chilena – Nch433 (2015) y ecuatoriana – NEC-SE-DS 2015. Se ha llegado a publicar muchas investigaciones internacionales, nacionales y locales

En la tesis denominada “Estudio comparativo de distintas normas internacionales respecto de la aplicación de los espectros sísmicos de respuesta”, en esta investigación concluye que la norma más desfavorable es la norma costarricense, seguida por la argelina, la peruana y la española. Como era de esperar España es el país con menos influencia sísmica, destacando también que el espectro sísmico empleado no es ni mucho menos el general a ser empleado en territorio español. El espectro sísmico de la norma peruana es más general, ya que aproximadamente 1/3 del país debe regirse por el (asumiendo que las condiciones del terreno son similares), la norma argelina es 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. Los espectros usados en este trabajo dependen de varios factores, se debe elegir con cuidado estos parámetros ya que modifican significativamente los espectros sísmicos de respuesta, la estructura estudiada tiene un comportamiento relativamente dúctil, una estructura más rígida tendrá modos con periodos de vibración más bajos incluyendo los modos principales (con más porcentaje de participación de masa). Esto implica que las aceleraciones se tomarán en la zona de la meseta del espectro dónde es más penalizador. (Malaga, 2015)

En la tesis denominada “Análisis comparativo del comportamiento estructural basado en sollicitaciones sísmicas de una edificación de concreto armado según NTP-E030-

2018, NCH433-2012 y NEC-SEDS-2015”, se realizó el análisis comparativo entre normas, el cual permitió dar a conocer que la norma peruana resulto ser la más exigente en valores de diseño, mas no en la escogencia de métodos de análisis, es decir en términos de realizar los cálculos. En lo que concierne al coeficiente de reducción sísmica (R), la norma chilena y ecuatoriana reducen más la respuesta con respecto a la norma peruana, es decir que tanto la norma ecuatoriana como la norma chilena consideran a la estructura con mayor capacidad de disipar energía inelásticamente. En lo que se refiere al cortante basal, la norma peruana es la que presenta mayores valores con respecto de las otras dos normas, lo cual quiere decir que la estructura es más resistente porque se diseña para fuerzas mayores. (Terrones Muñoz & Vilca Ticlia, 2018)

En la tesis denominada “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”, 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, concluye que la norma peruana presenta valores más cercanos a los límites de derivas y por ende es más rigurosa. (García, 2016)

En la tesis denominada “Comparación de las normas E.030 -2016 y 2006”, en el diseño estructural de un edificio en el distrito de Huancayo”; la ciudad de Huancayo, influye significativamente en la resistencia de la construcción. El tipo de investigación es aplicada o tecnológica; el nivel de investigación es descriptivo-explicativo, con un enfoque cuantitativo; la población es conformado por el diseño estructural de un edificio en el distrito de la ciudad de Huancayo, la muestra no es aleatoria o dirigida a los fines del presente. La investigación es el edificio cuyo propietario se encuentra ubicado en Jr. Junín 1464 en el distrito de la ciudad de Huancayo, el mismo que fue elegido por conveniencia al estudio actual. La principal conclusión de este trabajo es

que el diseño estructural de un edificio, aplicando la comparación de las normas E-030 2006-2016 en el distrito. de la ciudad de Huancayo, influye significativamente en la resistencia del edificio debido a la diferencia en los parámetros sísmicos para las aceleraciones pseudo-espectrales que determinar la resistencia del edificio al coeficiente de reducción. Con respecto a la irregularidad de la planta para obtener las distorsiones relativas inelásticas. (Retamozo, 2016)

En la tesis denominada “Análisis comparativo de la respuesta sísmica de un edificio de concreto armado aplicando las normas de diseño sismorresistente de Perú, Chile, Estados Unidos y Japón” se concluye que, para los desplazamientos laterales relativos máximos, para la estructura analizada se encuentra que, la estructura presenta mayor deformación y desplazamientos en dirección X-X frente al espectro de diseño de la norma de Estados Unidos de zonas 5 y 6, seguida de Japón con zonas 4. Se observa que en la dirección Y-Y, ocurre de igual manera, la estructura presenta mayor deformación frente al espectro de diseño de la norma Japón y Estados Unidos, dependiendo del tipo de suelo rígido, intermedio o blando, respectivamente. La norma peruana es la más exigente en el control de desplazamientos laterales para periodos cortos, entre 0.506 segundos a 0.531 segundos, frente a las normas de Chile, Estados Unidos y Japón, para tipos de suelo rígido, intermedio y blando (Elisa, 2018)

En la tesis denominada “Comportamiento sísmico de un módulo del colegio José Carlos Mariátegui ante el sismo de Pisco del 15 de agosto del 2007”, el objetivo de esta investigación fue evaluar el comportamiento sísmico de un módulo del colegio José Carlos Mariátegui ante el sismo de Pisco del 15 de agosto del 2007. Teniendo como base el registro sísmico tomado en la estación de Parcona y el expediente técnico de dicho centro educativo, del cual se ha tomado las propiedades físicas y geométricas para la mejor representación de dicho estudio, con lo que se ha evaluado los desplazamientos máximos y el diseño de los elementos que componen el sistema estructural mediante análisis dinámico. Encontrando que los desplazamientos máximos fueron de 0.0073 para el primer 1 nivel y 0.004 para el segundo nivel; la resistencia en sus elementos estructurales encontrada para vigas y columnas. Por lo que se determinó que el comportamiento de dicho módulo ante un sismo severo es inadecuado ya que los desplazamientos de entre piso superan a los máximos

establecidos en la Norma Sísmica E.030 y sus elementos estructurales no cumplen con los requisitos de resistencia de la Norma E.060. (Chilon, 2013)

1.1.1. Fundamentos de la normativa peruana.

A continuación, se describen los parámetros sismorresistentes establecidos en la norma técnica E.030 diseño sismorresistente, actualizada al 2019

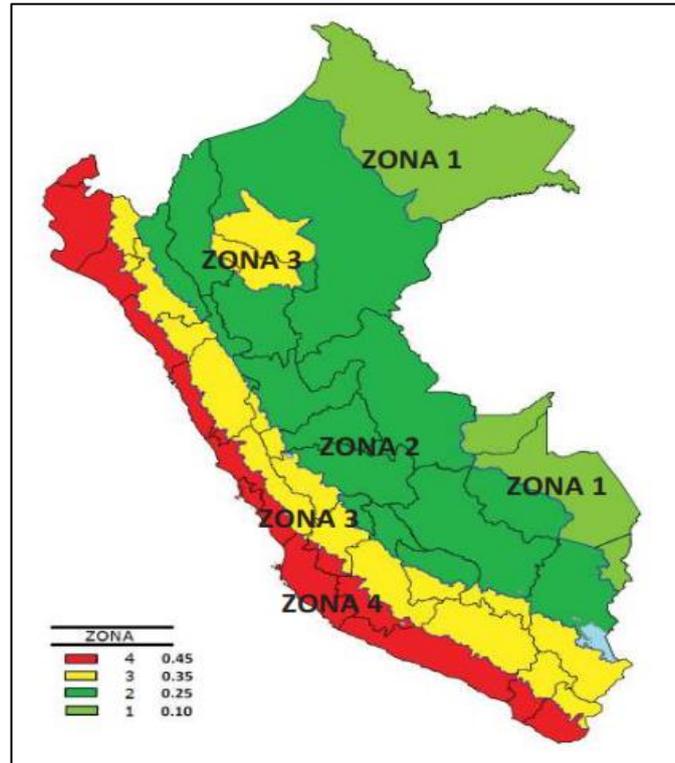


Figura. 1. Zona Sísmica Perú.

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla 1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. (E.030, 2019)

Tabla 1.

Factores de zona "Z".

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: E.030-2019.

Perfiles de suelo

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 (\bar{V}_s), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los \bar{N}_{60} obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (\bar{S}_u) para suelos cohesivos. (E.030, 2019)

Para los suelos predominantemente granulares, se calcula \bar{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 \bar{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 \bar{N}_{60} para los estratos con suelos granulares y de \bar{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. (E.030, 2019)

Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

a. Perfil Tipo S0: Roca Dura

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte \bar{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 intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de \bar{V}_s . (E.030, 2019)

b. Perfil Tipo S1: Roca o Suelos Muy Rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre: (E.030, 2019)

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada q_u mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).

- Arena muy densa o grava arenosa densa, con \bar{N}_{60} mayor que 50.
- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada $\bar{\sigma}_u$ mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

c. Perfil Tipo S2: Suelos Intermedios

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre: (E.030, 2019)

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT \bar{N}_{60} , entre 15 y 50.
- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada $\bar{\sigma}_u$, entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

d. Perfil Tipo S3: Suelos Blandos

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s , menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre: (E.030, 2019)

- Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT \bar{N}_{60} menor que 15.
- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada $\bar{\sigma}_u$, 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 PI mayor que 20, contenido de humedad ω mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada $\bar{\sigma}_u$ menor que 25 kPa.

e. Perfil Tipo S4: Condiciones Excepcionales

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S4 cuando el estudio de mecánica de suelos (EMS) así lo determine. (E.030, 2019)

Tabla 2.
Clasificación de los perfiles de suelo

Perfil	Vs	N60	Su
S0	> 1500m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500m/s	>50	> 100kPa
S2	180 m/s a 500m/s	15 a 50	50 kPa a 100kPa
S3	< 180m/s	< 15	25 kPa a 50kPa

Fuente: (E.030, 2019)

Parámetros de sitio (S, TP y TL)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL dados en las tablas 3 y 4.

Tabla 3.
Factor de suelo.

ZONA – SUELO	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: (E.030, 2019)

Tabla 4.
Periodos Tp y Tl.

	S0	S1	S2	S3
Tp (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
Tl (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: (E.030, 2019)

Factor de amplificación sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones: (E.030, 2019)

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

Ecuación 1. Ecuación para T, C

Donde:

T: Periodo fundamental de la estructura.

Tp: Periodo que define la plataforma del factor C.

Tl: Periodo que define el inicio de la zona del factor C.

Categoría de las edificaciones y factor de uso (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la tabla 5. El factor de uso o importancia (U), definido en la tabla 5 se usará según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar $U = 1$. (E.030, 2019)

Tabla 5.

Categoría de las edificaciones y factor U.

Categoría	Descripción	Factor U
Edificaciones esenciales A	A1: Establecimientos de salud público - privado, del segundo y tercer nivel, según por el ministerio de salud	Ver nota
	A1: Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones, estaciones de bombero, reservorios, etc.	1.5
Edificaciones importantes B	cine, teatro, estadios, coliseos, y demás edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas.	1.3
Edificaciones comunes C	Edificaciones comunes tales como: vivienda, oficinas, hoteles, restaurantes, etc.	1
Edificaciones temporales D	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares	-

Fuente: (E.030, 2019)

Estructuras de concreto armado

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente deberán cumplir con lo previsto en la Norma Técnica E.060 concreto armado del Reglamento Nacional de Edificaciones.

- a. Pórticos. 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, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez. (E.030, 2019)
- b. 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. (E.030, 2019)
- c. 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. (E.030, 2019)
- d. 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. (E.030, 2019)

Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R_0)

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la tabla 6. (E.030, 2019)

Tabla 6.
Sistemas estructurales R_0

Sistema estructural	Coefficiente básico de reducción R_0
Pórtico	8.00
Dual	6.00
Muros estructurales	4.00
Muros con ductilidad limitada	3.00
Albañilería	3.00
Madera	7.00

Fuente: (E.030, 2019)

Regularidad Estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la tabla 9.
 - Establecer los procedimientos de análisis.
 - Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas
- a. Estructuras Regulares. Son las que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las tablas 7 y 8. En estos casos, el factor I_a o I_p será igual a 1,0. (E.030, 2019)
 - b. Estructuras Irregulares. Son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en las tablas 7 y 8. (E.030, 2019)

Factores de Irregularidad (I_a , I_p)

El factor I_a se determinará como el menor de los valores de la tabla 7 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. (E.030, 2019)

El factor I_p se determinará como el menor de los valores de la tabla 8 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis. (E.030, 2019)

Si al aplicar las tablas 7 y 8 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. (E.030, 2019)

Tabla 7.
Irregularidades estructurales en altura

Descripción	Factor de Irregularidad Ia
<p>Irregularidad de rigidez – piso blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</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>	
<p>Irregularidad extrema de rigidez (ver tabla 9) Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	0.5
<p>Irregularidad extrema de resistencia (ver tabla 9) 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>	
<p>Irregularidad de masa o peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.9

Descripción	Factor de Irregularidad Ia
<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>	0.9
<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>	0.8
<p>Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes (ver tabla 9) 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.</p>	0.6

Fuente: (E.030, 2019)

Tabla 8.
Irregularidades estructurales en planta

Descripción	Factor de Irregularidad Ip
<p>Irregularidad torsional</p> <p>Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). 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 10.</p>	0.75

Descripción	Factor de Irregularidad I_p
<p>Irregularidad torsional extrema (ver tabla 9) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). 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 10.</p>	0.6
<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>	0.9
<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>	0.85
<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>	0.9

Fuente: (E.030, 2019)

Restricciones a la irregularidad

De acuerdo a su categoría y la zona donde se ubique, la edificación se proyecta respetando las restricciones a la irregularidad de la tabla 9. (E.030, 2019)

Tabla 9.

Categorías y regularidad de las edificaciones

Categoría	Zona	Restricciones
A1 - 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, 3 y 2	No se Permiten irregularidades extremas
	2	No se permite irregularidades extremas excepto en edificaciones de hasta 2 pisos u 8 m en altura total
	1	No se permiten irregularidades

Fuente: (E.030, 2019)

Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R)

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determina como el producto del coeficiente R_0 determinado a partir de la tabla 6 y de los factores I_a , I_p obtenidos de las tablas 7 y 8. (E.030, 2019)

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

Ecuación 2. Factor de reducción R.

Donde:

R_0 =Factor de reducción inicial.

I_a = Irregularidad en altura.

I_p = Irregularidad en planta.

Estimación del peso (P)

El peso se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina de la siguiente manera: (E.030, 2019)

- En edificaciones de las categorías A y B, se toma el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se toma el 25% de la carga viva.
- En depósitos, se toma el 80% del peso total que es posible almacenar.

- d. En azoteas y techos en general se toma el 25% de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considera el 100% de la carga que puede contener.

Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determina por la siguiente expresión: (E.030, 2019)

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

Ecuación 3. Cortante en la base.

Donde:

- V : Cortante en la base.
- Z : Zona sísmica, se define de la tabla 1
- U : Factor de importancia, se define de la tabla 5
- C : Factor de amplificación sísmica, valor de 2.5
- S : Factor de amplificación de suelo, se define de la tabla 3
- R : Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, se define de la ecuación 2
- P : Peso total de la edificación.

El valor de C/R debe ser mayor que 0.11

Período fundamental de vibración

El período fundamental de vibración para cada dirección se estima con la siguiente expresión: (E.030, 2019)

$$T = \frac{hn}{Ct}$$

Ecuación 4. Periodo fundamental.

Donde:

- hn : Altura total de la edificación medida desde el nivel del terreno.
- T : Periodo fundamental de la estructura.
- Ct : Coeficiente para estimar el periodo fundamental de un edificio

Ct : 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.

Ct : 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.

Ct :60 Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales.

Modos de vibración

Los modos de vibración pueden determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. (E.030, 2019)

En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero se toma en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis. (E.030, 2019)

Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por: (E.030, 2019)

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

Ecuación 5. Cortante en la base.

Donde:

- Sa : Aceleración espectral
- Z : Zona sísmica, se define de la tabla 1

- U : Factor de importancia, se define de la tabla 5
- C : Factor de amplificación sísmica.
- S : Factor de amplificación de suelo, se define de la tabla 3
- R : Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, se define de la ecuación 2
- g : Aceleración de la gravedad.

Fuerza Cortante Mínima

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

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se escalan proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos. (E.030, 2019)

Determinación de Desplazamientos Laterales

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por $0,75 R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por $0,85 R$ los resultados obtenidos del análisis lineal elástico. (E.030, 2019)

Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el artículo anterior, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la tabla 9. (E.030, 2019)

Tabla 10.
Límites para la distorsión del entrepiso

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.01
Albañilería	0.005
Madera	0.01
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: (E.030, 2019)

1.1.2. Fundamentos de la normativa chilena

A continuación, se describen los parámetros sismorresistentes establecidos en la norma chilena diseño sísmico de edificios NCh433 – 2012.

Zonificación sísmica

Se distinguen tres zonas sísmicas en el territorio nacional, tal como se indica en la figura 2, cuyos valores de la aceleración efectiva máxima de suelo se identifican en la tabla 11.

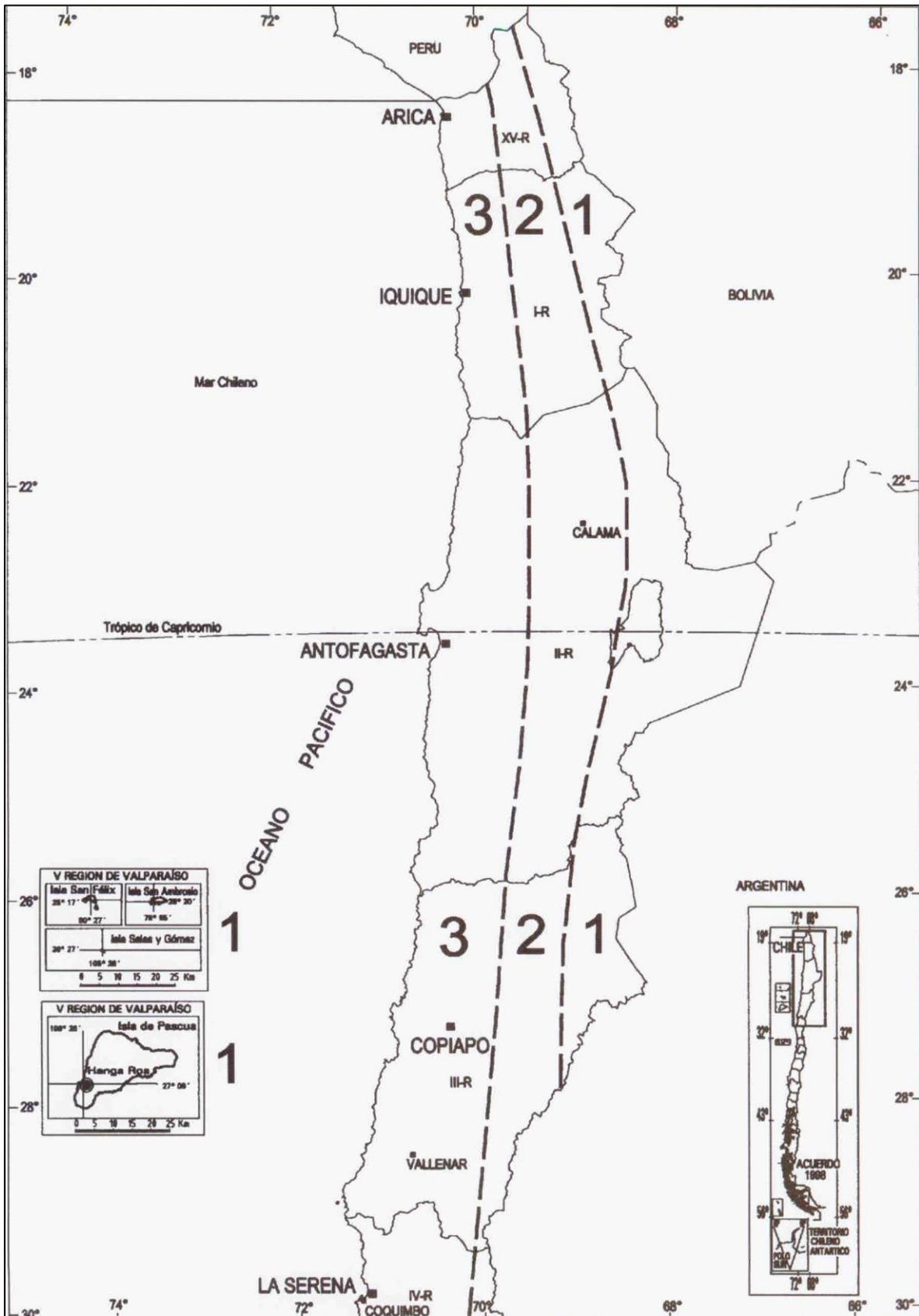


Figura. 2. Zona sísmica Chile.

Tabla 11.
Valor de la aceleración efectiva A_0

Zona sísmica	A_0
1	0.2g
2	0.3g
3	0.4g

Fuente: (Nch433, 2012)

Clasificación sísmica del terreno de fundación

La clasificación sísmica del terreno de fundación debe realizarse de acuerdo a lo especificado en la tabla 12. Se indica a continuación los requisitos para clasificar cada tipo de suelo.

a. Suelo tipo A

Para suelo tipo A se debe justificar la velocidad de onda de corte equivalente de los 30 m superiores del terreno (V_{S30}), más la designación de la calidad de roca (RQD) y la resistencia a la compresión simple del suelo (q_u) en suelos cementados, con un mínimo de 5 mediciones. En aquellos casos donde se muestre 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 suelo de fundación, el sitio clasifica como suelo tipo A. (Nch433, 2012)

b. Suelo tipo B

Para suelos tipo B se debe justificar V_{S30} , más el índice de penetración estándar normalizado (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 partículas cada 5 metros de profundidad. (Nch433, 2012)

En el caso que sólo se disponga del perfil de velocidad de propagación de ondas de corte (V_s) en profundidad y que dicho perfil indique claramente que V_s aumenta monótonicamente con la profundidad y se cumple que $V_{s30} > 500$ m/seg. se puede clasificar automáticamente como tipo C, sin necesidad de otras mediciones. (Nch433, 2012)

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. (Nch433, 2012)

c. Suelo tipo C

Para suelos tipo C se debe de justificar V_{s30} , más N_1 en caso de arenas, y q_u en 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 partículas cada 5 metros de profundidad. (Nch433, 2012)

En el caso que sólo se disponga del perfil de V_s en profundidad y que dicho perfil indique claramente que V_s aumenta monótonicamente con la profundidad y se cumple que $V_{s30} > 350$ m/seg. se puede clasificar automáticamente como tipo D, sin necesidad de otras mediciones. (Nch433, 2012)

d. Suelo tipo D

Para suelo tipo D se debe justificar V_{s30} , más N_1 en caso de arenas y resistencia al corte no drenado del suelo (S_u) en el caso de suelos finos.

En depósitos de suelos arenosos donde se disponga de mediciones del índice de penetración, al menos cada un metro de profundidad en los 30 metros superiores y se cumpla que $N_1 \geq 30$ golpes/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 sólo 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 $V_{S30} > 180$ m/seg. se puede clasificar automáticamente como tipo E, sin necesidad de otras mediciones. (Nch433, 2012)

e. Suelo tipo E

Para suelo tipo E se debe justificar V_{S30} , más N_1 en caso de arenas y S_u en el caso de suelos finos. (Nch433, 2012)

f. Suelo tipo F

Se consideran suelos especiales aquellos que presentan singularidades en su comportamiento mecánico y, por otro lado, no permites se categorizados sísmicamente sólo por V_{S30} . Ellos requieren estudios especiales de amplificación de acuerdo a sus particulares características. (Nch433, 2012)

Tabla 12.
Clasificación de tipo de suelos.

Suelo tipo	V_{S30} (m/s)	RQD	q_u (MPa)	N_1 (golpes/pie)	S_u (MPa)
A Roca, suelo cementado	≥ 900	50%	≥ 10 ($E_{qu} < 2\%$)		
B Roca blanda o fractura, suelo denso o muy firme	≥ 500	-	≥ 40 ($E_{qu} < 2\%$)	≥ 50	
C Suelo denso o firme	≥ 350	-	≥ 0.3 ($E_{qu} < 2\%$)	≥ 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	-	-	-	-	-

Fuente: (Nch433, 2012)

V_{S30} : Velocidad de onda de corte equivalente de los 30 m superiores del terreno.

RQD: Designación de la calidad de roca

q_u : Resistencia a la compresión simple del suelo

N_1 : Índice de penetración estándar normalizado

S_u : Resistencia al corte no drenado del suelo

Clasificación de ocupación de edificios y otras estructuras de acuerdo a su importancia, usos y riesgo de falla.

Para los efectos de aplicación de esta norma los edificios u otras estructuras se clasifican según lo establecido en la tabla 13.

Tabla 13.
Clasificación de ocupacion de edicficios

Naturaleza de la ocupación	Categoría de ocupación
<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 	I
<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 falta puede poner en peligro otras construcciones de las categorías de ocupación I, III y IV</p>	II

Naturaleza de la ocupación	Categoría de ocupación
<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 a más personas - Estadios y graderías al aire libre para 2000 o más personas - Escuelas y parvularios y recintos universitarios - Cárceles y lugares de detención - Locales comerciales con una superficie mayor o igual que 500 m² por piso, o de altura mayor que 12 m. - Centros comerciales con pasillo 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 de 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>	<p>III</p>

Naturaleza de la ocupación	Categoría de ocupación
<p>Edificios y otras estructuras clasificadas como edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o de utilidad, 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 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 - Estaciones terminales - Refugios de emergencia 	IV
<ul style="list-style-type: none"> - 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. 	

Fuente: (Nch433, 2012)

Tabla 14.
Valor del coeficiente relativo a la importancia I

Categoría del edificio	I
I	0.6
II	1
III	1.2
IV	1.2

Fuente: (Nch433, 2012)

Sistemas estructurales.

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 sencilla y directa posible a través de elementos dotados de la resistencia y la rigidez adecuadas. (Nch433, 2012)

Para los efectos de esta norma se distinguen los siguientes tipos de sistemas estructurales.

a. Sistemas de muros u 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. (Nch433, 2012)

b. Sistemas de pórticos

Las acciones gravitacionales, y las sísmicas en ambas direcciones de análisis, son resistidas por pórticos. (Nch433, 2012)

c. Sistemas mixtos

Las cargas gravitacionales y sísmicas son resistidas por una combinación de los sistemas anterior. (Nch433, 2012)

Modelos estructurales.

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% 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. (Nch433, 2012)

a. Diafragmas de piso

Se debe verificar que los diafragmas tienen la rigidez y la resistencia membranales suficientes para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos o subestructuras verticales resistentes. (Nch433, 2012)

Los edificios de planta irregular (en H, en L, en T, en U, etc.) solo se pueden proyectar como una sola estructura, cuando los diafragmas se calculen y construyan de modo que la obra se comporte durante los

sismos como un solo conjunto. En caso contrario cada cuerpo se debe proyectar como una estructura separada. (Nch433, 2012)

Si el edificio de planta irregular se proyecta como una sola estructura, se debe poner especial cuidado en el diseño de las conexiones entre las distintas partes que la planta (Nch433, 2012)

En los niveles donde haya discontinuidad de rigideces en los planos resistentes u otras subestructuras verticales, se debe verificar que el diafragma sea capaz de distribuir las fuerzas. (Nch433, 2012)

b. Compatibilidad de deformaciones horizontales

En los edificios con diafragmas horizontales, los métodos de análisis deben satisfacer las condiciones de compatibilidad de los desplazamientos horizontales de las subestructuras verticales y de los diafragmas horizontales. Estas condiciones de deben de cumplir en todos los niveles en que existan diafragmas. (Nch433, 2012)

En los pisos sin diafragma rígido los elementos resistentes se deben calcular con las fuerzas horizontales que inciden directamente sobre ellos. (Nch433, 2012)

Deformaciones sísmicas.

Los desplazamientos horizontales y rotaciones de los diafragmas de piso de deben calcular para las acciones sísmicas de diseño estipuladas, incluyendo en el efecto de la torsión accidental. (Nch433, 2012)

El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medidos 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. (Nch433, 2012)

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 0.001 h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura de entrepiso. (Nch433, 2012)

Valores de los factores de modificación de respuesta

Tabla 15.

Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta.

Sistema estructural	Materiales estructurales	R	R ₀
Pórticos	Acero estructural	7	11
	Hormigón armado	7	11
	Acero estructural	7	7
	Hormigón armado	7	7
	Madera	5.5	5.5
	Albañilería confinada	4	4
	Albañilería armada	4	4
Muros y sistemas arriostrados	Bloques de hormigón o unidades geometría similar que llena huecos albañilería	4	4
	De ladrillos cerámicos tipo rejilla con y sin relleno de huecos albañilería bloques de hormigón que no llena todos los huecos	3	3
Cualquier tipo de sistemas estructural que no puede ser clasificado en alguna categoría		2	2

Fuente: (Nch433, 2012)

R : factor de modificación de la respuesta estructural (análisis estático).

R₀ : factor de modificación de la respuesta estructural (análisis modal espectral).

Análisis modal espectral

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. (Nch433, 2012)

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. (Nch433, 2012)

Espectro de diseño

El espectro de diseño de pseudo-aceleraciones que determinan la resistencia sísmica de la estructura esta definió por. (Nch433, 2012)

$$S_a = \frac{S A_0 \alpha}{R^* / I}$$

Ecuación 6. Aceleración espectral S_a .

Donde

- I : Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio, se define de la tabla 14
- α : Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima. Se define con la ecuación 7
- A_0 : Aceleración efectiva máxima del suelo, se define de la tabla 11
- S : Parámetro que depende del tipo de suelo, se define de la tabla 16
- R^* : Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

El factor de amplificación α se determina para cada modo de vibrar n, de acuerdo con la expresión: (Nch433, 2012)

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3}$$

Ecuación 7. Cálculo del factor de amplificación α .

Donde:

- T_n : Período de vibración del modo n.
- T_0 : Parámetro que depende del tipo de suelo, se define de la tabla 16

p : Parámetro que depende del tipo de suelo, se define de la tabla 16

El factor de reducción R^* se determina de : (Nch433, 2012)

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

Ecuación 8. Cálculo de R^* .

Donde:

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

T_0 : Parámetro que depende del tipo de suelo, se define de la tabla 16

R_0 : Factor de modificación de la respuesta estructural, se define de la tabla 15

Tabla 16.

Valores de los parámetros que dependen del tipo de suelo

Tipo de suelo	S	T_0	T'	n	p
A	0.9	0.15	0.2	1	2
B	1	0.3	0.35	1.33	1.5
C	1.05	0.40	0.45	1.40	1.6
D	1.2	0.75	0.85	1.8	1.0
E	1.3	1.2	1.35	1.8	1.0

Fuente: (Nch433, 2012)

Limitaciones del esfuerzo de corte basal

Si la componente del esfuerzo de cortante basal en la dirección de la acción sísmica resulta menor que $ISA0P/6g$ los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las sollicitaciones de los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor de manera que dichos esfuerzos de corte alcancen el valor señalado. (Nch433, 2012)

1.1.3. Fundamentos de la normativa ecuatoriana

A continuación, se describen los parámetros sismorresistentes establecidos en la norma ecuatoriana, diseño sismorresistente

Zonificación sísmica y factor de zona Z

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

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo el mapa de la Figura 3. (NEC-SE-DS, 2015)

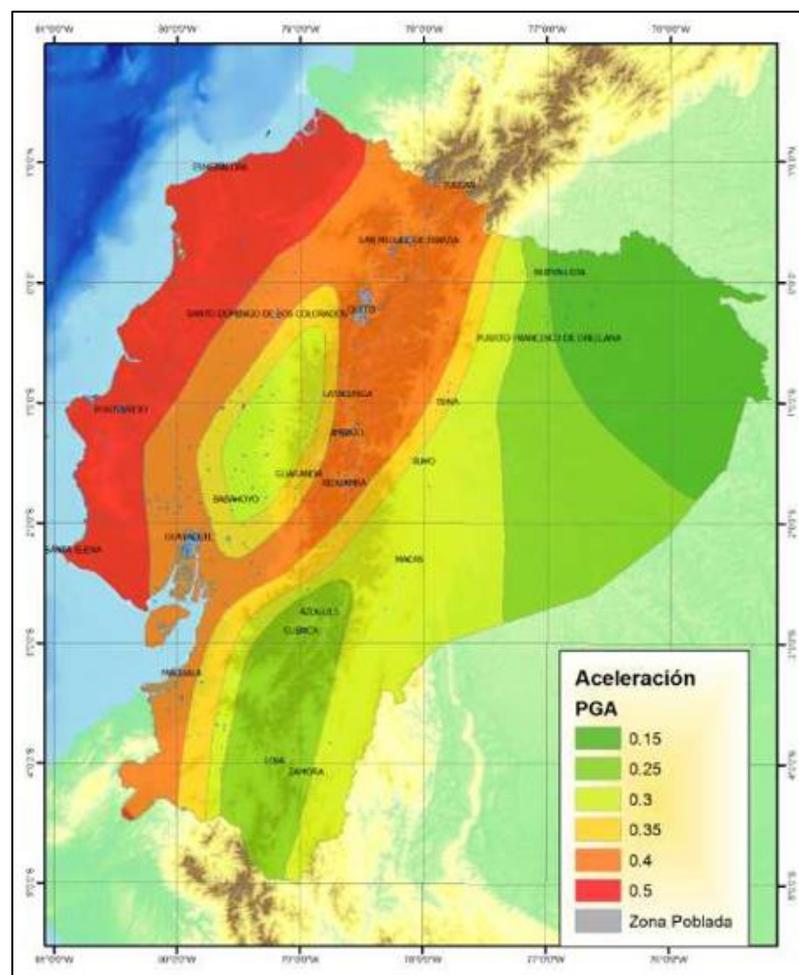


Figura. 3. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.

Tabla 17.
Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.50
Características del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la tabla 18. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice *i* que va desde 1 en la superficie, hasta *n* en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 18.
Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s $N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s $50 > N \geq 15$ $S_u \geq 100$ KPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$V_s < 180$ m/s $IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ KPa

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s

- a. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (F_a).

En la tabla 19 se presentan los valores del coeficiente (F_a) que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 19.

Tipo de suelo y factores de sitio F_a

Valor z aceleración en roca, G	Zonas sísmicas y factor Z					
	I 0.15	II 0.25	III 0.3	IV 0.35	V 0.4	VI ≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.10	1.00	0.85

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

- b. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d)

En la tabla 20 se presentan los valores del coeficiente (F_d) que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 20.

Tipo de suelo y factores de sitio F_d

Valor z aceleración en roca, G	Zonas sísmicas y factor Z					
	I 0.15	II 0.25	III 0.3	IV 0.35	V 0.4	VI ≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

c. Comportamiento no lineal de los suelos (F_s)

En la tabla 21 se presentan los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 21.

Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Valor z aceleración en roca, G	Zonas sísmicas y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la figura 4, consistente con:

- El factor de zona sísmica Z
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

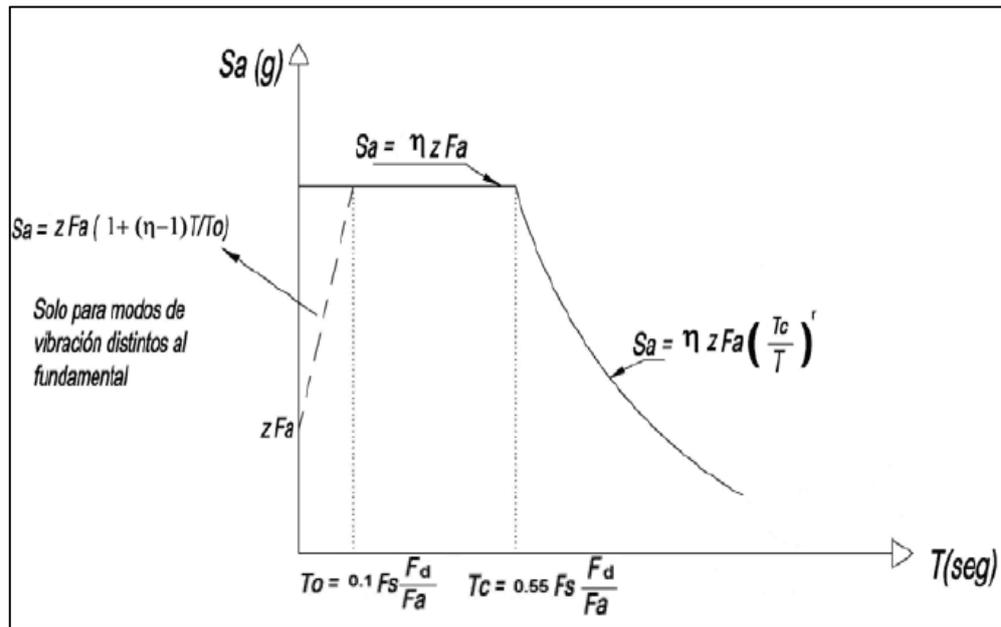


Figura. 4. Espectro elástico horizontal

Dónde:

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

F_s : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura

T : Período fundamental de vibración de la estructura

T_0 : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Tabla 22.
Aceleración (S_a)

Espectro de respuesta	condición
$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a$	para $0 \leq T \leq T_c$
$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$	para $T > T_c$
$S_a = Z F_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right]$	para $T \leq T_0$

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Dónde:

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

r : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

$r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r = 1.5$ para tipo de suelo E.

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura

T : Período fundamental de vibración de la estructura

T_0 : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que se obtienen a partir de los valores de aceleraciones espectrales proporcionados por las curvas de peligro sísmico y normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno Z , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores: (NEC-SE-DS, 2015)

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Los límites para los períodos de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño T_C y T_0 , se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ecuación 9. Ecuación para límite de vibración (T_C).

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ecuación 10. Ecuación para límite de vibración (T_0).

Dónde:

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

F_s : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos

Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la tabla 23 y se adoptará el correspondiente factor de importancia I. (NEC-SE-DS, 2015)

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 23.

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipos de uso, destino e importancia	Coficiente I
edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especiales	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Límites permisibles de las derivas de los pisos

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla 24, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 24.
Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Regularidad en planta y elevación

Una estructura se considera como regular en planta y en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en la tabla 25 y tabla 26. (NEC-SE-DS, 2015)

a. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

En caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usarán los coeficientes de configuración estructural, que “penalizan” al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo. (NEC-SE-DS, 2015)

La tabla 26 y la tabla 27 describen las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación. Junto a la descripción se caracteriza la severidad (acumulativa o no) de tales irregularidades. Los coeficientes de configuración estructural

incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 25.
Configuraciones estructurales no recomendadas.

Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.

La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.

Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.

La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).

Columna corta

Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.

Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.

Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 26.
Coefficientes de irregularidad en planta

Tipo de irregularidad	ϕ_{pi}
Tipo 1 - Irregularidad torsional	
<p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.</p>	0.9
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas	
<p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	0.9
Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso	
<p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	0.9
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos	
<p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	0.9

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 27.
Coefficientes de irregularidad en elevación

Tipo de irregularidad	\emptyset_{Ei}
<p>Tipo 1 - Piso flexible La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	0.9
<p>Tipo 2 - Distribución de masa La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	0.9
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	0.9

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

b. Coeficiente de regularidad en planta \emptyset_{Pi}

El coeficiente \emptyset_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, descritas en la tabla 26. Se utilizará la expresión: (NEC-SE-DS, 2015)

$$\emptyset_P = \emptyset_{PA} * \emptyset_{PB}$$

Ecuación 11. Coeficiente de regularidad en planta (\emptyset_P).

Dónde:

\emptyset_P : Coeficiente de regularidad en planta

\emptyset_{PA} : Mínimo valor \emptyset_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3

\emptyset_{PB} : Mínimo valor \emptyset_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4

c. Coeficiente de regularidad en elevación \emptyset_E

El coeficiente \emptyset_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la tabla 27. Se utilizará la expresión: (NEC-SE-DS, 2015)

$$\emptyset_E = \emptyset_{EA} * \emptyset_{EB}$$

Ecuación 12. Coeficiente de regularidad en elevación (\emptyset_E).

Dónde:

\emptyset_E : Coeficiente de regularidad en elevación

\emptyset_{EA} : Mínimo valor \emptyset_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1

\emptyset_{EB} : Mínimo valor \emptyset_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 2 y/o 3

\emptyset_{Ei} : Coeficiente de configuración en elevación

Carga sísmica W

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo.

Independientemente del método de análisis descrito en la sección se usará, la siguiente carga (NEC-SE-DS, 2015)

sísmica reactiva W .

- Caso general

$$W=D$$

Ecuación 13. Cálculo carga sísmica general

Dónde

D : Carga muerta total de la estructura

- Casos especiales: bodegas y almacenaje

$$W=D+0.25Li$$

Ecuación 14. Cálculo carga sísmica especial

Dónde

D: Carga muerta total de la estructura

Li: Carga viva del piso i

Procedimientos dinámicos de cálculo de las fuerzas sísmicas

a. Procedimientos y condiciones de aplicación

Se aplicarán estos métodos para todo tipo de estructura

El diseñador podrá utilizar los 2 siguientes métodos:

- Análisis espectral:

Se usará el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones, descrito anteriormente. Se aplicará obligatoriamente este método para todo tipo de estructuras irregulares. (NEC-SE-DS, 2015)

- Análisis paso a paso en el tiempo:

Se usarán acelerogramas para el sitio específico que sean representativos de los terremotos reales esperados en la zona, cumpliendo los requisitos mínimos establecidos y se aplicará obligatoriamente este método para estructuras con sistemas disipadores de energía. (NEC-SE-DS, 2015)

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

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

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

- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares). (NEC-SE-DS, 2015)

c. Análisis espectral

Se usará el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones o se construirá el espectro mediante las curvas de peligro sísmico. (NEC-SE-DS, 2015)

Número de modos

Se deben considerar en el análisis:

- Todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios períodos de vibración. (NEC-SE-DS, 2015)
- Todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas. (NEC-SE-DS, 2015)

Cortante basal V

El cortante basal total de diseño V, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones: (NEC-SE-DS, 2015)

$$V = \frac{I * S_a}{R * \emptyset_P * \emptyset_E} W$$

Ecuación 15. Cálculo de la cortante basal.

Donde

- S_a : Espectro de diseño en aceleración.
- \emptyset_P y \emptyset_E : Coeficientes de configuración en planta y elevación.
- I : Coeficiente de importancia.
- R : Factor de reducción de resistencia sísmica.
- V : Cortante basal total de diseño.
- W : Carga sísmica reactiva.

Determinación del período de vibración T

El período de vibración aproximativo de la estructura T, para cada dirección principal, el valor de T obtenido es una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento. (NEC-SE-DS, 2015)

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

Ecuación 16. Cálculo del periodo de vibración T.

Donde:

hn = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T = Periodo de vibración.

Ct = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

Para:

Tabla 28.

Valores para Ct y α

Tipo de estructuras	Ct	α
Estructuras de acero		
Sin arrostamientos	0.072	0.8
Con arrostamientos	0.073	0.75
pórtico especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores.	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para obras estructurales basados en muros estructurales.	0.055	0.75

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Grupos estructurales de acuerdo con R

Tabla 29.

Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8

Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) 8

Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros 7

Pórticos resistentes a momentos	R
--	----------

Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas. 8

Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas. 8

Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente. 8

Otros sistemas estructurales para edificaciones **R**

Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado. 5

Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda. 5

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso ΔM)

Se hará un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivadas inelásticas máximas de piso.

El diseñador deberá comprobar que la estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual.

Para la revisión de las derivadas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos ΔM de la estructura, causada por el sismo de diseño. (NEC-SE-DS, 2015)

$$\Delta M = 0.75 * R$$

Ecuación 17. Deriva máxima.

Dónde:

- ΔM : Deriva máxima inelástica

- R : Factor de reducción de resistencia

Los conceptos más importantes para el desarrollo de esta investigación son:

Análisis dinámico modal espectral.

Este método se puede aplicar a cualquier estructura que se quiera diseñar usando los resultados del análisis dinámico por combinación modal espectral tales como los modos de vibración, la aceleración espectral, la fuerza cortante mínima y la excentricidad accidental. (E.030, 2019)

Carga muerta.

Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que se propone sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo. (NTP.020, 2016)

Carga Viva.

Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación. (NTP.020, 2016)

Cortante basal de diseño

Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma. (NEC-SE-DS, 2015)

Ductilidad

Capacidad de la estructura para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica. (NEC-SE-DS, 2015)

Distorsión de entrepiso

Se conoce como distorsión de entrepiso o deriva al cociente entre la diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos de la estructura entre la altura de dicho entrepiso. (José, 2014)

Determinación de desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales para cada dirección de análisis se calcularán multiplicando por 0,75 R (para estructuras regulares) y por 0.85 R (para estructuras irregulares) los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. (E.030, 2019)

Estimación del peso.

El peso será igual a la carga permanente total de la edificación (CM) más un porcentaje de carga viva o sobrecarga (CV). (E.030, 2019)

Espectro de diseño.

Para el análisis en cada una de las direcciones horizontales se deberá usar un espectro inelástico de pseudoaceleraciones el cual se interpreta como una fracción de la aceleración de la gravedad. (E.030, 2019)

Estructura

Conjunto de elementos estructurales ensamblados para resistir cargas verticales, sísmicas y de cualquier otro tipo. Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación (puentes, tanques, etc.). (NEC-SE-DS, 2015)

Factor de amplificación sísmica.

Este coeficiente representa el factor de amplificación de la aceleración sísmica en la estructura respecto de la aceleración en el suelo. El factor de amplificación sísmica “C” depende de los parámetros de sitio T_p , T_L y T , siendo este último el periodo fundamental de vibración de la estructura. (Muñoz, 2012)

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. (E.030, 2019)

Modelamiento y análisis computacional.

Hoy en día existen una gran cantidad de herramientas de diseño y análisis estructural, que facilitan en buena manera la obtención de los resultados de análisis y diseño siempre y cuando que la persona que interactúa con la herramienta tenga basto conocimiento de las normas y códigos utilizados en el análisis. (Muñoz, 2012)

Peso propio.

Es el peso de los elementos estructurales en la edificación. (Leadher, 2018)

Perfiles de Suelo.

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 N60 obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u). (E.030, 2019)

Peligro Sísmico

Es el probable suceso de movimientos dentro de un período de tiempo y área determinada, producto de la fuerza de las ondas sísmicas cuyos parámetros: desplazamiento, velocidad, aceleración, magnitud o intensidad son cuantificados, para poder realizar posteriormente un análisis de los fenómenos que se suscitan desde el hipocentro hasta el epicentro. (Aguilar, 2008)

Periodo fundamental de vibración.

El tiempo que demora la estructura en repetir su modo de vibración es el periodo (T) para ese modo de vibración, el mayor de estos periodos es el periodo fundamental. El

periodo fundamental de vibración de una estructura, es el periodo con mayor masa traslacional y más crítico para la estructura. (Elisa, 2018)

Rigidez

Se define como la capacidad de un elemento o un conjunto de elementos estructurales de resistir desplazamientos cuando está sujeto a la aplicación de cargas. (José, 2014)

Sistema estructural

Toda edificación debe contar con un sistema estructural que permita el flujo adecuado de las fuerzas que generan las distintas acciones de diseño, para que dichas fuerzas puedan ser transmitidas de manera continua y eficiente hasta la cimentación. Debe contar además con una cimentación que garantice la correcta transmisión de dichas fuerzas al subsuelo. (José, 2014)

1.2. Formulación del Problema.

¿Cuál es el comportamiento estructural de una edificación aporticada de concreto armado en la ciudad de Cajamarca, utilizando la normativa peruana, chilena y ecuatoriana?

1.3. Objetivos

1.3.1 Objetivo general

- Analizar la comparación del comportamiento estructural de un edificio de concreto armado usando la normativa peruana, chilena y ecuatoriana.

1.3.2. Objetivos específicos

- Determinar y comparar la participación de la masa en función a los modos de vibración según las normas peruana, chilena y ecuatoriana.
- Determinar y comparar las cortantes en un análisis dinámico modal espectral en el tramo elástico aplicando la normativa peruana, chilena y ecuatoriana.
- Determinar y comparar las derivas de entrepiso en una edificación de concreto armado, en la ciudad de Cajamarca, con la normativa peruana, chilena y ecuatoriana, considerando un análisis dinámico modal espectral.

1.4. Hipótesis

La normativa peruana es más rigurosa que la chilena y ecuatoriana, al analizar el comportamiento estructural de una edificación de concreto armado en la ciudad de Cajamarca.

CAPÍTULO II. METODOLOGÍA

2.1. Tipo de investigación.

El tipo de investigación es descriptivo, por tratarse de solo describir los resultados obtenidos a partir del modelamiento de una edificación en la ciudad de Cajamarca, con un sistema estructural aporticado.

2.2. Población y muestra.

Para la presente investigación la muestra es no probabilística por conveniencia del investigador, para lo cual se ha escogido una edificación aporticada de 5 niveles, ubicada en la ciudad de Cajamarca, para uso de viviendas y un suelo intermedio (S2) según el estudio de mecánica de suelos.

2.3. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos.

a. Técnicas de recolección de datos

- Revisión de los planos de arquitectura
- Revisión de los parámetros sismorresistentes en los planos de estructuras.
- Revisión del estudio de mecánica de suelos (EMS)

b. Instrumentos de recolección de datos.

- Ficha de datos sismorresistentes y técnicos

c. Técnicas para el análisis de datos.

Para desarrollar el siguiente proyecto se realizó la revisión de los parámetros sismorresistentes de cada normativa y así analizar los resultados del comportamiento estructural en función a cada una de ellas, para el análisis estructural se utilizó el software Etabs V.16.2 versión educativa.

2.4. Procedimiento.

Se realizaron 3 modelamientos considerando, en cada caso, un espectro de respuesta en función a los parámetros de cada norma. Se tuvo en cuenta que la edificación tenía un sistema estructural basado en pórticos, también se consideró un coeficiente de reducción de fuerza sísmica igual a 8 según las consideraciones sismorresistentes establecidas en las especificaciones de los planos, el estudio de mecánica de suelos nos indicó un perfil de suelo intermedio, se consideró zonas de alta sismicidad por encontrarse en ciudad de Cajamarca, también se consideró que el uso de la edificación era para vivienda.

Los modelos se realizaron en el software de estructuras Etabs V.16.2 versión educativa, donde se dibujó el modelo teniendo en cuenta las dimensiones entre ejes, alturas y elementos estructurales consignados en los planos de estructuras, se asignó al modelo los casos de cargas y sus valores.

En los 3 modelos se realizó un análisis dinámico modal espectral y así poder comparar los resultados en cuanto a su participación de masa, cortantes en el primer entrepiso de la edificación y las derivas, que en el caso de análisis de la norma peruana y ecuatoriana se realizaron en el tramo inelástico y para chilena en el tramo elástico.

Los resultados obtenidos fueron reflejo de los espectros de respuesta desarrollados con los parámetros de cada norma.

2.4.1 Modelamiento de la estructura.

Hoy en día existen una gran cantidad de herramientas de diseño y análisis estructural, que facilitan en buena manera la obtención de los resultados de análisis y diseño siempre y cuando que la persona que interactúa con la herramienta tenga basto conocimiento de las normas y códigos utilizados en el análisis. (Terrones Muñoz & Vilca Tichia, 2018)

Etabs es un software eficaz para realizar análisis y diseños estructurales de edificios. Su nombre es la abreviatura en ingles de extended three dimensional analysis of building systems (análisis tridimensional extendido de edificaciones. (Terrones Muñoz & Vilca Tichia, 2018)

Se procederá el modelamiento de la estructura en base a los planos proporcionados por el propietario, utilizando el Etabs V16.1 educativa.

Se procede a iniciar el programa y empezar con un nuevo modelo.

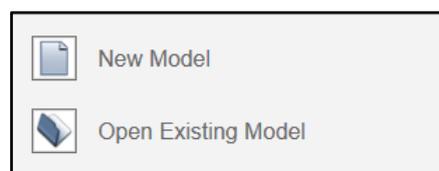


Figura. 5. Nuevo modelo.

Una vez seleccionado el nuevo modelo es necesario establecer la normativa a escoger en concreto y acero, como la unidad de medida.

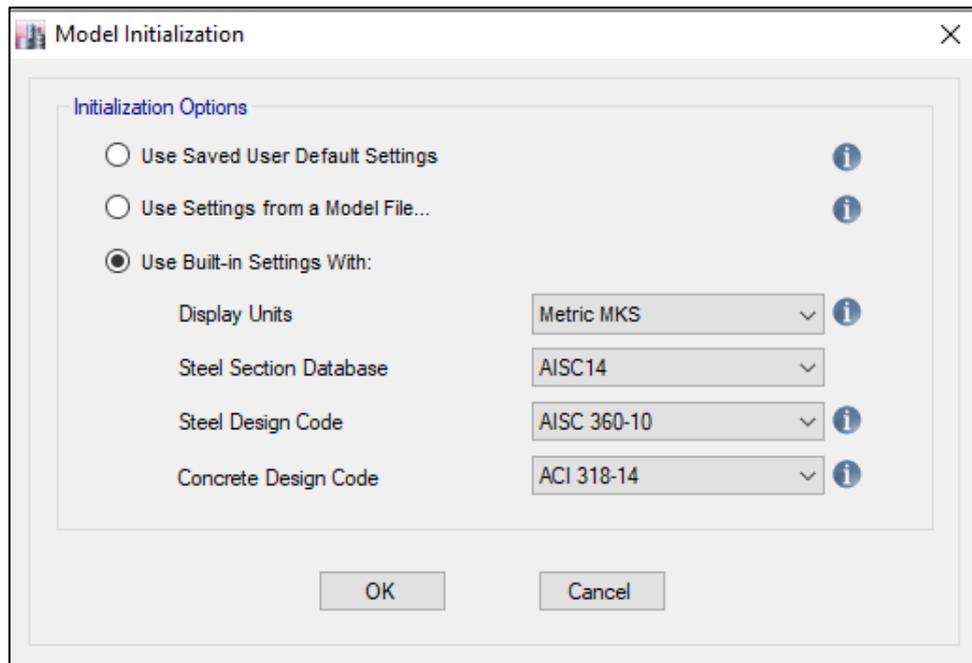


Figura. 6. Se selecciona la normativa con la que se trabajará.

La figura 6 se muestra la ventana donde escogeremos las normas actualizadas con las que cuenta el software, así mismo escogemos el sistema MKS de unidades.

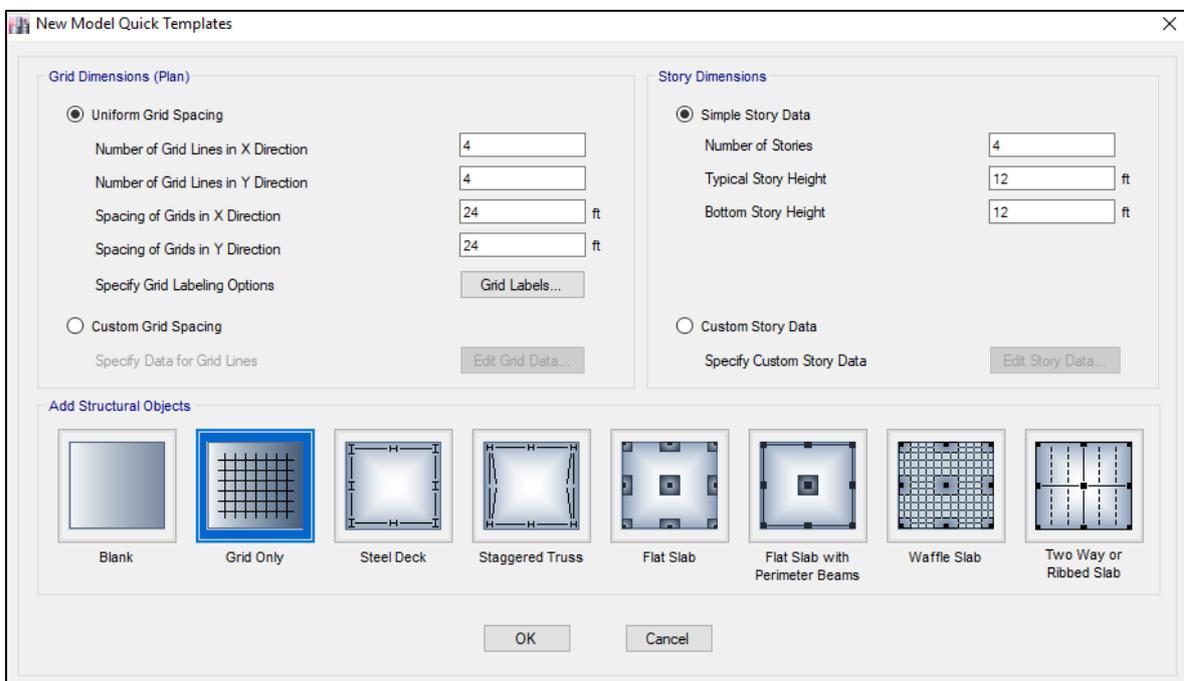


Figura. 7. Escogemos la plantilla para el modelo.

Se escoge la plantilla (grid only), para poder dibujar los elementos estructurales definidos en los planos de estructuras.

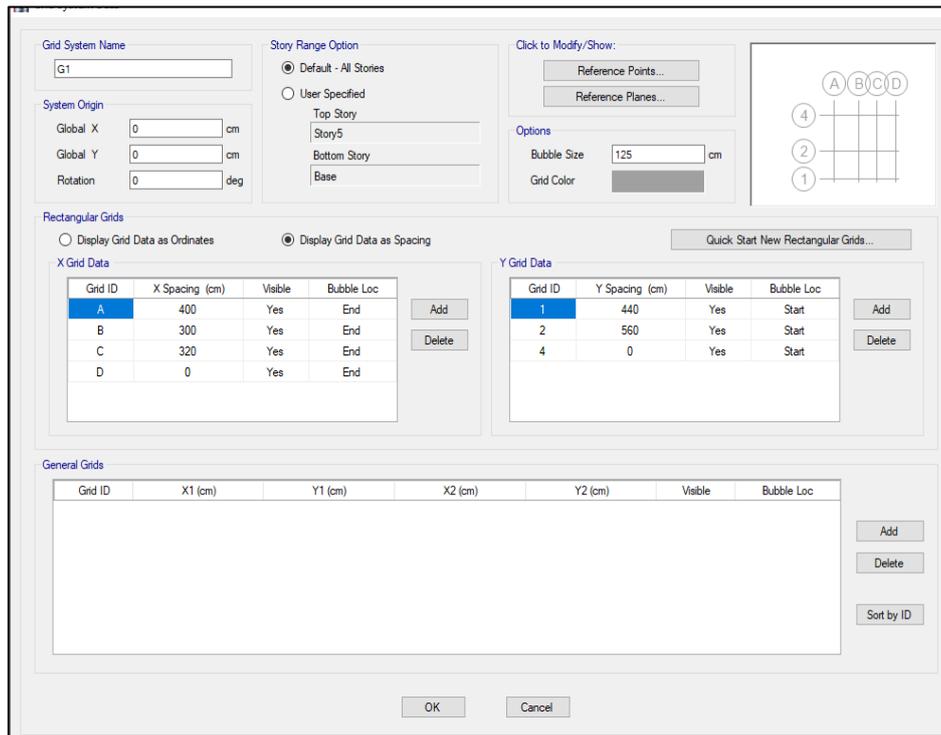


Figura. 8. Configuración de ejes.

En la ventana que muestra la figura 8 se configuran las distancias entre ejes, tanto en la dirección X como en la dirección Y.

	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
▶	NIVEL 5	2.72	13.6	Yes	None	No	0	Blue
	NIVEL 4	2.72	10.88	No	None	No	0	Green
	NIVEL 3	2.72	8.16	No	NIVEL 5	No	0	Cyan
	NIVEL 2	2.72	5.44	No	NIVEL 5	No	0	Red
	NIVEL 1	2.72	2.72	No	NIVEL 5	No	0	Red
	Base		0					

Figura. 9. Configuración de alturas por nivel.

En la figura 9 podemos ver la ventana donde se configura las alturas según los cortes establecidos en los planos de arquitectura.

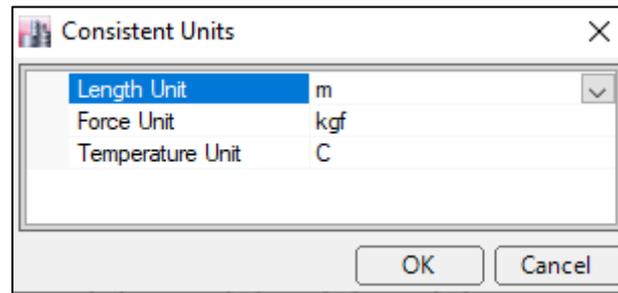


Figura. 10. Configuración de unidades.

Para realizar el dibujo es preferible cambiar las unidades a metros como se aprecia en la figura 10.

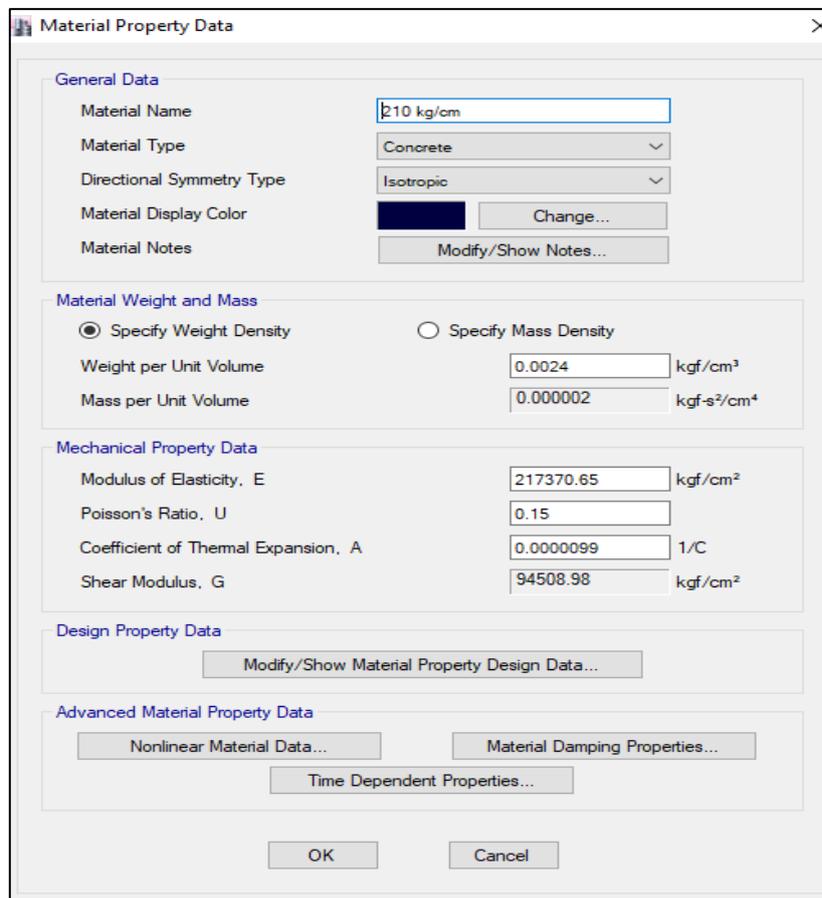


Figura. 11. Definición de las propiedades del concreto.

Es necesario establecer las propiedades del concreto en la ventana “Material Property Data”, como se muestra en la figura 11. Se estableció un concreto con resistencia a la compresión $f'c$ de 210 kg/cm², módulo de la elasticidad (E) de 217370.65 kg/cm², peso unitario de 2400kg/m³ y módulo de poisson (U) de 0.15.

Módulo de elasticidad E_c :

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 217370.65 \text{ kgf/cm}^2$$

Ecuación 18. Módulo de elasticidad.

Módulo de elasticidad al esfuerzo de corte (G):

Establecida en la normativa E.060 se establece:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$G = 94508.98 \text{ kgf/cm}^2$$

Ecuación 19. Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante

Donde:

E: Modulo de elasticidad.

ν : Módulo de poisson.

Módulo de poisson (ν)

Se está considerando un módulo de poisson de 0.15 para las tres normativas.

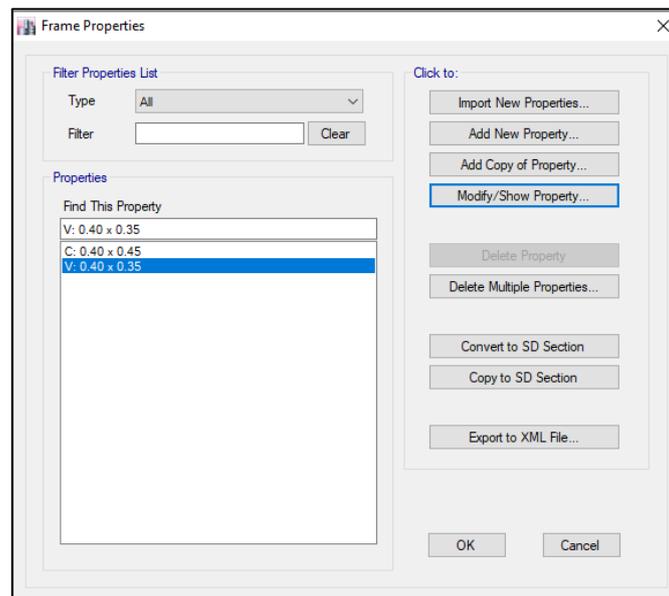


Figura. 12. Configuración de propiedades de sección.

En la ventana de la figura 12 se definirá la sección de columnas y vigas, considerando las propiedades del concreto determinado.

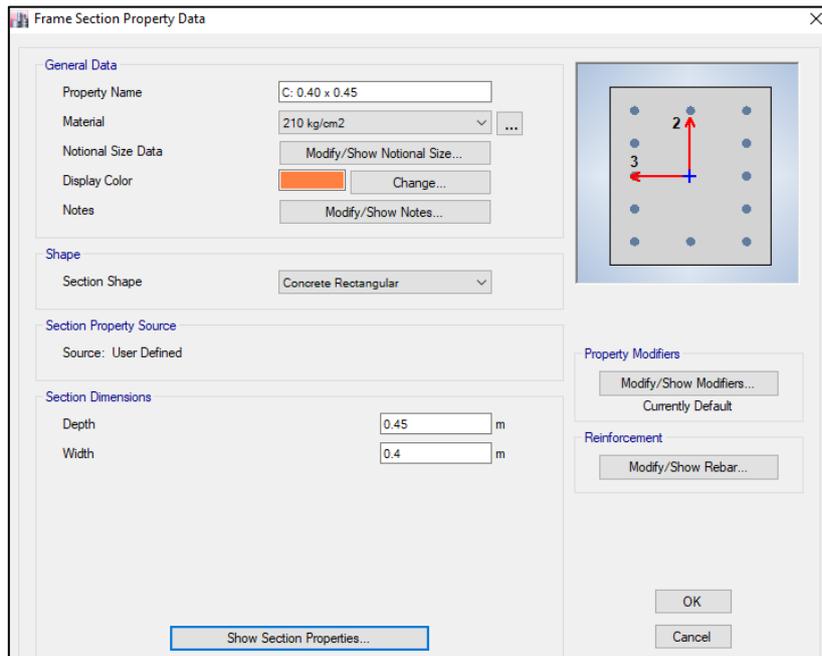


Figura. 13. Configuración de columna 0.45x0.40 m.

En la figura 13 se verifica la configuración de la sección de columna según el plano de estructuras.

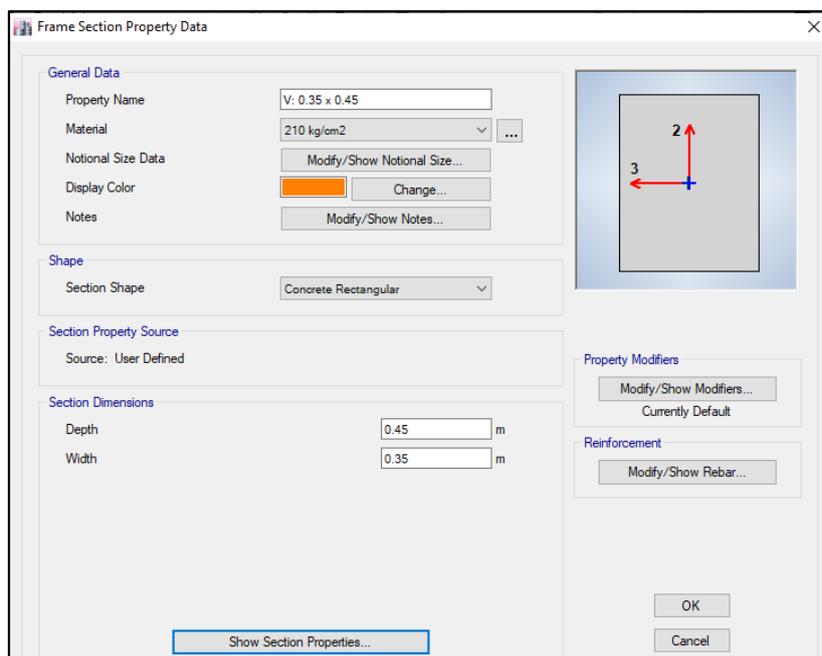


Figura. 14. Configuración de Viga de 0.35 x 0.45 m.

En la figura 14 se verifica la configuración de la sección de vigas según el plano de estructuras.

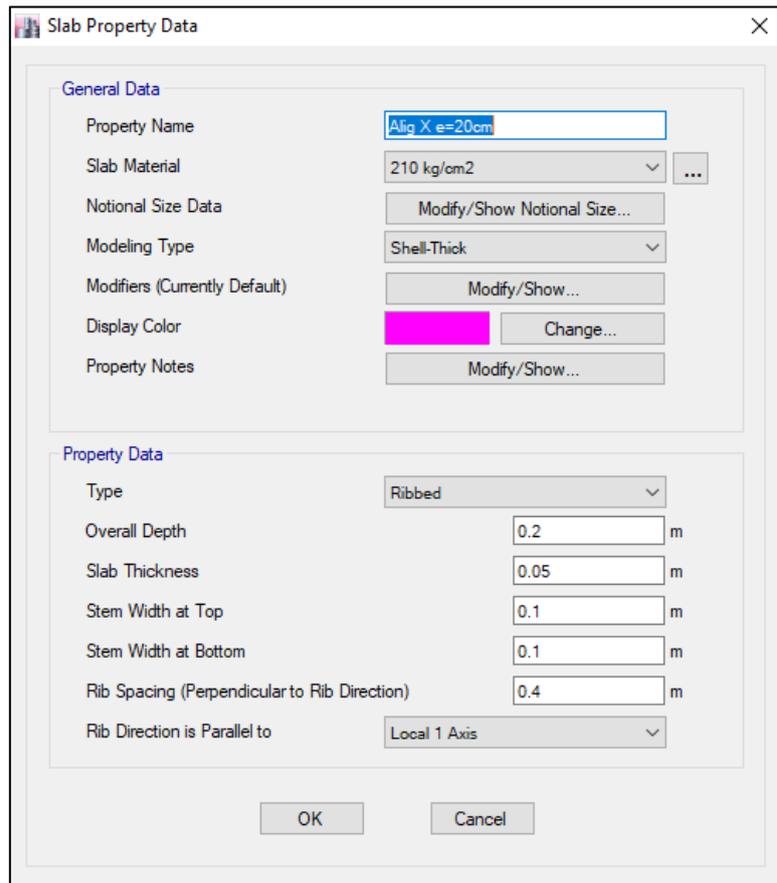


Figura. 15. Configuración de propiedades de losa.

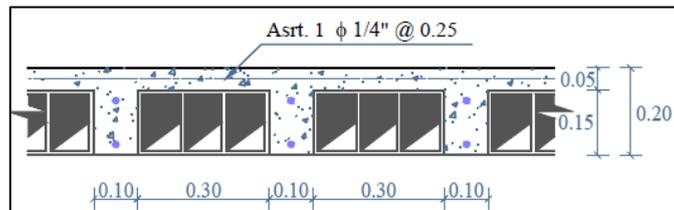


Figura. 16. Dimensiones de losa.

En la figura 15 se verifica la configuración de la sección de losa según el detalle del plano de estructuras que se muestra en la figura 16.

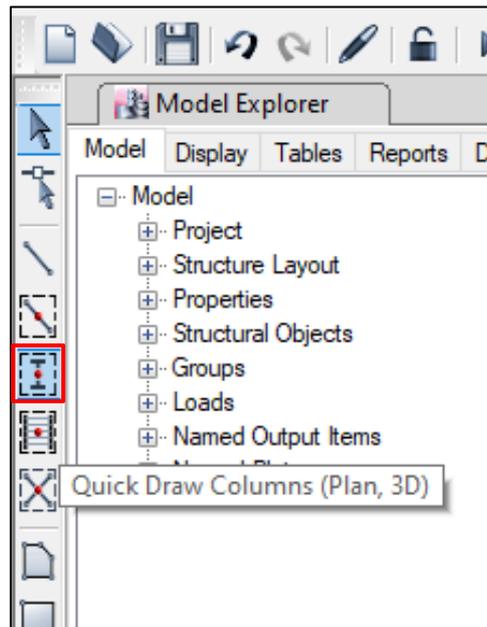


Figura. 17. Asignación de columnas.

En la figura 17 podemos observar el icono que se utiliza para poder graficar las columnas en el modelo, el icono está en la barra de dibujo.

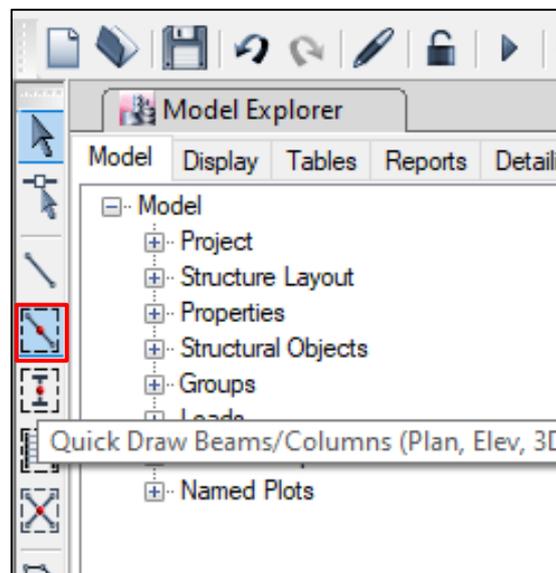


Figura. 18. Asignación de vigas

En la figura 18 podemos observar el icono que se utiliza para poder graficar las vigas en el modelo, el icono está en la barra de dibujo.

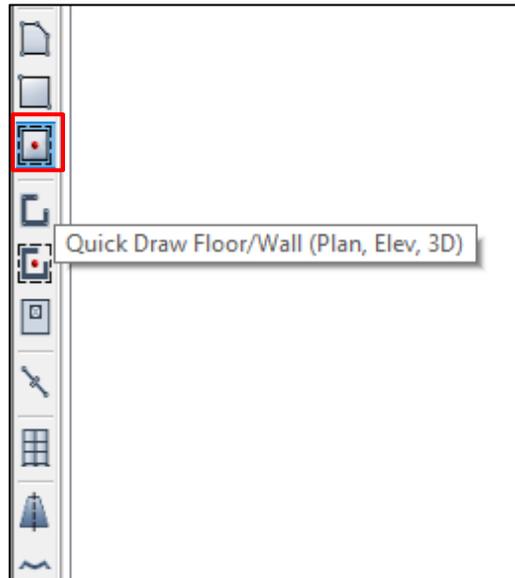


Figura. 19. Asignación de losas.

En la figura 19 podemos observar el icono que se utiliza para poder graficar las losas en el modelo, el icono está en la barra de dibujo.

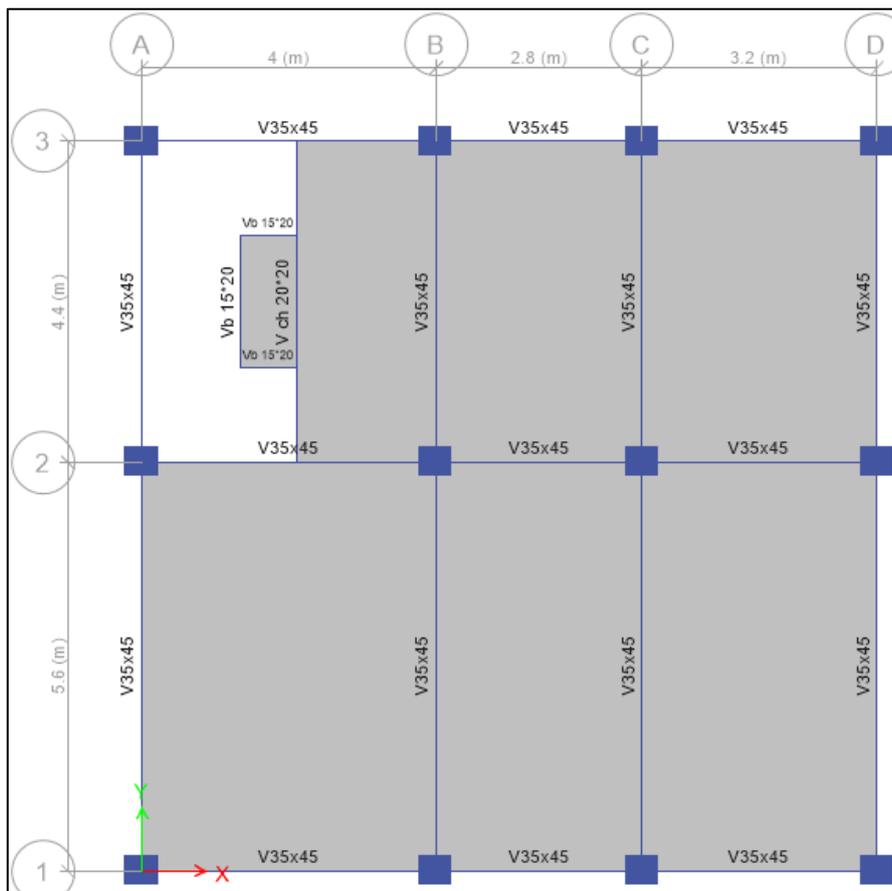


Figura. 20. Vista en planta de elementos insertados

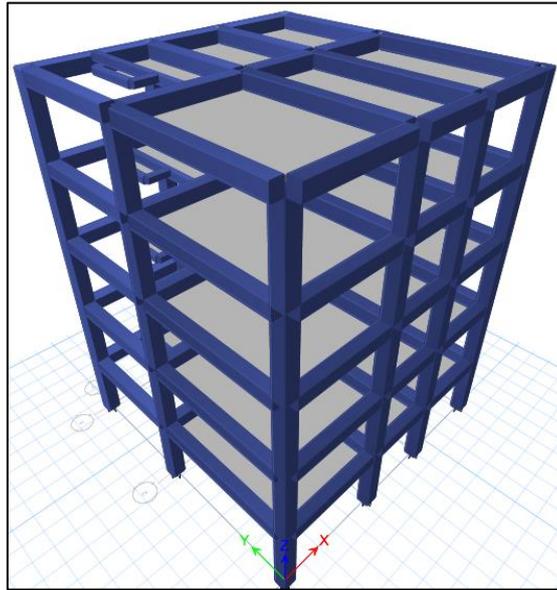


Figura. 21. Vista 3D del modelo.

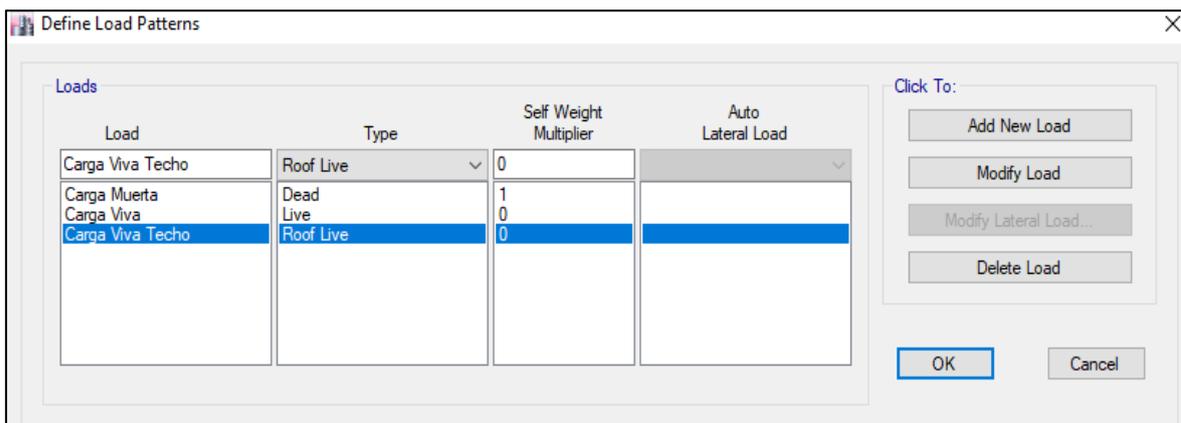


Figura. 22. Se define los casos de carga.

En la figura 22 podemos verificar la configuración de los patrones de carga, considerando para nuestro modelo carga muerta, carga viva y carga viva de techo.

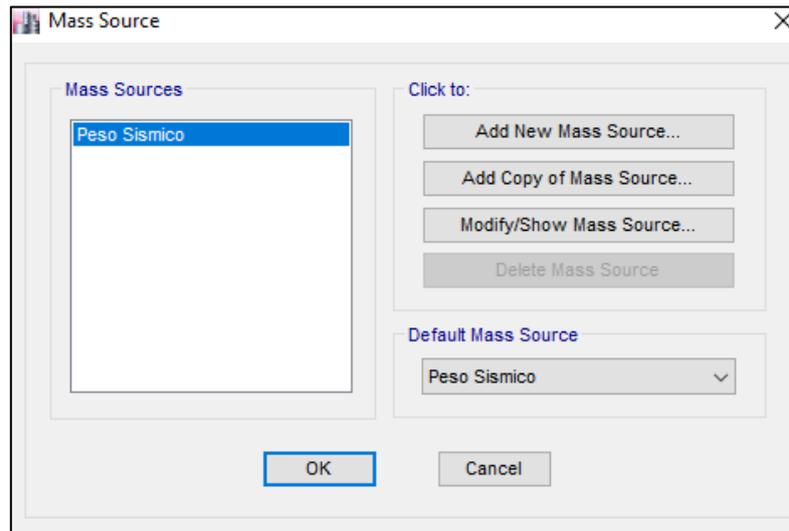


Figura. 23. Peso sísmico.

La normativa peruana y chilena establecen que el peso sísmico debe ser igual al 100% de la carga muerta más el 25% de las cargas vivas

La norma ecuatoriana establece que el peso debe ser el 100% de la carga muerta, sin adicionar la carga viva. La carga viva se adiciona siempre y cuando sean edificaciones especiales.

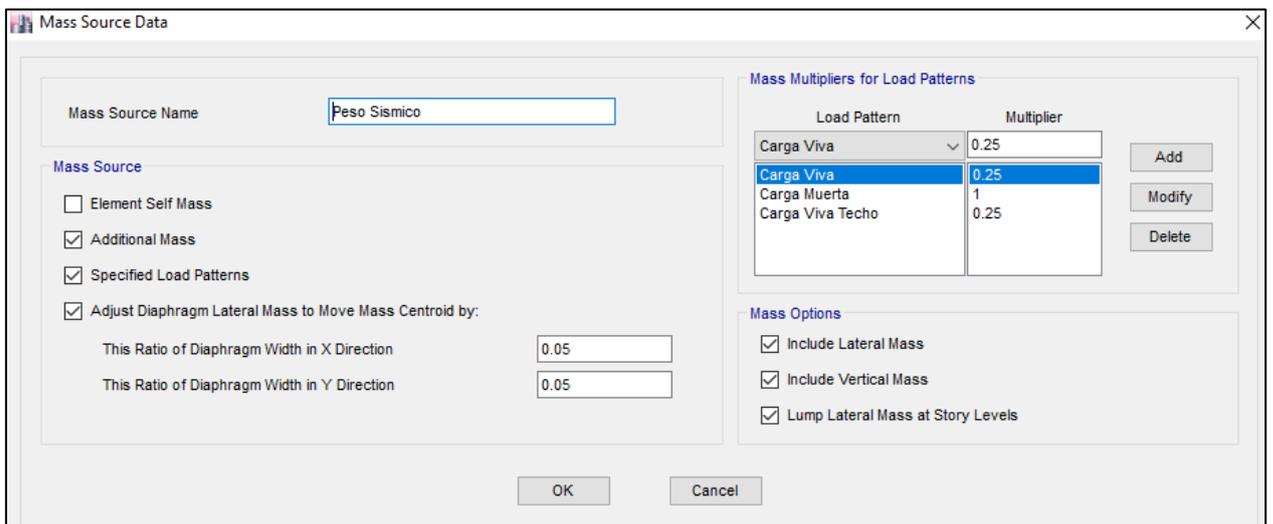


Figura. 24. Configuración del peso sísmico, norma peruana y chilena

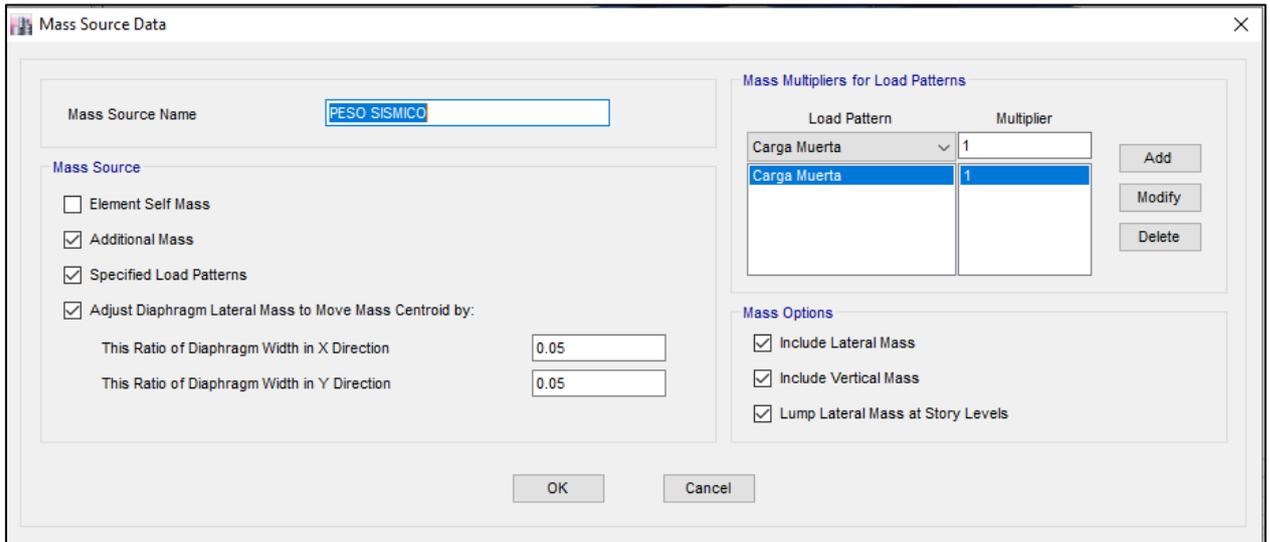


Figura. 25. Configuración del peso sísmico, norma ecuatoriana

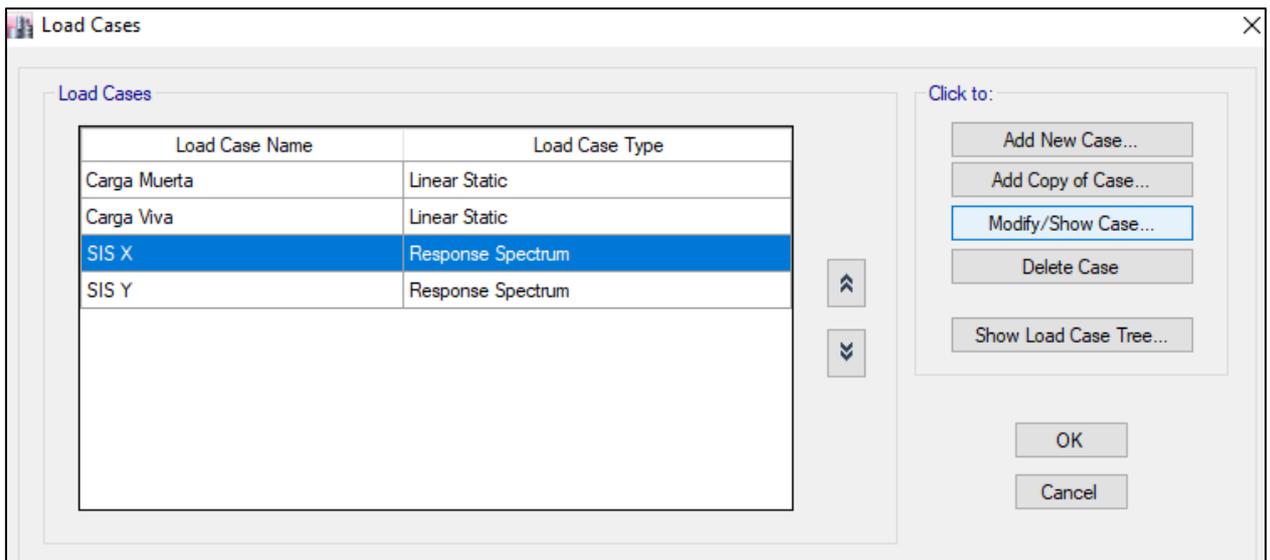
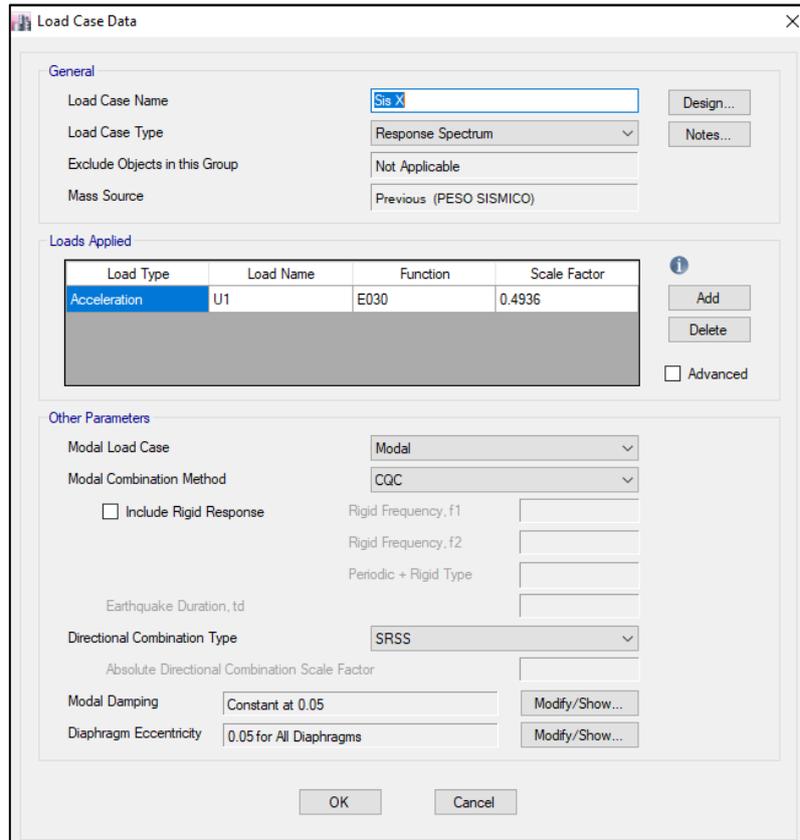


Figura. 26. Configuración sismo en “X” y “Y”, tramo elástico, norma peruana, chilena y ecuatoriana



Load Case Data

General

Load Case Name: Sis X [Design...]

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

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (PESO SISMICO)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	E030	0.4936

[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: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

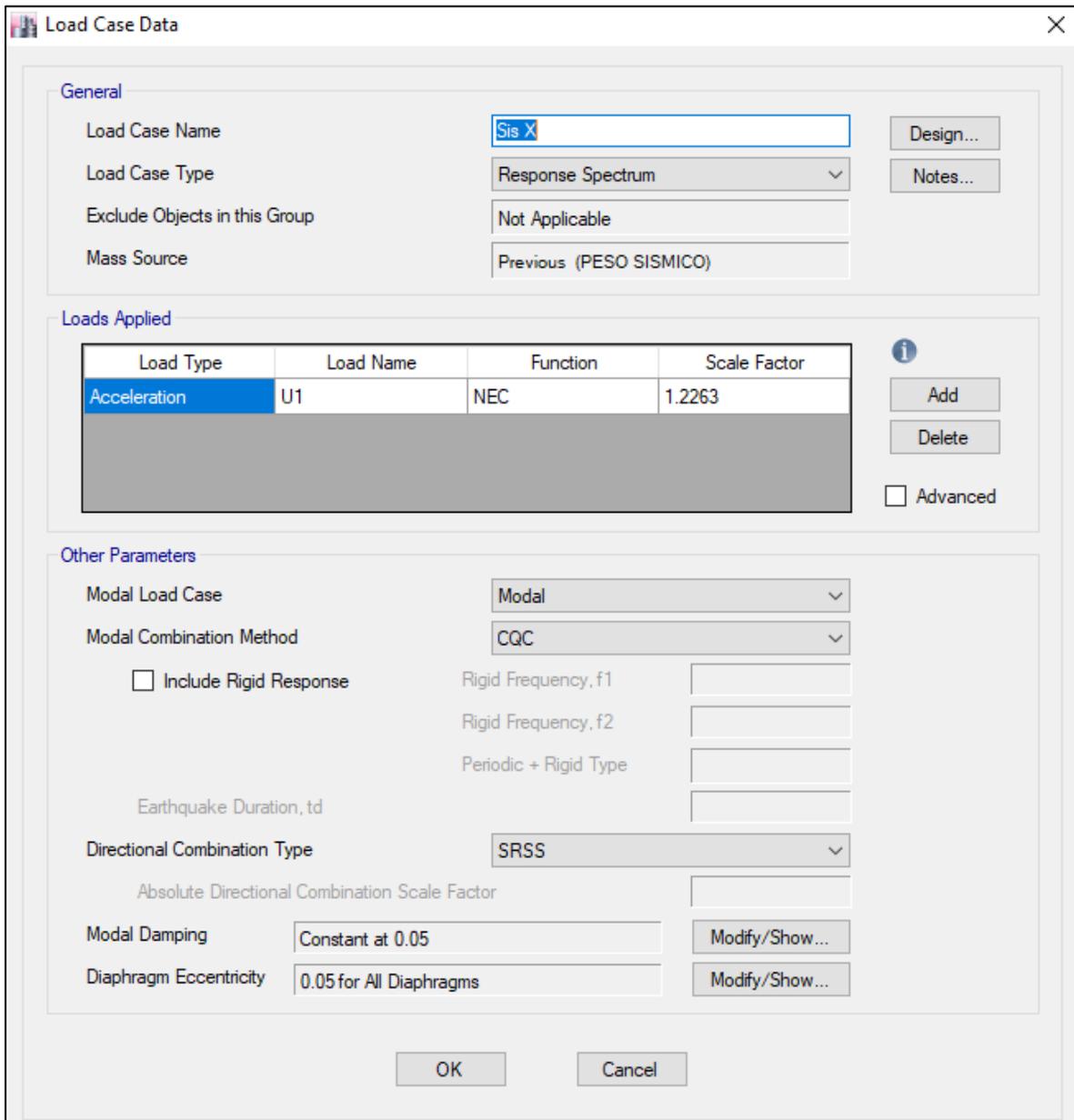
Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

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

[OK] [Cancel]

Figura. 27. Configuración de SIS X y Y, normativa peruana.

Según los cálculos se establece un factor de escala (F.E) de 0.4936. el cual se obtiene de la ecuación $FE=Z*U*S*g/R$, donde Z es el factor de zona, U es el factor de importancia, S es factor de suelo, g es aceleración de la gravedad y R es el coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas final. En la ventana función se escoge el espectro de respuesta definido en el capítulo 2.4.2



Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (PESO SISMICO)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NEC	1.2263

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: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

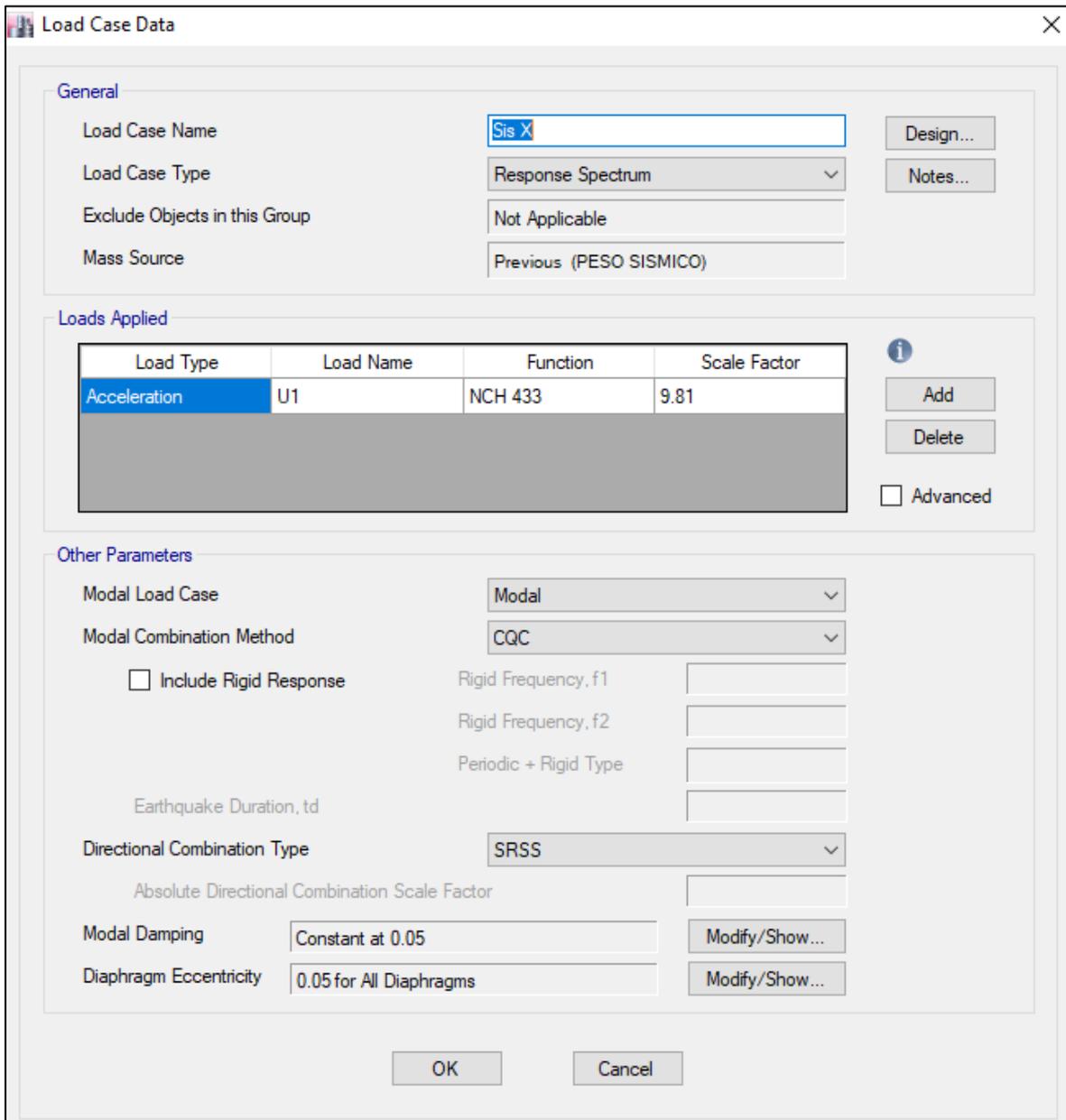
Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

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

OK Cancel

Figura. 28. Configuración de Sis X y Sis Y, normativa ecuatoriana.

Según los cálculos se establece un factor de escala (F.E) de 1.2263. el cual se obtiene de la ecuación $FE=I \cdot g / R \cdot \emptyset E \cdot \emptyset P$, donde es I el grado de importancia, g es la aceleración de la gravedad, R el factor de reducción, $\emptyset E$ Coeficiente de regularidad en elevación y $\emptyset P$ Coeficiente de regularidad en planta. En la ventana función se escoge el espectro de respuesta definido en el capítulo 2.4.3



Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (PESO SISMICO)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NCH 433	9.81

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: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

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

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

OK Cancel

Figura. 29. Configuración de SIS X y Y, normativa chilena.

La normativa chilena el espectro de diseño que determina la resistencia sísmica (S_a) ya está afectada por el factor de amplificación (α), por el factor de reducción (R^*), por el factor de suelo (S), el coeficiente de uso (I) y por la aceleración efectiva (A_0) sin considerar la gravedad por lo que en el dato del facto de escala (F.E) se digita el valor de la aceleración de la gravedad (9.81m/s^2). En la ventana función se escoge el espectro de respuesta definido en el capítulo 2.4.4

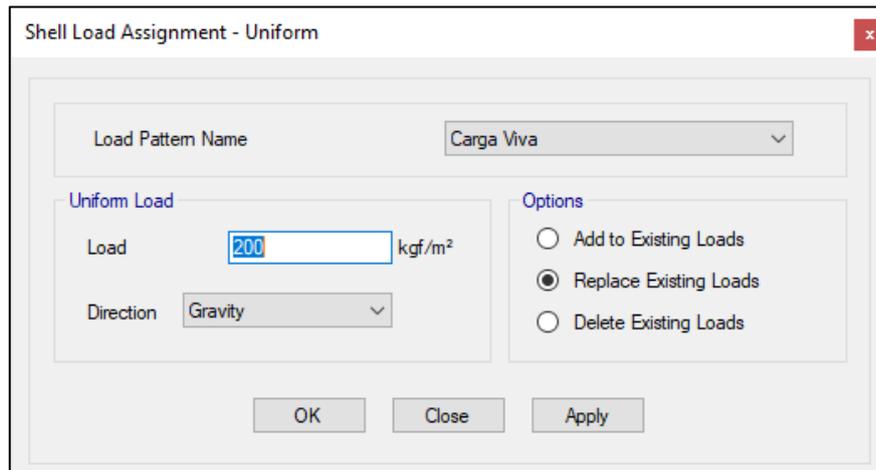


Figura. 30. Asignación de carga viva

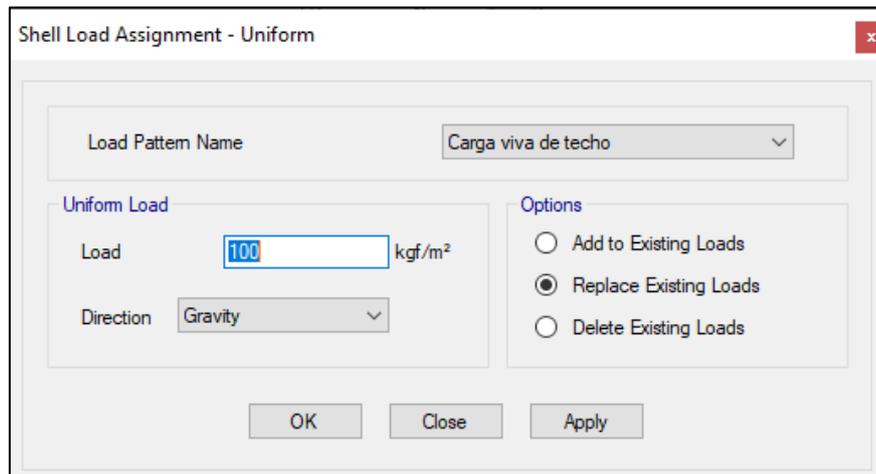


Figura. 31. Asignación de carga viva en techos

En la figura 30 y 31 se verifica la asignación de cargas en base a la normativa E.020 que establece que una vivienda debe tener una carga viva de 200 kgf/m² en base al artículo 6.1 y 100 kgf/m² en techos en base al artículo 7.1

En la tabla 31 se verifica el metrado de cargas para su asignación en el modelo.

Tabla 30.
Metrado de carga muerta

Peso	Tipo	Total	Und.
Acabados	Muerta	20	kgf/m ²
Ladrillo de techo	Muerta	70	kgf/m ²
Tabiquería	Muerta	100	kgf/m ²
	Total	190	kgf/m ²

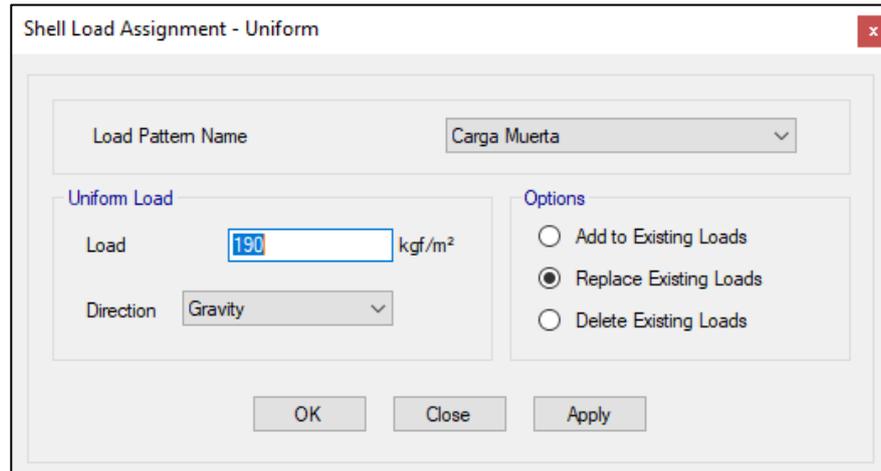


Figura. 32. Asignación de carga muerta

En la tabla 32 se verifica el metrado de cargas para su asignación en el modelo.

Tabla 31.
Metrado de carga muerta en techo

Peso	Tipo	Total	Und.
Acabados	Muerta	20	kgf/m2
Ladrillo de techo	Muerta	70	kgf/m2
	Total	90	kgf/m2

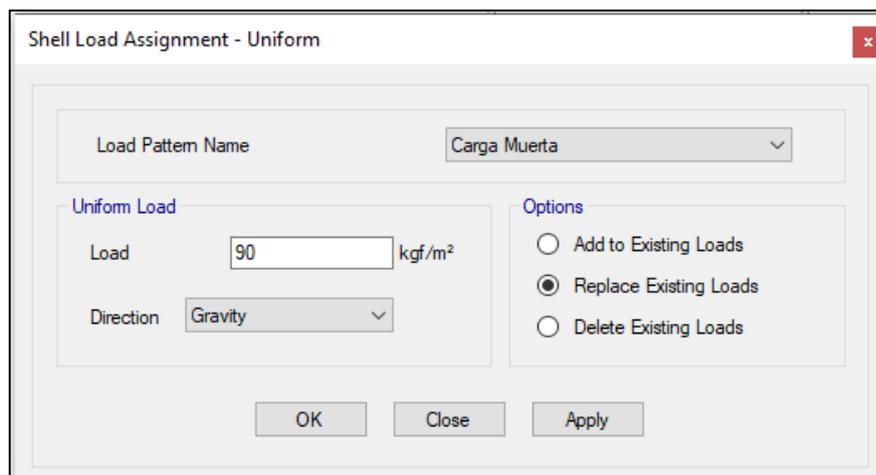


Figura. 33. Asignación de carga muerta en techo.

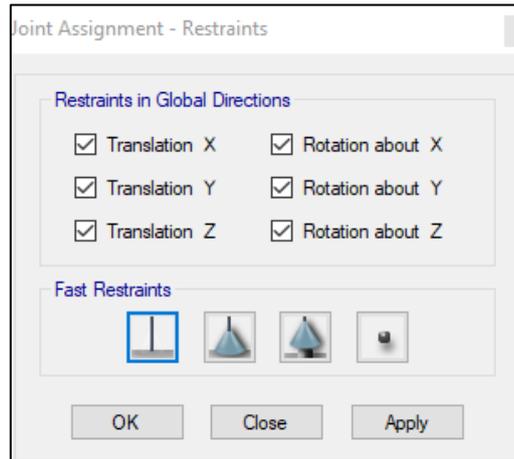


Figura. 34. Restricciones en la base.

Se debe restringir la base como empotrado donde restrinja las traslaciones y rotaciones, como se muestra en la figura 34

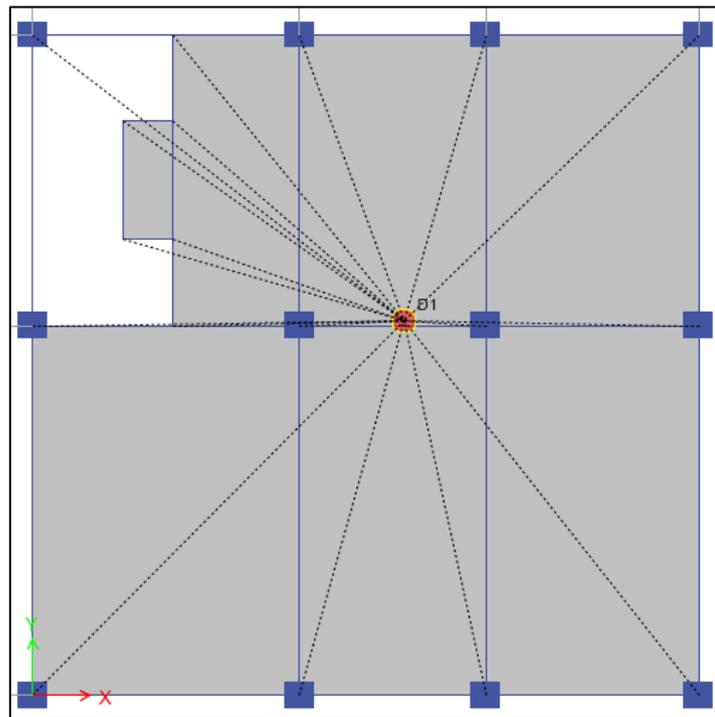


Figura. 35. Diafragma rígido.

Se agrega la condición de diafragma rígido como se aprecia en la figura 35

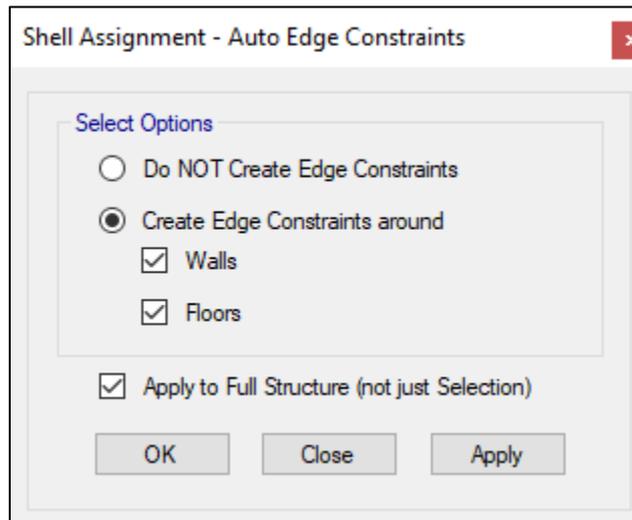


Figura. 36. Condición de unión viga - losa

El programa como tal no tiene un entendimiento del comportamiento por lo cual nosotros debemos agregarle Edge Constraints, para la unión de una viga - losa.

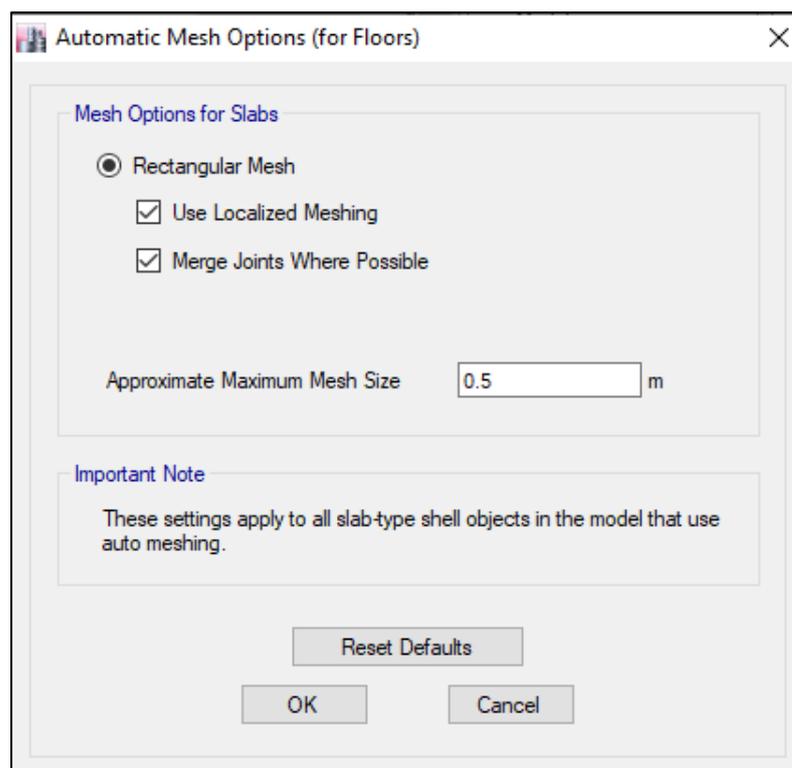


Figura. 37. Discretización de elementos estructurales.

La discretización se utilizará para que el comportamiento de la estructura analice en pequeñas secciones.

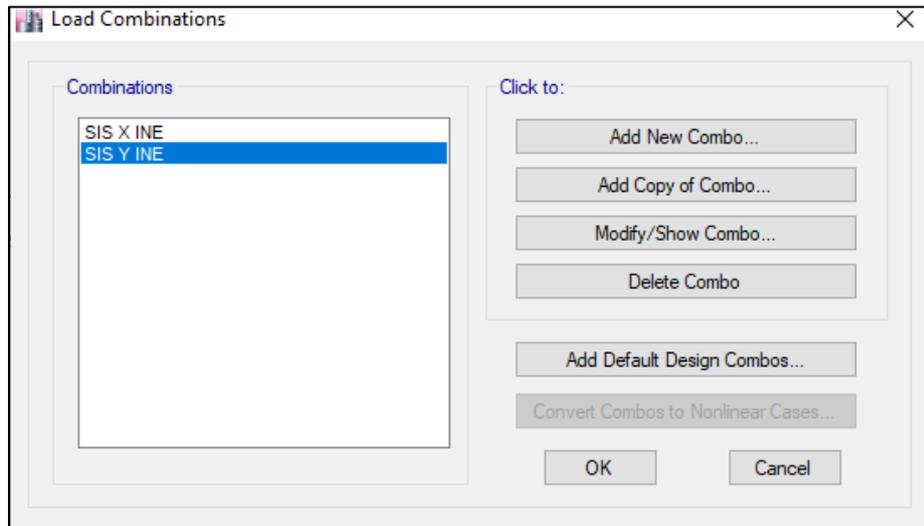


Figura. 38. Sismo rango inelástico.

Para el análisis del rango inelástico, se necesita analizar en base a cada normativa, por eso se creó un combo por normativa y se calculó su factor de amplificación según norma.

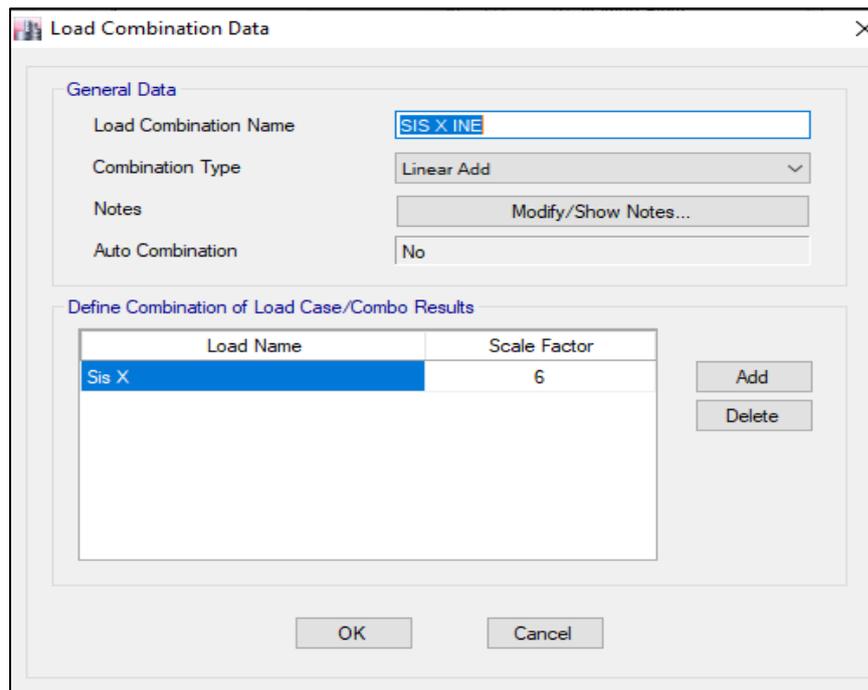


Figura. 39. Amplificación sismo normativa peruana en X y Y.

La normativa de Perú establece que las derivas deben analizarse en el tramo inelástico por lo que se necesita afectar los resultados obtenidos en el tramo elástico por el valor obtenido de la operación $0.75 \cdot R$, en este caso el valor es de 6

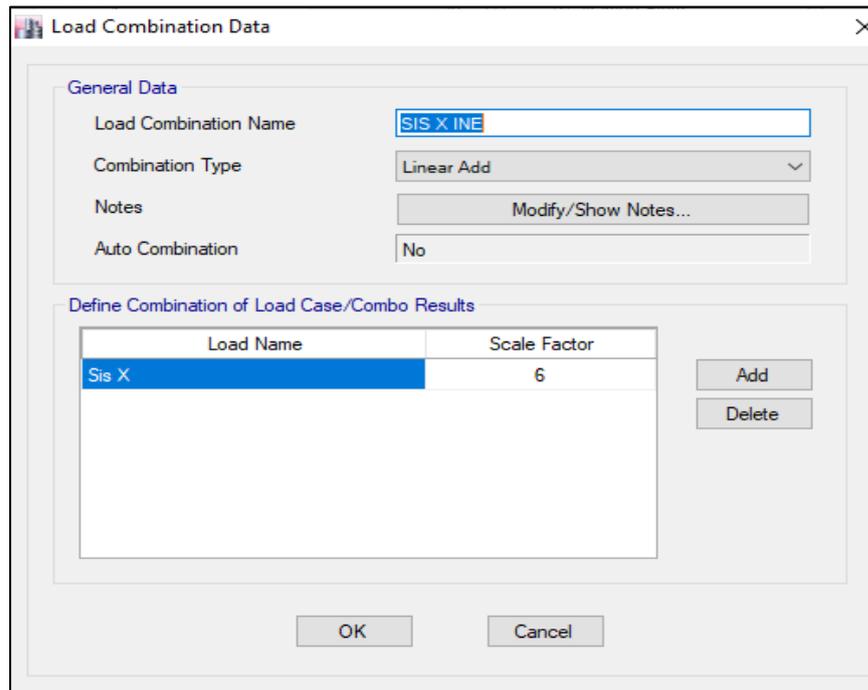


Figura. 40. Amplificación sismo normativa ecuatoriana en X y Y.

La normativa ecuatoriana establece que las derivas deben analizarse en el tramo inelástico por lo que se necesita afectar los resultados obtenidos en el tramo elástico por el valor obtenido de la operación $0.75 \cdot R$, en este caso el valor es de 6.

La normativa de Chile establece que las derivas deben analizarse en el tramo lineal elástico.

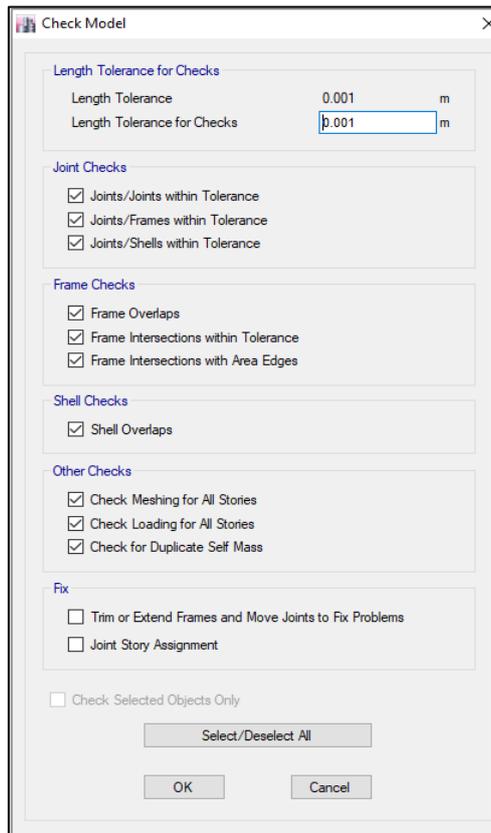


Figura. 41. Verificación de errores Etabs.

Antes de correr el software se realiza un chequeo y así verificar la existencia de algún error.

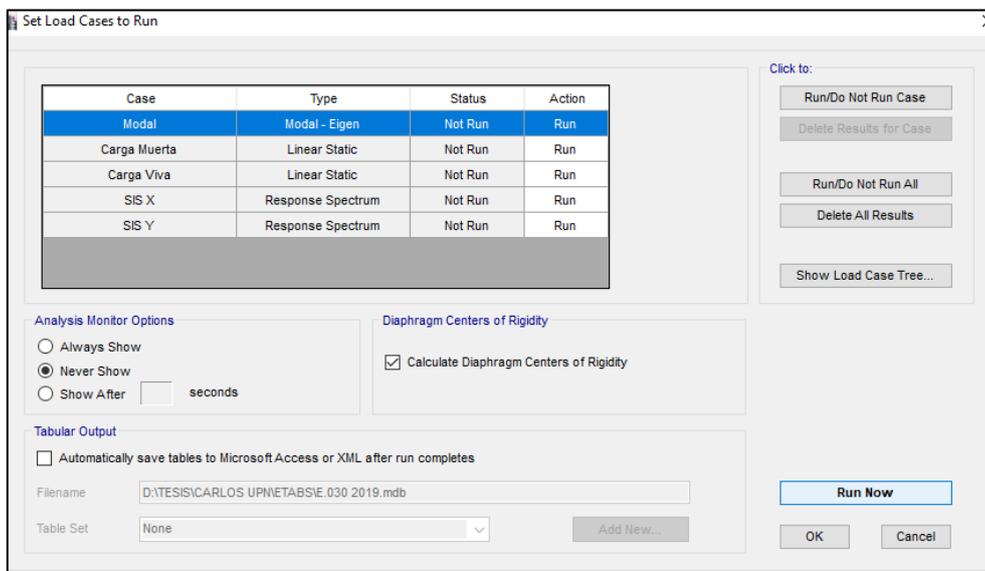


Figura. 42. Caso de análisis del modelamiento.

Se realiza el análisis del modelo para todos los casos de carga y así poder analizar los resultados obtenidos.

2.4.2 Generación de espectro norma peruana

2.4.2.1 Elección del factor “Z”

De la tabla 32 escogemos la zona 3, donde se ubica la ciudad de Cajamarca, para lo cual nos da un valor de 0.35 para Z.

Tabla 32.
Valores de “Z”.

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: E.030-2019.

2.4.2.2 Elección del factor de uso (U)

Luego de establecer la zonificación se establece el factor de importa o uso en base a la tabla 33, donde escogemos el valor de 1 para edificaciones comunes.

Tabla 33.
Valores para factor de uso U.

CATEGORÍA Y FACTOR U		
Edificaciones esenciales A	A1: Establecimientos de salud público - privado, del segundo y tercer nivel, según por el ministerio de salud	Ver nota
	A1: Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones, estaciones de bombero, reservorios, etc	1.5
Edificaciones importantes B	cine, teatro, estadios, coliseos, y demás edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas.	1.3
Edificaciones comunes C	Edificaciones comunes tales como: vivienda, oficinas, hoteles, restaurantes, etc	1
Edificaciones temporales D	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares	-

Fuente: (E.030, 2019)

2.4.2.3 Elección del perfil de suelo.

De la tabla 34 escogemos un perfil S2, según el estudio de mecánica de suelos.

Tabla 34.
Clasificación del suelo.

Perfil	Vs	N60	Su
S0	> 1500m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500m/s	>50	> 100kPa
S2	180 m/s a 500m/s	15 a 50	50 kPa a 100kPa
S3	< 180m/s	< 15	25 kPa a 50kPa

Fuente: (E.030, 2019)

2.4.2.4 Elección del factor de suelo (S) y periodos “Tp” y “TL”.

De la tabla 35 escogemos el valor que interseca la fila Z3 con la columna S2, que nos da un valor de 1.15 para el factor de suelo.

Tabla 35.
Factor de suelo.

ZONA – SUELO	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: (E.030, 2019)

De la tabla 36 escogemos los valores que intersecan las filas Tp y Tl con la columna S2, que nos da un valor de 0.60 para Tp y 2.00 para Tl

Tabla 36.
Valores de Tp y Tl.

	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
Tp(s)	0.30	0.40	0.60	1.00
Tl(s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: (E.030, 2019)

2.4.2.5 Verificación de irregularidades “Ia”, “Ip” y cálculo de “R”.

Irregularidades estructurales en altura Ia

a. Irregularidad de rigidez – piso blando

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. (E.030, 2019)

Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga. (E.030, 2019)

Tabla 37.
Cálculo de irregularidad de rigidez.

Piso	Load Case/Combo	Vx Ton.	Vy Ton.	ΔX cm.	ΔY cm.	Rigidez lateral en X	Rigidez lateral en Y
NIVEL 5	Sis X Max	10.64	10.67	0.53	0.88	20.09	12.11
	Sis Y Max						
NIVEL 4	Sis X Max	22.16	22.12	0.48	0.79	46.42	27.88
	Sis Y Max						
NIVEL 3	Sis X Max	31.23	31.12	0.38	0.64	81.13	48.92
	Sis Y Max						
NIVEL 2	Sis X Max	37.52	37.26	0.26	0.42	145.16	88.93
	Sis Y Max						
NIVEL 1	Sis X Max	40.56	40.10	0.11	0.17	361.79	231.65
	Sis Y Max						

De la tabla 37 podemos determinar que los valores de la rigidez lateral van de forma ascendente del piso inferior al superior, entonces se verifica que no existe irregularidad.

b. 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. (E.030, 2019)

De la tabla 37 podemos determinar que los valores de las fuerzas cortantes van de forma ascendente del piso inferior al superior, entonces se verifica que no existe irregularidad.

c. Irregularidad extrema de rigidez

Si no existe irregularidad de rigidez, tampoco puede existir irregularidad extrema de rigidez

d. Irregularidad extrema de resistencia

Si no existe irregularidad de resistencia, tampoco puede existir irregularidad extrema de resistencia

e. Irregularidad de masa o peso

Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos. (E.030, 2019)

Tabla 38.
Valores de masa por nivel.

Piso	masa tonf- s ² /m
NIVEL 5	6.25754
NIVEL 4	8.15054
NIVEL 3	8.15054
NIVEL 2	8.15054
NIVEL 1	8.15054

De la tabla 38 podemos verificar que las masas por piso son similares por lo que no existe irregularidad de masa o peso.

f. 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. (E.030, 2019)

Todos los pisos tienen la misma área, por lo que tampoco existe irregularidad geométrica vertical.

g. 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. (E.030, 2019)

Tampoco exígete irregularidad por discontinuidad en los elementos resistentes, ya que todas las columnas tienen continuidad desde la base hasta el quinto nivel.

Irregularidades estructurales en planta Ip

a. Irregularidad torsional

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). (E.030, 2019)

Tabla 39.
Calculo de irregularidad torsional

Piso	Load Case/Combo	Δ_{prom} x cm	Δ_{max} x cm	Δ_{prom} x *1.3	$\Delta_{max} > (\Delta_{prom} *1.3)$	Δ_{prom} Y cm	Δ_{max} Y cm	Δ_{prom} Y *1.3	$\Delta_{max} > (\Delta_{prom} *1.3)$
NIVEL 5	Sis X Max Sis Y Max	0.5296	0.5673	0.6885	NO	0.8813	0.9490	1.1457	NO
NIVEL 4	Sis X Max Sis Y Max	0.4774	0.5116	0.62062	NO	0.7934	0.8545	1.0314	NO
NIVEL 3	Sis X Max Sis Y Max	0.3849	0.4129	0.5003	NO	0.6360	0.6855	0.8268	NO
NIVEL 2	Sis X Max Sis Y Max	0.2585	0.2778	0.3360	NO	0.4190	0.4522	0.5447	NO
NIVEL 1	Sis X Max Sis Y Max	0.1121	0.1206	0.14573	NO	0.1731	0.1873	0.22503	NO

De la tabla 39 podemos verificar que el Δ_{max} en ambas direcciones no supera al $1.3 \Delta_{prom}$, por lo que tampoco existe irregularidad.

b. 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. (E.030, 2019)

No existe irregularidad de esquinas entrantes

c. 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. (E.030, 2019)

No existe irregularidad ya que el área de la abertura, ubicada en el ducto de la escalera, tiene un área de 6.5 m^2 y el área total es de 108.68 m^2 ; lo que hace 5.9 % del área bruta total.

d. 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. (E.030, 2019)

No existe irregularidad ya que todos los ejes son paralelos.

Se determina que no hay irregularidad en planta y altura.

Tabla 40.
Sistema Estructural R_0

Sistema Estructural	R_0
PÓRTICO	8.00
DUAL	6.00
MUROS ESTRUCTURALES	4.00
MUROS CON DUCTILIDAD LIMITADA	3.00
ALBAÑILERÍA	3.00
MADERA	7.00

Fuente: (E.030, 2019)

El sistema estructural del proyecto está hecho a base de pórticos, por lo que el factor de reducción inicial (R_0) es igual a 8. De la ecuación 20 determinamos el coeficiente de redacción sísmica R , teniendo un valor de 8

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

$$R = 8 * 1 * 1$$

Ecuación 20. Cálculo de R .

2.4.2.6 Determinación del coeficiente para estimar el periodo fundamental de un edificio (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.

Se escogió 35 para el valor de C_t , por tener pórticos de concreto armado sin muros de corte.

2.4.2.7 Cálculo del valor para el periodo fundamental de la estructura (T)

$$T = \frac{h_n}{C_t} = \frac{13.60}{35} = 0.388$$

Ecuación 21. Cálculo del periodo fundamental.

Donde:

- h_n = Altura total de la edificación medida desde el nivel del terreno.
- T = Periodo fundamental de la estructura.
- C_t = Coeficiente para estimar el periodo fundamental de un edificio

2.4.2.8 Tabla resumen de parámetros sismo resistentes.

Tabla 41.

Resumen parámetros norma peruana

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	VALOR		UNID.	OBSERVACIÓN
		X	Y		
Factor de zona	Z	0.35	0.35		CAJAMARCA - ZONA 3
Factor de uso e importancia.	U	1	1		VIVIENDA
Factor de suelo.	S	1.15	1.15		SUELO INTERMEDIO - S2
Coefficiente de reducción de solicitaciones sísmicas inicial.	R0	8	8		PORTICO - 8
Factor de Irregularidad en Altura	Ia	1	1		NO PRESENTA
Factor de Irregularidad en Planta	Ip	1	1		NO PRESENTA
Coefficiente de reducción de solicitaciones sísmicas final.	R	8	8		R=R0 * Ia * Ip
Gravedad	g	9.81	9.81	m/seg2	
Periodo que define el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante	TL	2	2	seg	S2
Periodo que define la plataforma del espectro.	TP	0.6	0.6	seg	S2
Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico.	T	0.388	0.388	seg	
Coefficiente para estimar el periodo predominante de un edificio	CT	35	35	seg	
Altura total Visible de la edificación	Hn	13.6	13.6	seg	Desde el nivel 0+00
FACTOR DE ESCALA	F.E.(x,y)	0.4936	0.4936	m/seg2	Factor constante de la curva de espectro F.E.=Z*U*S*g/Rx para ETABS

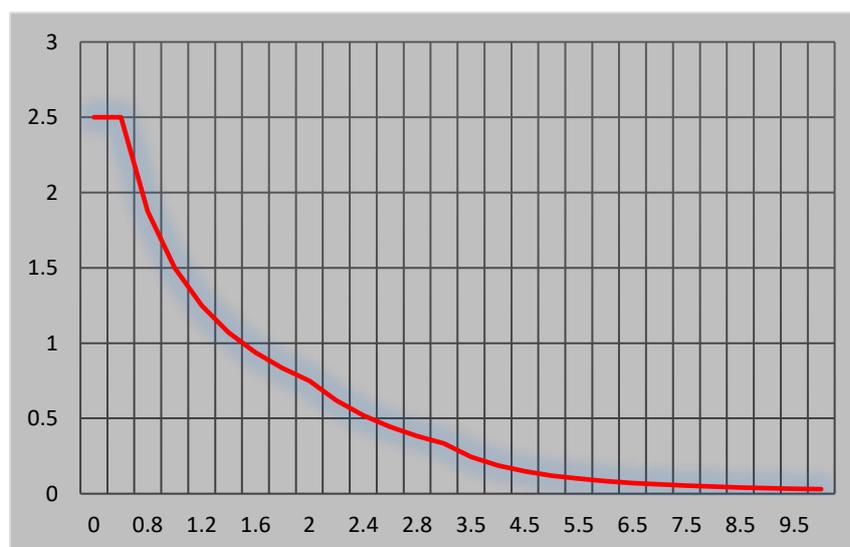
$$\begin{aligned}
 T < T_P & C = 2.5 \\
 T_P < T < T_L & C = 2.5 * \left(\frac{T_P}{T}\right) \\
 T > T_L & C = 2.5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right)
 \end{aligned}$$

Ecuación 22. Ecuación para T, C

Tabla 42.

Espectro de respuesta en función a C – T

T	C
0.00	2.50
0.60	2.50
0.80	1.88
1.00	1.50
1.20	1.25
1.40	1.07
1.60	0.94
1.80	0.83
2.00	0.75
2.20	0.62
2.40	0.52
2.60	0.44
2.80	0.38
3.00	0.33
3.50	0.24
4.00	0.19
4.50	0.15
5.00	0.12
5.50	0.10
6.00	0.08
6.50	0.07
7.00	0.06
7.50	0.05
8.00	0.05
8.50	0.04
9.00	0.04
9.50	0.03
10.00	0.03



Gráfica 1. Espectro de respuesta norma peruana

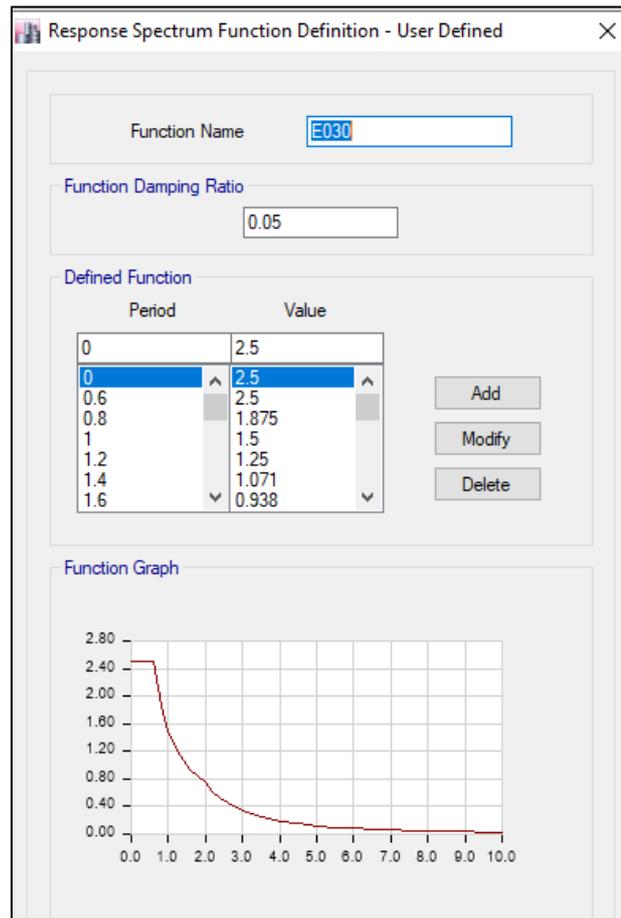


Figura. 43. Configuración de espectro en Etabs.

Luego de generar el espectro de respuesta con los parámetros sismorresistentes de la norma peruana, incorporamos el espectro al Etabs como se verifica en la figura 43.

2.4.3 Generación del espectro normativa ecuatoriana.

2.4.3.1 Elección del factor sísmico.

De la figura 43 seleccionamos el valor 0.3 que es la curva más próxima al departamento de Cajamarca

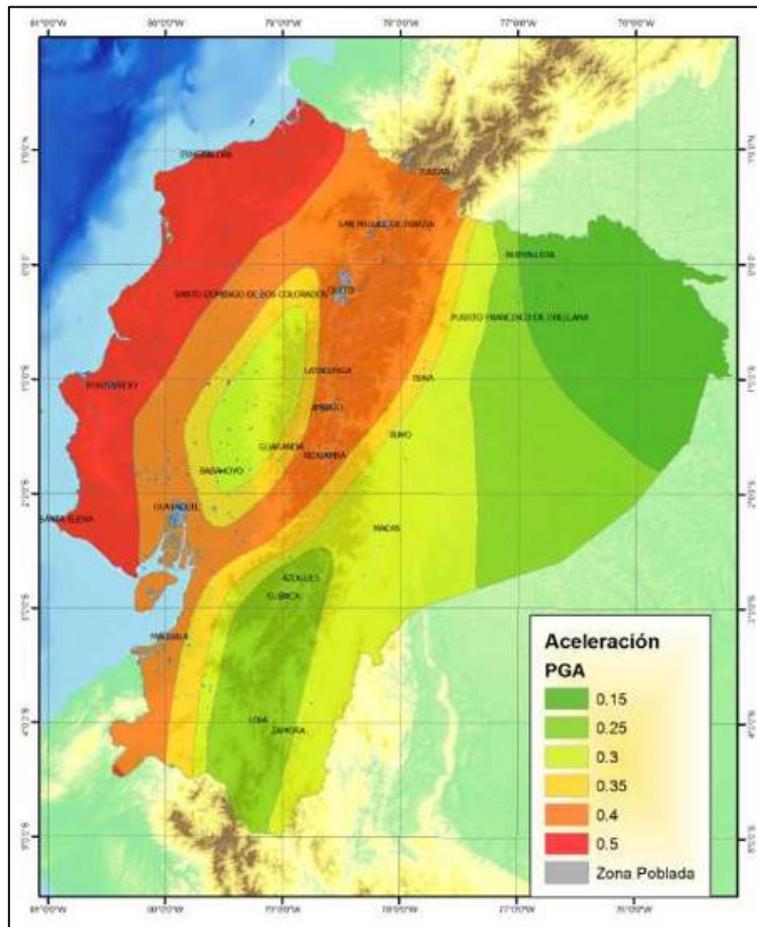


Figura. 44. Mapa de zonificación.

2.4.3.2 Cálculo del periodo máximo de la estructura (T) en función de C_t y α .

Tabla 43.

Elección del valor para C_t y α

Tipo de estructuras	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arrostamientos	0.072	0.8
Con arrostamientos	0.073	0.75
pórtico especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores.	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para obras estructurales basados en muros estructurales.	0.055	0.75

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

De la tabla 43 escogemos los valores 0.055 para C_t y 0.9 para α , por tener una estructura sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores.

Tabla 44.
Cálculo de T, para $h_n = 13.60m$.

$T =$	$C_t * h_n^\alpha$	$;$	$\alpha = 0.9$
$T =$	0.055	*	11.1
$T =$	0.576s		

2.4.3.3 Elección del factor de importancia (I).

Es necesario establecer el factor de importancia de la tabla 45, siendo una edificación para uso de vivienda, se establece que es de importancia $I=1.0$.

Tabla 45.
Elección del factor importancia.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especiales	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.4.3.4 Elección del perfil del suelo.

De la tabla 46 elegimos un perfil de suelo tipo D, siendo su definición similar a la de la norma peruana.

Tabla 46.
Elección del perfil del suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s $N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s $50 > N \geq 15$ $S_u \geq 100$ KPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$V_s < 180$ m/s $IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ KPa

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.4.3.5 Elección del factor de la relación de la amplificación espectral (η).

- (η) = 1.80 : Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- (η) = 2.48 : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- (η) = 2.60 : Provincias del Oriente

Escogemos 2.48 para el valor de η , para hacer similitud con la región donde se encuentra Cajamarca.

2.4.3.6 Cálculo del Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico (T_c).

Para realizar el cálculo de T_c , primero debemos de definir los valores F_a , F_d y F_s

Tabla 47.

Elección del factor de sitio F_a

Valor z aceleración en roca, G	Zonas sísmicas y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.10	1.00	0.85

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

De la tabla 47 se considera el valor de 1.3 para F_a , el cual se obtiene intersectando la fila, de perfil de suelo, D con la columna III de zona sísmica

Tabla 48.

Elección de factor de sitio F_d

Valor z aceleración en roca, G	Zonas sísmicas y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

De la tabla 48 se considera el valor de 1.36 para F_d , el cual se obtiene intersectando la fila, de perfil de suelo, D con la columna III de zona sísmica

Tabla 49.

Elección del factor comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Valor z aceleración en roca, G	Zonas sísmicas y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23

D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

De la tabla 49 se considera el valor de 1.11 para F_s , el cual se obtiene intersectando la fila, de perfil se suelo, D con la columna III de zona sísmica

Tabla 50.
Resumen de valores F_a , F_d y F_s

$F_a = 1.3$
$F_d = 1.36$
$F_s = 1.11$

Tabla 51.
Cálculo de T_c .

$$T_c = \frac{0,55 * F_s * F_d}{F_a}$$

$$T_c = \frac{0,55 * 1.11 * 1.36}{1.3}$$

$$\mathbf{T_c = 0.639}$$

2.4.3.7 Cálculo del Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (T_0).

Tabla 52.
Cálculo de T_0 .

$$T_0 = \frac{0,10 * F_s * F_d}{F_a}$$

$$T_0 = \frac{0,10 * 1.11 * 1.36}{1.3}$$

$$\mathbf{T_0 = 0.116}$$

2.4.3.8 Cálculo del Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (S_a).

En las ecuaciones 23, 24 y 25 se calcula el S_a , para diferentes periodos. Tenemos $T_0 = 0.116$ y $T_c = 0.639$; para la ecuación 25 se considera un $T=0$, para la ecuación 23 se considera un T de 0.116 y para la ecuación 24 se considera un $T=0.7$

$$S_a = \eta * Z * F_a$$

$$S_a = 2.48 * 0.3 * 1.3$$

$$S_a = 0.9672$$

Ecuación 23. Cálculo de la aceleración espectral, para $0 \leq T \leq T_c$

$$S_a = \eta * Z * F_a * (T_c/T)^r$$

$$S_a = 2.48 * 0.3 * 1.3 * 0.9123$$

$$S_a = 0.8823$$

Ecuación 24. Cálculo de la aceleración espectral, para $T > T_c$

$$S_a = Z * F_a * (1 + (\eta - 1) * T/T_0)$$

$$S_a = 0.3 * 1.3 * (1)$$

$$S_a = 0.39$$

Ecuación 25. Cálculo de la aceleración espectral, para $T \leq T_0$

2.4.3.9 Elección del coeficiente de reducción (R).

De la tabla 53 escogemos el valor de 8 para el coeficiente de reducción, por el sistema estructural de la edificación.

Tabla 53.
Valores de R

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas)	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8

Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.4.3.10 Coeficientes de irregularidad en planta (ϕ_p) y elevación (ϕ_e).

A. Configuraciones estructurales no recomendadas.

a. Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.

La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. (NEC-SE-DS, 2015).

De la tabla 54 podemos verificar que las dimensiones de las columnas tanto en X y Y, son mayores que los desplazamientos máximos por piso.

Tabla 54.
Desplazamientos por piso

Piso	Combo	ΔX cm	ΔY cm	Sección de columnas en X	Sección de columnas en Y
NIVEL 5	Sis Y Max Sis X Max	0.5242	0.8671	45 cm	40 cm
NIVEL 4	Sis Y Max Sis X Max	0.4724	0.7801	45 cm	40 cm
NIVEL 3	Sis Y Max Sis X Max	0.381	0.6254	45 cm	40 cm
NIVEL 2	Sis Y Max Sis X Max	0.2563	0.4124	45 cm	40 cm
NIVEL 1	Sis Y Max Sis X Max	0.1111	0.1708	45 cm	40 cm

b. Piso débil-discontinuidad en la resistencia.

La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada). (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 55.
Cortante por piso V

Piso	VX tonf	VY tonf	70% VX tonf	70% VY tonf
NIVEL 5	9.74	9.81	-	-
NIVEL 4	20.19	20.19	6.8643	6.8643
NIVEL 3	28.35	28.30	14.134	14.134
NIVEL 2	34.05	33.87	19.812	19.812
NIVEL 1	36.76	36.42	23.708	23.708

De la tabla 55 podemos verificar que las cortantes en el piso de análisis son mayores que el 70% de la cortante en el piso superior adyacente.

c. Columna corta

Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras. (NEC-SE-DS, 2015).

La estructura no tiene columnas cortas

d. Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.

Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente. (NEC-SE-DS, 2015).

No existe irregularidad ya que los ejes verticales tienen continuidad.

B. Irregularidad en planta $\emptyset P_i$

a. Tipo 1 - Irregularidad torsional

Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 56.
Calculo de irregularidad torsional

Piso	Combo	Δ_{prom} x cm	Δ_{max} x cm	Δ_{prom} x *1.2	$\Delta_{max} >$ (Δ_{prom} *1.2)	Δ_{prom} Y cm	Δ_{max} Y cm	Δ_{prom} Y *1.2	$\Delta_{max} >$ (Δ_{prom} *1.2)
NIVEL 5	Sis X Max Sis Y Max	0.4825	0.5242	0.579	NO	0.8031	0.8671	0.96372	NO
NIVEL 4	Sis X Max Sis Y Max	0.4346	0.4724	0.52152	NO	0.7223	0.7801	0.86676	NO
NIVEL 3	Sis X Max Sis Y Max	0.3502	0.381	0.42024	NO	0.5786	0.6254	0.69432	NO
NIVEL 2	Sis X Max Sis Y Max	0.2350	0.2563	0.2820	NO	0.3810	0.4124	0.4572	NO
NIVEL 1	Sis X Max Sis Y Max	0.1019	0.1111	0.12228	NO	0.1573	0.1708	0.18876	NO

De la tabla 56 podemos verificar que el Δ_{max} en ambas direcciones no supera al 1.2 Δ_{prom} , por lo que tampoco existe irregularidad.

b. Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas

La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas.

Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante. (NEC-SE-DS, 2015).

La estructura no presenta esquinas entrantes por lo que no se ajusta a esta irregularidad.

c. Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso

La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos. (NEC-SE-DS, 2015)

No existe irregularidad ya que el área de la abertura, ubicada en el ducto de la escalera, tiene un área de 6.5 m² y el área total es de 108.68 m²; lo que hace 5.9 % del área bruta total.

d. Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos

La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura. (NEC-SE-DS, 2015)

En la estructura todos los ejes son paralelos, por lo que no presenta este tipo de irregularidad.

C. Irregularidad en altura \emptyset Ei

a. Tipo 1 - Piso flexible

La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores. (NEC-SE-DS, 2015)

La rigidez se calculará como en la norma peruana, donde expresa que la rigidez es la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas.

Tabla 57.
Cálculo de irregularidad piso flexible

Piso	Load Case	Vx Ton.	Vy Ton.	ΔX cm.	ΔY cm.	Rigidez lateral en X	Rigidez lateral en Y
------	-----------	------------	------------	-------------------	-------------------	-------------------------	-------------------------

NIVEL 5	Sis X Max Sis Y Max	9.74	9.81	0.48	0.80	20.20	12.21
NIVEL 4	Sis X Max Sis Y Max	20.19	20.19	0.43	0.72	46.45	27.96
NIVEL 3	Sis X Max Sis Y Max	28.35	28.30	0.35	0.58	80.97	48.92
NIVEL 2	Sis X Max Sis Y Max	34.05	33.87	0.24	0.38	144.90	88.89
NIVEL 1	Sis X Max Sis Y Max	36.76	36.42	0.10	0.16	360.79	231.51

De la tabla 57 podemos determinar que los valores de la rigidez lateral van de forma ascendente del piso inferior al superior, entonces se verifica que no existe irregularidad.

b. Tipo 2 - Distribución de masa

La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 58.
Valores de masa por nivel.

Piso	masa tonf- s ² /m
NIVEL 5	6.02
NIVEL 4	7.68
NIVEL 3	7.68
NIVEL 2	7.68
NIVEL 1	7.68

De la tabla 58 podemos verificar que las masas por piso son similares por lo que no existe irregularidad de masa o peso.

c. Tipo 3 - Irregularidad geométrica

La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma

dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso. (NEC-SE-DS, 2015).

La estructura no presenta este tipo de irregularidad ya que todos los niveles tienen la misma área.

Se determina que no hay irregularidad en planta y altura.

Tabla 59.
Resumen de valores para R, Φ_p y Φ_e

Factor de reducción de las fuerzas sísmicas	$R = 8$
Coefficiente de configuración en planta	$\Phi_p = 1.00$
Coefficiente de configuración en elevación	$\Phi_e = 1.00$

El factor de reducción final será 8, que se obtiene del producto de R, Φ_p y Φ_e

2.4.3.11 Parámetros sismoresistentes norma ecuatoriana.

Tabla 60.
Resumen de los parámetros sismorresistentes

R	8.00
Z	0.30
I	1.00
g	9.81
Φ_e	1.00
Φ_p	1.00
n	2.48
r	1
Fa	1.30
Fd	1.36
Fs	1.11
To	0.12
Tc	0.639

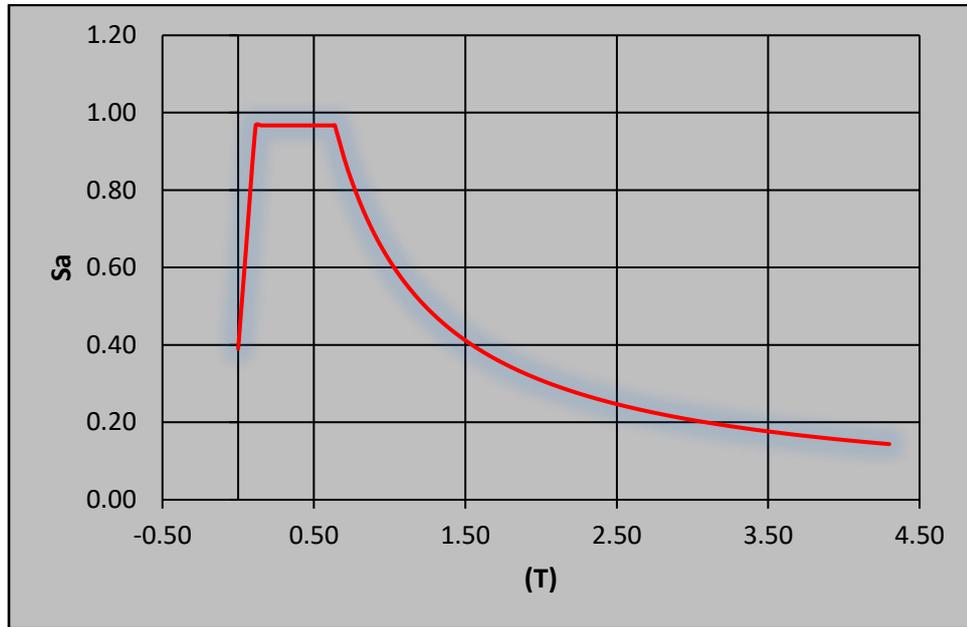
r es un factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto, para nuestro caso $r=1$, ya que tenemos un tipo de suelo D

Tabla 61.
Espectro de respuesta norma ecuatoriana

	T	Sa
	0.000	0.390
	0.050	0.639
To	0.116	0.967
	0.150	0.967
	0.210	0.967
	0.270	0.967
	0.330	0.967
	0.390	0.967
	0.450	0.967
	0.510	0.967
	0.570	0.967
	0.630	0.967
Tc	0.639	0.967
	0.700	0.882
	0.750	0.824
	0.800	0.772
	0.850	0.727
	0.900	0.686
	0.950	0.650
	1.000	0.618
	1.050	0.588
	1.100	0.562
	1.150	0.537
	1.200	0.515
	1.250	0.494
	1.300	0.475
	1.350	0.458
	1.400	0.441
	1.450	0.426
	1.500	0.412
	1.550	0.399
	1.600	0.386
	1.650	0.374
	1.700	0.363
	1.750	0.353
	1.800	0.343
	1.850	0.334
	1.900	0.325

Comparación del comportamiento estructural de un edificio de concreto armado usando la normativa peruana, chilena y ecuatoriana.

T	Sa
1.950	0.317
2.000	0.309
2.050	0.301
2.100	0.294
2.150	0.287
2.200	0.281
2.250	0.275
2.300	0.269
2.350	0.263
2.400	0.257
2.450	0.252
2.500	0.247
2.550	0.242
2.600	0.238
2.650	0.233
2.700	0.229
2.750	0.225
2.800	0.221
2.850	0.217
2.900	0.213
2.950	0.209
3.000	0.206
3.050	0.203
3.100	0.199
3.150	0.196
3.200	0.193
3.250	0.190
3.300	0.187
3.350	0.184
3.400	0.182
3.450	0.179
3.500	0.176
3.550	0.174
3.600	0.172
3.650	0.169
3.700	0.167
3.750	0.165
3.800	0.163
3.850	0.160
3.900	0.158
3.950	0.156
4.000	0.154
4.050	0.153
4.100	0.151
4.150	0.149
4.200	0.147
4.250	0.145
4.300	0.144



Gráfica 2. Espectro de respuesta norma ecuatoriana

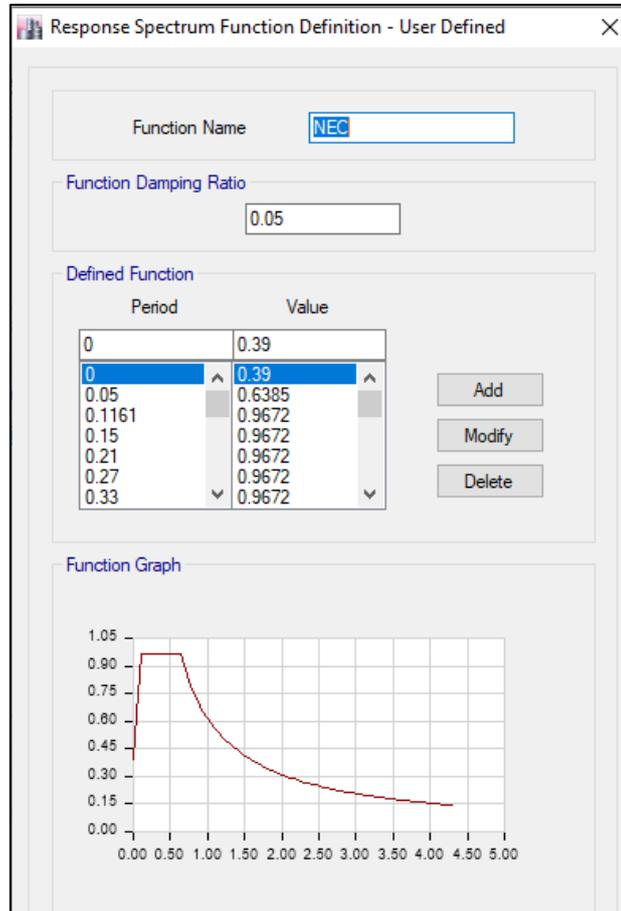


Figura. 45. Configuración de espectro en Etabs.

2.4.4 Generación del espectro normativa chilena.

2.4.4.1 Elección del coeficiente relativo de importancia I

De la tabla 62 escogemos el valor de 1.00 para el coeficiente relativo de importancia, el cual satisface a estructuras destinadas a la habitación (vivienda)

Tabla 62.
Valor del coeficiente de importancia

Categoría del edificio	I	Naturaleza de ocupación
I	0.6	Edificios y otras estructuras aisladas o provisionales
II	1.0	Estructuras destinados s la habitación
III	1.2	Ocupación alta y especial
IV	1.2	Gobierno, servicio municipal, público, comisarías de policía y centrales eléctricas

Fuente: (Nch433, 2012)

2.4.4.2 Elección de zona sísmica

Tabla 63.
Zona sísmica chilena

Zona sísmica	A ₀
1	0.2g
2	0.3g
3	0.4g

Fuente: (Nch433, 2012)

De la tabla 63 escogemos 0.3g para el valor de la aceleración efectiva de suelo (A₀), encontrándose en la zona sísmica 2, se selecciona esta zona por la similitud en el espacio con la zona 3 de la norma peruana.

2.4.4.3 Elección del tipo de suelo.

Tabla 64.
Elección del tipo de suelo.

Suelo tipo	Vs(m/s)	RQD	qu(MPA)	N1(golpes/pie)	Su(MPA)
A Roca, suelo cementado	≥ 900	50%	≥ 10 (Equ<2%)		
B Roca blanda o fractura, suelo denso o muy firme	≥ 500	-	≥ 40 (Equ<2%)	≥ 50	
C Suelo denso o firme	≥ 350	-	≥ 0.3 (Equ<2%)	≥ 40	
D Suelo medianamente denso, o firme	≥ 180	-		≥ 30	≥ 0.05
E Suelo de compacidad, o consistencia mediana	< 900	-		≥ 20	< 0.05
F Suelos especiales	-	-	-	-	-

Fuente: (Nch433, 2012)

Por las características semejantes a la norma peruana se considerará un tipo de suelo medianamente denso, o firme (D)

2.4.4.4 Elección de los parámetros que dependen del tipo de suelo

Tabla 65.
Valores de los parámetros que dependen del tipo de suelo

Tipo de suelo	S	To	T'	n	p
A	0.9	0.15	0.2	1	2
B	1	0.3	0.35	1.33	1.5
C	1.05	0.40	0.45	1.40	1.6
D	1.2	0.75	0.85	1.8	1.0
E	1.3	1.2	1.35	1.8	1.0

Fuente: (Nch433, 2012)

Donde:

S : Parámetro que depende del tipo de suelo.

T_0 : Parámetro que depende del tipo de suelo.

T' : Parámetro que depende del tipo de suelo.

n : Parámetro que depende del tipo de suelo; índice asociado al modo de vibración.

p : Parámetro que depende del tipo de suelo.

De la tabla 65 se obtienen los datos en función al tipo de suelo, en nuestro caso tipo D

Tabla 66.
Resumen de los datos para S , T_0 , T' , n , p , I y A_0

S	1.2
T_0	0.75
T'	0.85
n	1.8
p	1
I	1
A_0	0.3g

2.4.4.5 Elección de valores para R , R_0 y T^* .

R : Factor de modificación de la respuesta estructural (análisis estático).

R_0 : Factor de modificación de la respuesta estructural (análisis modal espectral).

T^* : Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis;).

Tabla 67.

Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta.

Valores máximos de los factores de modificaciones de la respuesta			
Sistema estructural	Materiales estructurales	R	Ro
Pórticos	Acero estructural	7	11
	Hormigón armado	7	11
	Acero estructural	7	7
	Hormigón armado	7	7
	Madera	5.5	5.5
	Albañilería confinada	4	4
	Albañilería armada	4	4
Muros y sistemas arriostrados	Bloques de hormigón o unidades geometría similar que llena huecos albañilería	4	4
	De ladrillos cerámicos tipo rejilla con y sin relleno de huecos albañilería bloques de hormigón que no llena todos los huecos	3	3
Cualquier tipo de sistemas estructural que no puede ser clasificado en alguna categoría		2	2

Fuente: (Nch433, 2012)

Tabla 68.

Resumen de los valores para R, Ro y T*.

R	7
Ro	11
T*	0.5s

De la tabla 67 escogemos los valores para los factores de modificación de respuesta y asumimos un valor de 0.5 para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

2.4.4.6 Fórmula para el cálculo del factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima (α).

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3}$$

Ecuación 26. Cálculo del factor de amplificación α .

Donde:

- T_n : Período de vibración del modo n.
- T_0 : Parámetro que depende del tipo de suelo.
- p : Parámetro que depende del tipo de suelo.

2.4.4.7 Cálculo actor de reducción de la aceleración espectral (R^*).

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

$$R^* = 1 + \frac{0.5}{0.10 * 0.75 + \frac{0.5}{11}}$$

$$R^* = 5.15$$

Ecuación 27. Cálculo de R^* .

Donde:

- T^* : Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
- T_0 : Parámetro que depende del tipo de suelo.
- R_0 : Factor de modificación de la respuesta estructural.

2.4.4.8 Fórmula para el cálculo de la aceleración espectral de diseño; (α).

$$S_a = \frac{S A_0 \alpha}{R^* / I}$$

Ecuación 28. Aceleración espectral S_a .

Donde

- I : Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.
- α : Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.
- A_0 : Aceleración efectiva máxima del suelo.
- S : Parámetro que depende del tipo de suelo.
- R^* : Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

2.4.4.9 Cálculo del espectro de respuesta en función a T_n , S_a , α y R^* .

Tabla 69.
Espectro norma chilena

T_n (seg)	S_a (g)	α	R^*
0.00	0.07	1.00	5.15
0.02	0.08	1.12	5.15
0.04	0.09	1.24	5.15
0.06	0.10	1.36	5.15
0.08	0.10	1.48	5.15
0.10	0.11	1.60	5.15
0.12	0.12	1.71	5.15
0.14	0.13	1.83	5.15
0.16	0.14	1.94	5.15
0.18	0.14	2.05	5.15
0.20	0.15	2.16	5.15
0.22	0.16	2.26	5.15
0.24	0.17	2.36	5.15
0.26	0.17	2.46	5.15
0.28	0.18	2.55	5.15
0.30	0.18	2.63	5.15
0.32	0.19	2.71	5.15
0.34	0.19	2.78	5.15
0.36	0.20	2.85	5.15

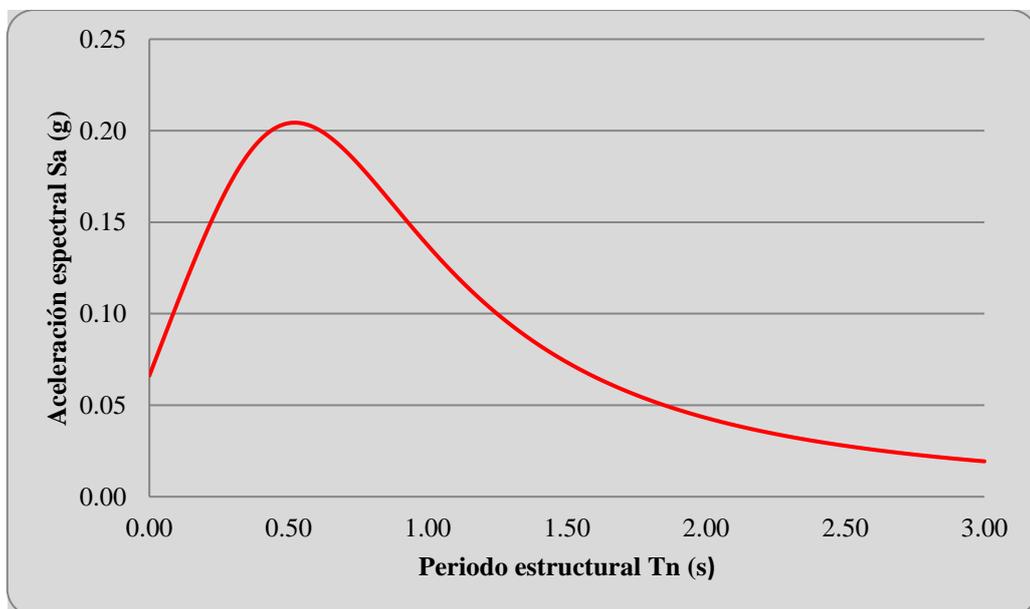
Tn (seg)	Sa (g)	α	R*
0.38	0.20	2.90	5.15
0.40	0.21	2.95	5.15
0.42	0.21	2.99	5.15
0.44	0.21	3.03	5.15
0.46	0.21	3.06	5.15
0.48	0.21	3.07	5.15
0.50	0.22	3.09	5.15
0.52	0.22	3.09	5.15
0.54	0.22	3.09	5.15
0.56	0.22	3.08	5.15
0.58	0.21	3.06	5.15
0.60	0.21	3.04	5.15
0.62	0.21	3.02	5.15
0.64	0.21	2.99	5.15
0.66	0.21	2.95	5.15
0.68	0.20	2.91	5.15
0.70	0.20	2.87	5.15
0.72	0.20	2.82	5.15
0.74	0.19	2.77	5.15
0.76	0.19	2.72	5.15
0.78	0.19	2.67	5.15
0.80	0.18	2.62	5.15
0.82	0.18	2.57	5.15
0.84	0.18	2.51	5.15
0.86	0.17	2.46	5.15
0.88	0.17	2.40	5.15
0.90	0.16	2.35	5.15
0.92	0.16	2.29	5.15
0.94	0.16	2.24	5.15
0.96	0.15	2.18	5.15
0.98	0.15	2.13	5.15
1.00	0.15	2.08	5.15
1.02	0.14	2.03	5.15
1.04	0.14	1.97	5.15
1.06	0.13	1.93	5.15
1.08	0.13	1.88	5.15
1.10	0.13	1.83	5.15
1.12	0.12	1.78	5.15
1.14	0.12	1.74	5.15
1.16	0.12	1.69	5.15
1.18	0.12	1.65	5.15

Tn (seg)	Sa (g)	α	R*
1.20	0.11	1.61	5.15
1.22	0.11	1.57	5.15
1.24	0.11	1.53	5.15
1.26	0.10	1.49	5.15
1.28	0.10	1.45	5.15
1.30	0.10	1.42	5.15
1.32	0.10	1.38	5.15
1.34	0.09	1.35	5.15
1.36	0.09	1.32	5.15
1.38	0.09	1.28	5.15
1.40	0.09	1.25	5.15
1.42	0.09	1.22	5.15
1.44	0.08	1.19	5.15
1.46	0.08	1.17	5.15
1.48	0.08	1.14	5.15
1.50	0.08	1.11	5.15
1.52	0.08	1.09	5.15
1.54	0.07	1.06	5.15
1.56	0.07	1.04	5.15
1.58	0.07	1.01	5.15
1.60	0.07	0.99	5.15
1.62	0.07	0.97	5.15
1.64	0.07	0.95	5.15
1.66	0.06	0.93	5.15
1.68	0.06	0.91	5.15
1.70	0.06	0.89	5.15
1.72	0.06	0.87	5.15
1.74	0.06	0.85	5.15
1.76	0.06	0.83	5.15
1.78	0.06	0.81	5.15
1.80	0.06	0.80	5.15
1.82	0.05	0.78	5.15
1.84	0.05	0.76	5.15
1.86	0.05	0.75	5.15
1.88	0.05	0.73	5.15
1.90	0.05	0.72	5.15
1.92	0.05	0.70	5.15
1.94	0.05	0.69	5.15
1.96	0.05	0.68	5.15
1.98	0.05	0.66	5.15
2.00	0.05	0.65	5.15

Tn (seg)	Sa (g)	α	R*
2.02	0.04	0.64	5.15
2.04	0.04	0.63	5.15
2.06	0.04	0.62	5.15
2.08	0.04	0.60	5.15
2.10	0.04	0.59	5.15
2.12	0.04	0.58	5.15
2.14	0.04	0.57	5.15
2.16	0.04	0.56	5.15
2.18	0.04	0.55	5.15
2.20	0.04	0.54	5.15
2.22	0.04	0.53	5.15
2.24	0.04	0.52	5.15
2.26	0.04	0.51	5.15
2.28	0.04	0.50	5.15
2.30	0.03	0.50	5.15
2.32	0.03	0.49	5.15
2.34	0.03	0.48	5.15
2.36	0.03	0.47	5.15
2.38	0.03	0.46	5.15
2.40	0.03	0.46	5.15
2.42	0.03	0.45	5.15
2.44	0.03	0.44	5.15
2.46	0.03	0.43	5.15
2.48	0.03	0.43	5.15
2.50	0.03	0.42	5.15
2.52	0.03	0.41	5.15
2.54	0.03	0.41	5.15
2.56	0.03	0.40	5.15
2.58	0.03	0.40	5.15
2.60	0.03	0.39	5.15
2.62	0.03	0.38	5.15
2.64	0.03	0.38	5.15
2.66	0.03	0.37	5.15
2.68	0.03	0.37	5.15
2.70	0.03	0.36	5.15
2.72	0.02	0.36	5.15
2.74	0.02	0.35	5.15
2.76	0.02	0.35	5.15
2.78	0.02	0.34	5.15
2.80	0.02	0.34	5.15
2.82	0.02	0.33	5.15

Comparación del comportamiento estructural de un edificio de concreto armado usando la normativa peruana, chilena y ecuatoriana.

Tn (seg)	Sa (g)	α	R*
2.84	0.02	0.33	5.15
2.86	0.02	0.32	5.15
2.88	0.02	0.32	5.15
2.90	0.02	0.31	5.15
2.92	0.02	0.31	5.15
2.94	0.02	0.30	5.15
2.96	0.02	0.30	5.15
2.98	0.02	0.30	5.15
3.00	0.02	0.29	5.15



Gráfica 3. Espectro norma chilena

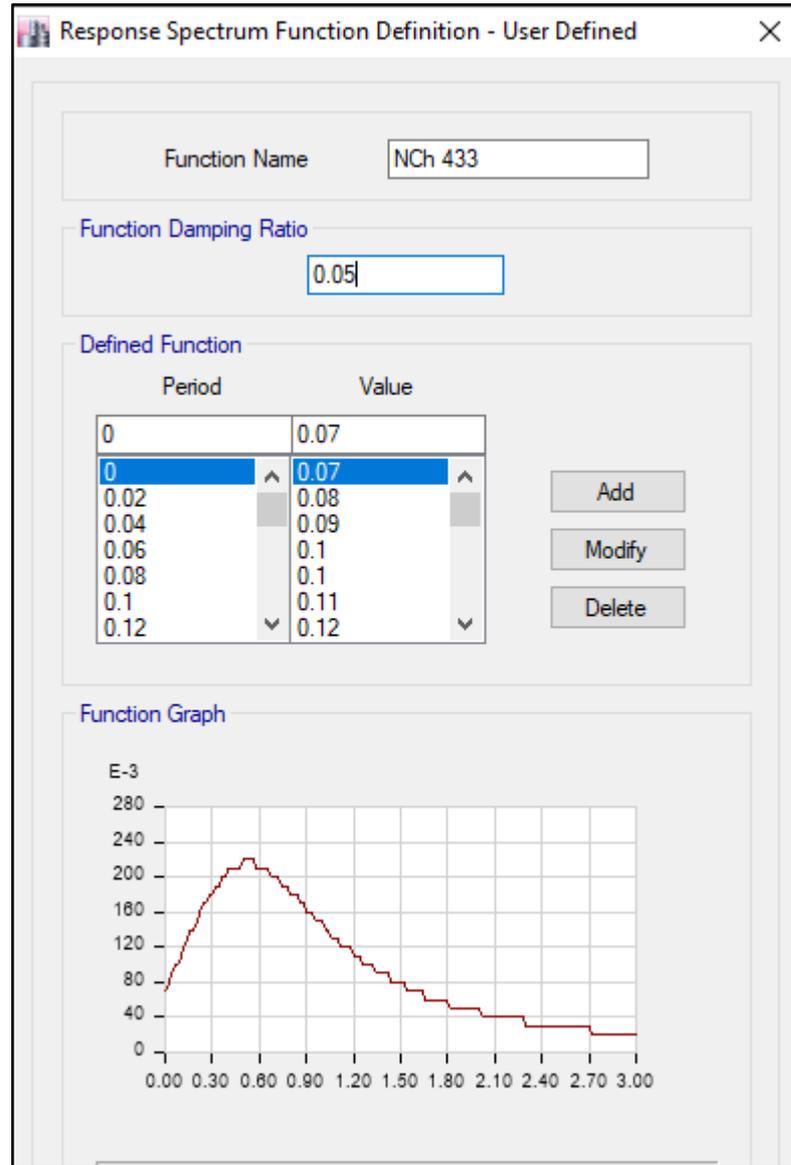


Figura. 46. Configuración de espectro en Etabs.

CAPÍTULO III. RESULTADOS

3.1 Participación de masas con la normativa peruana (E.030-2019), chilena (NCh43) y ecuatoriana (NEC-SE-DS)

Tabla 70.

Participación modal de masas con la normativa peruana

Case	Mode	Periodo sec	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.47	0%	83%
Modal	2	0.36	84%	83%
Modal	3	0.33	84%	83%
Modal	4	0.15	84%	94%
Modal	5	0.12	94%	94%
Modal	6	0.11	94%	94%
Modal	7	0.08	94%	97%
Modal	8	0.07	94%	97%
Modal	9	0.07	94%	97%
Modal	10	0.07	94%	97%
Modal	11	0.07	94%	97%
Modal	12	0.07	95%	97%
Modal	13	0.07	98%	97%
Modal	14	0.07	98%	97%
Modal	15	0.06	98%	97%

En la tabla 70 podemos verificar que se realizó en análisis para 15 modos de vibración, superando el 90% en la suma de masas efectivas a partir del modo 5 para la dirección X y modo 4 para la dirección Y.

Tabla 71.
Participación modal de masas con la normativa chilena

Case	Mode	Periodo sec	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.47	0%	83%
Modal	2	0.36	84%	83%
Modal	3	0.33	84%	83%
Modal	4	0.15	84%	94%
Modal	5	0.12	94%	94%
Modal	6	0.11	94%	94%
Modal	7	0.08	94%	97%
Modal	8	0.07	94%	97%
Modal	9	0.07	94%	97%
Modal	10	0.07	94%	97%
Modal	11	0.07	94%	97%
Modal	12	0.07	95%	97%
Modal	13	0.07	98%	97%
Modal	14	0.07	98%	97%
Modal	15	0.06	98%	97%

En la tabla 71 podemos verificar que se realizó en análisis para 15 modos de vibración, superando el 90% en la suma de masas efectivas a partir del modo 5 para la dirección X y modo 4 para la dirección Y.

Tabla 72.
Participación modal de masas con la normativa ecuatoriana

Case	Mode	Periodo sec	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.46	0%	83%
Modal	2	0.35	83%	83%
Modal	3	0.32	84%	83%
Modal	4	0.14	84%	94%
Modal	5	0.11	94%	94%
Modal	6	0.10	94%	94%
Modal	7	0.08	94%	97%
Modal	8	0.07	94%	97%
Modal	9	0.07	94%	97%
Modal	10	0.07	94%	97%
Modal	11	0.07	94%	97%
Modal	12	0.07	97%	97%
Modal	13	0.06	98%	97%
Modal	14	0.06	98%	97%
Modal	15	0.06	98%	97%

En la tabla 72 podemos verificar que se realizó en análisis para 15 modos de vibración, superando el 90% en la suma de masas efectivas a partir del modo 5 para la dirección X y modo 4 para la dirección Y.

Las tres normativas cumplen con lo establecido en su norma, en cuanto a la participación de la masa.

3.2 Cortantes dinámicas en la normativa peruana (E.030-2019), chilena (NCh433) y ecuatoriana(NEC-SE-DS).

3.2.1 Cálculo de la fuerza cortante mínima, normativa peruana

La norma peruana establece que la fuerza cortante mínima en el primer entrepiso de la edificación no puede ser menor que el 80% de la fuerza cortante estática en la base, calculado con la ecuación 29.

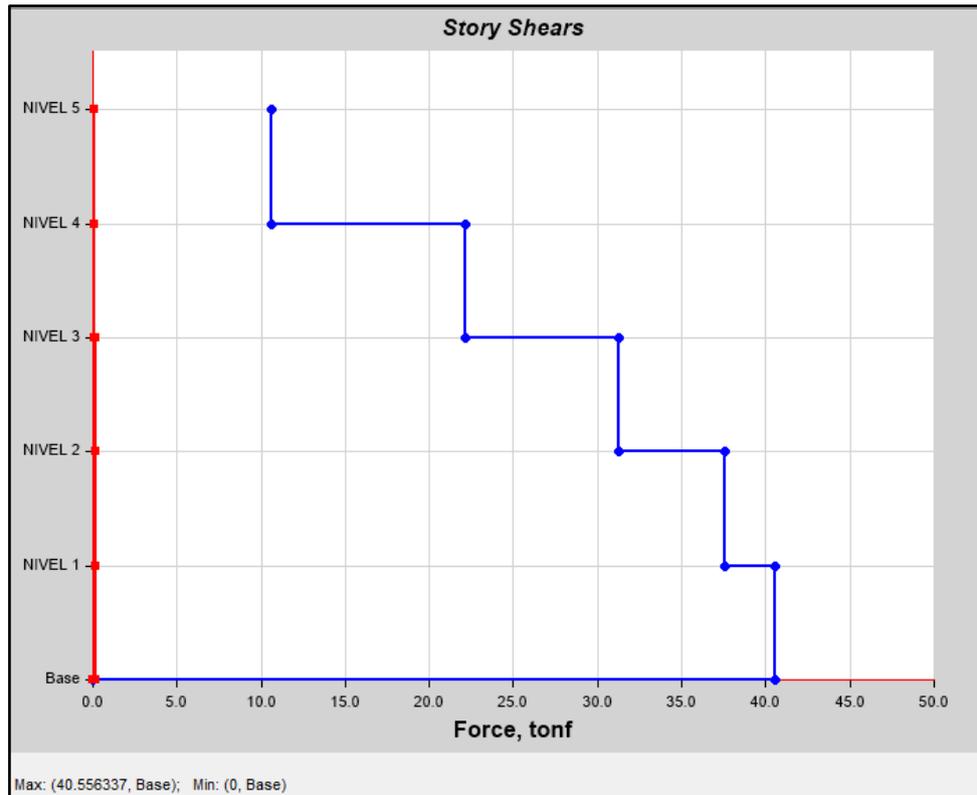


Figura. 47. Cortante dinámico máxima en dirección X

Tabla 73.

Valores de la cortante dinámico

Piso	Elevación m	Vx ton-f
NIVEL 5	13.6	10.64
NIVEL 4	10.88	22.16
NIVEL 3	8.16	31.23
NIVEL 2	5.44	37.52
NIVEL 1	2.72	40.56

De la tabla 73 podemos determinar que el valor de la fuerza cortante en la dirección X del primer entrepiso es de 40.56 ton.

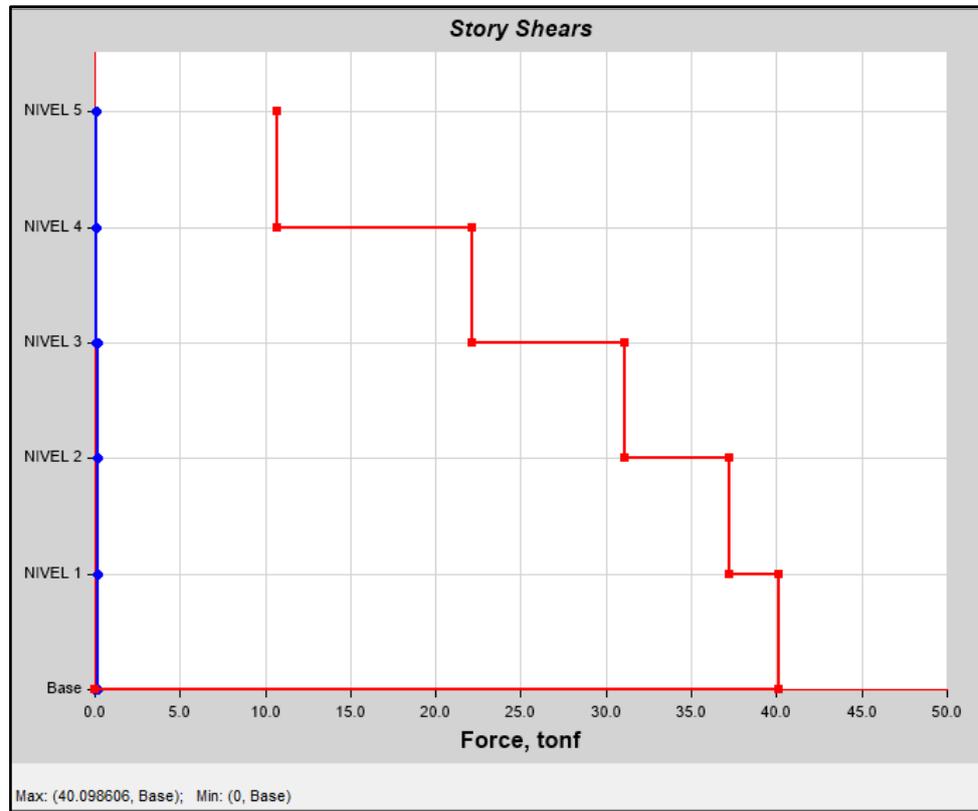


Figura. 48. Cortante dinámico máxima en dirección Y

Tabla 74.
Valores de la cortante dinámico

Piso	Elevación m	Vx ton-f
NIVEL 5	13.6	10.67
NIVEL 4	10.88	22.12
NIVEL 3	8.16	31.12
NIVEL 2	5.44	37.26
NIVEL 1	2.72	40.10

De la tabla 74 podemos determinar que el valor de la fuerza cortante en la dirección Y del primer entrepiso es de 40.10 ton.

Para realizar la comparación debemos de calcular la fuerza cortante en la base con la siguiente expresión.

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

Ecuación 29. Cortante estático

Donde:

- V = Cortante estático
- Z = Zona sísmica.
- C = Factor de amplificación sísmica.
- S = Factor de amplificación de suelo.
- R = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.
- P = Peso total de la edificación.

Tabla 75.
Cálculo del peso de la edificación

Piso	Masa tonf-s ² /m	Gravedad m/s ²	Peso tonf
NIVEL 5	6.26	9.81	61.39
NIVEL 4	8.15	9.81	79.96
NIVEL 3	8.15	9.81	79.96
NIVEL 2	8.15	9.81	79.96
NIVEL 1	8.15	9.81	79.96
Peso Total			381.21

Tabla 76.
Cálculo del cortante estático en la base

Coeficiente	Dirección	
	X	Y
Z	0.35	0.35
U	1.00	1.00
S	1.15	1.15
R	8.00	8.00

C	2.50	2.50
P	381.21	381.21
V	47.95	47.95

Tabla 77.
Comparación de cortantes

Cortante estático		Cortante estático		Cortante dinámico		Porcentaje	
VX (ton)	VY (ton)	80 % VX (ton)	80 % VY (ton)	VX (ton)	VY (ton)	VX (%)	VY (%)
47.95	47.95	38.36	38.36	40.56	40.1	6%	5%

De la tabla 77 determinamos que el cortante dinámico supera el 80% del cortante estático, en la dirección X lo supera en 6% mientras que en la dirección Y lo supera en 5%, cumpliendo con lo establecido en la norma peruana.

3.2.2 Limitación del esfuerzo de corte basal, normativa chilena

La norma chilena establece que el esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica debe ser mayor que la expresión de la ecuación 30.

$$Q_{0(\min.)} = \frac{ISPA_0}{6g}$$

Ecuación 30. Cálculo del esfuerzo cortante NCh433.

Donde:

- Q_0 : Esfuerzo de corte basal del edificio
- I : Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.
- S : Parámetro que depende del tipo de suelo;
- A_0 : Aceleración efectiva máxima del suelo.
- P : Peso total de la edificación.
- g : Aceleración de la gravedad.

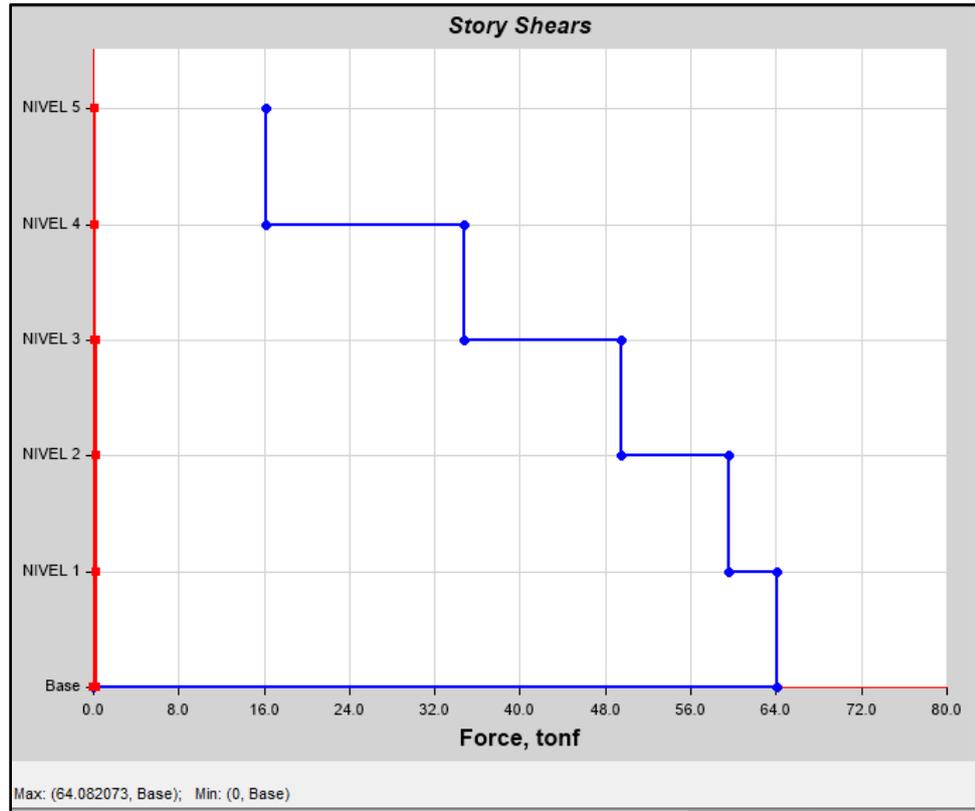


Figura. 49. Cortante dinámica máxima en dirección X

Tabla 78.
Valores de la cortante dinámica

Piso	Elevación m	VX ton-f
NIVEL 5	13.6	16.21
NIVEL 4	10.88	34.73
NIVEL 3	8.16	49.52
NIVEL 2	5.44	59.57
NIVEL 1	2.72	64.08

De la tabla 78 podemos determinar que el valor de la fuerza cortante en la dirección X del primer entrepiso es de 60.08 ton.

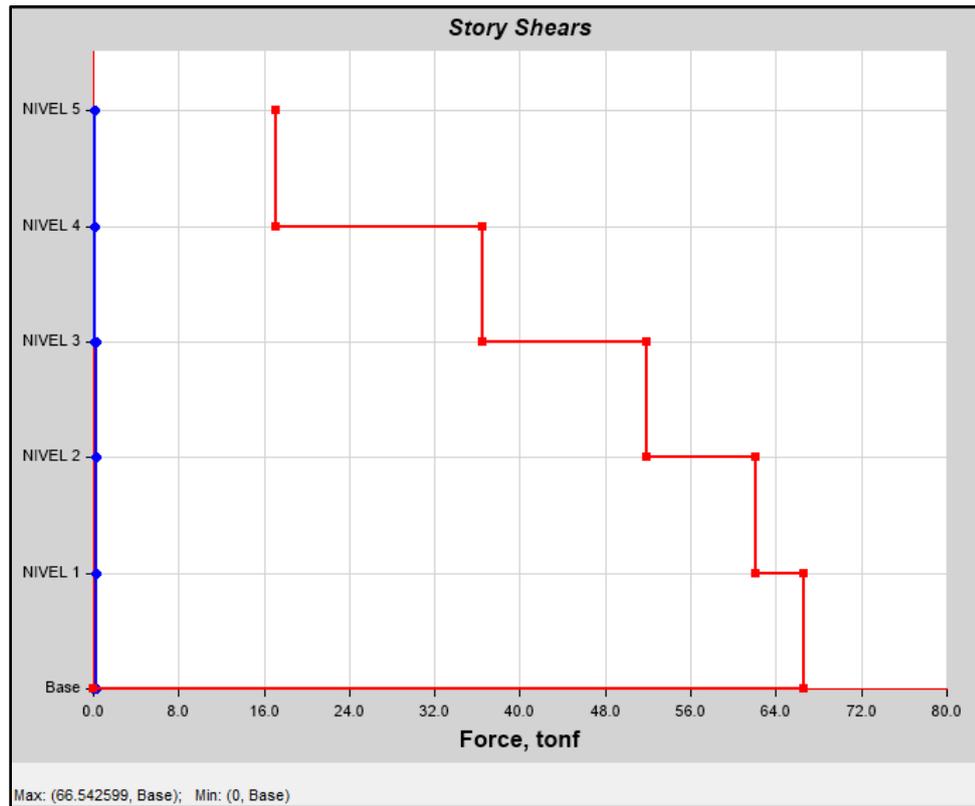


Figura. 50. Cortante dinámica máxima en dirección X

Tabla 79.
Valores de la cortante dinámica

Piso	Elevación m	VY ton-f
NIVEL 5	13.6	17.07
NIVEL 4	10.88	36.45
NIVEL 3	8.16	51.82
NIVEL 2	5.44	62.11
NIVEL 1	2.72	66.54

De la tabla 79 podemos determinar que el valor de la fuerza cortante en la dirección Y del primer entrepiso es de 66.54 ton.

Tabla 80.
Cálculo del peso de la edificación

Piso	Masa tonf-s ² /m	Gravedad m/s ²	Peso tonf
NIVEL 5	6.26	9.81	61.39
NIVEL 4	8.15	9.81	79.96
NIVEL 3	8.15	9.81	79.96
NIVEL 2	8.15	9.81	79.96
NIVEL 1	8.15	9.81	79.96
Peso Total			381.21

Tabla 81.
Cálculo del esfuerzo de corte basal del edificio

Coeficiente	Valor	
	X	Y
I	1.00	1.00
S	1.20	1.20
A ₀	0.30	0.30
g	9.81	9.81
P	381.21	381.21
Q ₀ (ton)	22.87	22.87

Tabla 82.
Comparación de cortantes

Cortante Basal		Cortante dinámico	
Q ₀ X (ton)	Q ₀ Y (ton)	V X (ton)	V Y (ton)
22.87	22.87	64.08	66.54

De la tabla 82 determinamos que el cortante dinámico es mayor que Esfuerzo de corte basal del edificio Q₀, cumpliendo con lo requerido en la norma chilena.

3.2.3 Cálculo de la cortante, normativa ecuatoriana

En la normativa ecuatoriana, se establece que la cortante dinámica no debe ser menor que el 80% de la cortante estática calculada con la ecuación 31.

$$V = \frac{I * S_a}{R * \emptyset_p * \emptyset_e} W$$

Ecuación 31. Cálculo de la cortante

Donde

- S_a : Espectro de diseño en aceleración.
- \emptyset_p y \emptyset_e : Coeficientes de configuración en planta y elevación.
- I : Coeficiente de importancia.
- R : Factor de reducción de resistencia sísmica.
- V : Cortante basal total de diseño.
- W : Carga sísmica reactiva.

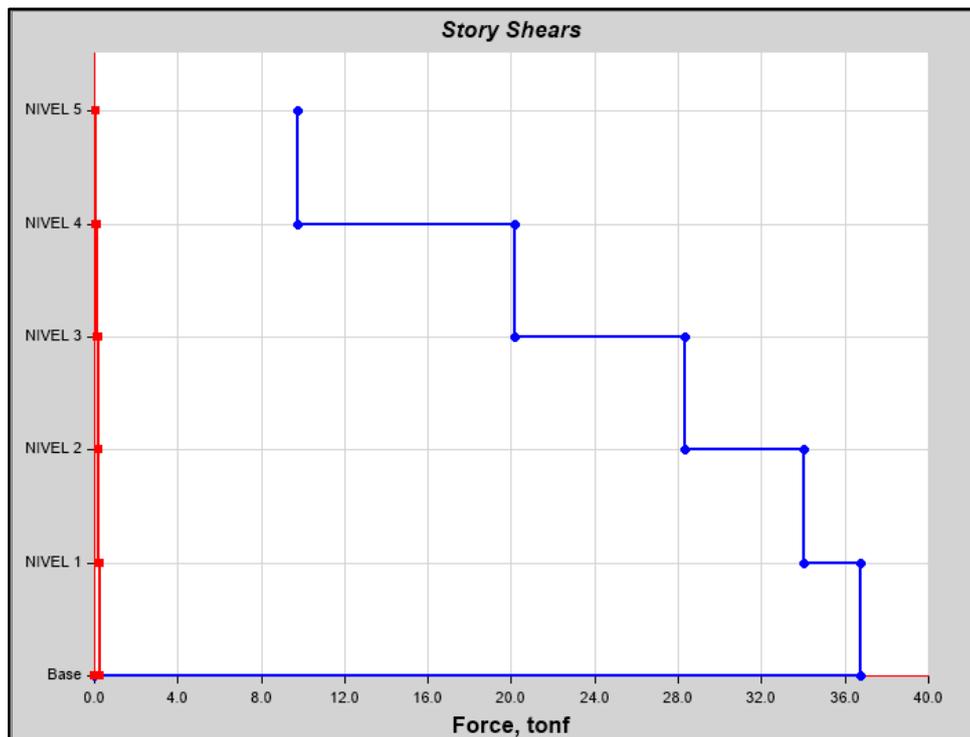


Figura. 51. Cortante dinámico máxima en dirección X

Tabla 83.
Valores de la cortante dinámica

Piso	Elevación m	VX ton-f
NIVEL 5	13.6	9.74
NIVEL 4	10.88	20.19
NIVEL 3	8.16	28.35
NIVEL 2	5.44	34.05
NIVEL 1	2.72	36.76

De la tabla 83 podemos determinar que el valor de la fuerza cortante en la dirección X del primer entrepiso es de 36.76 ton.

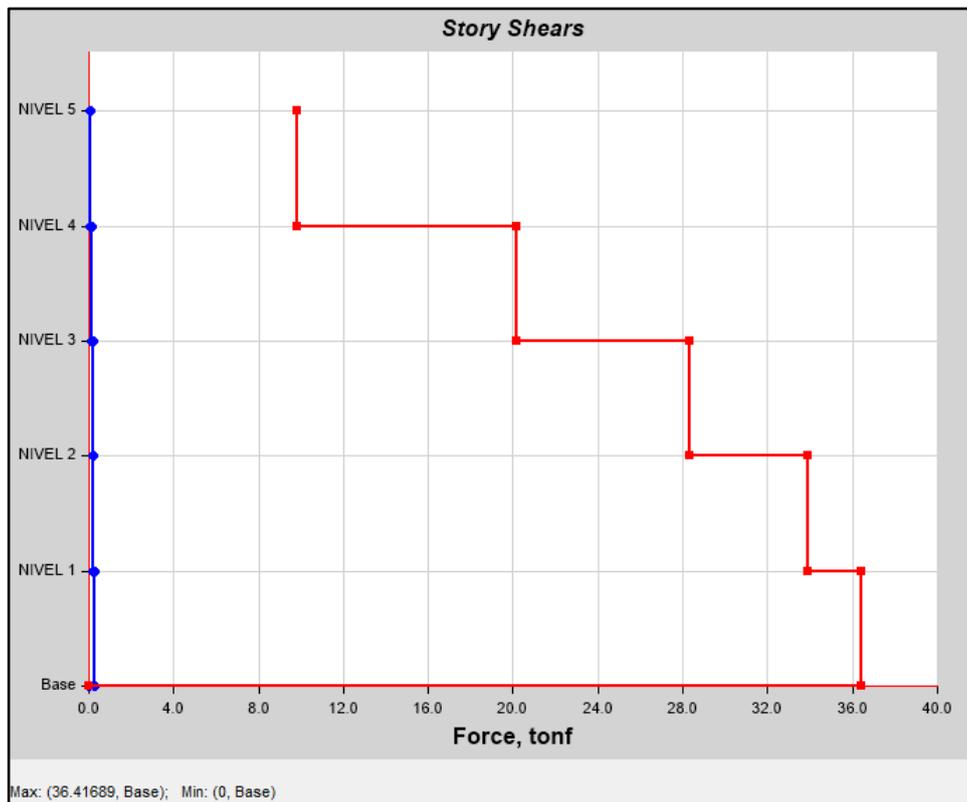


Figura. 52. Cortante dinámica máxima en dirección Y

Tabla 84.
Valores de la cortante dinámico

Piso	Elevación m	VY ton-f
NIVEL 5	13.6	9.81
NIVEL 4	10.88	20.19
NIVEL 3	8.16	28.30
NIVEL 2	5.44	33.87
NIVEL 1	2.72	36.42

De la tabla 84 podemos determinar que el valor de la fuerza cortante en la dirección Y del primer entrepiso es de 36.42 ton.

Tabla 85.
Cálculo del peso de la edificación

Piso	Masa tonf-s ² /m	Gravedad m/s ²	Peso tonf
NIVEL 5	6.02	9.81	59.06
NIVEL 4	7.68	9.81	75.34
NIVEL 3	7.68	9.81	75.34
NIVEL 2	7.68	9.81	75.34
NIVEL 1	7.68	9.81	75.34
Peso Total			360.42

Tabla 86.
Cálculo del cortante basal de diseño

Coeficiente	Valor	
	X	Y
Sa	0.97	0.97
I	1.00	1.00
R	8.00	8.00
Φe	1.00	1.00
ΦP	1.00	1.00
W	360.42	360.42
V	43.57	43.57

Tabla 87.
Comparación de cortantes

Cortante estático		Cortante estático		Cortante dinámico		Porcentaje	
VX (ton)	VY (ton)	80 % VX (ton)	80 % VY (ton)	VX (ton)	VY (ton)	VX (%)	VY (%)
43.57	43.57	34.86	34.86	36.76	36.42	5%	4%

De la tabla 87 determinamos que el cortante dinámico supera el 80% del cortante estático, en la dirección X lo supera en 5% mientras que en la dirección Y lo supera en 4%, cumpliendo con lo establecido en la norma ecuatoriana.

Tabla 88.
Cortantes dinámicas por norma

norma peruana		norma chilena		norma ecuatoriana	
V _X (ton)	V _Y (ton)	V _X (ton)	V _Y (ton)	V _X (ton)	V _Y (ton)
40.56	40.1	64.08	66.54	36.76	36.42

De la tabla 88, verificamos que los valores de cortante dinámica son mayores para la norma chilena, seguida de la peruana y ecuatoriana.

3.3 Verificación de derivas con la normativa peruana (E.030-2019), chilena (NCh433) y ecuatoriana(NEC-SE-DS).

3.3.1 Verificación de derivas con la norma peruana

La norma peruana establece que deriva máxima debe ser menor que 0.007

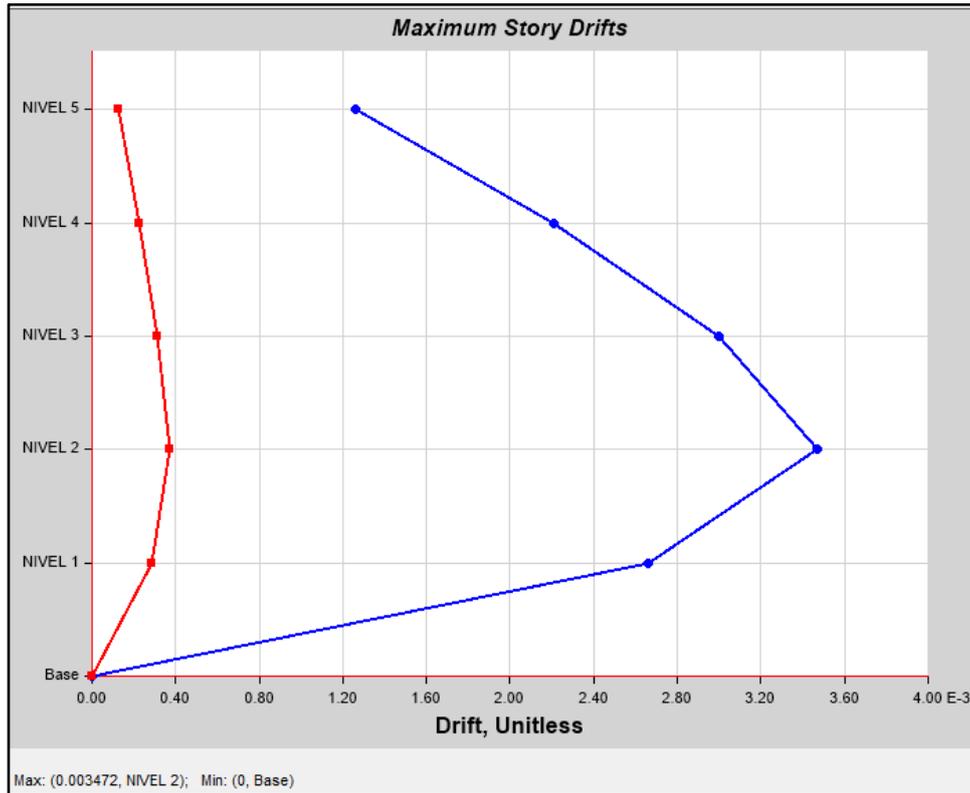


Figura. 53. Deriva en la dirección X

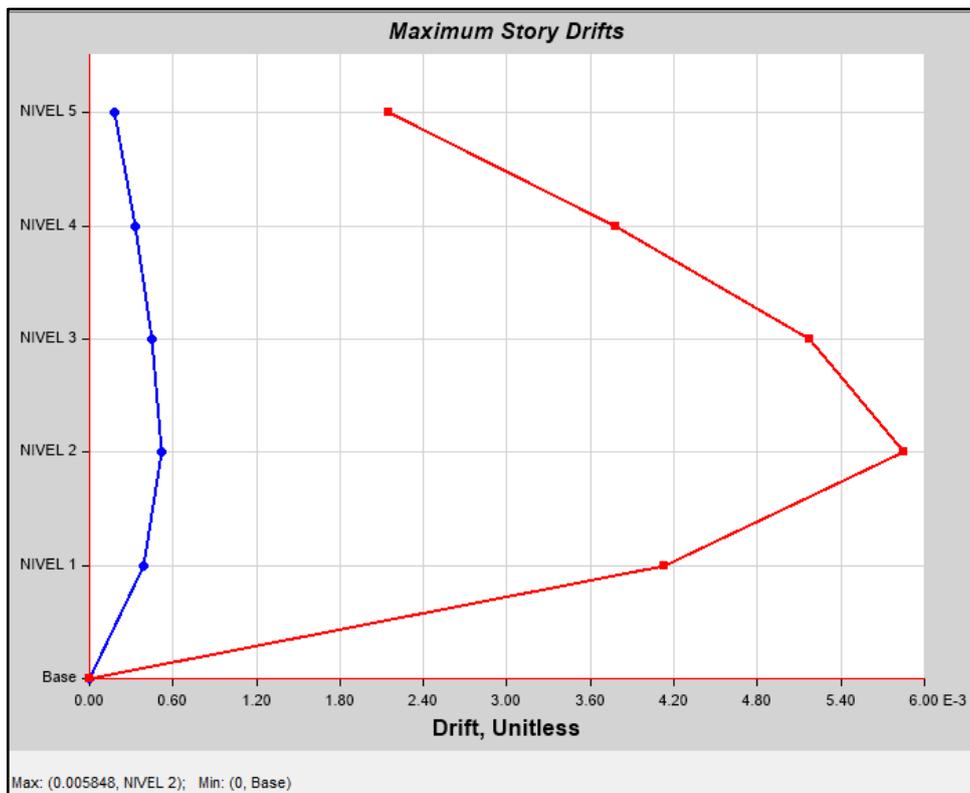


Figura. 54. Deriva en la dirección X

Tabla 89.
Derivas norma peruana

Piso	Altura	Deriva X	Deriva Y	Deriva máx.
NIVEL 5	14.45	0.001264	0.002148	0.007
NIVEL 4	11.73	0.002212	0.003785	0.007
NIVEL 3	9.01	0.002998	0.005174	0.007
NIVEL 2	6.29	0.003472	0.005848	0.007
NIVEL 1	3.57	0.00266	0.004133	0.007

De la tabla 89 podemos verificar que las derivas cumplen con lo establecido en la norma, la deriva máxima en la dirección X es de 0.003472 y la deriva máxima en la dirección Y es de 0.005848

3.3.2 Verificación de desplazamientos con la norma chilena

La norma chilena establece que los desplazamientos medidos del centro de masas no deben ser mayores que 0.002 por la altura de piso, también indica que los desplazamientos medidos a cualquier punto de la planta no deben ser mayores que 0.001 por l altura de piso, la altura de piso es de 2.72m.

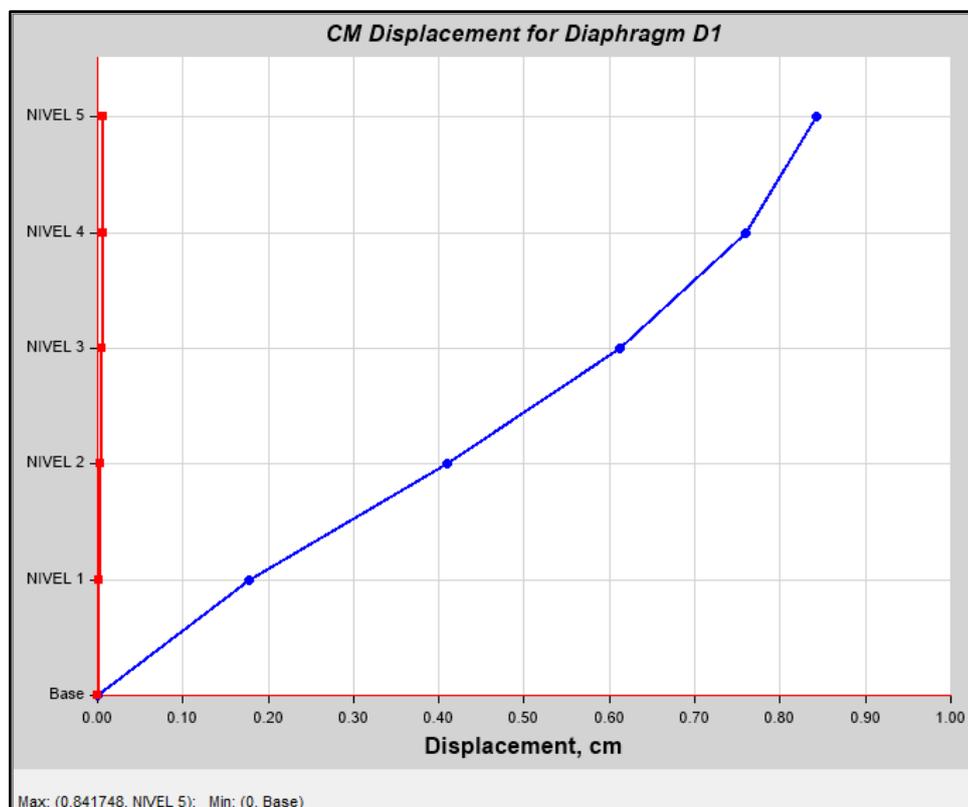


Figura. 55. Desplazamiento medido al centro de masa en dirección X

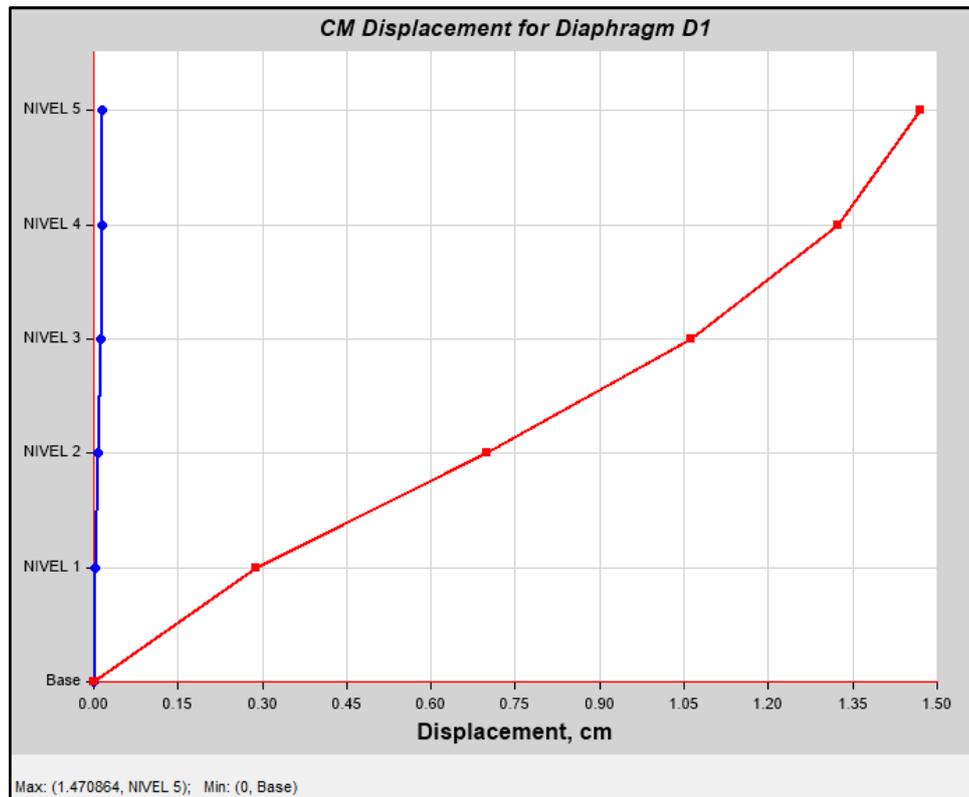


Figura. 56. Desplazamiento medido al centro de masa en dirección Y

Tabla 90.
Desplazamiento al centro de masa

Piso	Altura	Desplaz X (cm)	Desplaz. Y (cm)	Desplaz. Entre dos pisos X	Desplaz. Entre dos pisos Y	Desplaz. máx. (cm)
NIVEL 5	14.45	0.8417	1.4709	0.0826	0.1464	0.544
NIVEL 4	11.73	0.7591	1.3245	0.1472	0.2631	0.544
NIVEL 3	9.01	0.6119	1.0614	0.2016	0.3631	0.544
NIVEL 2	6.29	0.4103	0.6983	0.2328	0.4104	0.544
NIVEL 1	3.57	0.1775	0.2879	0.1775	0.2879	0.544

De la tabla 90 podemos verificar que los desplazamientos al centro de masas, entre dos pisos consecutivos, si cumplen con lo establecido en la norma chilena para valores menores que $0.002 \cdot 272 \text{cm} = 0.544 \text{cm}$

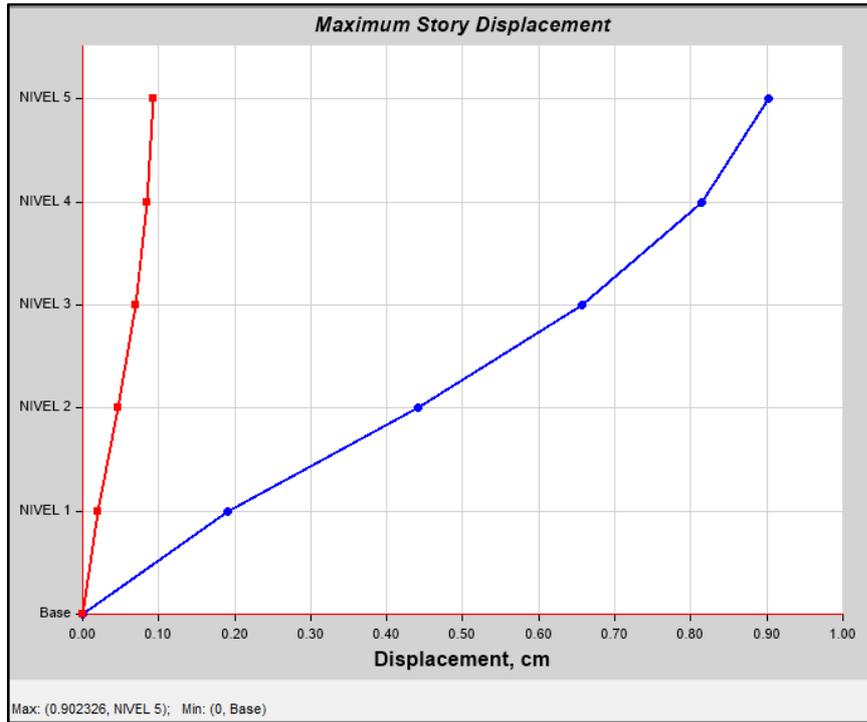


Figura. 57. Desplazamiento medido a cualquier punto de la planta en dirección X

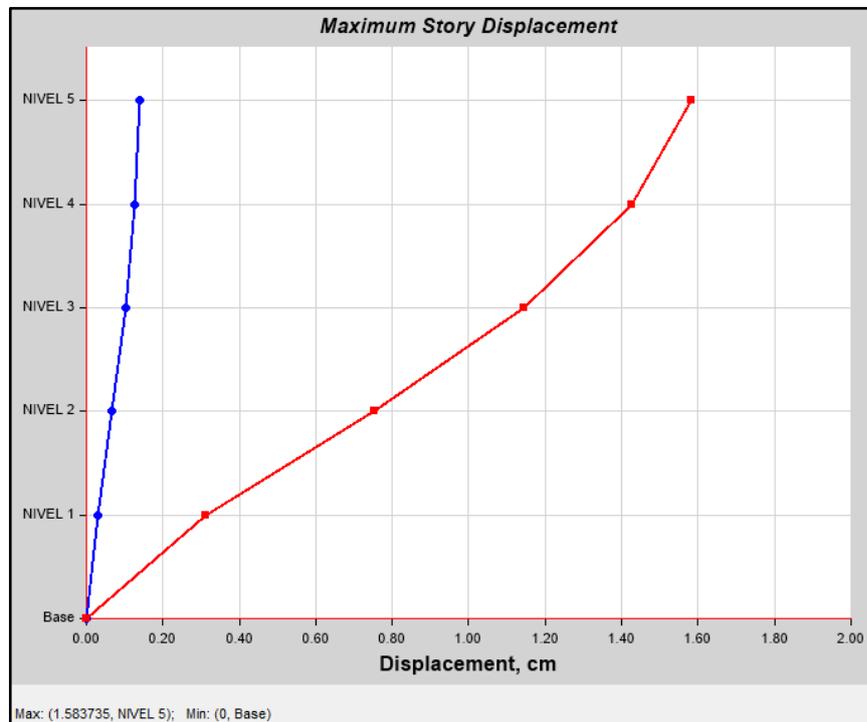


Figura. 58. Desplazamiento medido a cualquier punto de la planta en dirección Y

Tabla 91.
Desplazamiento medido a cualquier punto de la planta

Piso	Altura	Desplaz X (cm)	Desplaz. Y (cm)	Desplaz. Entre dos pisos X	Desplaz. Entre dos pisos Y	Desplaz. máx. (cm)
NIVEL 5	14.45	0.9023	1.5837	0.0883	0.1573	0.272
NIVEL 4	11.73	0.814	1.4264	0.1571	0.2824	0.272
NIVEL 3	9.01	0.6569	1.144	0.2156	0.3903	0.272
NIVEL 2	6.29	0.4413	0.7537	0.2502	0.4421	0.272
NIVEL 1	3.57	0.1911	0.3116	0.1911	0.3116	0.272

De la tabla 91 podemos verificar que los desplazamientos medios a cualquier punto de la planta, entre dos pisos consecutivos, no cumplen con lo establecido en la norma chilena para valores menores que $0.001 \cdot 272\text{cm} = 0.272\text{cm}$.

3.3.3 Verificación de derivas con la norma ecuatoriana

La norma ecuatoriana establece que deriva máxima debe ser menor que 0.02.

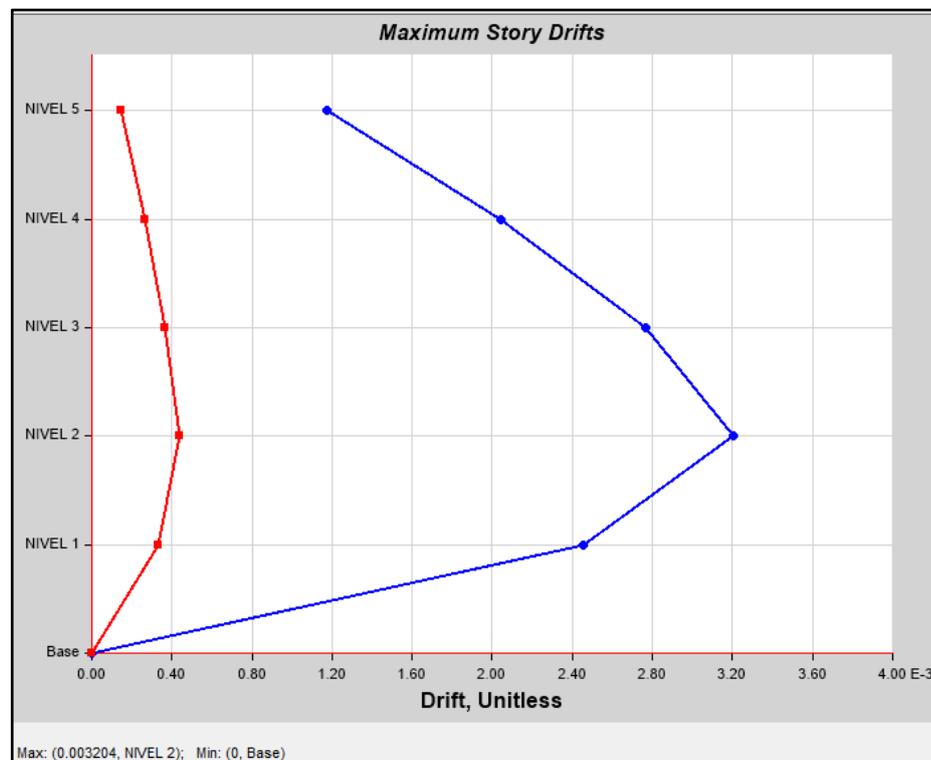


Figura. 59. Deriva en la dirección X

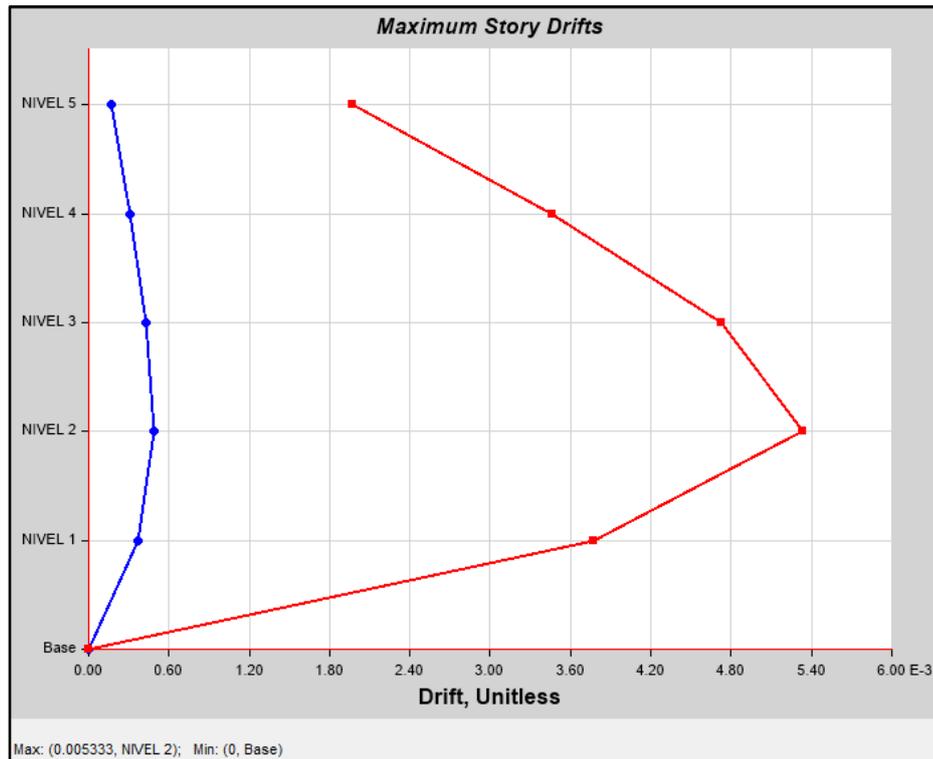


Figura. 60. Deriva en la dirección Y

Tabla 92.
Derivas norma ecuatoriana

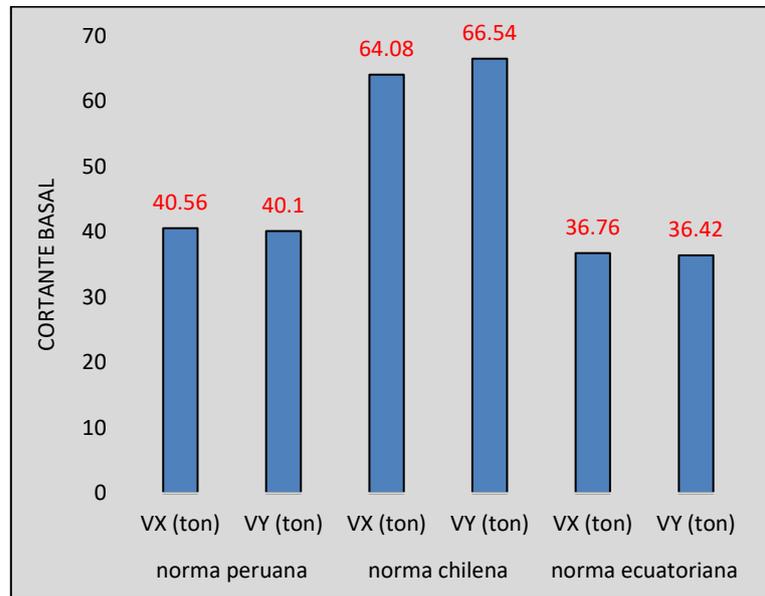
Piso	Altura	Deriva X	Deriva Y	Deriva máx.
NIVEL 5	14.45	0.00117	0.001974	0.02
NIVEL 4	11.73	0.00205	0.003465	0.02
NIVEL 3	9.01	0.00277	0.004723	0.02
NIVEL 2	6.29	0.00320	0.005333	0.02
NIVEL 1	3.57	0.00245	0.003767	0.02

De la tabla 92 podemos verificar que las derivas cumplen con lo establecido en la norma, la deriva máxima en la dirección X es de 0.00320 y la deriva máxima en la dirección Y es de 0.005333

3.4 Comparativa de la masa participativa entre las normativas de análisis.

Con respecto a la comparativa de la masa participativa modal se puede verificar que las 3 normativas cumplen con lo establecido en cada una de ellas donde la suma de la masa participativa no debe ser menor al 90%.

3.5 Comparativa de cortantes dinámicas entre las normativas de análisis



Gráfica 4. Comparación de cortantes por norma.

3.6 Comparativa de derivas entre las normativas de análisis.

3.6.1 Comparación entre las derivas de la norma peruana, chilena y ecuatoriana

Tabla 93.

Comparación de derivas norma peruana

Piso	Altura	Deriva X	Deriva Y	Deriva máx.	Holgura X %	Holgura Y %
NIVEL 5	14.45	0.001264	0.002148	0.007	18%	31%
NIVEL 4	11.73	0.002212	0.003785	0.007	32%	54%
NIVEL 3	9.01	0.002998	0.005174	0.007	43%	74%
NIVEL 2	6.29	0.003472	0.005848	0.007	50%	84%
NIVEL 1	3.57	0.00266	0.004133	0.007	38%	59%

Tabla 94.
Comparación de derivas norma ecuatoriana

Piso	Altura	Deriva X	Deriva Y	Deriv a máx.	Holgura X %	Holgura Y %
NIVEL 5	14.45	0.00117	0.001974	0.02	6%	10%
NIVEL 4	11.73	0.00205	0.003465	0.02	10%	17%
NIVEL 3	9.01	0.00277	0.004723	0.02	14%	24%
NIVEL 2	6.29	0.00320	0.005333	0.02	16%	27%
NIVEL 1	3.57	0.00245	0.003767	0.02	12%	19%

Tabla 95.
Comparación de desplazamiento a cualquier punto de la planta

Piso	Altura	Desplaz. Entre dos pisos X	Desplaz. Entre dos pisos Y	Desplaz. máx. (cm)	Holgura X %	Holgura Y %
NIVEL 5	14.45	0.0883	0.1573	0.272	32%	58%
NIVEL 4	11.73	0.1571	0.2824	0.272	58%	104%
NIVEL 3	9.01	0.2156	0.3903	0.272	79%	143%
NIVEL 2	6.29	0.2502	0.4421	0.272	92%	163%
NIVEL 1	3.57	0.1911	0.3116	0.272	70%	115%

Tabla 96.

Comparación de valores obtenidos por las tres normativas.

Norma	Participación de la masa				Cortante dinámico					Derivas						
	modo	Dir. X (%)	Dir. Y (%)	Condición	Verif.	V en X. (ton)	V en Y. (ton)	Condición	Verif. en X	Verif. en Y	Nivel	Δ máx en X	Δ máx en Y	Condición	Verif. en X	Verif. en Y
Peruana	modo 4		94%		✓	40.56	40.1	Vdin. > 80% Vest. - 38.36 ton	✓	✓	Nivel 2	0.0035	0.00585	Derivas < 0.007	✓	✓
	modo 5	94%			✓											
Ecuatoriana	modo 4		94%	Participación de masas > al 90%	✓	36.76	36.42	Vdin. > 80% Vest. - 34.86 ton	✓	✓	Nivel 2	0.0032	0.0053	Derivas < 0.02	✓	✓
	modo 5	94%							✓							
Chilena	modo 4		94%		✓	64.08	66.54	Vdin. > Qo. - 22.87 ton	✓	✓	Nivel 2	0.2502	0.4421	Desplaz > a 0.272	✓	✗
	modo 5	94%			✓											
Notas	Se puede verificar en las tres normas que la participación de la masa supera el 90%, en el modo 5 para la dirección X y modo 4 para la dirección Y					Se puede verificar que el mayor valor del cortante dinámico se obtiene del análisis con la norma chilena, determinando que la estructura es más resistente, porque se diseñará a mayores fuerzas.					Se puede verificar que la norma chilena no cumple con la condición en la dirección Y, por lo que es necesario aportar rigidez en dicha dirección con el aumento de la sección de columna o diseño de placas.					

Se concluye que la norma chilena es más rigurosa en el análisis, ya que para cumplir el parámetro de desplazamientos se tienen que aumentar la sección de columna o diseñar placas y en cuanto al valor de la cortante se diseñará para mayores fuerzas; haciendo la edificación más segura, preservando la vida humana ante eventos sísmicos.

CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

4.1 Discusión

- Según la tabla 70, 71 y 72, se puede verificar, que la norma peruana, chilena y ecuatoriana, cumplen con la suma de las masas equivalentes siendo mayor que el 90% de su masa total.
- Según la tabla 77, el cortante dinámico obtenido con la norma peruana es 40.56 ton. en la dirección X y 40.1 ton. en la dirección Y, superando en ambos casos el 80% de la cortante estática con un valor determinado de 38.36ton.
- según la tabla 82, el cortante dinámico obtenido con la norma chilena es de 64.08 ton. en la dirección X y 66.54 ton. en la dirección Y, superando en ambos casos el esfuerzo de corte basal del edificio con un valor de 22.87 ton.
- Según la tabla 87, el cortante dinámico obtenido con la norma ecuatoriana es 36.76 ton. en la dirección X y 36.42 ton. en la dirección Y, superando en ambos casos el 80% de la cortante estática con un valor determinado de 34.86 ton.
- Según la tabla 89, el valor máximo de la distorsión de entrepiso o derivas, en la dirección X es de 0.003472 y en la dirección Y es de 0.005848, superando el 0.007 establecido en la norma peruana.
- Según la tabla 90, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medidos en el centro de masas, en la dirección X es de 0.2328 y en la dirección Y es de 0.4104; estos valores son menores que 0.544, según lo establecido en la norma chilena
- Según la tabla 91, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medidos en cualquier punto de la planta, en la dirección X es de 0.2502 y en la dirección Y es de 0.4421; en la dirección Y el valor es mayor que 0.272, según lo establecido en la norma chilena
- Según la tabla 92, el valor máximo de las derivas de pisos, en la dirección X es de 0.00320 y en la dirección Y es de 0.005333, superando el 0.02 establecido en la norma ecuatoriana.

- Al comparar los resultados de la 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 sísmicos dinámicos, 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” de García que concluye que la norma peruana presenta valores más cercanos a los límites de derivas y por ende es más rigurosa, en el caso de esta investigación la norma chilena es la más rigurosa ya que no cumple con los desplazamiento mínimos, mientras que la peruana las derivas están por debajo de lo establecido.
- En la tesis “Análisis comparativo del comportamiento estructural basado en solicitaciones sísmicas de una edificación de concreto armado según NTP-E030-2018, NCH433-2012 y NEC-SEDS-2015” de Terrones concluye que la norma peruana es la más exigente en valores de diseño y en lo que se refiere al cortante basal, la norma peruana es la que presenta mayores valores con respecto a las otras normas. En esta investigación se verificó, en la gráfica 4, que la norma chilena presenta el mayor valor de cortante seguida de la peruana y ecuatoriana respectivamente.
- Al comparar los resultados obtenidos en la tesis “Análisis comparativo de la respuesta sísmica de un edificio de concreto armado aplicando las normas de diseño sismorresistente de Perú, Chile, Estados Unidos y Japón” de Cutipa concluye que la norma peruana es la más exigente en el control de los desplazamientos laterales, frente a la norma chilena; en el caso de esta investigación la norma chilena es la más rigurosa ya que no cumple con los desplazamiento mínimos, mientras que la peruana las derivas están por debajo de lo establecido.

4.2 Conclusiones

- a) Al verificar los resultados del análisis del comportamiento estructural de los modelos con las normativas peruana, chilena y ecuatoriana, se determinó que la norma chilena es la más rigurosa seguida de la peruana y ecuatoriana respectivamente por lo cual la hipótesis **ES FALSA**.
- b) Al comparar la participación de masas con la normativa peruana, chilena y ecuatoriana, se verificó, que la participación de masas supera el 90% establecido en cada normativa.
- c) Al comparar las cortantes dinámicas se puede verificar, en las tablas 77, 82 y 87, que los valores superan a la restricción de cada normativa; la norma chilena tiene el valor más alto, seguida de la peruana y ecuatoriana respectivamente, por lo que el modelo analizado con la normativa chilena es más resistente porque en la etapa de diseño los elementos estructurales serán diseñados para fuerza mayores.
- d) Al comparar las derivas o desplazamientos según la normativa peruana, chilena y ecuatoriana podemos verificar que los valores obtenidos con la aplicación de la norma peruana y ecuatoriana cumplen con lo establecido en cada una de ellas, según la tabla 89 y 92 respectivamente; mientras que los valores obtenidos con la aplicación de la norma chilena no cumplen con lo establecido en su norma encontrándose deficiencias en la dirección Y, para cumplir con el desplazamiento mínimo requerido, en la norma chilena, se tiene que aportar rigidez a la estructura haciéndola más segura y así garantizar la continuidad funcional de la edificación preservando la vida humana ante eventos sísmicos.

REFERENCIAS

- Aguilar, R. (2008). *Análisis Sísmico de Edificaciones*. Chiclayo - Perú.
- ALVARO, A. J. (2015). *Estudio de los Coeficientes de Reducción de Respuesta Estructural "R" de la norma Ecuatoriana de la Construcción*. Cuenca - Ecuador.
- ASCE 7/10, A. S. (2018). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Washington - USA.
- Barbat & Oller & Vielma, H. S. (2014). *Cálculo y Diseño Sismorresistente de Edificios*. Madrid - España.
- BAZÁN & ROBERTO, I. (2004). *Diseño Sísmico en Edificaciones Meximo D.F.* Ciudad de Mexico - Mexico: Limusa.
- CELEDON, A. G. (2011). *Generación de Espectro Input de Energia Para Zonas de Sismicidad Elevada*. Valdivia - Chile.
- Chilon, V. W. (2013). *Comportamiento Sísmico de un Módulo del colegio José Carlos Mariategui Ante el Sismo de Pisco del 15 de Agosto del 2007*. Cajamarca - Perú.
- Cutipá, S. Q. (2018). *Análisis Comparativo de la Respuesta Sísmica de un Edificio de Concreto Armado Aplicando las Normas de Diseño Sismorresistente de Perú, Chile, Estados Unidos y Japón*. Puno - Perú.
- E.030. (2019). *Norma Sismo Resistente*. Lima - Perú.
- Elisa, C. S. (2018). *Análisis Comparativo de la Respuesta Sísmica de un Edificio de Concreto Armado Aplicando las Normas de Diseño Sismorresistente de Perú, Chile, Estados Unidos y Japón*. Puno - Perú: Análisis Comparativo de la Respuesta Sísmica de un Edificio de Concreto Armado Aplicando las Normas de Diseño Sismorresistente de Perú, Chile, Estados Unidos y Japón.
- García, M. V. (2016). *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 D.* Cuzco - Perú.
- Hernández, F. B. (2014). *Metodología de la Investigación*. Ciudad de Mexico.
- IGP, I. G. (2018). *Sismos en el Perú. Informe tecnico de sismo en Perú*.
- José, M. J. (2014). *Calibración de Umbrales de Daño Sísmico Para el Análisis de Fragilidad Sísmica de Estructuras de Hormigón Armado Mediante Análisis Estático No Lineal ("PUSH-OVER")*. España.
- JULCA, V. C. (2017). *Comparación del Comportamiento Dinámico de Reservorios Elevados con Estructuras de Soporte Tipo de Soporte Tipo Marco, Evaluados con las Normas Norteamericana y Neozelandesa*. Cajamarca - Perú.
- Leadher, F. I. (2018). *Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño Aplicando la Norma E.030-2018 Para el Diseño de una Edificación Multifamiliar de 12 Niveles con 3 Sótanos Ubicada en la Ciudad De Lima, Distrito de Miraflores*. Lima: Universidad de San Martín de Porres .
- Libre, P. (2018). *Sismos en america latina. Que tan preparados estamos ante un sismo*.
- Malaga, J. f. (2015). *Estudio Comparativo de Distintas Normas internacionales Respecto de las Aplicaciones de los Espectros Sísmicos de Respuesta*. Madrid - España: Universidad Politécnica de Madrid.

- Muñoz & Tiglia, L. I. (2018). *Análisis Comparativo del Comportamiento Estructural Basado en Solicitaciones de una Edificación Según NTP-E.030, NCH433-2012 Y NEC-SE-2015*. Trujillo - Perú.
- Muñoz, D. (2012). *Conceptos Básicos en Riesgo Sísmico*. Madrid - España: Universidad Complutense de Madrid.
- Nch433, N. C. (2012). *diseño sísmico de edificios*. Santiago de Chile - Chile.
- NEC-SE-DS, N. S. (2015). *DISEÑO SISMORESISTENTE ECUADOR*. Quito - Ecuador.
- NTP.020, C. y. (2016). *Norma Técnica Peruana - E.020*. Lima-Perú: Comité Nacional IEC Perú.
- Ochoa Zamalloa, á. J. (2012). *Aplicación de los sistemas de información geográfica para la determinación de escenarios de riesgo en el balneario de Pucusana*. Lima - Perú: UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS.
- Pablo Quinde, M., & Reinoso Angulo, E. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 94* 1-26 (2016), 2.
- Ramos Churra, S. E. (2017). *Análisis y evaluación de la distribución espacial de la sismicidad y lagunas sísmicas presentes en el borde occidental de Sudamérica*. Arequipa - Perú: UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTIN DE AREQUIPA.
- Retamozo, C. F. (2016). *Comparación de las Normas E.030 - 2016 y 2006, en el Diseño Estructural de un Edificio en el Distrito de Huancayo*. Huancayo - 2016.
- Tapia Zarricueta, R. (2015). *Terremoto 2010 en Chile y vivienda social: resultados y aprendizajes para recomendaciones de políticas públicas*. Madrid - España: UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID.
- Terrones Muñoz, L. I., & Vilca Tiglia, O. (2018). *Análisis Comparativo del Comportamiento Estructural Basado en Solicitaciones Sísmicas de una Edificación de Concreto Armado Según NTP -E.030, NCH433-2012 Y NEC-SE-DS-2015*. Trujillo - Perú.
- Terrones, L. I. (2018). *Análisis comparativo del comportamiento estructural basado en sollicitaciones sísmicas de*. Tujillo-Perú: Universidad Cesar Vallejo.
- Villa, F. F. (2002). *Espectro de Respuesta y de Diseño*. Lima - Perú.

ANEXOS

ANEXO n.º 1. Ficha de datos sismorresistentes y técnicos

ANEXO n.º 2. Estudio de mecánica de suelos

ANEXO n.º 3. Plano de ubicación

ANEXO n.º 4. Plano de arquitectura

ANEXO n.º 5. Plano estructural de aligerados