



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el
análisis sísmico, edificio CECOMSAP Juliaca – 2021

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
Ingeniero Civil

AUTOR:

Chaparro Enriquez, David (ORCID: 0000-0002-4978-1675)

ASESOR:

Mg. Requis Carbajal, Luis Villar (ORCID: 0000-0002-3816-7047)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

LIMA - PERÚ

2021

DEDICATORIA

Dedico la presente tesis a:

Dios por ser su deseo el obsequiarme la vida, por enseñarme a creer y luchar en la adversidad, por no dejarme solo. A mi madre por su sempiterno amor, por haberme forjado con ejemplos de constancia y superación; a mi abuelo David Chaparro Lovón que en vida me dejó consejos, preceptos de sabiduría, a mis hermanos por su cariño y respaldo perpetuo, a mis mascotas por su amor noble y porque creo que de cada ser vivo siempre se puede aprender una enseñanza.

AGRADECIMIENTOS:

A Dios, a mis padres, hermanos, así como a mis familiares que siempre me dieron sus mejores consejos, recomendaciones desde muy niño y creyeron en mí, a mis maestros de educación secundaria por su calidad de enseñanza y orientación que me brindaron.

A todas las personas que me motivaron a lo largo de la vida, para luchar por mis sueños, metas y objetivos. Para todos mis seres amados este agradecimiento es sincero y de corazón, porque sin ellos esto no habría sido plasmable.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

I. INTRODUCCIÓN.....	12
1.1 Planteamiento del Problema	13
1.2. Justificación de la Investigación	14
1.3 Objetivos de la Investigación	15
1.4 Hipótesis de la Investigación.....	16
II. MARCO TEÓRICO.....	17
2.1 Antecedentes Nacionales	18
2.2 Antecedentes Internacionales	19
2.3 Bases Teóricas	20
2.4 Sistema Estructural	48
2.5 Regularidad Estructural.....	49
2.6 Factores de Irregularidad (I_a , I_p).....	50
2.7 Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_o).....	50
2.8 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles	52
III. METODOLOGÍA	53
3.1 Tipo y Diseño de Investigación	53
3.2 Variables y Operacionalización	53
3.3 Población, Muestra y Muestreo.....	54
3.4 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos	57
3.5 Procedimientos	58

3.6 Método de Análisis de Datos	59
3.7 Aspectos Éticos.....	59
IV. RESULTADOS	61
4.1 Trabajo de Campo	61
4.2 Consideraciones Generales para el Modelado Estructural	62
4.3 Secciones del Modelado Estructural	66
4.4 Análisis Sísmico Estático del Edificio	69
4.5 Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral del Edificio	83
4.6 Análisis Sísmico Estático con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2% del Edificio	92
4.7 Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%	95
4.8 Combinaciones de Cargas	104
V DISCUSIÓN	143
VI CONCLUSIONES	154
RECOMENDACIONES	156
ANEXOS	162

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	21
Figura 2	22
Figura 3	28
Figura 4	30
Figura 5	34
Figura 6	43
Figura 7	44
Figura 8	45
Figura 9	62
Figura 10	63
Figura 11	64
Figura 12	67
Figura 13	68
Figura 14	69
Figura 15	73
Figura 16	76
Figura 17	81
Figura 18	86
Figura 19	89
Figura 20	90
Figura 21	98
Figura 22	100
Figura 23	102
Figura 24	114
Figura 25	129
Figura 26	144
Figura 27	145
Figura 28	147
Figura 29	148
Figura 30	151

Figura 31	166
Figura 32	167
Figura 33	168
Figura 34	175
Figura 35	176
Figura 36	177
Figura 37	179
Figura 38	180
Figura 39	181
Figura 40	182
Figura 41	183
Figura 42	184
Figura 43	186

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.....	32
Tabla 2.....	42
Tabla 3.....	46
Tabla 4.....	48
Tabla 5.....	49
Tabla 6.....	51
Tabla 7.....	52
Tabla 8.....	53
Tabla 9.....	54
Tabla 10.....	55
Tabla 11.....	57
Tabla 12.....	66
Tabla 13.....	67
Tabla 14.....	69
Tabla 15.....	70
Tabla 16.....	71
Tabla 17.....	72
Tabla 18.....	74
Tabla 19.....	77
Tabla 20.....	77
Tabla 21.....	77
Tabla 22.....	78
Tabla 23.....	78
Tabla 24.....	79
Tabla 25.....	79
Tabla 26.....	79
Tabla 27.....	80
Tabla 28.....	82
Tabla 29.....	82
Tabla 30.....	83
Tabla 31.....	83

Tabla 32.....	84
Tabla 33.....	84
Tabla 34.....	86
Tabla 35.....	87
Tabla 36.....	88
Tabla 37.....	90
Tabla 38.....	91
Tabla 39.....	91
Tabla 40.....	92
Tabla 41.....	93
Tabla 42.....	93
Tabla 43.....	94
Tabla 44.....	94
Tabla 45.....	95
Tabla 46.....	95
Tabla 47.....	96
Tabla 48.....	96
Tabla 49.....	99
Tabla 50.....	101
Tabla 51.....	103
Tabla 52.....	103
Tabla 53.....	104
Tabla 54.....	105
Tabla 55.....	106
Tabla 56.....	107
Tabla 57.....	107
Tabla 58.....	108
Tabla 59.....	109
Tabla 60.....	110
Tabla 61.....	110
Tabla 62.....	111
Tabla 63.....	112
Tabla 64.....	113

Tabla 65.....	113
Tabla 66.....	115
Tabla 67.....	116
Tabla 68.....	116
Tabla 69.....	117
Tabla 70.....	118
Tabla 71.....	118
Tabla 72.....	119
Tabla 73.....	120
Tabla 74.....	120
Tabla 75.....	121
Tabla 76.....	121
Tabla 77.....	122
Tabla 78.....	122
Tabla 79.....	123
Tabla 80.....	124
Tabla 81.....	124
Tabla 82.....	125
Tabla 83.....	125
Tabla 84.....	126
Tabla 85.....	127
Tabla 86.....	127
Tabla 87.....	128
Tabla 88.....	128
Tabla 89.....	130
Tabla 90.....	131
Tabla 91.....	131
Tabla 92.....	132
Tabla 93.....	132
Tabla 94.....	133
Tabla 95.....	133
Tabla 96.....	134
Tabla 97.....	134

Tabla 98.....	135
Tabla 99.....	135
Tabla 100.....	136
Tabla 101.....	136
Tabla 102.....	137
Tabla 103.....	138
Tabla 104.....	138
Tabla 105.....	139
Tabla 106.....	139
Tabla 107.....	140
Tabla 108.....	141
Tabla 109.....	141
Tabla 110.....	142
Tabla 111.....	142
Tabla 112.....	143
Tabla 113.....	143
Tabla 114.....	149
Tabla 115.....	149
Tabla 116.....	150
Tabla 117.....	150
Tabla 118.....	162
Tabla 119.....	163
Tabla 120.....	163
Tabla 121.....	164
Tabla 122.....	164
Tabla 123.....	165
Tabla 124.....	165
Tabla 125.....	169
Tabla 126.....	169
Tabla 127.....	170
Tabla 128.....	170
Tabla 129.....	171
Tabla 130.....	171

Tabla 131.....	172
Tabla 132.....	172
Tabla 133.....	173
Tabla 134.....	173
Tabla 135.....	174
Tabla 136.....	174
Tabla 137.....	177
Tabla 138.....	178
Tabla 139.....	185
Tabla 140.....	187
Tabla 141.....	188
Tabla 142.....	188
Tabla 143.....	189
Tabla 144.....	189
Tabla 145.....	190
Tabla 146.....	190
Tabla 147.....	191
Tabla 148.....	192
Tabla 149.....	192
Tabla 150.....	193
Tabla 151.....	193
Tabla 152.....	194
Tabla 153.....	194
Tabla 154.....	195
Tabla 155.....	195
Tabla 156.....	196
Tabla 157.....	196
Tabla 158.....	197

RESUMEN

La presente investigación tiene por objetivo determinar las principales variaciones de los parámetros normativos en torno al análisis sísmico, igualmente fijar los incrementos de esfuerzos como: momentos flectores, fuerzas cortantes y momentos torsionales en vigas, considerando el factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%. Se analizó un edificio de 10 niveles y un semisótano ubicado en la ciudad de Juliaca. Ello con la finalidad de verificar las crecidas en valores y contrastarlos con los que rige el cálculo de la normativa peruana vigente.

La metodología utilizada para dicho propósito se basó en un tipo de investigación acorde a la estrategia de tipo no experimental, con enfoque cuantitativo, de propósito aplicado. Los resultados exponen incrementos bastante cuantiosos de más del 50% en relación a las máximas derivas de entrepiso permitidas por la normativa E.030, de igual modo se determinó la intensificación referente a las fuerzas cortantes estáticas y dinámicas en los diferentes niveles o pisos de la estructura, las cuales también exhiben valores acentuados. Además, se fijó el incremento de esfuerzos en vigas, hallando demandas que alcanzan incrementos de más del 100% en algunos casos y en otros hasta multiplican dichas sollicitaciones en ambas direcciones de análisis.

Palabras claves: amortiguación estructural, factor de zona amplificado, análisis sísmico.

ABSTRACT

The objective of this research is to determine the main variations of the normative parameters around the seismic analysis, also to fix the stress increments such as: bending moments, shear forces and torsional moments in beams, considering the amplified zone factor and structural damping of the 2 %. A 10-story building and a semi-basement located in the city of Juliaca were analyzed. This is in order to verify the increase in values and to contrast them with those governed by the calculation of current peruvian regulations.

The methodology used for this purpose was based on a type of research according to the non-experimental type strategy, with a quantitative approach, of applied purpose. The results show quite large increases of more than 50% in relation to the maximum mezzanine drifts allowed by the E.030 standard, in the same way the intensification referring to the static and dynamic shear forces was determined in the different levels or floors of the structure, which also exhibit accentuated values. In addition, the increase of efforts in beams was established, finding demands that reach increases of more than 100% in some cases and in others they even multiply said demands in both directions of analysis.

Keywords: structural damping, amplified zone factor, seismic analysis.

I. INTRODUCCIÓN

A nivel mundial los movimientos sísmicos han sido un problema recurrente para las edificaciones y/o estructuras, asimismo los análisis y su comportamiento respecto a las estructuras se han seguido enriqueciendo para obtener mejores alternativas de pronóstico y comportamiento a lo largo del tiempo.

En Sudamérica los muchos países integrantes del Anillo de Fuego del Pacífico, especialmente los situados en las costas del océano Pacífico mostraron vulnerabilidad de la actividad sísmica, así como también de la volcánica.

El Perú como país integrante del Cinturón o Anillo de Fuego del Pacífico, se particulariza por concentrar algunas de las zonas de subducción más notables del mundo, lo que ha generado una intensa actividad sísmica y/o volcánica. Por consiguiente, en las fases de modelado, análisis y diseño estructural de todo proyecto del área de estructuras en edificaciones, se debe considerar todos los factores que estipula la norma E.030 (Diseño Sismorresistente) indicados en el RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones), tales como: la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años o dicho de otra manera es el factor de zona representado por "Z", el factor de uso o importancia de la estructura representado por "U", este factor de acuerdo a la categoría de la edificación, el factor de amplificación sísmica "C", etc.

Por tanto, todo proyecto en las fases de estructuración, modelado, análisis y diseño debió haber sido concebido, así como analizado lo más cercano posible a la realidad, conforme a los últimos estudios y análisis logrados en esta rama de la ingeniería. Por lo que, es necesario haber realizado el análisis de las estructuras en estudio, de acuerdo con las últimas publicaciones e investigaciones que se lograron en años anteriores, cooperados a su vez anualmente con investigaciones difundidas en simposios, conferencias y congresos internacionales.

Es decir, en el análisis de las estructuras es idóneo perseguir la mejora de las mismas, por lo que se hace necesario llegar a soluciones integrales admisibles; dado que sabemos que el criterio puede ayudarnos para alcanzar soluciones

sensatas; puesto que las soluciones ideales son prácticamente inviables en la etapa de diseño y mucho menos son únicas (Morales Morales, 2016).

Por ello, es de sumo interés, tomar como ejemplo los últimos acontecimientos acaecidos en el vecino país de Chile en el año 2010, a causa del sismo de ese año, en el cual se pudo comprobar que las máximas aceleraciones existentes normativas se vieron vastamente superadas, de modo que este ejemplo conduce a examinar, analizar las estructuras con un factor de zona “Z” incrementado (Guzmán Saavedra, 2013). Además de lo expuesto, es apremiante y necesario integrar las disposiciones planteadas como común denominador por personas especialistas de la ingeniería sismorresistente, sobre las últimas investigaciones realizadas las cuales confieren conductas que desconocíamos, como es disminuir el porcentaje de amortiguación estructural en edificios de concreto armado, para obtener el verdadero comportamiento de los elementos estructurales (Córdova, 2017).

El presente estudio de investigación tiene la finalidad de elaborar el análisis sísmico de un edificio de 10 niveles con un semisótano de la ciudad de Juliaca. Asimismo, se ha incorporado las condiciones expuestas de acuerdo con la última décima sexta Conferencia Mundial de Ingeniería Sismorresistente llevada a cabo en enero del 2017 en Chile, para corroborar la influencia de los conceptos señalados en la presente investigación, como es integrar el porcentaje de amortiguación estructural de 2%; paralelo a ello incluir el factor de zona amplificado en el estudio.

1.1 Planteamiento del Problema

1.1.1 Problema General

¿En qué medida influye en las máximas derivas de entrepiso considerando el factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, edificio CECOMSAP Juliaca - 2021?

1.1.2 Problemas Específicos

1. ¿Cuál es la variación de la fuerza cortante estática considerando el factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, edificio CECOMSAP Juliaca - 2021?
2. ¿En qué magnitud se modifica la fuerza cortante dinámica considerando el factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, edificio CECOMSAP Juliaca - 2021?
3. ¿En qué medida cambian los momentos flectores, fuerzas cortantes y momentos torsores en los elementos estructurales vigas, considerando el factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, edificio CECOMSAP Juliaca – 2021?

1.2. Justificación de la Investigación

1.2.1 Justificación Teórica

Es de sustancial importancia, estructurar, pre - dimensionar, modelar y analizar las estructuras como también sus elementos estructurales, de acuerdo con los últimos estudios y/o datos que se van obteniendo en la rama de la ingeniería estructural respecto a los eventos sísmicos, como también los nuevos aportes que se tiene respecto del comportamiento de las estructuras de concreto armado; con el propósito de analizar, diseñar las estructuras y sus elementos considerando las demandas reales que toleran los mismos. De esta manera se busca obtener resultados cada vez más cercanos a la realidad circundante, sobre el verdadero comportamiento de las estructuras y optimizar los diseños estructurales para hacer frente a las sollicitaciones sísmicas que se presenten en el transcurso de su vida útil.

1.2.2 Justificación Práctica

El presente estudio es importante, porque los resultados obtenidos en la investigación nos proporcionarán respuestas de fuerzas, demandas, derivas de entrepiso y control de parámetros distintos a los que limita el análisis convencional de nuestra norma de Diseño Sismorresistente E.030, de tal manera que tendremos nuevos valores a tomar en cuenta para el análisis y diseño de los elementos estructurales, asimismo la adecuada configuración estructural de las edificaciones

que componen nuestro medio. De esta manera será asequible analizar los miembros estructurales considerando los esfuerzos más ajustados a la realidad vigente suscitada.

1.2.3 Justificación Económica

El costo de construcción de las edificaciones ya sea con los diferentes sistemas estructurales de concreto armado de nuestra norma peruana, es elevado en nuestra sociedad actual; en consecuencia el diseño de este debe ser el más idóneo y óptimo posible, para poder diseñar las estructuras acorde con los esfuerzos reales que toleran en sus elementos, de esta manera dicha estructura garantizará y otorgará el mejor comportamiento posible, conjuntamente con la respuesta sísmica ante las sollicitaciones que se le presente en el tiempo de vida útil de la misma; por tanto el costo debe satisfacer el diseño exigido del sistema.

1.2.4 Justificación Social

Esta investigación es importante dado que, las construcciones y/o edificaciones de concreto armado, deben y tienen que ser diseñadas para poder resistir, como también tolerar esfuerzos, deformaciones que respalden un buen comportamiento y respuesta ante sollicitaciones sísmicas, por lo expuesto estas deben de cumplir en lo posible la filosofía del Diseño Sismorresistente tales como: impedir el deceso de vida de las personas, garantizar la constancia de los servicios esenciales, disminuir los perjuicios a la propiedad (RNE, 2018).

1.3 Objetivos de la Investigación

1.3.1 Objetivo General

Conocer en qué medida influye en las máximas derivas de entrepiso considerando el factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, edificio CECOMSAP Juliaca – 2021.

1.3.2 Objetivos Específicos

1. Determinar cuál es la variación de la fuerza cortante estática considerando el factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, edificio CECOMSAP Juliaca – 2021.
2. Establecer en qué magnitud se modifica la fuerza cortante dinámica considerando el factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, edificio CECOMSAP Juliaca – 2021.
3. Fijar en qué medida cambian los momentos flectores, fuerzas cortantes y momentos torsores en los elementos estructurales vigas, considerando el factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, edificio CECOMSAP Juliaca – 2021.

1.4 Hipótesis de la Investigación

1.4.1 Hipótesis General

El factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, rebasa las máximas derivas de entrepiso permisibles normativas en el edificio CECOMSAP, Juliaca - 2021.

1.4.2 Hipótesis Específicas

1. El factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, incrementa la cortante estática en el edificio CECOMSAP, Juliaca - 2021.
2. El factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, incrementa la cortante dinámica en el edificio CECOMSAP, Juliaca - 2021.
3. El factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, extiende la modificación de los momentos flectores, fuerzas cortantes y momentos torsores en los elementos estructurales vigas, edificio CECOMSAP Juliaca – 2021.

II. MARCO TEÓRICO

Actualmente el sector de la construcción muestra preocupación constante en lo que concierne a su análisis y diseño estructural de la misma, especialmente en lo que respecta a los efectos sísmicos; puesto que dichos conceptos son fundamentales y de imprescindible importancia para el óptimo desempeño, comportamiento, así como de la respuesta de la estructura ante sollicitaciones sísmicas. Además, se puede contemplar que la ingeniería sísmica está expuesta a constantes mejoras frecuentemente que acarrear enriquecimientos de estudios mediante investigaciones nacionales e internacionales (Cano Lagos y Zumaeta Escobedo, 2012). Por otro lado, los hechos suscitados en la realidad respecto a movimientos telúricos motivan a tomar nuevos parámetros que nos orientan a considerar nuevos valores respecto de los que eran considerados como estables, de acuerdo con las investigaciones recientes.

Dicho de otra manera, los sismos son uno de los fenómenos naturales que precisamente nos enseñan con el paso del tiempo a optimizar nuestros parámetros de cálculo, respecto al análisis y diseño sismorresistente de edificaciones; dado el adelanto en recientes indagaciones. Paralelamente la experiencia aprendida en acontecimientos telúricos, demuestran concretamente que los valores vigentes en los análisis de las normas actuales de diseño se ven superados en la realidad ante el actuar de la naturaleza.

Por lo que es de trascendental implicancia tener en cuenta los valores más reales posibles con que se efectúa el modelado y análisis sísmico en las estructuras de concreto armado. Pues al momento de recibir el proyecto de arquitectura de una edificación, es obligatorio concebir la estructuración del edificio para dotar a este de la rigidez necesaria en ambos sentidos de análisis (Blanco Blasco, 1994); velando que prevalezca una óptima configuración estructural como idea básica, cuidando a la vez que la arquitectura se modifique en lo mínimo posible como punto de partida ideal.

Considerando todas las etapas necesarias como son: Estructuración, pre - dimensionamiento, modelado de la estructura, análisis y diseño para poder obtener una buena conducta de cada elemento estructural, imperioso para la adecuada

respuesta de la estructura; nos damos cuenta que actualmente los sismos superan los parámetros que se prologan en normas de diseño sismorresistente, es decir los valores paramétricos de diseño sismorresistente se ven superados. Por tal motivo el análisis sísmico con factor de zona amplificado es imprescindible para poder tener un factor de seguridad adicional en el diseño de una estructura.

A su vez la relación o coeficiente de amortiguamiento, debe ser considerado actualmente con un valor de 2% en el análisis sísmico, como acuerdo común realizado en últimas investigaciones internacionales e incluso pudiendo ser menor a dicho valor; este valor nuestra norma lo reglamenta en un 5% respectivamente (Córdova, 2017). Todas estas consideraciones son determinantes en la etapa del análisis sísmico de las edificaciones, para de esta manera poder diseñar las estructuras tomando en cuenta el verdadero comportamiento más cercano de la capacidad de disipación de energía y estar preparados ante los hechos que se susciten cuando el sismo raro se nos presente.

Hoy es una preocupación latente el acercarnos y vaticinar con recurrente frecuencia al más real comportamiento de las estructuras de concreto armado, frente a los eventos telúricos como son los sismos, razón por la cual deben ser tomadas todas las consideraciones del caso para acercarnos a dicho fin; por otro lado, las universidades del Perú al incorporar la carrera profesional de Ingeniería Civil, debe ser una prioridad por conseguirse más y mejores análisis, asimismo diseños estructurales en el campo de la ingeniería sismorresistente; los nuevos ingenieros civiles estamos llamados a cumplir ese rol de acercarnos a mejores y reales soluciones; en tanto los temas a fines al presente estudio de investigación fueron abordados desde diferentes puntos de vista en artículos científicos, congresos, simposios internacionales, revistas de ingeniería y tesis de universidades del Perú, los cuales se mencionan a continuación:

2.1 Antecedentes Nacionales

En el simposio internacional Nuevos Criterios para el Diseño Sísmico de Edificaciones de Concreto Armado, Lima. El objetivo fue presentar y evaluar criterios internacionales para el diseño de edificaciones de concreto armado, en el tema Estado del Arte del Diseño Sismo Resistente por Desempeño para Edificios

Altos de Concreto Armado en California; donde se recomienda usar el amortiguamiento estructural de 1 a 2.5%, en el diseño de las edificaciones tanto de alta y mediana altura para el análisis sísmico (Esquivel, 2017).

Guzmán Saavedra (2013). En su tesis de investigación donde se analiza y diseña un edificio, considerando la interacción suelo estructura en la ciudad de Lima. Donde el objetivo es realizar el análisis como también el diseño estructural incorporando interacción suelo estructura (ISE), para verificar la conducta estructural de un edificio, desde el punto de vista normativo sismorresistente usando modelos sísmicos foráneos a la norma peruana a través de la utilización del software estructural ETABS. En dicha tesis de investigación se obtiene como conclusión que, en la transición del modelo normativo peruano estático empotrado en la base al modelo normativo dinámico y modelo dinámico con interacción suelo estructura, se corroboró el aumento de los desplazamientos. Dicho aumento se debe a la incorporación de interacción suelo estructura. Por lo que se recomienda también la reducción e incorporación del factor del amortiguamiento en la modelación estructural, ya que se deben manifestar los esfuerzos a los cuales estarán sometidos los elementos; de manera análoga se recomienda la amplificación del factor de aceleración de gravedad en el factor de zona, debido a los eventos sísmicos sucedidos en Chile del año 2010.

2.2 Antecedentes Internacionales

Cruz y Miranda (2017). En dicho artículo científico se indaga las relaciones de amortiguamiento en el estado de California, basado en los edificios altos que están instrumentados de tal manera de poder obtener los registros sísmicos, se trabajó con alrededor de 41 respuestas sísmicas obtenidos de 14 edificios los cuales tenían 20 o más niveles. Empleando solo factores de amortiguamiento convencionales pudo demostrarse que dichos factores se atenúan en el modo fundamental a medida que la altura de los edificios incrementa, llegando a porcentajes por debajo de 2.5%, este último valor es el empleado en el diseño sismorresistente del país norteamericano empero para alturas de 150 metros.

Rodríguez (2016). En la revista de ingeniería sísmica, en el cual se ponen a prueba las solicitudes sísmicas considerando los terremotos acaecidos en los

países de Chile del año 2010, México en el año 1985 y Nueva Zelanda, en los años 2010 y 2011, con lo que se pudo evidenciar que las referidas demandas eran superiores comparadas con las existentes normativas de los países mencionados en cuestión. Donde se revela que las solicitudes espectrales en cuanto a los desplazamientos que habían sido procesados con registros de aceleraciones en todos los casos fueron superiores a los vigentes o normativos de los países referidos; también en algunos casos dichas demandas rebasaron el 100%, lo que muestra el desasosiego en el análisis y diseño sísmico de aquel entonces. Además de cambios en el diseño sísmico, como también considerar una reserva en la capacidad de deformación en las direcciones de acción del sismo.

Panagiotou (2008), Martinelli y Filippou (2009). Investigación en la cual se empleó una relación o factor de amortiguamiento del 2%, para los espectros de diseño; dicho valor es menor que el tradicionalmente empleado de 5%. El uso de dicho valor está basado en unos ensayos de un edificio de siete niveles situado en una mesa vibradora; en donde se obtuvo que al aplicar valores mayores de 2% en los análisis dinámicos no lineales, conlleva a subvalorar notablemente los desplazamientos laterales de la estructura.

En cuanto a las bases teóricas que se han considerado para el desarrollo de la presente tesis de investigación, se mencionan a continuación:

2.3 Bases Teóricas

2.3.1 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes

Este método de análisis sísmico, consiste en calcular la fuerza cortante total que actúa en la base de la estructura, para distribuirla en el centro de masa de cada nivel de la edificación. Permittiéndose realizar este método de cálculo para las edificaciones regulares o irregulares que se encuentren clasificadas dentro de la zona sísmica número uno, para las otras zonas sísmicas se permite realizar este método cuando estén catalogadas como regulares y no rebasen los 30 m de altura. Con respecto a las estructuras de muros portantes, albañilería confinada y armada se permite evaluarlas mediante este proceso ya sean clasificadas como regulares o irregulares limitadas a los 15 m de altura (RNE, 2018).

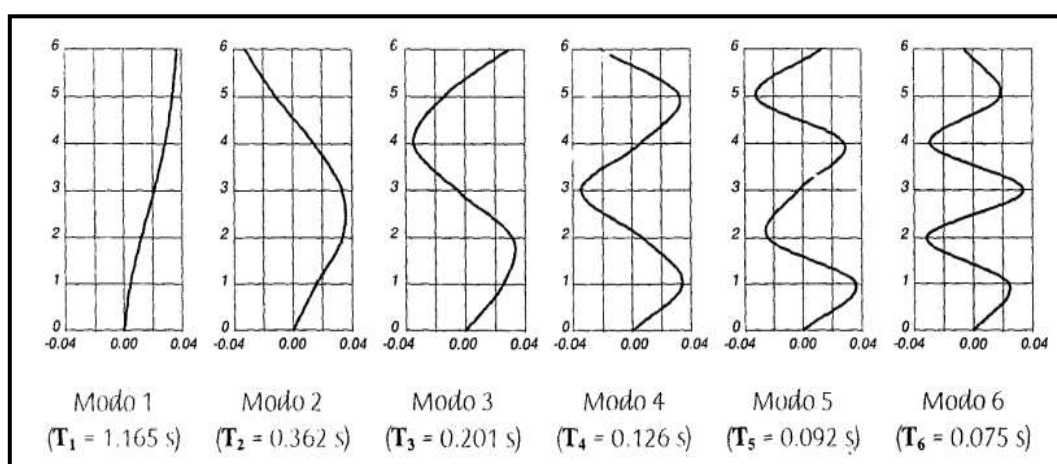
2.3.2 Análisis Dinámico Modal Espectral

Es un análisis dinámico más exacto, dicho método de cálculo de análisis sísmico, consiste en aproximar los resultados de las fuerzas y los desplazamientos en los elementos que componen una estructura; el fundamento de su metodología se basa en transmitir las vibraciones del terreno a la estructura a través de sus componentes, produciéndose el movimiento de sus masas principales de forma relativa con respecto al terreno (Rodríguez, 2016). Este método de análisis dinámico requiere el uso paralelo de los modos de vibración de la estructura como también de los espectros de diseño (Bazán, Zurita y Meli, 2002).

El análisis de este método se puede mimetizar de tal manera que la estructura se comporte como una secuencia de péndulos invertidos, donde la vibración del terreno se ejerce en la base. Por lo tanto, cada una de las formas de vibrar de la estructura corresponde a un modo de vibración particular, es decir que existirán distintos modos de vibrar de la estructura (Rodríguez, 2016). En la siguiente Figura 1, se puede observar los diferentes modos de vibración y periodos de una estructura.

Figura 1

Idealización de los Modos de Vibración



Nota. El gráfico muestra un ejemplo de los modos y periodos de vibración de una estructura. Recuperado de *Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico* (p.446), por, L.E, García, 1998.

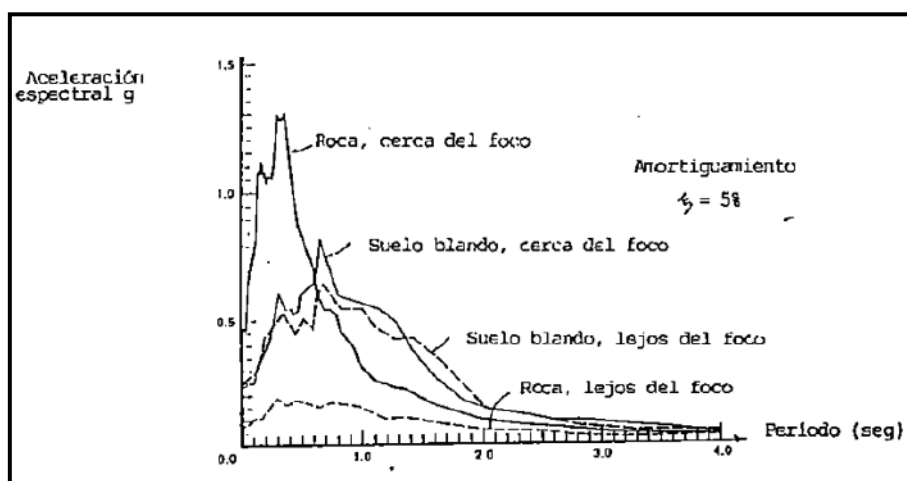
El vínculo entre la aceleración en la base del terreno que se transmite a la estructura y los correspondientes desplazamientos que padecen las masas, son dependientes de la frecuencia de la estructura como del amortiguamiento de la misma. Considerando que durante un sismo la aceleración en la base es susceptible de cambiar en cada instante de tiempo, de esta manera las respuestas de la estructura también cambiaran al mismo tiempo. Dada la complejidad en el análisis y cálculo, se opta por el empleo de un espectro de diseño que muestra una representación gráfica de las pseudo aceleraciones con la que la estructura responde; de acuerdo a su periodo frente a un sismo conocido (Rodríguez, 2016).

2.3.3 Espectro de Respuesta

El espectro de respuesta consiste en un esquema que muestra el cambio de los máximos valores respecto a los parámetros de respuesta característico de la aceleración, velocidad o desplazamiento, de acuerdo al periodo o frecuencia de un solo grado de libertad en un sistema lineal, el cual está ligado a una función de carga determinada (Fratelli, 2001). La Figura 2, muestra la gráfica de espectros de respuesta.

Figura 2

Espectros de Respuesta de Aceleraciones



Nota. El gráfico muestra un ejemplo de la respuesta espectral en promedio de diferentes tipos de suelo, de un solo grado de libertad. Recuperado de *Estructuras Sismo - Resistentes* (p.18), por M.G. Fratelli, 2001, Unive.

La contemporaneidad de la rama en la ingeniería civil, en lo que respecta a los sismos se han trabajado cuantiosos procedimientos y metodologías, con el objetivo de pronosticar la respuesta espectral de aceleraciones 1D en el terreno, las cuales se basan en la difusión de las ondas de corte por ambientes de tipo rocoso y también depósitos de suelos (Morales et al. 2017).

2.3.4 Análisis Sísmico Amplificado

Según Rodríguez (2016). Las magnitudes de las solicitudes espectrales en lo que respecta a los desplazamientos calculados en los terremotos de México del año 1985, Chile del año 2010, y Christchurch de los años 2010 y 2011, en la totalidad de estos eventos han sido superiores en comparación a las establecidas por las normas de los países en mención, es decir se contaban con magnitudes que en determinadas ocasiones rebasaron a las delimitadas con proximidades del 100%. Los perjuicios a causa de estos eventos telúricos en las edificaciones no fueron aguardados por los profesionales en ingeniería responsables del diseño.

De acuerdo con Guzmán Saavedra (2013). En lo que atañe a las últimas investigaciones en el campo del diseño sismorresistente, que corresponde a la adecuada modelación de las estructuras de manera que tengan la garantía de un buen comportamiento sísmico, se opta por ampliar el factor de zona "Z", esto como desenlace a los acontecimientos acaecidos en el contiguo país de Chile en el año 2010; donde se pudo comprobar que en el movimiento telúrico se obtuvieron acelerogramas en el cual las aceleraciones máximas permitidas en la normativa de dicho país, indicaban un factor de zona $Z=0.4$, dichos parámetros fueron superados ante el evento sísmico.

A su vez Rodríguez y Restrepo (2012). En esta investigación realizada en México los resultados señalan que los análisis, en cuanto a la zonificación sísmica en los suelos tipo compresibles los cuales únicamente apliquen espectros de diseño elásticos, estarían inconclusos puesto que es apropiado precisar espectros de diseño de tipo inelástico no utilizando en su valoración ordenadas del tipo espectrales elásticas respectivamente, lo cual muestra imperfecciones al realizar este tipo de estudios en cuanto a la zonificación.

Por su parte en nuestro país Tavera (2020), señala que valorando las particularidades de la zona de máximo acoplamiento sísmico (ZMAS), referido a la circunscripción central del Perú, el sismo que podría producirse en magnitud sumado a ello las características geofísicas de los suelos tomando como ejemplo la ciudad de Lima Metropolitana y el Callao, de acuerdo con (Pulido et al. 2015), consideran que los probables horizontes de agitación del suelo excederían los 500 cm/s^2 que es equivalente a $0.5g$.

Por consiguiente, es necesario en la etapa de modelación y análisis supeditar a la estructura a una sollicitación lo más real posible a lo que se manifiesta en los sucesos verídicos de los movimientos sísmicos; por ello se modifica y propone emplear un factor de zona $Z=0.4$ la aceleración de la gravedad, ello debido a la probabilidad de excedencia del 10%, puesto que nuestro país se sitúa en silencio sísmico durante muchos años; normalmente para la zona de investigación de la presente tesis se tipifica un valor de $Z= 0.35$, esto de acuerdo con la norma de diseño sismorresistente E.030 del RNE.

2.3.5 Amortiguamiento en Sistemas Estructurales

Al respecto Guzmán Saavedra (2013), señala que el suelo al oscilar, lo hace de forma que se amplifica en el sistema estructural que depende del periodo fundamental de la misma ya sea en menor o mayor cantidad; a su vez la amortiguación estructural en la vibración influye en la duración del movimiento que se induce, de forma análoga también repercute en la magnitud, tradicionalmente se opta para edificios normales un amortiguamiento estructural de 5%. Dicho valor ha sido motivo de varias investigaciones y confrontaciones de opiniones diferentes en muchos certámenes internacionales; a pesar de que este valor se encuentra normado en nuestra norma de diseño sismorresistente, las indagaciones e investigaciones recientes tomando en cuenta el comportamiento del material y la manera en que el sistema estructural responde, nos lleva a plantear el realizar el análisis sísmico con un porcentaje de amortiguamiento estructural del 2%, para originar que la estructura tolere esfuerzos incrementados con lo que se busca que sea diseñada óptimamente para resistir eventos telúricos en su capacidad de respuesta lo más verdadera plasmable.

Sumado a la amortiguación del 2%, Villarreal (2020) menciona que el suelo presenta la característica de ser flexible muchas veces y ello se plasma en los modos de vibración, frecuencias, así como los periodos en las edificaciones, dicha flexibilidad también interviene en la dimensión de las fuerzas sísmicas.

2.3.6 Amortiguamiento en Estudios de Concreto

2.3.6.1 Propiedad de Amortiguación del Concreto de Agregado Reciclado. De acuerdo con Liang et al. (2016), se muestran resultados donde señalan que el incremento en la relación de sustitución o una reducción en el tamaño del agregado grueso reciclado lleva a un crecimiento de pérdida tangente, así como la relación de amortiguación, en confrontación con el concreto de agregado natural, el progreso en la propiedad de amortiguación de este podría ser estimulada por una gama de factores como el desplazamiento entre las regiones de transición interfacial nuevas y viejas, la extensión de microgrietas, la propagación de microgrietas, la fricción dentro de microgrietas y macrogrietas, la compresión así como la extensión del aire en los agujeros; en conclusión se puede mencionar que el porcentaje de sustitución así como el tamaño del agregado grueso reciclado, muestran una influencia significativa en la propiedad de amortiguación del concreto de agregado reciclado.

2.3.6.2 Influencia de la Fibra de Alcohol Polivinílico en las Propiedades Dinámicas y Materiales del Concreto Reforzado con Fibra. Noushini, Samali y Vessalas (2013), estudio que considera el aditamento de fibra de alcohol polivinílico sin recubrimiento (PVA) en cuanto respecta a las propiedades dinámicas del concreto reforzado con fibra (FRC), se empleó también cenizas volantes como sustitución media del cemento portland en las mezclas. Mediante el volumen total de concreto se examinaron dos porciones de fibra de 0.5% y de 0.25% con el objetivo de especificar su influencia en cuanto al módulo de elasticidad dinámico, frecuencia fundamental, y relación de amortiguación de FRC, entre otras propiedades; con los resultados obtenidos se pudo afirmar que las adiciones de fibra en menudos volúmenes mejoran representativamente las propiedades mecánicas del FRC, empero no tiene una influencia importante en cuanto a las peculiaridades de amortiguación del concreto.

2.3.6.3 Influencia de la Dimensión e Inclusión del Agregado Fino de Vidrio CRT Reciclado en las Propiedades Mecánicas y de Amortiguación del Concreto. Al respecto Song et al. (2019), mencionan que la absorción de agua, la densidad endurecida y la relación de amortiguación se reducen en el momento que la medida máxima de partícula de vidrio se acorta de 4.75 a 0.60 milímetros, en tanto que las propiedades como la resistencia a la tracción, compresión y el módulo elástico incrementarían. Empero, una reducción imprevista en la resistencia a la compresión y un incremento en la relación de amortiguación del concreto de vidrio CRT se obtiene, cuando la medida máxima de partícula se reduce de 1.18 a 0.60 milímetros.

2.3.6.4 Características Mecánicas del Concreto de Alta Resistencia Curado al Vapor Integrando Agregado Ligero. Long, Yang y Xie (2017) manifiestan en una de las conclusiones, que los concretos curados en vapor con un 30% de ceramsita o arena de ceramsita muestran una reducción en la relación de amortiguamiento, el cual decrementa con la edad; en la misma magnitud de resistencia en compresión se tiene que la relación de amortiguamiento del concreto curado con vapor al 30% de arena de ceramsita, es superior comparado al de modelo de control.

2.3.6.5 Propiedad de Amortiguación de Mortero de Cemento con la Incorporación de Agregado Amortiguador. Según Tian et al. (2020), en dicha investigación se plantea un nuevo mortero de cemento que integra agregado amortiguador (DA) y se indagan cualidades mecánicas y de amortiguación de dicho mortero; fueron cuatro clases de DA que se elaboraron, entre ellos: tres clases de emulsión tipo polimérica, así como agregado liviano de agua presaturada. En cuanto a los resultados experimentales evidenciaron que la relación de amortiguación de los ejemplares que contienen 70% de DA fue alrededor de tres veces mayor que la del mortero de referencia, con un sutil descenso en las propiedades mecánicas. La suma de fibra fue más eficiente que el caucho en polvo para mejorar la relación de amortiguación del mortero de cemento, y la dosificación idónea de fibra fue de 0,5% respectivamente.

Asimismo la relación de amortiguación viscosa esta representativamente predominada por la cuantía del refuerzo inferior y levemente predominada por la proporción de refuerzo transversal y grado de la demanda de corte (Elmenshawi y Brown, 2010).

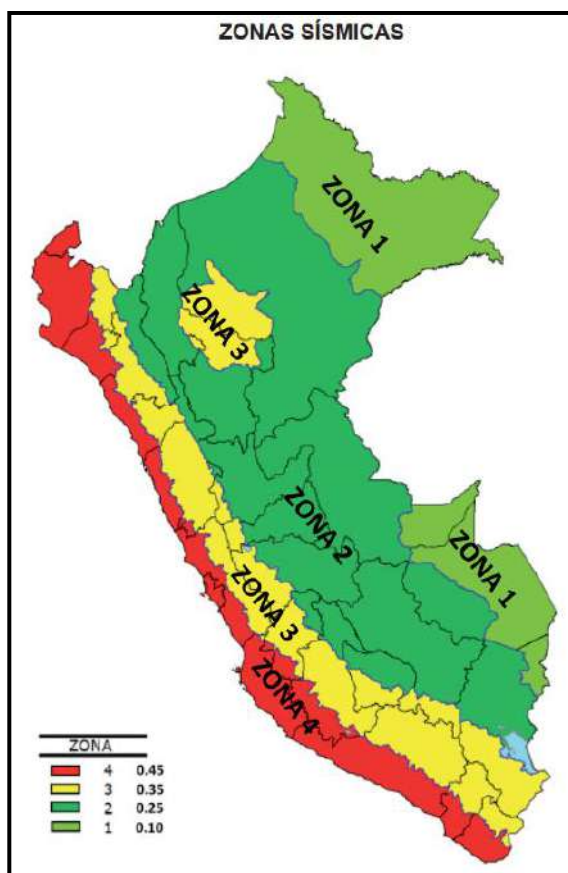
2.3.7 Zonificación

RNE (2018). Nuestro país esta fraccionado en cuatro sectores, dicha demarcación se fundamenta en las peculiaridades genéricas de la actividad sísmica, disposición espacial de sismicidad examinada, así también como la aminoración de esta respecto de la distancia al epicentro y el reporte geotectónico que se tiene.

La Figura 3 expone la zonificación acorde con la normativa de estructuras E.030 para nuestro país.

Figura 3

Zonas Sísmicas en el Territorio Peruano



Nota. Distribución de las zonas sísmicas en el territorio peruano basada en la sismicidad. Recuperado de *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente* (p.7), por, RNE, 2018.

2.3.8 Estudios de Mecánica de Suelos

2.3.8.1 Microzonificación Sísmica. Vienen a ser investigaciones que se dedican a múltiples disciplinas e indagan las consecuencias de los sismos como también aquellos fenómenos naturales relacionados tales como: los deslizamientos de terrenos, la licuación de los suelos, tsunamis, entre otros más, respecto de la superficie de conveniencia; el objetivo de estos estudios es proporcionar reportes sobre un eventual cambio en el accionar sísmico por motivo de los estados locales de la zona u otros eventos de tipo natural; también dichos estudios nos brindan las restricciones y demandas derivadas para satisfacer los diseños en las obras que se

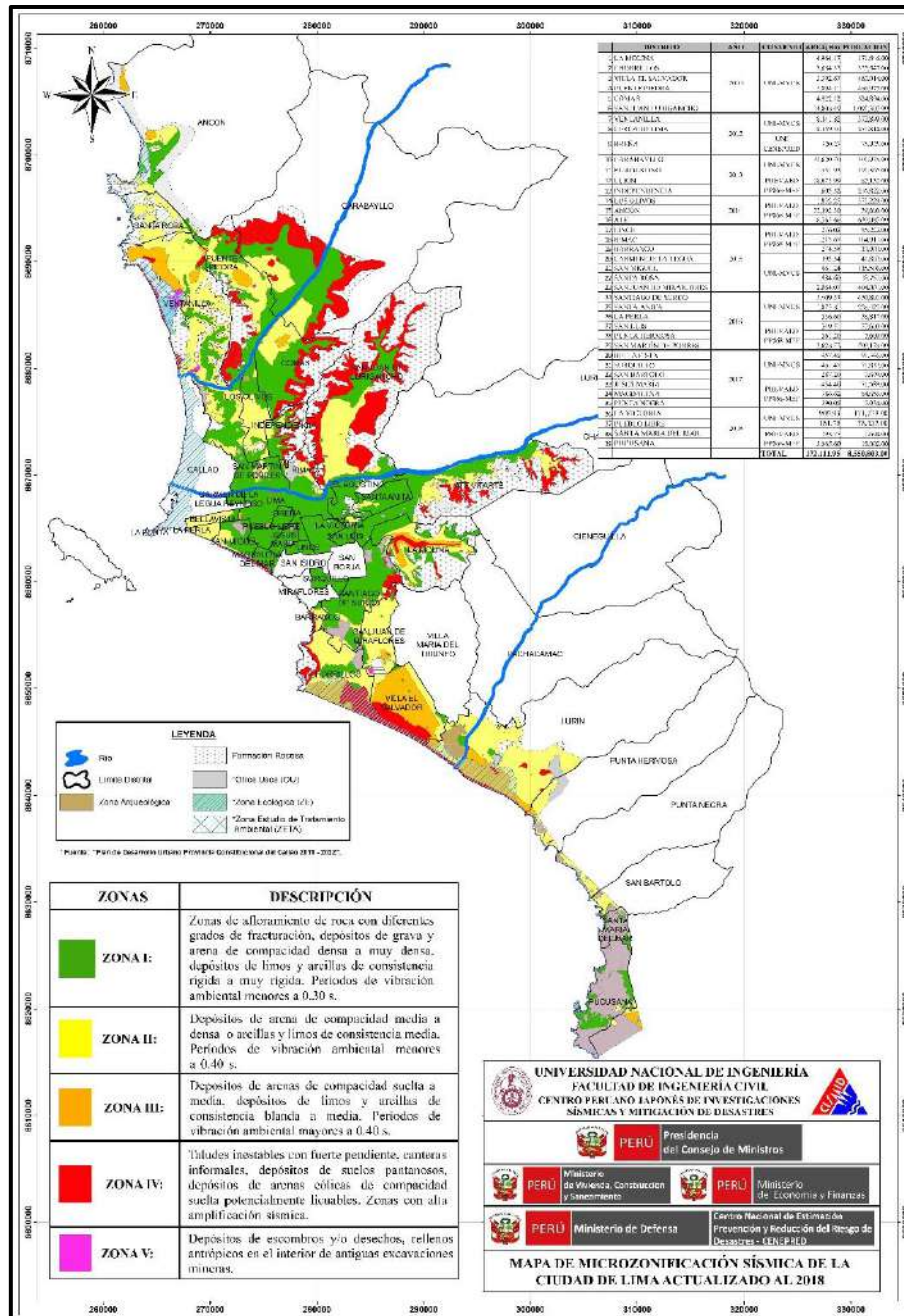
ejecute. De igual modo en los siguientes sucesos o eventos que se mencionan líneas abajo, se deben tener presente los estudios antes mencionados (RNE, 2018).

- Superficies de ciudades en expansión.
- Restauración de superficies urbanas desbastadas por causa de los sismos y sucesos relacionados.

La Figura 4, es un ejemplo de un mapa de microzonificación sísmica en distintos sectores de una ciudad, expresando paralelamente las características de los depósitos del terreno acorde a la clasificación de sus zonas.

Figura 4

Ejemplo de Mapa de Microzonificación Sísmica



Nota. La figura muestra un mapa de microzonificación sísmica en las diferentes partes de las zonas de la ciudad de Lima. Tomado de *Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de desastres (CISMID)*, por, http://www.cismid.uni.edu.pe/microzonificacion_sismica_geotecnica_lima_2018_a-0-min-1-1/

2.3.8.2 Estudios de Sitio. De acuerdo con el RNE (2018), radican en investigaciones semejantes a los de microzonificación sísmica, pero a comparación de ellos no es imprescindible que abarque toda la superficie; dichas investigaciones están supeditadas al sitio de la construcción y su propósito es brindar reportes acerca de la probable alteración del accionar sísmico, como también de los demás eventos de tipo natural por las cualidades particulares del sitio, siendo su objetivo primordial el precisar los datos importantes para el respectivo diseño.

A su vez el RNE (2018), señala que estos estudios de sitio también deben ejecutarse en coyunturas tales como: áreas que alberguen materiales de naturaleza química, inflamables y productos contaminantes, es decir de índole industrial. De ninguna manera debe utilizarse parámetros en el diseño que sean menores a los que son indicados en la norma de diseño sismorresistente.

2.3.8.3 Condiciones Geotécnicas. De acuerdo a las valoraciones de la norma de diseño sismorresistente peruana vigente, la categorización de los perfiles de suelos se basa en el valor de la velocidad promedio de propagación de ondas de corte (V_s) que se analizan mediante el análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW), u opcionalmente para suelos de índole granular se considerará el promedio ponderado de los N_{60} , alcanzados a través del ensayo de penetración estándar (SPT) y para suelos cohesivos se podrá considerar el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u). Las mencionadas características tienen que precisarse en los 30 metros de elevación del perfil del suelo en mención, evaluados a partir de la cota de fondo de la cimentación (RNE, 2018).

Se determinará el N_{60} , para aquellos tipos de suelos preponderantemente granulares, tomando en cuenta las capas únicamente de los estratos granulares; en cuanto a los suelos preponderantemente cohesivos la S_u , se determinará mediante el cálculo del promedio ponderado de cantidades que competan a los estratos cohesivos individuales (RNE, 2018).

Este procedimiento es válido también de hallarse suelos de naturaleza heterogénea. De encontrarse en tal escenario se determina el N_{60} , para estratos de suelo de naturaleza granular como también el S_u , referidos a los estratos de suelo

cohesivo, de ambos cálculos se dispondrá diferentes clasificaciones de sitio, en dicha particularidad de optará por considerar el perfil de tipo más desventajoso de los mencionados procedimientos (RNE, 2018).

La Tabla 1 muestra los tipos de perfiles de acuerdo a nuestra norma de diseño sismorresistente, asimismo la clasificación de los perfiles de suelos está en base a los diferentes parámetros de evaluación según lo señalado en la normativa peruana E.030.

Tabla 1

Clasificación de los Perfiles de Suelo

Perfil	Denominación	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S_0	Roca dura	>1500 m/s	-	-
S_1	Suelo muy rígido o roca	500 a 1500 m/s	> 50	> 100 KPa
S_2	Suelos intermedios	180 a 500m/s	15 a 50	50 a 100 KPa
S_3	Suelos blandos	< 180 m/s	< 15	25 a 50 KPa
S_4	Clasificación basada en el EMS			

Nota. Clasificación de los perfiles de suelo en base a parámetros de evaluación. Adaptado de *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente* (p.10), por, RNE, 2018.

Respecto al perfil tipo S_1 se incluye tipos particulares sobre donde se cimienta en arcillas muy compactadas, gravas densas o arenas muy densas y rocas quebradas con sus estipulaciones que menciona la norma E.030, en lo que confiere al perfil tipo S_2 , pertenecen a este grupo aquellos suelos de naturaleza regularmente rígida, sin embargo este tipo de perfil de igual manera considera casos peculiares donde se cimienta en suelos cohesivos compactos, gravas arenosas parcialmente densas o arenas gruesas a medianas (RNE, 2018).

En consideración con el perfil tipo S_3 , incluye a esta categoría a los suelos de naturaleza tipo flexible, asimismo incorpora situaciones donde se cimienta en suelos cohesivos blandos, gravas arenosas, arenas finas a medianas u otro perfil

que no pertenezca al tipo S₄, con las peculiaridades que conllevan los mencionados casos en la norma E.030; no obstante para el perfil tipo S₄ se incluye a esta categoría todos aquellos suelos singularmente flexibles, también cuando las circunstancias topográficas y/o geológicas son propiamente desventajosas (RNE, 2018).

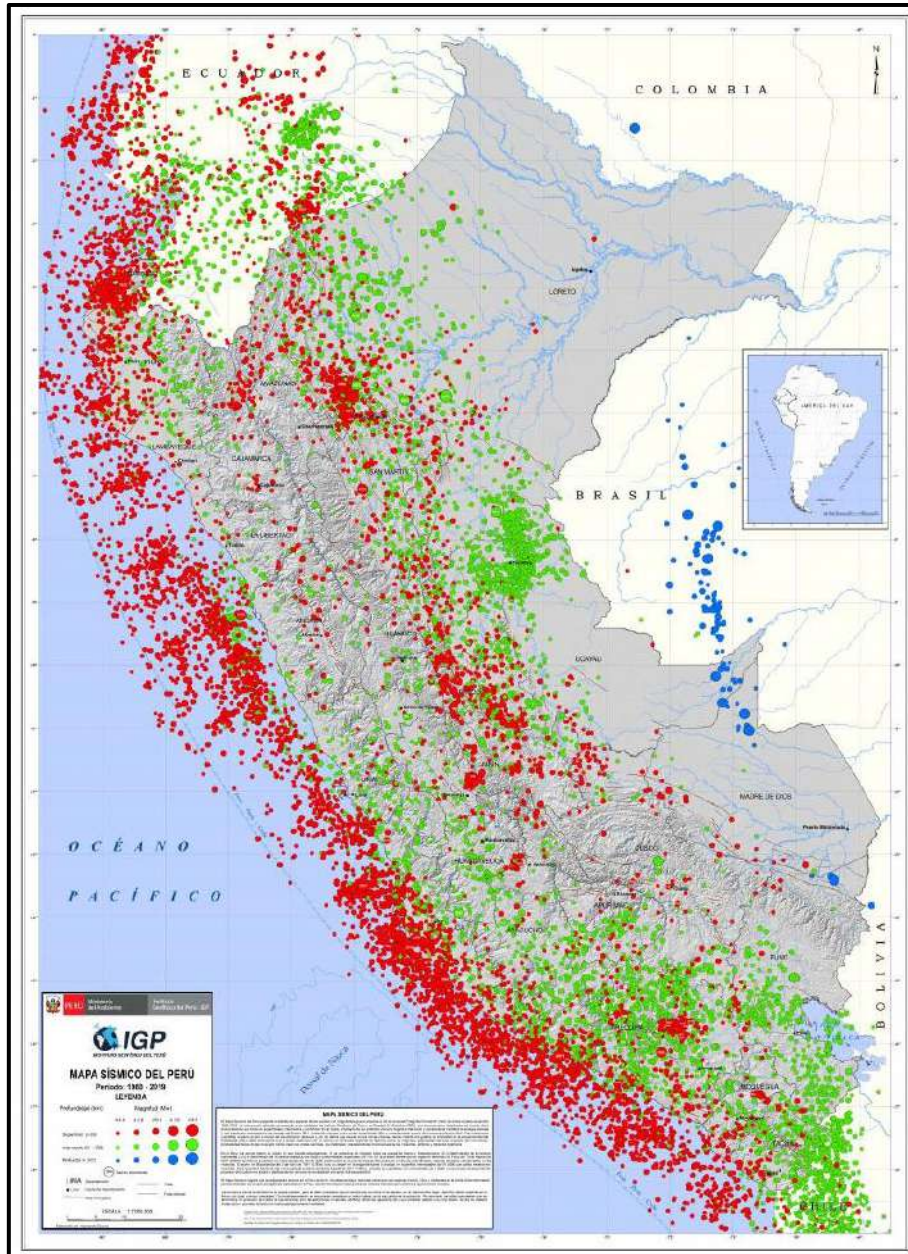
2.3.9 Mapa de Peligro Sísmico

El Instituto Geofísico del Perú [IGP] 2016. El Dr. Hernando Tavera, encargado de la Subdirección de Ciencias de la Tierra Sólida (SCTS), señala a los mapas sísmicos peruanos, como herramientas colaborantes para el entendimiento; puesto que pertenecemos a un país eminentemente sísmico por nuestra ubicación, ante tal escenario menciona que dichos fenómenos siempre estarán presentes en nuestro medio y solo quedaría educarse en cohabitar juntamente con estos fenómenos.

IGP (2016). El presente mapa señala el reparto espacial de todos aquellos sismos acaecidos a partir del año 1960 hasta la actualidad, con alcances mayores o iguales a 4.0 Mw, los mencionados sismos fueron ordenados de acuerdo con la profundidad de su accionar, los profundos representados de color azul, intermedios de color verde y superficiales de color rojo, sin embargo, es menester señalar que los sismos en el Perú se han hecho presentes alcanzando profundidades de 700 kilómetros. La Figura 5, expone el Mapa de Peligro Sísmico de nuestro territorio.

Figura 5

Mapa de Peligro Sísmico



Nota. La figura muestra la distribución espacial de los eventos sísmicos, clasificados en base a su profundidad de sus focos en: superficiales (rojo), intermedios (verde) y profundos (azul). Recuperado de *Instituto Geofísico del Perú (IGP)*, por, https://scts.igp.gob.pe/sites/scts.igp.gob.pe/files/Unidad-Sismologia/mapas/Mapa_sismico_2019_B1.jpg

2.3.10 Acelerogramas

Los acelerogramas consisten en representaciones a través de los cuales se proporcionan cambios en la aceleración del terreno o suelo dependientes del tiempo. Con las componentes perpendiculares de la aceleración se pueden integrar individualmente y determinar las velocidades, así como los desplazamientos respectivos (Fratelli, 2001).

Los acelerógrafos poseen una gama de elementos entre los cuales se puede mencionar al disipador, quien es el encargado de accionar el mecanismo al revelar que se está suscitando movimiento con aceleraciones superiores de un valor definido. A su vez el conjunto de tres péndulos capaces de oscilar en dos sentidos perpendiculares horizontales, así como en sentido vertical; el mecanismo encargado de registrar las oscilaciones del grupo de péndulos sea este de naturaleza digital o fotográfica y en última instancia se cuenta con un reloj encomendado de registrar el tiempo exacto en que acontece el registro de la marca; a comparación del sismógrafo, los acelerógrafos están elaborados para reconocer altas aceleraciones, por ende son los instrumentos idóneos encargados de realizar el registro de las aceleraciones en el terreno, durante el acontecer de fuertes sismos (García Reyes, 1998).

Un estudio realizado en la estación acelerográfica de Arequipa en cuanto al efecto de sitio, de acuerdo con Quispe et al. (2016), señalan que de igual modo se debe continuar seguir adquiriendo cocientes espectrales H/V (Modo que permite valorar las condiciones locales de sitio empleando registros de aceleración) con acelerogramas venideros en adquirirse, en vista del acaecimiento de posteriores sismos, para de esta manera poder constatar si las deducciones en cuanto a los efectos de trayectoria (acimut) y distancia epicentral perduran, asimismo examinar la influencia de la magnitud del sismo.

2.3.11 Estructuración y Diseño Estructural

En cuanto más complicado es el sistema estructural que se planea construir resulta ser más complejo vaticinar la forma de comportarse del mismo. Por dicho motivo se recomienda que al estructurar un proyecto de edificaciones este sea lo

más sencillo concebible, con el objetivo que su modelado imprescindible para el análisis sísmico, se aproxime con mayor precisión a la realidad. A su vez es necesario eludir que los componentes no estructurales alteren el reparto de fuerzas, porque se ocasionan fuerzas en miembros de la estructura que no han sido diseñados para dichas consideraciones (Blanco Blasco, 1994).

En cuanto atañe a los principios primordiales que son considerados para lograr que una estructura sea sísmicamente resistente, se mencionan los señalados a continuación:

1) Sencillez y Simetría

La práctica ha probado en reiteradas oportunidades que los sistemas sencillos demuestran una mejor conducta ante los eventos sísmicos, sustentándose en dos motivos, siendo el primero que el vaticinar el comportamiento sísmico de una estructura regular es categóricamente mejor en estructuras simples comparadas con las complejas y en segundo término, la concepción de los miembros estructurales es superior para los sistemas simples que para los complejos (Blanco Blasco, 1994).

Acorde con Abdel Raheem et al. (2018), los cálculos en daños acaecidos en terremotos de años anteriores han desvelado con reiteración que las edificaciones de configuración en planta irregular poseen daños comprometedores, ello a consecuencia de las torsiones desmesuradas, así como la agrupación de tensión en comparación de los edificios regulares.

Además Dražić y Vatin (2016), indican que el comportamiento de estructuras regulares en edificios es satisfactorio durante la acción de terremotos y pueden incorporarse relativamente bien en el análisis sísmico (el modelado, así como el análisis resulta factible), puesto que incluyen medidas económicas con los mejores comportamientos; a su vez la conducta en estructuras del tipo irregular es excesivamente compleja durante movimientos telúricos, frecuentemente impronosticable y es muy dificultoso especificar con exactitud su respuesta sísmica de la misma.

En el trabajo realizado por Etili et al. (2020), se evidenció que los pórticos compuestos resistentes a momentos (CMRF) regulares fueron más congruentes con las suposiciones de diseño confrontado con los de tipo irregular. Asimismo, el primero manifestó demandas no elásticas más parejas en cuanto a la elevación del edificio, conforme al producto del análisis dinámico incremental; respecto al contexto sísmico tomado, el íntegro de los tipos de edificaciones mostraron magnitudes más altas del factor de comportamiento satisfaciendo los límites establecidos en el código.

La motivación de plantear estructuras de índole simétrico se fundamenta en la configuración geométrica, debido a que las estructuras asimétricas son propensas a generar una excentricidad en el centro de rigidez y de masa, por consiguiente, acarrea la torsión de la estructura. Esta torsión no necesariamente es generada por motivos geométricos; la otra razón se basa en el agrupamiento de esfuerzos en ciertas ubicaciones de la configuración estructural, a causa de la asimetría (Morales Morales, 2016).

El configurar en forma simétrica las estructuras, que se manifiesta en ambas direcciones de la misma, es lo anhelado en el mejor de los escenarios; la carencia de simetría conlleva a generar efectos de torsión, siendo de compleja evaluación llegando a ser muy perjudiciales (Blanco Blasco, 1994) .

2) Resistencia y Ductilidad

Actualmente el concepto de resistencia es en la totalidad de direcciones en el análisis sísmico. El arreglo estructural deberá resistir los acontecimientos sísmicos en direcciones perpendiculares o cercanamente ortogonales entre sí, para que se pueda avalar la permanencia de todo el sistema y por ende de cada miembro estructural que la integra (Blanco Blasco, 1994).

Es por este motivo que el cálculo de las fuerzas sísmicas que se imponen en las estructuras es menor que las solicitaciones reales, de manera que su resistencia sea menor comparada con la máxima indispensable; esto es sustentado para que la estructura pueda comportarse mediante una apropiada ductilidad, es decir será necesario acondicionar a la estructura adrede de manera que

incursione en rango de comportamiento inelástico y esta no llegue a la avería (Blanco Blasco, 1994).

Es inevitable indicar que la ductilidad se supedita de la carga que se impongan a los miembros, resaltando que el mencionado efecto es desemejante de acuerdo al material constitutivo. Como se trata de estructuras de concreto armado el incremento en las cargas impuestas, suscita el acrecentamiento de la capacidad de resistencia, sin embargo, la ductilidad se aminora (Blanco Blasco, 1994).

Al respecto Peña y Carvalho (2015), señalan que la capacidad de las estructuras para tolerar cargas laterales en modélicos que presentan irregularidades, es menor que los modelos simétricos, ello a partir del comportamiento del análisis sísmico. Además, se pudo encontrar que un sistema irregular podría incursionar en el rango elástico, que se consigue con el adecuado detallado, por lo tanto, afianzando que el mecanismo de disipación de energía actúe acertadamente; en este caso, la capacidad de colapso estructural obedece a la plasticidad de sus componentes en la estructura.

3) Hiperestaticidad Y Monolitismo

De manera generalizada en el diseño sismorresistente se debe buscar y señalar concordar el arreglo hiperestático. Con ello se consigue una superioridad de competencia resistente, al dejar en la generación de rotulas plásticas la disipación de energía sísmica de manera ventajosa. Asimismo, el otorgar una mayor capacidad de resistencia confiere al sistema un superior rango de seguridad (Blanco Blasco, 1994).

Hay casos representativos que conforman aquellos sistemas concebidos de manera tipo péndulo invertido, en ellos no es admisible atribuir las típicas tasas de ductilidad, puesto que al tratarse de sistemas estáticamente determinados en los cuales la agrupación de los esfuerzos máximos generados a causa de la demanda sísmica, esta se sitúa en la región debajo del soporte del elemento vertical (Blanco Blasco, 1994).

4) Homogeneidad y Continuidad del Sistema

La distribución de las estructuras ha de ser constante, es decir en altura y conjuntamente en planta, donde los miembros estructurales no presenten una variación súbita de su rigidez, con ello se elude la concentración de los esfuerzos; de emplearse un sistema estructural en el cual se construyan con placas o muros estructurales y se necesite discontinuarlas en algún nivel, no se tendrá que darse modificaciones violentas, más bien se debe buscar disminuciones progresivas para poder facilitar una transición en la misma (Blanco Blasco, 1994).

Un hecho de realce es el ocurrido en el país de Ecuador, abril del año 2016 acaeció el terremoto de magnitud 7.8, donde se desplomaron aproximadamente 40 edificaciones de concreto armado, localizados en el Centro de Portoviejo, ello conllevó desgarradoras pérdidas de vidas, también abundantes daños económicos; fueron muchas las razones por las cuales las edificaciones se desplomaron, entre las principales resaltan: el tipo de estructura, levantamiento de nuevos niveles sobre los existentes sin ningún reforzamiento, estructuras muy flexibles que conllevó a mayores desplazamientos, la magnitud del sismo y amplificación de las ondas sísmicas por consecuencia del sitio (Aguar y Mieles, 2018).

5) Rigidez Lateral

Las deformaciones principales en los eventos sísmicos causan importantes perjuicios en los componentes de tipo no estructural, habitualmente mayores consecuencias dañinas; pudiéndose corroborar la destacada conducta de sistemas rígidos a comparación de los flexibles. En la actualidad la praxis tiende a incorporar muros estructurales en sistemas aporticados con el propósito de tener una composición de miembros rígidos y flexibles; los muros estructurales son los que restringen al pórtico su flexibilidad de manera que aminora las deformaciones, mientras los pórticos le conceden hiperestaticidad a los muros estructurales para que la dispersión de su energía sea la más factible (Blanco Blasco, 1994).

6) Miembros no Estructurales

Los elementos no estructurales juegan un rol a favor del sistema, dado que estos contribuyen en aportar más amortiguamiento dinámico, a consecuencia de

originarse las grietas internas se produce el incremento del rozamiento; en los sucesos sísmicos agresivos el agrietamiento significativo coopera en la dispersión de energía, de esta manera atenúa a los miembros que toleran cargas. No obstante es necesario precisar que los miembros no estructurales exponen causas negativas, ocasionados primordialmente por el motivo que adquieren esfuerzos que no fueron contemplados en los análisis, ello genera la alteración en el reparto presunto de esfuerzos respectivamente (Blanco Blasco, 1994).

En ciertos sucesos la deficiente praxis en construcciones ocasiona resultados perjudiciales en las estructuras, como paradigma podemos citar el caso de la tabiquería emplazada en forma irregular en la configuración en planta; la tabiquería en el caso de las ventanas altas origina el efecto de columna corta, dicho efecto debe remediarse con la individualización o aislado de los tabiques o ya sea mediante el aditamento de elementos de concreto armado para que suprima el efecto referido (Blanco Blasco, 1994).

A su vez Pujol et al. (2019), en una de las conclusiones señala el rol considerable de la mampostería en la respuesta de una edificación ante solicitaciones sísmicas, siendo favorecedor en el terremoto del año 2017 en el país mexicano, dado que las distorsiones de entrepiso sugeridos para edificaciones que no contaban con planta baja débil, mostraron disminuciones significativas apreciables en las edificaciones.

7) Sub - Estructura o Fundación

El objetivo de las cimentaciones durante los eventos sísmicos es brindar a las edificaciones un apoyo de carácter rígido, apta de poder transferir las solicitaciones por la interacción de la estructura y el movimiento del terreno. Evitándose que se origine deformaciones o defectos desmesurados en el terreno de apoyo (Bazán, Zurita y Meli, 2002).

En cuanto al precepto básico referido a la resistencia sísmica de la fundación, obedece a conseguir un actuar global de toda la cimentación en el suceso del accionar sísmico; aparte de las cargas verticales que incursionan se debe estipular otros aspectos para el adecuado diseño de la fundación como son:

La licuación de los suelos, desplazamientos diferenciales en los componentes de la fundación, suministro para los momentos volcantes, transferencia de la cortante en la base del sistema al terreno (Blanco Blasco, 1994).

Un caso de consideración en la etapa de cálculo estructural es la probabilidad de la rotación de la fundación. Es constante la praxis de los profesionales asignar el empotramiento en la base de columnas, así como de muros estructurales o placas, en realidad esta idealización no es ciertamente así en sustancial parte de los sucesos (Blanco Blasco, 1994).

Por lo cual es significativo modelar la interacción suelo estructura (ISE) en estructuras coexistentes, no solo a las que están desplantadas en terrenos deformables y/o blandos, más aún también las que llevan cimentaciones superficiales en suelos de relleno parcialmente estables (Colunga, 2019).

2.3.12 Estructuración y Predimensionamiento

El proceso de estructuración y predimensionamiento del edificio a investigar, para fines de estudio fue tomado del modelo de la edificación construida. Empero se debe señalar que para el predimensionamiento no existen fórmulas definitivas para pronosticar las secciones finales de los elementos estructurales, dado que será el análisis y diseño sismorresistente como parámetros quienes permitan aceptar o no las secciones propuestas de los mismos. De manera semejante la estructuración, es un criterio subjetivo de cada profesional a la hora de proponer la estructuración lo más compatible posible con la arquitectura del proyecto. Empero se detallan a continuación los procedimientos de predimensionamiento enseguida:

2.3.12.1 Vigas. Nuestra norma de diseño en concreto armado E.060 en el capítulo nueve: requisitos de resistencia y de servicio, señala los peraltes o espesores mínimos de vigas no presforzadas o losas en una dirección excepto se calculen las deflexiones (RNE, 2018).

Es por este motivo que, para evitar el cálculo de deflexiones basados en dichos espesores de la norma, se hace el empleo del predimensionamiento para poder obtener peraltes o espesores mayores que nos permite evitar el cálculo de deflexiones en los elementos estructurales.

Para el predimensionamiento de vigas se toma como criterio o fórmulas empíricas las siguientes expresiones.

L: Luz libre de la viga.

b: Ancho de viga, 25 cm como mínimo por criterios sísmicos de nuestra norma.

h= Peralte o altura de la viga.

En la Tabla 2, se exhibe consideraciones para el predimensionamiento de los elementos estructurales vigas utilizados con mucha frecuencia.

Tabla 2

Valores de Peralte y Ancho de Viga Habituales en el Predimensionamiento

Ancho	Peralte
$b \approx \frac{h_{viga}}{2}$	$h \approx \frac{L}{10}$
$b \approx \frac{2}{3} h_{viga}$	$h \approx \frac{L}{11}$
	$h \approx \frac{L}{12}$

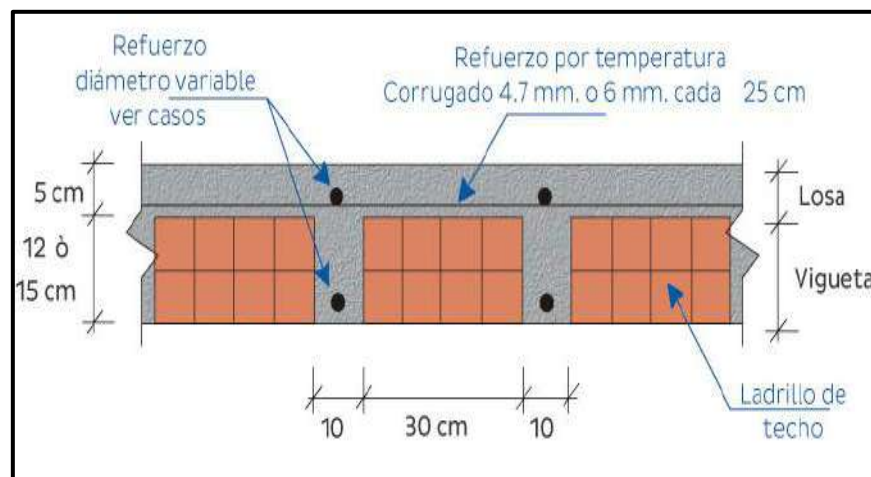
Nota. Estos valores de predimensionamiento calculados a primera instancia serán modificados en caso sea necesario, motivado por la demanda en el análisis sísmico, donde b es el ancho de la viga y h la altura de la misma.

2.3.12.2 Losa Aligerada. El peralte de la losa se calculará mediante las siguientes expresiones: $h = 17 \text{ cm}$ respecto de luces inferiores a los 4 m, $h = 20 \text{ cm}$ cuando la luz contempla dimensiones del rango entre cuatro y 5.5 m, $h = 25 \text{ cm}$ para luces que comprenden de cinco y 6.5 metros y finalmente $h = 30 \text{ cm}$ en relación a luces que alcancen seis y 7.5 m respectivamente; ello aplica cuando la S/C (Sobrecarga) es \leq a $300 - 350 \frac{kgf}{m^2}$ y armada en una dirección, si se indica mayores sobrecargas se necesitará mayores espesores a los señalados anteriormente (Blanco Blasco, 1994).

De donde: h representa la altura total de losa aligerada; es decir losa superior de cinco centímetros más altura de vigueta, L es la luz libre de la losa aligerada y S/C representa la sobrecarga impuesta. La Figura 6, es un ejemplo de la disposición de losa aligerada típica en una dirección.

Figura 6

Detalle General de Losa Aligerada



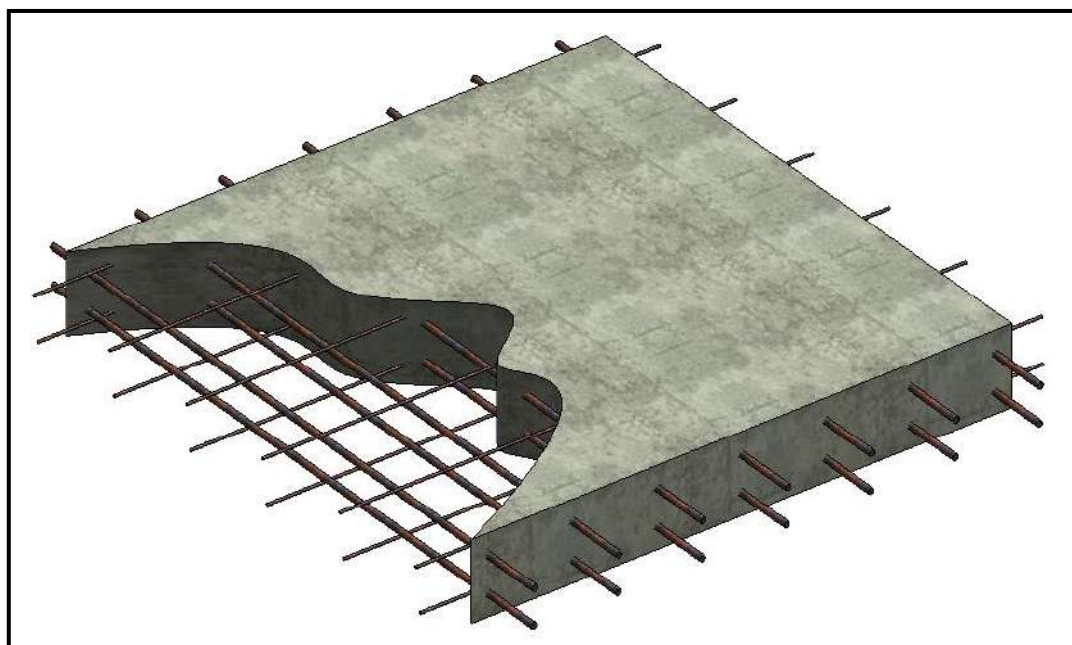
Nota. La figura muestra el corte longitudinal de una sección típica de losa aligerada unidireccional convencional de concreto armado. Tomado de *Aceros Arequipa*, por, <http://www.construyendoseguro.com/que-son-las-losas-aligeradas/#>

2.3.12.3 Losa Maciza Unidireccional. En las losas de tipo macizas se pueden estimar su peralte o espesor, asumiendo el restar 5 cm de los indicados para las aligeradas como recomendación, de esta manera se podrá considerar lo siguiente: Para luces libres menores o iguales de 4 m peraltes de 12 a 13 cm, en luces que sean menores o iguales de 5.5 m peralte de 15 cm, para luces libres menores o iguales a 6.5 m le correspondería un peralte de 20 cm y finalmente para luces que sean menores o iguales a 7.5 m peralte de 25 cm (Blanco Blasco, 1994).

La Figura 7, es un modelo de la disposición de los componentes en losa maciza en una dirección.

Figura 7

Configuración Convencional en Losa Maciza Unidireccional



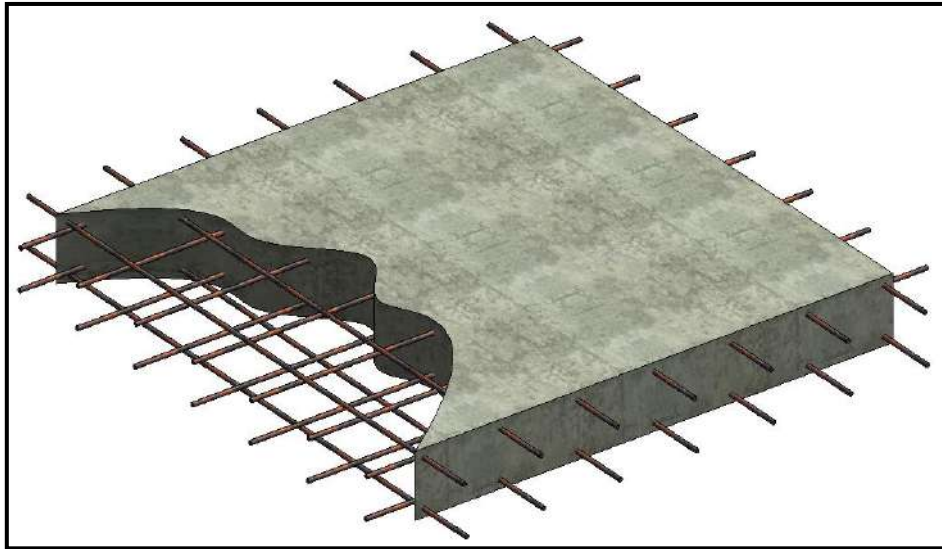
Nota. La figura muestra una vista tridimensional de la distribución de los componentes en losa maciza unidireccional con sus refuerzos a flexión, contracción y temperatura. Tomado de *Autodesk Revit 2021*.

2.3.12.4 Losa Maciza en dos Direcciones. Para el dimensionamiento de este tipo de losas puede tomarse por criterio menores espesores. A su vez nuestra norma de diseño en concreto armado dispone de ecuaciones de manera que puedan cumplir con el criterio de deflexiones. En las mencionadas ecuaciones participan las rigideces de los elementos estructurales que intervienen como son losa y viga además de la fluencia del acero (Blanco Blasco, 1994).

Para el dimensionamiento de losas macizas en dos direcciones se puede optar por dimensiones del peralte de la losa como: la luz libre dividida por 40 o también se puede acoger otra consideración para el dimensionamiento del peralte de la losa, al realizar la suma de los cuatro lados del paño de losa, que vale decir el perímetro de esta dividida por 180 (Blanco Blasco, 1994). La Figura 8, muestra la configuración del modelo de este tipo de losa maciza.

Figura 8

Disposición de los Componentes en Losa de dos Direcciones



Nota. La figura muestra una vista tridimensional de la distribución de los componentes de una losa maciza en dos direcciones con sus refuerzos. Tomado de Autodesk Revit 2021.

2.3.12.5 Columnas. Para el dimensionamiento de columnas, puede tomarse una fórmula basada en ensayos realizados en Japón, donde:

$$n = \frac{P}{f'c \cdot b \cdot D}$$

Además, si $n > 1/3$, Se produciría una falla de tipo frágil por aplastamiento del concreto ello debido a las cargas axiales en demasía. Y si $n < 1/3$, la falla sería tipo dúctil (Morales Morales, 2016).

Las columnas se dimensionarán tomando en cuenta la siguiente expresión:

$$bD = \frac{P}{n \cdot f'c}$$

D: Longitud de la sección de columna, en la dirección de análisis sismorresistente.

b: La restante longitud de la sección de columna.

n: Valor dependiente del tipo de columna a predimensionar y de la ubicación de la misma en el sistema.

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.

P: Total de carga tolerada por la columna.

La Tabla 3, muestra la forma de calcular la carga total que tolera una columna, de acuerdo a su ubicación en planta y elevación en la estructura de una edificación.

Tabla 3

Valores de P en Columnas para el Predimensionamiento

Tipo	Ubicación	Formulación
Tipo C1 (Para los primeros niveles)	Columna interior	$P = 1.10(P_G)$ $n=0.30$
Tipo C1 (Para los cuatro últimos niveles superiores)	Columna interior	$P = 1.10(P_G)$ $n=0.25$
Tipo C2, C3	Columnas extremas de pórticos interiores	$P = 1.25(P_G)$ $n=0.25$
Tipo C4	Columnas de esquina	$P = 1.50(P_G)$ $n=0.25$

Nota. Se debe tomar en cuenta que a los primeros pisos se considera exceptuando los últimos cuatro niveles restantes, P_G expresa el peso de la totalidad de las cargas de gravedad. Adaptado de *Diseño en Concreto Armado* (p.128), por, Morales, R., 2016, ICG.

Cuando las edificaciones poseen muros estructurales o placas de concreto armado en su configuración en planta se puede tomar como criterio lo siguiente:

Para edificaciones con muros estructurales en ambas direcciones de análisis el área de columna se tomará en base a la siguiente fórmula (Blanco Blasco, 1994).

$$A = \frac{P(\text{servicio})}{0.45f'c}$$

A su vez para edificaciones en columnas con la menor carga axial tipo exteriores o medianeras, tratándose de la misma edificación el área podrá calcularse de la siguiente manera (Blanco Blasco, 1994).

$$A = \frac{P(\text{servicio})}{0.35f'c}$$

2.3.12.6 Muros Estructurales. Denominados comúnmente con el nombre de placas. Si bien no existen fórmulas determinantes para pre dimensionar muros estructurales o placas; nuestra norma de diseño en concreto armado referente a muros señala que para el espesor del alma no deberá ser inferior de $\frac{1}{25}$ de la altura entre elementos que le brinden apoyo lateral o de la extensión del muro, de estas dos la que resulte inferior, asimismo no debe estar por debajo de 10 cm (RNE 2018).

2.3.13 Material de la Edificación

Lo más adecuado e ideal sería disponer de información acerca del amortiguamiento, calculados mediante los eventos sísmicos que han sido registrados en distintas estructuras de los variados arquetipos, es decir, edificaciones, puentes, presas, reservorios, etc. Y también que sean de materiales variados como concreto reforzado, acero preesforzado, madera, mampostería, etc. Los mencionados juicios ayudarían de base de datos para poder aproximar las fracciones del amortiguamiento de una estructura habida, para lo cual su seguridad respecto del sismo deba determinarse o dicho sea de paso en un emplazamiento de otra estructura que se esté proyectando. Con el objetivo de poder almacenar una base de datos ampliamente considerable; es muy trascendental que la selección de las fracciones de los amortiguamientos está fundamentada en aquellos datos que se disponen, así como en el juicio de los expertos en el tema (Chopra, 2013). Además los niveles de amortiguación son, como aproximados por la amortiguación de Coulomb, dependiendo del nivel de deformación o tensión en

una estructura (Newmark y Hall, 1982). La Tabla 4, expone los valores recomendados de fracción de amortiguamiento acorde al tipo y niveles de esfuerzo.

Tabla 4

Valores de Amortiguamiento Recomendados

Nivel de Esfuerzo	Tipo y condición de la estructura	Fracción de amortiguamiento
Esfuerzo de trabajo, no más de aproximadamente la mitad del punto de cedencia	Tubería vital	1-2
	Acero soldado, concreto pretensado, concreto bien armado (solo un ligero agrietamiento)	2-3
	Concreto armado con considerable fisuración	3-5
	Acero atornillado y / o remachado, estructuras de madera con juntas clavadas o atornilladas	5-7
En o justo por debajo del punto de fluencia	Tubería vital	2-3
	Acero soldado, concreto pretensado (sin pérdida total de pretensado)	5-7
	Concreto pretensado sin pretensado izquierdo	7-10
	Concreto reforzado	7-10
	Acero atornillado y / o remachado, estructuras de madera, con juntas atornilladas	10-15
	Estructuras de madera con juntas clavadas	15-20

Nota. Valores de fracción de amortiguamiento de acuerdo a las condiciones expuestas. Recuperado de *Earthquake Spectra and Design, Earthquake Engineering Research Institute*, por, N. M. Newmark & W. J. Hall, 1982, Berkeley, California.

2.4 Sistema Estructural

La Tabla 5, presenta los sistemas estructurales de acuerdo a nuestra norma de diseño E.030, donde se pueden clasificar de acuerdo a los criterios siguientes:

Tabla 5*Clasificación de los Sistemas Estructurales*

Sistemas Estructurales de Concreto Armado		
Fuerza Cortante en la Base (V)		
Tipo	Columnas	Muros Estructurales
Pórticos	$\leq 80\%$	Diseño con porción del accionar sísmico acorde con su rigidez
Muros Estructurales	$\geq 30\%$	$\leq 70\%$
Dual	$> 30\%$	$20\% < V < 70\%$
Estructuras de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL)	Muros de Concreto Armado de Espesores Reducidos	
	Se abstiene de extremos confinados; en tanto el refuerzo vertical se coloca en una sola capa, con este sistema se emplaza hasta un límite de ocho niveles.	

2.5 Regularidad Estructural

La totalidad de estructuras en edificaciones, tendrán que ser catalogadas como regulares o irregulares de manera que puedan cumplir con ciertos objetivos como: La disposición en las metodologías de análisis, definir el Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R), satisfacer con la restricción de irregularidad de acuerdo a la categoría y zona donde se ubique nuestra estructura (RNE, 2018).

2.5.1 Estructuras Regulares

Designadas con esta clasificación a todas aquellas estructuras donde su configuración resistente a cargas sísmicas laterales, no muestran irregularidades en las tablas de factores de irregularidad, tanto en altura como en planta de la norma respectivamente. De pertenecer a esta clasificación el Factor de Irregularidad en Altura (I_a) y el Factor de Irregularidad en Planta (I_p) tendrá el valor igual a la unidad para estos casos (RNE, 2018).

2.5.2 Estructuras Irregulares

Se incluye en esta clasificación a las estructuras que manifiestan cualquier tipo de irregularidad debidamente señaladas en las tablas de factores de irregularidad para dicha finalidad, tanto en altura como en planta de la norma de diseño E.030 (RNE, 2018).

2.6 Factores de Irregularidad (I_a , I_p)

El I_a se elegirá como resultado del mínimo valor que se muestra en la tabla de irregularidades estructurales en altura, evaluados para cada caso de irregularidad de todos aquellos que se presentan en las dos orientaciones de análisis. A su vez, de manera análoga el I_p se fijará como el mínimo de los valores de la correspondiente tabla referida a dicha irregularidad, de la misma manera el I_p deberá determinarse para cada dirección de análisis. De darse la posibilidad que al hacer el empleo de las tablas para el cálculo de las irregularidades I_a e I_p en las dos direcciones de análisis y se consiga valores desemejantes, se deberá fijar para cada factor de irregularidad el menor valor de los conseguidos en las direcciones de análisis de la estructura (RNE, 2018).

Es importante mencionar que según Medina et al. (2017), el efecto de torsión es generado cuando el centro de rigidez y centro de masa no convergen en el piso en cuestión, ello ocasiona una conducta insatisfactoria del sistema además de una elevada posibilidad de desplome en los sucesos sísmicos; también se probó que en sistemas semejantes con irregularidad de la misma clase muestran una conducta sísmica diferente, en tanto sistemas que presuntamente muestran regularidad en su distribución exponen una conducta dinámica insuficiente por el arreglo de sus miembros estructurales.

2.7 Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_o)

Cada sistema de estructuras se ordena de acuerdo a los materiales conformantes y también considerando la estructuración del mismo, para afrontar los sismos en cada dirección de análisis. Si en caso la estructura tomando la dirección de análisis muestra más de un sistema, se procede a considerar el mínimo

Ro que le compete. La Tabla 6, muestra el coeficiente de reducción básico en los diferentes sistemas estructurales.

Tabla 6

Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (Ro)

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
SISTEMA ESTRUCTURAL	Coeficiente Básico de Reducción Ro (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8 6
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	8
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
SISTEMA ESTRUCTURAL	Coeficiente Básico de Reducción Ro (*)
Madera	7(**)

Nota. (*) Los mencionados coeficientes, se usan solamente en todas aquellas estructuras donde se permita la disipación de energía por medio de sus componente horizontales y verticales, permitiendo la permanencia de la edificación, así como su estabilidad; estos coeficientes se abstienen a la aplicación de estructuras tipo péndulo invertido. (**) En el diseño por esfuerzos admisibles; además para las edificaciones construidas a base de tierra se debe expedir a la norma correspondiente. Tomado de *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente* (p.16), por, RNE, 2018.

2.8 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

La Tabla 7, indica el desplazamiento límite relativo de entrepiso, de tal manera que los máximos desplazamientos relativos calculados no excedan la fracción de altura de entrepiso, denominado también distorsión.

Tabla 7

Límites para las Distorsiones de Entrepiso

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ / h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Nota. Para construcciones de índole industrial, es el proyectista quien definirá el valor de los límites de distorsión, sin embargo, no quepa la opción de que dichos valores superen el duplo de los mencionados en dicha tabla. Recuperado de *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente* (p.27), por, RNE, 2018.

III. METODOLOGÍA

3.1 Tipo y Diseño de Investigación

La Tabla 8, expone la clasificación de la investigación acorde a los diferentes criterios.

Tabla 8

Tipo de Investigación

Clasificación de la Investigación	Catalogación
Según el enfoque de investigación	Cuantitativo
Según el propósito de investigación	Aplicada
Según la estrategia de investigación	No experimental
Según el diseño de investigación	Explicativo
Según el nivel de investigación	Explicativo Tipo: Compuesto

De acuerdo con Hernández Sampieri et al. (2014) la disposición en este tipo de alcance explicativo radica como su nombre lo indica en esclarecer por qué acontece un suceso, de la misma manera indicar las circunstancias de manifestación o dar explicación de la vinculación entre dos o más variables respectivamente.

3.2 Variables y Operacionalización

3.2.1 Variables

- Factor de zona amplificado.
- Amortiguación estructural.
- Análisis sísmico.

La Tabla 9, presenta la clasificación de las variables en estudio atendiendo las distintas categorizaciones de las mismas.

Tabla 9

Variables Estudiadas

Tipología			
Clasificación	Factor de zona amplificado	Amortiguación estructural	Análisis sísmico
Según su naturaleza o nivel de medición	Cuantitativa, numérica o cardinal	Cuantitativa, numérica o cardinal	Cuantitativa, numérica o cardinal
Según el grado de complejidad	Compleja	Compleja	Compleja
Según el criterio de la escala o parámetro de medición	De razón, continua	De razón, continua	De razón, continua
Según el criterio de función o relación	Variable independiente	Variable independiente	Variable dependiente
Según el criterio nivel de abstracción	Variable empírica	Variable empírica	Variable empírica

De acuerdo con Hernández Sampieri et al. (2014), se pone en manifiesto que cualquiera sea el tipo de diseño en la investigación, ninguno es esencialmente superior a otro, más aún son la formulación del problema, los alcances, igualmente la elaboración presente o ausente de la hipótesis y sus clases los que establecen el diseño más apropiado para una investigación particular, además el empleo de más de un diseño es viable en la misma.

3.3 Población, Muestra y Muestreo

3.3.1 Población

Según señala Hernández Sampieri et al. (2014), la población es el grupo del total de sucesos que conciertan con especificadas precisiones o particularidades.

En la presente tesis de investigación la población la conforman los elementos estructurales: Vigas, columnas y muros estructurales del edificio de 10 niveles y un semisótano.

3.3.2 Criterios de Selección

Son los juicios que precisan las particularidades que la población presenta o dicho de otra manera criterios de elegibilidad aplicados a la misma población (Arias-Gómez, Villasís-Keever y Miranda-NOVALES, 2016).

Como se puede contemplar en la Tabla 10, se indican los criterios que se tomó en cuenta en la consideración de la población, que formará parte de la presente investigación.

Tabla 10

Criterios de Selección de la Población

Criterios de inclusión	Criterios de exclusión	Criterios de eliminación
Estudios del proyecto	Edificaciones de albañilería	Cambios en la dirección profesional y/o técnica
Dirección profesional y técnica	Auto construcción	Cambios en el proyecto
Control de calidad	Viviendas convencionales	
Proyección estructural	Elementos estructurales en voladizo	
Elementos estructurales que aporten rigidez a la estructura	Elementos estructurales que formen parte de sótanos y semisótanos	

Se establece una población general de 827 elementos estructurales que forman parte del sistema, entre vigas, columnas y muros estructurales. Además, se presentan tres subpoblaciones respectivamente que se detallan a continuación:

- Vigas: 448
- Columnas: 221
- Muros estructurales: 158

3.3.2 Muestra

La muestra, entendida como el subgrupo o una porción significativa de la población, la cual está integrada al mismo tiempo por elementos muestrales, es decir vienen a ser los componentes objetos de estudio, dicha muestra se vale del muestreo como medio de la investigación científica, el cual tiene por primordial objetivo de especificar la fracción de la población que deba ser investigada (Hernández y Carpio, 2019).

3.3.2.1 Tipo de Muestra (Muestra no Probabilística). En este tipo de muestra no probabilista, la elección de los componentes muestrales reside en base a juicios delimitados, relacionados con el interés del investigador, asimismo con la realización del tipo de investigación (Charaja, 2019).

3.3.2.1.1 Técnica de Muestreo no Probabilístico. Se emplea el muestreo intencional, de acuerdo con Charaja (2019), señala que esta técnica radica en la actividad de integrar la muestra, establecido por el objetivo al que apunta el investigador conjuntamente con el tipo de investigación.

La muestra la comprenden todos los elementos estructurales del sistema resistente para el caso del cumplimiento de objetivos que comprometen el comportamiento global de la estructura, en tanto para los objetivos en donde se involucren las vigas, la muestra está conformada por estos miembros en dos tramos de los ejes de la configuración en planta en direcciones x e y, desde el primer al décimo nivel del edificio panorámico CECOMSAP; puesto que según indica Hernández Sampieri et al. (2014), en este tipo de muestreo se eligen elementos o casos característicos sin pretender que sean estadísticamente significativos, la virtud de la muestra no probabilística desde el enfoque cuantitativo es su utilidad para determinados diseños de estudio que necesiten no tanto una representatividad de elementos de una población, más sino una cautelosa y dominada elección de

casos con ciertas características precisadas previamente en el planteamiento del problema.

Además de acuerdo con Hernández Sampieri et al. (2014), las muestras no probabilísticas, conjeturan un proceso de detección que está dirigido por las particularidades de la investigación como punto importante de relevancia más que las valoraciones tipo estadística de pluralización. Este tipo de muestras se emplean tanto en enfoques cuantitativos y cualitativos.

3.4 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

3.4.1 Técnicas

En el presente estudio de investigación se emplearon técnicas de recolección de datos tales como:

- ✓ Análisis de contenido.
- ✓ Observación.

Existen tipos de observación de acuerdo con el criterio que se toma en cuenta (Charaja, 2019). La Tabla 11, manifiesta los criterios tomados en consideración aplicado a nuestro caso de estudio.

Tabla 11

Tipos de Observación

Criterio	Tipo
Criterio de planificación	Observación no estructurada o asistemática u observación libre
Criterio presencia del investigador	Observación no participante, observación artificial o indirecta.
Criterio número de observadores	Observación individual
Criterio lugar donde se realiza la observación	Observación natural y artificial

3.4.2 Instrumentos de Investigación

- Norma de Estructura E.030 Diseño Sismorresistente. – Se empleó este instrumento para recolectar datos de parámetros sísmicos y poder obtener el factor de zona y el porcentaje de amortiguamiento estructural señalado en la normativa.
- Mapa de peligro sísmico. – Se utilizó este instrumento de recolección de datos, para observar la repartición de los sucesos sísmicos, de esta manera también se verificó la peligrosidad sísmica en cuanto a la ubicación del proyecto.
- Fotografías del proceso constructivo del edificio. – El presente instrumento de recolección de datos, nos permitió verificar la configuración del edificio y su compatibilidad con el modelado arquitectónico, para así poder realizar el modelado estructural del edificio concordante con la distribución arquitectónica.
- Antecedentes y tesis de investigación. – Estos instrumentos de recolección de datos nos permitieron tomar nota de las demandas a las cuales fueron sometidas las estructuras en el pasado, de igual modo las empleadas en los modelos estructurales con respecto al factor de zona y amortiguamiento estructural.
- Software de análisis estructural ETABS. - A través de este instrumento se pudo recoger datos del análisis sísmico también de los esfuerzos en los miembros objetos de estudio en la estructura.
- Modelo arquitectónico 3D. - Con este instrumento se cotejó la distribución de los ambientes para poder tomar nota de la magnitud de carga y del factor del uso de la edificación, ello acorde a la normativa E.030.

3.5 Procedimientos

Los datos recolectados referente a la estructura construida el cual representa un edificio de 10 niveles y un semisótano, se tomaron en base del modelo tridimensional de arquitectura, este proceso permite estructurar los miembros estructurales de forma congruente, de igual manera fue útil para asignar cargas acordes con la ocupación del edificio y usarlo en los parámetros sísmicos en el análisis. Adicionalmente se registró los parámetros sísmicos que estipula nuestra

normativa E.030 con el objetivo de implementarlo al modélico estructural, mediante el uso del software ETABS; análogamente se consignó el factor de zona amplificado y amortiguación del 2% en base a los antecedentes de investigación y/o últimos estudios, para calcular las demandas sísmicas y los nuevos parámetros sísmicos que se obtengan con el presente procedimiento. A su vez en algunos miembros estructurales fue necesario la modificación de sus secciones, ello debido a la exigencia por normativa de diseño sismorresistente.

3.6 Método de Análisis de Datos

El proceso para realizar el análisis estadístico se puede sintetizar en los siguientes pasos, de acuerdo con (Hernández Sampieri et al. 2014):

- a) Elegir un software para el análisis de los datos obtenidos.
- b) Iniciar el software escogido y/u otro similar.
- c) Examinar de forma descriptiva de cada variable de acuerdo con los datos obtenidos, del mismo modo la representación gráfica.
- d) Valuar la validez, confiabilidad alcanzados mediante los instrumentos de medición.
- e) Las hipótesis formuladas se analizan a través de contrastaciones estadísticas.
- f) Efectuar análisis complementarios.
- g) Organizar los resultados para plasmarlos gráficamente en tablas, cuadros, etc.

3.7 Aspectos Éticos

La presente tesis de investigación en lo que respecta a su elaboración, tomó referencias, bibliografías y antecedentes de investigaciones internacionales de igual modo nacionales entre los que destacan: artículos científicos, revistas de ingeniería, tesis, seminarios internacionales, simposios de instituciones abocadas a la construcción, libros, videos de reconocidos profesionales en la materia, etc.

Todas las referencias fueron citadas acorde con su autoría. La tesis presentada tiene la buena fe de ayudar o sugerir en el rumbo de investigación de la rama de estructuras en ingeniería civil, se persigue el aporte a la sociedad y el

enriquecimiento en términos de hallazgos encontrados a partir de los análisis realizados. Asimismo, se tiene el propósito de no generar ningún tipo de maleficencia en torno a todo lo que se expone, los criterios o considerandos expuestos tienen autonomía de quien suscribe, ello en base a la bibliografía de consulta o experiencias sugeridas por profesionales de la rama, igualmente se respeta la veracidad y ética como principios fundamentales. Además, se muestra respeto, juicio y prudencia para salvaguardar la seguridad e integridad de la estructura por lo que se omiten datos, descripciones que puedan vulnerar los aspectos antes mencionados del edificio en estudio acerca de lo que se expone.

IV. RESULTADOS

4.1 Trabajo de Campo

4.1.1 Ubicación

- Departamento: Puno.
- Provincia: San Román.
- Distrito: Juliaca

4.1.2 Descripción

El edificio en estudio para la presente investigación cuenta con las siguientes características:

- Material: Concreto armado.
- Numero de niveles: 10
- Semisótano: uno.
- Área: 315.369 m²
- Perímetro: 71.336 m

El edificio panorámico CECOMSAP se encuentra ubicado en el distrito de la Rinconada de la ciudad de Juliaca, en el Jr. Callao # 425; el cual consta de diez niveles y un semisótano.

En la Figura 9, se exhibe una vista tridimensional del Edificio Panorámico CECOMSAP en estudio.

Figura 9

Edificio Panorámico CECOMSAP



Nota. El gráfico muestra el proyecto de arquitectura del edificio en su totalidad. Tomado de *Archivo de ARCHICAD 21 español*, CECOMSAP.

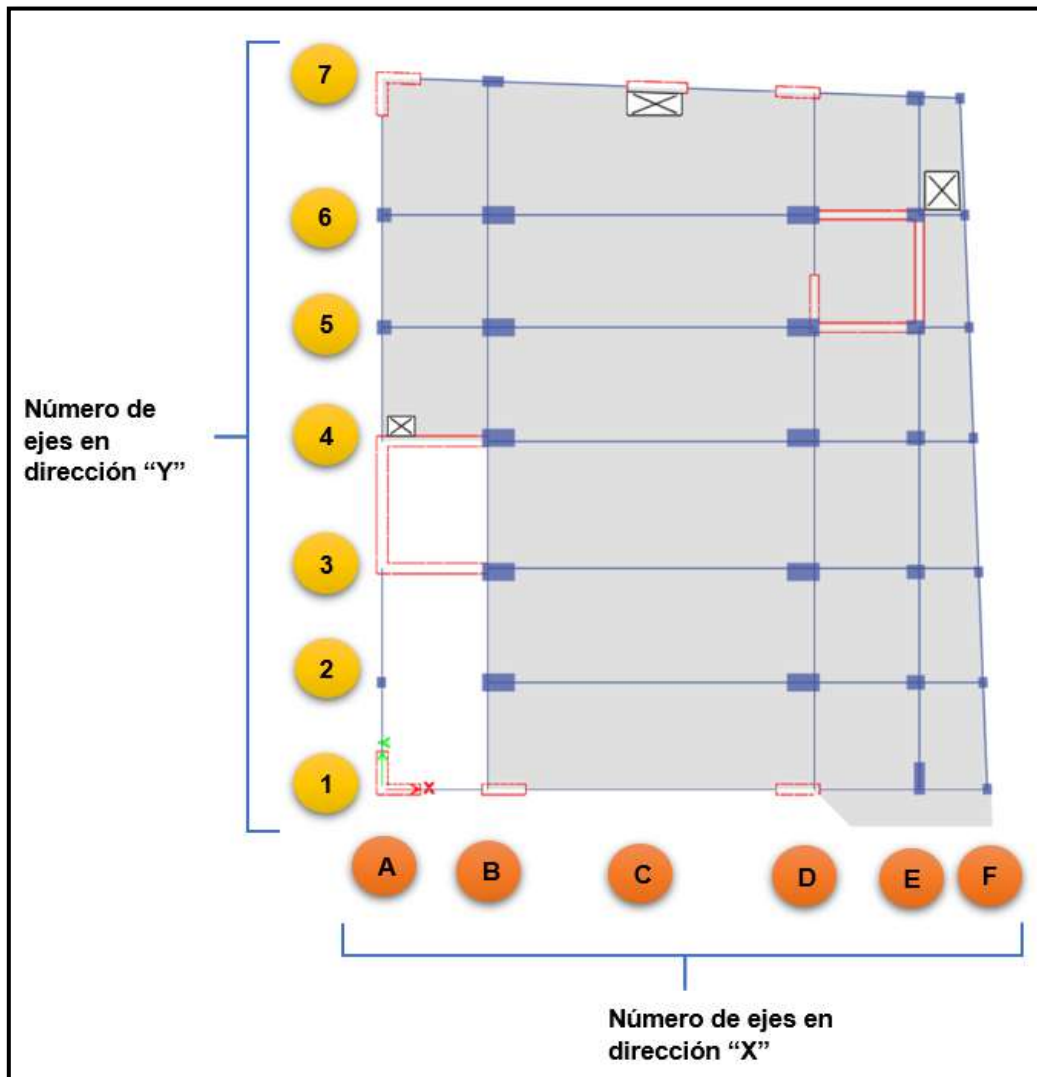
4.2 Consideraciones Generales para el Modelado Estructural

a) Datos de la edificación.

En la Figura 10, se presenta la configuración básica en planta con los ejes en ambas direcciones de análisis del primer nivel.

Figura 10

Vista en Planta de la Configuración del edificio



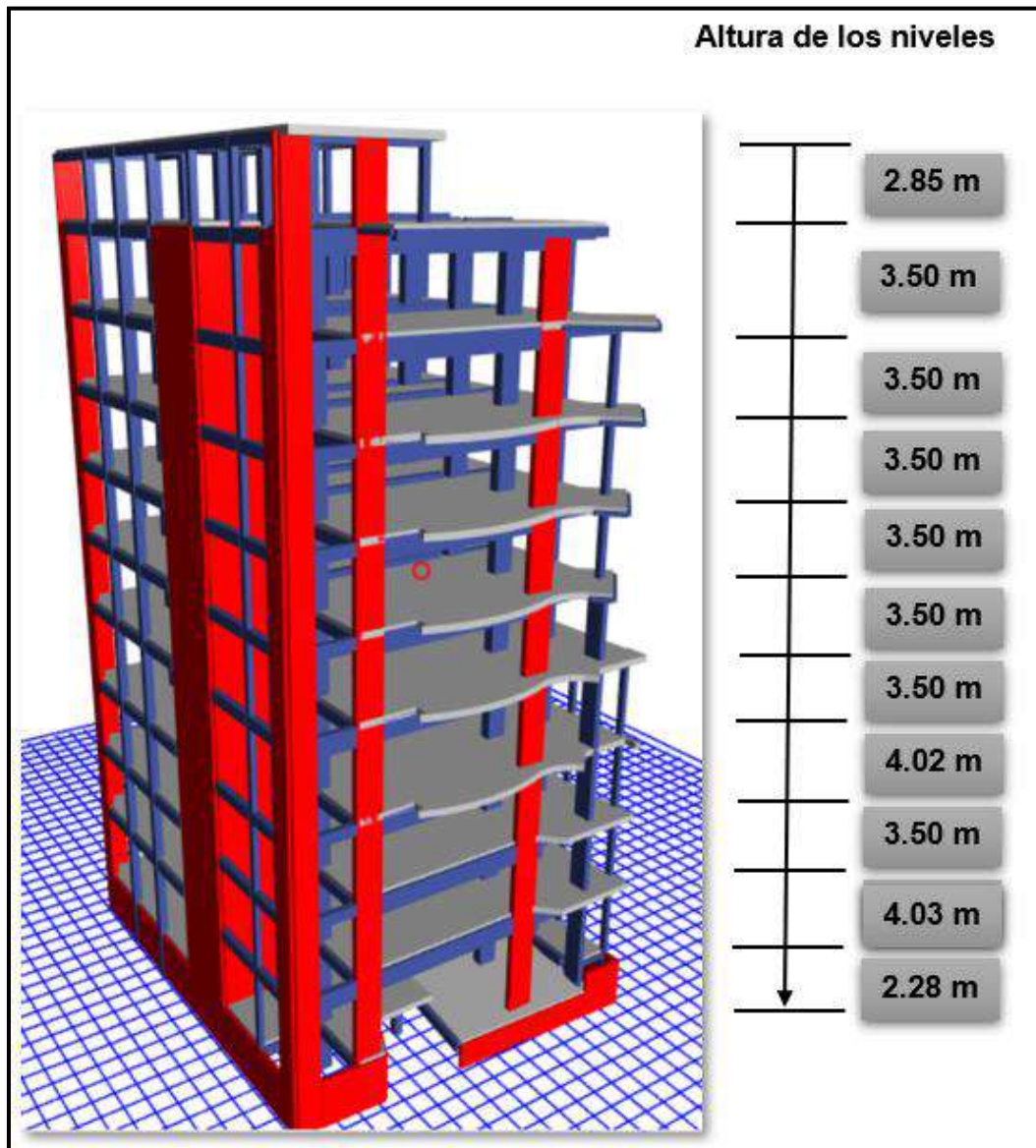
Nota. El gráfico muestra la configuración base de los ejes X e Y en planta del edificio de 10 niveles. Tomado de *ETABS 19.0.0*.

Los ejes considerados en el modelado estructural del edificio se toman perpendiculares al plano cartesiano, asimismo dichos ejes transitan por los miembros estructurales vigas para una mayor facilidad en el modelado estructural, paralelamente ayudan en la asignación del brazo rígido de los elementos tipo viga y columna. Además, los ejes auxilian a través de las vigas en la asignación de rótulas al inicio y final de las mismas; esto dependiendo de las condiciones en configuración y ubicación de los elementos estructurales, ello cuando la longitud de

anclaje del acero de refuerzo en vigas no es suficiente para el desarrollo por demandas en las columnas o muros estructurales en los cuales se conectan. La Figura 11, exhibe el modelado estructural del edificio para fines de análisis.

Figura 11

Altura de los Niveles del Edificio Panorámico CECOMSAP



Nota. El gráfico muestra la altura de los niveles desde el semisótano hasta el décimo nivel del edificio. Tomado de *ETABS 19.0.0*.

b) Propiedades y características de los materiales

- **Concreto**

- ✓ Calidad del concreto: $f'_c = 280 \frac{kgf}{cm^2}$, para elementos estructurales verticales y horizontales (Columnas, muros estructurales y vigas).
- ✓ Calidad del concreto: $f'_c = 350 \frac{kgf}{cm^2}$, para elementos estructurales horizontales (losas pretensadas).
- ✓ Tipo de simetría direccional: Isotrópico.
- ✓ Peso por unidad de volumen: $2400 \frac{kgf}{m^3}$
- ✓ Masa por unidad de volumen: $244.732 \frac{kgf-s^2}{m^4}$
- ✓ Módulo de elasticidad para $f'_c = 280 \frac{kgf}{cm^2}$: $E_c = 15000 \sqrt{f'_c} = 250998.01 \frac{kgf}{cm^2}$
- ✓ Coeficiente de Poisson: $\nu = 0.15$
- ✓ Módulo de corte para $f'_c = 280 \frac{kgf}{cm^2}$: $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 109129.57 \frac{kgf}{cm^2}$
- ✓ Deformación unitaria del concreto: $\varepsilon_c = 0.003$

- **Acero**

- ✓ Fierro corrugado ASTM 615, grado 60.
- ✓ Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$
- ✓ Tipo de simetría direccional: Uniaxial.
- ✓ Peso por unidad de volumen: $7849.05 \frac{kgf}{m^3}$
- ✓ Masa por unidad de volumen: $800.38 \frac{kgf-s^2}{m^4}$
- ✓ Módulo de elasticidad: $E_s = 2000000 \frac{kgf}{cm^2}$

✓ Deformación unitaria del acero: $\varepsilon_s = 0.0021$

4.3 Secciones del Modelado Estructural

Se dispondrá el detallado de las secciones de la siguiente manera para la edificación:

4.3.1 Vigas

La Tabla 12, expresa las dimensiones de las vigas empleadas, así como la tipología de las mismas.

Tabla 12

Vigas Empleadas en el Edificio

Secciones de viga en el edificio		
Edificación	Vigas chatas	Vigas peraltadas
		25 x 30 cm
		25 x 40 cm
Edificio	25 x 20 cm	30 x 35 cm
(10 Niveles)	30 x 20 cm	30 x 50 cm
		30 x 85 cm
		40 x 85 cm

4.3.2 Columnas

La Tabla 13, muestra las secciones de columnas que forman parte de la configuración estructural, las cuales se describen a continuación:

Tabla 13

Columnas Empleadas en el Edificio

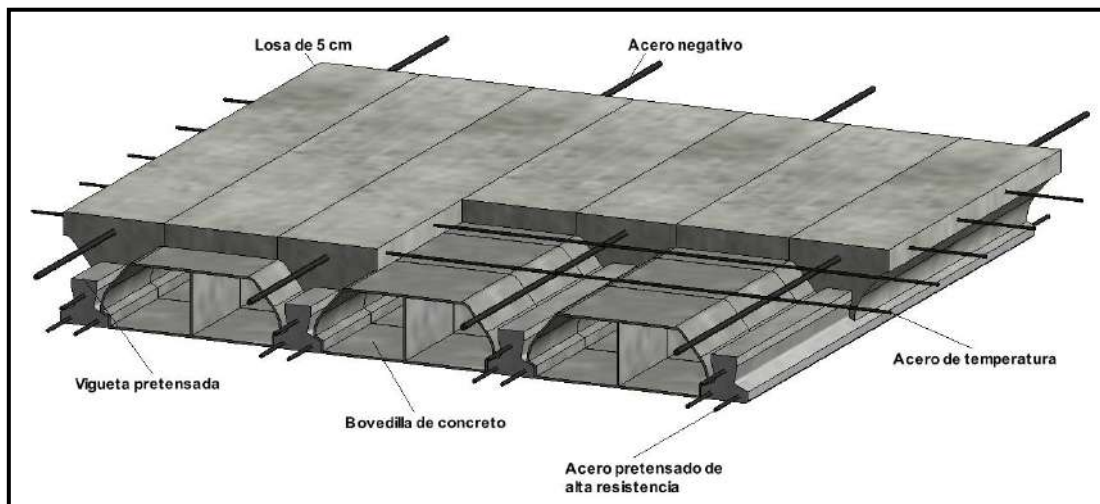
Secciones de columnas en el edificio		
	25 x 25 cm	45 x 30 cm
Edificio	25 x 30 cm	45 x 50 cm
(10 Niveles)	30 x 30 cm	50 x 40 cm
	30 x 90 cm	60 x 30 cm
	40 x 40 cm	90 x 50 cm

4.3.3 Losas

En la Figura 12, se expone el detalle de la losa pretensada y sus características con la que se construyó la edificación.

Figura 12

Sistema de Viguetas Pretensadas (Vigueta - Bovedilla)



Nota. La figura muestra una vista tridimensional de la distribución de los componentes de un sistema de losas con viguetas pretensadas. Tomado de Autodesk Revit 2021.

La Figura 13, evidencia el proceso de construcción de losa pretensada (vigüeta – bovedilla) que fue empleado en los diferentes niveles de la estructura.

Figura 13

Montaje de Vigüetas y sus Componentes en el Sistema de Losa Pretensada



Nota. Configuración de armado y montaje con sistema de vigüetas pretensadas. Tomado de *Archivo de fotografía, CECOMSAP.*

4.3.4 Muros Estructurales o Placas

Estos elementos fueron empleados en el semisótano, ascensor y longitudes de distintas medidas en su configuración. La Tabla 14, muestra un cuadro resumen de los espesores empleados en la edificación en lo que atañe a los muros estructurales.

Tabla 14

Espesores de Muros Estructurales Empleados en el Edificio

Espesores Empleados de Muros Estructurales o Placas	
Miembro Estructural	Espesor
Muro estructural	20 cm
Muro estructural	25 cm
Muro estructural	30 cm

Como se aprecia en la Figura 14, la colocación de muros estructurales abarca distintas partes en el sistema.

Figura 14

Disposición de Muros Estructurales Desde el Semisótano en la Edificación



Nota. Configuración de armado y montaje de vigas. Tomado de *Archivo de fotografía, CECOMSAP.*

4.4 Análisis Sísmico Estático del Edificio

4.4.1 Parámetros Sismorresistentes de la Edificación en Estudio – Sismo Estático

a) Zona Sísmica

Nuestra normativa de diseño sismorresistente estipula el factor de zona de acuerdo a la ubicación geográfica, es decir que para cada lugar en el cual se ubicasen nuestros proyectos, se asigna un factor de zona, los cuales se clasifican en nuestro país de la siguiente manera: Zona 4 ($Z=0.45$), zona 3 ($Z=0.35$), zona 2 ($Z=0.25$) y zona 1 ($Z=0.10$).

El edificio en estudio se encuentra ubicado en la ciudad de Juliaca, departamento de Puno. Por lo tanto, le pertenece el valor de factor de zona de $Z=0.35$ por zonificación, de acuerdo a la distribución de sismicidad en nuestra región de la norma de diseño sismorresistente E.030.

b) Perfil del Suelo

Para el propósito de la investigación, se tomó como perfil de suelo el tipo S_2 , debido a la baja capacidad portante que se presenta con mucha frecuencia en toda la ciudad. La Tabla 15, muestra la clasificación en base a ensayos de refracción sísmica.

Tabla 15

Clasificación del Perfil de Suelo Adoptando la Velocidad Promedio de Propagación de Ondas de Corte

Clasificación del Perfil del Suelo	
Perfil	V_s
S_0	> 1500 m/s
S_1	500 a 1500 m/s
S_2	180 a 500 m/s
S_3	< 1800 m/s
S_4	Basada en el EMS

Nota. Clasificación de los perfiles de suelo que puede medirse con ensayos geofísicos. Tomado de *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*, por, RNE, 2018.

Donde: V_s es la velocidad media de propagación de las ondas de corte, de acuerdo con el tipo de perfil considerado, le correspondería un valor de velocidad de 180 a 500 m/s aproximadamente.

c) Parámetros de Sitio (S , T_p y T_L)

Estos parámetros son de fundamental importancia, puesto que ayudaron a especificar mediante el tipo de perfil del suelo el valor del factor de amplificación del sismo en el terreno. A su vez de conocer los periodos T_p y T_L , necesarios en el cálculo del factor de amplificación sísmica. La Tabla 16, señala el valor del Factor de Suelo en base al factor de zona y tipo de perfil de suelo.

Tabla 16

Factor de Suelo Considerando el Tipo de Perfil y el Factor de Zona

Factor de suelo "S"				
Z / S	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00
S_4	Basada en el EMS			

Nota. Factor de amplificación del suelo para el análisis sísmico. Adaptado de *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente* (p.12), por, RNE, 2018.

En la Tabla 17, se presenta los periodos de los parámetros de sitio asignados al perfil considerado.

Tabla 17

Periodos $T_p(s)$ y $T_L(s)$ para la Construcción del Espectro de Respuesta

Periodos $T_p(s)$ y $T_L(s)$				
Perfil de suelo				
	S_0	S_1	S_2	S_3
$T_p(s)$	0.3	0.4	0.6	1.0
$T_L(s)$	3.0	2.5	2.0	1.6

Nota. Tomado de *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente* (p.12), por, RNE, 2018.

De acuerdo con la norma E.030 para la zona tres y un tipo de perfil S_2 , el factor de amplificación de suelo es $S=1.15$. Asimismo, los parámetros de sitio de acuerdo al tipo de perfil S_2 son $T_p(s) = 0.6$ y $T_L(s) = 2$.

d) Factor de Amplificación Sísmica “C”

Ello acorde a las siguientes expresiones de la norma E. 030

- Si $T < T_p$, entonces, $C = 2.5$
- Si $T_p < T < T_L$, entonces $C = 2.5\left(\frac{T_p}{T}\right)$
- Si $T > T_L$, entonces $C = 2.5\left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$

Donde:

T: Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo para el análisis dinámico. El periodo en ambas direcciones.

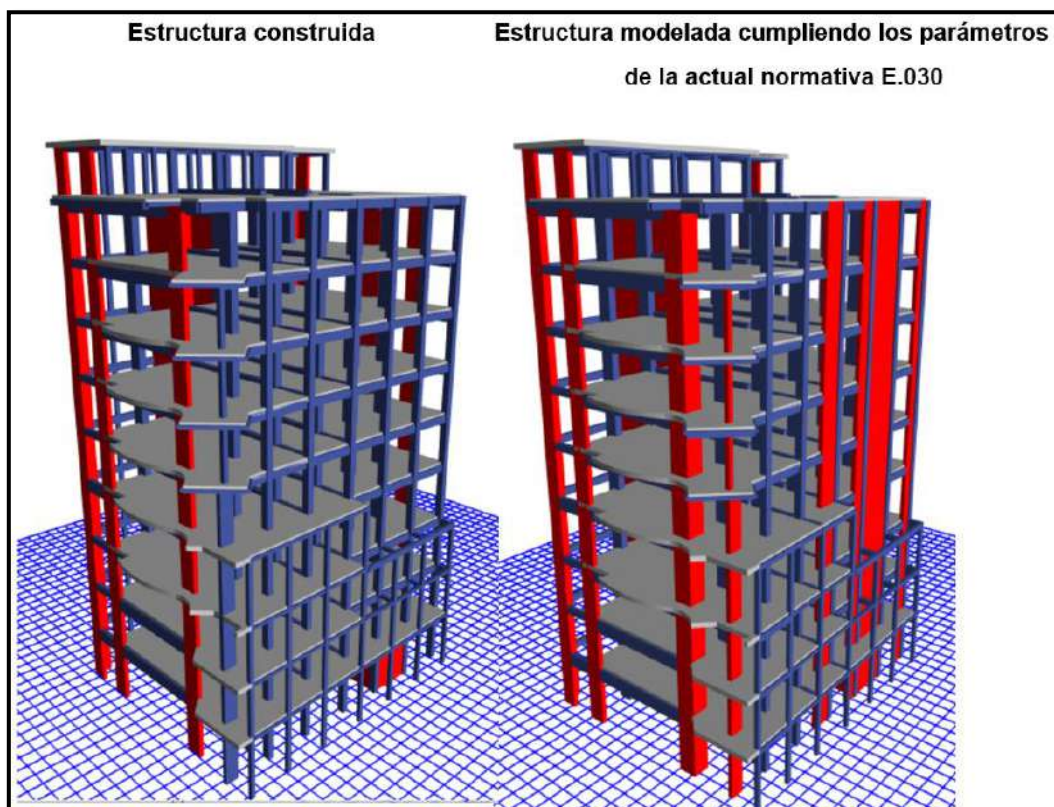
T_p : Periodo que define la plataforma del factor C.

T_L : Periodo que define el inicio de la zona del factor “C” con desplazamiento constante.

Nuestros periodos en ambas direcciones de análisis deben ser tomados del análisis dinámico modal para una mayor precisión en el cálculo, para de esta manera poder iniciar un cálculo iterativo de las irregularidades en planta y en altura hasta que se converjan dichas irregularidades; así como poder llegar al sistema estructural correcto. Es necesario señalar que la edificación en estudio, por el año en que fue construida en el 2017 y ante las modificaciones que se fueron llevando a cabo en la norma de diseño sismorresistente E.030, fue necesario la asignación de elementos estructurales adicionales para que puedan cumplir los parámetros establecidos de nuestra actual normativa. La Figura 15, expone el cambio en la configuración estructural del edificio a causa del cambio en la norma técnica E.030.

Figura 15

Modificación en la Configuración del Edificio para el Cumplimiento de los Parámetros de la Actual Normativa de Diseño Sismorresistente E0.30 - 2018.



Nota. La figura muestra el cambio en la configuración del edificio en el modelado, debido a las modificaciones actuales en la normativa de diseño sismorresistente E.030. Tomado de *ETABS 19.0.0*.

e) Factor de Uso o Importancia (U)

La Tabla 18, muestra el factor de uso aplicado acorde a la tipificación de la norma E.030.

Tabla 18

Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso

Categoría de las Edificaciones		
Categoría	Tipos	Factor U
A	Edificaciones esenciales	1.5
B	Edificaciones importantes	1.3
C	Edificaciones comunes	1.0
D	Edificaciones temporales	Resistencia y rigidez adecuada acorde a criterio del proyectista.

Nota. Adaptado de *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente* (p.13), por, RNE, 2018.

El uso del edificio estuvo destinado a oficinas por ende le corresponde un factor de uso igual a la unidad.

f) Sistema Estructural y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_o)

A la edificación de 10 niveles le correspondió un $R_o=6$, esto debido a la presencia de muros estructurales en ambas direcciones de análisis. No obstante, estos valores del R han de ser verificados de acuerdo al análisis sísmico para corroborar lo asumido a primera instancia y volver a verificar mediante un proceso iterativo, hasta converger con el sistema estructural asumido.

g) Irregularidades en Altura y en Planta

A primera instancia estos valores deben ser asumidos de la mejor manera previsible, tanto el valor de factor de irregularidad en altura como el de planta, ello

debido a que no tenemos un análisis estructural y sísmico previo, necesario para calcular las fuerzas sísmicas estáticas; por ello se recurre a este procedimiento para enseguida poder iterarlos hasta que dichos valores cumplan con las tablas de irregularidades en el cálculo de los mismos. Se puede asumir estos valores dependiendo de la configuración de las estructuras:

$$I_{ax}: 1.0, I_{ay}: 1.0, I_{px}: 1.0 \text{ y } I_{py}: 1.0$$

Donde:

$I_{a(x,y)}$: Factores de irregularidad en altura en las direcciones de análisis x e y.

$I_{p(x,y)}$: Factores de irregularidad en planta en las direcciones de análisis x e y.

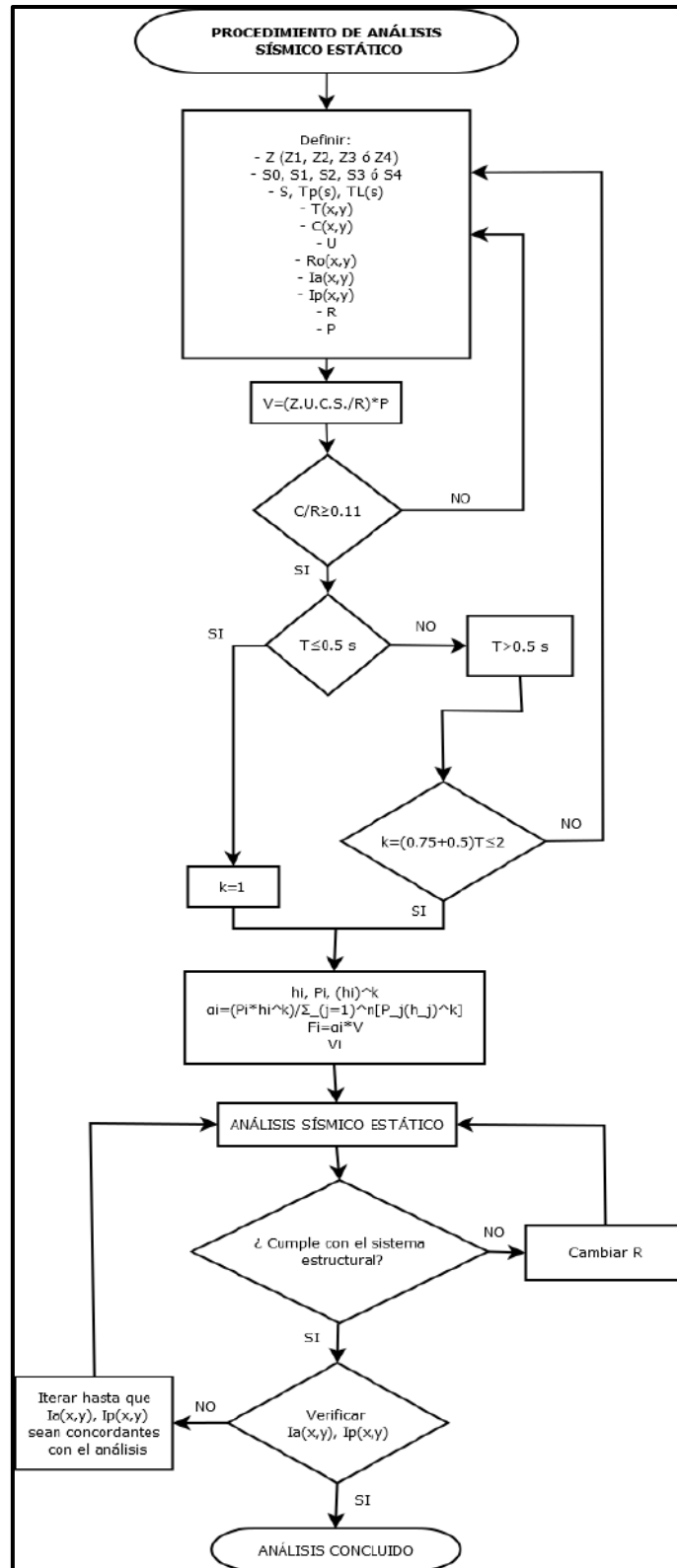
h) Coeficientes de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R)

Calculado mediante la siguiente expresión, para cada una de las direcciones de análisis:

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

Figura 16

Diagrama de Flujo del Análisis Sísmico Estático



4.4.2 Parámetros del Análisis Sísmico Estático

a) Periodos Fundamentales de la Estructura

La Tabla 19, muestra los periodos del sistema obtenidos del análisis modal en las dos direcciones.

Tabla 19

Periodos Fundamentales del Edificio en Ambas Direcciones de Análisis

T_x	0.657 (s)
T_y	0.679 (s)

b) Parámetros de Sitio

La Tabla 20, muestra el factor de amplificación del suelo y los periodos relacionado a este.

Tabla 20

Parámetros de Sitio en la Edificación

S	1.15
$T_p(s)$	0.6
$T_L(s)$	2

c) Factor de Amplificación Sísmica

La Tabla 21, señala el factor de amplificación sísmica calculado en base a la norma E.030.

Tabla 21

Factor de Amplificación Sísmica en Ambas Direcciones de Análisis del Edificio

Factores de amplificación	
C_x	2.283105023
C_y	2.209131075

d) Cálculo del Valor de k

La Tabla 22, muestra los valores de K calculados en base a los periodos y a la fórmula de la normativa.

Tabla 22

Exponente Relacionado con el Periodo Fundamental en Ambas Direcciones del Edificio

k_x	1.0785
k_y	1.0895

e) Distribución del Peso por Nivel en el Edificio

La Tabla 23, expone los pesos en los diferentes niveles del edificio para el análisis sísmico estático.

Tabla 23

Pesos por Piso del Edificio

Piso	Peso (tonf)
Piso 10	99.32273187
Piso 9	304.9015952
Piso 8	374.0985925
Piso 7	349.0965383
Piso 6	350.5998977
Piso 5	349.366025
Piso 4	400.6729468
Piso 3	426.1180655
Piso 2	403.9032574
Piso 1	438.3404856
Total	3496.420136

La Tabla 24, muestra en resumen los parámetros para el análisis sísmico estático en dirección X.

Tabla 24*Parámetros Sísmicos en Dirección X del Edificio*

$Z = 0.35$	$U = 1$	$S = 1.15$	$R_x = 4.86$
$R_o = 6$	$C_x = 2.283$	$I_{ax} = 0.9$	$I_{px} = 0.9$
$P = 3496.420 \text{ tonf}$	$k_x = 1.0785$	$V_x = 661.118 \text{ tonf}$	$\frac{ZUCS}{R} = 0.189$

La Tabla 25, expone la forma de cálculo de las cortantes estáticas y fuerzas sísmicas en la dirección considerada.

Tabla 25*Distribución de las Fuerzas Sísmicas en Dirección X del Edificio*

Piso	$h_i(m)$	$P_i(\text{tonf})$	(h_i^k)	$P_i * h_i^k$	α_i	$F_i = \alpha_i * V(\text{tonf})$	$V_i(\text{tonf})$
10	35.4	10.128	46.838	474.382	0.0581	38.429	38.429
9	32.55	31.091	42.784	1330.225	0.1630	107.759	146.187
8	29.05	38.147	37.845	1443.672	0.1769	116.949	263.136
7	25.55	35.598	32.951	1172.994	0.1437	95.022	358.158
6	22.05	35.751	28.110	1004.980	0.1231	81.411	439.569
5	18.55	35.625	23.330	831.130	0.1018	67.328	506.898
4	15.05	40.857	18.620	760.751	0.0932	61.627	568.524
3	11.03	43.452	13.317	578.665	0.0709	46.876	615.401
2	7.53	41.187	8.823	363.396	0.0445	29.438	644.839
1	4.03	44.698	4.496	200.961	0.0246	16.279	661.118
						8161.156	661.118

La Tabla 26, muestra en resumen los parámetros para el análisis sísmico estático en dirección Y.

Tabla 26*Parámetros Sísmicos en Dirección Y del Edificio*

$Z = 0.35$	$U = 1$	$S = 1.15$	$R_y = 4.86$
$R_o = 6$	$C_y = 2.209$	$I_{ay} = 0.9$	$I_{py} = 0.9$
$P = 3496.420 \text{ tonf}$	$k_y = 1.0895$	$V_y = 639.698 \text{ tonf}$	$\frac{ZUCS}{R} = 0.183$

La Tabla 27, expone la forma de cálculo de las cortantes estáticas y fuerzas sísmicas en la dirección considerada.

Tabla 27

Distribución de las Fuerzas Sísmicas en Dirección Y del Edificio

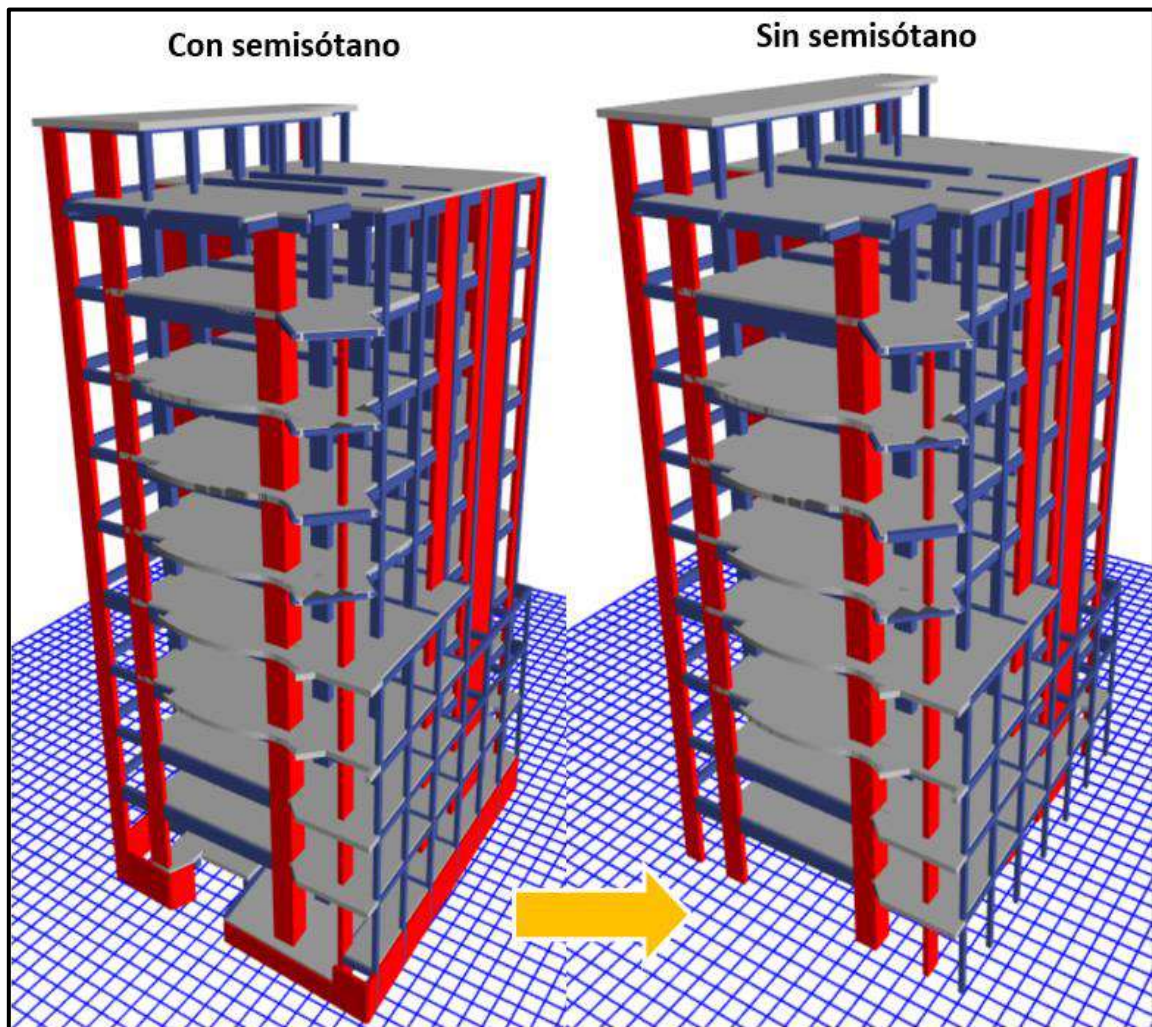
Piso	$h_i(m)$	$P_i(\text{tonf})$	(h_i^k)	$P_i * h_i^k$	α_i	$F_i = \alpha_i * V(\text{tonf})$	$V_i(\text{tonf})$
10	35.4	10.128	48.712	493.364	0.058	37.390	37.3900
9	32.55	31.091	44.455	1382.176	0.164	104.749	142.1393
8	29.05	38.147	39.273	1498.177	0.177	113.541	255.6799
7	25.55	35.598	34.147	1215.562	0.144	92.122	347.8023
6	22.05	35.751	29.083	1039.764	0.123	78.799	426.6017
5	18.55	35.625	24.091	858.264	0.102	65.044	491.6459
4	15.05	40.857	19.183	783.782	0.093	59.400	551.0455
3	11.03	43.452	13.674	594.149	0.070	45.028	596.0736
2	7.53	41.187	9.021	371.556	0.044	28.159	624.2323
1	4.03	44.698	4.565	204.066	0.024	15.465	639.6976
				8440.860		639.698	

4.4.3 Cálculo de Irregularidades

Para el cálculo de las irregularidades en altura y en planta de la estructura, se aisló a la edificación del semisótano para el respectivo cálculo, dado que se tomó por consideración al semisótano un nivel con mucha rigidez porque está delimitado por muros estructurales en casi todo su perímetro. La Figura 17, presenta el aislamiento del semisótano para el cálculo de irregularidades en planta y en altura respectivamente.

Figura 17

Consideración para el Cálculo de Irregularidades en la Edificación



Nota. La figura muestra la consideración desestimando el nivel de semisótano, efectuado solamente para el cálculo de irregularidades. Tomado de *ETABS 19.0.0*.

Para más detalles del cálculo respectivo de irregularidades tanto en altura como en planta puede revisar la sección de anexos. La Tabla 28 presenta un resumen de las irregularidades en altura en las direcciones de análisis x, y.

Tabla 28

Sumario de Irregularidades en Altura de Ambas Direcciones de Análisis

Irregularidades estructurales en altura	Dirección x	Dirección y
Rigidez - Piso blando	1	1
Resistencia - Piso débil	1	1
Masa o peso	1	1
Geométrica vertical	1	0.9
Discontinuidad en los sistemas resistentes	1	1
Mínimo valor en cada dirección	1	0.9
Mínimo valor de las dos direcciones	0.9	

La Tabla 29 expone el resumen de irregularidades en planta de la edificación en estudio.

Tabla 29

Sumario de Irregularidades en Planta de Ambas Direcciones de Análisis

Irregularidades estructurales en planta	Dirección x	Dirección y
Torsional	1	1
Esquinas entrantes	0.9	0.9
Discontinuidad de diafragma	1	1
Sistemas no paralelos	1	1
Mínimo valor en cada dirección	0.9	0.9
Mínimo valor de las dos direcciones	0.9	

4.4.4 Verificación del Sistema Estructural en el Sismo Estático

La Tabla 30, muestra la cortante tomada en muros estructurales en el análisis estático en dirección X.

Tabla 30

Cortante Tolerada en Muros Estructurales y la Total en la Estructura - Dirección X

Dirección X		Porcentaje
Cortante en muros estructurales (tonf)	Cortante total (tonf)	74.223%
490.7006	661.1182	

Nota. La cortante tolerada en los muros estructurales representa más del 70% de la demanda, por lo tanto, forma parte de un sistema estructural tipo muros estructurales de acuerdo a los porcentajes límites de nuestra norma de diseño E.030.

La Tabla 31, muestra la cortante tomada en muros estructurales en el análisis estático en dirección Y.

Tabla 31

Cortante Tolerada en Muros Estructurales y la Total en la Estructura - Dirección Y

Dirección Y		Porcentaje
Cortante en muros estructurales (tonf)	Cortante total (tonf)	86.251%
551.7444	639.6976	

Nota. La cortante tolerada en los muros estructurales representa más del 80% de la demanda, por lo tanto, forma parte de un sistema estructural tipo muros estructurales de acuerdo a los porcentajes límites de nuestra norma de diseño E.030.

4.5 Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral del Edificio

4.5.1 Parámetros Sismorresistentes de la Edificación en Estudio – Sismo Dinámico Modal Espectral

La Tabla 32, presenta los parámetros calculados para la elaboración del espectro de respuesta.

Tabla 32*Parámetros Sísmicos para el Análisis Dinámico Modal Espectral*

$Z = 0.35$	$U = 1$	$S = 1.15$	$T_p = 0.6$
$T_L = 2$	$R_{(x,y)} = 4.86$	$R_{o(x,y)} = 6$	$I_{a(x,y)} = 0.9$
$I_{p(x,y)} = 0.9$			

La Tabla 33, presenta los parámetros de cálculo para la elaboración del espectro de respuesta.

Tabla 33*Parámetros Calculados para el Espectro de Respuesta*

T	C	ZUCS/R
0	1.000000000	0.082818930
0.02	1.250000000	0.103523663
0.04	1.500000000	0.124228395
0.06	1.750000000	0.144933128
0.08	2.000000000	0.165637860
0.1	2.250000000	0.186342593
0.12	2.500000000	0.207047325
0.14	2.500000000	0.207047325
0.16	2.500000000	0.207047325
0.18	2.500000000	0.207047325
0.2	2.500000000	0.207047325
0.25	2.500000000	0.207047325
0.3	2.500000000	0.207047325
0.35	2.500000000	0.207047325
0.4	2.500000000	0.207047325
0.45	2.500000000	0.207047325
0.5	2.500000000	0.207047325
0.55	2.500000000	0.207047325
0.6	2.500000000	0.207047325
0.65	2.307692308	0.191120608
0.7	2.142857143	0.177469136
0.75	2.000000000	0.165637860
0.8	1.875000000	0.155285494
0.85	1.764705882	0.146151053
0.9	1.666666667	0.138031550
0.95	1.578947368	0.130766732
1	1.500000000	0.124228395

1.1	1.363636364	0.112934905
1.2	1.250000000	0.103523663
1.3	1.153846154	0.095560304
1.4	1.071428571	0.088734568
1.5	1.000000000	0.082818930
1.6	0.937500000	0.077642747
1.7	0.882352941	0.073075527
1.8	0.833333333	0.069015775
1.9	0.789473684	0.065383366
2	0.750000000	0.062114198
2.1	0.680272109	0.056339408
2.2	0.619834711	0.051334048
2.3	0.567107750	0.046967257
2.4	0.520833333	0.043134859
2.5	0.480000000	0.039753086
2.6	0.443786982	0.036753963
2.7	0.411522634	0.034081864
2.8	0.382653061	0.031690917
2.9	0.356718193	0.029543019
3	0.333333333	0.027606310
4	0.187500000	0.015528549
5	0.120000000	0.009938272
6	0.083333333	0.006901578
7	0.061224490	0.005070547
8	0.046875000	0.003882137
9	0.037037037	0.003067368
10	0.030000000	0.002484568

La Figura 18, exhibe la gráfica del espectro de respuesta.

Figura 18

Gráfico del Espectro de Respuesta en Ambas direcciones de Análisis



La Tabla 34, señala los factores de escala para el análisis dinámico modal espectral.

Tabla 34

Definición de los Casos de Carga para el Sismo Dinámico Modal Espectral

Tipo de carga	Dirección de aplicación	Función	Factor de escala
Aceleración	Eje X	Espectro de respuesta	9.8067
Aceleración	Eje Y	Espectro de respuesta	9.8067
Aceleración	Eje Z	Espectro de respuesta	6.5378

Nota. El factor de escala de 6.5378 en la dirección Z o vertical, se debe a que nuestra norma señala que puede usarse los 2/3 de los valores horizontales en el análisis vertical.

La Tabla 35, expone los modos de vibración, paralelamente se muestra la suma de masas eficaces.

Tabla 35

Proporciones de Masa Participante Modal

Caso	Modo	Periodo	U_x	U_y	R_z	Sum U_x	Sum U_y	Sum R_z
Modal	1	0.679	0.05840	0.65060	0.00180	0.05840	0.65060	0.00180
Modal	2	0.657	0.62610	0.06130	0.02220	0.68450	0.71190	0.02400
Modal	3	0.527	0.02270	0.00010	0.68840	0.70730	0.71190	0.71230
Modal	4	0.197	0.02380	0.12960	0.00570	0.73100	0.84150	0.71810
Modal	5	0.19	0.11840	0.02680	0.00100	0.84940	0.86830	0.71910
Modal	6	0.156	0.00100	0.00370	0.14570	0.85050	0.87210	0.86480
Modal	7	0.126	0.00001	0.00000	0.00000	0.85050	0.87210	0.86480
Modal	8	0.124	0.00010	0.00004	0.00000	0.85060	0.87210	0.86480
Modal	9	0.121	0.00040	0.00180	0.00080	0.85100	0.87390	0.86560
Modal	10	0.12	0.00001	0.00001	0.00004	0.85100	0.87390	0.86560
Modal	11	0.116	0.00000	0.00000	0.00000	0.85100	0.87390	0.86560
Modal	12	0.114	0.00000	0.00010	0.00000	0.85100	0.87400	0.86560
Modal	13	0.114	0.00000	0.00000	0.00002	0.85100	0.87400	0.86570
Modal	14	0.111	0.00060	0.03080	0.00170	0.85150	0.90480	0.86740
Modal	15	0.109	0.00000	0.00020	0.00002	0.85150	0.90500	0.86740
Modal	16	0.103	0.04300	0.00010	0.00001	0.89460	0.90510	0.86740
Modal	17	0.093	0.00000	0.00270	0.00370	0.89460	0.90780	0.87120
Modal	18	0.092	0.00080	0.00300	0.00300	0.89540	0.91080	0.87410
Modal	19	0.092	0.00010	0.02200	0.02310	0.89540	0.93280	0.89720
Modal	20	0.086	0.00010	0.00070	0.00002	0.89550	0.93340	0.89720
Modal	21	0.082	0.00010	0.00050	0.00270	0.89560	0.93400	0.89990
Modal	22	0.079	0.00010	0.00050	0.00090	0.89570	0.93450	0.90080
Modal	23	0.078	0.00090	0.01450	0.01800	0.89650	0.94900	0.91880
Modal	24	0.077	0.03170	0.00010	0.00040	0.92820	0.94910	0.91920
Modal	25	0.074	0.00090	0.00030	0.00340	0.92910	0.94940	0.92260
Modal	26	0.073	0.00005	0.00040	0.00020	0.92910	0.94990	0.92270
Modal	27	0.072	0.00090	0.00002	0.00002	0.93010	0.94990	0.92280
Modal	28	0.068	0.00004	0.00000	0.00000	0.93010	0.94990	0.92280
Modal	29	0.067	0.00001	0.00000	0.00030	0.93010	0.94990	0.92300
Modal	30	0.066	0.00020	0.00010	0.00110	0.93030	0.95000	0.92410

Nota. En los modos de vibración deberá cumplirse en cada dirección, que la suma de las masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total del sistema, tomándose mínimamente los tres primeros modos preponderantes en la dirección de análisis, de acuerdo a nuestra norma de diseño (RNE, 2018).

4.5.2 Verificación de Fuerza Cortante Mínima en el Edificio

Se debe escalar las fuerzas mas no los desplazamientos, de acuerdo a lo establecido en nuestra norma de diseño E.030. Asimismo, calcular el respectivo factor de escala, dicho propósito se aplicará para los diseños de elementos estructurales. La Tabla 36, muestra el proceso de escalamiento empleando los valores de cortantes del sismo estático y dinámico en la base.

Tabla 36

Evaluación de la Condición de Fuerza Cortante Mínima

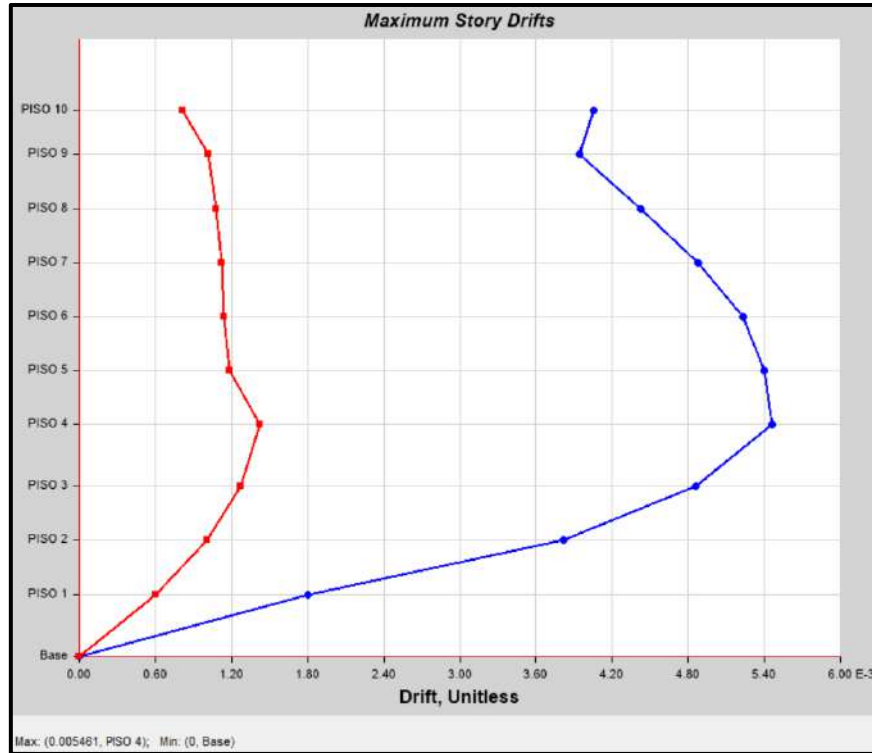
Sismo	Dirección	Cortante basal (tonf)	Regularidad	Para irregular $V_{din} \geq 90\% V_{est}$	Factor de Escala
Estático	X	661.1182	Irregular	No cumple, escalar	1.265
Dinámico	X	470.4996	Irregular		
Estático	Y	639.6976	Irregular	No cumple, escalar	1.209
Dinámico	Y	476.1900	Irregular		

4.5.3 Cálculo los Desplazamientos Laterales

Para los desplazamientos se debe tomar en cuenta si la estructura es regular o irregular, dado que para estructuras regulares deberá multiplicarse por 0.75 de R y para estructuras irregulares por 0.85 de R. De esta manera se obtiene los desplazamientos inelásticos a partir de los elásticos que nos brinda el análisis sísmico. La figura 19, ilustra las máximas derivas en la dirección señalada.

Figura 19

Máximas Derivas por Piso Debidas a 0.85 de R en Dirección X



Nota. Las derivas no deben sobrepasar el 7 ‰. Tomado de *ETABS 19.0.0.*

Como se puede observar en la Tabla 37, muestra en forma numérica los valores de las derivas máximas en dirección X.

Tabla 37

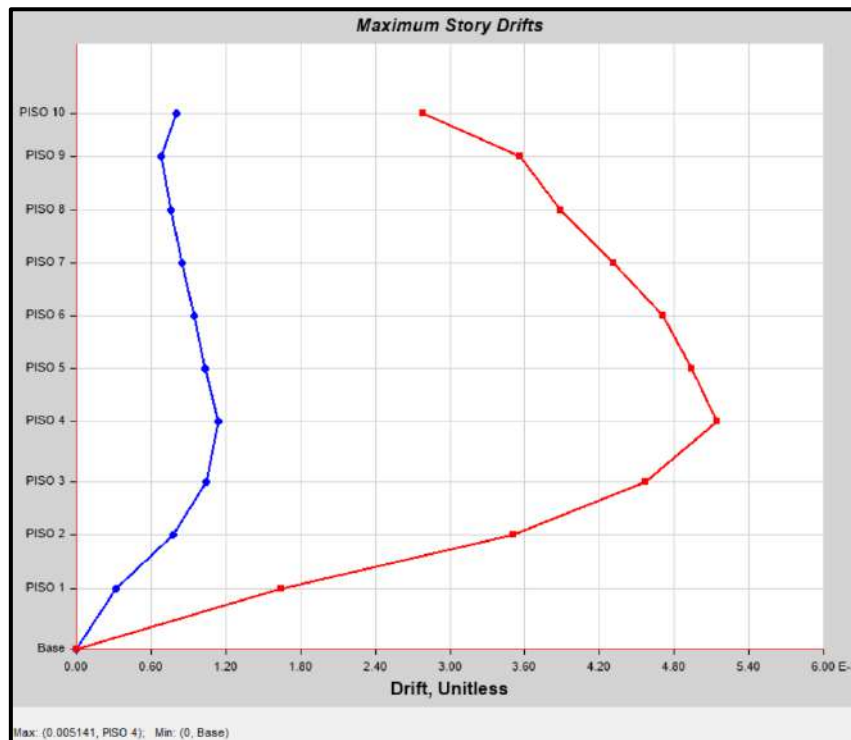
Máximas Derivas Inelásticas por Piso del Sismo Dinámico Modal Espectral X

Piso	Dirección	Máxima deriva de piso	Dirección	Máxima deriva de piso
		$\Delta_{inelástico} = 0.85 * \Delta_{elástico}$		$\Delta_{inelástico} = 0.85 * \Delta_{elástico}$
Piso 10	X	0.004052	Y	0.000815
Piso 9	X	0.003941	Y	0.001018
Piso 8	X	0.004429	Y	0.001076
Piso 7	X	0.004875	Y	0.001119
Piso 6	X	0.005234	Y	0.001141
Piso 5	X	0.005396	Y	0.001185
Piso 4	X	0.005461	Y	0.001422
Piso 3	X	0.004861	Y	0.001272
Piso 2	X	0.003814	Y	0.001003
Piso 1	X	0.001799	Y	0.000601

Asimismo, en la Figura 20, se muestra las máximas derivas en dirección Y.

Figura 20

Máximas Derivas por Piso Debidas a 0.85 de R en Dirección Y



Nota. Las derivas no deben sobrepasar el 7 ‰. Tomado de ETABS 19.0.0.

Como se puede observar en la Tabla 38, muestra en forma numérica los valores de las derivas máximas en dirección Y.

Tabla 38

Máximas Derivas Inelásticas por Piso del Sismo Dinámico Modal Espectral Y

Piso	Dirección	Máxima deriva de piso	Dirección	Máxima deriva de piso
		$\Delta_{inelástico} = 0.85 * \Delta_{elástico}$		$\Delta_{inelástico} = 0.85 * \Delta_{elástico}$
Piso 10	Y	0.002785	X	0.000803
Piso 9	Y	0.003559	X	0.000682
Piso 8	Y	0.003891	X	0.000761
Piso 7	Y	0.004316	X	0.000849
Piso 6	Y	0.004708	X	0.000948
Piso 5	Y	0.004938	X	0.00103
Piso 4	Y	0.005141	X	0.001143
Piso 3	Y	0.004566	X	0.001043
Piso 2	Y	0.003507	X	0.000781
Piso 1	Y	0.001644	X	0.000318

4.5.4 Verificación del Sistema Estructural en el Sismo Dinámico Modal Espectral

Se procede a tomar las fuerzas escaladas para verificar el sistema estructural. La Tabla 39, muestra la cortante tomada por los muros estructurales en el análisis dinámico en dirección X.

Tabla 39

Cortante Tolerada en Muros Estructurales y Cortante Total Escalada en la Estructura en Dirección X

Dirección X		Porcentaje
Cortante en muros estructurales (tonf)	Cortante total (tonf)	74.179%
440.3331	593.6051	

Nota. La cortante tolerada en los muros estructurales representa más del 70% de la demanda, por lo tanto, forma parte de un sistema estructural de muros estructurales, de acuerdo a los porcentajes de nuestra norma E.030.

La Tabla 40, muestra la cortante tomada en muros estructurales en el análisis dinámico en dirección Y.

Tabla 40

Cortante Tolerada en Muros Estructurales y Cortante Total Escalada en la Estructura en Dirección Y

Dirección Y		Porcentaje
Cortante en muros estructurales (tonf)	Cortante total (tonf)	86.411%
496.2329	574.2689	

Nota. La cortante tolerada en los muros estructurales representa más del 80% de la demanda, por lo tanto, forma parte de un sistema estructural de muros estructurales de acuerdo a los porcentajes límites de nuestra norma E.030.

4.6 Análisis Sísmico Estático con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2% del Edificio

Se analiza los efectos de la amplificación, atribuido al factor de zona incrementado; ello respecto a la normativa E.030 que señala la probabilidad de excedencia del factor de zona del 10% en 50 años (RNE, 2018). Debido a ello nuestro factor de zona de 0.35 aplicando el 10% de excedencia tomaría el valor de 0.385 que es aproximadamente 0.40 respectivamente, el cual será tomado para el análisis.

Del mismo modo acaecerá un aumento para el factor de amplificación sísmica C de 2.5 a 3.5, correspondiente para una amortiguación estructural del 2% (Villarreal Castro, 2020).

4.6.1 Parámetros Sismorresistentes de la Edificación en Estudio con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

La Tabla 41, muestra en resumen los parámetros para el análisis sísmico estático con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en dirección X.

Tabla 41

Parámetros Sísmicos en Dirección “X” del Edificio con el Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

$Z = 0.40$	$U = 1$	$S = 1.15$	$R = 4.86$
$R_o = 6$	$C_x = 3.196$	$I_{ax} = 0.9$	$I_{px} = 0.9$
$P = 3496.420 \text{ tonf}$	$k_x = 1.0785$	$V_x = 1057.7891 \text{ tonf}$	$\frac{ZUCS}{R} = 0.303$

La Tabla 42, expone la forma de cálculo de las cortantes estáticas y fuerzas sísmicas en la dirección considerada.

Tabla 42

Distribución de las Fuerzas Sísmicas en Dirección “X” del Edificio con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

Piso	$h_i(m)$	$P_i(\text{tonf})$	(h_i^k)	$P_i * h_i^k$	α_i	$F_i = \alpha_i * V(\text{tonf})$	$V_i(\text{tonf})$
10	35.4	10.128	46.838	474.382	0.0581	61.486	61.486
9	32.55	31.091	42.784	1330.225	0.1630	172.414	233.900
8	29.05	38.147	37.845	1443.672	0.1769	187.118	421.018
7	25.55	35.598	32.951	1172.994	0.1437	152.035	573.053
6	22.05	35.751	28.110	1004.980	0.1231	130.258	703.311
5	18.55	35.625	23.330	831.130	0.1018	107.725	811.036
4	15.05	40.857	18.620	760.751	0.0932	98.603	909.639
3	11.03	43.452	13.317	578.665	0.0709	75.002	984.641
2	7.53	41.187	8.823	363.396	0.0445	47.101	1031.742
1	4.03	44.698	4.496	200.961	0.0246	26.047	1057.789
8161.156						1057.789	

La Tabla 43, muestra en resumen los parámetros para el análisis sísmico estático con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en dirección Y.

Tabla 43

Parámetros Sísmicos en Dirección “Y” del Edificio con el Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

$Z = 0.40$	$U = 1$	$S = 1.15$	$R = 4.86$
$R_o = 6$	$C_y = 3.093$	$I_{ay} = 0.9$	$I_{py} = 0.9$
$P = 3496.420 \text{ tonf}$	$k_y = 1.0895$	$V_y = 1023.516 \text{ tonf}$	$\frac{ZUCS}{R} = 0.293$

La Tabla 44, expone la forma de cálculo de las cortantes estáticas y fuerzas sísmicas en la dirección considerada.

Tabla 44

Distribución de las Fuerzas Sísmicas en Dirección “Y” del Edificio con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%.

Piso	$h_i(\text{m})$	$P_i(\text{tonf})$	(h_i^k)	$P_i * h_i^k$	α_i	$F_i = \alpha_i * V(\text{tonf})$	$V_i(\text{tonf})$
10	35.4	10.128	48.712	493.364	0.058	59.824	59.8239
9	32.55	31.091	44.455	1382.176	0.164	167.599	227.4229
8	29.05	38.147	39.273	1498.177	0.177	181.665	409.0878
7	25.55	35.598	34.147	1215.562	0.144	147.396	556.4837
6	22.05	35.751	29.083	1039.764	0.123	126.079	682.5627
5	18.55	35.625	24.091	858.264	0.102	104.071	786.6335
4	15.05	40.857	19.183	783.782	0.093	95.039	881.6728
3	11.03	43.452	13.674	594.149	0.070	72.045	953.7177
2	7.53	41.187	9.021	371.556	0.044	45.054	998.7716
1	4.03	44.698	4.565	204.066	0.024	24.745	1023.5161
				8440.860		1023.516	

4.6.2 Verificación del Sistema Estructural en el Sismo Estático con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

La Tabla 45, muestra la cortante tomada en muros estructurales en el análisis estático en dirección X.

Tabla 45

Cortante Tolerada en Muros Estructurales y la Total en la Estructura en Dirección X con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

Dirección X		Porcentaje
Cortante en muros estructurales (tonf)	Cortante total (tonf)	74.223%
785.1218	1057.7891	

Nota. La cortante tolerada en los muros estructurales representa más del 70% de la demanda, por lo tanto, forma parte de un sistema estructural de muros estructurales de acuerdo a los porcentajes limítrofes de nuestra norma E.030.

La Tabla 46, muestra la cortante tomada en muros estructurales en el análisis estático en dirección Y.

Tabla 46

Cortante Tolerada en Muros Estructurales y la Total en la Estructura en Dirección Y con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

Dirección Y		Porcentaje
Cortante en muros estructurales (tonf)	Cortante total (tonf)	86.251%
882.791	1023.5161	

Nota. La cortante tolerada en los muros estructurales representa más del 80% de la demanda, por lo tanto, forma parte de un sistema estructural de muros estructurales de acuerdo a los porcentajes de lindero de nuestra norma E.030.

4.7 Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

La Tabla 47, presenta los parámetros calculados para la elaboración del espectro de respuesta.

Tabla 47

Parámetros Sísmicos para el Análisis Dinámico Modal Espectral con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

$Z = 0.40$	$U = 1$	$S = 1.15$	$T_p = 0.6$
$T_L = 2$	$R_{(x,y)} = 4.86$	$R_{o(x,y)} = 6$	$I_{a(x,y)} = 0.9$
$I_{p(x,y)} = 0.9$			

La Tabla 48, presenta los parámetros calculados para la elaboración del espectro de respuesta con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%.

Tabla 48

Parámetros de Evaluación para el Espectro de Respuesta con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

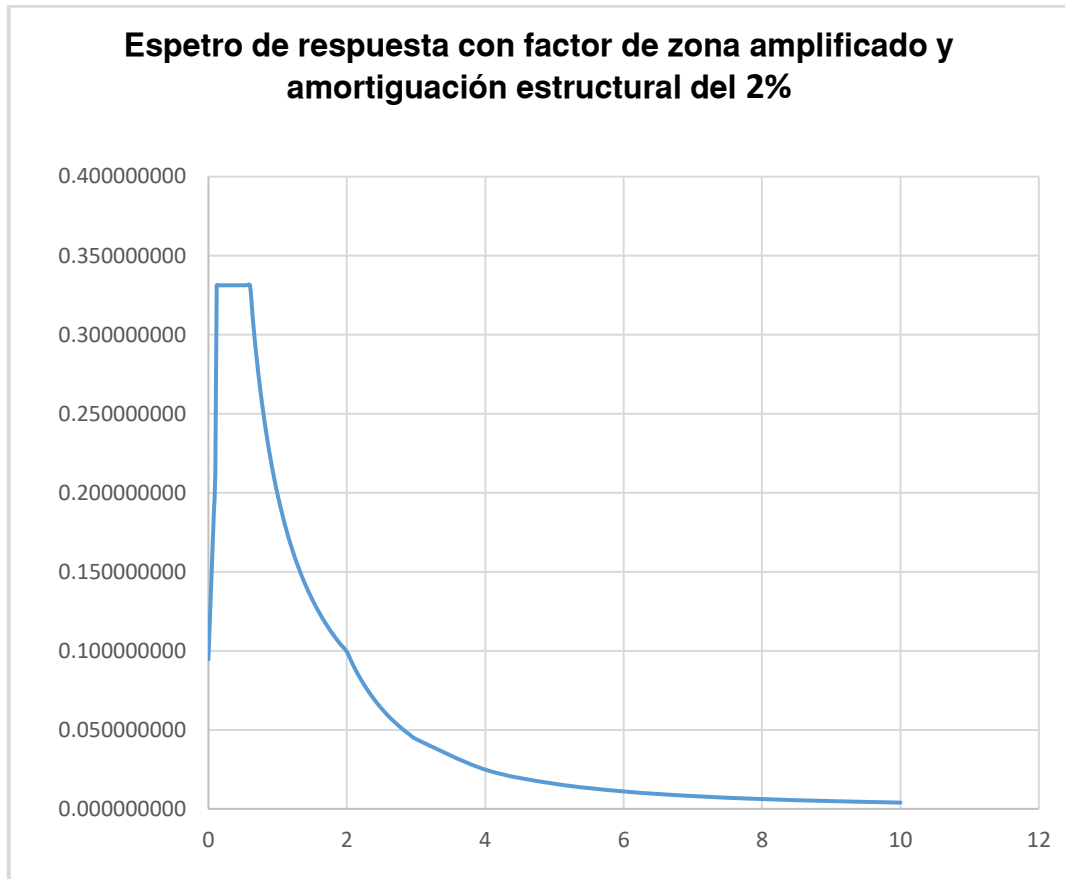
T	C	ZUCS/R
0	1.000000000	0.094650206
0.02	1.250000000	0.118312757
0.04	1.500000000	0.141975309
0.06	1.750000000	0.165637860
0.08	2.000000000	0.189300412
0.1	2.250000000	0.212962963
0.12	3.500000000	0.331275720
0.14	3.500000000	0.331275720
0.16	3.500000000	0.331275720
0.18	3.500000000	0.331275720
0.2	3.500000000	0.331275720
0.25	3.500000000	0.331275720
0.3	3.500000000	0.331275720
0.35	3.500000000	0.331275720
0.4	3.500000000	0.331275720
0.45	3.500000000	0.331275720
0.5	3.500000000	0.331275720
0.55	3.500000000	0.331275720
0.6	3.500000000	0.331275720
0.65	3.230769231	0.305792972
0.7	3.000000000	0.283950617
0.75	2.800000000	0.265020576
0.8	2.625000000	0.248456790

0.85	2.470588235	0.233841685
0.9	2.333333333	0.220850480
0.95	2.210526316	0.209226771
1	2.100000000	0.198765432
1.1	1.909090909	0.180695847
1.2	1.750000000	0.165637860
1.3	1.615384615	0.152896486
1.4	1.500000000	0.141975309
1.5	1.400000000	0.132510288
1.6	1.312500000	0.124228395
1.7	1.235294118	0.116920842
1.8	1.166666667	0.110425240
1.9	1.105263158	0.104613385
2	1.050000000	0.099382716
2.1	0.952380952	0.090143053
2.2	0.867768595	0.082134476
2.3	0.793950851	0.075147611
2.4	0.729166667	0.069015775
2.5	0.672000000	0.063604938
2.6	0.621301775	0.058806341
2.7	0.576131687	0.054530983
2.8	0.535714286	0.050705467
2.9	0.499405470	0.047268830
3	0.466666667	0.044170096
4	0.262500000	0.024845679
5	0.168000000	0.015901235
6	0.116666667	0.011042524
7	0.085714286	0.008112875
8	0.065625000	0.006211420
9	0.051851852	0.004907788
10	0.042000000	0.003975309

La Figura 21, exhibe la gráfica del espectro de respuesta con los nuevos parámetros de cálculo.

Figura 21

Gráfico del Espectro de Respuesta en Ambas Direcciones de Análisis con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%



4.7.1 Verificación de Fuerza Cortante Mínima en el Edificio con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

Se debe escalar las fuerzas mas no los desplazamientos, de acuerdo a lo establecido en nuestra norma de diseño E.030. Asimismo, calcular el respectivo factor de escala para dicho propósito. Estas fuerzas escaladas son con las cuales realizaremos nuestras combinaciones de cargas y elaborar nuestra envolvente, necesaria para iniciar el diseño de los elementos de la estructura que lo requieran. La Tabla 49, muestra el proceso de escalamiento empleando los valores de cortantes del sismo estático y dinámico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%.

Tabla 49*Evaluación de la Condición de Fuerza Cortante Mínima*

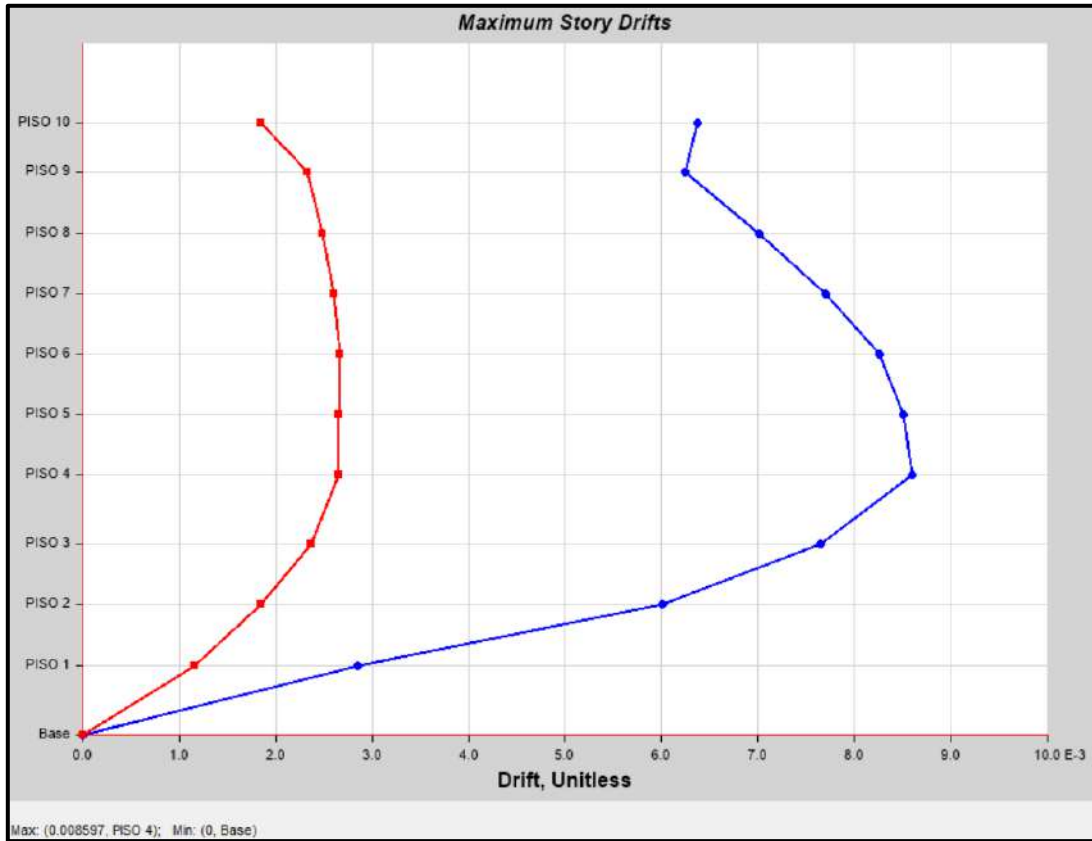
Sismo	Dirección	Cortante basal (tonf)	Regularidad	Para irregular $V_{din} \geq 90\% V_{est}$	Factor de Escala
Estático	X	1057.7891	Irregular	No cumple, escalar	1.307
Dinámico	X	728.547	Irregular		
Estático	Y	1023.5161	Irregular	No cumple, escalar	1.244
Dinámico	Y	740.6543	Irregular		

4.7.2 Cálculo los Desplazamientos Laterales con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

Para el cálculo de estos desplazamientos se debe tomar en cuenta si la estructura es regular o irregular, dado que para estructuras regulares deberá multiplicarse por 0.75 de R y para estructuras irregulares por 0.85 de R. De esta manera se obtiene los desplazamientos inelásticos a partir de los elásticos que nos da el análisis sísmico. La Figura 22, ilustra las máximas derivas en la dirección señalada.

Figura 22

Máximas Derivas de Piso en la Dirección X con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%



Nota. Las derivas no deberían sobrepasar el 7 ‰. Tomado de ETABS 19.0.0.

Como se puede observar la Tabla 50, muestra en forma numérica los valores de las derivas máximas en dirección X.

Tabla 50

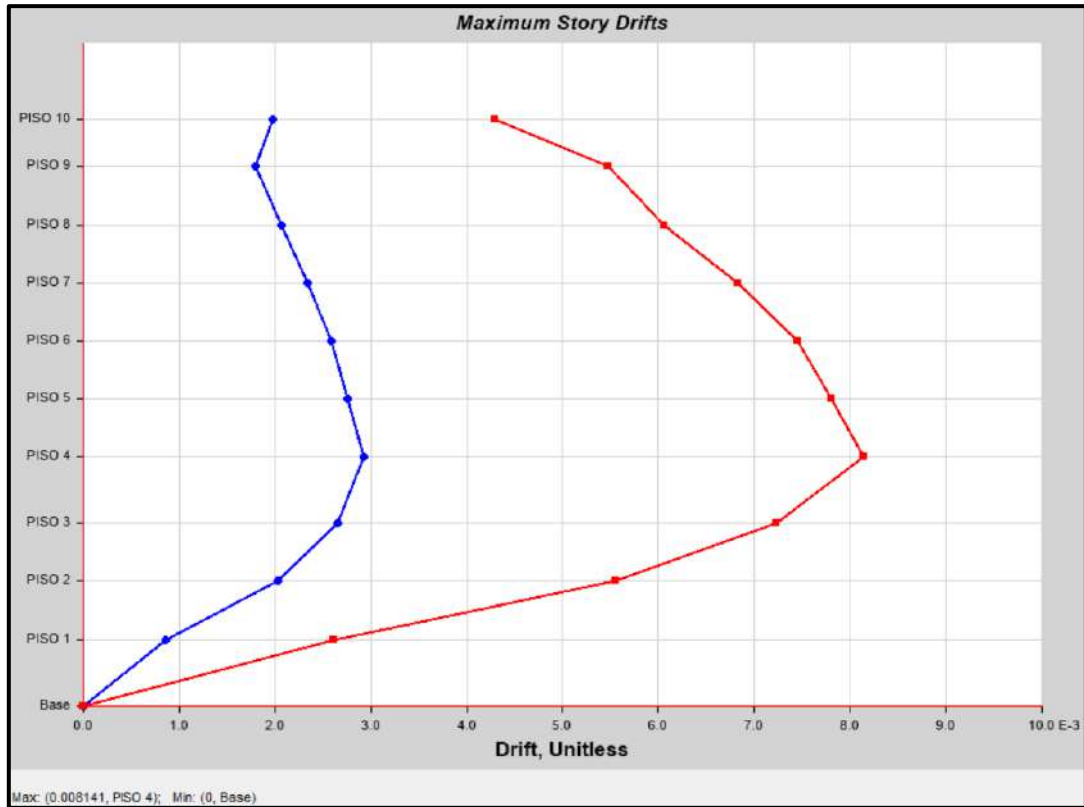
Máximas Derivas Inelásticas por Piso en Dirección X con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

Piso	Dirección	Máxima deriva de piso	Dirección	Máxima deriva de piso
		$\Delta_{inelástico} = 0.85 * \Delta_{elástico}$		$\Delta_{inelástico} = 0.85 * \Delta_{elástico}$
Piso 10	X	0.006371	Y	0.001848
Piso 9	X	0.006246	Y	0.002324
Piso 8	X	0.007009	Y	0.002484
Piso 7	X	0.007701	Y	0.002606
Piso 6	X	0.008256	Y	0.002672
Piso 5	X	0.008499	Y	0.00265
Piso 4	X	0.008597	Y	0.002649
Piso 3	X	0.007648	Y	0.002371
Piso 2	X	0.006007	Y	0.001848
Piso 1	X	0.002849	Y	0.001157

Asimismo, en la Figura 23, se muestra las máximas derivas en dirección Y.

Figura 23

Máximas Derivas de Piso en la Dirección Y con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%



Nota. Las derivas no deberían sobrepasar el 7 ‰. Tomado de ETABS 19.0.0.

Como se puede observar la Tabla 51, muestra en forma numérica los valores de las derivas máximas en dirección Y.

Tabla 51

Máximas Derivas Inelásticas por Piso en Dirección Y con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

Piso	Dirección	Máxima deriva de piso	Dirección	Máxima deriva de piso
		$\Delta_{inelástico} = 0.85 * \Delta_{elástico}$		$\Delta_{inelástico} = 0.85 * \Delta_{elástico}$
Piso 10	Y	0.004298	X	0.001979
Piso 9	Y	0.005477	X	0.001797
Piso 8	Y	0.006063	X	0.002064
Piso 7	Y	0.006833	X	0.002337
Piso 6	Y	0.00745	X	0.002588
Piso 5	Y	0.007807	X	0.002754
Piso 4	Y	0.008141	X	0.002932
Piso 3	Y	0.007228	X	0.002649
Piso 2	Y	0.005553	X	0.002024
Piso 1	Y	0.00261	X	0.000863

4.7.3 Verificación del Sistema Estructural en el Sismo Dinámico Modal Espectral con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

Se procede a tomar las fuerzas escaladas para verificar el sistema estructural. La Tabla 52, muestra la cortante tomada por los muros estructurales en el análisis dinámico en dirección X.

Tabla 52

Cortante Tolerada en Muros Estructurales y Cortante Total Escalada en la Estructura en Dirección X con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

Dirección X		Porcentaje
Cortante en muros estructurales (tonf)	Cortante total (tonf)	74.163%
704.0991	949.396	

Nota. La cortante tolerada en los muros estructurales representa más del 70% de la demanda, por lo tanto, forma parte de un sistema estructural de muros estructurales de acuerdo a los porcentajes límites de nuestra norma E.030.

La Tabla 53, muestra la cortante tomada en muros estructurales en el análisis dinámico en dirección Y.

Tabla 53

Cortante Tolerada en Muros Estructurales y Cortante Total Escalada en la Estructura en Dirección Y con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

Dirección Y		Porcentaje
Cortante en muros estructurales (tonf)	Cortante total (tonf)	86.316%
792.7803	918.4581	

Nota. La cortante tolerada en los muros estructurales representa más del 80% de la demanda, por lo tanto, forma parte de un sistema estructural de muros estructurales de acuerdo a los porcentajes de frontera de nuestra norma E.030.

4.8 Combinaciones de Cargas

Para poder realizar el diseño de los elementos estructurales se debe realizar las combinaciones de cargas de las mismas, por requisitos generales de resistencia de acuerdo a la norma E.060. Las cuales para nuestros propósitos se presentan a continuación:

- a) $1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$
- b) $1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CSx}$
- c) $1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CSy}$
- d) $1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CSz}$
- e) $0.9 \text{ CM} \pm \text{CSx}$
- f) $0.9 \text{ CM} \pm \text{CSy}$
- g) $0.9 \text{ CM} \pm \text{CSz}$
- h) Envolvente: Que tomará los máximos valores de cada combinación para construir su diagrama de las demandas de momento flector, fuerza cortante y torsión.

Donde:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

CSx, CSy, CSz: Carga de sismo en dirección x, y o z.

Prueba de Hipótesis General

Dirección X

Ho: Las máximas derivas de entrepiso en dirección X, debido al análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, son menores o iguales que el análisis sísmico convencional y amortiguación estructural del 5%.

Ha: Las máximas derivas de entrepiso en dirección X, debido al análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, son mayores que el análisis sísmico convencional y amortiguación estructura del 5%.

En la Tabla 54 se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 54

Datos para la Hipótesis General en Dirección X

Piso	Máximas derivas de entrepiso con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% dirección X	Máximas derivas de entrepiso sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5% dirección X
1	0.006371	0.004052
2	0.006246	0.003941
3	0.007009	0.004429
4	0.007701	0.004875
5	0.008256	0.005234
6	0.008499	0.005396
7	0.008597	0.005461
8	0.007648	0.004861
9	0.006007	0.003814
10	0.002849	0.001799

La Tabla 55, muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística considerada.

Tabla 55*Prueba Estadística Aplicada a las Máximas Derivas de Entrepiso en Dirección X*

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	0.006918300	0.004386200
Varianza	0.000002933	0.000001188
Observaciones	10.000000000	10.000000000
Diferencia hipotética de las medias	0.000000000	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9.000000000	
Estadístico t	12.853198479	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.000000214	
Valor crítico de t (una cola)	1.833112933	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

Dirección Y

Ho: Las máximas derivas de entrepiso en dirección Y, debido al análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, son menores o iguales que el análisis sísmico convencional y amortiguación estructural del 5%.

Ha: Las máximas derivas de entrepiso en dirección Y, debido análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, son mayores que el análisis sísmico convencional y amortiguación estructural del 5%.

En la Tabla 56, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 56*Datos para la Hipótesis General en Dirección Y*

Piso	Máximas derivas de entrepiso con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% dirección Y	Máximas derivas de entrepiso sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5% dirección Y
1	0.004298	0.002785
2	0.005477	0.003559
3	0.006063	0.003891
4	0.006833	0.004316
5	0.00745	0.004708
6	0.007807	0.004938
7	0.008141	0.005141
8	0.007228	0.004566
9	0.005553	0.003507
10	0.00261	0.001644

La Tabla 57, muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística considerada.

Tabla 57*Prueba Estadística Aplicada a las Máximas Derivas de Entrepiso en Dirección Y*

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	0.0061460000	0.0039055000
Varianza	0.0000029785	0.0000011656
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0.0000000000	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	10.9359863486	
P(T<=t) una cola (<i>p</i> valor)	0.0000008456	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el *p* valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

Prueba de Hipótesis Específica 01

Dirección X

Ho: Las cortantes estáticas en dirección X, debido al análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, son menores o iguales que el análisis sísmico convencional y amortiguación estructural del 5%.

Ha: Las cortantes estáticas en dirección X, debido al análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, son mayores que el análisis sísmico convencional y amortiguación estructural del 5%.

En la Tabla 58, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 58

Datos para la Hipótesis Específica 01 en Dirección X

Piso	Fuerzas cortantes estáticas con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% dirección X	Fuerzas cortantes estáticas sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5% dirección X
1	1057.789	661.118
2	1031.742	644.839
3	984.641	615.401
4	909.639	568.524
5	811.036	506.898
6	703.311	439.569
7	573.053	358.158
8	421.018	263.136
9	233.9	146.187
10	61.486	38.429

La Tabla 59, muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística considerada.

Tabla 59

Prueba Estadística Aplicada a las Cortantes de Entrepiso en Dirección X

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	678.7615	424.2259
Varianza	121084.4205	47298.63951
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	6.1684126564	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000825081	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

Dirección Y

Ho: Las cortantes estáticas en dirección Y, debido al análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, son menores o iguales que el análisis sísmico convencional y amortiguación estructural del 5%.

Ha: Las cortantes estáticas en dirección Y, debido al análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, son mayores que el análisis sísmico convencional y amortiguación estructural del 5%.

En la Tabla 60, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 60*Datos para la Hipótesis Específica en Dirección Y*

Piso	Fuerzas cortantes estáticas con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% dirección Y	Fuerzas cortantes estáticas sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5% dirección Y
1	1023.5161	639.6976
2	998.7716	624.2323
3	953.7177	596.0736
4	881.6728	551.0455
5	786.6335	491.6459
6	682.5627	426.6017
7	556.4837	347.8023
8	409.0878	255.6799
9	227.4229	142.1393
10	59.8239	37.39

La Tabla 61, muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística considerada.

Tabla 61*Prueba Estadística Aplicada a las Cortantes de Entrepiso en Dirección Y*

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	657.96927	411.23081
Varianza	113314.4227	44263.44643
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	6.1810603960	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000812615	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

Hipótesis Específica 02

Dirección X

Ho: Las cortantes dinámicas en dirección X, debido al análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, son menores o iguales que el análisis sísmico convencional y amortiguación estructural del 5%.

Ha: Las cortantes dinámicas en dirección X, debido al análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, son mayores que el análisis sísmico convencional y amortiguación estructural del 5%.

En la Tabla 62, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 62

Datos para la Hipótesis Específica 02 en Dirección X

Piso	Fuerzas cortantes dinámicas con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% dirección X	Fuerzas cortantes dinámicas sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5% dirección X
1	728.547	470.4996
2	716.4772	462.0835
3	686.4707	442.2409
4	638.0035	411.0225
5	572.4386	368.6584
6	500.4748	322.2084
7	414.1472	266.8183
8	312.5878	201.6931
9	181.9218	118.0154
10	57.4646	39.3485

La Tabla 63, muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística considerada.

Tabla 63*Prueba Estadística Aplicada a las Cortantes de Entrepiso en Dirección X*

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	480.85332	310.25886
Varianza	54888.81972	22653.02905
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	6.4392118102	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000598210	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

Dirección Y

Ho: Las cortantes dinámicas en dirección Y, debido al análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, son menores o iguales que el análisis sísmico convencional y amortiguación estructural del 5%.

Ha: Las cortantes dinámicas en dirección Y, debido al análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, son mayores que el análisis sísmico convencional y amortiguación estructural del 5%.

En la Tabla 64, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 64*Datos para la Hipótesis Específica 02 en Dirección Y*

Piso	Fuerzas cortantes dinámicas con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% dirección Y	Fuerzas cortantes dinámicas sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5% dirección Y
1	740.6543	476.1897
2	722.0395	463.7214
3	687.6688	441.0837
4	641.6209	411.335
5	575.4438	368.7005
6	502.4588	321.9294
7	417.2626	267.9214
8	315.2088	203.1093
9	180.0888	116.712
10	55.006	35.7083

La Tabla 65, muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística considerada.

Tabla 65*Prueba Estadística Aplicada a las Cortantes de Entrepiso en Dirección Y*

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	483.74523	310.64107
Varianza	56322.6475	23119.70793
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	6.4192519564	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000612365	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

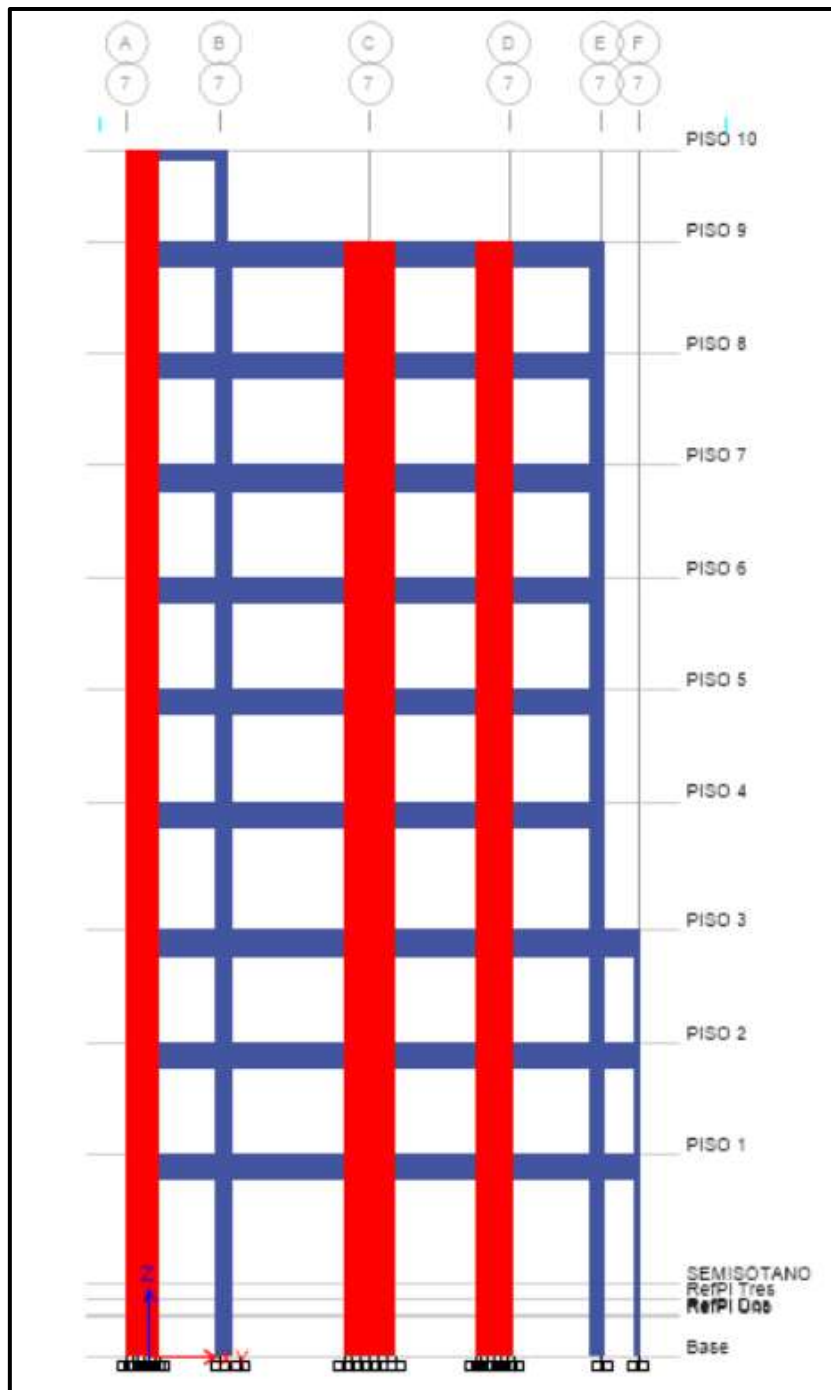
Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

Hipótesis Específica 03

La Figura 24, exhibe el tramo del eje en estudio.

Figura 24

Tramo del Pórtico AB-77 para Momentos Flectores en Dirección X



Nota. Tomado de ETABS 19.0.0.

Ho: Los momentos flectores debido al análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, son menores o iguales que el análisis sísmico convencional y amortiguación estructural del 5%.

Ha: Los momentos flectores debido al análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, son mayores que el análisis sísmico convencional y amortiguación estructural del 5%.

En la Tabla 66, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 66

Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección X

Piso	Momentos flectores con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%			Momentos flectores sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%		
	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final
1	-11.2253	-7.0208	-13.0856	-7.505	-4.133	-7.984
	9.7402	9.8596	16.2892	6.0199	6.9719	11.19
2	-16.5317	-15.827	-26.478	-10.827	-9.4517	-16
	14.8957	19.9036	31.9591	9.1906	13.5283	21.48
3	-19.0947	-15.1638	-26.3499	-12.489	-8.8831	-15.7
	17.1577	19.7542	32.6231	10.552	13.4735	21.97
4	-18.7573	-12.981	-23.2572	-12.313	-7.4127	-13.61
	16.6699	18.2477	30.4863	10.225	12.6794	20.84
5	-16.1943	-12.8366	-22.1742	-10.724	-7.2187	-12.79
	14.0397	18.9074	30.5112	8.5691	13.2895	21.13
6	-14.2653	-9.629	-17.1866	-9.5521	-5.17	-9.616
	12.0013	16.0273	25.9993	7.2881	11.5682	18.43
7	-12.088	-6.3517	-12.0354	-8.2128	-3.1357	-6.332
	9.7737	13.1356	21.3824	5.8985	9.8567	15.68
8	-9.3956	-4.0771	-6.4809	-6.5539	-3.1516	-2.779
	6.9429	10.042	16.3084	4.1012	7.9931	12.61
9	-8.9885	-2.7703	-2.0264	-6.197	-2.2967	-0.132
	7.0728	6.4933	11.0811	4.2812	5.6853	9.187
10	-4.7715	-3.2474	-5.8369	-3.2195	-2.0256	-3.671
	4.0768	3.6232	6.3413	2.5248	2.4014	4.176

En la Tabla 67, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 67

Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección X

Piso	Momentos flectores negativos izquierdos de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%	Momentos flectores negativos izquierdos de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%
1	11.2253	7.505
2	16.5317	10.8266
3	19.0947	12.4894
4	18.7573	12.3129
5	16.1943	10.7238
6	14.2653	9.5521
7	12.088	8.2128
8	9.3956	6.5539
9	8.9885	6.197
10	4.7715	3.2195

La Tabla 68, muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística considerada.

Tabla 68

Prueba Estadística Aplicada a las Momentos Flectores Negativos Zona Izquierda en Dirección X

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	13.13122	8.7593
Varianza	21.68560821	8.81041395
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	8.1581721358	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000094616	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

La Tabla 69, muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística considerada.

Tabla 69

Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección X

Piso	Momentos flectores negativos centrales de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%	Momentos flectores negativos centrales de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%
1	7.0208	4.133
2	15.827	9.4517
3	15.1638	8.8831
4	12.981	7.4127
5	12.8366	7.2187
6	9.629	5.17
7	6.3517	3.1357
8	4.0771	3.1516
9	2.7703	2.2967
10	3.2474	2.0256

La Tabla 70, muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística considerada.

Tabla 70

Prueba Estadística Aplicada a los Momentos Flectores Negativos Zona Central en Dirección X

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	8.99047	5.28788
Varianza	24.73668795	7.62653032
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	5.139785113	
P(T \leq t) una cola (p valor)	0.000305737	
Valor crítico de t (una cola)	1.833112933	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

En la Tabla 71, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 71

Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección X

Piso	Momentos flectores negativos derechos de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%	Momentos flectores negativos derechos de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%
1	13.0856	7.9835
2	26.478	16.0017
3	26.3499	15.6957
4	23.2572	13.6127
5	22.1742	12.7932
6	17.1866	9.6155
7	12.0354	6.3317
8	6.4809	2.7789
9	2.0264	0.1323
10	5.8369	3.6714

La Tabla 72, muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística considerada.

Tabla 72

Prueba Estadística Aplicada a los Momentos Flectores Negativos Zona Derecha en Dirección X

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	15.49111	8.86166
Varianza	79.98778718	31.510477
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	6.2073764930	
P(T<=t) una cola (<i>p</i> valor)	0.0000787329	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el *p* valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

En la Tabla 73, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 73*Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección X*

Piso	Momentos flectores positivos izquierdos de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%	Momentos flectores positivos izquierdos de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%
1	9.7402	6.0199
2	14.8957	9.1906
3	17.1577	10.5524
4	16.6699	10.2254
5	14.0397	8.5691
6	12.0013	7.2881
7	9.7737	5.8985
8	6.9429	4.1012
9	7.0728	4.2812
10	4.0768	2.5248

La Tabla 74, muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística considerada.

Tabla 74*Prueba Estadística Aplicada a los Momentos Flectores Positivos Zona Izquierda Dirección X*

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	15.49111	8.86166
Varianza	79.98778718	31.510477
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	8.1581779068	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000094616	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

La Tabla 75, muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística considerada.

Tabla 75

Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección X

Piso	Momentos flectores positivos centrales de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%	Momentos flectores positivos centrales de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%
1	9.8596	6.9719
2	19.9036	13.5283
3	19.7542	13.4735
4	18.2477	12.6794
5	18.9074	13.2895
6	16.0273	11.5682
7	13.1356	9.8567
8	10.042	7.9931
9	6.4933	5.6853
10	3.6232	2.4014

La Tabla 76 muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística.

Tabla 76

Prueba Estadística en Momentos Flectores Positivos Zona Central Dirección X

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	13.59939	9.74473
Varianza	34.46425432	14.8771835
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	5.826470792	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.000125511	
Valor crítico de t (una cola)	1.833112933	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

La Tabla 77, muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística considerada.

Tabla 77

Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección X

Piso	Momentos flectores positivos derechos de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%	Momentos flectores positivos derechos de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%
1	16.2892	11.1872
2	31.9591	21.4829
3	32.6231	21.969
4	30.4863	20.8417
5	30.5112	21.1302
6	25.9993	18.4283
7	21.3824	15.6787
8	16.3084	12.6064
9	11.0811	9.1869
10	6.3413	4.1759

La Tabla 78 muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística.

Tabla 78

Prueba Estadística en Momentos Flectores Positivos Zona Derecha Dirección X

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	22.29814	15.66872
Varianza	89.04483392	37.9179791
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	6.20737586737	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.00007873294	
Valor crítico de t (una cola)	1.83311293266	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

Tramo del Pórtico AB-77 para Fuerzas Cortantes en Dirección X

Ho: Las fuerzas cortantes en vigas debidas al análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, son menores o iguales que el análisis sísmico convencional y amortiguación estructural del 5%.

Ha: Las fuerzas cortantes en vigas debidas al análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, son mayores que el análisis sísmico convencional y amortiguación estructural del 5%.

La Tabla 79 muestra valores de cortantes máximas y mínimas en vigas.

Tabla 79

Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección X

Piso	Fuerzas cortantes de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%		Fuerzas cortantes de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%	
	Máx	Mín	Máx	Mín
1	Máx	14.1747	Máx	9.0425
	Mín	-17.5996	Mín	-12.3704
2	Máx	24.795	Máx	15.2939
	Mín	-29.1998	Mín	-19.6918
3	Máx	26.0394	Máx	15.9059
	Mín	-31.0869	Mín	-20.9453
4	Máx	23.9328	Máx	14.4875
	Mín	-29.6335	Mín	-20.18
5	Máx	21.7536	Máx	13.0348
	Mín	-28.1416	Mín	-19.4152
6	Máx	17.6296	Máx	10.4188
	Mín	-24.361	Mín	-17.1429
7	Máx	13.2926	Máx	7.6724
	Mín	-20.3648	Mín	-14.7381
8	Máx	8.3675	Máx	4.531
	Mín	-15.8048	Mín	-11.9627
9	Máx	5.6503	Máx	1.1875
	Mín	-12.3192	Mín	-0.3957
10	Máx	6.0146	Máx	3.8407
	Mín	-6.8197	Mín	-4.6412

En la Tabla 80, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 80*Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección X*

Piso	Fuerzas cortantes máximas de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%		Fuerzas cortantes máximas de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%	
1	Máx (+)	14.1747	Máx (+)	9.0425
2	Máx (+)	24.795	Máx (+)	15.2939
3	Máx (+)	26.0394	Máx (+)	15.9059
4	Máx (+)	23.9328	Máx (+)	14.4875
5	Máx (+)	21.7536	Máx (+)	13.0348
6	Máx (+)	17.6296	Máx (+)	10.4188
7	Máx (+)	13.2926	Máx (+)	7.6724
8	Máx (+)	8.3675	Máx (+)	4.531
9	Máx (+)	5.6503	Máx (+)	2.9904
10	Máx (+)	6.0146	Máx (+)	3.8407

La Tabla 81 muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística.

Tabla 81*Prueba Estadística en Fuerzas Cortantes Máximas en Dirección X*

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	16.16501	9.72179
Varianza	61.36660152	23.88556026
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	6.8563669076	
P(T<=t) una cola (<i>p</i> valor)	0.0000371010	
Valor crítico de t (una cola)	1.833112933	

Nota. Como el *p* valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

En la Tabla 82, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 82*Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección X*

Piso	Fuerzas Cortantes mínimas de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%		Fuerzas cortantes mínimas de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%	
1	Mín (-)	17.5996	Mín (-)	12.3704
2	Mín (-)	29.1998	Mín (-)	19.6918
3	Mín (-)	31.0869	Mín (-)	20.9453
4	Mín (-)	29.6335	Mín (-)	20.18
5	Mín (-)	28.1416	Mín (-)	19.4152
6	Mín (-)	24.361	Mín (-)	17.1429
7	Mín (-)	20.3648	Mín (-)	14.7381
8	Mín (-)	15.8048	Mín (-)	11.9627
9	Mín (-)	12.3192	Mín (-)	9.6544
10	Mín (-)	6.8197	Mín (-)	4.6412

La Tabla 83 muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística.

Tabla 83*Prueba Estadística de Fuerzas Cortantes Mínimas en Dirección x*

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	21.53309	15.0742
Varianza	68.70777944	28.92352114
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	6.8802395377	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000361230	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

Tramo del Pórtico AB-77 para Momentos Torsores en Dirección X

La Tabla 84 muestra valores de momentos torsionales máximos y mínimos en vigas.

Tabla 84

Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección X

Piso	Momentos torsores de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%		Momentos torsores de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%	
	Máx	Mín	Máx	Mín
1	Máx	1.1548	Máx	0.8407
	Mín	-0.7836	Mín	-0.6399
2	Máx	1.3445	Máx	0.9519
	Mín	-0.8829	Mín	-0.4902
3	Máx	1.5776	Máx	1.1344
	Mín	-0.9922	Mín	-0.549
4	Máx	1.7139	Máx	1.2312
	Mín	-1.0686	Mín	-0.5859
5	Máx	1.487	Máx	1.0635
	Mín	-0.9655	Mín	-0.542
6	Máx	1.5821	Máx	1.147
	Mín	-0.9656	Mín	-0.5305
7	Máx	1.5119	Máx	1.1031
	Mín	-0.8988	Mín	-0.49
8	Máx	1.4528	Máx	1.0789
	Mín	-0.7796	Mín	-0.4056
9	Máx	1.5687	Máx	1.1875
	Mín	-0.7769	Mín	-0.3957
10	Máx	0.379	Máx	0.3019
	Mín	-0.0881	Mín	-0.0123

En la Tabla 85, se expone los datos para el cálculo estadístico

Tabla 85*Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección X*

Piso	Momentos torsores máximos de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%		Momentos torsores máximos de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%	
1	Máx (+)	1.1548	Máx (+)	0.8407
2	Máx (+)	1.3445	Máx (+)	0.9519
3	Máx (+)	1.5776	Máx (+)	1.1344
4	Máx (+)	1.7139	Máx (+)	1.2312
5	Máx (+)	1.487	Máx (+)	1.0635
6	Máx (+)	1.5821	Máx (+)	1.147
7	Máx (+)	1.5119	Máx (+)	1.1031
8	Máx (+)	1.4528	Máx (+)	1.0789
9	Máx (+)	1.5687	Máx (+)	1.1875
10	Máx (+)	0.379	Máx (+)	0.3019

La Tabla 86 muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística.

Tabla 86*Prueba Estadística de Momentos Torsores Máximos en Dirección X*

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	1.37723	1.00401
Varianza	0.146114787	0.07378245
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	10.3900433822	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000013000	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

En la Tabla 87, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 87*Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección X*

Piso	Momentos torsores mínimos de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%		Momentos torsores mínimos de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%	
	Mín (-)		Mín (-)	
1	Mín (-)	0.7836	Mín (-)	0.6399
2	Mín (-)	0.8829	Mín (-)	0.4902
3	Mín (-)	0.9922	Mín (-)	0.549
4	Mín (-)	1.0686	Mín (-)	0.5859
5	Mín (-)	0.9655	Mín (-)	0.542
6	Mín (-)	0.9656	Mín (-)	0.5305
7	Mín (-)	0.8988	Mín (-)	0.49
8	Mín (-)	0.7796	Mín (-)	0.4056
9	Mín (-)	0.7769	Mín (-)	0.3957
10	Mín (-)	0.0881	Mín (-)	0.0123

La Tabla 88 muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística.

Tabla 88*Prueba Estadística de Momentos Torsores Mínimos en Dirección X*

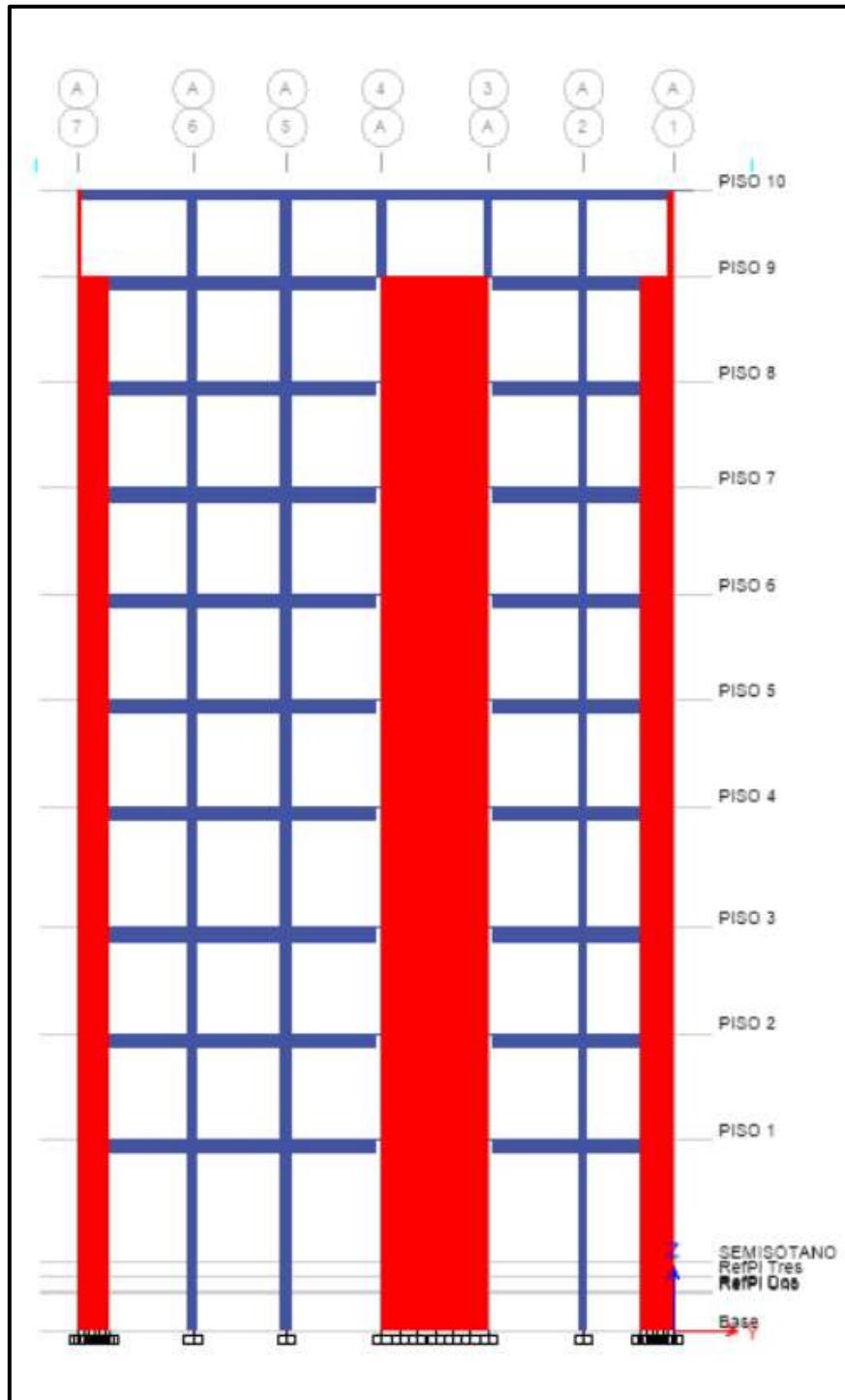
	Análisis considerado	Análisis Convencional
Media	0.82018	0.46411
Varianza	0.076053586	0.03077804
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	8.3631002885	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000077498	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

La Figura 25, exhibe el tramo del eje en estudio.

Figura 25

Tramo del Pórtico AA-76 en Dirección Y



Nota. Tomado de ETABS 19.0.0.

Ho: Los momentos flectores debido al análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, son menores o iguales que el análisis sísmico convencional y amortiguación estructural del 5%.

Ha: Los momentos flectores debido al análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, son mayores que el análisis sísmico convencional y amortiguación estructural del 5%.

En la Tabla 89, se expone los datos para el cálculo estadístico

Tabla 89

Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección Y

Piso	Momentos flectores con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%			Momentos flectores sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%		
	Inicio	Medio	Final	Inicio	Medio	Final
1	-11.8382	-2.9596	-9.0585	-7.7459	-1.9365	-5.577
	10.2043	3.1427	9.5555	6.112	2.1393	6.074
2	-19.2398	-5.0842	-12.3559	-12.724	-3.2091	-7.432
	16.0012	4.8722	14.1565	9.4854	3.181	9.233
3	-22.2295	-6.2665	-13.1423	-14.807	-4.014	-7.843
	18.0962	5.7727	15.5731	10.673	3.7017	10.27
4	-23.4022	-6.6417	-13.078	-15.75	-4.2841	-7.71
	18.4676	6.0094	16.3105	10.816	3.9375	10.94
5	-23.0135	-6.1358	-13.1314	-15.66	-3.9858	-7.653
	17.5575	5.7534	17.1774	10.204	3.915	11.7
6	-22.3544	-6.0725	-11.9175	-15.372	-3.9787	-6.872
	16.4819	5.5886	16.28014	9.499	3.8429	11.23
7	-21.3499	-5.8028	-10.7354	-14.862	-3.8359	-6.103
	15.0917	5.3375	15.4827	8.6037	3.7155	10.85
8	-20.0386	-5.4031	-9.5036	-14.122	-3.595	-5.32
	13.4893	5.0096	14.4436	7.5724	3.5304	10.26
9	-13.6548	-3.4137	-6.5064	-9.7417	-2.4354	-3.481
	8.8223	3.8207	11.3151	4.9092	3.0343	8.289
10	-3.8793	-0.5938	-1.6	-3.1025	-0.3819	-0.938
	1.1347	1.6774	2.19	0.358	1.3241	1.528

En la Tabla 90, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 90*Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección Y*

Piso	Momentos flectores negativos izquierdos de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%	Momentos flectores negativos izquierdos de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%
1	11.8382	7.7459
2	19.2398	12.724
3	22.2295	14.8067
4	23.4022	15.7501
5	23.0135	15.6601
6	22.3544	15.3716
7	21.3499	14.8619
8	20.0386	14.1217
9	13.6548	9.7417
10	3.8793	3.1025

La Tabla 91 muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística.

Tabla 91*Prueba Estadística en Momentos Flectores Negativos Zona Izquierda Dirección Y*

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	18.10002	12.38862
Varianza	40.46954572	17.86373654
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	8.3107338603	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000081522	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

La Tabla 92 muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística.

Tabla 92*Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección Y*

Piso	Momentos flectores negativos centrales de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%	Momentos flectores negativos centrales de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%
1	2.9596	1.9365
2	5.0842	3.2091
3	6.2665	4.014
4	6.6417	4.2841
5	6.1358	3.9858
6	6.0725	3.9787
7	5.8028	3.8359
8	5.4031	3.595
9	3.4137	2.4354
10	0.5938	0.3819

La Tabla 93, muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística considerada.

Tabla 93*Prueba Estadística en Momentos Flectores Negativos Zona Central en Dirección Y*

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	4.83737	3.16564
Varianza	3.709251027	1.525903076
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	7.5655442248	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000172405	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

En la Tabla 94, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 94*Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección Y*

Piso	Momentos flectores negativos derechos de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%	Momentos flectores negativos derechos de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%
1	13.0856	7.9835
2	26.478	16.0017
3	26.3499	15.6957
4	23.2572	13.6127
5	22.1742	12.7932
6	17.1866	9.6155
7	12.0354	6.3317
8	6.4809	2.7789
9	2.0264	0.1323
10	5.8369	3.6714

La Tabla 95 muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística.

Tabla 95

Prueba Estadística en Momentos Flectores Negativos Zona Derecha en la Dirección Y

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	10.1029	5.89288
Varianza	13.63487506	4.930945548
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	8.9219388389	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000045841	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

En la Tabla 96, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 96*Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección Y*

Piso	Momentos flectores positivos izquierdos de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%	Momentos flectores positivos izquierdos de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%
1	10.2043	6.112
2	16.0012	9.4854
3	18.0962	10.6734
4	18.4676	10.8155
5	17.5575	10.2041
6	16.4819	9.499
7	15.0917	8.6037
8	13.4893	7.5724
9	8.8223	4.9092
10	1.1347	0.358

La Tabla 97 muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística.

Tabla 97*Prueba Estadística en Momentos Flectores Positivos Zona Izquierda Dirección Y*

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	13.53467	7.82327
Varianza	29.50865585	10.68203244
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	8.3106125215	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000081532	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

La Tabla 98, muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística considerada.

Tabla 98*Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección Y*

Piso	Momentos flectores positivos centrales de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%	Momentos flectores positivos centrales de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%
1	3.1427	2.1393
2	4.8722	3.181
3	5.7727	3.7017
4	6.0094	3.9375
5	5.7534	3.915
6	5.5886	3.8429
7	5.3375	3.7155
8	5.0096	3.5304
9	3.8207	3.0343
10	1.6774	1.3241

La Tabla 99 muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística.

Tabla 99*Prueba Estadística en Momentos Flectores Positivos Zona Central Dirección Y*

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	4.69842	3.23217
Varianza	1.958980444	0.75073474
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	8.1135732186	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000098868	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

La Tabla 100, muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística considerada.

Tabla 100*Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección Y*

Piso	Momentos flectores positivos derechos de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%	Momentos flectores positivos derechos de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%
1	9.5555	6.0736
2	14.1565	9.2329
3	15.5731	10.2743
4	16.3105	10.9421
5	17.1774	11.6992
6	16.28014	11.2347
7	15.4827	10.8505
8	14.4436	10.2601
9	11.3151	8.2894
10	2.19	1.5275

La Tabla 101 muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística.

Tabla 101*Prueba Estadística en Momentos Flectores Positivos Zona Derecha Dirección Y*

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	13.248454	9.03843
Varianza	20.70197666	9.737095469
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	8.9220480308	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000045836	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

Tramo del Pórtico AB-76 para Fuerzas Cortantes en Dirección Y

La Tabla 102 muestra valores de fuerzas cortantes máximas y mínimas en vigas.

Tabla 102

Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección Y

Piso	Fuerzas cortantes de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%		Fuerzas cortantes de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%	
	Máx	Mín	Máx	Mín
1	Máx	9.3272	Máx	6.365
	Mín	-8.2577	Mín	-5.2802
2	Máx	14.0532	Máx	9.5688
	Mín	-11.6248	Mín	-7.1588
3	Máx	15.824	Máx	10.8173
	Mín	-12.7208	Mín	-7.7649
4	Máx	16.6121	Máx	11.4822
	Mín	-12.8275	Mín	-7.759
5	Máx	16.6121	Máx	11.6447
	Mín	-12.8275	Mín	-7.5153
6	Máx	16.1151	Máx	11.3821
	Mín	-11.5768	Mín	-6.8933
7	Máx	15.4061	Máx	11.0271
	Mín	-10.5711	Mín	-6.243
8	Máx	14.5511	Máx	10.5696
	Mín	-9.4919	Mín	-5.5633
9	Máx	10.7114	Máx	8.0029
	Mín	-6.5045	Mín	-3.8023
10	Máx	8.5668	Máx	2.8493
	Mín	-29.434	Mín	-23.5508

En la Tabla 103, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 103*Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección Y*

Piso	Fuerzas cortantes máximas de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%		Fuerzas cortantes máximas de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%	
1	Máx (+)	9.3272	Máx (+)	6.365
2	Máx (+)	14.0532	Máx (+)	9.5688
3	Máx (+)	15.824	Máx (+)	10.8173
4	Máx (+)	16.6121	Máx (+)	11.4822
5	Máx (+)	16.6121	Máx (+)	11.6447
6	Máx (+)	16.1151	Máx (+)	11.3821
7	Máx (+)	15.4061	Máx (+)	11.0271
8	Máx (+)	14.5511	Máx (+)	10.5696
9	Máx (+)	10.7114	Máx (+)	8.0029
10	Máx (+)	8.5668	Máx (+)	2.8493

La Tabla 104 muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística.

Tabla 104*Prueba Estadística en Fuerzas Cortantes Positivas en Dirección Y*

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	13.77791	9.3709
Varianza	9.489643094	8.157991382
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	14.6179039086	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000000706	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna

En la Tabla 105, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 105*Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección Y*

Piso	Fuerzas Cortantes mínimas de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%		Fuerzas cortantes mínimas de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%	
1	Mín (-)	8.2577	Mín (-)	5.2802
2	Mín (-)	11.6248	Mín (-)	7.1588
3	Mín (-)	12.7208	Mín (-)	7.7649
4	Mín (-)	12.8275	Mín (-)	7.759
5	Mín (-)	12.8275	Mín (-)	7.5153
6	Mín (-)	11.5768	Mín (-)	6.8933
7	Mín (-)	10.5711	Mín (-)	6.243
8	Mín (-)	9.4919	Mín (-)	5.5633
9	Mín (-)	6.5045	Mín (-)	3.8023
10	Mín (-)	29.434	Mín (-)	23.5508

La Tabla 106 muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística.

Tabla 106*Prueba Estadística de Fuerzas Cortantes Mínimas en Dirección Y*

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	12.58366	8.15309
Varianza	39.47603942	30.8795842
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	14.0132542334	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000001017	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

Momentos Torsores

La Tabla 107 muestra valores de momentos torsionales máximos y mínimos en vigas.

Tabla 107

Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección Y

Piso	Momentos torsores de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%		Momentos torsores de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%	
1	Máx	0.2838	Máx	0.2064
	Mín	-0.1945	Mín	-0.1536
2	Máx	0.4489	Máx	0.3081
	Mín	-0.2853	Mín	-0.1444
3	Máx	0.4903	Máx	0.3343
	Mín	-0.3186	Mín	-0.1626
4	Máx	0.5097	Máx	0.3467
	Mín	-0.3378	Mín	-0.1748
5	Máx	0.5097	Máx	0.3335
	Mín	-0.3378	Mín	-0.1713
6	Máx	0.47	Máx	0.3207
	Mín	-0.3072	Mín	-0.158
7	Máx	0.4426	Máx	0.3044
	Mín	-0.2793	Mín	-0.1411
8	Máx	0.4072	Máx	0.287
	Mín	-0.2252	Mín	-0.1049
9	Máx	0.4892	Máx	0.3602
	Mín	-0.2377	Mín	-0.1087
10	Máx	0.2953	Máx	0.2147
	Mín	-0.369	Mín	-0.312

En la Tabla 108, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 108*Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección Y*

Piso	Momentos torsores máximos de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%		Momentos torsores de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%	
1	Máx (+)	0.2838	Máx (+)	0.2064
2	Máx (+)	0.4489	Máx (+)	0.3081
3	Máx (+)	0.4903	Máx (+)	0.3343
4	Máx (+)	0.5097	Máx (+)	0.3467
5	Máx (+)	0.5097	Máx (+)	0.3335
6	Máx (+)	0.47	Máx (+)	0.3207
7	Máx (+)	0.4426	Máx (+)	0.3044
8	Máx (+)	0.4072	Máx (+)	0.287
9	Máx (+)	0.4892	Máx (+)	0.3602
10	Máx (+)	0.2953	Máx (+)	0.2147

La Tabla 109 muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística.

Tabla 109*Prueba Estadística de Momentos Torsores Máximos en Dirección Y*

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	0.43467	0.3016
Varianza	0.006864573	0.002755287
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	12.8405694473	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000002158	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

En la Tabla 110, se expone los datos para el cálculo estadístico.

Tabla 110

Datos para la Hipótesis Específica 03 en Dirección Y

Piso	Momentos torsores mínimos de la envolvente con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%		Momentos torsores mínimos de la envolvente sin factor de zona amplificado y con amortiguación estructural del 5%	
1	Mín (-)	0.1945	Mín (-)	0.1536
2	Mín (-)	0.2853	Mín (-)	0.1444
3	Mín (-)	0.3186	Mín (-)	0.1626
4	Mín (-)	0.3378	Mín (-)	0.1748
5	Mín (-)	0.3378	Mín (-)	0.1713
6	Mín (-)	0.3072	Mín (-)	0.158
7	Mín (-)	0.2793	Mín (-)	0.1411
8	Mín (-)	0.2252	Mín (-)	0.1049
9	Mín (-)	0.2377	Mín (-)	0.1087
10	Mín (-)	0.369	Mín (-)	0.312

La Tabla 111 muestra los valores acordes al cálculo de la prueba estadística.

Tabla 111

Prueba Estadística de Momentos Torsores Mínimos en Dirección Y

	Análisis considerado	Análisis convencional
Media	0.28924	0.16314
Varianza	0.003123318	0.003296903
Observaciones	10	10
Diferencia hipotética de las medias	0	
Nivel de significancia (α)	0.05	
Grados de libertad	9	
Estadístico t	9.2123890272	
P(T<=t) una cola (p valor)	0.0000035261	
Valor crítico de t (una cola)	1.8331129327	

Nota. Como el p valor es menor de 0.05, se rechaza la hipótesis nula y se acepta la hipótesis alterna.

V DISCUSIÓN

Respecto al factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, se puede resaltar que las derivas máximas de entrepiso incrementan en más del 50% en cada nivel de entrepiso de la edificación, ello referente al análisis sísmico dinámico modal espectral en las dos direcciones de evaluación. La Tabla 112 presenta los resultados obtenidos en la dirección considerada.

Tabla 112

Incremento de las Derivas Máximas de Entrepiso en Dirección X

Piso	Análisis convencional	Análisis considerado	Incremento
1	0.001799	0.002849	58.37%
2	0.003814	0.006007	57.50%
3	0.004861	0.007648	57.33%
4	0.005461	0.008597	57.43%
5	0.005396	0.008499	57.51%
6	0.005234	0.008256	57.74%
7	0.004875	0.007701	57.97%
8	0.004429	0.007009	58.25%
9	0.003941	0.006246	58.49%
10	0.004052	0.006371	57.23%

La Tabla 113 expone los resultados en la dirección considerada.

Tabla 113

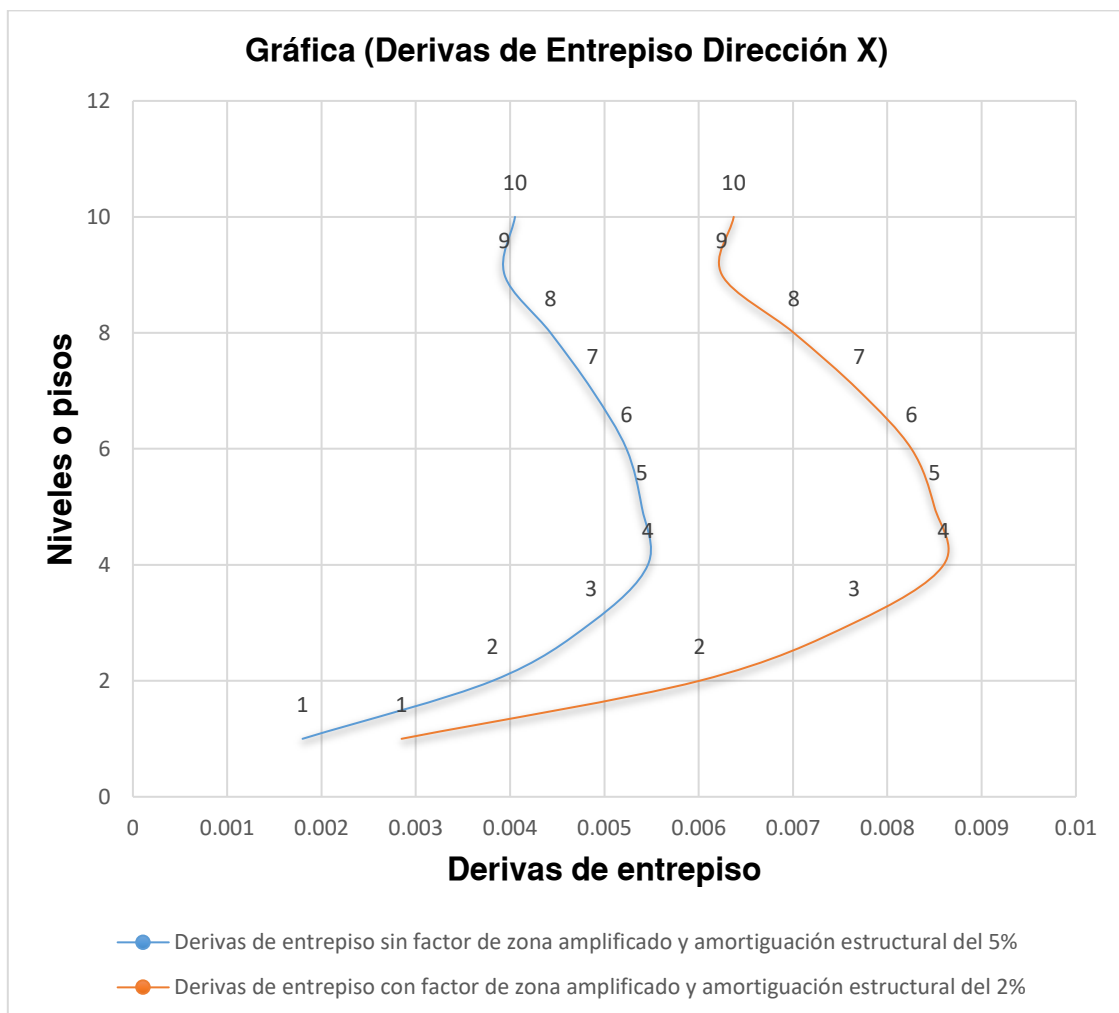
Incremento de las Derivas Máximas de Entrepiso en Dirección Y

Piso	Análisis convencional	Análisis considerado	Incremento
1	0.001644	0.00261	58.76%
2	0.003507	0.005553	58.34%
3	0.004566	0.007228	58.30%
4	0.005141	0.008141	58.35%
5	0.004938	0.007807	58.10%
6	0.004708	0.00745	58.24%
7	0.004316	0.006833	58.32%
8	0.003891	0.006063	55.82%
9	0.003559	0.005477	53.89%
10	0.002785	0.004298	54.33%

En los siguientes gráficos se puede visualizar las máximas derivas del análisis sísmico dinámico modal espectral con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en ambos sentidos de análisis, conjuntamente se presentan las máximas derivas de entrepiso sin factor de zona amplificado y con el amortiguamiento estructural tradicional del 5%; se puede apreciar un incremento holgado con estas consideraciones antes expuestas. La Figura 26 ilustra los resultados.

Figura 26

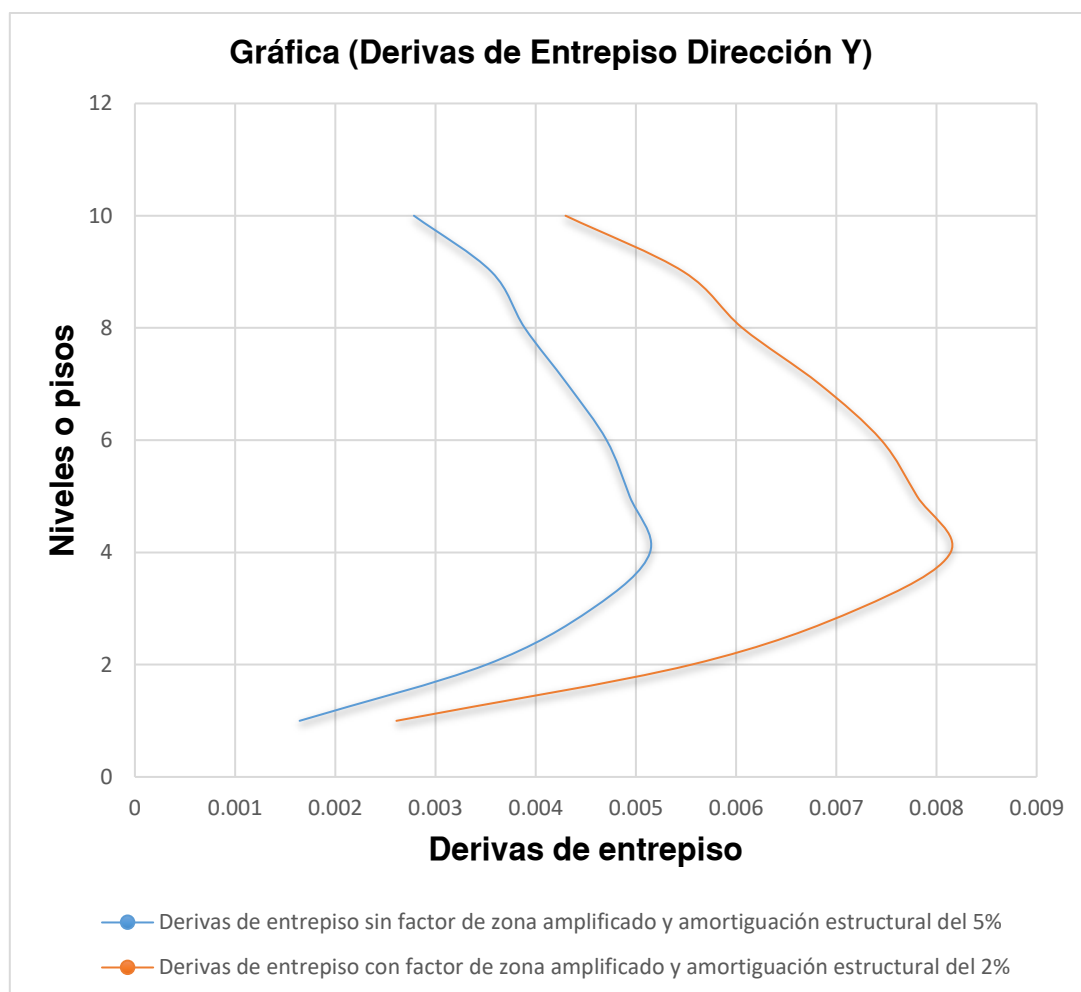
Máximas Derivas de Entrepiso de Ambos Análisis Sísmicos en Dirección X



La Figura 27 presenta los resultados para las máximas derivas de entrepiso en la otra dirección de análisis.

Figura 27

Máximas Derivas de Entrepiso de Ambos Análisis Sísmicos en Dirección Y



Los presentes resultados corroboran la tesis realizada por Guzmán Saavedra (2013), en cuya investigación se analiza un edificio multifamiliar, integrando la interacción suelo estructura (ISE), asimismo se evalúa dicho análisis considerando un sismo severo, como también las secciones agrietadas de muros, en la ciudad de Lima. Se puede evidenciar que para el análisis dinámico evaluando un incremento de factor de zona de 0.6g paralelamente considerando una amortiguación estructural del 2%, comparando los resultados respecto a la normativa de aquel entonces los incrementos oscilan en más del 100% en cuanto a las derivas de entrepiso de los distintos niveles de la estructura para las direcciones x e y. Los hallazgos alcanzados permiten sustentar que las derivas máximas de entrepiso bajo los considerandos de la presente investigación se

incrementan de manera análoga, además estos exceden los límites máximos permisibles de la normativa de diseño sismorresistente E.030 actual de nuestro país.

Por otro lado, se permite corroborar los resultados obtenidos en base a las investigaciones realizadas por Rodríguez (2016), en los terremotos de los países de México, Chile y en Christchurch una ciudad de Nueva Zelanda, donde las solicitaciones en cuanto a las aceleraciones al igual que los desplazamientos eran superiores a las que regían las normativas. Los resultados alcanzados en la presente investigación permiten sostener que mediante la amplificación del factor de zona y el empleo de amortiguación estructural del 2%, se intensifican las demandas del análisis sísmico, además sobrepasan los parámetros límites vigentes como son las máximas derivas de entrepiso. Se hace necesario entonces, analizar las estructuras de concreto armado con una amortiguación estructural del 2% y adicionalmente incrementar el factor de zona, acorde con la sismicidad más actual observada en la realidad vigente.

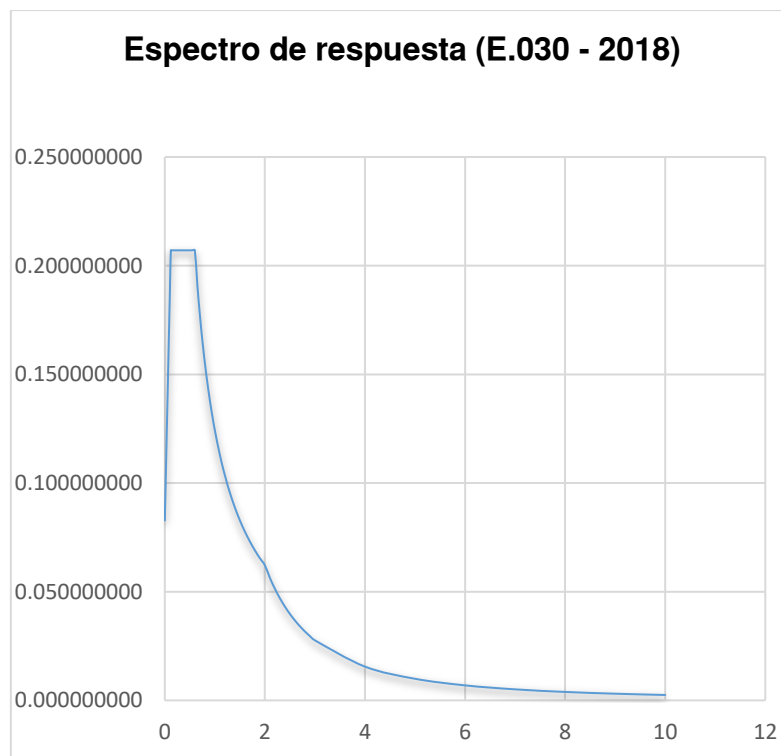
En la presente tesis de investigación, solo se consideró los efectos del factor de zona amplificado teniendo en cuenta la probabilidad de excedencia y la amortiguación estructural del 2%, en una edificación que presentaba un semisótano y 10 niveles respectivamente, cuyo sistema de resistencia estuvo basado en muros estructurales, empero pudo haberse valorado más consideraciones como: La bidireccionalidad en el análisis sísmico y su respuesta que genera en relación a edificaciones de muchos más niveles; es también ineludible poder analizar este comportamiento en los diferentes sistemas estructurales como: muros de ductilidad limitada, estructuras tipo pórtico o sistemas mixtos, de igual manera lograr implementar o someter a la estructura a distintas irregularidades que por la naturaleza de los proyectos reales es muy frecuente encontrarlas.

Los presentes resultados a su vez son reafirmados por Córdova (2017), en el que al analizar un edificio de 30 niveles de concreto armado con un núcleo de ascensor, además contaba con columnas perimetrales en su configuración estructural; para el análisis sísmico dinámico evaluó dos modelos estructurales, el primero de ellos conllevó una amortiguación estructural del 5% que es el valor

usualmente empleado en la mayoría de las normativas y/o códigos de diseño sísmico, empero el segundo tomó el 2% respectivamente, en dicho análisis se mostró el incremento de las máximas derivas en las direcciones de análisis x e y con 22.86% y 22.93% de intensificación, además se expuso el resultado de los máximos desplazamientos en el último nivel, para las dos direcciones de análisis los cuales acrecentaban en 22.81%. Por otra parte de acuerdo a los resultados procesados, el espectro de respuesta también se ve modificado, ello en base a lo que señala Villarreal Castro (2020), en donde se pudo mostrar que aproximadamente para una amortiguación estructural del 2%, el factor de amplificación sísmica intensifica de 2.5 a 3.5 prácticamente, lo que implica que el espectro de respuesta incrementa sus parámetros de cálculo en el proceso de elaboración del mismo, de manera similar como se pudo exponer en la presente investigación. La Figura 28 presenta el espectro para un análisis acorde con las disposiciones de nuestra normativa vigente para el caso de estudio.

Figura 28

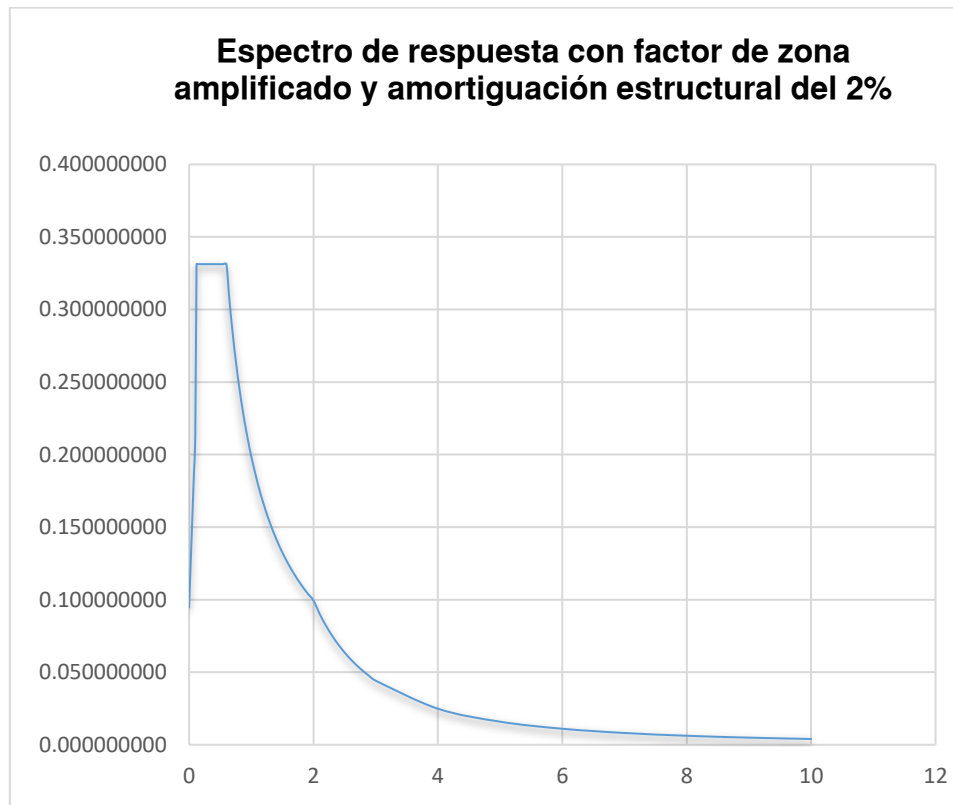
Espectro de Respuesta para un Análisis Convencional de Factor de Zona y Amortiguación Estructural del 5%



La Figura 29 exhibe el espectro de respuesta para un análisis con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%.

Figura 29

Espectro de Respuesta para un Análisis con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%



Ello demuestra una aplicación práctica en la elaboración de un nuevo espectro de respuesta, tomando un factor de amplificación sísmica (C) aproximadamente de 3.5 que oscila para una amortiguación estructural del 2%. Dado que el valor de amortiguación estructural en edificaciones de concreto armado suele ser de 2% y hasta a veces menor a este de acuerdo con la bibliografía y antecedentes fijados, sin embargo podría evaluarse con tasas menores a dicho a valor; por tanto, es factible evaluarse este valor de amortiguamiento estructural, asimismo encontrar los distintos valores que toma C, acorde varíe la amortiguación estructural o llevando el estudio a edificaciones en cuya configuración presenten alturas elevadas, inclusive analizar mediante ensayos de mesa vibradora este valor

de amortiguamiento con las adiciones de otros materiales que se emplean para mejorar su resistencia o comportamiento del concreto.

En lo referente a las fuerzas cortantes estáticas se puede indicar que se presenta un incremento de las mismas en las dos direcciones de análisis X e Y de prácticamente 60%; cómo se muestra en la Tabla 114 siguiente.

Tabla 114

Fuerzas Cortantes Estáticas en Dirección X

Piso	Análisis convencional	Análisis considerado	Incremento
1	661.118	1057.789	60.00003%
2	644.839	1031.742	59.99994%
3	615.401	984.641	59.99990%
4	568.524	909.639	60.00011%
5	506.898	811.036	59.99984%
6	439.569	703.311	60.00014%
7	358.158	573.053	60.00006%
8	263.136	421.018	60.00015%
9	146.187	233.9	60.00055%
10	38.429	61.486	59.99896%

La Tabla 115 muestra los valores con las consideraciones de la normativa actual y los considerandos de la presente investigación.

Tabla 115

Fuerzas Cortantes Estáticas en Dirección Y

Piso	Análisis convencional	Análisis considerado	Incremento
1	639.6976	1023.516	59.99999%
2	624.2323	998.7716	59.99999%
3	596.0736	953.7177	59.99999%
4	551.0455	881.6728	60.00000%
5	491.6459	786.6335	60.00001%
6	426.6017	682.5627	60.00000%
7	347.8023	556.4837	60.00001%
8	255.6799	409.0878	59.99998%
9	142.1393	227.4229	60.00001%
10	37.39	59.8239	59.99973%

A su vez respecto a las fuerzas cortantes dinámicas de similar manera se pudo hallar que existe un incremento que oscila en promedio de más del 50%, para los análisis en ambas direcciones respectivamente, como se aprecia en la Tabla 116.

Tabla 116

Fuerzas Cortantes Dinámicas en Dirección X

Piso	Análisis convencional	Análisis considerado	Incremento
1	470.4996	728.547	54.845%
2	462.0835	716.4772	55.054%
3	442.2409	686.4707	55.226%
4	411.0225	638.0035	55.223%
5	368.6584	572.4386	55.276%
6	322.2084	500.4748	55.326%
7	266.8183	414.1472	55.217%
8	201.6931	312.5878	54.982%
9	118.0154	181.9218	54.151%
10	39.3485	57.4646	46.040%

La Tabla 117 muestra los datos para la otra dirección considerada.

Tabla 117

Fuerzas Cortantes Dinámicas en Dirección Y

Piso	Análisis convencional	Análisis considerado	Incremento
1	476.1897	740.6543	55.538%
2	463.7214	722.0395	55.705%
3	441.0837	687.6688	55.904%
4	411.335	641.6209	55.985%
5	368.7005	575.4438	56.074%
6	321.9294	502.4588	56.077%
7	267.9214	417.2626	55.741%
8	203.1093	315.2088	55.192%
9	116.712	180.0888	54.302%
10	35.7083	55.006	54.043%

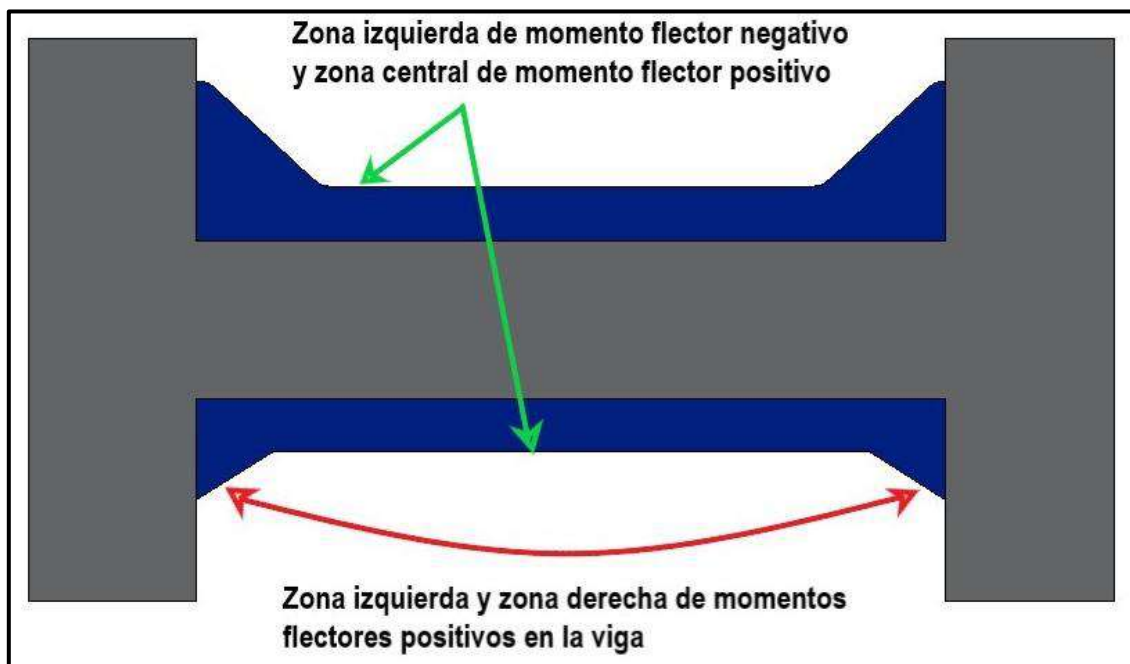
Ello confirma que hay un incremento bastante considerable en cuanto a estos parámetros de evaluación en ambas direcciones de análisis sismorresistente, que atañe los análisis estáticos y dinámicos, comparados con los valores acorde a

la metodología de cálculo de la normativa E.030. Estos resultados son corroborados por Guzmán Saavedra (2013), en donde al evaluar uno de los casos como lo es el análisis sísmico dinámico, cuya amplificación del factor de zona fue de 0.6 y una amortiguación estructural del 2%; se pudo evidenciar un incremento de la cortante de 110% para ambas direcciones de análisis respectivamente lo que muestra la amplia demanda a la que se sometió la estructura en dicho estudio.

En consideración a los incrementos de momentos flectores, fuerzas cortantes y momentos torsionales en los elementos viga se tomaron de la envolvente de combinaciones de cargas. Se clasificó para el caso de los momentos flectores en tres zonas de demanda: izquierda, central y derecha organizados asimismo cada una de las zonas por momentos flexionantes negativos y positivos, como se muestra en la Figura 30.

Figura 30

Zonas de Distribución de los Momentos Flectores



En tanto para los valores de fuerzas cortantes y momentos torsores se evaluó sus valores máximos y mínimos, todas estas demandas se evaluaron para la envolvente de las combinaciones de cargas y en la porción AB-77 del eje número

siete en dirección “x”, mientras que el eje “A” fue evaluado en la dirección “y” en la porción AA-76 respectivamente de la estructura.

Con los cálculos realizados en dirección “x”, tomando la porción del eje siete en los diferentes niveles, se evidenció que las vigas incrementan el momento flector negativo en la zona izquierda en más del 40% hasta más del 50%, por su parte el momento flector negativo en la zona media, incrementa desde más del 20% incluso llegando a más del 100%, y en la zona del momento flector negativo derecho llegan a valores de incremento que basculan de más del 56%, hasta más de 14 veces su valor para momentos muy pequeños.

Tomando en cuenta los valores de los momentos flectores positivos de la zona izquierda, se muestra incrementos que fluctúan de 60 a 70% aproximadamente. Los momentos flectores centrales positivos exhiben aumentos de más del 14% extendidos aun hasta el 50%, y en la zona del momento flector positivo derecho exponen valores de acentuación que mudan desde más del 20% a más del 51% respectivamente. Todo ello antes mencionado referente a los pisos o niveles de análisis de la porción de elevación del eje número siete considerado en dirección “x”.

En los distintos pisos o niveles de análisis de la elevación del tramo del eje siete considerado en dirección “x”, las fuerzas cortantes máximas de la envolvente ponen en evidencia valores de incremento que cambian de más del 56%, incluso llegando a más del 88% y en fuerzas cortantes mínimas de envolvente, se verifica una intensificación que bascula de más del 27% incluso llegando a incrementos que superan el 48%.

En cuanto a los momentos torsionales máximos se exhiben valores de crecida que van desde más del 25% llegando a más del 41% respectivamente. Además, para los momentos torsionales mínimos se revelan porcentajes extendidos desde más del 22%, alcanzado aun a más del 96%, incluso a sextuplicar el incremento para valores bien pequeños, ello en dirección “x” del tramo considerado.

En la dirección “y” de análisis en la porción de elevación del eje “A” en los diversos niveles o pisos, se muestran valores de aumento en los momentos flectores negativos izquierdos desde más del 25% a más del 52%, en la zona central los momentos flectores negativos muestran intensificación de valores fluctuando de más de 40% a más del 58%, y en la zona derecha de los momentos flectores negativos evidencian suba de valores con intensidades que oscilan de más del 62% a más del 86%.

A su vez los momentos flectores positivos en la zona izquierda alcanzan valores de más del 66%, llegando incluso a más del duplo como es el caso del último nivel, en tanto en la zona central de momento flector positivo se muestran incrementos que van desde el 25% a más del 55%, por su parte los momentos flectores derechos positivos muestran crecidas de más del 36% incluso llegando a más del 57%.

Para las fuerzas cortantes máximas en dirección “y” revelan intensificaciones del orden de más del 33%, hasta un valor máximo de más del duplo como es el caso del último nivel, a su vez las cortantes mínimas demuestran valores que fluctúan de más del 24% llegando a más del 71% en incremento. Para los momentos torsores se muestran valores máximos de crecidas desde un 35% a más del 52%, y los valores mínimos muestran incrementos que oscilan de más del 18% a inclusive 118% respectivamente.

VI CONCLUSIONES

El análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, incrementa los parámetros de cálculo con respecto a las máximas derivas de entrepiso con el 57.78% de promedio en dirección “x”, y en 57.25% de promedio en dirección “y”, rebasando el límite permisible para estructuras de concreto armado de 0.007 de acuerdo a la normativa vigente.

El análisis sísmico estático con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% acrecienta las fuerzas cortantes de manera uniforme en un 60% de promedio en cada nivel de la estructura en dirección “X”; de manera análoga la intensificación se presenta en dirección “y” para cada nivel de la misma con 60% de promedio.

El análisis sísmico dinámico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% intensifica las fuerzas cortantes en dirección “x” con incrementos del 54.13% en promedio; de forma análoga en la dirección “y” se evidencia un incremento que en promedio corresponde a un 55.46%, ello en torno a los niveles de la edificación.

Los incrementos de los momentos tomando en cuenta los positivos y negativos en dirección “x”, evaluados cada uno para tres zonas (izquierda, central y derecha) de las vigas muestran crecidas significativas con un valor máximo de incremento del 69.29% en la zona izquierda y un mínimo de 43.36%, asimismo en la zona central el momento incrementa con un valor máximo de 102.56% y un mínimo de 14.21%, la zona derecha muestra subas con un valor máximo del 1431.67% y un mínimo de 20.62%.

Las fuerzas cortantes incrementan sus valores con una cantidad máxima de 88.95% y una mínima de 27.60%; a su vez los momentos torsores intensifican sus valores con un máximo de 626.16% y un mínimo de 22.46%, ello con respecto a la dirección “x”.

Los aumentos de los momentos tomando los positivos y negativos en dirección “y”, analizados cada uno para las tres zonas (izquierda, central y derecha) de las vigas presentan crecimientos significativos con un valor máximo de

incremento del 216.96% en la zona izquierda y un mínimo de 25.04%, de manera semejante en la zona central el momento incrementa con un valor máximo de 58.43% y un mínimo de 25.92%, la zona derecha muestra subas con un valor máximo del 86.92% y un mínimo de 36.50%.

Las fuerzas cortantes acrecientan sus valores con una cantidad máxima de 200.66% y una mínima de 24.98%; por otra parte, los momentos torsores intensifican sus valores con un máximo de 118.68% y un mínimo de 18.27% en la dirección “y” de análisis.

RECOMENDACIONES

1. Se sugiere a los profesionales de la ingeniería civil dedicados al modelado, análisis y diseño de edificaciones en concreto armado, considerar el factor de zona amplificado y cambiar la amortiguación estructural a 2%, en comparación de lo tradicionalmente empleado del 5% como es frecuente encontrar este porcentaje en la mayoría de las normativas o códigos de diseño sismorresistente de muchos países. Se sugiere ello dado que en las diversas investigaciones realizadas mostraron que este porcentaje es el que comúnmente se halla en base a la realidad observada en ensayos y pruebas realizadas con instrumentación a edificaciones; ambas consideraciones ayudan en analizar las estructuras aportando en acercarse a la verdadera capacidad de repuesta, manifestándose excediendo las máximas derivas de entrepiso; razón por la cual será necesario rigidizar la estructura mediante la inclusión de mayores longitudes de muros estructurales (placas) o el aumento en longitud de las secciones de vigas y/o columnas u optimizando la estructuración del sistema.

2. Se sugiere a los ingenieros civiles de la especialidad estructuras que al incorporar el factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%, incrementen la rigidez del sistema, así como optimizar el diseño de los elementos estructurales. Se sugiere ello dado que como se pudo demostrar las consideraciones expuestas en la presente investigación muestran mayores demandas en las máximas derivas de entrepiso como también en los esfuerzos de los elementos estructurales.

3. Se sugiere a los profesionales de ingeniería civil, evaluar con cautela la longitud de desarrollo de los elementos estructurales a los que llegan las vigas, puesto que podría no ser suficiente esta longitud para el adecuado desarrollo de las demandas que se presenten en estos miembros.

4. Por otra parte se sugiere a los profesionales abocados a la rama de estructuras revisar las recomendaciones sobre el brazo rígido en la unión de elementos estructurales; debido a que algunos softwares de análisis y diseño estructural recomiendan emplear determinados valores para tal situación.

5. Se sugiere tener especial atención con las edificaciones que presenten sótanos o semisótanos, dado que las consideraciones para la determinación del sistema estructural e irregularidades de las misma, se evalúan prescindiendo de estos niveles, empero no así en el diseño de la estructura. De igual modo es necesario sugerir tener especial criterio en las restricciones de desplazamiento de los sótanos o semisótanos, ello en referencia que la implementación de una u otra cambia las condiciones en desplazamiento del sistema.

REFERENCIAS

- ABDEL RAHEEM, S.E., AHMED, M.M.M., AHMED, M.M. y ABDEL-SHAFY, A.G.A., 2018. Evaluation of plan configuration irregularity effects on seismic response demands of L-shaped MRF buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 16, no. 9, pp. 3845-3869. ISSN 1573-1456. DOI 10.1007/s10518-018-0319-7.
- AGUIAR, R. y MIELES, Y., 2018. ANÁLISIS DE LOS EDIFICIOS QUE COLAPSARON EN PORTOVIEJO DURANTE EL TERREMOTO DEL 16 DE ABRIL DE 2016. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras* [en línea], vol. 21, no. 3. [Consulta: 27 enero 2021]. ISSN 2697-3669. DOI 10.24133/riie.v21i3.601. Disponible en: <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/riie/article/view/601>.
- ARIAS-GÓMEZ, J., VILLASÍS-KEEVER, M.Á. y MIRANDA-NOVALES, M.G., 2016. El protocolo de investigación III: la población de estudio. *Revista Alergia México*, vol. 63, no. 2, pp. 201. ISSN 2448-9190, 0002-5151. DOI 10.29262/ram.v63i2.181.
- BAZÁN, E., ZURITA, E.B. y MELI, R., 2002. *Diseño Sísmico De Edificios*. S.I.: Editorial Limusa S.A. De C.V. ISBN 978-968-18-5349-5.
- BLANCO BLASCO, A., 1994. *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. 2. Lima: Capítulo de Ingeniería Civil, Consejo departamental de Lima, 1994.
- CANO LAGOS, H. y ZUMAETA ESCOBEDO, E.I., 2012. *Diseño estructural de una edificación con disipadores de energía y análisis comparativo sísmico entre el edificio convencional y el edificio con disipadores de energía para un sismo severo* [en línea]. info:eu-repo/semantics/bachelorThesis. Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC). Disponible en: <http://hdl.handle.net/10757/301565>.
- CHARAJA, F., 2019. *El MAPIC en la Investigación Científica*. 4ta. Puno: s.n. ISBN 978-612-00-4699-9.
- CHOPRA, A.K., 2013. *DINAMICA DE ESTRUCTURAS 4ª EDICION*. S.I.: Agapea. ISBN 978-607-32-2239-6.
- COLUNGA, A.T., 2019. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA. REFLEXIONES SOBRE SU IMPORTANCIA EN LA RESPUESTA DINÁMICA DE ESTRUCTURAS DURANTE SISMOS. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. 24, no. 2, pp. 141-165. ISSN 2697-3669. DOI 10.24133/riie.v24i2.1282.
- CÓRDOVA, C., 2017. *AMORTIGUAMIENTO EN EL ANÁLISIS SÍSMICO* [en línea]. Disponible en: <https://www.youtube.com/watch?v=FcYBoLSNdUI>.

- CRUZ, C. y MIRANDA, E., 2017. Evaluation of Damping Ratios for the Seismic Analysis of Tall Buildings. *Journal of Structural Engineering*, vol. 143, no. 1, pp. 04016144. ISSN 1943-541X. DOI 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001628.
- DRAŽIĆ, J. y VATIN, N., 2016. The Influence of Configuration on to the Seismic Resistance of a Building. *Procedia Engineering*, vol. 165, pp. 883-890. ISSN 18777058. DOI 10.1016/j.proeng.2016.11.788.
- ELMENSHAWI, A. y BROWN, T., 2010. Hysteretic energy and damping capacity of flexural elements constructed with different concrete strengths. *Engineering Structures*, vol. 32, no. 1, pp. 297-305. ISSN 01410296. DOI 10.1016/j.engstruct.2009.09.016.
- ESQUIVEL, J.C., 2017. *Nuevos criterios para el diseño sísmico de edificaciones de concreto armado* [en línea]. Lima: Disponible en: <https://www.youtube.com/watch?v=DDvLjuqHMNQ>.
- ETLI, S., GÜNEYISI, E.M., ETLI, S. y GÜNEYISI, E.M., 2020. Seismic performance evaluation of regular and irregular composite moment resisting frames. *Latin American Journal of Solids and Structures* [en línea], vol. 17, no. 7. [Consulta: 27 enero 2021]. ISSN 1679-7825. DOI 10.1590/1679-78255969. Disponible en: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_abstract&pid=S1679-78252020000700501&lng=en&nrm=iso&tIng=en.
- FRATELLI, M.G., 2001. *Estructuras sismorresistentes: según norma 1756-98, revisión 2001*. S.l.: Unive. ISBN 978-980-07-6257-8.
- GARCÍA REYES, L.E., 1998. *Dinámica Estructural Aplicada Al Diseño Sísmico*. Bogotá: s.n. ISBN 978-958-33-0768-3.
- GUZMÁN SAAVEDRA, G., 2013. *Análisis y diseño estructural con interacción suelo estructura (ISE) del edificio multifamiliar "Buena Vista" en la ciudad de Lima con un sistema dual para un sismo severo con amortiguamiento del 2% y secciones de muros agrietados* [en línea]. info:eu-repo/semantics/openAccess. Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Disponible en: <http://hdl.handle.net/10757/322482>.
- HERNÁNDEZ, C.E. y CARPIO, N., 2019. Introducción a los tipos de muestreo. *Alerta, Revista científica del Instituto Nacional de Salud*, vol. 2, no. 1, pp. 75-79. ISSN 2617-5274. DOI 10.5377/alerta.v2i1.7535.
- HERNÁNDEZ SAMPIERI, R., FERNÁNDEZ COLLADO, C., BAPTISTA LUCIO, P., MÉNDEZ VALENCIA, S. y MENDOZA TORRES, C.P., 2014. *Metodología de la investigación*. Mexico, D.F.: McGrawHill. ISBN 978-1-4562-2396-0.
- IGP, 2016. SCTS actualiza el mapa sísmico del Perú. [en línea]. Disponible en: <https://www.gob.pe/institucion/igp/noticias/74453-scts-actualiza-el-mapa-sismico-del-peru>.

- LIANG, C., LIU, T., XIAO, J., ZOU, D. y YANG, Q., 2016. The damping property of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, vol. 102, pp. 834-842. ISSN 09500618. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2015.11.026.
- LONG, G., YANG, J. y XIE, Y., 2017. The mechanical characteristics of steam-cured high strength concrete incorporating with lightweight aggregate. *Construction and Building Materials*, vol. 136, pp. 456-464. ISSN 09500618. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2016.12.171.
- MARTINELLI, P. y FILIPPOU, F.C., 2009. Simulation of the shaking table test of a seven-story shear wall building. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 38, no. 5, pp. 587-607. ISSN 1096-9845. DOI <https://doi.org/10.1002/eqe.897>.
- MEDINA, C., MEDINA, S., MEDINA, C. y MEDINA, S., 2017. Coeficiente Irregularidad en Planta a partir del Análisis de Torsión en Estructuras Irregulares. *Revista Politécnica*, vol. 39, no. 2, pp. 51-60. ISSN 1390-0129.
- MORALES, C., BERNAL, I., TAVERA, H., ARREDONDO, L. y OYOLA, J., 2017. PSEUDOACCELERATION ELASTIC RESPONSE SPECTRA FROM SOIL LINEAR EQUIVALENT DYNAMIC ANALYSIS IN CHIMBOTE - PERÚ. *Boletín de Geología*, vol. 39, no. 2, pp. 31-47. ISSN 0120-0283. DOI 10.18273/revbol.v39n2-2017002.
- MORALES MORALES, R., 2016. *Diseño en Concreto Armado*. 4ta. Lima: ICG.
- NEWMARK, N.M. y HALL, W.J., 1982. *Earthquake Spectra and Design*. S.I.: s.n.
- NOUSHINI, A., SAMALI, B. y VESSALAS, K., 2013. Effect of polyvinyl alcohol (PVA) fibre on dynamic and material properties of fibre reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, vol. 49, pp. 374-383. ISSN 09500618. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2013.08.035.
- PANAGIOTOU, M., 2008. *Seismic design, testing and analysis of reinforced concrete wall buildings* [en línea]. S.I.: UC San Diego. [Consulta: 4 febrero 2021]. Disponible en: https://escholarship.org/uc/item/7cg9b87v#article_abstract.
- PEÑA, L.A.P. y CARVALHO, G.N.D.D., 2015. Estudo da influência da configuração estrutural na resposta sísmica de uma estrutura de concreto armado. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 8, no. 6, pp. 813-826. ISSN 1983-4195. DOI 10.1590/S1983-41952015000600005.
- PUJOL, S., RODRÍGUEZ, M.E., PUJOL, S. y RODRÍGUEZ, M.E., 2019. Evaluación del comportamiento de muros no estructurales en edificios de la Ciudad de México en el terremoto del 19 de septiembre 2017. *Ingeniería sísmica*, no. 101, pp. 53-66. ISSN 0185-092X. DOI 10.18867/ris.101.529.
- PULIDO, N., AGUILAR, Z., TAVERA, H., CHLIEH, M., CALDERÓN, D., SEKIGUCHI, T., NAKAI, S. y YAMAZAKI, F., 2015. Scenario Source Models and Strong Ground Motion for Future Mega-earthquakes: Application to

- Lima, Central Peru. *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 105, no. 1, pp. 368-386. ISSN 0037-1106, 1943-3573. DOI 10.1785/0120140098.
- QUISPE, S., LAZARES, F., SIFUENTES, A., AGUILAR, Z., ESTACIO, L., ALARCÓN, S., CALDERON, D., CALDERÓN, C. y MEDINA, M., 2016. *Preliminary evaluation of local site effects in Arequipa city, Peru from ground motion data*. S.l.: s.n.
- RNE, 2018. *Norma E.030 Diseño sismorresistente*. 2018. S.l.: s.n.
- RODRÍGUEZ, M.E., 2016a. Una revisión crítica de la práctica de diseño por sismo de estructuras en México. *Ingeniería sísmica*, no. 94, pp. 27-48. ISSN 0185-092X.
- RODRÍGUEZ, M.E., 2016b. UNA REVISIÓN CRÍTICA DE LA PRÁCTICA DE DISEÑO POR SISMO DE ESTRUCTURAS EN MÉXICO. *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 94, pp. 27-48. ISSN 2395-8251, 0185-092X. DOI 10.18867/ris.94.244.
- RODRÍGUEZ, M.E. y RESTREPO, J.I., 2012. PRÁCTICA Y DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS EN MÉXICO - CAMBIOS NECESARIOS. *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 86, pp. 89-118. ISSN 2395-8251, 0185-092X. DOI 10.18867/ris.86.154.
- SONG, W., ZOU, D., LIU, T., TENG, J. y LI, L., 2019. Effects of recycled CRT glass fine aggregate size and content on mechanical and damping properties of concrete. *Construction and Building Materials*, vol. 202, pp. 332-340. ISSN 09500618. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2019.01.033.
- TAVERA, H., 2020. Análisis y evaluación de los patrones de sismicidad y escenarios sísmicos en el borde occidental del Perú. , pp. 66.
- TIAN, Y., LU, D., ZHOU, J., YANG, Y. y WANG, Z., 2020. Damping Property of Cement Mortar Incorporating Damping Aggregate. *Materials*, vol. 13, no. 3, pp. 792. ISSN 1996-1944. DOI 10.3390/ma13030792.
- VILLARREAL CASTRO, G., 2020. *VÍDEO 3: ANÁLISIS SÍSMICO MODAL ESPECTRAL Y AMORTIGUAMIENTO DEL CONCRETO* [en línea]. [Consulta: 29 abril 2021]. Disponible en: <https://www.youtube.com/watch?v=Pqvlp1n2aRQ&t=388s>.
- VILLARREAL, G., 2020. INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. 25, no. 3, pp. 311-332. ISSN 2697-3669. DOI 10.24133/riie.v25i3.1689.

ANEXOS

Irregularidades del Análisis Sísmico Estático sin Factor de Zona Amplificado y con Amortiguación Estructural del 5%

f) Irregularidades en Altura

- Rigidez Piso Blando en Dirección X

La Tabla 118, muestra el cálculo de una primera forma de la irregularidad de rigidez piso blando acorde a lo que estable la normativa E.030.

Tabla 118

Primera Forma de Calcular las Irregularidades de Rigidez Piso Blando del Edificio

IRREGULARIDADES EN DIRECCIÓN X						
Piso	F_x (tonf)	D_{xm} (mm)	$D_{xm}R$ (mm)	k_x (tonf/mm)	Condición ($\leq 70\%$)	Control
Piso 10	38.429	40.133	2.99	12.852		-
Piso 9	146.188	37.143	3.41	42.870	333.558%	No piso blando
Piso 8	263.136	33.733	3.877	67.871	158.318%	No piso blando
Piso 7	358.158	29.856	4.37	81.958	120.756%	No piso blando
Piso 6	439.570	25.486	4.792	91.730	111.922%	No piso blando
Piso 5	506.898	20.694	5.046	100.455	109.512%	No piso blando
Piso 4	568.524	15.648	5.886	96.589	96.151%	No piso blando
Piso 3	615.401	9.762	4.589	134.103	138.839%	No piso blando
Piso 2	644.839	5.173	3.569	180.678	134.730%	No piso blando
Piso 1	661.118	1.604	1.604	412.168	228%	No piso blando

La Tabla 119, muestra el cálculo de una segunda forma de la irregularidad de rigidez piso blando acorde a lo que estable la normativa E.030.

Tabla 119

Segunda Forma de Calcular las Irregularidades de Rigidez Piso Blando

IRREGULARIDADES EN DIRECCIÓN X			
Piso	Promedio de los k_x de los tres pisos superiores	Condición ($\leq 80\%$)	Control
Piso 7	41.198	198.938%	No piso blando
Piso 6	64.233	142.807%	No piso blando
Piso 5	80.520	124.759%	No piso blando
Piso 4	91.381	105.699%	No piso blando
Piso 3	96.258	139.316%	No piso blando
Piso 2	110.383	163.683%	No piso blando
Piso 1	137.123	300.582%	No piso blando

- Rigidez Piso Blando en Dirección Y

La Tabla 120, muestra el cálculo de una primera forma de la irregularidad de rigidez piso blando acorde a lo que establece la normativa E.030.

Tabla 120

Primera Forma de Calcular las Irregularidades de Rigidez Piso Blando del Edificio

IRREGULARIDADES EN DIRECCIÓN Y						
Piso	F_y (tonf)	D_{ym} (mm)	D_{ymR} (mm)	k_y (tonf/mm)	Condición ($\leq 70\%$)	Control
Piso 10	37.390	40.375	1.494	25.027		-
Piso 9	142.139	38.881	3.698	38.437	153.583%	No piso blando
Piso 8	255.680	35.183	4.244	60.245	156.738%	No piso blando
Piso 7	347.802	30.939	4.672	74.444	123.569%	No piso blando
Piso 6	426.602	26.267	4.997	85.372	114.679%	No piso blando
Piso 5	491.646	21.27	5.115	96.118	112.588%	No piso blando
Piso 4	551.046	16.155	5.871	93.859	97.649%	No piso blando
Piso 3	596.074	10.284	4.588	129.920	138.421%	No piso blando
Piso 2	624.232	5.696	3.595	173.639	133.651%	No piso blando
Piso 1	639.698	2.101	2.101	304.473	175.348%	No piso blando

La Tabla 121, muestra el cálculo de una segunda forma de la irregularidad de rigidez piso blando acorde a lo que establece la normativa E.030.

Tabla 121

Segunda Forma de Calcular las Irregularidades de Rigidez Piso Blando del Edificio

IRREGULARIDADES EN DIRECCIÓN Y			
Piso	Promedio de los k_y de los tres pisos superiores	Condición ($\leq 80\%$)	Control
Piso 7	41.236	180.531%	No piso blando
Piso 6	57.709	147.936%	No piso blando
Piso 5	73.354	131.035%	No piso blando
Piso 4	85.311	110.019%	No piso blando
Piso 3	91.783	141.551%	No piso blando
Piso 2	106.632	162.839%	No piso blando
Piso 1	132.473	229.838%	No piso blando

- Irregularidad de Resistencia - Piso Débil

Como se puede verificar en la Tabla 122, se muestra el cálculo de esta irregularidad en dirección X, acorde a lo estipulado por la normativa E.030.

Tabla 122

Irregularidad de Resistencia - Piso Débil en Dirección X del Edificio

Piso	Sismo en X	V_x	$80\% V_x$	Control
Piso 10	SEX	38.429	30.743	-
Piso 9	SEX	146.188	116.950	No piso débil
Piso 8	SEX	263.136	210.509	No piso débil
Piso 7	SEX	358.158	286.527	No piso débil
Piso 6	SEX	439.570	351.656	No piso débil
Piso 5	SEX	506.898	405.518	No piso débil
Piso 4	SEX	568.524	454.820	No piso débil
Piso 3	SEX	615.401	492.321	No piso débil
Piso 2	SEX	644.839	515.871	No piso débil
Piso 1	SEX	661.118	528.895	No piso débil

Como se puede verificar en la Tabla 123, se muestra el cálculo de esta irregularidad en dirección Y, acorde a lo estipulado por la normativa E.030.

Tabla 123*Irregularidad de Resistencia - Piso Débil en Dirección Y del Edificio*

Piso	Sismo en Y	V_y	80% V_y	Control
Piso 10	SEY	37.390	29.912	-
Piso 9	SEY	142.139	113.711	No piso débil
Piso 8	SEY	255.680	204.544	No piso débil
Piso 7	SEY	347.802	278.242	No piso débil
Piso 6	SEY	426.602	341.281	No piso débil
Piso 5	SEY	491.646	393.317	No piso débil
Piso 4	SEY	551.046	440.836	No piso débil
Piso 3	SEY	596.074	476.859	No piso débil
Piso 2	SEY	624.232	499.386	No piso débil
Piso 1	SEY	639.698	511.758	No piso débil

- Irregularidad de Masa o Peso

Como se puede apreciar en la Tabla 124, se muestra el cálculo de esta irregularidad tomando en cuenta solamente el peso sísmico del edificio.

Tabla 124*Irregularidad de Masa o Peso Evaluado para el Edificio*

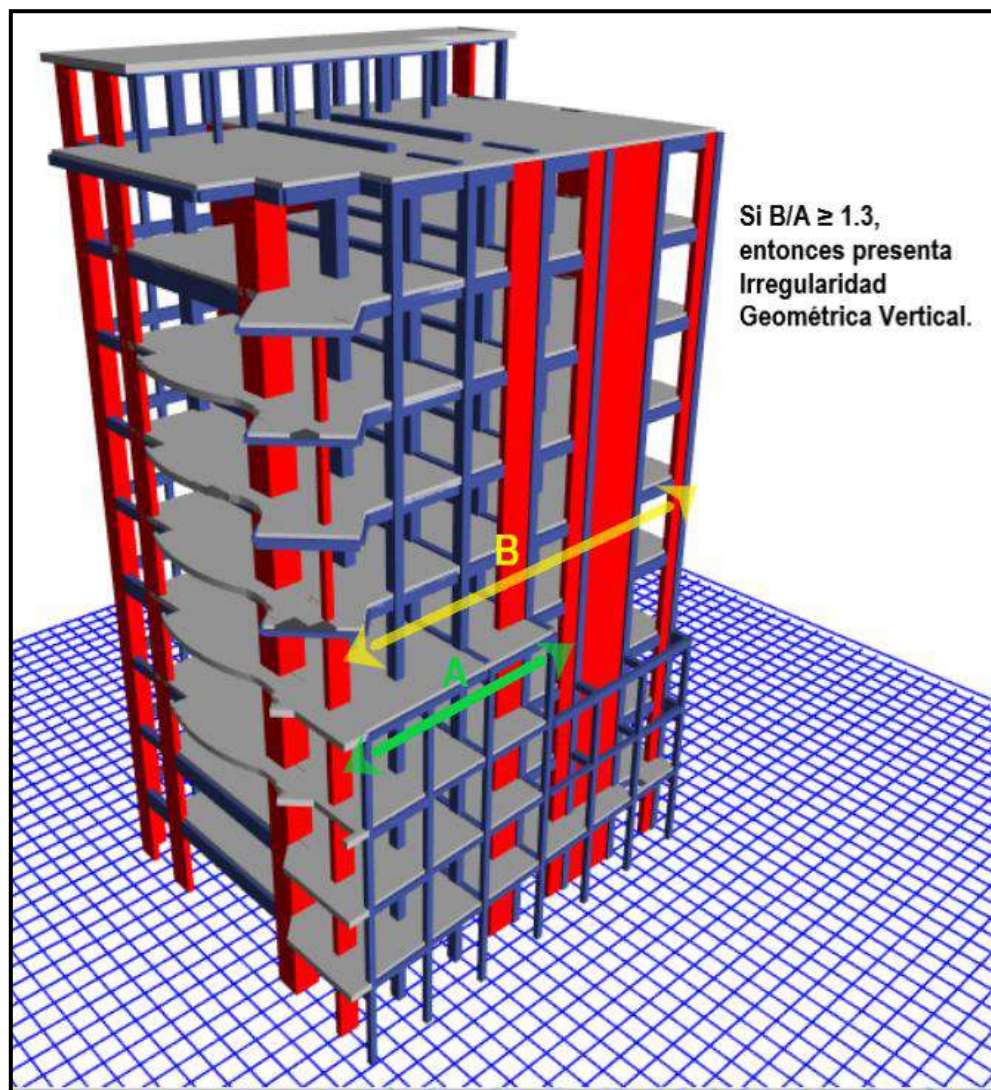
Nivel	Peso sísmico (tonf)	1.50 del peso sísmico (tonf)	Control
Piso 10	99.323	148.984	-
Piso 9	304.902	457.352	No masa o peso
Piso 8	374.099	561.148	No masa o peso
Piso 7	349.097	523.645	No masa o peso
Piso 6	350.600	525.900	No masa o peso
Piso 5	349.366	524.049	No masa o peso
Piso 4	400.673	601.009	No masa o peso
Piso 3	426.118	639.177	No masa o peso
Piso 2	403.903	605.855	No masa o peso
Piso 1	438.340	657.511	No masa o peso

- Irregularidad Geométrica Vertical

La Figura 31, precisa de manera versátil la forma de cálculo que gobierna para el control de la presente irregularidad; dado que toma en cuenta las longitudes de configuración en planta que toleran cargas sísmicas.

Figura 31

Irregularidad Geométrica Vertical en dos Plantas Sucesivas



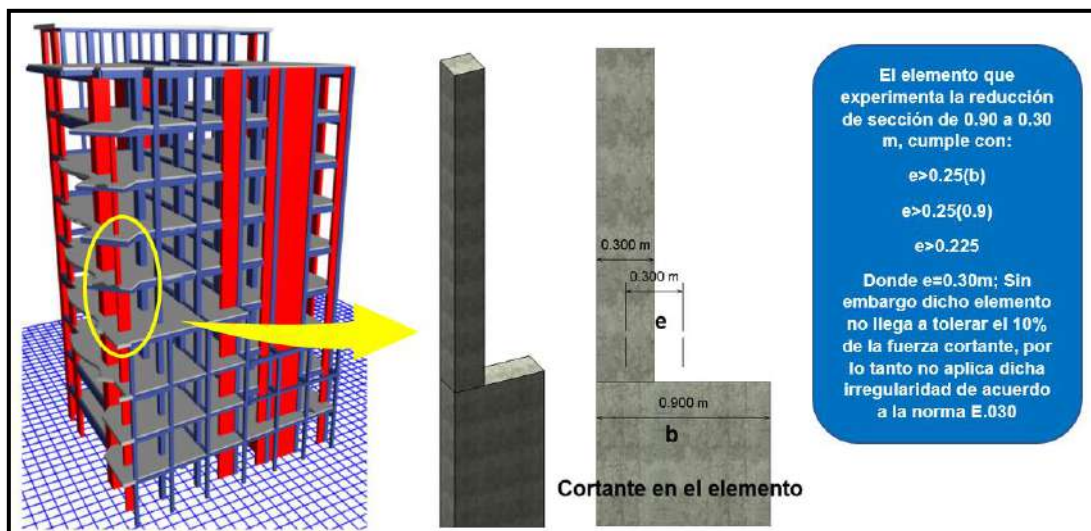
Nota. La presente edificación presenta irregularidad geométrica vertical por lo que se le aplica un factor de reducción de 0.9 debido a la diferencia de sus longitudes resistentes en planta. Tomado de *ETABS 19.0.0*.

- Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

La edificación de 10 niveles y un semisótano no presenta discontinuidad en los sistemas resistentes. La Figura 32 presenta la formulación de cálculo de la normativa para este tipo de irregularidad en altura de la edificación en estudio.

Figura 32

Descripción de la Evaluación de Irregularidad en el Sistema Resistente



Nota. Tomado de ETABS 19.0.0 y Autodesk Revit 2021.

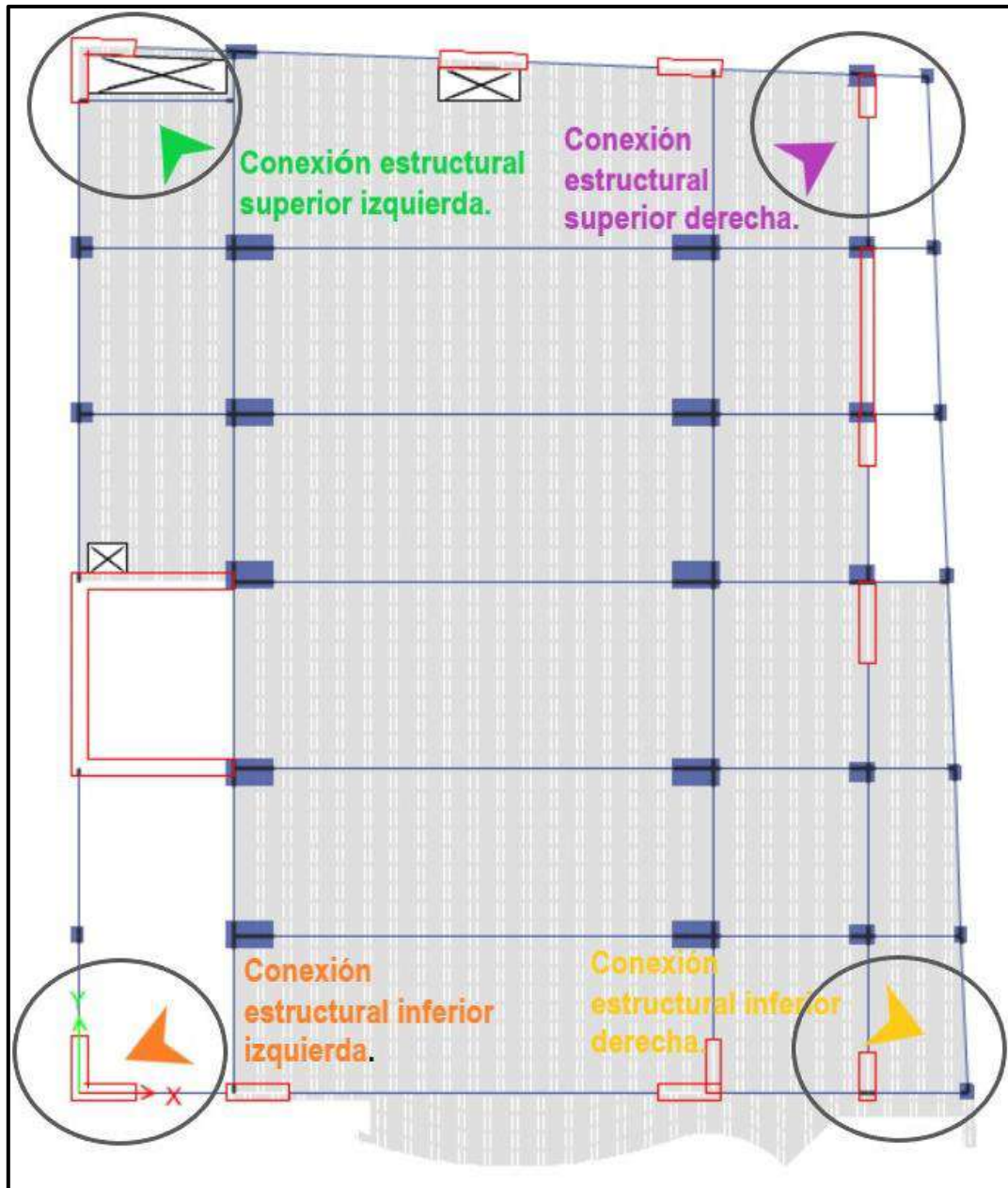
g) Irregularidades en Planta

- Irregularidad Torsional

En cuanto a las irregularidades torsionales, esta se evalúa en los puntos de cada nivel en la conexión estructural donde haya aporte de rigidez, exceptuando los volados de losa o demás miembros estructurales en los cuales el aporte de rigidez no sea considerable. Como se indica en la Figura 33 que ilustra este considerando.

Figura 33

Consideraciones de Cálculo de Irregularidad Torsional en Planta del Edificio



Nota. Adaptado de ETABS 19.0.0.

La Tabla 125, muestra los desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la forma de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección X.

Tabla 125

Desplazamientos Relativos de los Nudos Extremos de Entrepiso de la Esquina de Conexión Estructural Superior Izquierda en Planta en la Dirección X

Piso	Nudo	Sismo en X	D_x (mm)	D_x relativo (m)
Piso 10	16	SEX	39.061	0.002857
Piso 9	16	SEX	36.204	0.003085
Piso 8	16	SEX	33.119	0.003644
Piso 7	16	SEX	29.475	0.004196
Piso 6	16	SEX	25.279	0.004683
Piso 5	16	SEX	20.596	0.005022
Piso 4	16	SEX	15.574	0.005974
Piso 3	16	SEX	9.6	0.004673
Piso 2	16	SEX	4.927	0.003602
Piso 1	16	SEX	1.325	0.001325

La Tabla 126, muestra los desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la forma de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección Y.

Tabla 126

Desplazamientos Relativos de los Nudos Extremos de Entrepiso de la Esquina de Conexión Estructural Superior Izquierda en Planta en la Dirección Y

Piso	Nudo	Sismo en Y	D_y (mm)	D_y relativo (m)
Piso 10	16	SEY	39.84	0.002379
Piso 9	16	SEY	37.461	0.003933
Piso 8	16	SEY	33.528	0.004297
Piso 7	16	SEY	29.231	0.004593
Piso 6	16	SEY	24.638	0.004787
Piso 5	16	SEY	19.851	0.004835
Piso 4	16	SEY	15.016	0.005428
Piso 3	16	SEY	9.588	0.004152
Piso 2	16	SEY	5.436	0.003323
Piso 1	16	SEY	2.113	0.002113

La Tabla 127, muestra los desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la forma de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección X.

Tabla 127

Desplazamientos Relativos de los Nudos Extremos de Entrepiso de la Esquina de Conexión Estructural Superior Derecha en Planta en la Dirección X

Piso	Nudo	Sismo en X	D_x (mm)	D_x relativo (m)
Piso 10	15	SEX	39.071	0.002819
Piso 9	12	SEX	36.252	0.003101
Piso 8	12	SEX	33.151	0.003656
Piso 7	12	SEX	29.495	0.004205
Piso 6	12	SEX	25.29	0.004689
Piso 5	12	SEX	20.601	0.005023
Piso 4	12	SEX	15.578	0.005969
Piso 3	3	SEX	9.609	0.004669
Piso 2	3	SEX	4.94	0.003599
Piso 1	3	SEX	1.341	0.001341

La Tabla 128, muestra los desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la forma de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección Y.

Tabla 128

Desplazamientos Relativos de los Nudos Extremos de Entrepiso de la Esquina de Conexión Estructural Superior Derecha en Planta en la Dirección Y

Piso	Nudo	Sismo en Y	D_y (mm)	D_y relativo (m)
Piso 10	15	SEY	40.442	0.000183
Piso 9	12	SEY	40.625	0.003652
Piso 8	12	SEY	36.973	0.004197
Piso 7	12	SEY	32.776	0.004755
Piso 6	12	SEY	28.021	0.005219
Piso 5	12	SEY	22.802	0.005501
Piso 4	12	SEY	17.301	0.00632
Piso 3	3	SEY	10.981	0.005025
Piso 2	3	SEY	5.956	0.003866
Piso 1	3	SEY	2.09	0.00209

La Tabla 129, muestra los desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la forma de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección X.

Tabla 129

Desplazamientos Relativos de los Nudos Extremos de Entrepiso de la Esquina de Conexión Estructural Inferior Izquierda en Planta en la Dirección X

Piso	Nudo	Sismo en X	D_x (mm)	D_x relativo (m)
Piso 10	2	SEX	40.982	0.002994
Piso 9	2	SEX	37.988	0.003659
Piso 8	2	SEX	34.329	0.004108
Piso 7	2	SEX	30.221	0.004538
Piso 6	2	SEX	25.683	0.004896
Piso 5	2	SEX	20.787	0.005069
Piso 4	2	SEX	15.718	0.005806
Piso 3	2	SEX	9.912	0.004506
Piso 2	2	SEX	5.406	0.003522
Piso 1	2	SEX	1.884	0.001884

La Tabla 130, muestra los desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la forma de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección Y.

Tabla 130

Desplazamientos Relativos de los Nudos Extremos de Entrepiso de la Esquina de Conexión Estructural Inferior Izquierda en Planta en la Dirección Y

Piso	Nudo	Sismo en Y	D_y (mm)	D_y relativo (m)
Piso 10	2	SEY	39.84	0.002379
Piso 9	2	SEY	37.461	0.003933
Piso 8	2	SEY	33.528	0.004297
Piso 7	2	SEY	29.231	0.004593
Piso 6	2	SEY	24.638	0.004787
Piso 5	2	SEY	19.851	0.004835
Piso 4	2	SEY	15.016	0.005428
Piso 3	2	SEY	9.588	0.004152
Piso 2	2	SEY	5.436	0.003323
Piso 1	2	SEY	2.113	0.002113

La Tabla 131, muestra los desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la forma de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección X.

Tabla 131

Desplazamientos Relativos de los Nudos Extremos de Entrepiso de la Esquina de Conexión Estructural Inferior Derecha en Planta en la Dirección X

Piso	Nudo	Sismo en X	D_x (mm)	D_x relativo (m)
Piso 10	134	SEX	40.982	0.002994
Piso 9	162	SEX	37.988	0.003659
Piso 8	10	SEX	34.329	0.004108
Piso 7	10	SEX	30.221	0.004538
Piso 6	10	SEX	25.683	0.004896
Piso 5	10	SEX	20.787	0.005069
Piso 4	5	SEX	15.718	0.005806
Piso 3	5	SEX	9.912	0.004506
Piso 2	5	SEX	5.406	0.003522
Piso 1	5	SEX	1.884	0.001884

La Tabla 132, muestra los desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la forma de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección Y.

Tabla 132

Desplazamientos Relativos de los Nudos Extremos de Entrepiso de la Esquina de Conexión Estructural Inferior Derecha en Planta en la Dirección Y

Piso	Nudo	Sismo en Y	D_y (mm)	D_y relativo (m)
Piso 10	134	SEY	40.986	0.000949
Piso 9	162	SEY	40.037	0.003064
Piso 8	10	SEY	36.973	0.004197
Piso 7	10	SEY	32.776	0.004755
Piso 6	10	SEY	28.021	0.005219
Piso 5	10	SEY	22.802	0.005213
Piso 4	5	SEY	17.589	0.006543
Piso 3	5	SEY	11.046	0.005066
Piso 2	5	SEY	5.98	0.003891
Piso 1	5	SEY	2.089	0.002089

La Tabla 133, muestra los máximos desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la condición de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección X.

Tabla 133

Máximo Desplazamiento Relativo de Entrepiso Mayor al 50% del Desplazamiento Permisible de 0.007 en Dirección X

Piso	Máximo D_x relativo (m)	50% de 7 ‰	Control
Piso 10	0.002994	0.0035	No aplica torsión
Piso 9	0.003659	0.0035	Aplica torsión
Piso 8	0.004108	0.0035	Aplica torsión
Piso 7	0.004538	0.0035	Aplica torsión
Piso 6	0.004896	0.0035	Aplica torsión
Piso 5	0.005069	0.0035	Aplica torsión
Piso 4	0.005974	0.0035	Aplica torsión
Piso 3	0.004673	0.0035	Aplica torsión
Piso 2	0.003602	0.0035	Aplica torsión
Piso 1	0.001884	0.0035	No aplica torsión

La Tabla 134, muestra los máximos desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la condición de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección Y.

Tabla 134

Máximo Desplazamiento Relativo de Entrepiso Mayor al 50% del Desplazamiento Permisible de 0.007 en Dirección Y

Piso	Máximo D_y relativo (m)	50% de 7 ‰	Control
Piso 10	0.002379	0.0035	No aplica torsión
Piso 9	0.003933	0.0035	Aplica torsión
Piso 8	0.004297	0.0035	Aplica torsión
Piso 7	0.004755	0.0035	Aplica torsión
Piso 6	0.005219	0.0035	Aplica torsión
Piso 5	0.005501	0.0035	Aplica torsión
Piso 4	0.006543	0.0035	Aplica torsión
Piso 3	0.005066	0.0035	Aplica torsión
Piso 2	0.003891	0.0035	Aplica torsión
Piso 1	0.002113	0.0035	No aplica torsión

La Tabla 135, muestra los máximos desplazamientos relativos de entrepiso acorde al requisito de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección X.

Tabla 135*Evaluación de Irregularidad Torsional en Dirección X*

Desplazamiento relativo promedio de los extremos de entepiso (DRPE) (m)	Máximo desplazamiento relativo de entepiso en un extremo (MDRE) (m)	MDRE >1.3 DRPE	Control
0.002916	0.002994	1.026748971	No torsión
0.003376	0.003659	1.083827014	No torsión
0.003879	0.004108	1.059035834	No torsión
0.00436925	0.004538	1.038622189	No torsión
0.004791	0.004896	1.021916093	No torsión
0.00504575	0.005069	1.004607838	No torsión
0.00588875	0.005974	1.014476757	No torsión
0.0045885	0.004673	1.018415604	No torsión
0.00356125	0.003602	1.011442611	No torsión
0.0016085	0.001884	1.171277588	No torsión

La Tabla 136, muestra los máximos desplazamientos relativos de entepiso acorde al requisito de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección Y.

Tabla 136*Evaluación de Irregularidad Torsional en Dirección Y*

Desplazamiento relativo promedio de los extremos de entepiso (DRPE) (m)	Máximo desplazamiento relativo de entepiso en un extremo (MDRE) (m)	MDRE >1.3 DRPE	Control
0.0014725	0.002379	1.615619694	Torsión
0.0036455	0.003933	1.078864353	No torsión
0.004247	0.004297	1.011773016	No torsión
0.004674	0.004755	1.01732991	No torsión
0.005003	0.005219	1.043174096	No torsión
0.005096	0.005501	1.079474097	No torsión
0.00592975	0.006543	1.1034192	No torsión
0.00459875	0.005066	1.101603697	No torsión
0.00360075	0.003891	1.080608207	No torsión
0.00210125	0.002113	1.00559191	No torsión

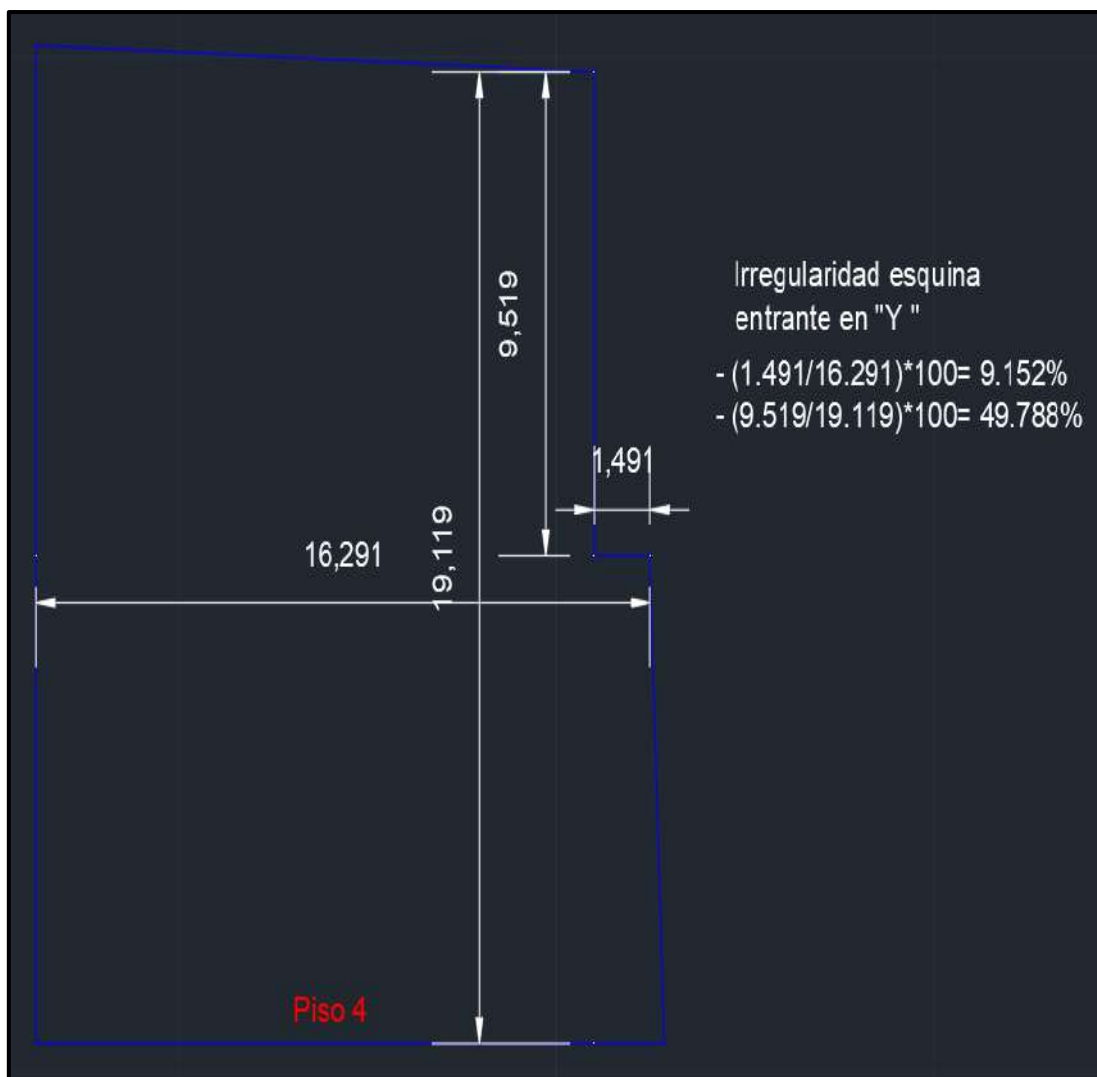
- Irregularidad de Esquinas Entrantes

La Edificación de 10 niveles presenta esquinas entrantes en su configuración en planta, pero en determinados niveles como se aprecia en las siguientes figuras.

La Figura 34, ilustra las medidas en planta para el cálculo de la presente irregularidad en el nivel cuatro.

Figura 34

Evaluación de Irregularidad en el Nivel cuatro

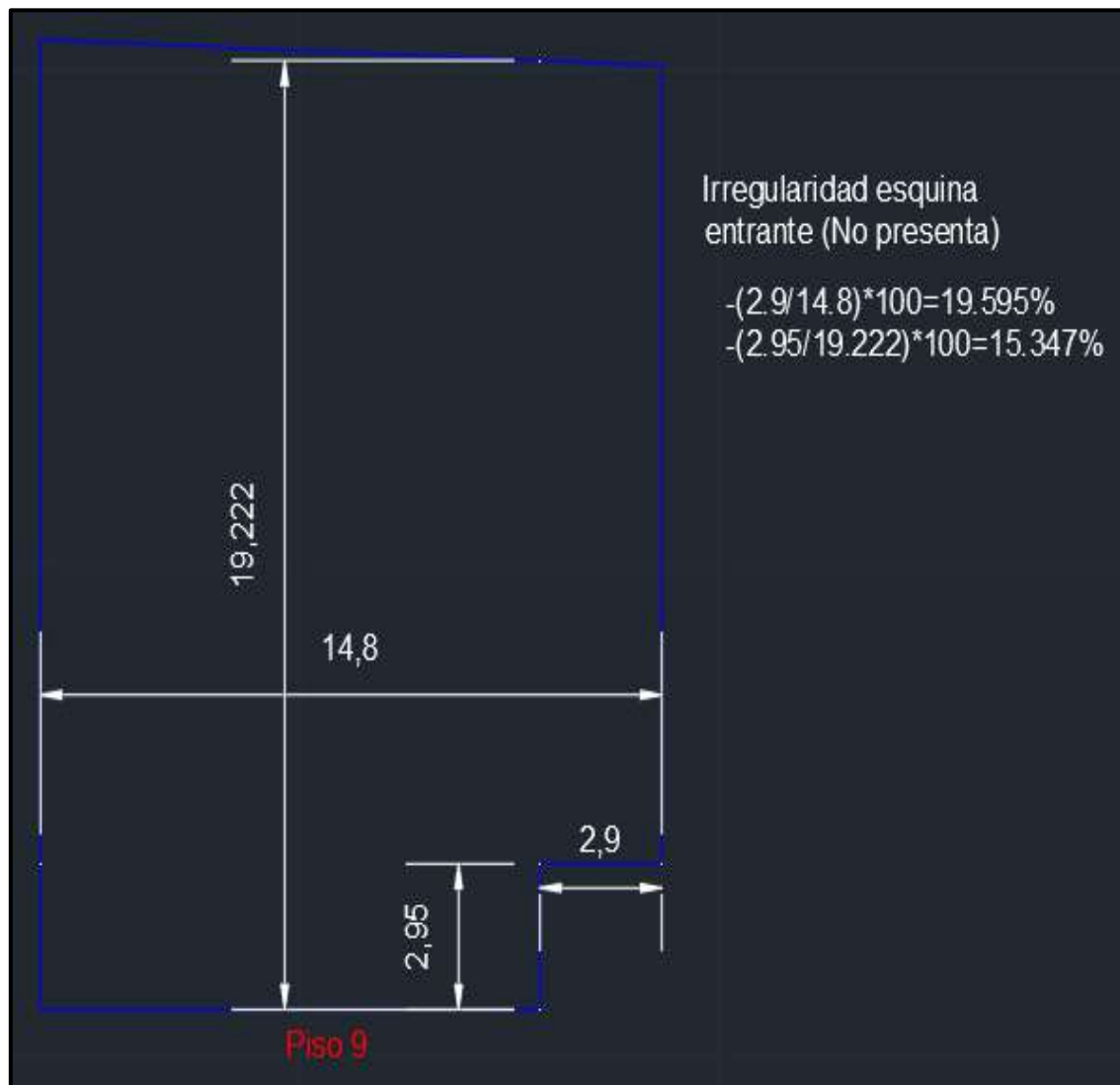


Nota. La irregularidad es considerada cuando la esquina entrante representa más del 20% del total de la configuración en planta en cada dirección. Tomado de Autodesk AutoCAD 2021.

La Figura 35, presenta las medidas en planta para el cálculo de la presente irregularidad en el nivel nueve.

Figura 35

Evaluación de Irregularidad en el Nivel Nueve

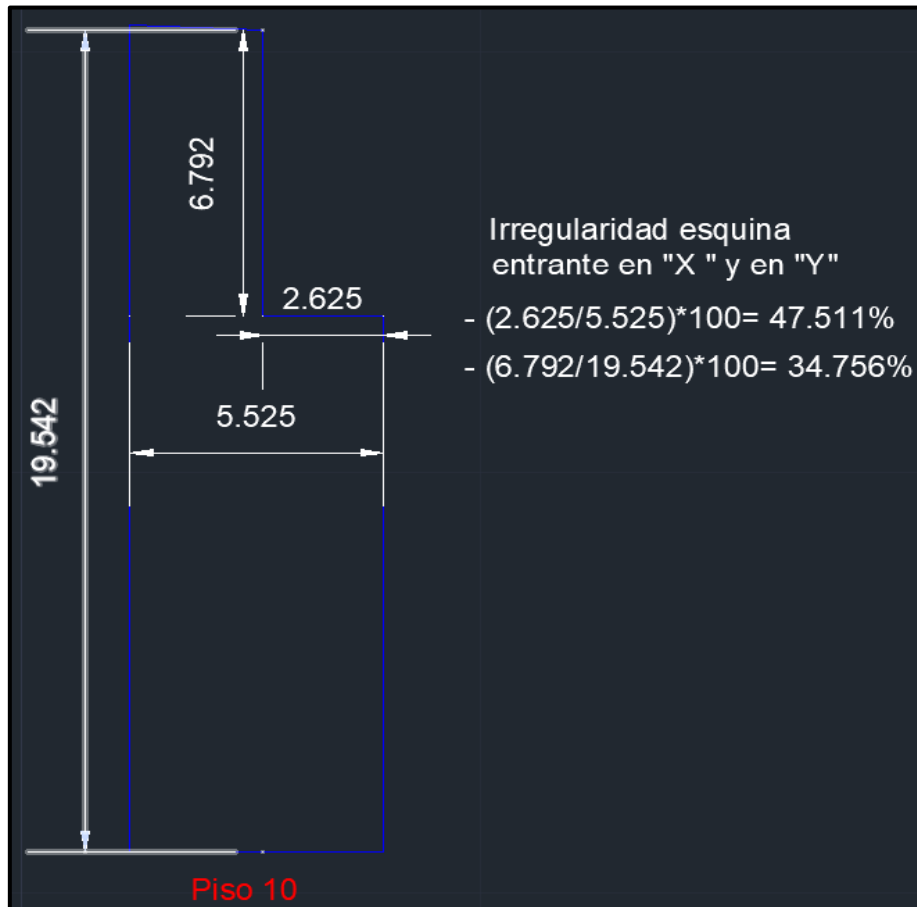


Nota. Tomado de Autodesk AutoCAD 2021.

La Figura 36, ilustra las medidas en planta para el cálculo de la presente irregularidad en el nivel 10.

Figura 36

Evaluación de Irregularidad en el Nivel 10



Nota. Tomado de Autodesk AutoCAD 2021.

La Tabla 137, expone en resumen la forma de cálculo de la irregularidad de esquinas entrantes acorde a la normativa E.030 en la dirección señalada.

Tabla 137

Resumen de las Irregularidades en Planta en la Dirección X

PISO	Esquina entrante X (m)	Longitud total X (m)	Condición $\geq 20\%$	CONTROL
4	1.491	16.291	9.152%	No esquina entrante
9	2.9	14.8	19.595%	No esquina entrante
10	2.625	5.525	47.511%	Esquina entrante

La Tabla 138, expone la forma de cálculo de la irregularidad de esquinas entrantes acorde a la normativa E.030 en la dirección señalada.

Tabla 138

Resumen de las Irregularidades en Planta en la Dirección Y

PISO	Esquina entrante Y (m)	Longitud total Y (m)	Condición $\geq 20\%$	CONTROL
4	9.519	19.119	49.788%	Esquina entrante
9	2.95	19.222	15.347%	No esquina entrante
10	6.792	19.542	34.756%	Esquina entrante

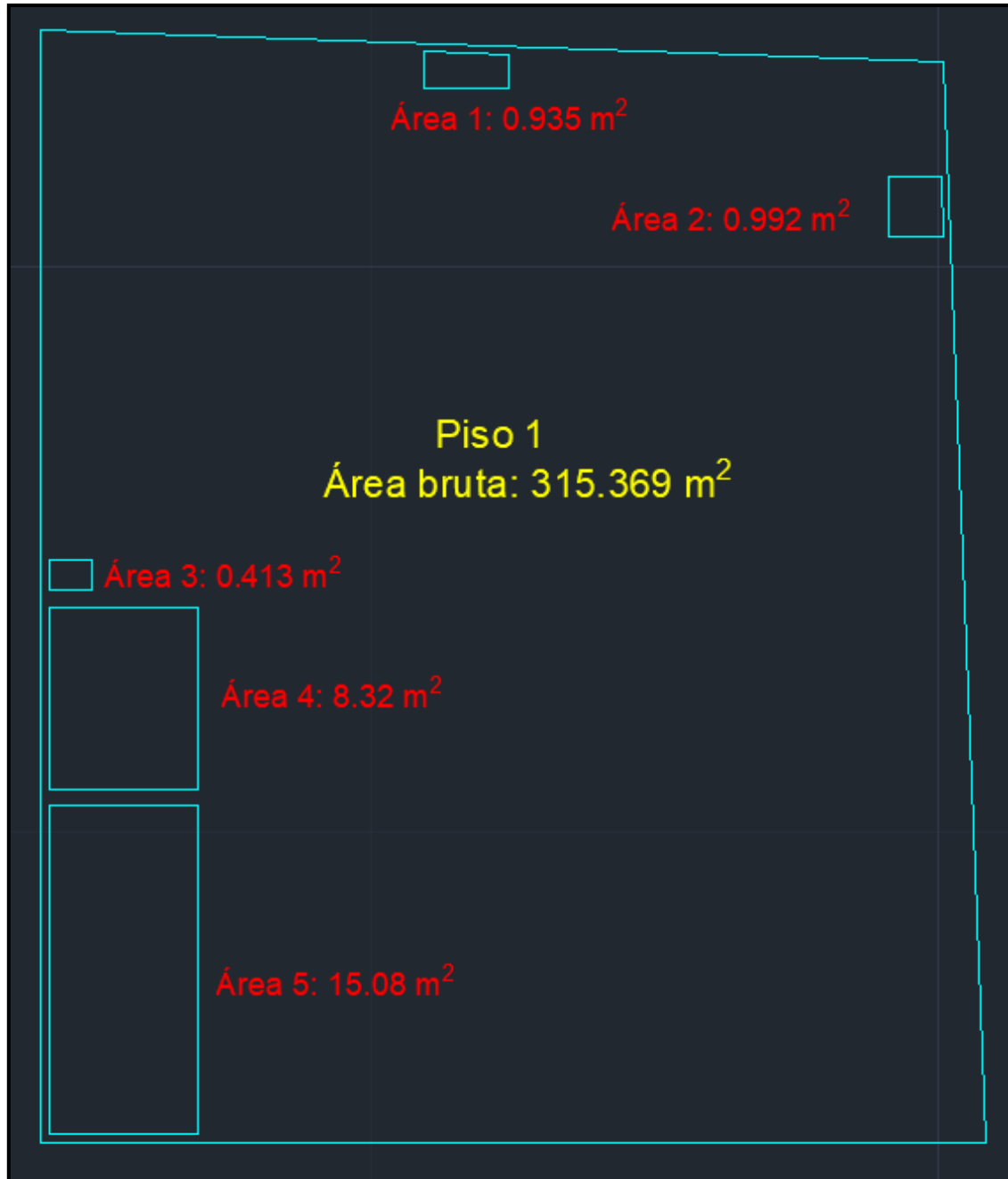
- Irregularidad de Discontinuidad de Diafragma

Esta irregularidad se calcula sumando todas las áreas abiertas que presenta la losa del nivel en estudio y se compara con el cálculo del área bruta de toda la losa, de ser mayor al 50% se aplica dicha irregularidad con su factor de aplicación (RNE, 2018).

La Figura 37, muestra todas las aberturas en la losa del primer nivel del edificio en estudio.

Figura 37

Aberturas en la Planta del Primer Nivel para la Evaluación de Irregularidad

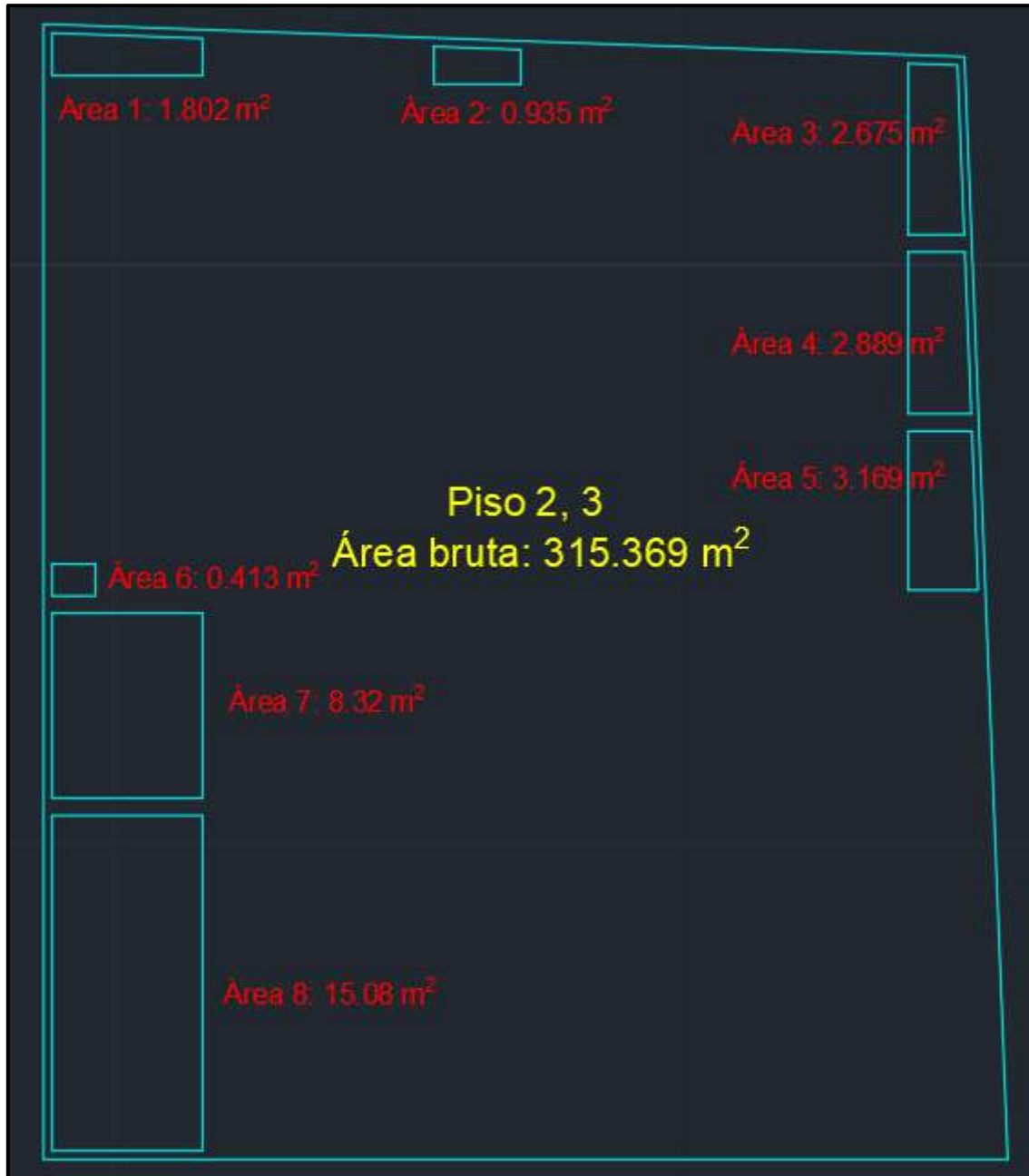


Nota. Tomado de Autodesk AutoCAD 2021.

La Figura 38, muestra todas las aberturas en la losa del segundo y tercer nivel del edificio en estudio.

Figura 38

Aberturas en la Planta del Segundo y Tercer Nivel para la Evaluación de Irregularidad



Nota. Tomado de Autodesk AutoCAD 2021.

La Figura 39, muestra todas las aberturas en la losa del cuarto nivel del edificio en estudio.

Figura 39

Aberturas en la Planta del Cuarto Nivel para la Evaluación de Irregularidad

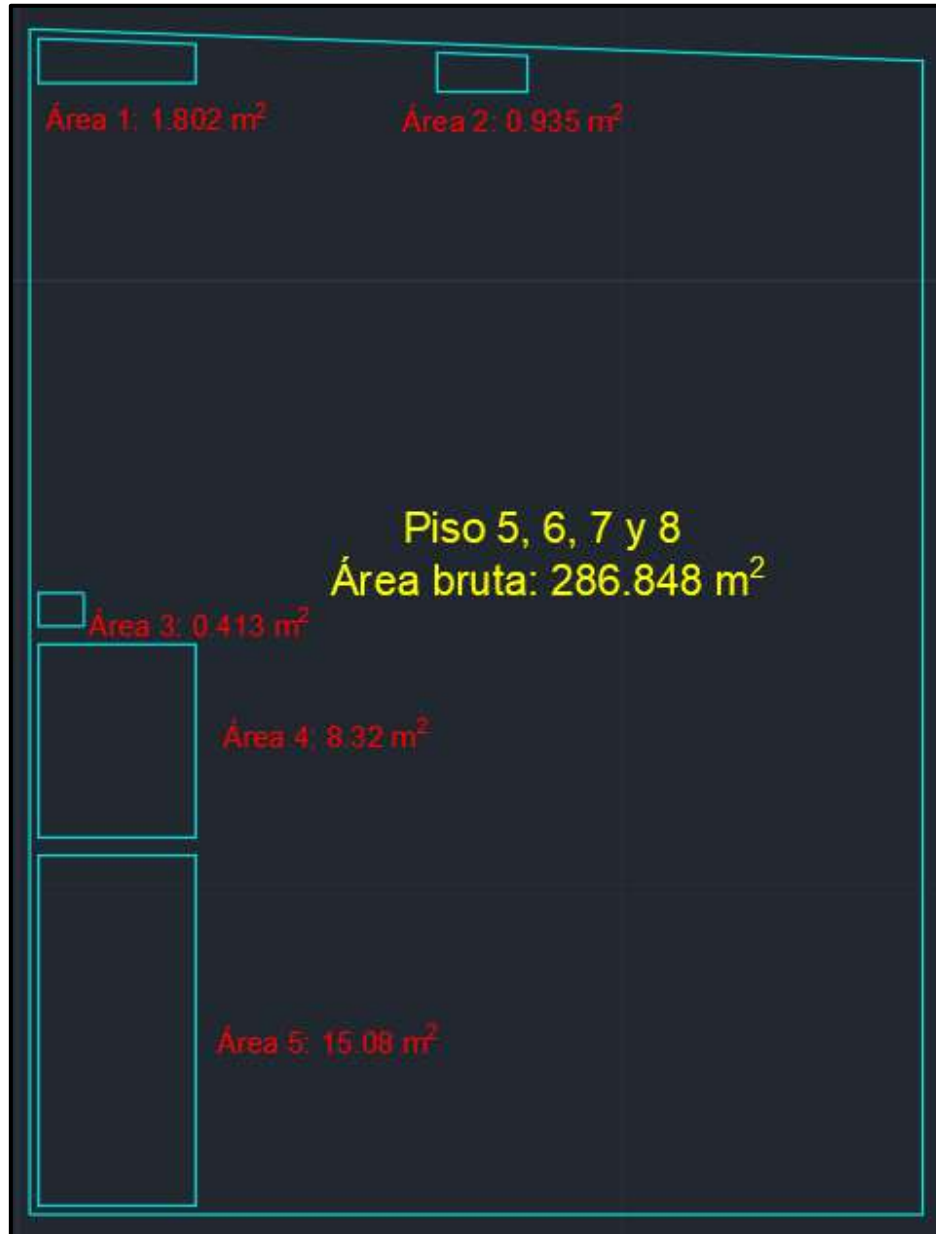


Nota. Aberturas en la planta del cuarto nivel para la evaluación de irregularidad. Tomado de Autodesk AutoCAD 2021.

La Figura 40, muestra todas las aberturas en la losa del quinto, sexto, séptimo y octavo nivel del edificio en estudio.

Figura 40

Aberturas en Planta de los Niveles Considerados para la Evaluación de Irregularidad



Nota. Tomado de Autodesk AutoCAD 2021.

La Figura 41, muestra todas las aberturas en la losa del noveno nivel del edificio en estudio.

Figura 41

Aberturas en la Planta del Noveno Nivel para la Evaluación de Irregularidad

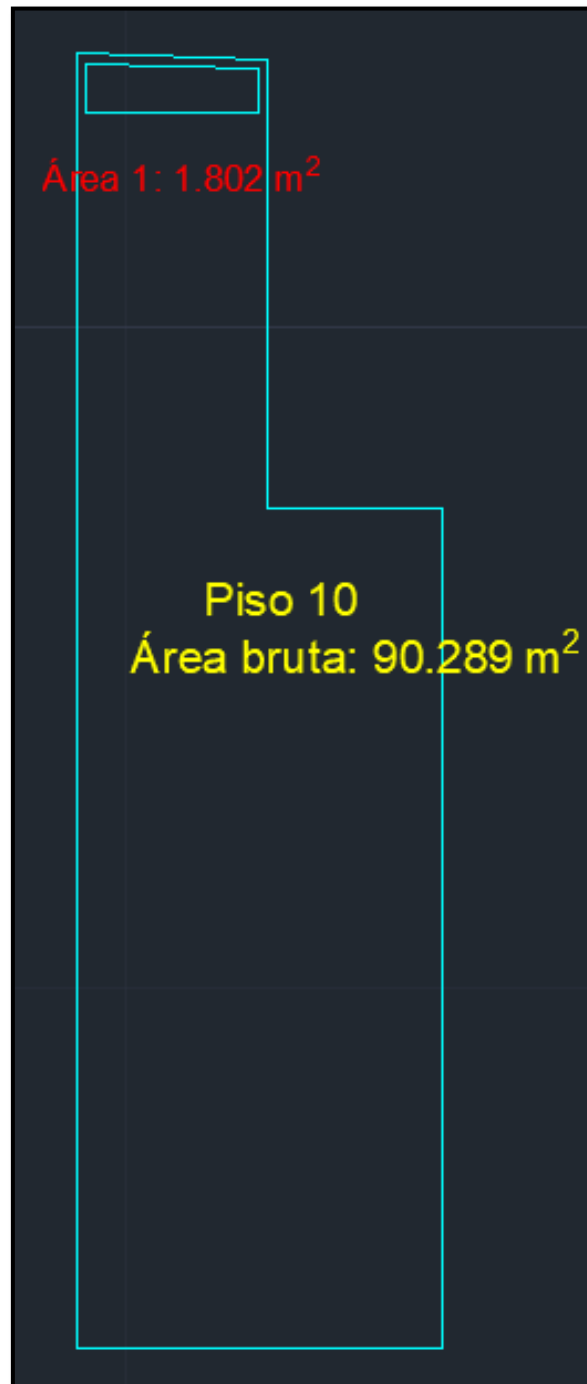


Nota. Tomado de Autodesk AutoCAD 2021.

La Figura 42, muestra todas las aberturas en la losa del décimo nivel del edificio en estudio.

Figura 42

Aberturas en la Planta del Décimo Nivel para la Evaluación de Irregularidad



Nota. Tomado de Autodesk AutoCAD 2021.

La Tabla 139, exhibe en forma resumida el cálculo de irregularidad de discontinuidad de diafragmas en todos los niveles de la edificación.

Tabla 139*Áreas Abiertas y Brutas en los Diafragmas de los Niveles del Edificio en Estudio*

Piso	Áreas Abiertas Sumadas(m²)	Área Bruta (m²)	Control
1	25.74	315.369	No discontinuo
2	35.283	315.369	No discontinuo
3	35.283	315.369	No discontinuo
4	26.55	302.973	No discontinuo
5	26.55	286.848	No discontinuo
6	26.55	286.848	No discontinuo
7	26.55	286.848	No discontinuo
8	26.55	286.848	No discontinuo
9	18.23	278.293	No discontinuo
10	1.802	90.289	No discontinuo

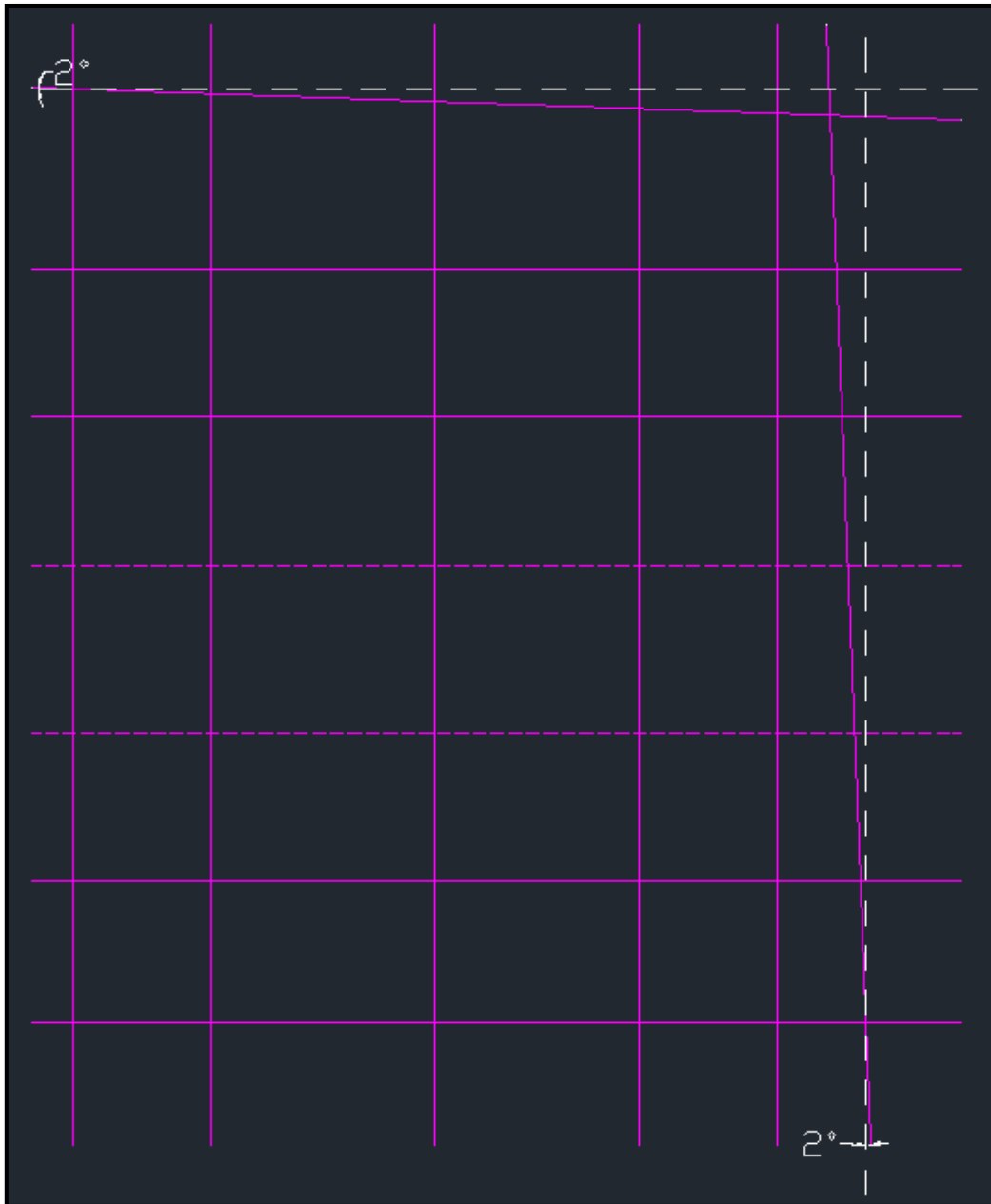
Nuestra norma en la descripción de irregularidades respalda una medida adicional para el chequeo de esta irregularidad, describiendo que se cumple que hay irregularidad cuando: Sea cualesquiera el piso y la dirección de análisis, la sección transversal resistente es menor a la cuarta parte del área de la sección transversal resistente total en planta. Para el edificio de 10 niveles y un semisótano no presenta esta medida de irregularidad al tener mayor sección resistente en ambos ejes.

- Irregularidad de Sistemas no Paralelos

La Figura 43, expone los ejes a ser evaluados para esta irregularidad en el sistema resistente.

Figura 43

Inclinación de los Ejes no Paralelos con Respecto a los Ejes Cartesianos X e Y



Nota. Los ejes no paralelos forman un ángulo menor a 30° por ende, el edificio de 10 niveles y un semisótano no presenta dicha irregularidad en planta de acuerdo a la norma de diseño E.030. Tomado de *Autodesk AutoCAD 2021*.

Irregularidades para el Análisis Sísmico Estático con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

a) Irregularidades en Altura

- Rigidez Piso Blando en Dirección X

La Tabla 140, muestra el cálculo de una primera forma de la irregularidad de rigidez piso blando acorde a lo que establece la normativa E.030.

Tabla 140

Primera Forma de Calcular las Irregularidades de Rigidez Piso Blando del Edificio con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

IRREGULARIDADES EN DIRECCIÓN X						
Piso	F_x (tonf)	D_{xm} (mm)	D_{xmR} (mm)	k_x (tonf/mm)	Condición ($\leq 70\%$)	Control
10	61.486	64.213	4.785	12.850	-	-
9	233.900	59.428	5.455	42.878	333.689%	No piso blando
8	421.018	53.973	6.203	67.873	158.294%	No piso blando
7	573.053	47.77	6.993	81.947	120.735%	No piso blando
6	703.311	40.777	7.667	91.732	111.941%	No piso blando
5	811.036	33.11	8.073	100.463	109.517%	No piso blando
4	909.639	25.037	9.417	96.595	96.150%	No piso blando
3	984.641	15.62	7.343	134.093	138.819%	No piso blando
2	1031.742	8.277	5.71	180.690	134.751%	No piso blando
1	1057.789	2.567	2.567	412.072	228%	No piso blando

La Tabla 141, muestra el cálculo de una segunda forma de la irregularidad de rigidez piso blando acorde a lo que establece la normativa E.030.

Tabla 141

Segunda Forma de Calcular las Irregularidades de Rigidez Piso Blando con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

IRREGULARIDADES EN DIRECCIÓN X			
Piso	Promedio de los k_x de los tres pisos superiores	Condición	Control
7	41.200	198.898%	No piso blando
6	64.233	142.812%	No piso blando
5	80.517	124.772%	No piso blando
4	91.381	105.707%	No piso blando
3	96.263	139.297%	No piso blando
2	110.384	163.693%	No piso blando
1	137.126	300.506%	No piso blando

- Rigidez Piso Blando en Dirección Y

La Tabla 142, muestra el cálculo de una primera forma de la irregularidad de rigidez piso blando acorde a lo que establece la normativa E.030.

Tabla 142

Primera Forma de Calcular las Irregularidades de Rigidez Piso Blando del Edificio con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

IRREGULARIDADES EN DIRECCIÓN Y						
Piso	F_y (tonf)	D_{ym} (mm)	$D_{ym}R$ (mm)	k_y (tonf/mm)	Condición ($\leq 70\%$)	Control
10	59.824	64.6	2.391	25.020	-	-
9	227.423	62.209	5.915	38.449	153.668%	No piso blando
8	409.088	56.294	6.792	60.231	156.653%	No piso blando
7	556.484	49.502	7.474	74.456	123.618%	No piso blando
6	682.563	42.028	7.996	85.363	114.649%	No piso blando
5	786.634	34.032	8.184	96.118	112.600%	No piso blando
4	881.673	25.848	9.393	93.865	97.655%	No piso blando
3	953.718	16.455	7.342	129.899	138.389%	No piso blando
2	998.772	9.113	5.752	173.639	133.672%	No piso blando
1	1023.516	3.361	3.361	304.527	175.380%	No piso blando

La Tabla 143, muestra el cálculo de una segunda forma de la irregularidad de rigidez piso blando acorde a lo que establece la normativa E.030.

Tabla 143

Segunda Forma de Calcular las Irregularidades de Rigidez Piso Blando del Edificio con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

IRREGULARIDADES EN DIRECCIÓN Y			
Piso	Promedio de los k_y de los tres pisos superiores	Condición	Control
7	41.233	180.572%	No piso blando
6	57.712	147.913%	No piso blando
5	73.350	131.041%	No piso blando
4	85.312	110.025%	No piso blando
3	91.782	141.530%	No piso blando
2	106.627	162.847%	No piso blando
1	132.468	229.888%	No piso blando

- Irregularidad de Resistencia - Piso Débil

Como se puede verificar en la Tabla 144, se muestra el cálculo de esta irregularidad en dirección X, acorde a lo estipulado por la normativa E.030.

Tabla 144

Irregularidad de Resistencia - Piso Débil en Dirección X del Edificio con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

Piso	Sismo en X	V_x	80% V_x	Control
10	SEX	61.486	49.189	-
9	SEX	233.900	187.120	No piso débil
8	SEX	421.018	336.814	No piso débil
7	SEX	573.053	458.442	No piso débil
6	SEX	703.311	562.649	No piso débil
5	SEX	811.036	648.829	No piso débil
4	SEX	909.639	727.711	No piso débil
3	SEX	984.641	787.713	No piso débil
2	SEX	1031.742	825.394	No piso débil
1	SEX	1057.789	846.231	No piso débil

Como se puede verificar en la Tabla 145, se muestra el cálculo de esta irregularidad en dirección Y, acorde a lo estipulado por la normativa E.030.

Tabla 145

Irregularidad de Resistencia - Piso Débil en Dirección Y del Edificio con Factor de Zona Amplificado y Amortiguación Estructural del 2%

Piso	Sismo en Y	V	80% V_y	Control
Piso 10	SEY	59.824	47.859	-
Piso 9	SEY	227.423	181.938	No piso débil
Piso 8	SEY	409.088	327.270	No piso débil
Piso 7	SEY	556.484	445.187	No piso débil
Piso 6	SEY	682.563	546.050	No piso débil
Piso 5	SEY	786.634	629.307	No piso débil
Piso 4	SEY	881.673	705.338	No piso débil
Piso 3	SEY	953.718	762.974	No piso débil
Piso 2	SEY	998.772	799.017	No piso débil
Piso 1	SEY	1023.516	818.813	No piso débil

- Irregularidad de Masa o Peso

La estructura no presenta irregularidad de masa o peso de acuerdo a la evaluación anterior. Como se puede apreciar en la Tabla 146, se muestra el cálculo de esta irregularidad tomando en cuenta solamente el peso sísmico del edificio.

Tabla 146

Irregularidad de Masa o Peso Evaluado para la Edificación en Estudio

Nivel	Peso sísmico (tonf)	1.50 del peso sísmico (tonf)	Control
10	99.323	148.984	-
9	304.902	457.352	No masa o peso
8	374.099	561.148	No masa o peso
7	349.097	523.645	No masa o peso
6	350.600	525.900	No masa o peso
5	349.366	524.049	No masa o peso
4	400.673	601.009	No masa o peso
3	426.118	639.177	No masa o peso
2	403.903	605.855	No masa o peso
1	438.340	657.511	No masa o peso

- Irregularidad Geométrica Vertical

La edificación de 10 niveles y un semisótano presenta irregularidad geométrica vertical, por lo que se le aplicó un factor de reducción de 0.9 debido a la diferencia de sus longitudes resistentes en planta, como se pudo verificar al evaluar en la forma no amplificada del factor de zona y con la amortiguación estructural típica del 5%.

- Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

De acuerdo a la evaluación de dicha irregularidad, se pudo verificar en el caso no amplificado del factor de zona y amortiguación estructural del 5% que no se presentaba este tipo de irregularidad. Dado que, pese a la reducción de secciones, dichos elementos no toleran el 10% o más de la fuerza cortante y menos aún lo fue en el análisis sísmico con factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2%.

b) Irregularidades en Planta

- Irregularidad Torsional

La Tabla 147, muestra los desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la forma de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección X.

Tabla 147

Desplazamientos Relativos de los Nudos Extremos de Entrepiso de la Esquina de Conexión Estructural Superior Izquierda en Planta en la Dirección X

Piso	Nudo	Sismo en X	D_x (mm)	D_x relativo (m)
10	16	SEX	62.498	0.004571
9	16	SEX	57.927	0.004937
8	16	SEX	52.99	0.00583
7	16	SEX	47.16	0.006713
6	16	SEX	40.447	0.007493
5	16	SEX	32.954	0.008035
4	16	SEX	24.919	0.009559
3	16	SEX	15.36	0.007477
2	16	SEX	7.883	0.005763
1	16	SEX	2.12	0.00212

La Tabla 148, muestra los desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la forma de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección Y.

Tabla 148

Desplazamientos Relativos de los Nudos Extremos de Entrepiso de la Esquina de Conexión Estructural Superior Izquierda en Planta en la Dirección Y

Piso	Nudo	Sismo en Y	D_y (mm)	D_y relativo (m)
10	16	SEY	63.744	0.003807
9	16	SEY	59.937	0.006292
8	16	SEY	53.645	0.006875
7	16	SEY	46.77	0.00735
6	16	SEY	39.42	0.007659
5	16	SEY	31.761	0.007736
4	16	SEY	24.025	0.008684
3	16	SEY	15.341	0.006643
2	16	SEY	8.698	0.005317
1	16	SEY	3.381	0.003381

La Tabla 149, muestra los desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la forma de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección X.

Tabla 149

Desplazamientos Relativos de los Nudos Extremos de Entrepiso de la Esquina de Conexión Estructural Superior Derecha en Planta en la Dirección X

Piso	Nudo	Sismo en X	D_x (mm)	D_x relativo (m)
10	15	SEX	62.514	0.004511
9	12	SEX	58.003	0.004961
8	12	SEX	53.042	0.00585
7	12	SEX	47.192	0.006728
6	12	SEX	40.464	0.007502
5	12	SEX	32.962	0.008037
4	12	SEX	24.925	0.009551
3	3	SEX	15.374	0.007469
2	3	SEX	7.905	0.00576
1	3	SEX	2.145	0.002145

La Tabla 150, muestra los desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la forma de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección Y.

Tabla 150

Desplazamientos Relativos de los Nudos Extremos de Entrepiso de la Esquina de Conexión Estructural Superior Derecha en Planta en la Dirección Y

Piso	Nudo	Sismo en Y	D_y (mm)	D_y relativo (m)
10	15	SEY	64.707	0.000292
9	12	SEY	64.999	0.005843
8	12	SEY	59.156	0.006714
7	12	SEY	52.442	0.007608
6	12	SEY	44.834	0.008351
5	12	SEY	36.483	0.008802
4	12	SEY	27.681	0.010112
3	3	SEY	17.569	0.00804
2	3	SEY	9.529	0.006185
1	3	SEY	3.344	0.003344

La Tabla 151, muestra los desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la forma de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección X.

Tabla 151

Desplazamientos Relativos de los Nudos Extremos de Entrepiso de la Esquina de Conexión Estructural Inferior Izquierda en Planta en la Dirección X

Piso	Nudo	Sismo en X	D_x (mm)	D_x relativo (m)
10	2	SEX	65.572	0.004792
9	2	SEX	60.78	0.005854
8	2	SEX	54.926	0.006573
7	2	SEX	48.353	0.00726
6	2	SEX	41.093	0.007834
5	2	SEX	33.259	0.00811
4	2	SEX	25.149	0.00929
3	2	SEX	15.859	0.007209
2	2	SEX	8.65	0.005636
1	2	SEX	3.014	0.003014

La Tabla 152, muestra los desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la forma de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección Y.

Tabla 152

Desplazamientos Relativos de los Nudos Extremos de Entrepiso de la Esquina de Conexión Estructural Inferior Izquierda en Planta en la Dirección Y

Piso	Nudo	Sismo en Y	D_y (mm)	D_y relativo (m)
10	2	SEY	63.744	0.003807
9	2	SEY	59.937	0.006292
8	2	SEY	53.645	0.006875
7	2	SEY	46.77	0.00735
6	2	SEY	39.42	0.007659
5	2	SEY	31.761	0.007736
4	2	SEY	24.025	0.008684
3	2	SEY	15.341	0.006643
2	2	SEY	8.698	0.005317
1	2	SEY	3.381	0.003381

La Tabla 153, muestra los desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la forma de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección X.

Tabla 153

Desplazamientos Relativos de los Nudos Extremos de Entrepiso de la Esquina de Conexión Estructural Inferior Derecha en Planta en la Dirección X

Piso	Nudo	Sismo en X	D_x (mm)	D_x relativo (m)
10	134	SEX	65.572	0.004792
9	162	SEX	60.78	0.005854
8	10	SEX	54.926	0.006573
7	10	SEX	48.353	0.00726
6	10	SEX	41.093	0.007834
5	10	SEX	33.259	0.00811
4	5	SEX	25.149	0.00929
3	5	SEX	15.859	0.007209
2	5	SEX	8.65	0.005636
1	5	SEX	3.014	0.003014

La Tabla 154, muestra los desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la forma de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección Y.

Tabla 154

Desplazamientos Relativos de los Nudos Extremos de Entrepiso de la Esquina de Conexión Estructural Inferior Derecha en Planta en la Dirección Y

Piso	Nudo	Sismo en Y	D_y (mm)	D_y relativo (m)
10	134	SEY	65.578	0.001519
9	162	SEY	64.059	0.004903
8	10	SEY	59.156	0.006714
7	10	SEY	52.442	0.007608
6	10	SEY	44.834	0.008351
5	10	SEY	36.483	0.008341
4	5	SEY	28.142	0.010468
3	5	SEY	17.674	0.008106
2	5	SEY	9.568	0.006226
1	5	SEY	3.342	0.003342

La Tabla 155, muestra los máximos desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la condición de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección X.

Tabla 155

Máximo Desplazamiento Relativo de Entrepiso Mayor al 50% del Desplazamiento Permisible de 0.007 en Dirección X

Piso	Máximo D_x relativo (m)	50% de 7 ‰	Control
10	0.004792	0.0035	Aplica torsión
9	0.005854	0.0035	Aplica torsión
8	0.006573	0.0035	Aplica torsión
7	0.00726	0.0035	Aplica torsión
6	0.007834	0.0035	Aplica torsión
5	0.00811	0.0035	Aplica torsión
4	0.009559	0.0035	Aplica torsión
3	0.007477	0.0035	Aplica torsión
2	0.005763	0.0035	Aplica torsión
1	0.003014	0.0035	No aplica torsión

La Tabla 156, muestra los máximos desplazamientos relativos de entrepiso acorde a la condición de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección Y.

Tabla 156

Máximo Desplazamiento Relativo de Entrepiso Mayor al 50% del Desplazamiento Permisible de 0.007 en Dirección Y

Piso	Máximo D_y relativo (m)	50% de 7 ‰	Control
10	0.003807	0.0035	Aplica torsión
9	0.006292	0.0035	Aplica torsión
8	0.006875	0.0035	Aplica torsión
7	0.007608	0.0035	Aplica torsión
6	0.008351	0.0035	Aplica torsión
5	0.008802	0.0035	Aplica torsión
4	0.010468	0.0035	Aplica torsión
3	0.008106	0.0035	Aplica torsión
2	0.006226	0.0035	Aplica torsión
1	0.003381	0.0035	No aplica torsión

La Tabla 157, muestra los máximos desplazamientos relativos de entrepiso acorde al requisito de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección X.

Tabla 157

Evaluación de Irregularidad Torsional en Dirección X

Desplazamiento relativo promedio de los extremos de entrepiso (DRPE) (m)	Máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo (MDRE) (m)	MDRE >1.3 DRPE	Control
0.0046665	0.004792	1.026893818	No torsión
0.0054015	0.005854	1.083773026	No torsión
0.0062065	0.006573	1.059050995	No torsión
0.00699025	0.00726	1.038589464	No torsión
0.00766575	0.007834	1.021948276	No torsión
0.008073	0.00811	1.004583178	No torsión
0.0094225	0.009559	1.014486601	No torsión
0.007341	0.007477	1.018526086	No torsión
0.00569875	0.005763	1.011274402	No torsión
0.00257325	0.003014	1.171281453	No torsión

La Tabla 158, muestra los máximos desplazamientos relativos de entrepiso acorde al requisito de cálculo que estipula la normativa E.030 en dirección Y.

Tabla 158

Evaluación de Irregularidad Torsional en Dirección Y

Desplazamiento relativo promedio de los extremos de entrepiso (DRPE) (m)	Máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo (MDRE) (m)	MDRE >1.3 DRPE	Control
0.00235625	0.003807	1.615702918	Torsión
0.0058325	0.006292	1.078782683	No torsión
0.0067945	0.006875	1.011847818	No torsión
0.007479	0.007608	1.017248295	No torsión
0.008005	0.008351	1.043222986	No torsión
0.00815375	0.008802	1.079503296	No torsión
0.009487	0.010468	1.103404659	No torsión
0.007358	0.008106	1.101658059	No torsión
0.00576125	0.006226	1.080668258	No torsión
0.003362	0.003381	1.005651398	No torsión

- Irregularidad de Esquinas Entrantes

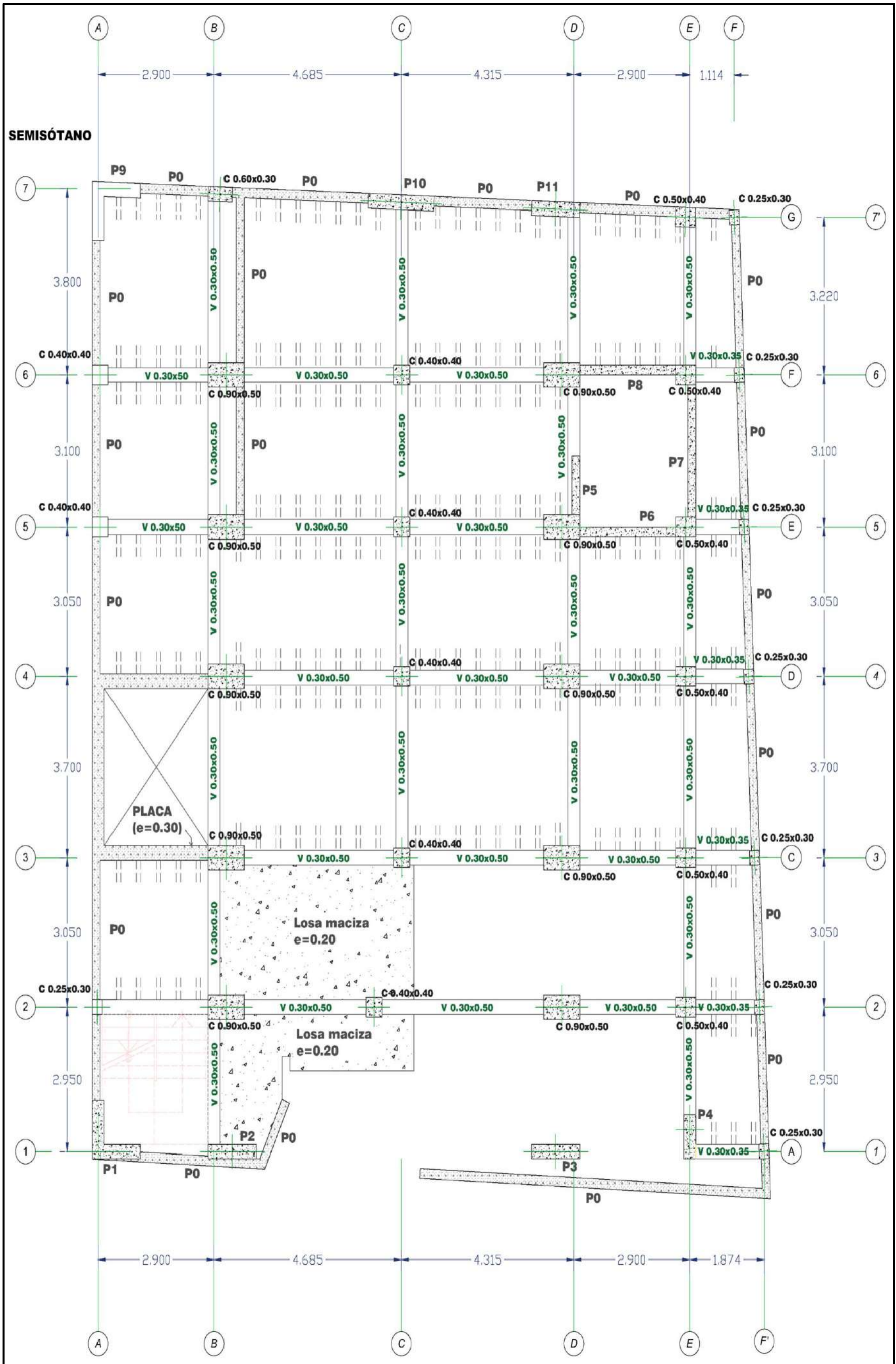
La estructura presenta irregularidad de esquina entrante en el nivel cuatro en la dirección Y, asimismo en el nivel 10 presenta irregularidad en ambas direcciones de análisis como se verificó en el análisis sin amplificación del factor de zona y con amortiguación estructural típica del 5%.

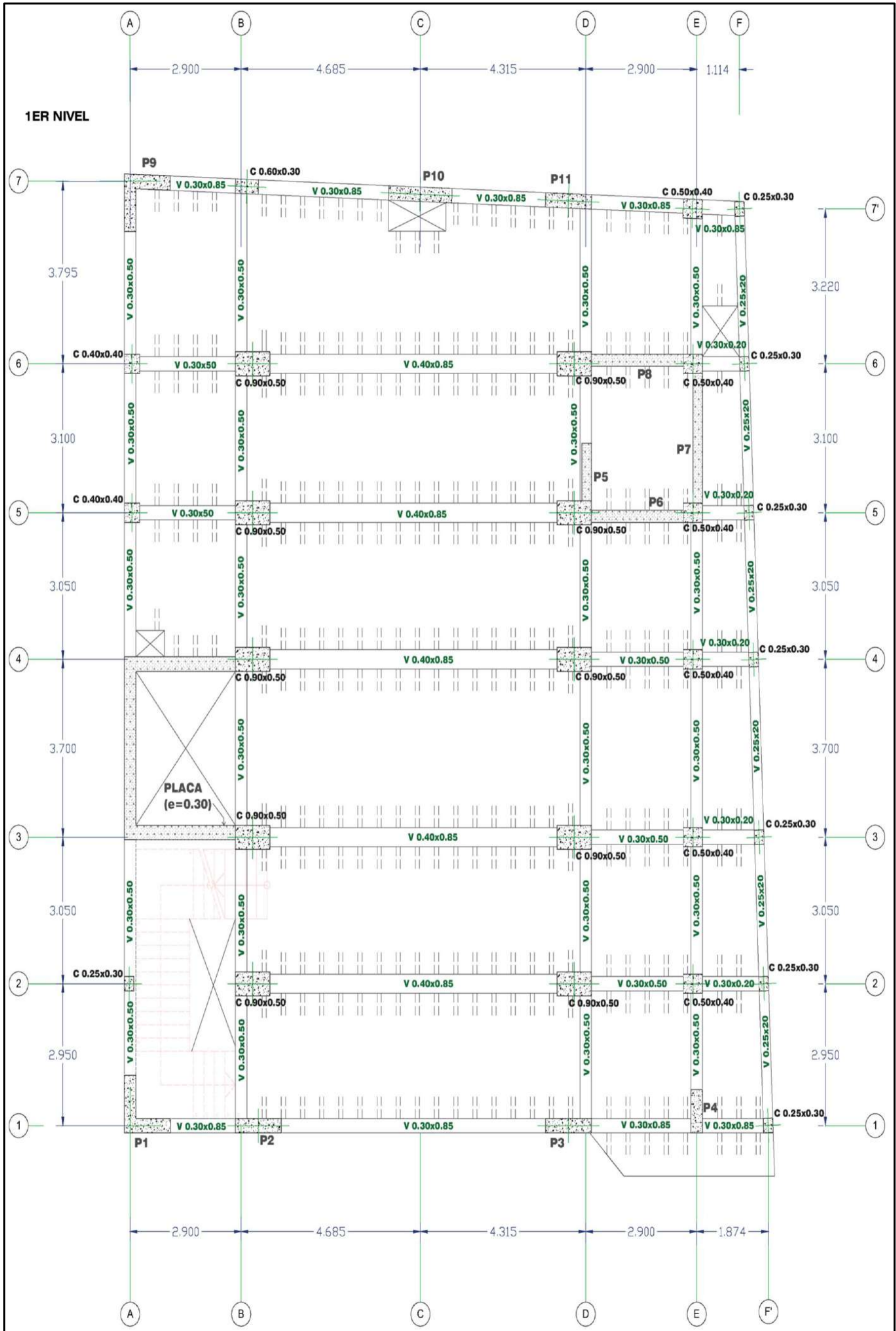
- Irregularidad de Discontinuidad de Diafragma

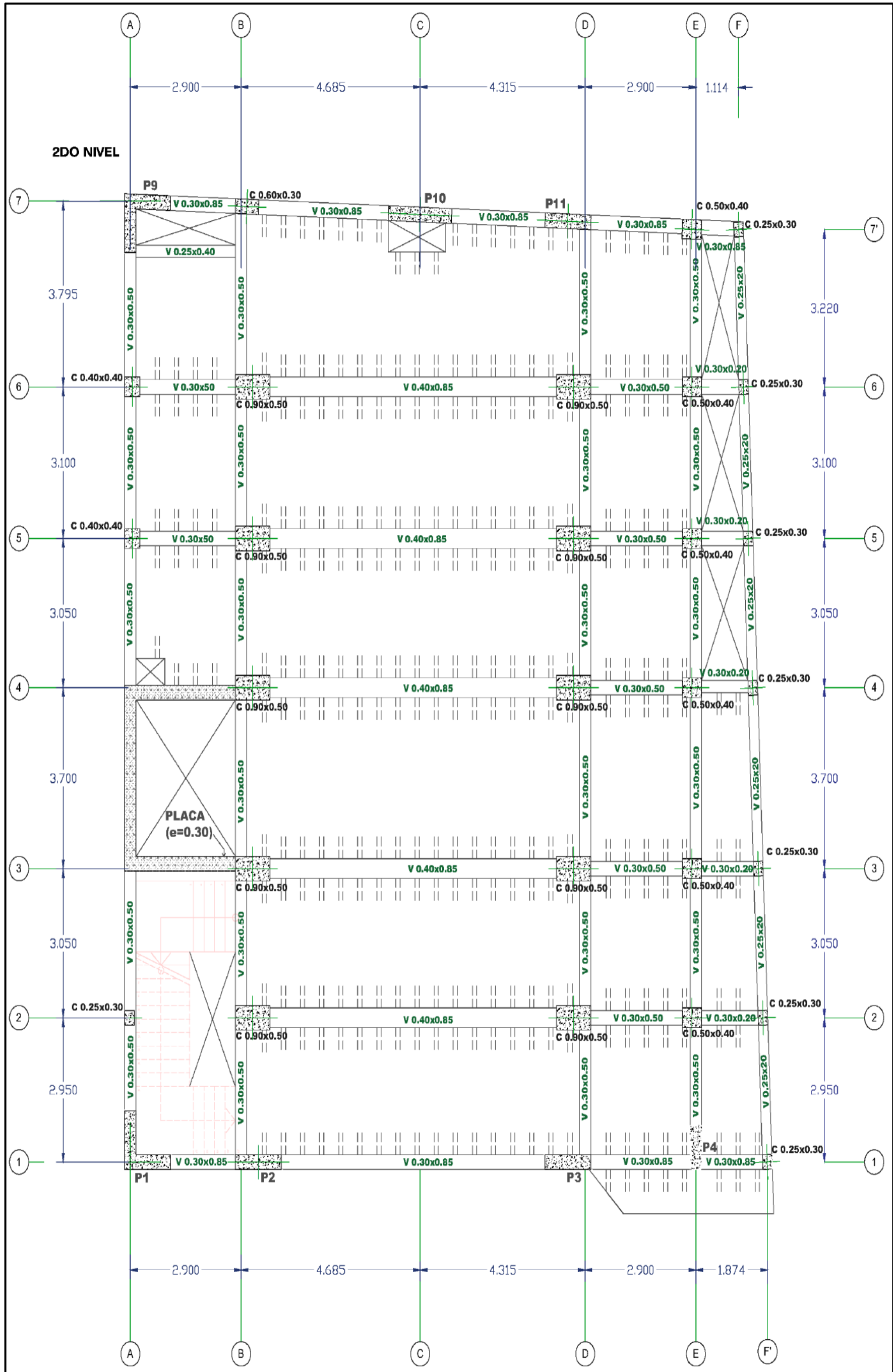
La edificación de 10 niveles y un semisótano no presenta irregularidad en discontinuidad de diafragma como se evidenció en el análisis sin amplificación del factor de zona y amortiguación estructural del 5%.

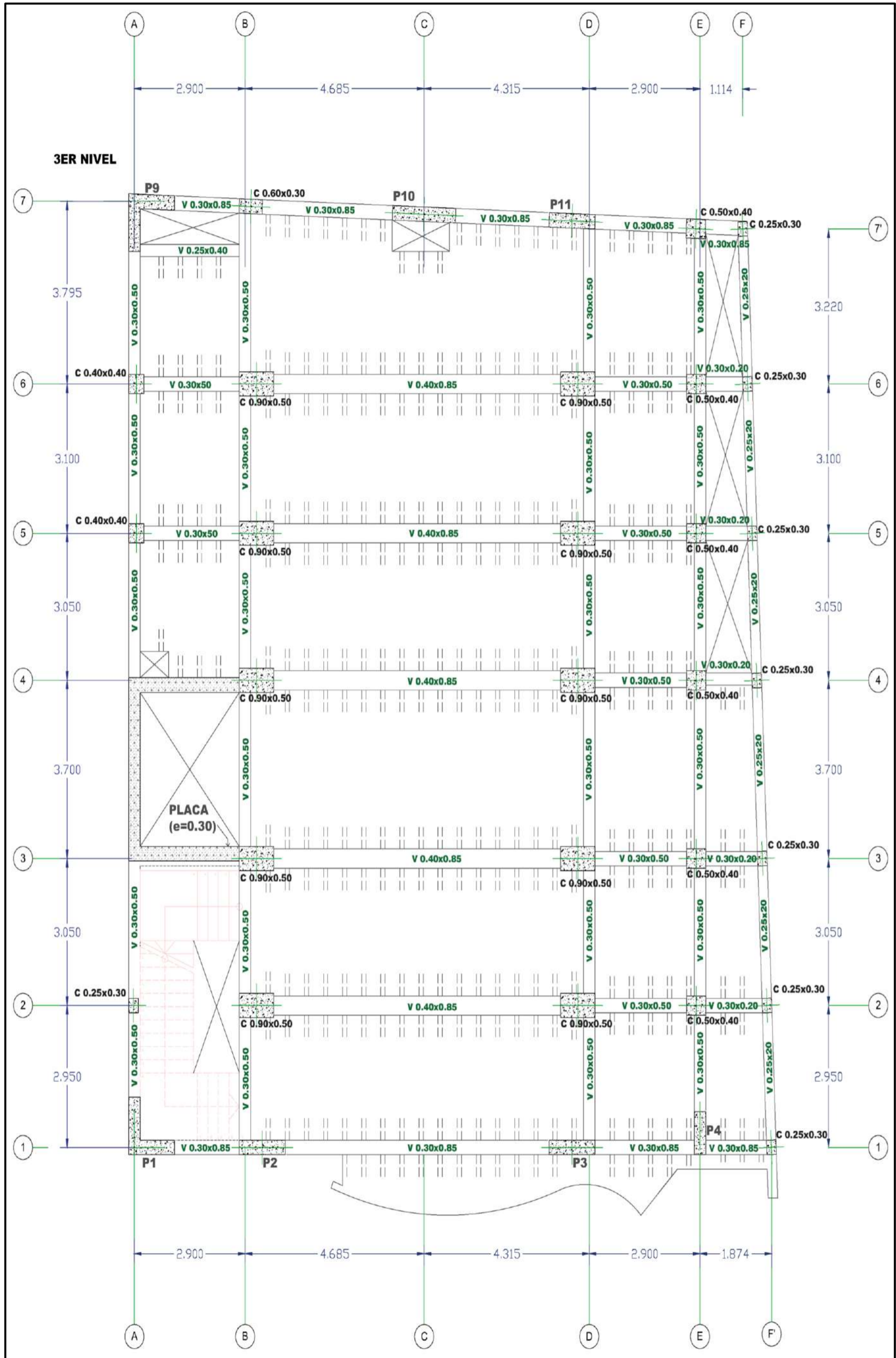
- Irregularidad de Sistemas no Paralelos

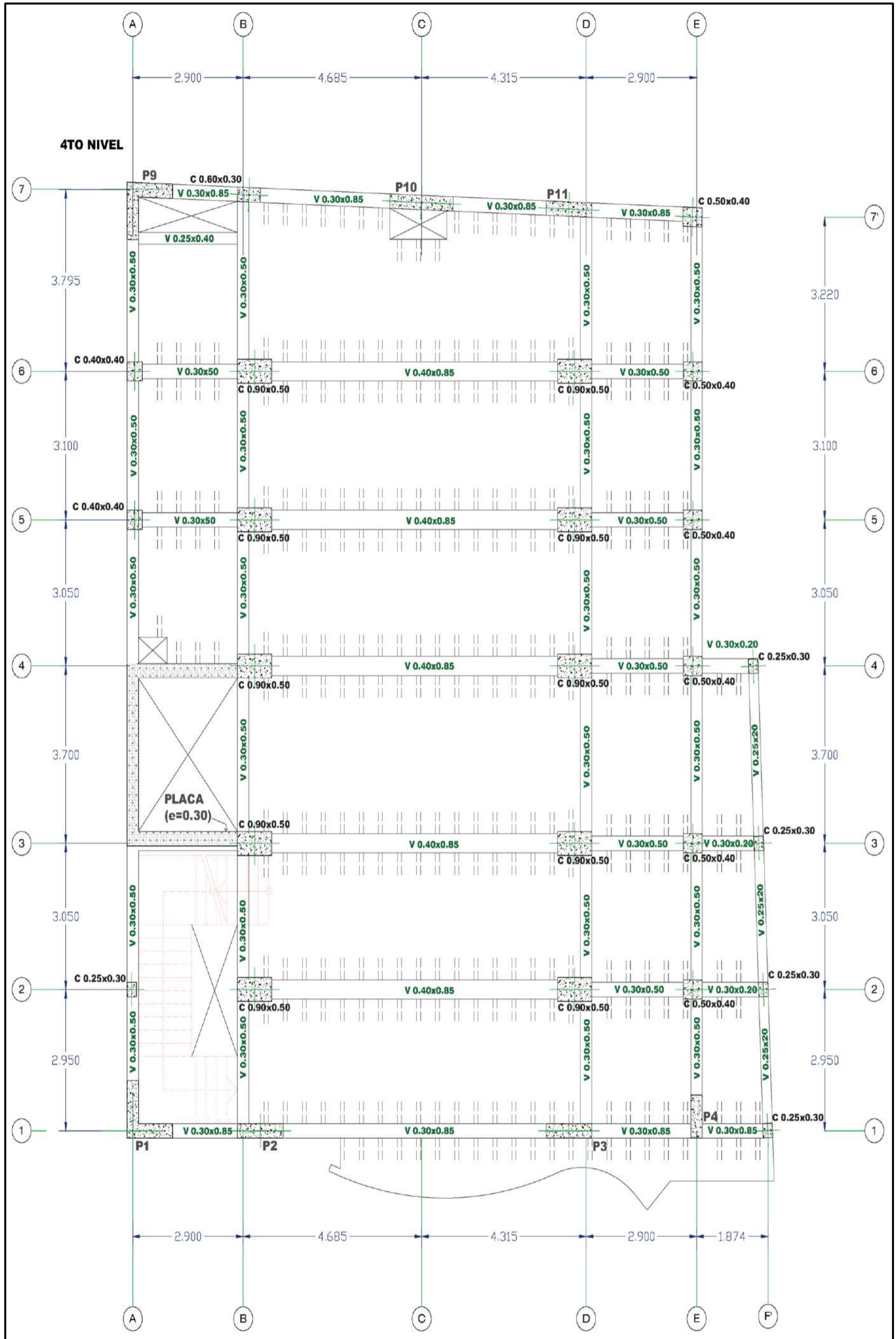
Los ejes no paralelos de la edificación forman un ángulo menor a 30°, por ende, el edificio de 10 niveles y un semisótano no presenta dicha irregularidad en planta de acuerdo a la norma de diseño E.030.

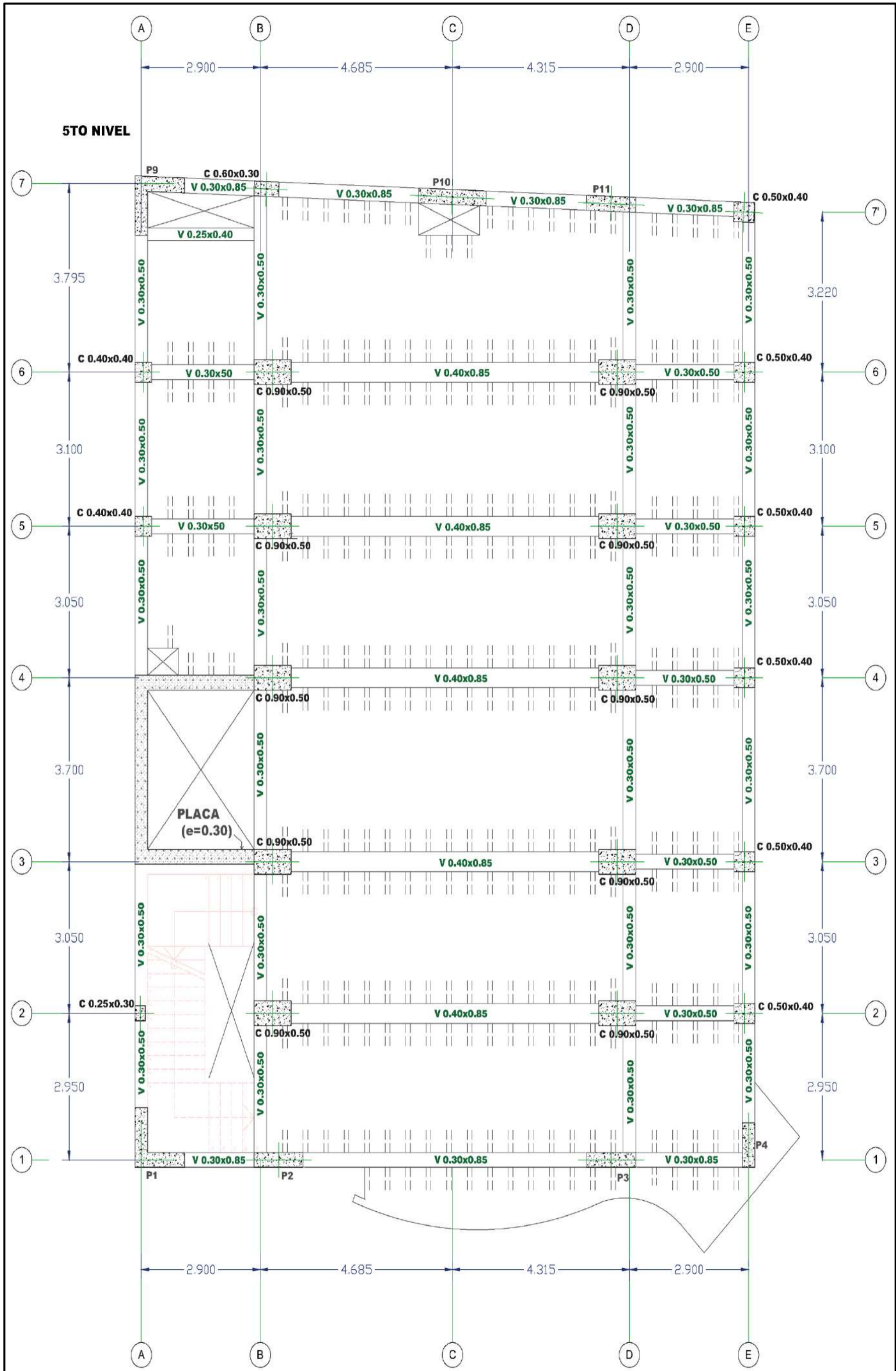


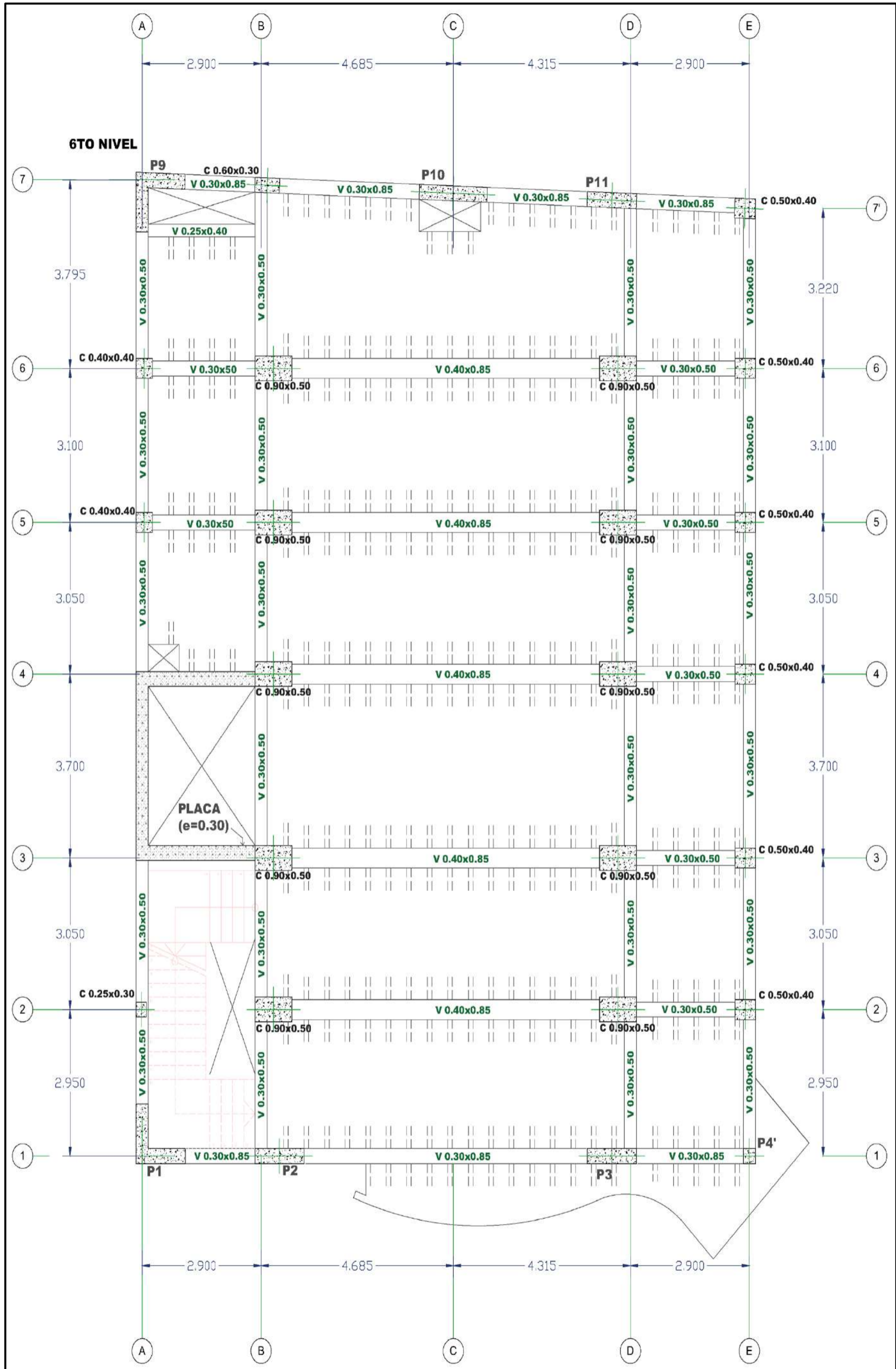


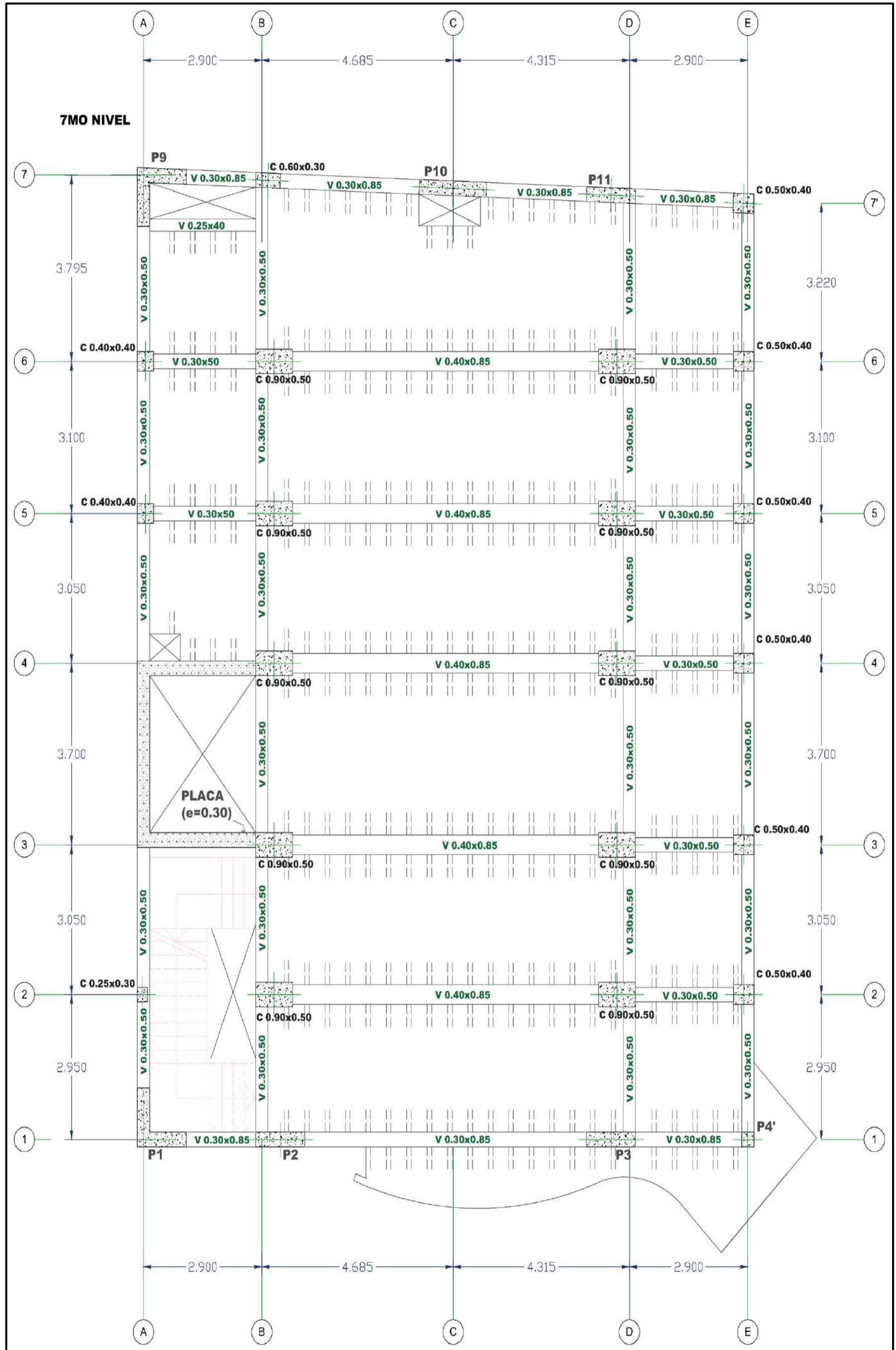


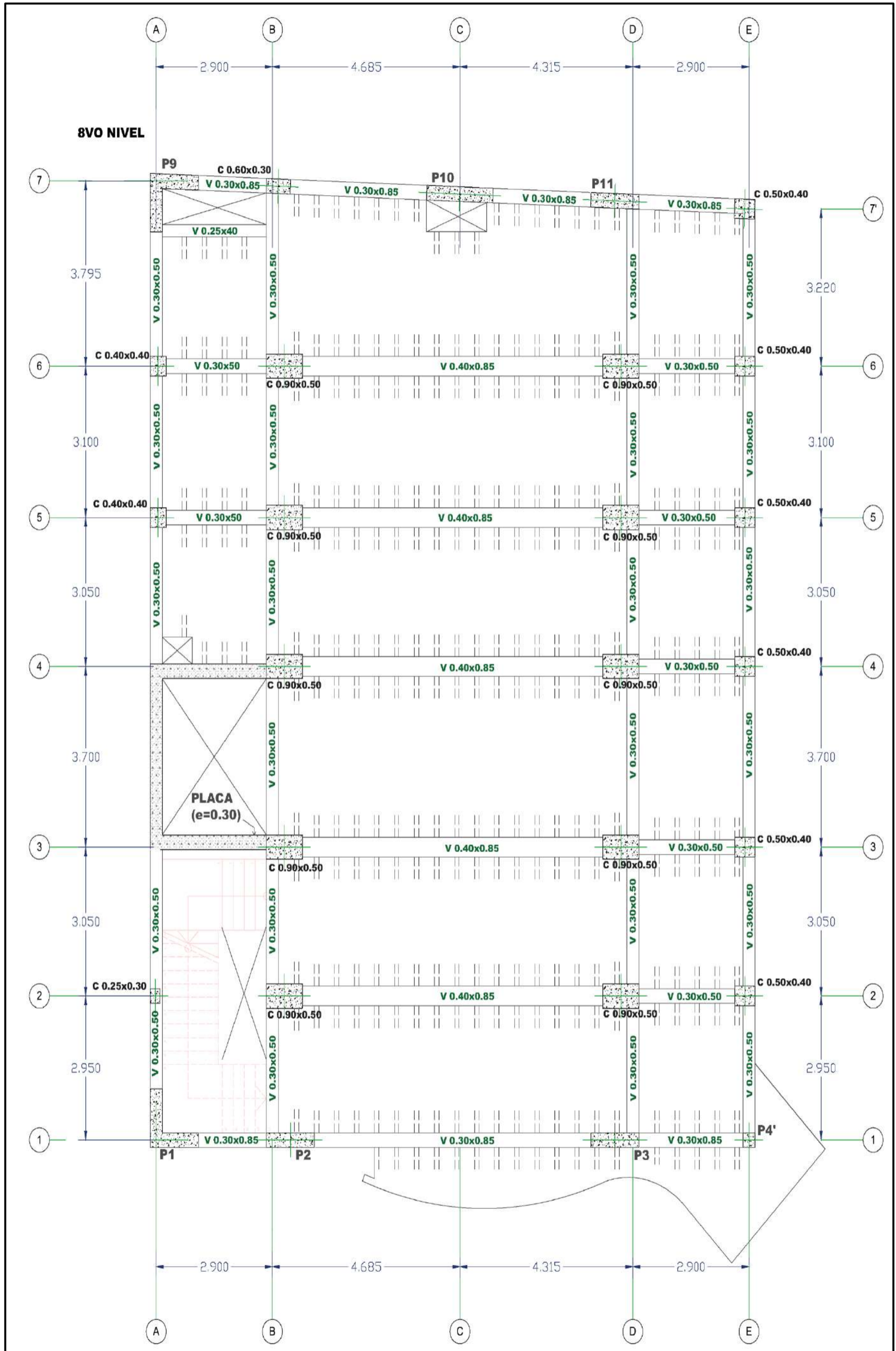


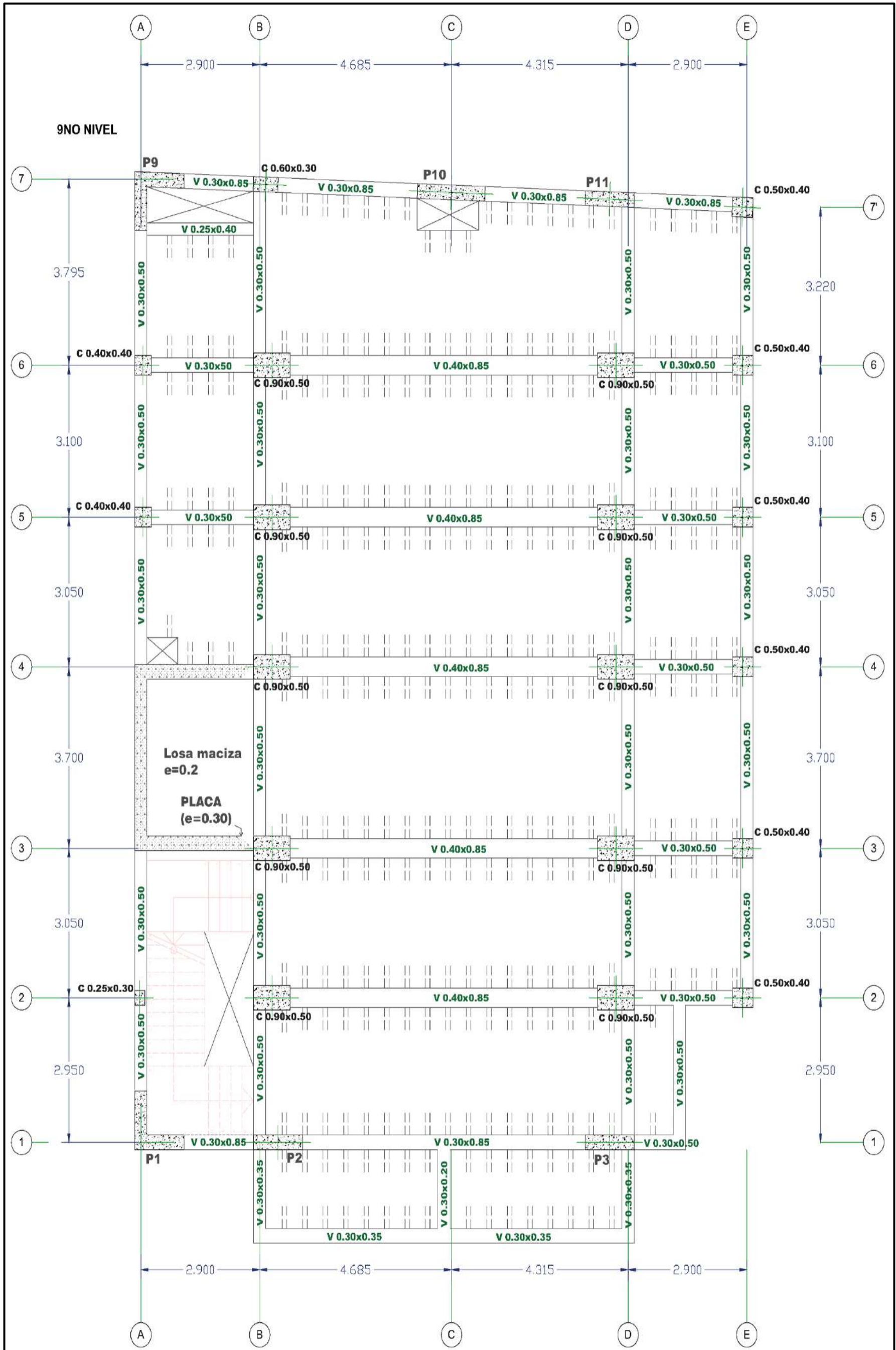


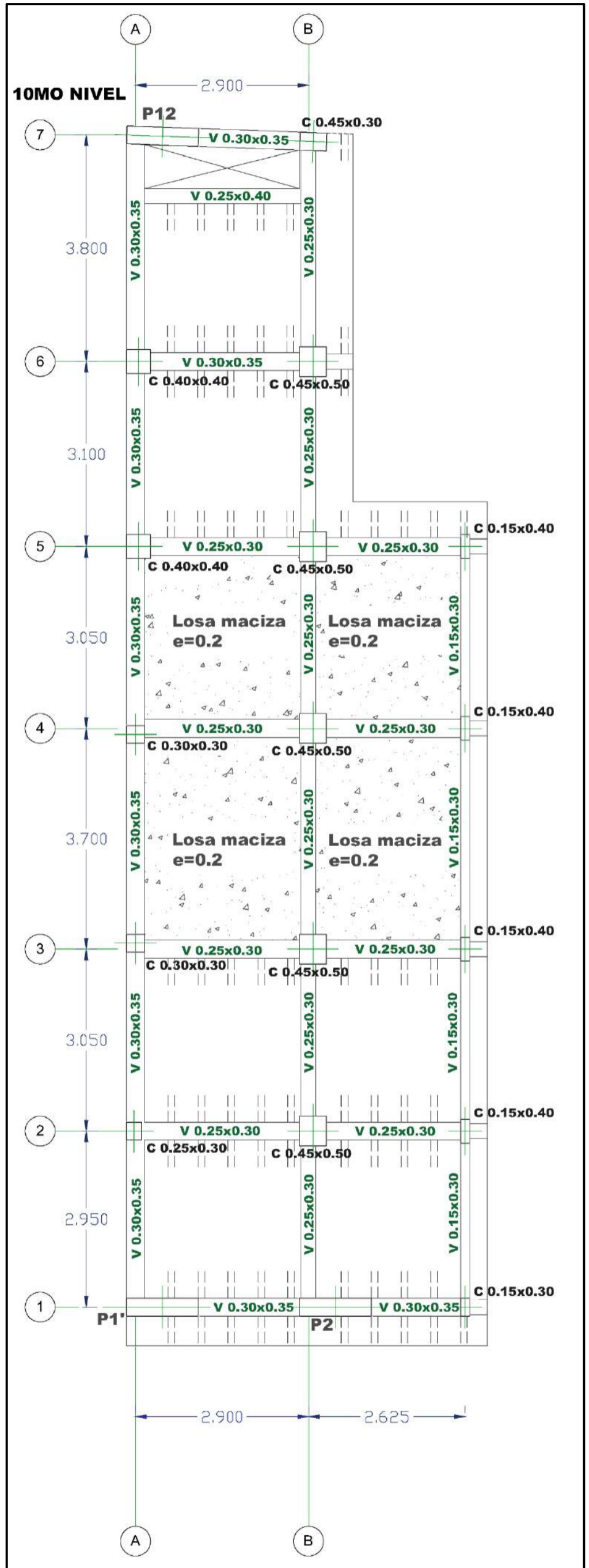












MATRIZ DE CONSISTENCIA

FACTOR DE ZONA AMPLIFICADO Y AMORTIGUACIÓN ESTRUCTURAL DEL 2% EN EL ANÁLISIS SÍSMICO, EDIFICIO CECOMSAP JULIACA - 2021											
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN	METODOLOGÍA	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS			
PROBLEMA GENERAL: ¿En qué medida influye en las máximas derivas de entrepiso considerando el factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, edificio CECOMSAP Juliaca - 2021?	OBJETIVO GENERAL: Conocer en qué medida influye en las máximas derivas de entrepiso considerando el factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, edificio CECOMSAP Juliaca - 2021.	HIPÓTESIS GENERAL: El factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, rebasa las máximas derivas de entrepiso permisibles normativas en el edificio CECOMSAP, Juliaca - 2021.	(Variable 01) Factor de zona amplificado	1.1 Zonificación	<ul style="list-style-type: none"> • Factor de zona • Profundidad del foco superficial 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Norma de Estructuras E.030 Diseño sismorresistente. ○ Mapa de peligro sísmico. 	<ul style="list-style-type: none"> • MÉTODO: Científico. • ENFOQUE: Cuantitativo. • TIPO DE INVESTIGACIÓN ACORDE AL PROPÓSITO: Aplicada. • TIPO DE INVESTIGACIÓN ACORDE A LA ESTRATEGIA: No experimental. • DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN: Explicativo. • NIVEL: Explicativo, tipo compuesto. • POBLACIÓN: Elementos estructurales de la edificación. • TIPO DE MUESTRA: No probabilística. • TÉCNICA DE MUESTREO: Intencional. 	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS: ✓ Análisis de contenido. ✓ Observación.			
				1.2 Tipología de estructura	<ul style="list-style-type: none"> • Material • Condición de la estructura 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Observación y tablas de referencia 					
PROBLEMAS ESPECÍFICOS PROBLEMA ESPECÍFICO 1 ¿Cuál es la variación de la fuerza cortante estática considerando el factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, edificio CECOMSAP Juliaca - 2021? PROBLEMA ESPECÍFICO 2 ¿En qué magnitud se modifica la fuerza cortante dinámica considerando el factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, edificio CECOMSAP Juliaca - 2021? PROBLEMA ESPECÍFICO 3 ¿En qué medida cambian los momentos flectores, fuerzas cortantes y momentos torsores en los elementos estructurales vigas, considerando el factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, edificio CECOMSAP Juliaca - 2021?	OBJETIVOS ESPECÍFICOS OBJETIVO ESPECÍFICO 1 Determinar cuál es la variación de la fuerza cortante estática considerando el factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, edificio CECOMSAP Juliaca - 2021. OBJETIVO ESPECÍFICO 2 Establecer en qué magnitud se modifica la fuerza cortante dinámica considerando el factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, edificio CECOMSAP Juliaca - 2021. OBJETIVO ESPECÍFICO 3 Fijar en qué medida cambian los momentos flectores, fuerzas cortantes y momentos torsores en los elementos estructurales vigas, considerando el factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, edificio CECOMSAP Juliaca - 2021.	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS: HIPÓTESIS ESPECÍFICA 1 El factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, incrementa la cortante estática en el edificio CECOMSAP, Juliaca - 2021. HIPÓTESIS ESPECÍFICA 2 El factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, incrementa la cortante dinámica en el edificio CECOMSAP, Juliaca - 2021. HIPÓTESIS ESPECÍFICA 3 El factor de zona amplificado y amortiguación estructural del 2% en el análisis sísmico, extiende la modificación de los momentos flectores, fuerzas cortantes y momentos torsores en los elementos estructurales vigas, edificio CECOMSAP Juliaca - 2021.	(Variable 02) Amortiguación estructural	1.3 Parámetros sísmicos	<ul style="list-style-type: none"> • Factor de zona • Perfil del suelo • Parámetros de sitio • Factor de amplificación sísmica • Factor de uso 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Norma de Estructuras E.030 Diseño sismorresistente. ○ Software de análisis estructural ETABS. 	<ul style="list-style-type: none"> • TIPO DE INVESTIGACIÓN ACORDE A LA ESTRATEGIA: No experimental. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Norma de Estructura E.030 Diseño sismorresistente. ➤ Mapa de peligro sísmico. ➤ Fotografías del proceso constructivo del edificio. ➤ Antecedentes y tesis de investigación. ➤ Software de análisis estructural ETABS. ➤ Modelado arquitectónico 3D. 			
					<ul style="list-style-type: none"> • Sistema estructural • Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas • Regularidad Estructural • Factores de Irregularidad • Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas 						
					<ul style="list-style-type: none"> • Fuerza cortante mínima 						
					<ul style="list-style-type: none"> • Desplazamientos laterales relativos admisibles 						
					(Variable 03) Análisis sísmico				1.4 Parámetros normativos	<ul style="list-style-type: none"> ○ Norma de Estructuras E.030 Diseño sismorresistente. ○ Software de análisis estructural ETABS. 	<ul style="list-style-type: none"> • TIPO DE MUESTRA: No probabilística. • TÉCNICA DE MUESTREO: Intencional.

MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE VALORACIÓN
(Variable 01) Factor de zona amplificado	Ella se manifiesta como una porción de la aceleración de la gravedad debido a cada zona, sin embargo, se ve incrementa debido a los últimos sismos acontecidos (Guzmán Saavedra, 2013).	Para poder establecer el factor de zona apropiado, se debe recurrir a las tablas de la E.030 en base a la ubicación del lugar de estudio y acorde con ello amplificarlo respecto de la probabilidad de excedencia y/o antecedentes de investigación.	1.1 Zonificación	• Factor de zona	• Zona (1,2,3,4). • Probabilidad de excedencia.
				• Profundidad del foco superficial	➤ Superficial. ➤ Intermedio. ➤ Profundo.
(Variable 02) Amortiguación estructural	El amortiguamiento estructural se muestra debido a la reacción de la conducta de los materiales integrantes del sistema, correspondiente a una adecuada disposición de las dimensiones de las secciones de los miembros (Villarreal Castro, 2020).	La amortiguación estructural se determina en base al material de la estructura y las condiciones que presenta esta, valiéndose de antecedentes de investigación y/o tablas de datos.	1.2 Tipología de estructura	• Material	○ Acero. ○ Madera. ○ Concreto armado.
				• Condición de la estructura	▪ Concreto presforzado. ▪ Concreto debidamente reforzado, grietas leves. • Concreto reforzado con grietas considerables.
(Variable 03) Análisis sísmico	En el análisis estático o método de la fuerza horizontal equivalente, representa las demandas sísmicas a base de una serie de fuerzas que se ejecutan en cada nivel del centro de masas, en tanto en el análisis sísmico dinámico modal espectral debe especificarse los modos de vibración, aceleración espectral y criterios de combinación (RNE, 2018).	El análisis sísmico se calcula mediante el análisis estático y dinámico, ello atañe en gran medida la ubicación del lugar en estudio, uso u ocupación, sistema estructural, los periodos de las estructuras, tipo de suelo, peso de la edificación, espectro de respuesta, entre otros factores y parámetros. Ello con la finalidad de poder dotar a la estructura de la suficiente rigidez, ductilidad de la misma y evitar daños, desplazamientos desmedidos, así como colapso de la misma.	1.3 Parámetros sísmicos	• Factor de zona	• Zona (1, 2, 3, 4).
				• Perfil del suelo	• S0, S1, S2, S3, S4.
				• Parámetros de sitio	❖ Factor de suelo S. ❖ Zona.
				• Factor de amplificación sísmica	✓2.5 ✓ $2.5\left(\frac{T_p}{T}\right)$ ✓ $2.5\left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$ ✓Amortiguación Estructural.
				• Factor de uso	• A, B, C, D.
				• Sistema estructural	• Pórticos, muros estructurales, dual, EMDL.
				• Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas	• 8. • 7. • 6. • 4.
				• Regularidad Estructural	➤ Regular. ➤ Irregular.
				• Factores de Irregularidad	En altura: • 0.75, 0.60, 0.90, 0.80. En planta: • 0.75, 0.60, 0.90, 0.85, 0.90.
				• Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas	• Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas, Factor de Irregularidad en altura y en planta.
			1.4 Parámetros normativos	• Fuerza cortante mínima	• Regular. • Irregular.
				• Desplazamientos laterales relativos admisibles	±0.007 (Concreto Armado). ±0.010 (Acero). ±0.005 (Albañilería). ±0.010 (Madera). ±0.005 (EMDL).



**CENTRAL DE COOPERATIVAS MINERAS DE SAN ANTONIO
DE POTO DE ANANEA CECOMSAP (PUNO)**

Asunto:

AUTORIZACIÓN DE USO Y TRATAMIENTO DE INFORMACIÓN

Para:

Sr. David Chaparro Enriquez

De mi mayor estima:

Quien suscribe: Gerente General de la "**CENTRAL DE COOPERATIVAS MINERAS DE SAN ANTONIO DE POTO DE ANANEA CECOMSAP**". Mediante la presente, me dirijo a su persona para informarle que se ha concedido la autorización correspondiente para que usted haga uso referente al empleo y tratamiento de información con fines de investigación científica, datos proporcionados a partir del modelado arquitectónico, fotografías y/o demás referencias generadas durante el desarrollo constructivo del edificio panorámico **CECOMSAP**; con el propósito que su persona prosiga y/o finalice su tesis de investigación respectivamente.

Se emite el presente documento, a solicitud del interesado(a) para los propósitos que considere oportuno gestionar. Sin más por mayores hago extensivos mis saludos.

Juliaca, 05 de mayo del 2021.


COOPERATIVA MINERAS DE ANANEA LTDA
PUNO - PERU
ROBERTO MAMANI CCASIA
DNI: 02557105
PRESIDENTE DE ADMINISTRACIÓN

DNI: 02557105

CONSTANCIA DE VALIDACIÓN DE INSTRUMENTOS

Yo Marco Antonio Calsin Cutimbo
 con CIP N° 128262 profesional en la carrera de Ingeniería Civil, por medio de la presente, hago constar que se ha revisado la tesis investigativa con fines de validación de instrumentos y los efectos de su aplicación al interesado que elabora la tesis de investigación.

Una vez realizadas las observaciones y/o sugerencias pertinentes, puedo informar las siguientes apreciaciones en el cuadro resumen subsecuente.

Criterios a considerar	Deficiente	Aceptable	Excelente
• Congruencia de Indicadores			X
• Escalas de valoración		X	
• Técnicas			X
• Viabilidad de Instrumentos			X
• Confiabilidad del instrumento		X	

Se expide el presente documento, a solicitud del interesado para los fines que estime por conveniente.

Juliaca, 29 de Marzo del 2021.


 Firma del validador
 DNI N°: 42922713

CONSTANCIA DE VALIDACIÓN DE INSTRUMENTOS

Yo FROILAN EDILBERTO HANCCO PLATANI
 con CIP N° 154242 profesional en la carrera de Ingeniería Civil, por medio
 de la presente, hago constar que se ha revisado la tesis investigativa con fines
 de validación de instrumentos y los efectos de su aplicación al interesado que
 elabora la tesis de investigación.

Una vez realizadas las observaciones y/o sugerencias pertinentes, puedo
 informar las siguientes apreciaciones en el cuadro resumen subsecuente.

Criterios a considerar	Deficiente	Aceptable	Excelente
• Congruencia de Indicadores			X
• Escalas de valoración		X	
• Técnicas			X
• Viabilidad de Instrumentos		X	
• Confiabilidad del instrumento			X

Se expide el presente documento, a solicitud del interesado para los fines que
 estime por conveniente.

Juliaca, 06 de ABRIL del 2021.



 Firma del validador
 DNI N°: 44475991

CONSTANCIA DE VALIDACIÓN DE INSTRUMENTOS

Yo Edgar Abel Mamani Ticona
 con CIP N° 143960 profesional en la carrera de Ingeniería Civil, por medio de la presente, hago constar que se ha revisado la tesis investigativa con fines de validación de instrumentos y los efectos de su aplicación al interesado que elabora la tesis de investigación.

Una vez realizadas las observaciones y/o sugerencias pertinentes, puedo informar las siguientes apreciaciones en el cuadro resumen subsecuente.

Criterios a considerar	Deficiente	Aceptable	Excelente
• Congruencia de Indicadores			X
• Escalas de valoración			X
• Técnicas		X	
• Viabilidad de Instrumentos		X	
• Confiabilidad del instrumento			X

Se expide el presente documento, a solicitud del interesado para los fines que estime por conveniente.

Juliaca, 09 de Abril del 2021.



Edgar Abel Mamani Ticona
 CIP: 143960
 INGENIERO CIVIL
 Firma del validador
 DNI N°: 70338099



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA


ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**Declaratoria de Originalidad de
los Autores**

Yo (Nosotros) DAVID CHAPARRO ENRIQUEZ estudiante(s) de la FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA. de la escuela profesional de INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO SAC - LIMA ATE, declaramos bajo juramento que todos los datos e información que acompañan la Tesis titulada: "FACTOR DE ZONA AMPLIFICADO Y AMORTIGUACIÓN ESTRUCTURAL DEL 2% EN EL ANÁLISIS SÍSMICO, EDIFICIO CECOMSAP JULIACA – 2021", es de nuestra autoría, por lo tanto, declaramos que la Tesis:

1. No ha sido plagiada ni total, ni parcialmente.
2. Hemos mencionado todas las fuentes empleadas, identificando correctamente toda cita textual o de paráfrasis proveniente de otras fuentes.
3. No ha sido publicada, ni presentada anteriormente para la obtención de otro grado académico o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados.

En tal sentido asumimos la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada, por lo cual nos sometemos a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

Nombres y Apellidos	Firma
DNI: 70184136 ORCID: 0000-0002-4978-1675	 Fecha: 06 de May 2021