



FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**INGENIERÍA SÍSMICA BASADA EN DESEMPEÑO APLICANDO
LA NORMA E.030-2018 PARA EL DISEÑO DE UNA
EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE 12 NIVELES CON 3
SÓTANOS UBICADA EN LA CIUDAD DE LIMA, DISTRITO DE
MIRAFLORES**

**PRESENTADA POR
ERICK BORIS LEADHER FUSTAMANTE IBAZETA**

**ASESOR
ARMANDO NAVARRO PEÑA**

**TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

LIMA – PERÚ

2018



**Reconocimiento - No comercial – Compartir igual
CC BY-NC-SA**

Los autores permiten transformar (traducir, adaptar o compilar) a partir de esta obra con fines no comerciales, siempre y cuando se reconozca la autoría y las nuevas creaciones estén bajo una licencia con los mismos términos.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>



USMP
UNIVERSIDAD DE
SAN MARTIN DE PORRES

**FACULTAD DE
INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**INGENIERÍA SÍSMICA BASADA EN DESEMPEÑO
APLICANDO LA NORMA E.030-2018 PARA EL DISEÑO
DE UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE 12 NIVELES
CON 3 SÓTANOS UBICADA EN LA CIUDAD DE LIMA,
DISTRITO DE MIRAFLORES**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADA POR

FUSTAMANTE IBAZETA, ERICK BORIS LEADHER

LIMA – PERÚ

2018

El presente trabajo está dedicado a tres grandes personas que ahora son estrellas que brindan un norte a mi camino; a mi abuelo, Aquiles Lazaro Ibazeta Valdivieso, que fue y siempre será una fuente de admiración a seguir, a mi tío Fhaemyn Aquiles Ibazeta Valdivieso, que supo ver que mi camino era la ingeniería, y sobre todo a mi madre, Eva Lucina Ibazeta Valdivieso, que siempre luchó, me cuidó y dio su vida para que ahora yo pueda tener esta oportunidad.

Quiero agradecer a todas las personas que hicieron posible la realización de este trabajo de investigación; a mi padre, Pedro José Fustamante Idrogo, por estar siempre presente apoyándome en cada momento; a mi abuela, Eladia Conrada Valdivieso Baumann, por darme su amor maternal incondicional y llenarme de energías con su sola presencia; a mi tía, Giovanna Ibazeta Valdivieso, quien siempre me cuidó y brindó su apoyo incondicional; a mi tío Eddy, Ibazeta Valdivieso, quien demostró ser uno de mis mejores amigos; y por último, a mis amigos, que siempre estuvieron prestos para darme una mano, aunque a veces no lo mereciera; por eso mi reconocimiento y agradecimiento imperecedero a todos ellos.

ÍNDICE

	Página
RESUMEN	xiii
ABSTRACT	xv
INTRODUCCIÓN	xvi
CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	
1.1 Antecedentes generales	1
1.2 Definición del problema	2
1.3 Objetivos	4
1.4 Justificación	5
1.5 Alcances y limitaciones	5
1.6 Viabilidad	6
CAPÍTULO II MARCO TEORICO	
2.1 Antecedentes de investigación	8
2.2 Bases teóricas	11
2.3 Análisis No Lineal	20
2.4 Definiciones de términos básicos	57
CAPÍTULO III HIPOTESIS Y VARIABLES	
3.1 Hipótesis	60
3.2 Variables	61
CAPÍTULO IV METODOLOGÍA	
4.1 Diseño de la investigación	63
4.2 Técnicas para el procesamiento de datos	63
4.3 Técnicas estadísticas para el procesamiento de la información	64
4.4 Diseño muestral	64
5.1 Descripción de la estructura	65
5.2 Características del elemento estructural del sistema resistente al movimiento sísmico del terreno	71

5.3 Materiales	72
5.4 Geometría y propiedades de las secciones de los elementos estructurales	73
5.5 Consideraciones a tomar en cuenta para la evaluación de las cargas sísmicas	85
5.6 Propiedades dinámicas, irregularidades y diafragma	92
5.7 Masa	92
5.8 Periodo aproximado de vibración según la E.030-2108	93
5.9 Amortiguamiento	96
5.10 Evaluación de la irregularidad	96
5.11 Evaluación del comportamiento como diafragma rígido	98
5.12 Cálculo por las fuerzas laterales equivalentes según la E.030-2018	98
5.13 Análisis modal de respuesta espectral	109
5.13.4 Resultados adicionales	125
5.14 Análisis no lineal por fuerzas equivalentes	134
CAPÍTULO VI DISCUSIÓN	
CONCLUSIONES	151
RECOMENDACIONES	152
FUENTES DE INFORMACIÓN	153

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Factores de zona en la norma vigente E.030	14
Tabla 2: Perfiles de suelo según dada por la norma E.030 – 2018	15
Tabla 3: Parámetros de sitio según la norma E.030	15
Tabla 4: Sistemas estructurales y valores “R”	16
Tabla 5: Límites de derivas permisibles , según norma E.030-2018	20
Tabla 6: Matriz de desempeño según FEMA 356	21
Tabla 7: Niveles de desempeño estructural y daños en elementos pórticos de concreto armado según FEMA 356	25
Tabla 8: Niveles de desempeño no estructural y daño en componentes arquitectónicos	28
Tabla 9: Niveles de desempeño y rangos para objetivos principales en un edificio	30
Tabla 10: tabla de ilustración de probabilidad de ocurrencia sísmica según FEMA 356	33
Tabla 11: Combinaciones por gravedad según FEMA 356	33
Tabla 12: Tabla para el valor de C0 según FEMA 356	38
Tabla 13: Valores de los “Cm” de según FEMA 356	40
Tabla 14: Tabla para los valores de “C2” según FEMA 356.	40
Tabla 15: Tabla para el cálculo de factores de reducción espectrales, según ATC-40	48
Tabla 16: Límites de deformación según ATC-40	51
Tabla 17: Diseño final de columnas	74
Tabla 18: Diseño final de vigas	76
Tabla 19: Diseño final de muros de corte	78
Tabla 20: Diseño final de muro de corte a nivel de sótano 3	79
Tabla 21: Metrado de cargas para departamentos	81

Tabla 22: Metrado de cargas para nivel de azotea	82
Tabla 23: Metrado de cargas para niveles de sótanos	82
Tabla 24: Metrado de las rampas de los sótanos	82
Tabla 25: Cargas usadas para el análisis de las cargas muertas	83
Tabla 26: Resumen de los análisis de las cargas	83
Tabla 27: Análisis de cargas para los parapetos que descansan en las vigas de los pisos típicos.	83
Tabla 28: Análisis de cargas para los parapetos de la azotea.	84
Tabla 29: Análisis de cargas para los muros de la planta 1.	84
Tabla 30: Análisis de cargas para las terrazas de los entrepisos.	84
Tabla 31: Masas, momentos de inercia de masas y ubicación de los centros de masa	93
Tabla 32: Periodos calculados con el Software Etabs	94
Tabla 33: Cálculo de porcentajes de fuerzas cortantes en dirección X.	95
Tabla 34: Cálculo de porcentajes de fuerzas cortantes en dirección Y.	96
Tabla 35: Porcentaje de esquina entrante para la dirección Y	96
Tabla 36: Porcentaje de esquina entrante para la dirección X	97
Tabla 37: Porcentaje de aberturas en planta	97
Tabla 38: Irregularidad por franca transversal de estudio	97
Tabla 39: Periodos fundamentales de la estructura	99
Tabla 40: Periodos T_p y T_I	100
Tabla 41: Factores de amplificación de acuerdo a la E.030-2018	100
Tabla 42: Resumen de datos para el cálculo de cortante basal.	100
Tabla 43: Cortantes basales estáticas según E.030-2018	101
Tabla 44: Factor K para el cálculo de fuerzas cortantes por altura	101
Tabla 45: Distribución de las fuerzas horizontales equivalentes en altura, fuerzas cortantes y momentos de volteo según la E.030	101
Tabla 46: Cálculo de derivas inelásticas para la dirección X	106

Tabla 47: Cálculo de derivas inelásticas para la dirección Y	107
Tabla 48: Resultados de periodos y modos de vibración	110
Tabla 49: sumatoria acumulada de la masa participativa de los modo de participación	111
Tabla 50: Resumen de datos para el cálculo de cortante basal	116
Tabla 51: Espectro de diseño según la normativa E.030-2018, para un 10 por ciento de probabilidad de excedencia. (tiempo de retorno = 475 años)	117
Tabla 52: Fuerzas dinámicas para dirección Y	120
Tabla 53: Fuerzas dinámicas para dirección X.	121
Tabla 54: Fuerzas estáticas para dirección Y	121
Tabla 55: Fuerzas estáticas para dirección X	122
Tabla 56: Resumen de cortantes máximos.	122
Tabla 57: Cálculo de derivas inelásticas para la dirección X	123
Tabla 58: Cálculo de derivas inelásticas para la dirección Y	124
Tabla 59: Fuerzas incrementales aplicadas a la dirección X para el análisis no lineal	136
Tabla 60: Fuerzas incrementales aplicadas a la dirección Y para el análisis no lineal	137
Tabla 61: Puntos necesarios para la cuantificación ductilidad disponible de la estructura	144
Tabla 62: Cálculo de ductilidad para el sentido X.	145
Tabla 63: Cálculo de ductilidad para el sentido Y	146
Tabla 64: Cálculo de la sobre resistencia para el sentido X	147
Tabla 65: Cálculo de la sobre resistencia para el sentido Y.	148
Tabla 66: Cargas vivas mínimas Repartida	151

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Zonas sísmica	14
Ilustración 2: Objetivos principales para los niveles y rangos de desempeño en un edificio	29
Ilustración 3: Distribución de fuerzas según FEMA 356.	35
Ilustración 4: Distribución de fuerzas proporcionales a los modos de vibración	35
Ilustración 5: Distribución de fuerzas para periodos menores a 1 seg	36
Ilustración 6: Distribución de fuerzas proporcional a las masas.	36
Ilustración 7: Curva Idealizada según FEMA 356, grafico demostrativo	37
Ilustración 8: Punto de desempeño según ATC-40	41
Ilustración 9: Ejemplo referencia de la construcción de una curva de capacidad	42
Ilustración 10: Curva de capacidad	43
Ilustración 11: grafica de conversión de la curva de capacidad.	44
Ilustración 12: Muestra el periodo equivalente según ATC-40.	45
Ilustración 13: Espectro de respuesta con formato ADRS.	46
Ilustración 14: Grafica de la curva de desempeño bilineal y el punto de desempeño tentativo.	47
Ilustración 15: Gráfica representativa de un ciclo histerético.	48
Ilustración 16: Grafica de familia de espectros con periodos representativos, según ATC-40.	49
Ilustración 17: Intersección del espectro y la curva de capacidad, punto de demanda según ATC-40.	50
Ilustración 18: Comportamiento histerético según FEMA 440	52
Ilustración 19: SÓTANO 3 Y 2.	66
Ilustración 20: Sótano 1	67
Ilustración 21: Planta	67

Ilustración 22: Planta 2 - 12	68
Ilustración 23: Azotea	69
Ilustración 24: Cortes	70
Ilustración 25: Elevaciones	71
Ilustración 26: Distribución de columnas	75
Ilustración 27: Distribución de vigas	77
Ilustración 28: Distribución de muros de corte	80
Ilustración 29: Base para el tanque elevado	87
Ilustración 30: techo de cual de máquinas para ascensores	88
Ilustración 31: Estructuración de sótanos típicos	89
Ilustración 32: Estructuración en elevación del eje A	90
Ilustración 33: Estructuración en elevación del eje D	91
Ilustración 34: sección de corte para la dirección X	94
Ilustración 35: Sección de corte para la dirección Y	95
Ilustración 36: Fuerza cortantes en cada nivel según E.030-2018 para la dirección de análisis X (obtenida del programa Etabs)	102
Ilustración 37: Fuerza cortantes en cada nivel según E.030-2018 para la dirección de análisis Y (obtenida del programa Etabs)	103
Ilustración 38: Momentos de volteo en cada nivel según la E.030-2018 para la dirección X (obtenidos del programa Etabs)	104
Ilustración 39: Momentos de volteo en cada nivel según la E.030-2018 para la dirección Y (obtenidos del programa Etabs)	105
Ilustración 40: grafica de las derivas inelásticas por sismo estático para las dos direcciones de análisis con el límite de la norma E.030-2018	108
Ilustración 41: Primer modo de vibración (traslacional en Y)	112
Ilustración 42: Segundo modo de vibración (trasnacional en X)	113
Ilustración 43: Tercer modo de vibración (rotacional en Z)	114
Ilustración 44: Gráfica del espectro de diseño según E.030-2018	118

Ilustración 45: Gráfica de los desplazamientos vs desplazamiento máximo de 0.7% según E.030-2018	124
Ilustración 46: Fuerzas axiales para el análisis modal de respuesta espectral según la E.030 en el sentido X. para el eje D	126
Ilustración 47: Fuerzas axiales para el análisis modal de respuesta espectral según la E.030 en el sentido Y. para el eje 6	128
Ilustración 48: Fuerzas axiales para el análisis modal de respuesta espectral según la E.030 en el sentido Y. para el eje 2	129
Ilustración 49: Fuerzas horizontales equivalentes aplicadas a cada diafragma, obtenido con el Etabs.	130
Ilustración 50: Resultado gráfico de los desplazamientos medidos en el centro de masas de los diafragmas para el procedimiento de las fuerzas horizontales equivalentes, obtenidos con el Etabas	131
Ilustración 51: Resultado gráfico de las rigideces en cada piso, obtenido con el Etabs	132
Ilustración 52: Resultado de las fuerzas cortantes en cada diafragma para el análisis modal de respuesta espectral en el sentido x, obtenidos con el Etabs	133
Ilustración 53: Resultado de las fuerzas cortantes en cada diafragma para el análisis modal de respuesta espectral en el sentido Y, obtenidos con el Etabs	134
Ilustración 54: Visualización de las rotulas plásticas de a su comportamiento de vigas y columnas	135
Ilustración 55: Grafica de la distribución de las fuerzas cortantes para lastes para las dos las dos direcciones	138
Ilustración 56: Se muestra de una maneta Grafica la formación de las rotulas plásticas de la estructura	139
Ilustración 57: Curva de capacidad para el sentido X de la edificación.	140
Ilustración 58: Grafica de la Curva Bilineal para el sentido X	142
Ilustración 59: Grafica de la Curva Bilineal para el sentido Y.	143

Ilustración 60: desplazamiento de fluencia para el sentido X	144
Ilustración 61: desplazamiento de fluencia para el sentido Y	145
Ilustración 62: Fuerza cortante efectiva para el sentido X	147
Ilustración 63: Fuerza cortante efectiva para el sentido Y	148

RESUMEN

La presente investigación denominada “Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño aplicando la norma E.030-2018, para el diseño de una edificación multifamiliar de 12 niveles con 3 sótanos ubicado en la ciudad de Lima, distrito de Miraflores.” Tiene como finalidad cuantificar el comportamiento de la estructura ante las necesidades reales y las solicitaciones sísmicas de diseño, aplicando la norma E.030 del 2018.

En el Perú, por estar ubicado en una región de alta demanda sísmica, se ha establecido el código peruano vigente para los diseños sismorresistentes. y en latino américa cada país tiene sus propias normativas, sin embargo, todas las normas, incluidas las del Perú, tienen como base las normas estadounidenses ASCE; los códigos E.030-2018 tiene como orientación evitar el colapso de las edificaciones ante sismos severos.

La presente investigación introduce técnicas y procesos para evaluar, diseñar y cuantificar el comportamiento de las estructuras, ya que los análisis normativos sismorresistente en el Perú, tienen como parámetros de diseño la norma actualizada E.030-2018, estos brindan parámetros basados en la experiencia, vale decir, en valores empíricos.

La presente investigación tiene como objetivo final obtener resultados anticipados del comportamiento de la edificación ante las aceleraciones del terreno, se identificaron los posibles daños de la estructura ante un evento sísmico severo, se cuantificó los desplazamientos máximos de la estructura, la variación de ductilidad y la sobre resistencia de la edificación mientras esta va incursionando en los comportamientos plásticos.

Palabras clave: sobre resistencia estructural, E 030-2018, ASCE-7, análisis no lineal, desempeño sísmico.

ABSTRACT

The present research called "Seismic Engineering Based on Performance, applying the E.030-2018 standard, for the design of a 12-level multifamily building with 3 basements located in the city of Lima, district of Miraflores." Its purpose is to quantify the behavior of the structure before the real needs and the seismic design requests, applying the E.030 standard of 2018.

In Peru, because it is located in a region of high seismic demand, the current Peruvian code for earthquake-resistant designs has been established. and in Latin America each country has its own regulations, however, all the standards, including those of Peru, are based on the American standards ASCE; The codes E.030-2018 has as orientation to avoid the collapse of the buildings before severe earthquakes.

The present research introduces techniques and processes to evaluate, design and quantify the behavior of structures, since normative seismic analysis in Peru, have as design parameters the updated standard E.030-2018, these provide parameters based on experience, that is, in empirical values.

The present investigation has as final aim to obtain anticipated results of the behavior of the building before the accelerations of the land, the possible damages of the structure before a severe seismic event were identified, the maximum displacements of the structure, the variation of ductility and the on the resistance of the building while it is penetrating in the plastic behaviors.

Keywords: on structural resistance, E 030-2018, ASCE-7, nonlinear analysis, seismic performance.

INTRODUCCIÓN

Ante la manifestación del sismo de Northridge 1994, ocurrido en el área norte del valle de San Fernando, dio a evidenciar que el uso del factor R (reducción sísmica) era el equivocado, era un factor empírico, valores basados en la experiencia. Esta es la razón por la que se desarrollaron nuevas filosofías de estudio de las estructuras en el mundo, como es la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño.

En general, el código basado en desempeño tiene como finalidad dejar de lado lo probabilístico y empírico, teniendo como enfoque principal la seguridad de la estructura, de los usuarios y los costos de reparación. Realizar un diseño por desempeño, se basa en que el comportamiento de la estructura puede anticiparse y evaluarse con la suficiente seguridad para el ingeniero, con la meta de tomar decisiones acertadas teniendo como base ya no solo el costo de la estructura, sino añadiendo el periodo de vida de las edificaciones.

Los objetivos del diseño en los códigos o normas actuales apuntan a la seguridad de vida y control de daños en sismos pequeños, moderados y prevención del colapso en sismos severos. Sin embargo, la seguridad real de alcanzar dichos objetivos es incierta, ¿por qué?, por muchos aspectos. Se supone un factor de reducción sísmica "R", supone que la estructura incursionará en el rango elástico y se comportará adecuadamente, pero esto se asume para un nivel de sismo, pero poco se orienta a revisar en sismos reales, pequeños, moderados y menos en un sismo severo. Existe un acuerdo general entre investigadores y profesionales referente a que las necesidades con respecto al diseño sismorresistente necesitan basarse en múltiples

objetivos de comportamiento establecidos. La práctica en el futuro se realizará en criterios específicos que puedan ser cuantificados considerando múltiples niveles de desempeño y amenaza.

Desde la concepción de la arquitectura se diseñaron los elementos de concreto armado, previo cumplimiento de la normativa E.030-2018 que consiste en realizar un análisis por fuerzas equivalentes (análisis estático), seguido por un análisis modal de respuesta espectral (análisis dinámico). En el análisis dinámico se realizó el aumento de rigidez de los elementos para poder cumplir con los desplazamientos relativos normados de acuerdo al material predominante de construcción, para así poder reajustar los valores de los análisis estáticos y dinámicos en un proceso de retroalimentación; asimismo, se introdujeron criterios matemáticos para obtener resultados que reflejen de una manera confiable las situaciones reales.

En el Capítulo I, se expone la problemática nacional por la cual se da la necesidad del desarrollo de esta investigación. Mientras que el Capítulo II presenta la teoría, las investigaciones nacionales e internacionales pertinentes y las filosofías de diseño que respaldan la investigación.

En el Capítulo III, se exponen las hipótesis o respuestas anticipadas de los problemas antes mencionados, los cuales serán corroborados con el resultado y los datos obtenidos. En esa misma línea de ideas, en el Capítulo IV se explica la metodología utilizada y las herramientas y procesos empleados.

En el Capítulo V se hace una descripción detallada del caso de estudio, como también se exponen los comportamientos de la edificación según la norma E.030-2018. A fin de resolver la problemática planteada, se aplica la ingeniería basada en desempeño en el diseño de la edificación.

Para concluir, el Capítulo VI desarrolla la discusión de los resultados de esta investigación. Adicionalmente, se entregan las conclusiones a las que se arribó después de este estudio y las recomendaciones pertinentes.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Antecedentes generales

En el ámbito nacional no se han desarrollado investigaciones directamente relacionadas en Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño. En el Perú, por ser una zona con gran vulnerabilidad sísmica, se ha investigado el comportamiento de diversos elementos estructurales y su reforzamiento, siendo el ingeniero Ángel San Bartolomé, un pionero en ensayos como métodos de reforzamientos, entre sus investigaciones se encuentran: comportamiento sísmico de tabiques reforzados, reparación de un muro de albañilería confinada, reparación de un muro de albañilería armada. Todos los elementos estructurales mencionados se sometieron ante fuerza sísmicas, registrando sus comportamientos como deformaciones y desplazamientos máximos, que pueden ser datos de gran ayuda en una investigación de Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño en el país.

En Perú, Ángel San Bartolomé en el año de 2001 realizó investigaciones sobre el comportamiento de los tabiques reforzados y su reparación mediante la utilización de una mesa vibratoria. Asimismo, en los Estados Unidos, las ediciones de la UBC y el Libro Azul de la SEAOC en 1956, empiezan con las primeras investigaciones que tienen como finalidad el diseñar en términos de desempeño, se introduce así el criterio de columna fuerte y viga débil.

En 1963, en los Estados Unidos el ACI define las rótulas plásticas para el diseño de concreto armado y las excentricidades mínimas a ser consideradas en columnas.

En 1982, el ATC 3-06 reemplaza los conceptos del ACI por ecuaciones, conceptos y coeficientes basados en principios. En esta actualización de la norma se introdujo el uso del factor “R”.

El Comité Europeo en el Eurocódigo, en 1990, deja de usar el factor “R”, y en su lugar incorpora la sobre resistencia de la estructura diseñada.

En los Estados Unidos, FEMA 273/356 en el año 1992, en paralelo a visión 2000, proporciona niveles de desempeño a alcanzar para la rehabilitación de estructuras y avala el análisis tiempo-historia no lineal.

En 1996, en California, el ATC-40 mejora el análisis sísmico, implementando la capacidad de predecir demandas sísmicas, como son las derivas de los pisos y las rotaciones de rótulas.

En los Estados Unidos, el NEHRP 2000, en el año 2002 mejora y actualiza los lineamientos de la ATC 3-06, y ofrece mapas de peligrosidad ya más elaborados.

1.2 Definición del problema

En el Perú, por estar ubicado en una región de alta demanda sísmica se ha establecido el código peruano vigente para los diseños sismorresistentes, y en Latinoamérica cada país tiene sus propias normativas; sin embargo, todas las normas, incluidas las del Perú, tienen como base las normas estadounidenses de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles - ASCE. La Norma Técnica E.030-2018 tiene como orientación evitar el colapso de las edificaciones ante sismos severos.

Ante el silencio sísmico en el que se va incursionando en la ciudad de Lima, es necesario investigar nuevas metodologías que puedan mejorar los diseños sismorresistentes en el Perú,

puesto que en las normativas actuales se dan parámetros empíricos para el diseño de las edificaciones, siendo estas muy limitadas, en vista que en la práctica se requiere que el desempeño de las estructuras esté de acuerdo a las necesidades de los usuarios.

El objetivo de este proyecto es tener un correcto desempeño de las estructuras en estudio ante sismos de servicio y sismos severos, para asegurar la integridad de los usuarios, así como aumentar la probabilidad de vida de las edificaciones.

A pesar de los esfuerzos que se han ido realizando para desarrollar las normativas E.030-2018, no deja de tener un carácter empírico en la utilización de un factor “R” (reducción sísmica) para el diseño de las estructuras, por esta razón es que la respuesta global de la estructura ante un evento sísmico de gran magnitud es una incertidumbre.

1.2.1 Formulación del problema

a) Problema general

¿En qué medida mejora la aplicación de la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño en el análisis modal de respuesta espectral en una estructura diseñada bajo la norma E.030-2018 en el Perú?

b) Problemas específicos

¿Cuál es el desempeño real de una estructura diseñada bajo la norma E.030-2018 en el Perú, aplicando Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño?

¿Cómo será la influencia en una estructura diseñada bajo la norma E.030-2018 en el Perú, por un evento sísmico severo de poca probabilidad de ocurrencia?

¿Cuál será la Curva de Capacidad de una estructura diseñada bajo la norma E.030-2018 en el Perú?

1.3 Objetivos

La presente investigación pretende introducir la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño, puesto que en ninguna norma se utiliza la resistencia basada en desempeño, teniendo como herramientas los análisis no lineales.

Los análisis no lineales no pueden ser utilizados para el diseño de concreto armado; aún se sigue utilizando el dominio de diseño lineal, después se usa el comportamiento no lineal para la evaluación de comportamiento real de la estructura, este dará resultados en diferentes puntos de la edificación.

a) Objetivo general

Demostrar que la utilización de la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño mejorará el análisis modal de respuesta espectral en una estructura diseñada bajo la norma E.030-2018 en el Perú.

b) Objetivos específicos

- Identificar el desempeño de una estructura diseñada bajo la norma E.030-2018 aplicando la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño
- Evaluar los daños sísmicos en una estructura diseñada bajo la norma E.030-2018 en el Perú, en función a un evento sísmico severo de poca probabilidad de ocurrencia.
- Elaborar la gráfica de la curva de capacidad para una estructura diseñada bajo la norma E.030-2018 en el Perú.

1.4 Justificación

La implementación de la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño cubrirá las deficiencias de los diseñadores que aprenden a seguir las reglas, pero a menudo no conocen el porqué las reglas requieren ciertos parámetros, no entienden el desempeño para el cual se destina la estructura y no conocen como ajustar las reglas para obtener desempeños diferentes.

Los peligros deben ser cuantificables al igual que el desempeño, por consiguiente, se tiene la premisa de dejar de utilizar el factor “R” de reducción sísmica que delimita a un solo nivel de sismo.

Los ingenieros, podrán proporcionar una cantidad de datos técnicos como: cantidad de fluencia, pandeo, agrietamientos y deformaciones permanentes que experimenta la estructura. Con dicha información el diseñador entenderá la relación que existe entre las características de diseño y el desempeño. La Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño es una metodología extranjera, no obstante, proporciona los datos técnicos necesarios para comprender mejor el diseño de las estructuras acorde a las características de suelo y probabilidades sísmicas.

Los propietarios, tendrán la confiabilidad de que cuentan con la seguridad de las estructuras ante eventos sísmicos, estarán en capacidad de reconocer los niveles de daños de la estructura para afrontar los costos de reparaciones, viabilidad y tiempos de habilitación; de tal manera que los conceptos de peligro y desempeño serán entendibles y útiles para el propietario y los usuarios.

1.5 Alcances y limitaciones

La Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño al ser una metodología en fase de investigación, muestra resultados que son a veces difíciles de desarrollar. Al utilizar este tipo de metodología, a menudo es difícil llegar a un consenso entre los ingenieros estructurales, por esta

razón, el proceso de evaluación se tiene que afianzar en la medición analítica o experimental, para obtener así una cantidad significativa de datos.

Para un análisis Basado en Desempeño se requiere que el diseñador entienda el objetivo de desempeño de la estructura, relacione las características de diseño y el desempeño, sea capaz de predecir el desempeño esperado ante un evento sísmico de diseño. Asimismo, es necesario que el diseñador tenga un pleno conocimiento de los documentos básicos para la investigación, como los son: Visión 2000 para nuevos edificios, FEMA 356 para edificaciones existentes, FEMA 350/351 para edificios con pórticos resistentes a momentos.

1.6 Viabilidad

Para el desarrollo del presente trabajo se realizó el cálculo sísmico para un edificio de 12 pisos con 3 sótanos de uso multifamiliar, la ubicación es en el Perú, en una zona de mayor amenaza sísmica, por esta razón se tendrá que usar la Norma Técnica E030 del año 2018 “Diseño sismorresistente” vigente, se diseñó dicha edificación desde los análisis correspondientes para tener un control sobre los resultados y criterios de estructuración como normativas utilizadas para dichos fines.

Se seleccionó el distritito de Miraflores ya que es un lugar representativo de la ciudad de Lima, con una zona de mayor amenaza sísmica (Zona 4, con una aceleración de pico del terreno de 0.45g).

Para el cálculo sísmico se modeló la estructura en el programa Etabs (Extend Three Dimensional Analysis of Building System) que lo elabora y distribuye CSI (Computers & Structure Inc), donde podremos ensamblar el modelo matemático de la edificación a analizar.

En el desarrollo de los análisis no lineales se utilizó el espectro de diseño con un factor de reducción igual a la unidad ($R_o=1$), quiere decir que el espectro no está escalado y al utilizarlo para evaluar la

norma provocó esfuerzos máximos en la estructura, semejante a un sismo severo de poca probabilidad de ocurrencia.

Para el desarrollo de los datos y cálculos se utilizó el programa de Excel de la "Microsoft", para procesar los datos obtenidos por el Software Etabs.

CAPÍTULO II

MARCO TEORICO

2.1 Antecedentes de investigación

Como antecedentes de investigación para lo cual se investigó con anterioridad en el desarrollo de esta tesis fueron:

Blanco, Desarrolla una síntesis de las normas sismorresistente del Perú, explica como fue evolucionando las normas en una línea de tiempo desde 1970 a 2003 con el objetivo de desarrollar sistemas estructurales que protejan las vidas de los usuarios. (Blanco, A., 2009)

Agustin B. Debido al creciente uso de los análisis Dinámicos hace un análisis aplicado a las construcciones sismorresistente de la cual servirá de apoyo a profesionales y estudiantes, hace mucho énfasis al método de superposición modal espectral, que es el más difundido actualmente. (Mendoza, Julio de 1996. Agustín Roberto).

Pique, Realiza un detallado de los criterios de estructuración de la Norma Peruana de Diseño Sísmico en la cual hace mención de los más importante y sus cambios desde el inicio de la norma 1978 hasta la actual norma vigente de 2018 (Pique, J., 2007).

Vlacev Toledo Espinoza, Realiza un estudio comparativo detallado sobre el comportamiento de las estructuras diseñado bajos los parámetros de las normas de ASCCE/SEI 7 y la E.030 del año 2018.

Máximo G, Desarrolla una tesis en la cual evalúa un hospital con las técnicas de los análisis no lineales e incorpora los registros de los sismos reales considerando la dirección de aplicación. (Barcelona, Junio 2012)

El Libro Azul de la SEAOC y las Ediciones de la UBC, La Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California (SEAOC), ha sido el pionero en formular las primeras disposiciones sísmicas en los Estados Unidos y en muchos países. En 1959 publicó varias ediciones de las Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, lo que se conocen como el libro Azul de la SEAOC (SEAOC Blue Book). El libro Azul fue adoptado por la International Conference of Building Officials, el que publicó en 1997 el Uniform Building Code (UBC). En las primeras ediciones del libro azul de la SEAOC, se tenía el deseo de diseñar en términos de desempeño, el objetivo principal siempre fue producir estructuras que deberían resistir.

ATC 3-06 (Applied Technology Council), A mediados de los setentas, la U.S. National Science Foundation y la National Bureau of Standards, luego de una serie de investigaciones en el campo de la ingeniería de diseño, presentaron el documento ATC 3-06 (1978), en donde muchos de los coeficientes empíricos usados, fueron reemplazados por conceptos, ecuaciones y coeficientes basados en principios físicos.

NEHRP 2000 y el ASCE 7-02, Muchos de los códigos actuales usan los criterios y recomendaciones sísmicas que se encuentran en la NEHRP 2000 (FEMA 368, 2001) y adoptadas por la ASCE 7-02 (2002), ejemplo de estas normas son: AISC, ACI 318. La NEHRP no difiere mucho de la ATC 3-06, pero ha sido mejorada en detalle.

Vision 2000, Fue iniciado en 1992 por la Structural Engineers Association of California, de la que su primer esfuerzo de significativo impacto es Vision 2000, reporte que es citado como SEAOC

(1995), y su aplicabilidad es la rehabilitación de estructuras existentes y el diseño de nuevas.

FEMA 273/356, En paralelo con Vision 2000, la U.S. *Federal Emergency Management Agency* (FEMA), fundó un proyecto para la rehabilitación de edificios. De este proyecto resultaron los reportes FEMA 273 (1996) y el FEMA 274 (1996), los que fueron reevaluados y modificados, para posteriormente ser publicados como un estándar del ASCE (el FEMA 356, 2000). El marco conceptual es similar al de Visión 2000, asocia niveles de desempeño con niveles de peligro; pero los niveles de peligrosidad sísmica son distintos (50/50, 20/50, 10/50 y 2/50) y define los niveles de desempeño como operacional ("*operational*"), ocupación inmediata ("*immediate occupancy*", IO), seguridad de vida ("*life safety*", LS), y prevención del colapso ("*collapse prevention*", CP).

ATC 40 (Applied Technology Council), En paralelo con el FEMA, el estado de California comisionó el desarrollo de guías para la evaluación sísmica y retrofit para estructuras de concreto armado. Este proyecto resultó ser el ATC 40 (1996). El marco conceptual presentado para la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño es similar al de Visión 2000, y por tanto su implementación depende de la capacidad de predecir demandas sísmicas, como son las derivas de los pisos y rotación de rótulas. Al igual que en los reportes FEMA, el análisis estático no línea (pushover), se recomienda como un método de elección de los ingenieros estructurales. La predicción del objetivo de desplazamiento se basa en el método del espectro de capacidad; en este método la curva del Pushover (cortante en la base vs desplazamiento en el techo), se convierte en una curva de capacidad equivalente a un sistema de un grado de libertad, y de la intersección de esta nueva curva con un espectro de respuesta modificado, se obtiene un punto de desempeño. El espectro de respuesta modificado, se obtiene a partir de un espectro de diseño con un 5% de amortiguamiento.

2.2 Bases teóricas

Según San Bartolomé (1998), la estructuración de un edificio consiste en “tomar decisiones en conjunto con los otros profesionales que intervienen en la obra acerca de la disposición y características que deben tener los diferentes elementos estructurales, de manera que el edificio tenga un buen comportamiento durante su vida útil; esto es, que tanto las cargas permanentes (peso propio, acabados, etc.) como las eventuales (sobrecarga, sismo, viento, etc.), transmitan adecuadamente hasta el suelo de cimentación”.

2.2.3 Criterios de estructuración

Según Blanco (1991), los principales criterios de diseño para alcanzar una estructura sismorresistente son:

a) Simetría

Se debe conservar la simetría en las dos direcciones de análisis ya que el no tenerla complica la evaluación y los efectos.

b) Rigidez Lateral

Ya que una estructura está sometida a fuerzas horizontales por esta razón sufre de deformaciones laterales, se tendrá que proporcionar de rigidez lateral para que estas deformaciones no causen daños en los elementos.

c) Uniformidad y continuidad de la estructura

La continuidad de elementos debe mantenerse tanto en plantas como en elevación, y si necesariamente cambian se debe evitar la concentración de esfuerzos en el cambio de rigidez.

d) Elementos no estructurales

Se debe tener en cuenta los elementos no estructurales ya que si se encuentran en abundancia estos influyen en la rigidez aumentado considerablemente en los elementos estructurales.

2.2.4 Evaluación de la E.030 – 2018 mediante el uso de la ingeniería sísmica basada en desempeño

La evaluación de la norma E.030 – 2018 a través del uso de la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño, se realizó en el diseño de una edificación de uso multifamiliar en la ciudad de Lima, distrito de Miraflores. La investigación evalúa el comportamiento estructural de un diseño sismorresistente ante un sismo con un factor de reducción sísmico “R” = 1.

a) Cargas

Para el diseño sísmico de una edificación se debe considerar las cargas que debe soportar dicha estructura que estarán repartidas para este caso entre el peso propio, cargas muertas, cargas vivas, carga viva de techo, fuerzas sísmicas estáticas y dinámicas.

- **Peso propio.** – Es el peso de los elementos estructurales en la edificación.
- **Cargas muertas.** – Son las cargas que no varían con el tiempo como los acabados de arquitectura.
- **Cargas Vivas.** Son aquellas que varían con respecto al uso que se le da a la edificación y el tiempo, están dadas por la norma E.020 de cargas.

- **Cargas Vivas de Techo.** – Cargas que se considera solo en el techo de la edificación ya que no es para un uso permanente de los usuarios.
- **Fuerza sísmica estática.** – Son fuerzas sísmicas derivadas de las cargas antes mencionadas.
- **Fuerzas Dinámicas.** – Derivadas de los espectros sísmicos de son dadas por la norma E.030 del 2018.

a.1) Carga viva mínima repartida

Para el capítulo 3 (Carga Viva) la norma E.020 nos da los parámetros para asignar las cargas a la estructura teniendo en consideración el tipo de ocupación para la cual será destinada la edificación, estará dada por el Anexo II.

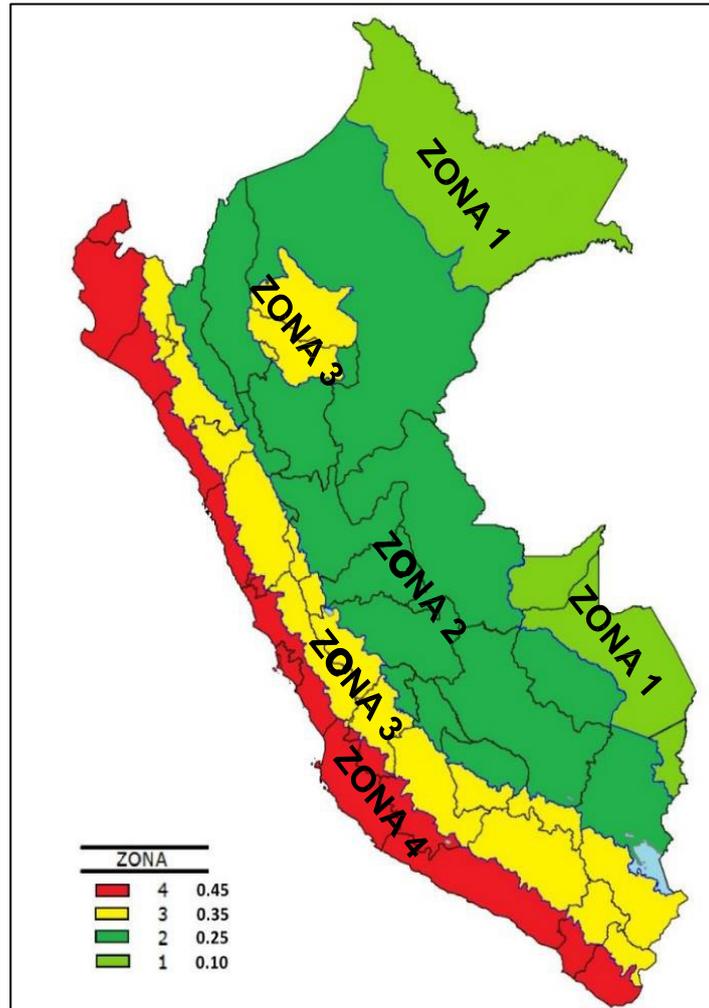
a.2) Carga viva de techo

Las cargas vivas de techos también son afectadas por los sismos y vientos por lo que la norma a E.020 nos da los parámetros a considerar.

b) Zonificación

Para el capítulo 2 (Peligro Sísmico), la norma divide al territorio peruano en 4 zonas sísmicas de acuerdo a su amenaza sísmica para cual tiene sus aceleraciones máximas de terreno correspondientes.

Ilustración 1: Zonas sísmica



Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismo Resistente del 2018, p.10

Tabla 1: Factores de zona en la norma vigente E.030

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismo resistente del 2018, p.11

c) Condiciones geotécnicas del suelo

Para esta actualización se mantendrá la clasificación de los suelos en cinco tipos según sus valores de amplificación de velocidad de onda de corte del suelo.

Tabla 2: Perfiles de suelo según dada por la norma E.030 – 2018

Tipo	Descripción
S ₀	Roca Dura
S ₁	Roca o Suelos Muy Rígidos
S ₂	Suelos Intermedios
S ₃	Suelos Blandos
S ₄	Condiciones Especiales

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismorresistente del 2018

d) Parámetros de sitio

La norma se mantiene en los parámetros de sitio y su clasificación está relacionada con el tipo de suelo y la zona sísmica.

Tabla 3: Parámetros de sitio según la norma E.030

SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismo resistente del 2018, p.14

e) Factor de Amplificación Sísmica (C)

Para la normativa vigente se mantendrá la metodología de cálculo del factor C y su forma de definir está dada por:

$$\begin{aligned}
 T < T_P & \quad C = 2.50 \\
 T_P < T < T_L & \quad C = 2.50 * \left(\frac{T_P}{T} \right) \\
 T > T_P & \quad C = 2.50 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

f) Categorías de las edificaciones y Factor de Uso (U)

Para las edificaciones se ha complementado nuevas edificaciones como son:

- **Categoría A:** Estaciones ferroviarias, sistemas masivos de transporte.

- **Categoría C:** Terminales de Buses de Pasajeros.

g) Sistemas estructurales

Para la clasificación de los sistemas estructurales se ha complementado el sistema Dual con: Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros es mayor que 20 % y menor que 70 % del cortante en la base del edificio.

h) Categoría y sistemas estructurales

Los factores de categorías están relacionados con los factores de uso “U” y en la nueva norma se mantienen las subcategorías.

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

Tabla 4: Sistemas estructurales y valores “R”

SISTEMAS ESTRUCTURALES	Coeficiente Básico de reducción R_o
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos Admisibles)	7

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismo resistente del 2018; p.19

j) Regularidad estructural

Las estructuras concebidas deben clasificarse como irregulares o irregularidades, de acuerdo a las condiciones dadas por la norma E.030-2018 para poder determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas para las dos direcciones.

k) Factores de irregularidad

Los factores de irregularidad son clasificados según la norma por irregularidades en planta como en altura.

l) Restricciones a la irregularidad

Según la categoría de la edificación y su zona norma E.030 nos proporciona restricciones a las irregularidades que no se deberán presentar.

m) Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, “R”

El coeficiente de reducción sísmica nos ayuda a evaluar a la estructura en parámetros elásticos ya que aún no se puede diseñar el concreto considerando su comportamiento no elástico.

En esta actualización de la norma se mantiene igual el método de obtener este coeficiente de reducción de fuerzas.

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismorresistente del 2018

Los valores de **I_a** e **I_p** son los menores obtenidos anteriormente.

2.2.5 Análisis estructural

a) Estimación del Peso

En el Perú, se añade la carga viva como parte del peso efectivo para el análisis, para esta actualización no se ha variado el cálculo del peso específico.

b) Análisis estático o de fuerzas equivalentes

b.1) Fuerza Cortante en la Base

En La actualización de la norma se mantendrá la relación de cálculo de la fuerza cortante, pero se varió la relación de coeficiente y el factor de reducción como:

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

El valor de C/R no deberá ser menor a:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismo resistente del 2018; p.25

b.2) Distribución de la fuerza sísmica en altura

La distribución de fuerza sísmica en altura se mantendrá con respecto a la norma E.030 del 2018.

$$F_i = \alpha_i \cdot v$$

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismo resistente del 2018; p.25

b.3) Periodo fundamental de vibración

La respuesta dinámica de la estructura nos proporcionara un periodo fundamental de vibración para la cual la actualización mantiene la forma de calcularlo con respecto a la norma predecesora E.030-2018.

b.4) Excentricidad accidental

La Excentricidad Accidental es la diferencia de coordenadas entre el centro de masas y el centro de rigidez.

c) Análisis modal de respuesta espectral

c.1) Modos de vibración

Para los modos de vibración se mantendrá el criterio de análisis, teniendo mayor importancia los tres primeros modos de vibración siendo los dos primeros trasnacionales y el tercero rotacional, también se tendrá que tener más de 90% de participación de masas en todos sus modos de vibración.

c.2) Aceleración espectral

La fórmula de cálculo para la aceleración espectral se mantendrá, pero agregando que condiciones para periodos cortos $T < 0.2T_p$) se tendrá que considerar.

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

$$T < 0.2T_p, C = 1 + 7.5 * \left(\frac{T}{T_p}\right)$$

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismorresistente del 2018; p.27

c.3) Fuerza cortante mínima

Para la fuerza cortante dinámica deberá ser no menos al 80% de la fuerza cortante estática y para estructuras irregulares deberá ser el 90% y se tendrá que usar un factor para escalar estas fuerzas.

2.2.6 Determinación de desplazamiento

Para el cálculo del desplazamiento se ha variado el factor para multiplicar a las estructuras irregulares de 1 a 0.85 y para las estructuras regulares de mantiene en 0.75 todos castigando al factor “R”.

2.2.7 Desplazamiento laterales relativos admisibles

Los desplazamientos relativos máximos que puede sufrir las estructuras de acuerdo al material que predominante para esta actualización de la norma E.030-2018 se mantendrá respecto a la norma anterior E.030 – 2018.

Tabla 5: Límites de derivas permisibles , según norma E.030-2018

LIMITES PARA LA DISTORSION DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto armado.	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada.	0.005

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismorresistente del 2018, p.31

2.3 Análisis No Lineal

La Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño tiene como filosofía asegurar el desempeño de la estructura para clasificarlos en varios niveles de excitación del sistema.

2.3.1 Objetivos de la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño

En la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño, un objetivo tiene una o más metas, cada meta consiste en un objetivo principal de desempeño para un nivel de peligrosidad sísmica. Estos objetivos serán considerados como: básicos (“basic”), mejorados (“enhanced”) y limitados (“limited”).

Los niveles de peligrosidad sísmica a usar serán los siguientes (FEMA 356, 2000):

50%/50 años, para un periodo de retorno de 72 años.

20%/50 años, para un periodo de retorno de 225 años.

10%/50 años, para un periodo de retorno de 474 años.

2%/50 años, para un periodo de retorno de 2475 años.

Los periodos se redondean a 75, 225, 500 y 2500 años de retorno respectivamente, esto se indica en la tabla siguiente.

Tabla 6: Matriz de desempeño según FEMA 356

		Objetivos principales para niveles de desempeño en edificios			
		Operacional (1-A)	Ocupacional (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención de colapso (5-E)
Niveles de Peligro Sísmico	50%/50 años	a	b	c	d
	20%/50 años	e	f	g	h
	10%/50 años	i	j	k	l
	2%/50 años	m	n	o	p

Fuente: Federal Emergency Management Agency FEMA 356, p.1-9

Cada celda en la tabla anterior, representa un objetivo discreto (meta), cada objetivo se puede representar como:

Objetivos Básicos de Seguridad (BSO): k + p

Objetivos Mejorados: k + p + algún otro objetivo a, e, i, b, f, j, n

También Objetivos Mejorados: Solo m, solo n, solo u

Objetivos Limitados: Solo k, solo p

También Objetivos Limitados: c, g, d, h, l.

a) Objetivo básico de seguridad (Basic Safety Objective BSO, k + p)

Para lograr un objetivo básico de seguridad se debe alcanzar una meta dual de Seguridad de Vida (3-C) para un nivel de peligrosidad sísmica BSE-1, y Prevención del Colapso (5-E) para el nivel BS-2 de peligrosidad sísmica. El BSO se aproxima al riesgo sísmico para la seguridad de vida tradicional. Con el BSO, se espera pequeños daños para sismos frecuentes y moderados, pero daños significativos y potencial pérdida económica para sismos raros e infrecuentes. El nivel de daño será mayor en edificios rehabilitados que en edificios nuevos.

b) Objetivo mejorados

Este objetivo provee un objetivo superior al BSO. Se logra usando la combinación de los siguientes métodos:

- Diseñando para objetivos principales de niveles de desempeño que exceden al BSO, en cualquiera de los niveles BSE-1 o BSE-2 de peligrosidad, o en ambos.
- Diseñando para el BSO, usando un nivel de peligrosidad sísmica que exceda a BSE-1 o BSE-2, o a ambos.

c) Objetivos limitados

Se dice que un objetivo es limitado, a los que proporcionan desempeños menores al BSO. Para la rehabilitación de estructuras se deberá de cumplir con lo siguiente:

- La rehabilitación no deberá resultar en una reducción del nivel de desempeño existente en el edificio.
- No deberá generarse o incrementar el nivel de irregularidad presente en el edificio.
- No se deberá incrementar la fuerza sísmica en ningún componente que sea deficiente para soportarla.

2.3.2 Objetivos principales para niveles de desempeño

Un objetivo principal resulta de las combinaciones de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural y se representará en forma alfanumérica.

a) Rangos y niveles del desempeño estructural

Estos niveles de desempeño estructural para un edificio, están constituidos por cuatro niveles discretos y 2 intermedios.

Los niveles discretos son: Ocupación Inmediata (“Immediate Occupancy”, S-1), Seguridad de Vida (“Life Safety”, S-3), Prevención del Colapso (“Collapse Prevention”, S-5), y No Considerado (“Not Considered”, S-6).

Los niveles intermedios son: Control de Daños (“Damage Control Range”, S-2), y el de Seguridad Limitada (“Limited Safety Range”, S-4). Estos niveles pueden ser obtenidos por interpolación de los niveles aledaños.

a.1) Nivel de desempeño estructural de “Ocupación Inmediata” (S-1)

Es el nivel de desempeño estructural que se define como el estado de daño postsismo, que sigue siendo seguro para la ocupación, conserva la resistencia y rigidez de la estructura antes del evento (muy poco daño estructural puede ocurrir, así como el riesgo de heridos es muy bajo).

a.2) Nivel de desempeño estructural de “Control de daños” (S-2)

Se define como un rango continuo de daño entre los niveles de desempeño estructural S-3 (Seguridad de Vida) y el S-1 (Ocupación Inmediata). Puede ser deseable cuando se requiere minimizar el tiempo de reparación o interrupción de equipos valiosos, o preservar elementos históricos, cuando el costo para el nivel S-1 es excesivo.

a.3) Nivel de desempeño estructural de “Seguridad de vida” (S-3)

Es el nivel de desempeño, que se define como el estado postsismo que incluye daño estructural, pero conserva un margen contra el inicio de un parcial o total colapso. Algunos elementos estructurales pueden estar severamente dañados, pero no se ha dado lugar la caída de escombros dentro o fuera del edificio.

Puede haber heridos durante el sismo, pero el riesgo de lesiones mortales, como producto de un daño estructural se espera que sea bajo. Se podría reparar la estructura, pero por razones económicas se considera que es una medida no práctica. Mientras el daño estructural no represente un inminente colapso, es prudente que se implementen medidas de reparación o la instalación de elementos temporales previos a la reocupación.

a.4) Nivel de desempeño estructural de “Seguridad limitada” (S-4)

Es el nivel de desempeño estructural que se define como el rango continuo de daño, entre los niveles S-3 y S-5.

a.5) Nivel de desempeño estructural de “Prevención del colapso” (S-5)

En este nivel de desempeño estructural se produce daños a los componentes estructurales, la estructura continúa soportando cargas de gravedad, pero no conserva un margen ante el colapso, el

edificio está frente a un parcial o total colapso. El daño ha ocurrido incluyendo un significativo deterioro de la resistencia y rigidez del sistema resistente a fuerzas laterales, se presentan deformaciones laterales permanentes y en menor grado, la degradación en la capacidad vertical de soportar cargas. Se pueden presentar significativos riesgos de heridos como resultado de la caída de escombros. La estructura no es técnicamente reparable, ni es segura para su reocupación. Se podría producir el colapso ante una réplica.

a.6) Nivel de desempeño estructural de “No considerado” (S-6)

Para los casos de rehabilitación que no se ocupan del desempeño estructural de un edificio, se puede indicar que tienen un nivel de desempeño No Considerado.

En el FEMA 356 se puede apreciar en la siguiente tabla:

Tabla 7: Niveles de desempeño estructural y daños en elementos pórticos de concreto armado según FEMA 356

<i>Table C1-3 Structural Performance Levels and Damage^{1, 2, 3}—Vertical Elements</i>				
Elements	Type	Structural Performance Levels		
		Collapse Prevention S-5	Life Safety S-3	Immediate Occupancy S-1
Concrete Frames	Primary	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Extensive damage to beams. Spalling of cover and shear cracking (<1/8" width) for ductile columns. Minor spalling in nonductile columns. Joint cracks <1/8" wide.	Minor hairline cracking. Limited yielding possible at a few locations. No crushing (strains below 0.003).
	Secondary	Extensive spalling in columns (limited shortening) and beams. Severe joint damage. Some reinforcing buckled.	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Minor spalling in a few places in ductile columns and beams. Flexural cracking in beams and columns. Shear cracking in joints <1/16" width.
	Drift	4% transient or permanent	2% transient; 1% permanent	1% transient; negligible permanent

Fuente: Federal Emergency Management Agency FEMA 356, p.1-14

b) Nivel de desempeño no estructural

Lo niveles de desempeño no estructurales se deben de elegir entre cinco niveles discretos, que son: Operativo (“Operational”, N-A), Ocupación Inmediata (“Immediate Occupancy”, N-B), Seguridad de Vida (“Life Safety”, N-C), Reducción de Daños (“Hazards Reduced”, N - D), y No Considerado (“Not Considered”, N-E).

Como componentes no estructurales se consideran a los elementos arquitectónicos como divisiones, revestimiento exterior y techos; componentes mecánicos y eléctricos, sistemas de alto voltaje, plomería, sistemas de extinción de fuego, luminarias. Los muebles como computadores y archivadores, se incluyen en las tablas del FEMA, pero generalmente no son cubiertas por requerimientos específicos.

b.1) Nivel de desempeño no estructural Operativo (N-A)

En este nivel de desempeño, se consideran que los componentes no estructurales, pueden soportar todas las funciones pre-sísmicas. Los requerimientos y criterios de aceptación de diseño no están incluidos en el criterio de los niveles de desempeño, por lo que se debe de consultar a los requerimientos de fabricación para asegurar su desempeño, por ejemplo, normativas mecánicas y/o eléctricas.

b.2) Nivel de desempeño no estructural de Ocupación Inmediata (N-B)

Este nivel de desempeño se define, como el estado de daño postsísmico, que incluyen daños a los elementos no estructurales, pero los elementos de acceso al edificio (puertas, escaleras, ascensores, luces de emergencia, extintores de fuego, etc.), se mantienen operativos y disponibles.

Se presume que el edificio es estructuralmente seguro, así como los ocupantes se pueden mantener seguros dentro del mismo, pero

algunas labores de limpieza e inspección deben ser requeridas. Los componentes mecánicos y eléctricos dentro del edificio son estructuralmente seguros. Sin embargo, algunos elementos pueden presentar algunos daños internos y estar inoperables. La energía, agua, gas natural, líneas de comunicación y otros servicios para el normal funcionamiento del edificio pudieran no estar operativos. El riesgo de heridos mortales, debido al daño no estructural debe ser mínimo.

b.3) Nivel de desempeño no estructural de Seguridad de Vida (N-C)

El nivel de desempeño de Seguridad de Vida no estructural, es el estado de daño postsísmico, que incluye daños a los componentes no estructurales, pero los daños no son peligrosos para la vida. Ocurren daños significativos y costosos, a los componentes no estructurales, pero estos no son arrojados ni caen, amenazando la seguridad de vida, ya sea en el interior o en el exterior del edificio.

Las rutas de salida del edificio no están extensamente bloqueadas, pero podrían estar afectados por desperdicios ligeros. Los sistemas eléctricos, plomería, y sistemas de extinción de fuego han sido dañados, resultando en inundaciones locales. Mientras pueden ocurrir heridos, por la falla de los elementos no estructurales, el riesgo de lesiones mortales es bajo.

b.4) Nivel de desempeño no estructural de Reducción de Daños (N-D)

Este nivel de desempeño se puede definir, como el estado postsísmico que incluye daños a los componentes no estructurales que pueden ocasionar caídas peligrosas, pero aún se mantienen los ambientes seguros y las caídas no ocurren en lugares de reuniones públicas.

b.5) Nivel de desempeño no estructural No Considerado (N-E)

En este nivel de desempeño se consideran a los proyectos de rehabilitación que no toman en cuenta los componentes no estructurales.

Un ejemplo de los niveles de desempeño no estructural, que se encuentran en el FEMA 356, se puede apreciar en la siguiente tabla:

Tabla 8: Niveles de desempeño no estructural y daño en componentes arquitectónicos

Component	Nonstructural Performance Levels			
	Hazards Reduced ² N-D	Life Safety N-C	Immediate Occupancy N-B	Operational N-A
Cladding	Severe distortion in connections. Distributed cracking, bending, crushing, and spalling of cladding elements. Some fracturing of cladding, but panels do not fall in areas of public assembly.	Severe distortion in connections. Distributed cracking, bending, crushing, and spalling of cladding elements. Some fracturing of cladding, but panels do not fall.	Connections yield; minor cracks (<1/16" width) or bending in cladding.	Connections yield; minor cracks (<1/16" width) or bending in cladding.
Glazing	General shattered glass and distorted frames in unoccupied areas. Extensive cracked glass; little broken glass in occupied areas.	Extensive cracked glass; little broken glass.	Some cracked panes; none broken.	Some cracked panes; none broken.
Partitions	Distributed damage; some severe cracking, crushing, and racking in some areas.	Distributed damage; some severe cracking, crushing, and racking in some areas.	Cracking to about 1/16" width at openings. Minor crushing and cracking at corners.	Cracking to about 1/16" width at openings. Minor crushing and cracking at corners.
Ceilings	Extensive damage. Dropped suspended ceiling tiles. Moderate cracking in hard ceilings.	Extensive damage. Dropped suspended ceiling tiles. Moderate cracking in hard ceilings.	Minor damage. Some suspended ceiling tiles disrupted. A few panels dropped. Minor cracking in hard ceilings.	Generally negligible damage. Isolated suspended panel dislocations, or cracks in hard ceilings.

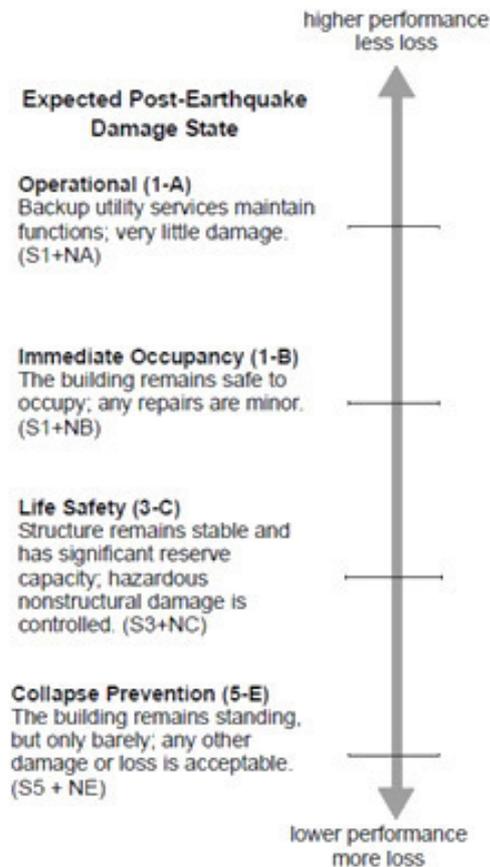
Fuente: Federal Emergency Management Agency, FEMA 356, p.1-20

c) Designación de los principales objetivos para niveles de desempeño en un edificio

Como se mencionó anteriormente, un objetivo principal se designa de forma alfanumérica, con un numeral que representa el nivel de desempeño estructural y una letra representando el nivel de desempeño no estructural

En la siguiente ilustración se pueden observar algunos objetivos principales típicos.

Ilustración 2: Objetivos principales para los niveles y rangos de desempeño en un edificio



Fuente: Federal Emergency Management Agency FEMA 356, p. 1-23

Muchas combinaciones son posibles, como desempeños estructurales pueden ser seleccionados, en cualquier nivel en dos rangos de desempeño estructural.

Tabla 9: Niveles de desempeño y rangos para objetivos principales en un edificio

Table C1-8 Target Building Performance Levels and Ranges						
Nonstructural Performance Levels	Structural Performance Levels and Ranges					
	S-1 Immediate Occupancy	S-2 Damage Control Range	S-3 Life Safety	S-4 Limited Safety Range	S-5 Collapse Prevention	S-6 Not Considered
N-A Operational	Operational 1-A	2-A	Not recommended	Not recommended	Not recommended	Not recommended
N-B Immediate Occupancy	Immediate Occupancy 1-B	2-B	3-B	Not recommended	Not recommended	Not recommended
N-C Life Safety	1-C	2-C	Life Safety 3-C	4-C	5-C	6-C
N-D Hazards Reduced	Not recommended	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E Not Considered	Not recommended	Not recommended	Not recommended	4-E	Collapse Prevention 5-E	No rehabilitation

Fuente: Federal Emergency Management Agency FEMA 356, p 1-25

c.1) Nivel de desempeño para edificios “Operacional” (1-A)

Para que un edificio logre alcanzar el nivel de desempeño “Operacional” (1-A), deberá cumplir con el nivel de desempeño estructural de “Ocupación Inmediata” (S-1) y los componentes no estructurales deben cumplir con el nivel de desempeño no estructural “Operacional” (N-A). Los edificios que cumplen con este nivel de desempeño, esperarán un mínimo o nada de daño en sus componentes estructurales y no estructurales. El edificio es adecuado para su ocupación y funcionamiento normal, aunque podría presentarse algún impedimento con la energía, agua y otros servicios necesarios que provean sistemas de emergencia. Los edificios en este nivel, plantean un riesgo muy bajo para la seguridad de vida. Económicamente no resulta muy práctico diseñar para este nivel de desempeño, solo justificándose para edificios que brindan servicios esenciales.

c.2) Nivel de desempeño para edificios “Ocupación Inmediata” (1-B)

Para alcanzar este nivel de desempeño, los componentes estructurales deberán cumplir con el nivel de desempeño S-1 (ocupación inmediata); y los componentes no estructurales, cumplir con el nivel de desempeño N-B (ocupación inmediata). Se esperará un daño mínimo o ninguno en sus elementos estructurales y solo un menor daño en sus componentes no estructurales. Podría ser segura la ocupación inmediata del edificio, pero los sistemas no estructurales podrían no funcionar, debido a la pérdida de energía eléctrica o daños internos en el equipo. Por tanto, aunque la ocupación inmediata es posible, es necesario realizar la limpieza y reparación y esperar la restauración de los servicios necesarios para que el edificio funcione normalmente. El riesgo para la seguridad de vida es muy bajo. Este nivel provee mucha de la protección obtenida en el nivel de desempeño anterior (1-A), pero sin los costos de proveer servicios necesarios y calificación sísmica rigurosa para el funcionamiento de los equipos.

c.3) Nivel de desempeño para edificios “Seguridad de Vida” (3-C)

Para alcanzar el nivel de desempeño para edificios de “Seguridad de Vida”, se deben de cumplir con los niveles de desempeño estructural de Seguridad de Vida (S-3); y para los componentes no estructurales, el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (N-C).

Los edificios en este nivel de desempeño, pueden experimentar daños en los elementos estructurales y no estructurales. Se puede requerir una reparación previa a la reocupación del edificio, y esta reparación se puede considerar inviable. El riesgo de seguridad de vida en este nivel de desempeño es bajo.

c.4) Nivel de desempeño para edificios “Prevención del Colapso (5-E)

Para alcanzar este nivel de desempeño, los elementos estructurales deben de alcanzar el nivel de desempeño S-5 (Prevención del Colapso); no se considera un nivel de desempeño a los elementos no estructurales (N-E). En este nivel de desempeño se puede esperar un significativo riesgo a la seguridad de vida, como resultado de la falla de los elementos no estructurales. Sin embargo, como el edificio no colapsa, grandes pérdidas de vida pueden ser evitadas. Muchos edificios en este nivel se considerarán como pérdidas económicas.

2.3.3 Método de los Coeficientes según FEMA (356)

a) Niveles de amenaza sísmica

La amenaza sísmica está definida como un espectro de respuesta de aceleración, también se define como una historia de aceleración en el tiempo, en una base de carácter probabilística o determinística.

Una amenaza probabilística se define en términos de la probabilidad de que el evento sísmico ocurra en un periodo mayor a 50 años.

Una demanda determinística se define en un nivel de confianza en términos de un evento de magnitud específica en una falla activa particular.

Tabla 10: tabla de ilustración de probabilidad de ocurrencia sísmica según FEMA 356

Earthquake Having Probability of Exceedance	Mean Return Period (years)
50%/50 year	72
20%/50 year	225
10%/50 year	474
2%/50 year	2,475

These mean return periods are typically rounded to 75, 225, 500, and 2,500 years, respectively.

Fuente: Federal Emergency Management Agency FEMA 356, p. 1-8

b) Procedimientos de análisis estático no lineal según FEMA (356)

En este procedimiento se tiene que someter a la estructura a cargas laterales y escoger un nodo de control para los desplazamientos que este sufrirá.

Tomando estos datos se construirá una curva bilineal idealizada y se calcula el periodo fundamental y el desplazamiento objetivo.

El desplazamiento objetivo (δt) presenta el máximo desplazamiento alcanzado durante el sismo de diseño.

Este dependerá de la carga gravitacional para su combinación con la carga lateral. Las cargas laterales deben aplicarse en ambas direcciones y se debe tomar los efectos más desfavorables para el diseño.

Tabla 11: Combinaciones por gravedad según FEMA 356

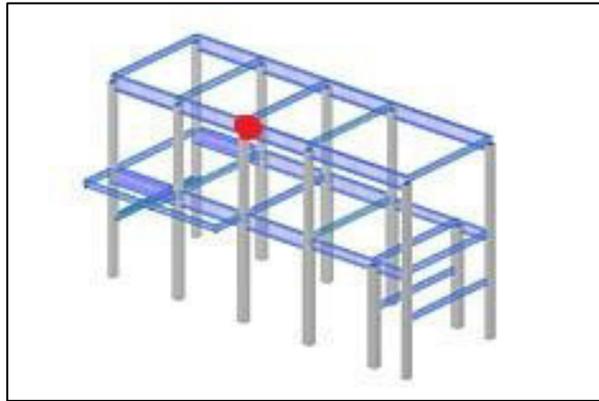
Efecto de carga gravitacional + carga lateral:	1.1QDL+YQLL+Qpushover
Efecto de carga gravitacional - carga lateral:	0.9QDL-Qpushover

Fuente: Federal Emergency Management Agency FEMA 356

b.1) Selección de nodo de control

Se debe seleccionar un nodo representativo para el seguimiento de desplazamientos máximos.

Ilustración 3. Modo de control para un pórtico cualquiera



Elaborado por el autor

b.2) Definición de padrón de lateral de cargas

Se debe seleccionar al menos dos distribuciones verticales de carga lateral, seleccionando un patrón de cada grupo que se presentará a continuación.

- **Grupo 1**

Distribución vertical de carga proporcional a los valores de C_{vx} .

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

C_{vx} = factor de distribución vertical de carga.

$k = 2.0$ para $T \geq 2.5 \text{ seg}$ | 1.0 para $T \leq 0.5 \text{ seg}$

(Interpolación lineal en valores intermedios de T).

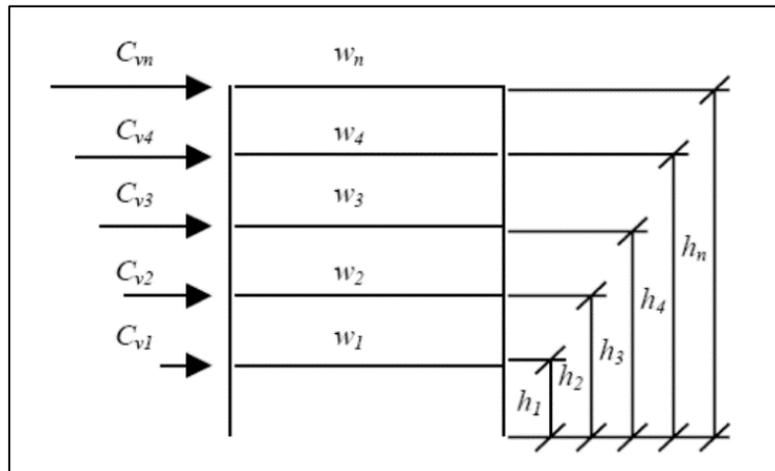
w_x = Porción del peso total de la estructura en el nivel x .

h_x = Altura (en pies) desde la base hasta el nivel x .

w_i = Porción del peso total de la estructura en el nivel i .

h_i = Altura (en pies) desde la base hasta el nivel i .

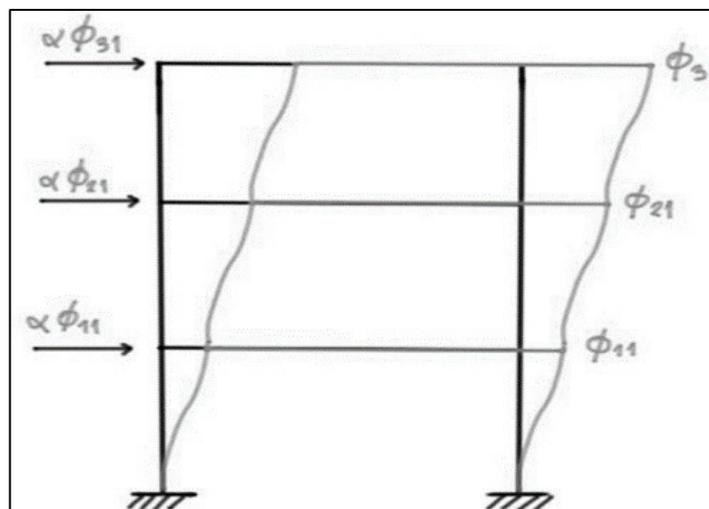
Ilustración 3: Distribución de fuerzas según FEMA 356.



Fuente: INESA TECH

Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.

Ilustración 4: Distribución de fuerzas proporcionales a los modos de vibración



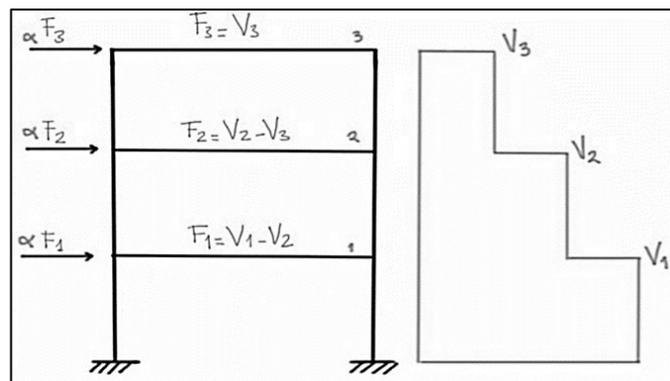
Fuente: INESA TECH

Distribución vertical proporcional a la distribución de fuerzas de piso, calculadas al combinar respuestas modales de un análisis espectral del edificio, incluyendo suficientes modos que sumen al menos el 90% de la masa total del edificio, y utilizando el espectro apropiado.

Esta distribución debe solo debe ser utilizada para cuando los periodos sean mayores a un segundo.

$\geq 1\text{seg}$

Ilustración 5: Distribución de fuerzas para periodos menores a 1 seg

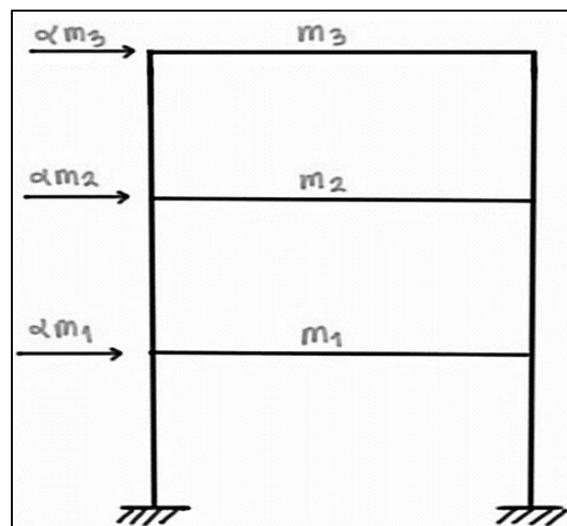


Fuente: INESA TECH

- **Grupo 2:**

Distribución de fuerzas laterales en cada nivel proporcional a la masa total de cada nivel.

Ilustración 6: Distribución de fuerzas proporcional a las masas.



Fuente: INESA TECH

b.5) Cálculo del desplazamiento objetivo

Se calculó del desplazamiento objetivo:

Co = Factor de modificación $\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ que relaciona los desplazamientos espectrales de un sistema equivalente de un grado de libertad al desplazamiento en el último nivel de un sistema de múltiples grados de libertad. Se calcula según uno de los siguientes procedimientos:

- e) El factor de participación modal para el modo 1 en el nivel del nodo control.
- f) El factor de participación modal en el nodo control calculado con un vector de forma que describa la deformada del edificio bajo el desplazamiento objetivo (usar para patrón de cargas adaptativas).
- g) Estos valores se trabajarán de acuerdo a la tabla que indica el FEMA 356.

Tabla 12: Tabla para el valor de C0 según FEMA 356

Number of Stories	Shear Buildings ²		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

1. Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
 2. Buildings in which, for all stories, interstory drift decreases with increasing height.

Fuente: Federal Emergency Management Agency FEMA 356, p. 3-22

C1 = Factor de modificación que relaciona los máximos desplazamientos inelásticos esperados con los calculados para una respuesta lineal elástica. Será igual a uno de los valores a continuación, pero nunca mayor a 1.5 para $T < 0.10$ ni menor a 1.0.

= 1.0 para $T_e \geq TS$

= $1.0 + (R - 1) TSTTe / R$ para $T_e < TS$

T_e = Período fundamental efectivo de la estructura en la dirección en consideración.

TS = Período característico del espectro de respuesta, definido como el período asociado a la transición desde el segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante.

R = Relación entre la demanda elástica de resistencia y el coeficiente de resistencia a la cedencia calculado:

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$$

S_a = aceleración espectral correspondiente al período fundamental efectivo T_e y amortiguamiento de la estructura en la dirección en consideración.

V_y = Corte cedente

W = Peso sísmico efectivo de la estructura, incluyendo el 100% de la carga permanente y una porción de la carga variable según sea el caso: 25% para un uso de almacenamiento, el peso total de tabiquería o un mínimo de 50 kgf/m² (el mayor valor), peso total operativo para un equipo permanente.

g = aceleración de la gravedad

Factor de masa efectiva que se tomará de acuerdo a la tabla del FEMA que se presenta a continuación. Si $T > 1$, entonces:

Tabla 13: Valores de los “Cm” de según FEMA 356

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

1. C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , is greater than 1.0 second.

Fuente: Federal Emergency Management Agency FEMA 356, p. 3-14

C_2 = Factor de modificación que representa el efecto de estrangulamiento en la curva de histéresis, degradación de la rigidez y deterioro de resistencia en la respuesta máxima en términos de desplazamiento.

Tabla 14: Tabla para los valores de “C2” según FEMA 356.

Structural Performance Level	$T \leq 0.1$ second ³		$T \geq T_S$ second ³	
	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

1. Structures in which more than 30% of the story shear at any level is resisted by any combination of the following components, elements, or frames: ordinary moment-resisting frames, concentrically-braced frames, frames with partially-restrained connections, tension-only braces, unreinforced masonry walls, shear-critical, piers, and spandrels of reinforced concrete or masonry.

2. All frames not assigned to Framing Type 1.

3. Linear interpolation shall be used for intermediate values of T .

Fuente: Federal Emergency Management Agency FEMA 356, p. 3-22

C_3 = Factor de modificación que representa el incremento en los desplazamientos debido a efectos $P - \Delta$ dinámicos. Para estructuras con rigidez postcedencia positiva, el valor de este coeficiente será igual a 1.0. Para estructuras con rigidez postcedencia negativa, el valor de este coeficiente se calculará con la formula a continuación.

$$\alpha K_e \geq 0 \Rightarrow C_3 = 1.0$$

$$\alpha K_e < 0 \Rightarrow C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e}$$

C_3 no excederá el valor dado por $1 + 5(\theta - 0.1)/T$, siendo θ la máxima distorsión de entrepiso en la estructura.

c) Criterios de aceptabilidad

Finalmente, debe evaluarse la aceptabilidad en las acciones de fuerzas y desplazamientos sobre la estructura, de acuerdo a las limitaciones en cada objetivo de desempeño.

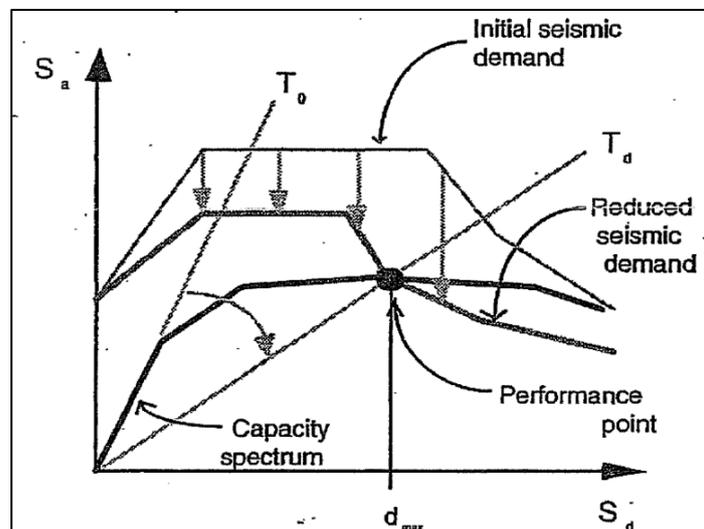
Cada componente en la estructura debe clasificarse como primario o secundario. Todos los componentes deben ser capaces de resistir las fuerzas y deformaciones de acuerdo al criterio de aceptabilidad correspondiente al nivel de desempeño seleccionado

2.3.4 Método del espectro capacidad según (ATC-40)

a) Procedimiento de análisis estático no lineal según (ATC-40)

Consiste en la aplicación de un Pushover o análisis estático no lineal para representar la capacidad de la estructura de resistir carga lateral, la representación de la demanda en términos de desplazamiento de la estructura bajo la acción sísmica, y la verificación del desempeño adecuado al comparar la capacidad de la estructura versus la demanda sísmica

Ilustración 8: Punto de desempeño según ATC-40

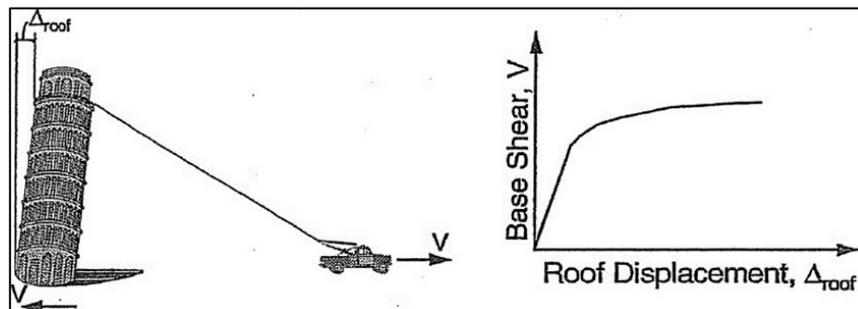


Fuente: Applied Technology Council ATC-40, p. 2-18

a.1) Determinación de la curva de capacidad

Esta curva de capacidad Pushover presenta una aproximación de la estructura luego de exceder su comportamiento elástico. Esto es el resultado de la deformación luego de aplicar fuerzas progresivas.

Ilustración 9: Ejemplo referencia de la construcción de una curva de capacidad

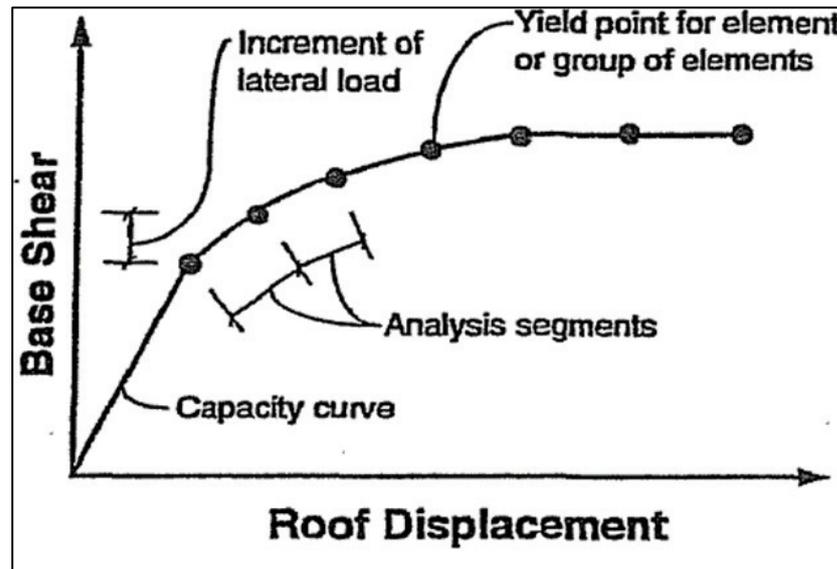


Fuente: Applied Technology Council ATC-40, p.8-4

- Partiendo del modelo de cálculo de la estructura y tomando en cuenta cargas gravitacionales, debe aplicarse un patrón de cargas laterales, proporcionales al producto entre la masa y la forma modal 1 (modo fundamental).
- Calcular las fuerzas en los elementos bajo las combinaciones requeridas de cargas verticales y laterales.
- Ajustar el nivel de carga lateral de tal manera de que algunos elementos (o grupo de ellos) estén bajo esfuerzos alrededor de 10% de su resistencia.
- Registrar el corte en la base y el desplazamiento en el techo.
- Revisar el modelo considerando la disminución o inexistencia de rigidez de los elementos que entraron en cedencia.
- Aplicar un nuevo incremento de carga lateral de tal manera de hacer fallar a otro grupo de elementos.
- Añadir el incremento de la carga lateral y el incremento correspondiente en el desplazamiento en el techo a los totales previos para obtener valores acumulados de corte basal y desplazamiento en el techo.

- Repetir los 3 últimos pasos hasta que la estructura alcance el colapso.

Ilustración 10: Curva de capacidad



Fuente: Applied Technology Council ATC-40, p. 8-6

a.2) Determinación de la demanda

Se refiere a la demanda como el máximo desplazamiento probable de la estructura bajo el nivel de movimiento sísmico.

El método del espectro de capacidad busca hallar un punto sobre el espectro de capacidad de la estructura que coincida en el espectro de respuesta de demanda apropiado, el cual ha sido reducido por efectos de no linealidad. Este punto es llamado el punto de desempeño, y representa la condición en la cual la capacidad sísmica de la estructura es igual a la demanda sísmica impuesta por un determinado movimiento del terreno.

a.3) Conversión de la curva capacidad

Es necesario convertir la curva de capacidad, en términos de corte basal versus desplazamiento en el techo, a lo que se llama un espectro de capacidad, el cual es una representación de la curva de capacidad en un formato ADRS (Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento) S_a versus S_d .

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha_1}$$

Dónde: $PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{1i}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{1i}^2) / g} \right]$ Factor de participación sísmica del modo n

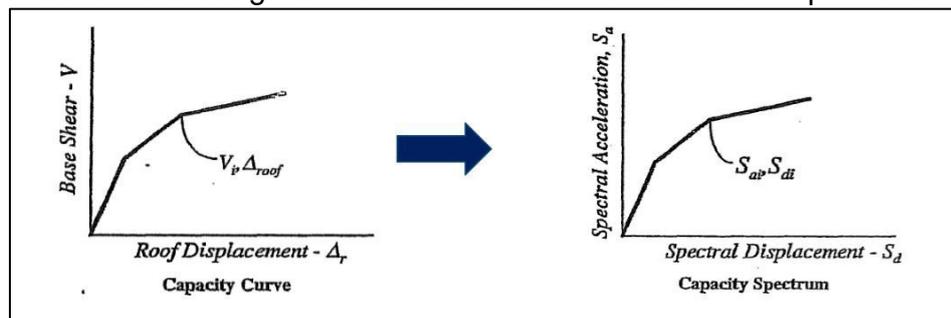
$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}}$$

Dónde: $\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{1i}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{1i}^2) / g \right]}$ Masa participativa del modo n

Fuente: Applied Technology Council ATC-40, p 8-9

Se debe realizar la conversión punto a punto a coordenadas espectrales del primer modo de vibración. Cualquier punto V_i, Δ_{roof} en la curva de capacidad, se convierte en puntos correspondientes S_{ai}, S_{di} para el espectro de capacidad utilizando las ecuaciones definidas anteriormente.

Ilustración 11: grafica de conversión de la curva de capacidad.



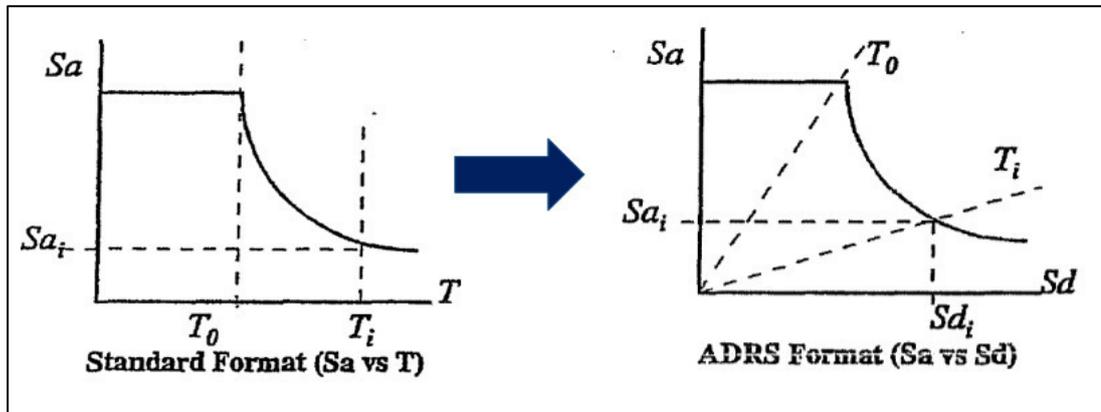
Fuente: Applied Technology Council ATC-40, p. 8-12

a.4) Conversión del espectro de respuesta

El espectro de respuesta que representa la demanda, también debe ser graficado en formato ADRS. Para convertir un espectro de respuesta estándar de valores S_{ai} , T_i a un formato equivalente S_{ai} , S_{di} , se debe determinar cada desplazamiento espectral S_{di} para cada T_i con la siguiente ecuación:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g$$

Ilustración 12: Muestra el periodo equivalente según ATC-40.

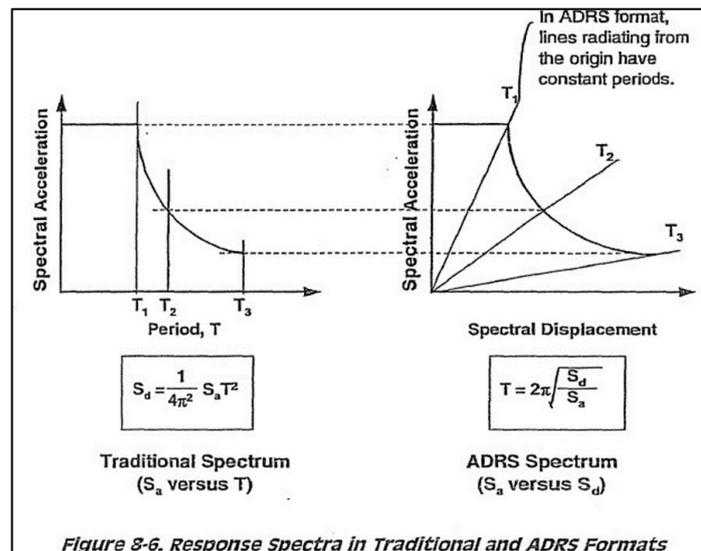


Fuente: Applied Technology Council ATC-40, p. 8-12

A continuación se muestra un espectro de respuesta en formato estándar y en formato ADRS. Al final de la gráfica tiene valores y periodos constantes.

$$T = 2\pi(S_d/S_a)^{1/2}$$

Ilustración 13: Espectro de respuesta con formato ADRS.



Fuente: Applied Technology Council ATC-40, p. 8-11

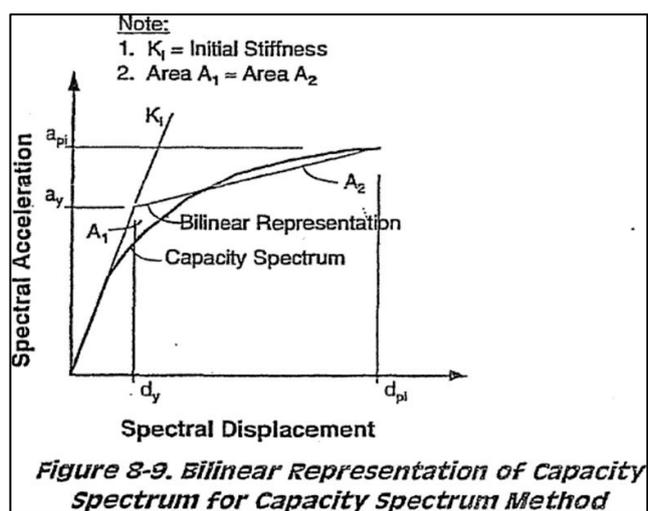
a.5) Reducción de la demanda por efectos no lineales

Es importante destacar que la capacidad de una edificación y la demanda impuesta por un sismo, no son independientes. Cuando se incrementa la demanda, la estructura eventualmente entra en cedencia, la rigidez disminuye y los períodos de vibración se alargan. Adicionalmente, aumenta la energía disipada por ciclo, debido a la degradación de resistencia y rigidez, sobre todo cuando la edificación está en capacidad de experimentar ciclos histeréticos grandes y estables, incidiendo directamente en el amortiguamiento efectivo

La determinación del desplazamiento donde la capacidad y la demanda se igualan, exige un proceso iterativo en el cual, inicialmente se compara el espectro de capacidad con el espectro de demanda, descrito a través del espectro de respuesta elástico usando 5% de amortiguamiento, que será sucesivamente ajustado por un factor de reducción, que tome en cuenta de manera compatible la disipación histerética de energía o amortiguamiento efectivo asociado al punto de desplazamiento obtenido en cada fase.

Para estimar el amortiguamiento efectivo y la reducción apropiada de la demanda espectral, se necesita una representación bilineal del espectro de capacidad. Para construir dicha representación, se requiere la definición del punto a_{pi} , d_{pi} , llamado el punto de desempeño tentativo, necesario para desarrollar un espectro de demanda reducido. Si dicho espectro intersecta la curva de capacidad en el punto estimado a_{pi} , entonces este será el punto de desempeño

Ilustración 14: Grafica de la curva de desempeño bilineal y el punto de desempeño tentativo.



Fuente: Applied Technology Council ATC-40, p. 8-13

El amortiguamiento provocado cuando la estructura entra en un rango inelástico producto de la sacudida del terreno, puede ser visualizado como una combinación de amortiguamiento viscoso inherente a la estructura, más amortiguamiento histerético. Este último está relacionado al área contenida dentro de los lazos de histéresis formados cuando la fuerza sísmica se grafica contra el desplazamiento de la estructura. Puede representarse como un amortiguamiento viscoso equivalente mediante ecuaciones determinadas

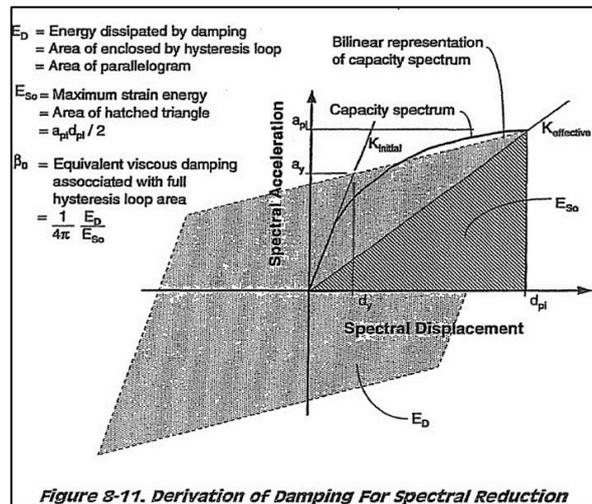
$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05$$

β_{eq} : amortiguamiento efectivo

β_0 : amortiguamiento viscoso equivalente

0.05: 5% de amortiguamiento viscoso (asumido constante).

Ilustración 15: Gráfica representativa de un ciclo histerético.



Fuente: Applied Technology Council ATC-40, p. 8-14

Con los valores de amortiguamiento efectivo obtenidos se estiman los factores de reducción espectrales, utilizados para reducir el espectro elástico de respuesta con amortiguamiento 5% a un espectro de respuesta con mayor amortiguamiento.

Tabla 15: Tabla para el cálculo de factores de reducción espectrales, según ATC-40

β_0 (percent)	Behavior Type A ¹			Behavior Type B ¹			Behavior Type C ¹		
	β_{eff}	SR _A (1/B _s)	SR _v (1/B _U)	β_{eff}	SR _A (1/B _s)	SR _v (1/B _U)	β_{eff}	SR _A (1/B _s)	SR _v (1/B _U)
0	5	1.00	1.00	5	1.00	1.00	5	1.00	1.00
5	10	0.78	0.83	8	0.83	0.87	7	0.91	0.93
15	20	0.55	0.66	15	0.64	0.73	10	0.78	0.83
25	28	0.44	0.57	22	0.53	0.63	13	0.69	0.76
35	35	0.38	0.52	26	0.47	0.59	17	0.61	0.70
≥45	40	0.33	0.50 ²	29	0.44	0.56	20	0.56	0.67 ²

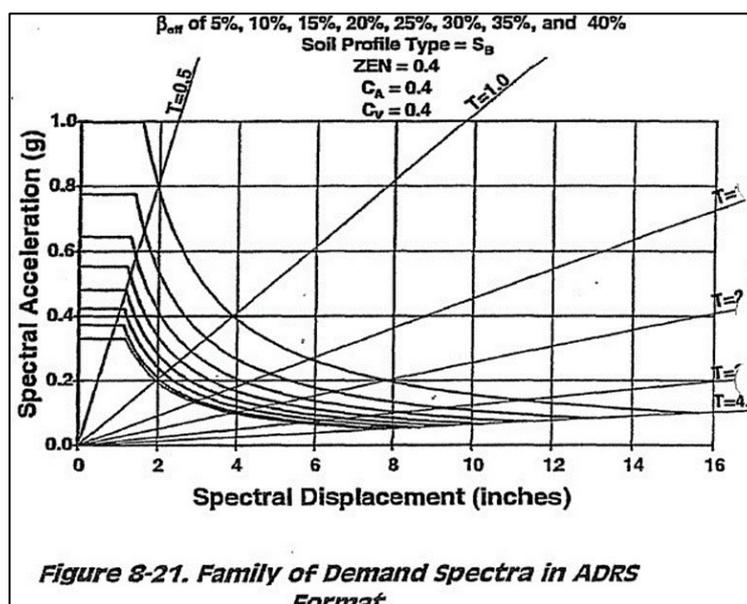
1. Structural behavior type, see Table 8-4.
2. Controlled by minimum allowable value for SR_v, see Table 8.2

Fuente: Applied Technology Council ATC-40, p. 8-19

A continuación, muestro una familia de espectros de demanda, cada uno representa un nivel diferente de amortiguamiento efectivo, graficado en formato ADRS.

Esta familia de espectros puede graficarse para cualquier información de perfil de suelo e intensidad del sismo, según se requiera para cada análisis.

Ilustración 16: Grafica de familia de espectros con periodos representativos, según ATC-40.



Fuente: Applied Technology Council ATC-40, p. 8-20

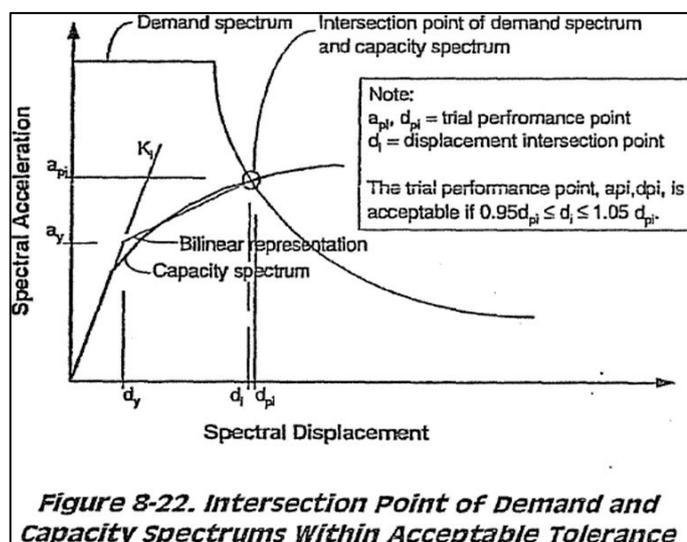
a.6) Intersección de espectro de capacidad con el espectro de demanda

Cuando el desplazamiento en la intersección del espectro de demanda con el espectro de capacidad está en un rango del 5% con respecto al punto de desempeño tentativo, esto es, $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05$, este punto se convierte en el punto de desempeño.

Si esta intersección no tiene la tolerancia aceptable, se debe elegir un nuevo punto a_{pi} , d_{pi} y comenzar de nuevo el proceso.

El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento estructural esperado para el movimiento del terreno definido como demanda.

Ilustración 17: Intersección del espectro y la curva de capacidad, punto de demanda según ATC-40.



Fuente: Applied Technology Council ATC-40, p. 8-21

a.7) Verificación de desempeño

Una vez encontrado el punto de desempeño, debe verificarse contra los límites establecidos por el objetivo de desempeño seleccionado. Los pasos a seguir para hacer la verificación del desempeño son los listados a continuación:

- Para la respuesta global de la estructura, verificar que: el sistema resistente a carga lateral no se haya degradado en más del 20% de su resistencia máxima y las distorsiones de piso (lateral drift) satisfagan los límites establecidos en la siguiente tabla del ATC-40

Tabla 16: Límites de deformación según ATC-40

Interstory	Performance Level			
	immediate occupancy	damage Control	Live safety	Structural Stability
Maximum total drift	0.01	0.01-0.02	0.02	0.33*Vi/Pi
Maximum inelastic drift	0.005	0.005-0.015	no limit	no limit

Fuente: Applied Technology Council ATC-40, p. 11-4

- Identificar todos los componentes primarios y secundarios: los elementos primarios conforman los componentes del sistema resistente a cargas laterales de la estructura. Todos los demás elementos son clasificados como secundarios.
- Las demandas de resistencia y desplazamiento en el punto de desempeño de la estructura deben ser menor o igual a las capacidades, considerando todas las fuerzas que actúan en el espectro de demanda (no se aplican factores de mayoración a las cargas gravitacionales).
- El desempeño de los elementos estructurales que no soporten carga vertical, así como los elementos no estructurales, deben ser chequeados de acuerdo al nivel de desempeño esperado.

2.3.5 Mejoras de procedimientos del espectro de capacidad en FEMA (440)

En el documento FEMA 440 se presenta un procedimiento llamado Linealización Equivalente, como modificación al método del Espectro de Capacidad del ATC-40.

El objetivo es determinar la respuesta máxima de desplazamiento del sistema no lineal con un sistema “equivalente” lineal utilizando un período efectivo T_{eff} , y un amortiguamiento efectivo β_{eff} . Estos parámetros son función de las características de la curva de capacidad, el amortiguamiento y período inicial del sistema, y la demanda de ductilidad (μ).

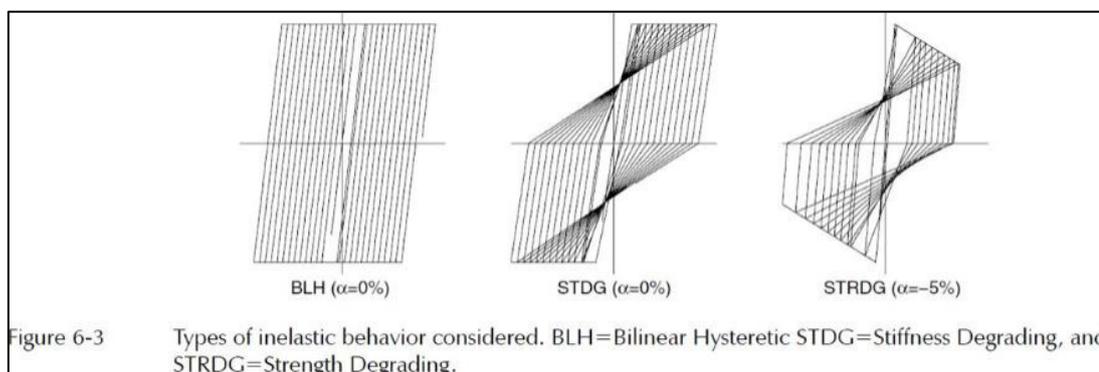
El procedimiento se mantiene similar. Se incluye también una técnica para modificar el espectro de demanda resultante para que coincida con el método en el ATC-40 de intersectarlo con la curva de capacidad para generar el punto de desempeño para el modelo estructural.

a) Parámetros básicos para la linealización equivalente

Los parámetros lineales equivalentes óptimos (período efectivo T_{eff} y amortiguamiento efectivo β_{eff} se determinan a través de un análisis estadístico que minimiza, en una manera rigurosa, las ocurrencias extremas de las diferencias (errores) entre la respuesta máxima de un sistema inelástico real y su homólogo lineal equivalente.

Una de las variables de la que depende el cálculo de los parámetros efectivos es el tipo de comportamiento histerético que presente la estructura, en términos de degradación de resistencia y rigidez. Se analizaron tres tipos de comportamiento.

Ilustración 18: Comportamiento histerético según FEMA 440



Fuente: Federal Emergency Management Agency FEMA 440, p. 6-2

b) Amortiguamiento efectivo

Los valores del amortiguamiento viscoso efectivo, expresados como un porcentaje del amortiguamiento crítico, para todos los tipos de modelo histerético y valores de α se calculan con las siguientes expresiones:

$$\text{Para } 1.0 < \mu < 4.0: \beta_{\text{eff}} = A (\mu - 1)^2 + (B \mu - 1)^3 + \beta_0$$

$$\text{Para } 4.0 \leq \mu \leq 6.5 \quad \beta_{\text{eff}} = C + D (\mu - 1) + \beta_0$$

$$\text{Para } 6.5 \leq \mu : \beta_{\text{eff}} = \left[\frac{F(\mu-1)-1}{F(\mu-1)^2} \right] \left(\frac{T_{\text{eff}}}{T_0} \right)^2 + B_0$$

c) Período efectivo.

Los valores de período efectivo para todos los tipos de modelos histeréticos y valores α se calculan con las siguientes expresiones:

$$\text{Para } 1.0 < \mu < 4.0: T_{\text{eff}} = [G (\mu - 1)^2 + H (\mu - 1)^3 + 1] T_0$$

$$\text{Para } 4.0 \leq \mu \leq 6.5: T_{\text{eff}} = [I + J(\mu - 1) + 1] T_0$$

$$\text{Para } 6.5 \leq \mu \quad T_{\text{eff}} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

d) Espectro respuesta aceleración vs desplazamiento modificado

$$M = \frac{a_{\text{max}}}{|a_{\text{eff}}|}$$

Debido a que los valores de aceleración están relacionados directamente con los períodos correspondientes, el factor de modificación puede calcularse como:

$$M = \left(\frac{T_{\text{eff}}}{T_{\text{sec}}} \right)^2 = \left(\frac{T_{\text{eff}}}{T_0} \right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{\text{sec}}} \right)^2$$

Donde:

$$\left(\frac{T_0}{T_{\text{sec}}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}$$

El valor de alfa puede calcularse con una ecuación presentada más adelante.

e) Reducción espectral para amortiguamiento efectivo

Los procedimientos de linealización equivalente aplicados en la práctica requieren el uso de factores de reducción espectral para ajustar el espectro de respuesta inicial al nivel apropiado de amortiguamiento efectivo β_{eff} . La ordenada espectral reducida será igual a la ordenada espectral inicial dividida entre un factor, como se expone a continuación:

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{\text{eff}})}$$

Existen varios procedimientos para hallar el valor de B (β_{eff}), se expone a continuación el elegido por la normativa FEMA 440:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{\text{eff}} (\text{en}\%)}$$

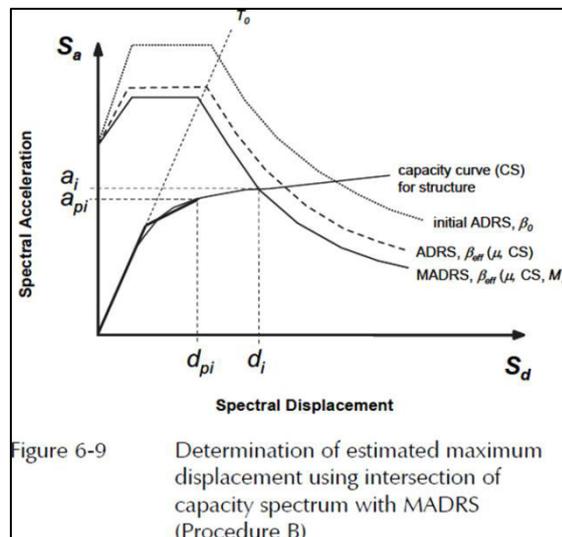
f) Procedimiento A (iteración directa)

- Ajustar la demanda inicial en formato ADRS con el amortiguamiento efectivo β_{eff} .
- Determinar el desplazamiento máximo estimado d_i y la aceleración a_i al intersectar el período efectivo radial T_{eff} con la demanda para β_{eff} .
- Comparar este valor estimado de desplazamiento d_i con la suposición inicial d_{pi} . Si está entre el margen de tolerancia (diferencia de $\pm 5\%$), este será el punto de desempeño. De lo contrario, se deberá asumir un nuevo valor (d_{pi}, a_{pi}) y repetir el procedimiento, hasta encontrar el punto de desempeño

g) Procedimiento B (intersección con demanda MADRS)

- Ajustar la demanda inicial en formato ADRS con el amortiguamiento efectivo β_{eff} .
- Multiplicar las ordenadas de la aceleración de esta demanda con β_{eff} , por el factor de modificación M , hallado con T_{eff} .
- Determinar la máxima aceleración estimada a_i y desplazamiento d_i mediante la intersección de la demanda MADRS con la curva de capacidad, como se presenta en la ilustración 22.
- Comparar este valor estimado de desplazamiento d_i con la suposición inicial d_{pi} . Si está entre el margen de tolerancia (diferencia de $\pm 5\%$), este será el punto de desempeño. De lo contrario, se deberá asumir un nuevo valor (d_{pi}, a_{pi}) y repetir el procedimiento,

Ilustración 20: intersección de demanda según FEMA 440



Fuente: Federal Emergency Management Agency FEMA 440, p. 6-8

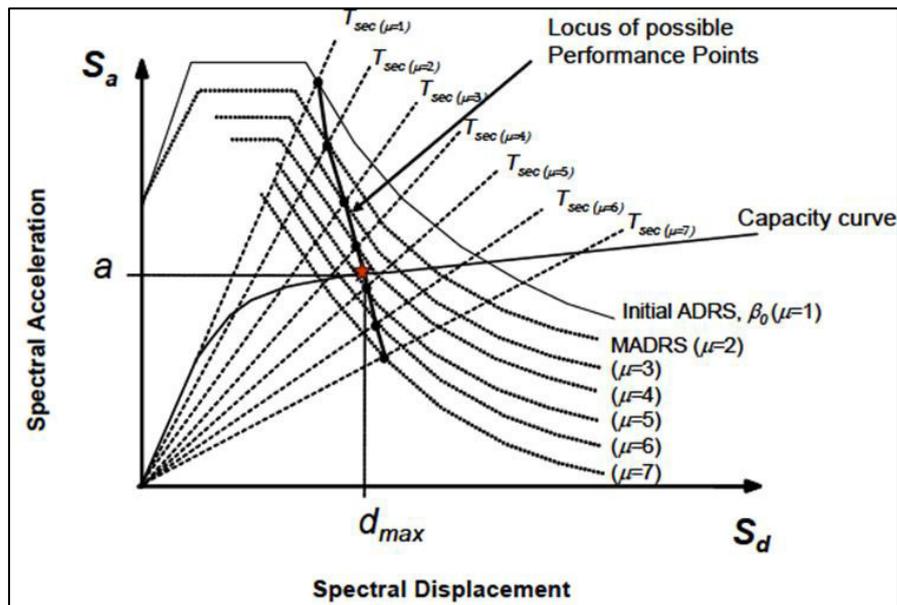
h) Procedimiento C (búsqueda de posibles puntos de desempeño)

- Ajustar la demanda inicial en formato ADRS con el amortiguamiento efectivo β_{eff} .
- Multiplicar las ordenadas de la aceleración de esta demanda con β_{eff} , por el factor de modificación M , hallado con T_{eff} .

- Se genera un posible punto de desempeño en la intersección de el período radial secante T_{sec} con la demanda MADRS.
- Incrementar y disminuir el punto de desempeño asumido para generar una serie de posibles puntos.
- El punto de desempeño real será el que intersekte el espectro de capacidad.

Este procedimiento puede automatizarse escogiendo una solución inicial para una ductilidad de $\mu = 1$, y las siguientes suposiciones se realizan incrementando este valor.

Ilustración 21: Posibles puntos de desempeño según FEMA 440



Fuente: Federal Emergency Management Agency FEMA 440, p. 6-9

2.3.6 Diseño por desempeño según ASCE 41-13

Básicamente este documento toma la propuesta mejorada en el documento FEMA 440 hacia el método de los coeficientes, y el procedimiento de diseño por desempeño sísmico de una estructura se establece de igual manera que los definidos en todas las normativas estudiadas:

- Selección de objetivos de desempeño, para niveles de desempeño esperados y niveles de amenaza sísmica.
- Análisis y diseño de la estructura mediante un análisis espectral, con la demanda seleccionada.
- Estudio de la capacidad de la estructura según procedimientos de análisis establecidos (lineales y no lineales).
- Cálculo del desempeño esperado para la estructura diseñada, tomado en cuenta su comportamiento inelástico.
- Comparación de los resultados con los criterios de aceptabilidad para los objetivos de desempeño seleccionados.

2.4 Definiciones de términos básicos

- **Análisis dinámico**, Este tipo de análisis tiene como base la evaluación de los desplazamientos relativos de la estructura que se causan a través de las aceleraciones del espectro de diseño.
- **Análisis estático**, Este tipo de análisis tiene como base la evaluación de la estructura por fuerzas equivalentes que son aplicadas a cada nivel de la estructura.
- **Derivas**, Son los desplazamientos relativos que se dan por acción de las fuerzas sísmicas.
- **Cortante Basal**, Es la sumatoria de fuerzas cortantes de cada nivel de la estructura que se presenta en su base.
- **Espectro de diseño**, Es el espectro normativo de diseño con el cual se diseñará los elementos de concreto armado.
- **Fuerza cortante**, Es aquella fuerza que actúa perpendicular a la superficie del elemento.

- **Momento Flector**, Momentos de momento que producen esfuerzos flexo compresión sobre la estructura.
- **Ductilidad**, Capacidad que tiene el elemento o estructura para amortiguar las fuerzas y recuperar su estado inicial.
- **Factor de Reducción R**, Coeficiente de reducción sísmica para diseñar los elementos estructurales en comportamientos lineales.
- **Excentricidades**, Distancia del Centro de masa al Centro de Rigidez.
- **Placas**, Elementos horizontales que tienen como función transferir cargas de los pisos a las vigas, tienen como nombre losa.
- **Columnas**, Elementos verticales que transfieren las fuerzas hacia la fundación de la superestructura.
- **Vigas**, Elementos Horizontales que soportarán esfuerzos a flexo compresión, esfuerzos cortantes.
- **Muros de Corte**, Muros estructurales de concreto armado que soportan fuerzas cortantes y son utilizados para rigidizar la estructura; son conocidos erróneamente como placas.
- **Irregularidades**, Cambio abrupto que se da de rigideces o de masas entre las plantas de la estructura.
- **Criterios de Estructuración**, Nociones de estructuración que se han ido adquiriendo mediante la experiencia.
- **Periodo de Vibración, Tiempo** de oscilación de la estructura entre un ciclo y otro.

- **Zonificación Sísmica**, Es la sectorización al territorio nacional de acuerdo a las características del suelo y su amplificación sísmica.
- **Curva de capacidad**, Es la gráfica de cortante basal con la deformación de la estructura en el tope.
- **Registro de aceleración**, Es registro de las aceleraciones de los sismos obtenidos mediante un **acelerómetro**.
- **Amenaza sísmica**, Probabilidad de los daños producidos en una estructura.
- **Rótulas Plásticas**, Son puntos en los elementos frame que son propenso a la falla por el sobre esfuerzo de las estructuras.
- **Nivel de desempeño estructural**, Es el comportamiento de la estructura frente a fuerzas impuestas o aceleraciones de sismos.
- **Punto de desempeño**, Intersección de la curva de capacidad con el espectro de diseño.

CAPÍTULO III

HIPOTESIS Y VARIABLES

3.1 Hipótesis

Para el siguiente apartado se pondrá en conocimiento las respuestas anticipadas a los problemas generales y específicos, estas respuestas anticipadas ayudaron a direccionar la investigación para decidir los métodos más adecuados a la problemática planteada.

3.1.1 Hipótesis general

La aplicación de la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño proporcionará control en el desempeño real de las estructuras diseñados bajo la norma E.030 del año 2018 del el Perú.

3.1.2 Hipótesis específicas

La estructura diseñada bajo la norma E.030 del año 2018, se mantendrá en los márgenes de seguridad esperados ante un sismo severo mediante la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño.

El daño sísmico en una estructura diseñado bajo la norma E.030 del año 2018 en el Perú se mantendrá en un rango de prevención al colapso.

El punto de desempeño de las estructuras diseñadas bajo la norma E.030 del año 2018, en el Perú caerá en un comportamiento plástico (no lineal).

3.2 Variables

Las variables del proyecto serán clasificadas y detalladas a continuación.

3.2.1 Variables independientes

- a) Análisis no lineal. Es la herramienta de la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño para poder tener conocimiento sobre el comportamiento de la estructura, esta herramienta está clasificada en dos tiempos de análisis no lineal, cuales son: Análisis no lineal estatico por fuerzas equivalentes y Análisis no lineal Tiempo Historia de respuesta.
- b) Diseño estructural. El Diseño estructural final de los elementos de concreto armado, analizado bajo la normativa E.030 del año 2018.
- c) Espectro sísmico de diseño. Son las aceleraciones de terreno que proporciona la norma E.030 del año 2018, para esta investigación e hará uso también un espectro con un factor de reducción igual a la unidad ($R=1$).

3.2.2 Variables dependientes

- a) Curva de Capacidad de la estructura. Este será la gráfica final de los cálculos del análisis no lineal el cual será necesario obtener para determinar los daños y/o comportamiento de la estructura para determinar el nivel de desempeño de este.
- b) Daños sísmicos producidos por un sismo severo. Los daños sísmicos que serán observados por el comportamiento de las rotulas plásticas de las vigas y columnas ante los esfuerzos de demanda.

c) Desempeño de la estructura ante movimientos sísmicos. El desempeño de la estructura será el nivel de operatividad de la estructura ante sollicitaciones sísmicas.

CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA

4.1 Diseño de la investigación

En concordancia con los problemas y las respuestas anticipadas a la presente investigación, se optó por los siguientes diseños de investigación.

- a) Cuantitativo, ya que se desea cuantificar los efectos de las aceleraciones de los espectros de diseño y aceleración de un evento sísmico real sobre el diseño sismorresistente de la nueva norma E0.30-2018 del Perú.
- b) Retrospectivo, ya que utilizará filosofías y herramientas ya desarrolladas con anterioridad para el estudio del diseño sismorresistente bajo los parámetros de la norma E.030-2018.
- c) Longitudinal, ya que se utilizará más de una medición desde la concepción del diseño hasta la evaluación y estudio de esta.

4.2 Técnicas para el procesamiento de datos

Para la presente investigación se ha hecho uso de diversos métodos de recopilación de información e instrumentación que permitan la evaluación y el estudio de la norma E.030- 2018.

- d) Observacional, este método consiste en hacer una pre evaluación a la propuesta arquitectónica para proceder a la mejor tenencia de análisis y diseño.
- e) Recopilación, para esta técnica se hace una investigación minuciosa de todos los antecedentes y técnicas desarrolladas hasta la fecha ya sean nacionales e internacionales para la elaboración de la investigación.
- f) Procesamiento y análisis de datos, se recogió la información necesaria para el desarrollo de la investigación el cual se presentará mediante tablas y gráficos para el diseño análisis y diseño de la investigación bajo los estándares de la norma E.030-2018 del Perú, la cual será evaluada y estudiada mediante la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño.

4.3 Técnicas estadísticas para el procesamiento de la información

Para el procesamiento de los datos se hizo uso de la normativa de concreto armado ACI, el análisis bajo los parámetros de la norma E.030-2018, estos datos fueron procesados y evaluados bajo los Software Etbas 16 y Excel.

Para el estudio y evaluación de la estructura se hizo uso de los registros de aceleración obtenidos mediando un acelerómetro.

4.4 Diseño muestral

La población de estudio se reduce a un caso de diseño de una edificación de uso multifamiliar de 12 niveles con 3 sótanos ubicados en la ciudad de Lima, distrito de Miraflores, que fue elaborada desde la propuesta de arquitectura.

CAPÍTULO V

PRESENTACION DE RESULTADOS

5.1 Descripción de la estructura

El cálculo sísmico realizado para una ubicación prevista es en el Perú, en una zona de mayor amenaza sísmica (zona 4m con una aceleración pico del terreno de 0.45g), por lo que se usó la Norma Técnica E.030-2018.

El cálculo sísmico es iterativo, ya que se parte de un dimensionamiento inicial de los elementos y se va revisando el criterio de aceptabilidad global indicado en las normativas (distorsiones de piso). A lo largo de este trabajo solo se presentan los resultados y la evaluación de la “última iteración”, es decir, cuando el modelo propuesto cumple con los desplazamientos máximos y el diseño de concreto armado. El diseño de concreto armado de los elementos no se presenta como parte del trabajo ya que el objetivo es la realización del diseño sísmico, que es el que gobierna en zonas de alta peligrosidad sísmica.

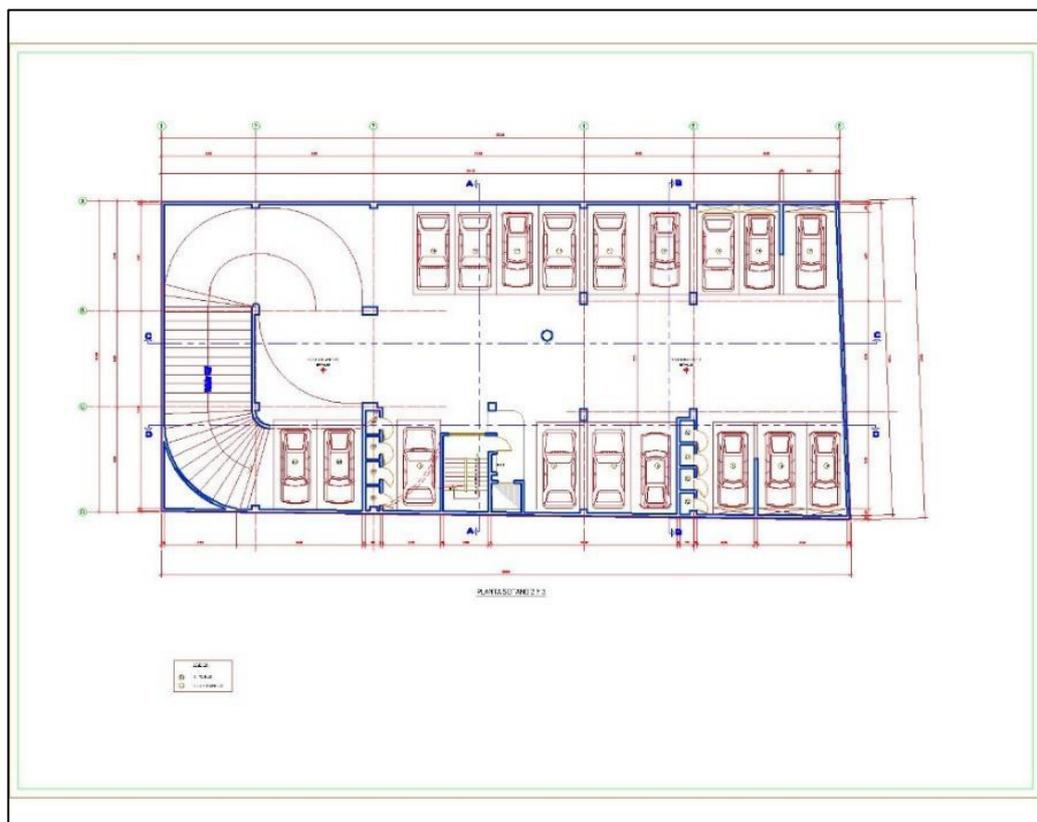
El edificio propuesto consta de 12 niveles con tanque elevado de concreto armado y tiene un sistema resistente a las fuerzas formado por muros estructurales (de corte) especiales de concreto armado en ambas direcciones principales, vigas y columnas de concreto armado formando un sistema estructural completo, además, se cuenta con 3 sótanos. El edificio está proyectado con una concreto de $f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$,

La altura de los sótanos es de 2.90 m., el primer nivel del terreno tiene una altura de 2.72 m., el resto de niveles tiene una altura de 2.57 m., la altura total desde el nivel de terreno es de 35.33 m.

Las cargas gravitatorias son resistidas por marcos que forman las vigas y columnas de concreto armado que soportan un sistema de losa nervada para los pisos típicos y una losa nervada en dos direcciones con polietileno expandido para los niveles de sótanos, las viguetas de la losa nervada tienen un espesor de 10 cm y el peralte total de la losa es de 20 cm, para la losa en dos direcciones se tiene un peralte total de 15 cm.

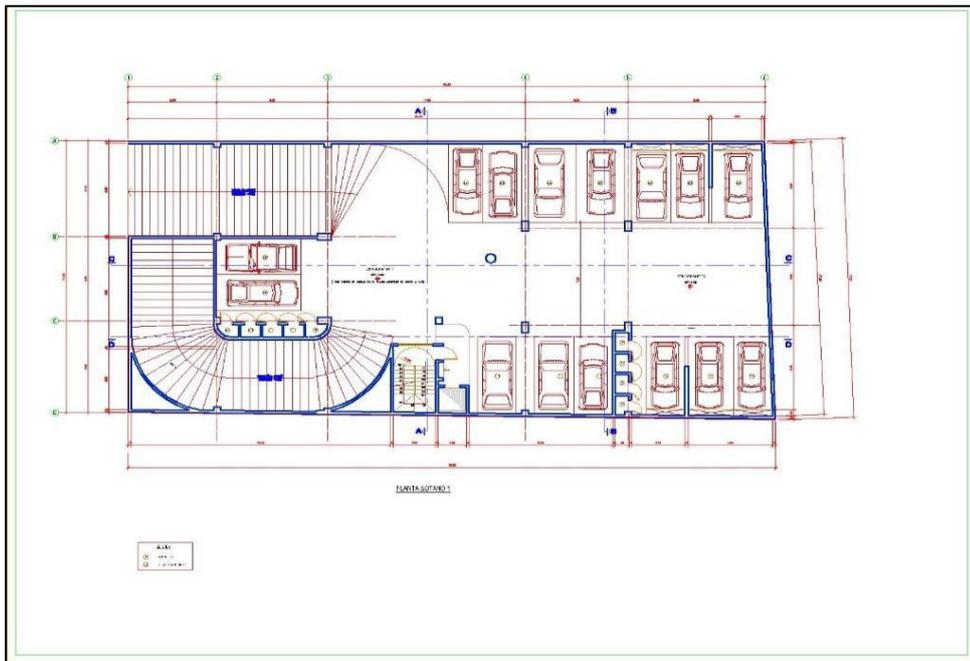
Las paredes perimetrales de los sótanos están conformadas por muros de 40 cm de espesor en las caras laterales y de 20 cm en los dos frentes, las columnas están conformadas por elementos verticales y cambian de sección conforme va disminuyendo su demanda en los niveles superiores.

Ilustración 19: SÓTANO 3 Y 2.



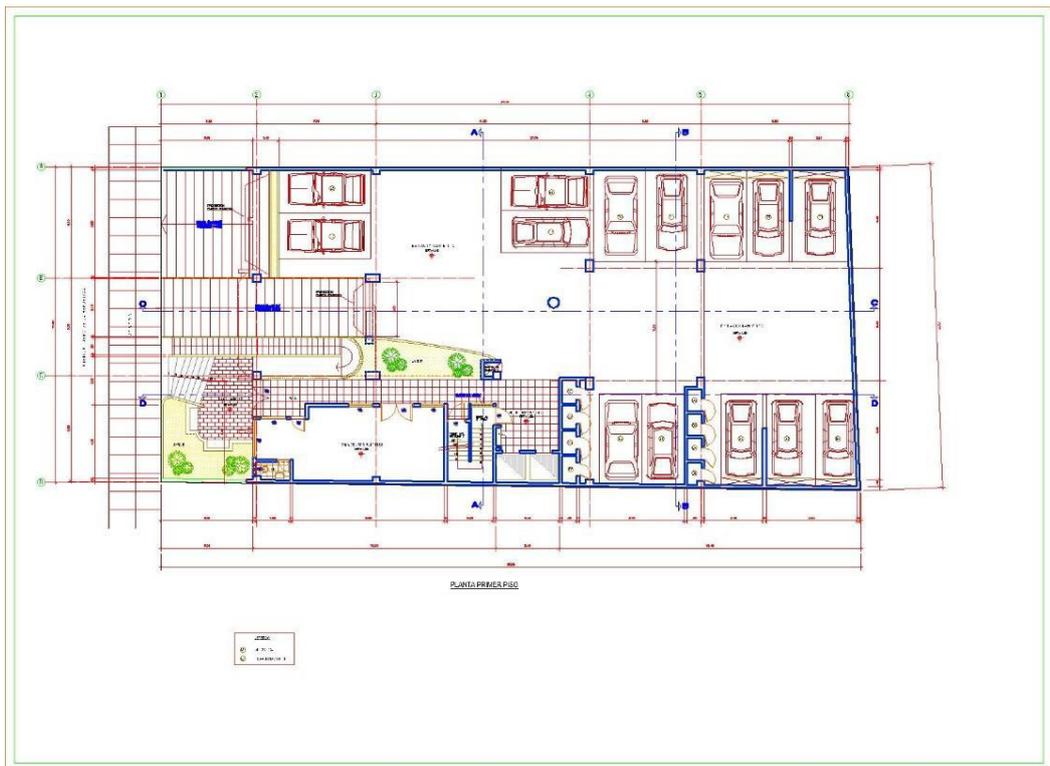
Fuente: Constructora Betania S.A.C

Ilustración 20: Sótano 1



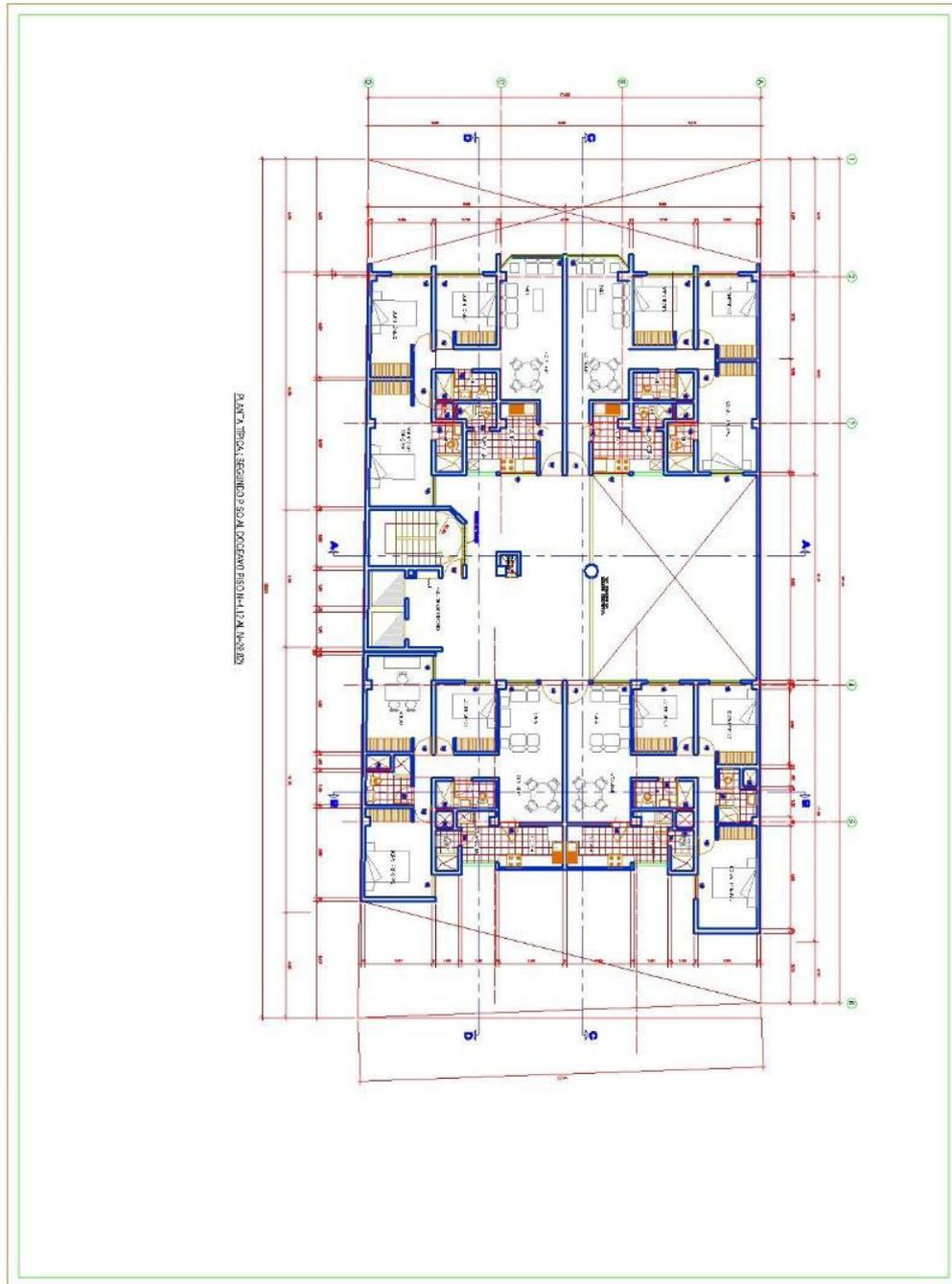
Fuente: Constructora Betania S.A.C

Ilustración 21: Planta



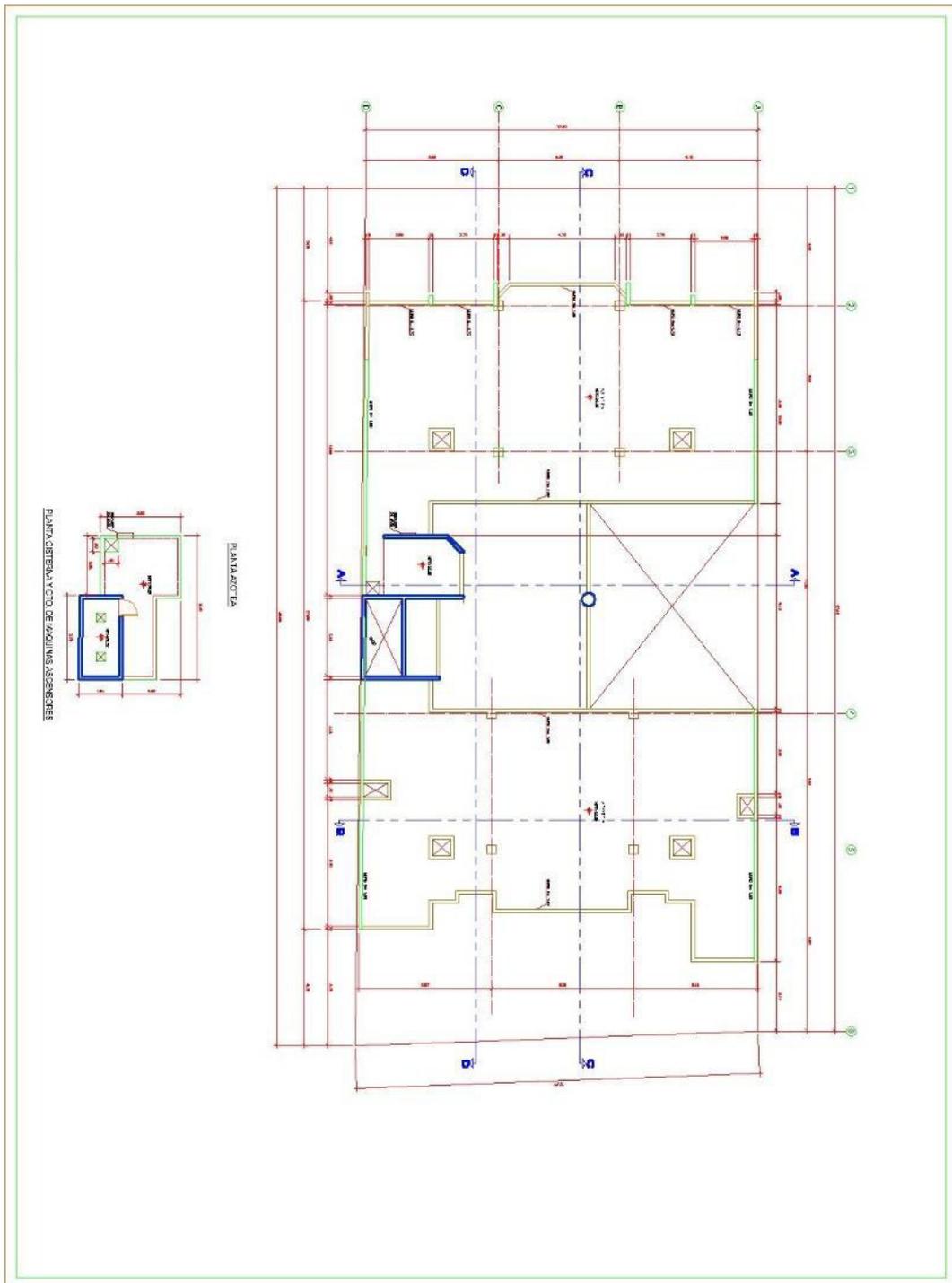
Fuente: Constructora Betania S.A.C

Ilustración 22: Planta 2 - 12



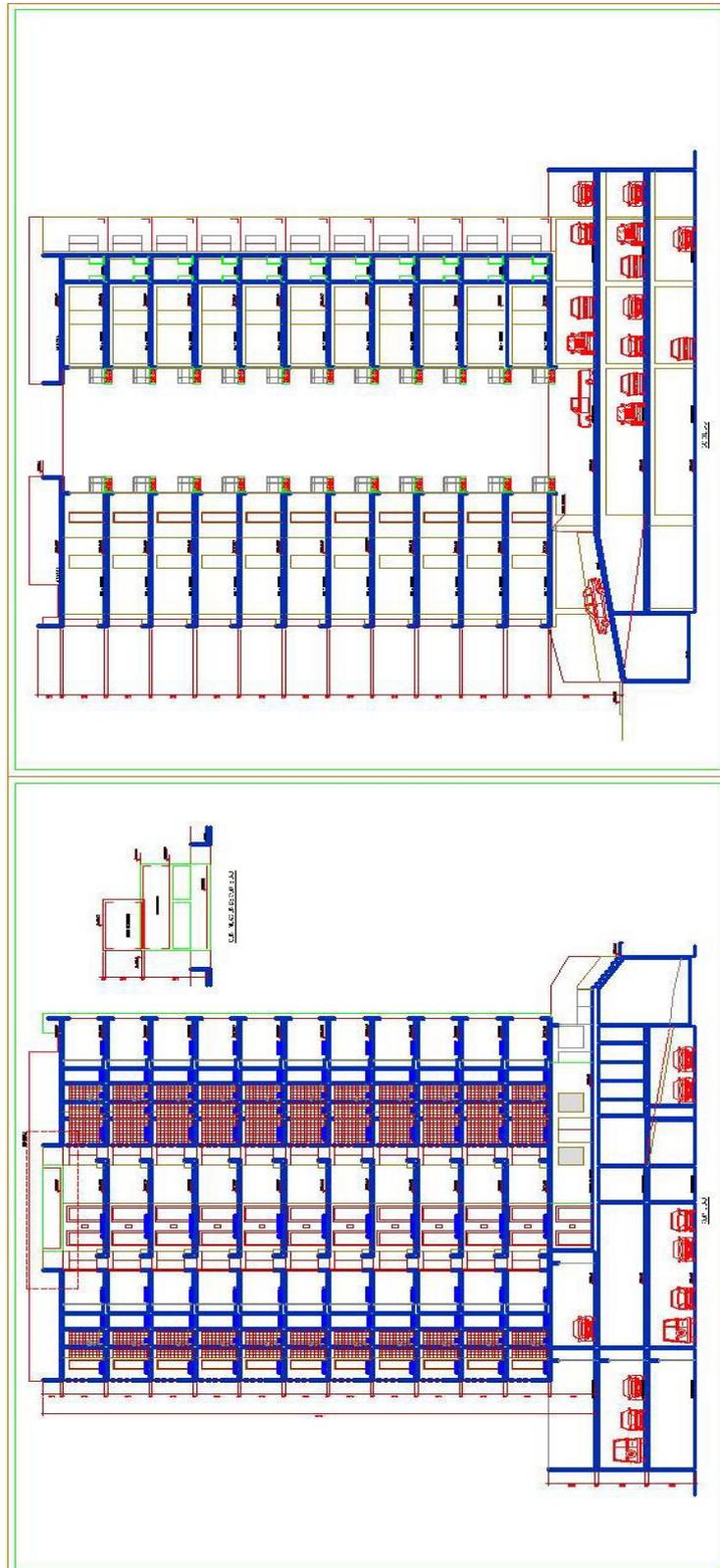
Fuente: Constructora Betania S.A.C

Ilustración 23: Azotea



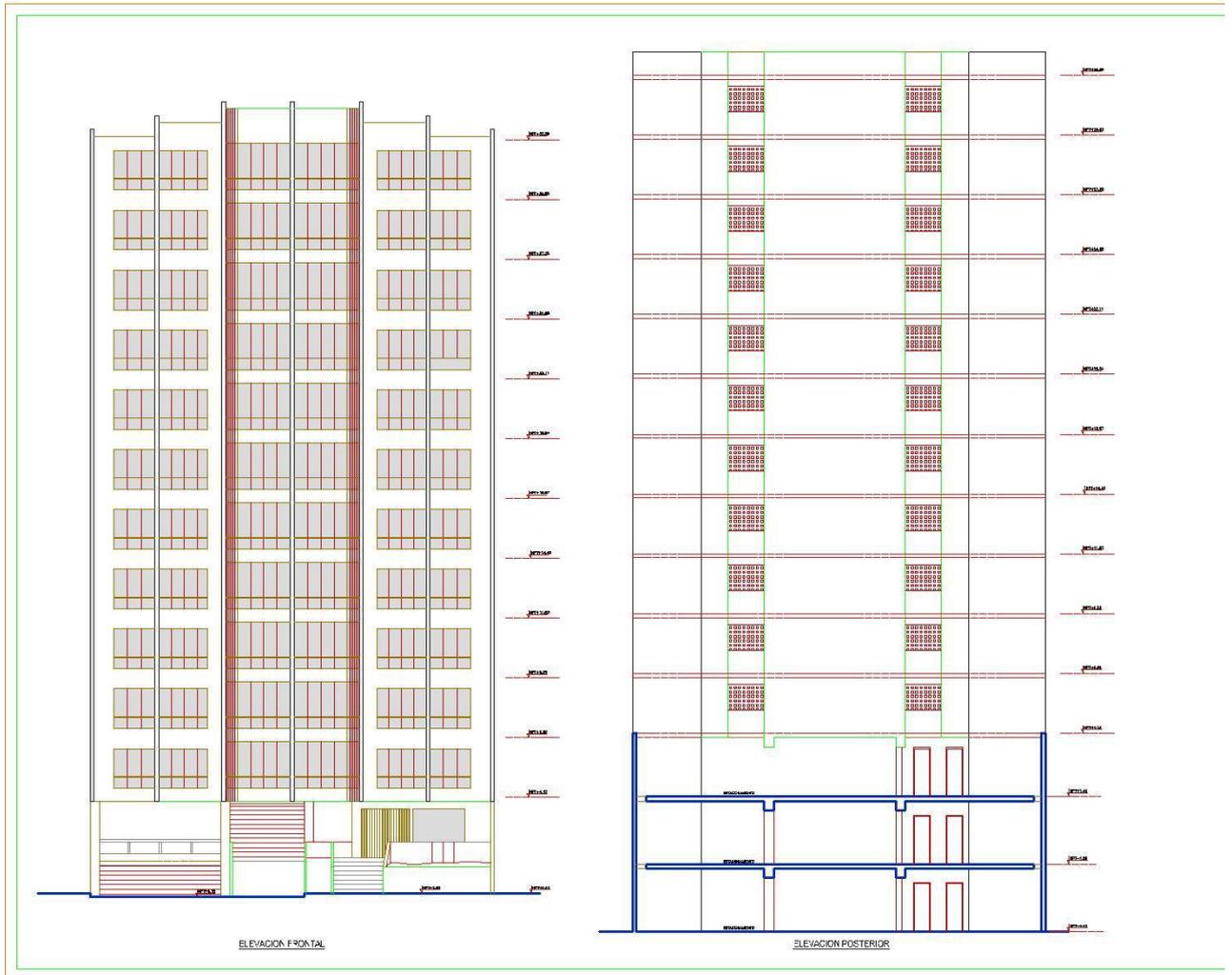
Fuente: Constructora Betania S.A.C

Ilustración 24: Cortes



Fuente: Constructora Betania S.A.C

Ilustración 25: Elevaciones



Fuente: Constructora Betania S.A.C

5.2 Características del elemento estructural del sistema resistente al movimiento sísmico del terreno

- Tipo de Superestructura: Con muros de concreto armado, El sistema que soporta las cargas gravitatorias está conformado por pórticos de concreto armado y una losa nervada en un sentido, y dos sentidos para la terraza.

- Tipo de Subestructura: Las paredes de sótano están conformador por muros de 40 y 20 centímetros de espesor.

5.3 Materiales

A continuación se pone en conocimiento los materiales que se usaron para la el diseño elástico de la estructura, así como también se describen las propiedades físicas de estas.

5.3.1 Resistencia del concreto

La resistencia del concreto a los 28 días será de $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, concreto conformado por un agregado ligero para uso estructural de acuerdo al ACI 318.

Material para usar en la superestructura y subestructura y en sus elementos principales como columnas, vigas, muros estructurales y losas de entrepiso.

5.3.2 Módulo elástico del concreto

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'_c}$$
$$E_c = 15000 * \sqrt{280} = 250998.01 \text{ kg/cm}^2$$

Fuente: ACI 318

5.3.3 Módulo de Poisson:

El módulo de elasticidad del concreto será de 0.20.

5.3.4 Acero de refuerzo

Resistencia a la fluencia: $f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (grado 60), que cumpla con los requerimientos de la ACI 318 Capitulo 20.

5.3.5 Módulo elástico del acero

$$E_s = 2002000 \text{ kg/cm}^2$$

Fuente: ACI 318

5.4 Geometría y propiedades de las secciones de los elementos estructurales

A continuación se pone en conocimiento las dimensiones y diseños finales de los elementos estructurales que se utilizaron para la realización de proyecto de investigación.

5.4.1 Recubrimiento de concreto

Columnas y muros: 2 cm.

Vigas: 6 cm.

5.4.2 Columnas

Con respecto a la rigidez efectiva, la norma peruana no indica el porcentaje con el cual trabajarla. En este proyecto se trabajó con el 100% de sus inercias para flexión y corte, para el acero en columnas se trabajó con el acero y distribución de estribos reales.

La geometría de las secciones y su acero de refuerzo correspondiente, se diseñaron y estudiaron para esta investigación y están detalladas a nivel de la primera planta.

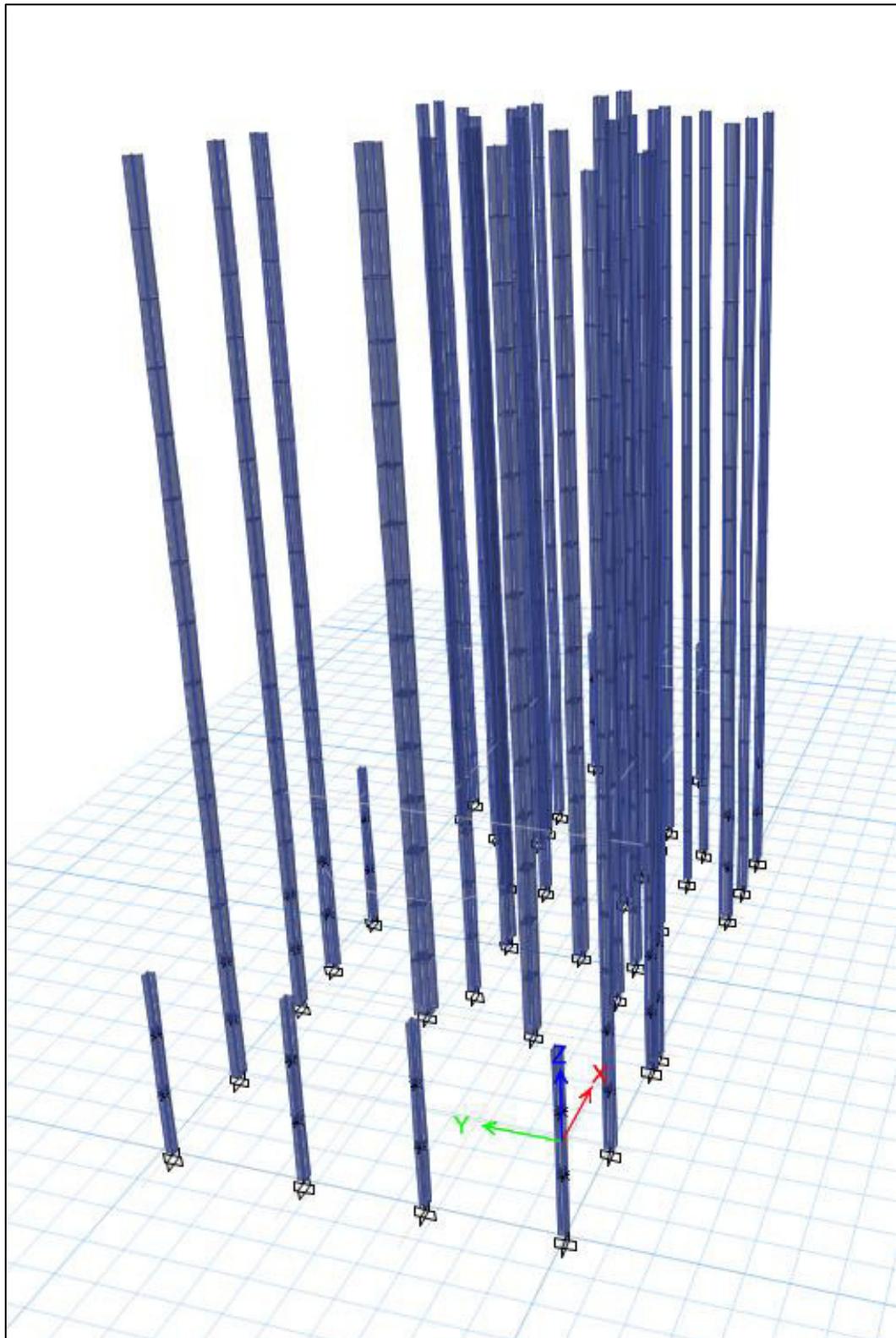
Tabla 17: Diseño final de columnas

Ubicación	Nombre	Sección	Barras	Ø de estribo en 2	Ø de estribo en 3
Piso 1	C9	C-2 50x75	4Ø1"+6Ø3/4"	Ø1/4"	Ø1/4"
Piso 1	C8	C-1 75x75	4Ø1 3/8"+6Ø1"	Ø3/8"	Ø3/8"
Piso 1	C7	C30x55	4Ø1"+6Ø1/2"	Ø1/2"	Ø1/2"
Piso 1	C6	C30x40	8Ø5/8"+4Ø3/8"	Ø1/4"	Ø1/4"
Piso 1	C5	C-4 40x50	4Ø1"	Ø3/8"	Ø3/8"
Piso 1	C4	C30x55	6Ø1"	Ø3/8"	Ø3/8"
Piso 1	C37	C-4 40x50	4Ø1"	Ø1/2"	Ø1/2"
Piso 1	C36	C-4 40x50	4Ø1"	Ø1/4"	Ø1/4"
Piso 1	C35	C-4 40x50	8Ø1"+4Ø5/8"	Ø1/2"	Ø1/2"
Piso 1	C34	C-4 40x50	4Ø1"	Ø3/8"	Ø3/8"
Piso 1	C33	C30x40	8Ø5/8"+4Ø3/8"	Ø3/8"	Ø3/8"
Piso 1	C32	C30x40	6Ø1"	Ø3/8"	Ø3/8"
Piso 1	C31	C30x40	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8"	Ø3/8"
Piso 1	C30	C30x40	4Ø1"	Ø3/8"	Ø3/8"
Piso 1	C3	C30x55	4Ø3/4"+4Ø1/2"	Ø3/8"	Ø3/8"
Piso 1	C29	C30x40	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø1/4"	Ø1/4"
Piso 1	C28	C30x30	4Ø3/4"+8Ø1/2"	Ø3/8"	Ø3/8"
Piso 1	C27	C30x40	4Ø3/4"+8Ø1/2"	Ø1/4"	Ø1/4"
Piso 1	C26	C30x30	4Ø3/4"+4Ø1/2"	Ø1/4"	Ø1/4"
Piso 1	C25	C30x40	4Ø1"+6Ø1/2"	Ø3/8"	Ø3/8"
Piso 1	C24	C30x40	4Ø1"+4Ø1/2"	Ø3/8"	Ø3/8"
Piso 1	C23	C30x55	4Ø3/4"+4Ø1/2"	Ø1/2"	Ø1/2"
Piso 1	C2	C30x40	6Ø1"+4Ø3/4"	Ø1/4"	Ø1/4"
Piso 1	C18	C30x40	6Ø1"	Ø1/4"	Ø1/4"
Piso 1	C17	C30x40	4Ø1"	Ø1/4"	Ø1/4"
Piso 1	C16	C-3 70X40	4Ø1"+6Ø1/2"	Ø1/4"	Ø1/4"
Piso 1	C14	C-4 40x50	6Ø1"	Ø3/8"	Ø3/8"
Piso 1	C13	C30x100	6Ø1"	Ø3/8"	Ø3/8"
Piso 1	C10	C-2 50x75	4Ø1 3/8"+6Ø1/2"	Ø1/2"	Ø1/2"
Piso 1	C1	C-4 40x50	4Ø1"	Ø1/4"	Ø1/2"

Elaborado por el autor

El siguiente modelo matemático de distribución de columnas está basado en el software ETABS- 2018.

Ilustración 26: Distribución de columnas



Elaborado por el autor

5.4.3 Vigas

Con respecto a la rigidez efectiva, la norma peruana no indica el porcentaje con el cual trabajarla. En este proyecto se trabajó con el 100% de sus inercias para flexión y corte, para el acero en columnas se trabajó con el acero y distribución de estribos reales.

La geometría de las secciones y su acero de refuerzo correspondiente se diseñaron y estudiaron para esta investigación. A continuación se detallan las vigas con mayores demandas.

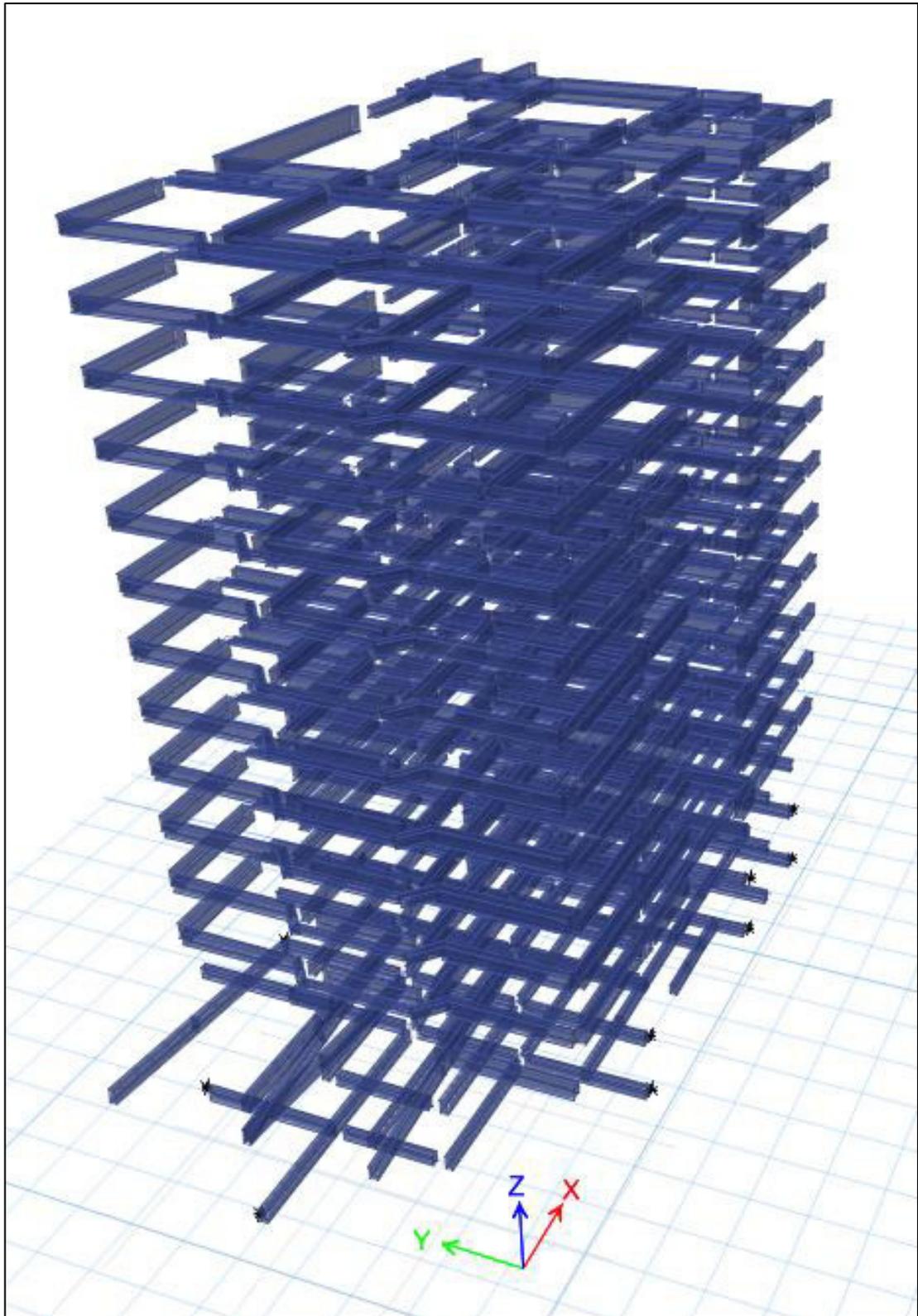
Tabla 18: Diseño final de vigas

Planta	Sección	As + Barras	As - Barras	Área + cm ²	Área - cm ²
Columna3	Columna4	Columna12	Columna13	Columna14	Columna15
T.E	V1- 30x50	3Ø 1/4	2Ø 1/4	0.96	0.64
Azotea	VA3=40*70	4Ø 3/4 + 4Ø 1/2	3Ø 5/8 + 2Ø 1/2	16.52	8.58
Piso 7	VB0=45*50	4Ø 1 + 2Ø 5/8	4Ø 5/8 + 3Ø 1/2	24.44	11.87
Sótano 1	VA0=45*50	3Ø 3/4 + 3Ø 5/8	3Ø 5/8 + 1Ø 1/2	14.52	7.29
Sótano 2	V1- 30x50	4Ø 5/8 + 4Ø 1/2	4Ø 1/2 + 2Ø 3/8	13.16	6.58
Sótano 3	V1- 30x50	3Ø 3/4 + 2Ø 5/8	3Ø 5/8	12.52	6

Elaborado por el autor

El siguiente modelo matemático de distribución de vigas está basado en el software ETABS- 2018.

Ilustración 27: Distribución de vigas



Elaborado por el autor

5.4.4 Muros

Con respecto a la rigidez efectiva, la norma peruana no indica el porcentaje con el cual trabajarla. En este proyecto se trabajó con el 100% de sus inercias para flexión y corte, para el acero en columnas se trabajó con el acero y distribución de estribos reales.

La geometría de las secciones y su acero de refuerzo correspondiente se diseñaron y estudiaron para esta investigación, están detalladas en la siguiente tabla a nivel del Piso 1 y Nivel de Sótano 3.

Tabla 19: Diseño final de muros de corte

Piso	Sección	Refuerzo de borde	Barra de refuerzo final	Espaciamiento de Barras. cm
Piso 1	PY1	3/8"	3/8"	25
Piso 1	PY2	3/8"	3/8"	25
Piso 1	PY3	3/8"	3/8"	25
Piso 1	PY4	3/8"	3/8"	25
Piso 1	PY5	3/8"	3/8"	25
Piso 1	PY6	3/8"	3/8"	25
Piso 1	PY7	3/8"	3/8"	25
Piso 1	PY8	3/8"	3/8"	25
Piso 1	PY9	3/8"	3/8"	25
Piso 1	PX1	3/8"	3/8"	25
Piso 1	PX2	3/8"	3/8"	25
Piso 1	PX3	3/8"	3/8"	25
Piso 1	PX4	3/8"	3/8"	25
Piso 1	PX5	3/8"	3/8"	25

Elaborado por el autor

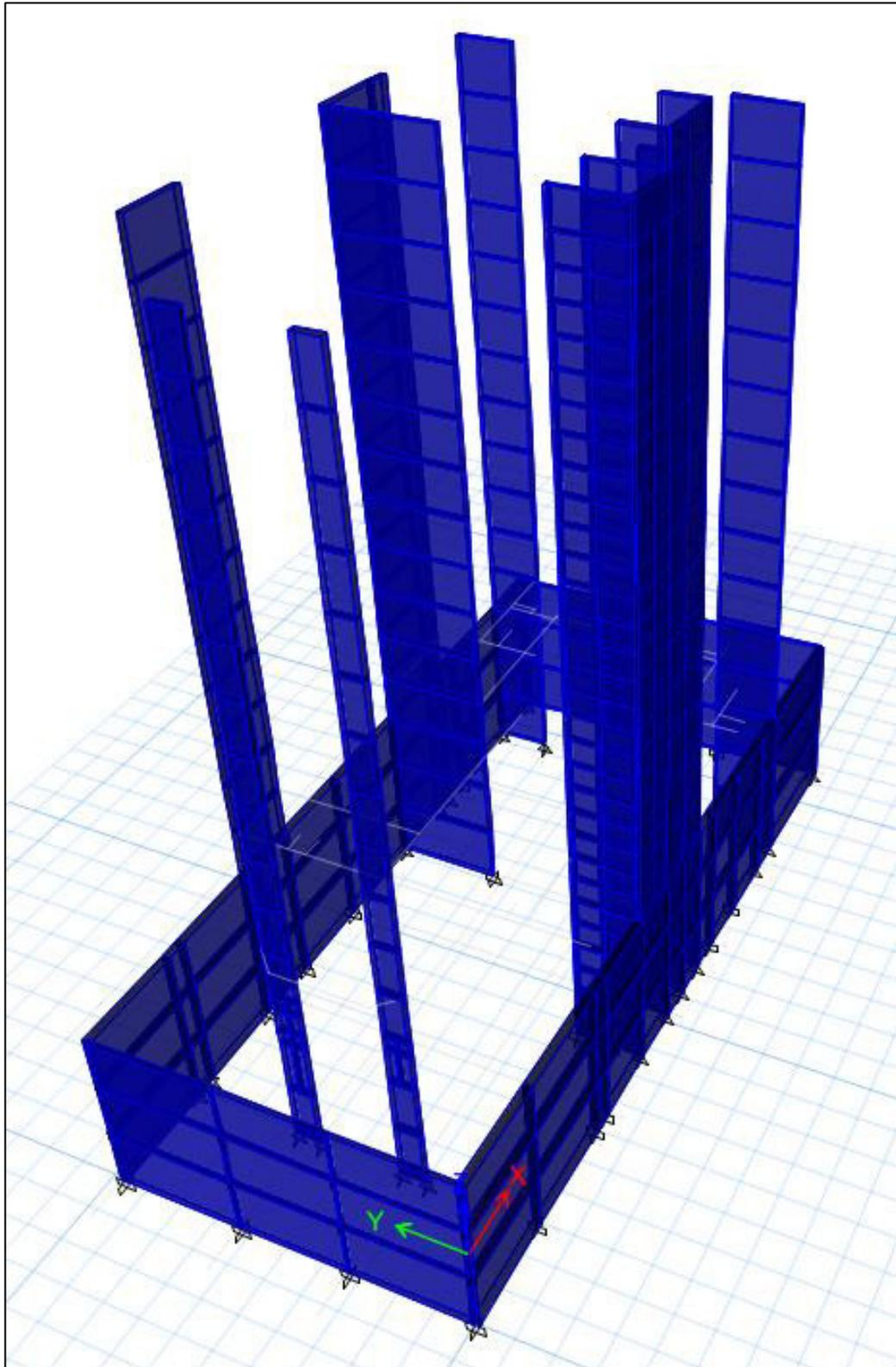
Tabla 20: Diseño final de muro de corte a nivel de sótano 3

Piso	Sección	Refuerzo de borde	Barra de refuerzo final	Espaciamiento de Barras. cm
Sótano 3	PY1	3/8"	3/8"	25
Sótano 3	PY2	3/8"	3/8"	25
Sótano 3	PY3	3/8"	3/8"	25
Sótano 3	PY4	3/8"	3/8"	25
Sótano 3	PY5	3/8"	3/8"	25
Sótano 3	PY6	3/8"	3/8"	25
Sótano 3	PY7	3/8"	3/8"	25
Sótano 3	PY8	3/8"	3/8"	25
Sótano 3	PY9	3/8"	3/8"	25
Sótano 3	PX1	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	PX2	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	PX3	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	PX4	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	PX5	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	SX1	3/8"	3/8"	25
Sótano 3	SX2	3/8"	3/8"	25
Sótano 3	SX3	3/8"	3/8"	25
Sótano 3	SX4	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	SX5	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	SX6	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	SX7	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	SX8	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	SX9	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	SX10	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	SX11	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	SX12	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	SX13	3/8"	3/8"	25
Sótano 3	SX14	3/8"	3/8"	25
Sótano 3	SX15	3/8"	3/8"	25
Sótano 3	SX16	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	SX17	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	SX18	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	SX19	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	SX20	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	SX21	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	SX22	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	SX23	1/2"	1/2"	25
Sótano 3	SX24	1/2"	1/2"	25

Elaborado por el autor

El siguiente modelo matemático de distribución de muros de corte está basado en el software ETABS- 2018.

Ilustración 28: Distribución de muros de corte



Elaborado por el autor

5.4.5 Losas de entre piso

Para las losas de entre piso se utilizaron losas nervadas de 20 centímetros de peralte, para las losas de los estacionamientos y la base del tanque elevado se utilizó una losa maciza de 15 centímetros de peralte, y para el caso de rampas se utilizó también una losa maciza de 15 centímetros de peralte.

5.4.6 Cargas de entrepisos

Para el caso de peso propio de la edificación, el software hace un metrado de cargas interno, pero eso no es suficiente para poder hacer un análisis de la edificación, por lo cual se hizo un estudio de las cargas de acuerdo a las especificaciones de arquitecto, y para la carga viva la Norma E.030-2018 brinda los pesos de acuerdo al uso de la edificación.

A continuación, se detalla el análisis de cargas para la edificación.

a) Cargas para los entrepisos típicos:

Tabla 21: Metrado de cargas para departamentos

Descripción	Datos	Masa	Peso Kg/m ²
Piso de cerámico	1cm		21
Contra piso	4cm		100
Losas aligeradas de E=20cm ladrillo	1		90
Tabiquería móvil	1		120
Cielo raso	1.50cm		40
		W _m =	371
Carga viva de entre piso		W _v =	200

Elaborado por el autor

b) Cargas para azotea

Tabla 22: Metrado de cargas para nivel de azotea

Descripción	Datos	Masa	Peso Kg/m ²
Piso de cerámico	1		21
Contra piso	5cm		120
Losa aligerada de E=20cm ladrillo	1		90
Tabiquería móvil	0		0
Cielo raso	1.50cm		40
		W _m =	271
Carga vida de entra piso		W _v =	100

Elaborado por el autor

c) Para sótanos

Tabla 23: Metrado de cargas para niveles de sótanos

Descripción	Datos	Masa	Peso Kg/m ²
Piso de cerámico	0		0
Contra piso	5sm		120
Losa nervada en dos direcciones con poliestireno expandido	1		40
Tabiquería móvil	0		0
Cielo raso	1.5cm		40
		W _m =	200
Carga vida de entra piso		W _v =	250

Elaborado por el autor

d) Para rampa de sótanos

Tabla 24: Metrado de las rampas de los sótanos

Descripción	Datos	Masa	Peso Kg/m ²
Piso de cerámico	0		0
Contra piso	5cm		120
Losa dos nervaduras tecno por.	0		0
Tabiquería móvil	0		0
Cielo raso	1.5cm		40
		W _m =	160
Carga vida de entra piso		W _v =	250

Elaborado por el autor

e) Pesos usados para el análisis de cargas muertas

Tabla 25: Cargas usadas para el análisis de las cargas muertas

Descripción	Cantidad	Carga	Carga viva	Peso (kg)
Peso de acabados		150		
Peso de tabiquería móvil		150		
Peso de ladrillo de techo 30x30x15	8.33			8
Sobre carga			200	
Azotea			100	
Sótano			250	

Elaborado por el autor

f) Resumen de cargas

Tabla 26: Resumen de los análisis de las cargas

Cargas para incluir al Etabs	CM Kg/m ²	CV Kg/m ²	CVT Kg/m ²
Pisos típicos	371	200	
Azotea	271		100
Sótanos	200	250	
Cisterna	1676	100	
Cuarto de máquinas ascensor	160	900	
Rampas	160	250	
escalera	160	400	
Techo Cuarto Maquinas de maquinas	160	100	

Elaborado por el autor

g) Cargas lineales asignadas a las tabiquerías y parapetos

Tabla 27: Análisis de cargas para los parapetos que descansan en las vigas de los pisos típicos.

Carga por albañilería en vigas de pisos típicos		
Revoque 2 caras	1.5	
e=	0.15	m
h=	2.1	m
L=	1	m
Peso específico	1800	Kg
Peso	567	Kg/ml

Elaborado por el autor

Tabla 28: Análisis de cargas para los parapetos de la azotea.

Carga para parapetos de azotea		
Revoque 2 caras	1.5	
e	0.15	m
h	1.2	m
L	1	m
Peso específico	1800	Kg
Peso	324	Kg/ml

Elaborado por el autor

Tabla 29: Análisis de cargas para los muros de la planta 1.

Carga para parapetos de planta 1		
Revoque 2 caras	1.5	
e	0.15	m
h	2.72	m
L	1	m
Peso específico	1800	Kg
Peso=	734.4	Kg/ml

Elaborado por el autor

Tabla 30: Análisis de cargas para las terrazas de los entrepisos.

carga para parapetos de entre pisos		
Revoque 2 caras	1.5	
e	0.15	m
h	1	m
L	1	m
Peso específico	1800	Kg
Peso=	270	Kg/ml

Elaborado por el autor

5.5 Consideraciones a tomar en cuenta para la evaluación de las cargas sísmicas

a) Según la Norma E.030

Z: 0.45g Zona 4 (E.030, Capítulo 2).

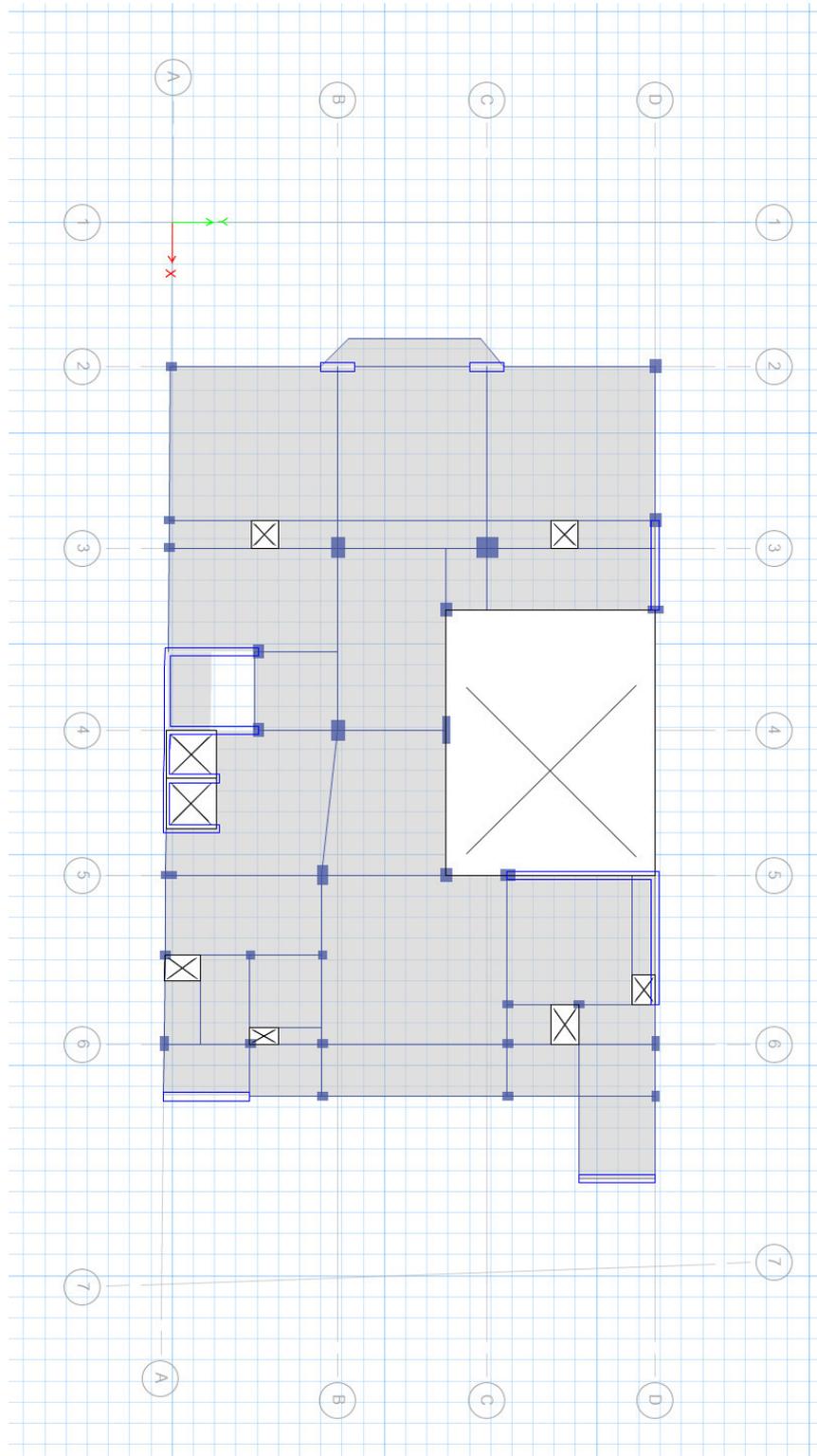
U: 1.00, factor de uso para las categorías de edificaciones comunes, para este proyecto es de vivienda (E.030, 3.1).

S: 1.00, parámetros de sitio para la zona 4 y un tipo de suelo S1 (E.030, 2.4).

Ro: 6.00, Coeficiente básico de reducción de la fuerza sísmica para sistemas estructurales formados principalmente para muros estructurales (E.030, 3.4).

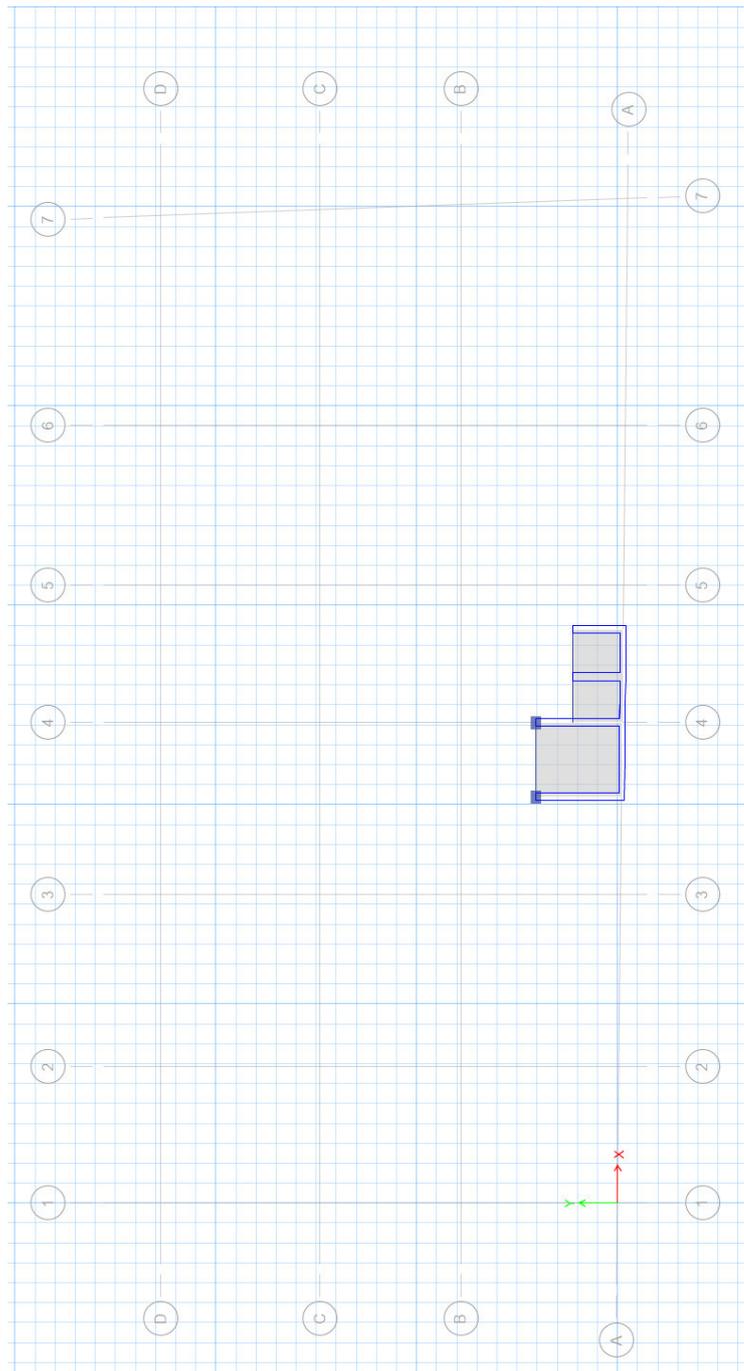
En las siguientes ilustraciones se muestran las propuestas estructurales para el Diseño de arquitectura.

Ilustración 32: Estructuración de los niveles típicos hasta la azotea



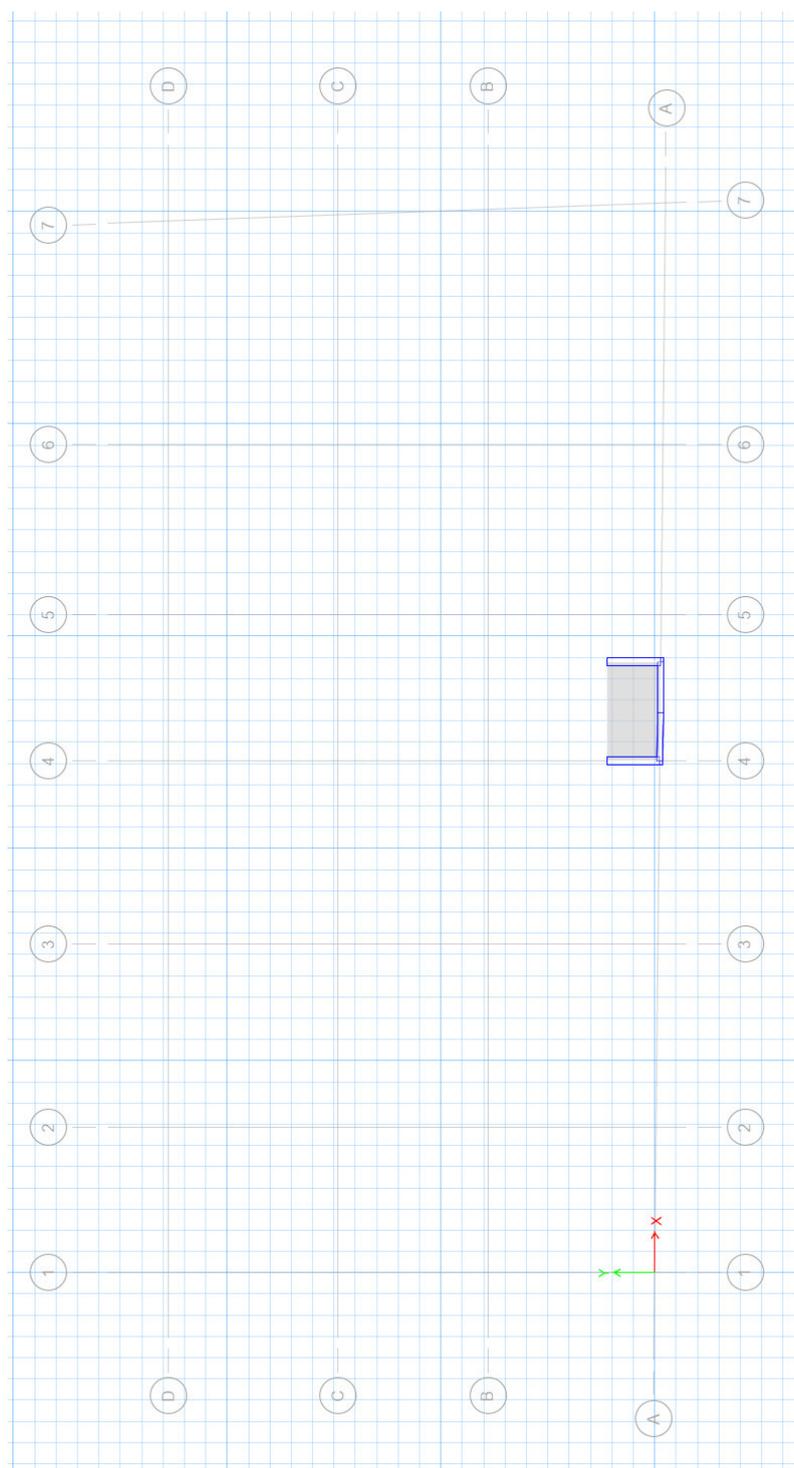
Elaborado por el autor

Ilustración 29: Base para el tanque elevado



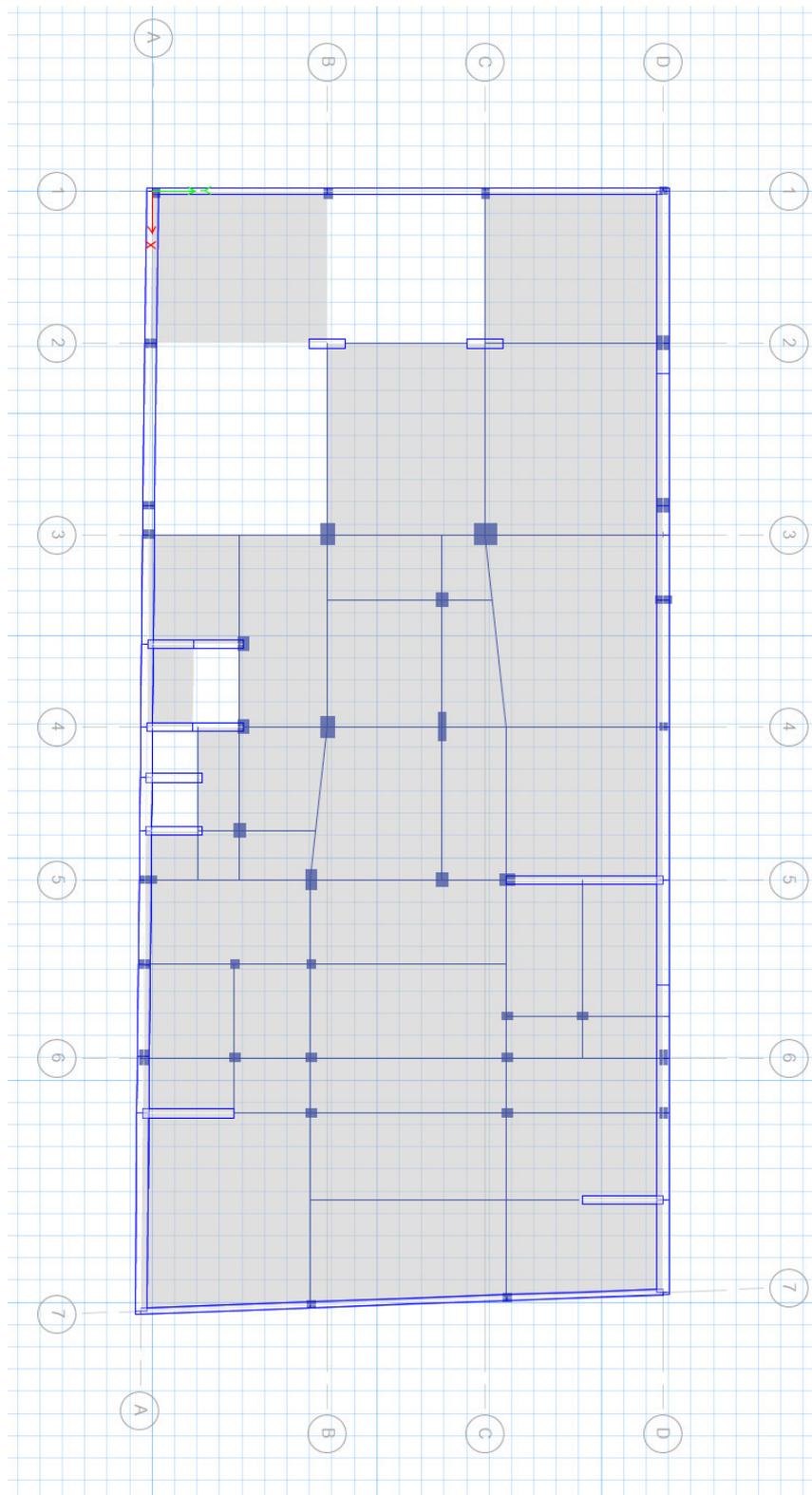
Elaborado por el autor

Ilustración 30: techo de cual de máquinas para ascensores



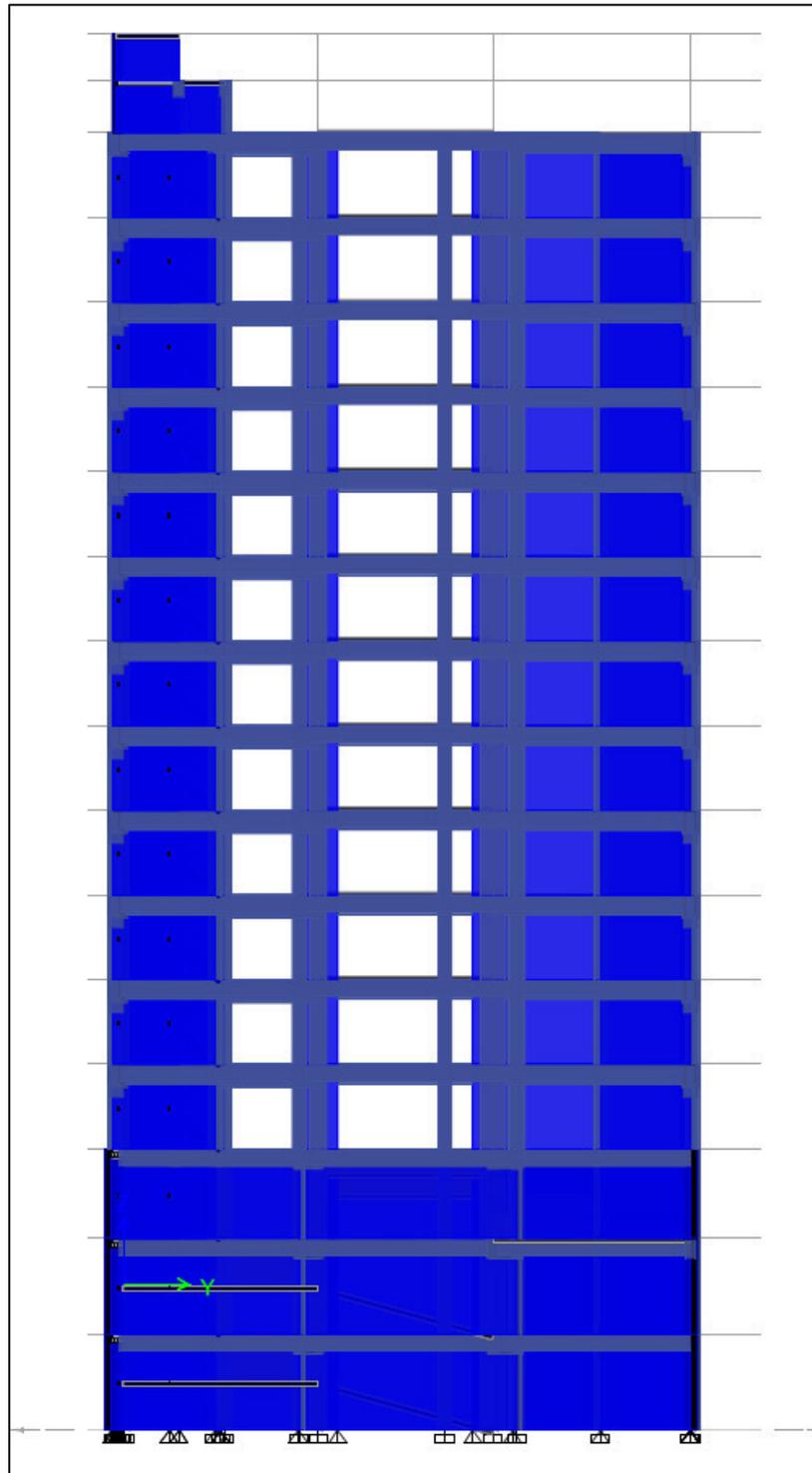
Elaborado por el autor

Ilustración 31: Estructuración de sótanos típicos



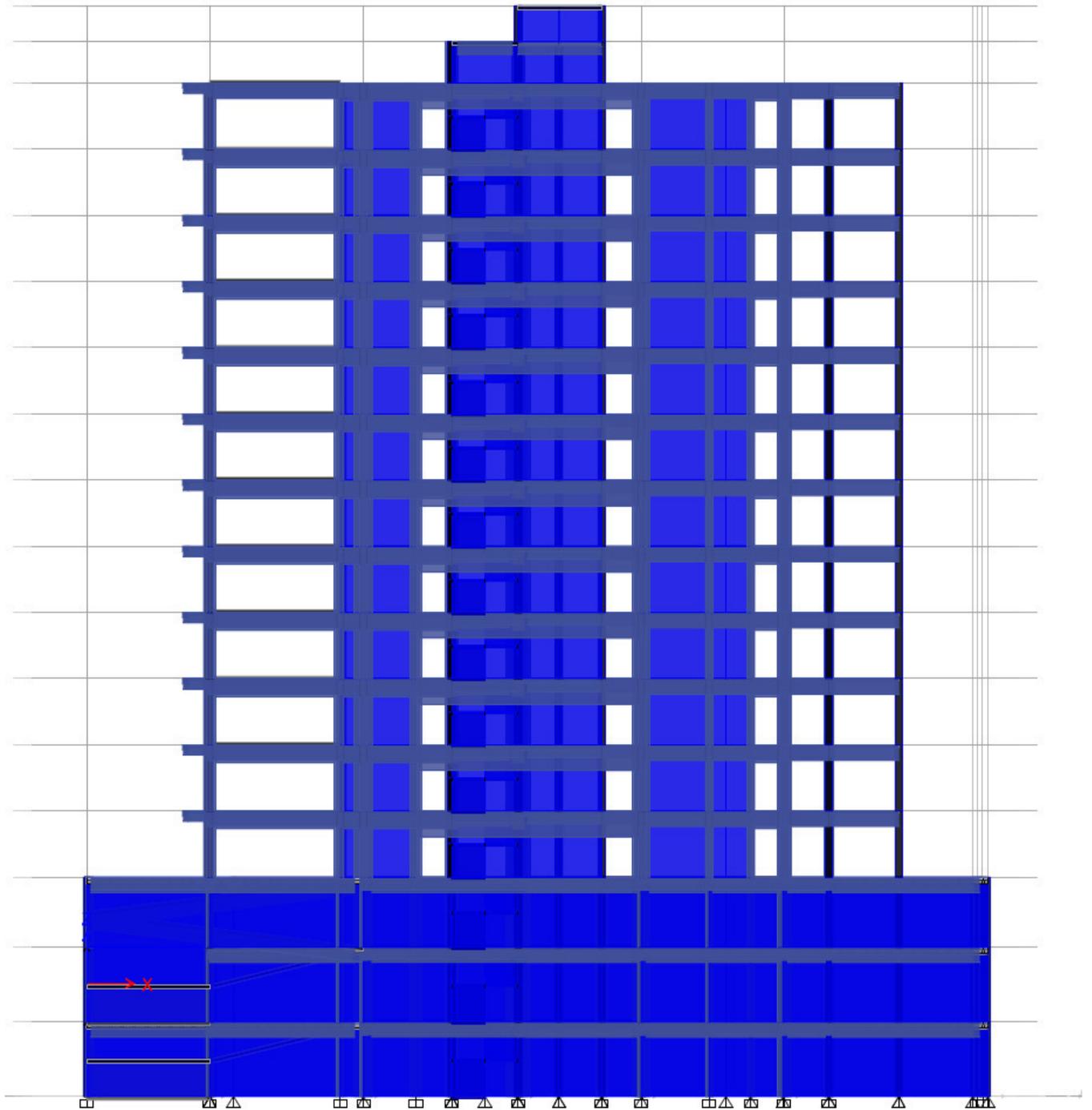
Elaborado por el autor

Ilustración 32: Estructuración en elevación del eje A



Elaborado por el autor

Ilustración 33: Estructuración en elevación del eje D



Elaborado por el autor

5.6 Propiedades dinámicas, irregularidades y diafragma

A continuación, se definirán las propiedades dinámicas como son la masa, el periodo de vibración (aproximado) y el amortiguamiento; posteriormente se revisará la configuración estructural y arquitectónica sobre la presencia de irregularidades y evaluación del comportamiento estructural de las losas de entrepiso como diafragmas rígidos.

5.7 Masa

La norma actualizada E.030-2018 menciona que se tendrá que tener en cuenta, para la masa efectiva sísmica, el 50 por ciento de la carga viva en las categorías de importancia A y B, y el 25 por ciento en la categoría C. Las cargas de techo contribuyen en todas las categorías con un 25 por ciento. Por lo tanto, según la E.030 actualizada al año 2018 del Perú, al categorizarse el edificio como C, se considerará un 25 por ciento tanto para las cargas de entrepiso como para las sobrecargas de techo.

Para la siguiente tabla se presentan el peso, masa, centros de masa y momento de inercia trasnacional, que se obtuvo con el software, basado en los parámetros de la norma E.030 – 2018, la que considera mayor peso sísmico efectivo debido a la consideración de la carga viva.

Tabla 31: Masas, momentos de inercia de masas y ubicación de los centros de masa

Niveles	Peso kgf	Masas X kgf- s ² /m	Masas Y kgf-s ² /m	Momento X kgf-m	Momento Y kgf-m	XCM m	YCM m
Techo.	1038.97	361.44	361.44	761.62	-20625.84	19.8586	0.3827
T.E	17074.28	1622.27	1622.27	23097.24	-291729.2	18.6368	1.0196
Azotea	150172.65	68700.56	68700.56	1113239.06	-2732365.85	19.27	8.302
Piso 11	309570.03	66676.32	66676.32	2315408.42	-5669165.02	19.4974	8.3941
Piso 10	468967.41	54581.22	54581.22	3517577.77	-8605964.17	19.4498	8.3288
Piso 9	628364.78	22693.45	22693.45	4719747.12	-11542763.3	19.4209	8.2094
Piso 8	787762.16	22437.08	22437.08	5921916.48	-14479562.5	19.5382	8.1989
Piso 7	947159.54	22690.15	22690.15	7124085.83	-17416361.6	19.4245	8.2108
Piso 6	1106556.9	22685.55	22685.55	8326255.19	-20353160.8	19.4221	8.2126
Piso 5	1265954.3	22693.29	22693.29	9528424.54	-23289959.9	19.421	8.2094
Piso4	1425351.7	22685.48	22685.48	10730593.9	-26226759.1	19.4221	8.2126
Piso 3	1584749.1	22690.15	22690.15	11932763.3	-29163558.3	19.4245	8.2108
Piso 2	1744146.4	22686.13	22686.13	13134932.6	-32100357.4	19.4223	8.2121
Piso 1	1903543.8	22434.55	22434.55	14337102	-35037156.6	19.542	8.1998
Sótano 1	2036235.2	22436.56	22436.56	15478104.4	-37515154.4	19.5381	8.1994
Sótano 2	2146890.3	22697.12	22697.12	16302754.2	-39780130.6	19.4231	8.2114
Sótano 3	2271350	17382.46	17382.46	17372756.8	-42150646.2	19.3103	7.8989

Elaborado por el autor

5.8 Periodo aproximado de vibración según la E.030-2108

El Periodo según la E.030 SE calcula como

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismorresistente del 2018, p. 24

Donde C_T es igual a 60 para edificios con uros estructurales, por lo tanto.

$$T = \frac{35.33}{60} = 0.58 \text{ seg}$$

El Software proporciona el cálculo de los periodos de la estructura para las dos direcciones de análisis en el diseño final.

Tabla 32: Periodos calculados con el Software Etabs

CASO	MODO	PERIODO (seg)
ModalEs Y	1	0.657
ModalEs X	2	0.564
ModalEs Rz	3	0.52

Elaborado por el autor

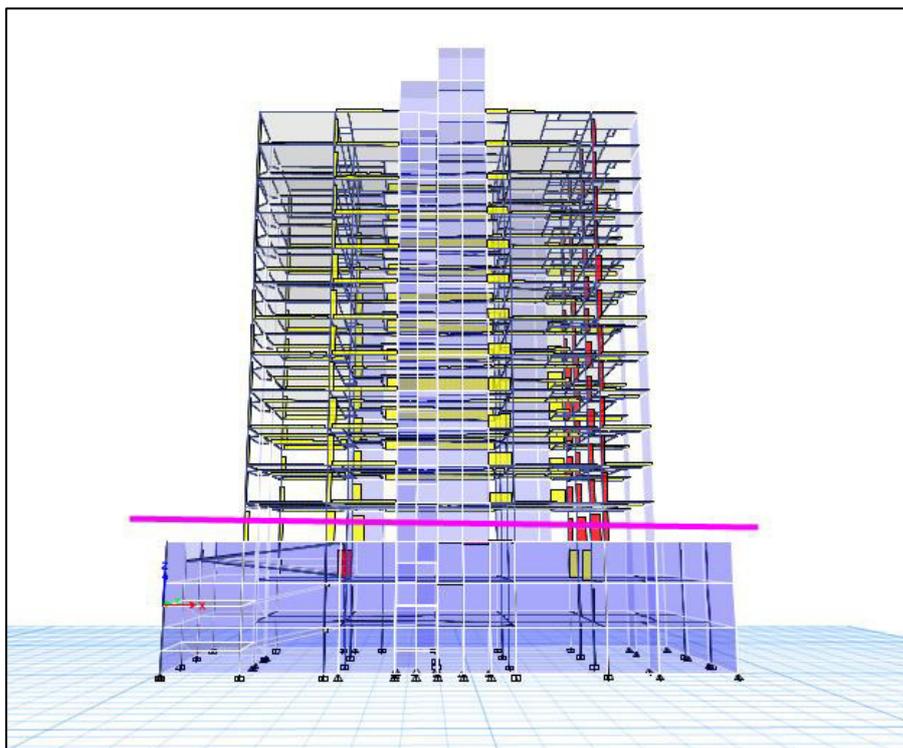
Se puede observar que el software y la norma E.030-2018 brindan periodos similares, de aquí se puede concluir que el modelo matemático hasta esta fase es correcto.

5.8.1 Clasificación de sistema estructural.

Para determinar la fuerza cortante se realizó un corte en las dos direcciones a nivel de primer piso.

a) Sistema estructural para la dirección X:

Ilustración 34: sección de corte para la dirección X



Elaborado por el autor

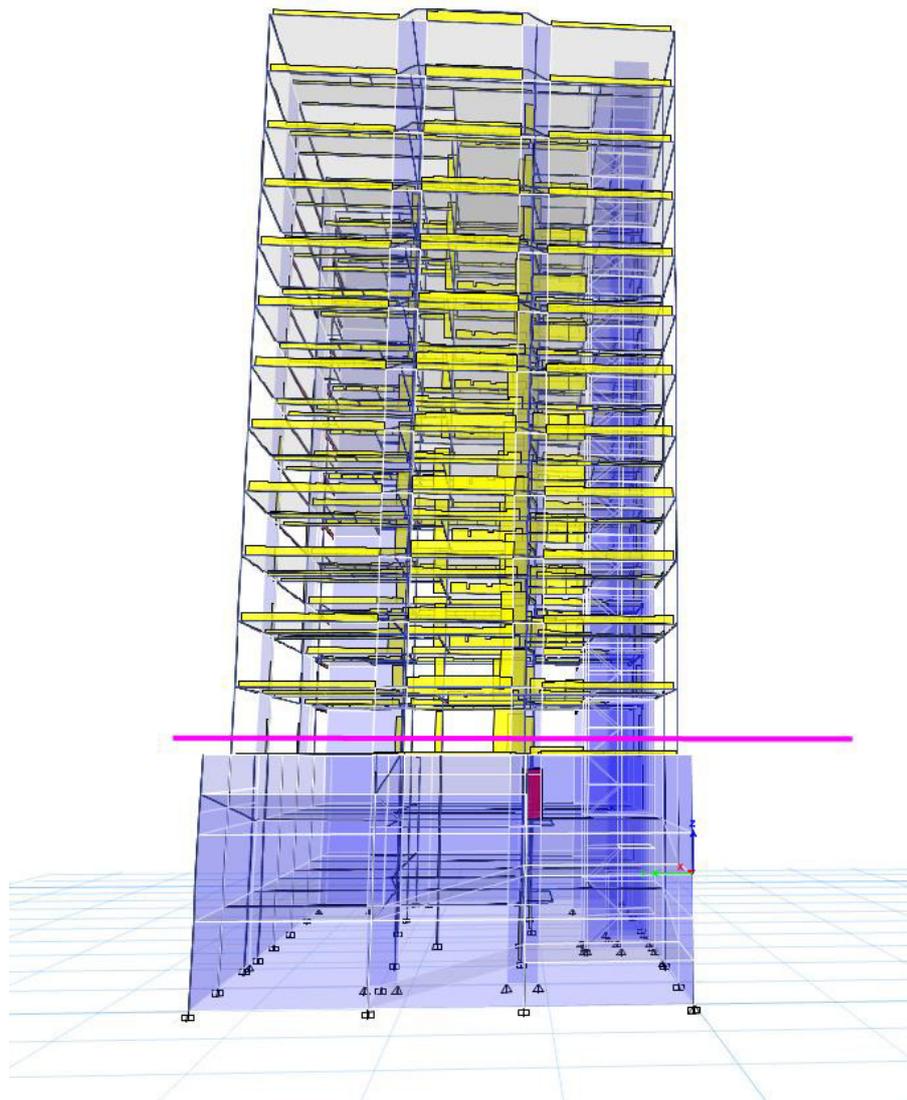
Tabla 33: Cálculo de porcentajes de fuerzas cortantes en dirección X.

V Cortante	kg/m	
Vtotal=	450899.5	
Vcolumn=	55204.34	12%
Vmuros=	395695.1	88%
Sistema de muros estructurales		

Elaborado por el autor

b) Sistema estructural para la dirección Y:

Ilustración 35: Sección de corte para la dirección Y



Elaborado por el autor

Tabla 34: Cálculo de porcentajes de fuerzas cortantes en dirección Y.

V Cortante	kg/m	
Vtotal=	450901	
Vcolum=	78541.18	17%
Vmuros=	372359.8	83%
Sistema de muros estructurales.		

Elaborado por el autor

5.9 Amortiguamiento

Para el desarrollo de los cálculos se ha considera un amortiguamiento de 0.05 (que es el 5% del amortiguamiento critico), este valor también coincide con el nivel de amortiguamiento asumido en el desarrollo de los valores mapeados para la normativa actual de E.030 2018.

5.10 Evaluación de la irregularidad

Para este apartado se evaluarán las irregularidades que solo han sido halladas en la estructura.

5.10.1 Irregularidad por esquinas entrantes

Esta irregularidad existe cuando ambas proyecciones en planta de la estructura, más allá de una esquina reentrante, son mayores que el 20% de la dimensión en planta de la estructura en una dimensión dada.

Evaluación para la dirección Y: Esquina entrante en Y es irregular.

Tabla 35: Porcentaje de esquina entrante para la dirección Y

Ly	17.57
Ly20%	3.514

Elaborado por el autor

Evaluación para la dirección X: Esquina entrante en Y es regular.

Tabla 36: Porcentaje de esquina entrante para la dirección X

Lx	29.3
Lx20%	5.86

Elaborado por el autor

Como no es regular para las dos direcciones, se concluye que la estructura es irregular para esquina entrante.

5.10.2 Irregularidad horizontal de discontinuidad del diafragma

Principalmente, el área de aberturas en los diafragmas no debe de ser mayor que 0.5 veces el área del piso.

Tabla 37: Porcentaje de aberturas en planta

Áreas	m2	
Atotal=	479	
Adis=	85.45	
A%=	17.8	%

Elaborado por el autor

Segunda condicen por sección transversal mayor al 25%.

Tabla 38: Irregularidad por franca transversal de estudio

y	17.57(25%)	<	9.3	irregular
x	26.3(25%)	<	9.1	irregular

Elaborado por el autor

5.10.3 Resumen de las consideraciones de Irregularidad

Para el caso de análisis se ha encontrado dos tipos de irregularidad: la irregularidad por esquinas entrantes y la irregularidad por discontinuidad de diafragma.

El coeficiente de reducción será calculado para el caso de la normativa E.030 - 2018:

$$R = R_0 * I_a * I_p$$
$$R_{x,y} = 6 * 1 * 0.85 = 5.1$$

Para I_p es el factor de irregularidad en planta y I_a es el factor de irregularidad por altura, deberá seleccionarse el factor apropiado como el más crítico en caso de irregularidad.

5.11 Evaluación del comportamiento como diafragma rígido

La normativa E.030 no brinda recomendaciones para la evaluación de los sistemas de entrepiso, estos se presentan como diafragma rígido o flexible, para el caso de estudio se consideró como rígidos a todas las losas de entrepiso.

5.12 Cálculo por las fuerzas laterales equivalentes según la E.030-2018

El análisis de fuerzas equivalentes se hace para un diseño preliminar, para poder obtener las fuerzas cortantes basales y de este modo poder escalar con las fuerzas dinámicas basales en caso este sea necesario.

5.12.1 Cortante en la base

La norma E.030 actualizada al año 2018 en su sección 4.5.2 indica que la fuerza cortante en la base será calculada con la siguiente expresión.

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

El valor de C/R no deberá ser menor a:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismo Resistente del 2018, p.23

Siendo C es el factor de amplificación sísmica y se calcula de la siguiente manera.

$$T < T_P \quad , \quad C = 2.50$$

$$T_P < T < T_L \quad , \quad C = 2.50 * \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_P \quad , \quad C = 2.50 * \left(\frac{T_P * T_L}{T}\right)$$

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismo Resistente del 2018, p.13

De acuerdo al apartado 4.8 donde se calculó por periodos de la estructura se tiene que los periodos fundamentales de la estructura son:

Tabla 39: Periodos fundamentales de la estructura

T1-Y=	0.657 seg
T1-X=	0.564 seg

Elaborado por el autor

En concordancia con la norma E.030-2018

Tp, Tl de este tipo de suelo S1. Para este caso de estudio serán:

Tabla 40: Periodos Tp y Tl

Tp=	0.4
Tl=	2.5

Elaborado por el autor

Para el caso de análisis se calculó el factor de amplificación para las dos direcciones la estructura.

Tabla 41: Factores de amplificación de acuerdo a la E.030-2018

Cx=	1.77
Cy=	1.52

Elaborado por el autor

Tabla 42: Resumen de datos para el cálculo de cortante basal.

Z=	4
U=	1
Cx=	1.77
Cy=	1.52
S=	1
Rx,y=	5.1
Tp=	0.4
Tl=	2.5

Elaborado por el autor

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

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismo Resistente del 2018, p.23

Tabla 43: Cortantes basales estáticas según E.030-2018

Csx=	1.3906
Csy=	1.1938

Elaborado por el autor

5.12.2 Determinación de la fuerza sísmica

Para la E.030-2018 se tendrá que calcular con el factor K para la fórmula de variación en altura.

Tabla 44: Factor K para el cálculo de fuerzas cortantes por altura

Kx=	1.032
Ky=	1.0785

Elaborado por el autor

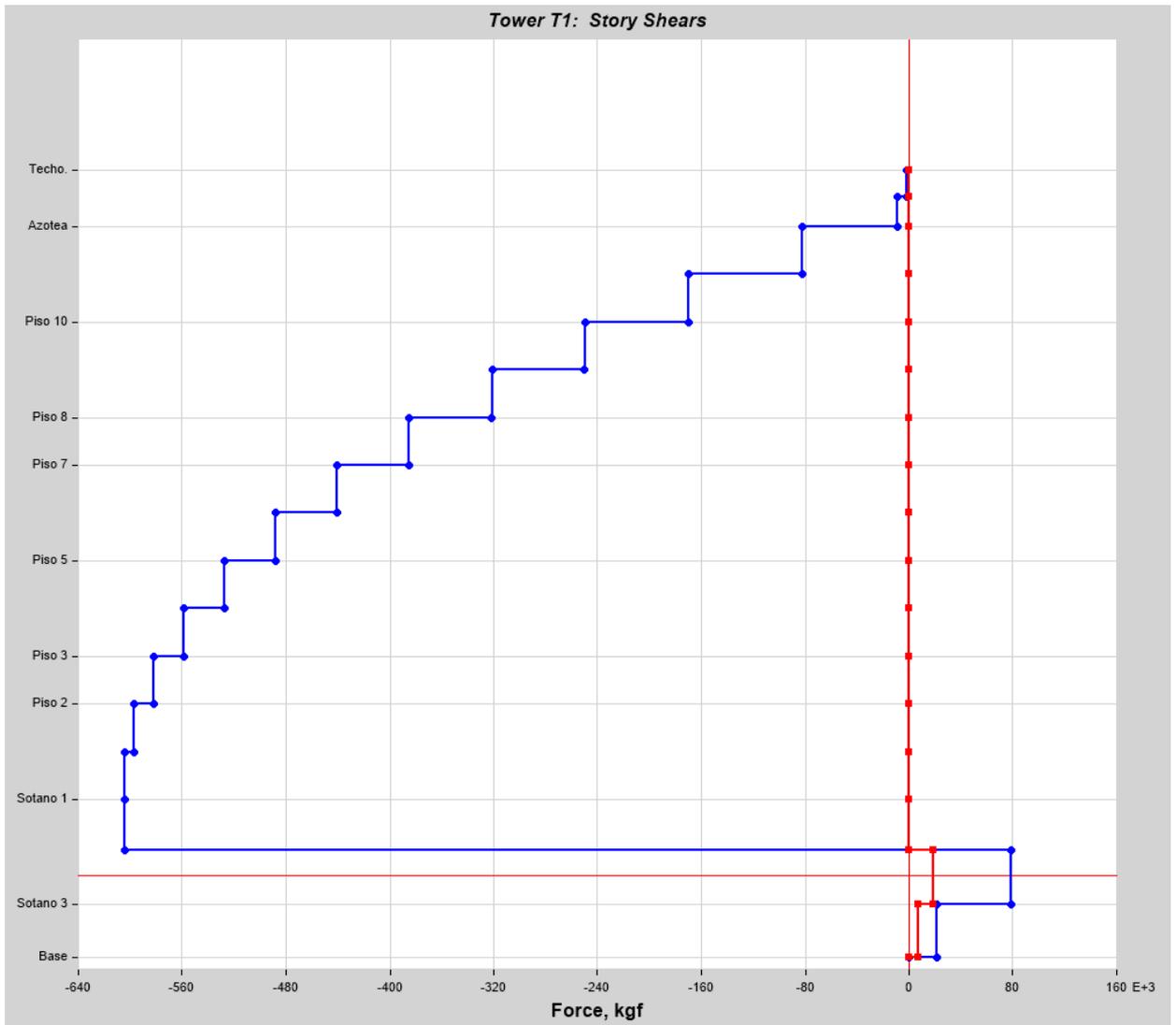
A continuación, se presenta el resumen de las fuerzas cortantes para cada dirección y nivel de planta.

Tabla 45: Distribución de las fuerzas horizontales equivalentes en altura, fuerzas cortantes y momentos de volteo según la E.030

Pisos.	VX	VY	MX	MY
	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m
Techo.	-1863.09	-1640.55	2296.77	-2608.33
T.E	-9125.99	-8023.37	15134.16	-17209.91
Azotea	-82232.43	-72120.2	200277.08	-228312.31
Piso 11	-170182.06	-148919.59	582812.9	-665465.45
Piso 10	-249908.01	-218230.04	1143494.9	-1307534.4
Piso 9	-321406.2	-280083.84	1863159.31	-2133373.77
Piso 8	-385223.43	-334991.2	2723953.68	-3123243.38
Piso 7	-440825.41	-382534.17	3706951.31	-4256029.95
Piso 6	-488240.74	-422787.51	4793417.66	-5510693.77
Piso 5	-527531.11	-455861.54	5964901.7	-6866353.51
Piso4	-558733.84	-481856.4	7203209.67	-8302223.84
Piso 3	-581925.84	-500920.81	8490529.96	-9797717.07
Piso 2	-597184.97	-513229.92	9809501.03	-11332445.5
Piso 1	-604655.97	-519065.42	11143485	-12886393.2
Sótano 1	-604655.97	-519065.42	12555343	-14531057.5
Sótano 2	78647.73	549546.85	10961657.1	-14302979.1
Sótano 3	21827.24	94898.03	10686452.8	-14239680.1

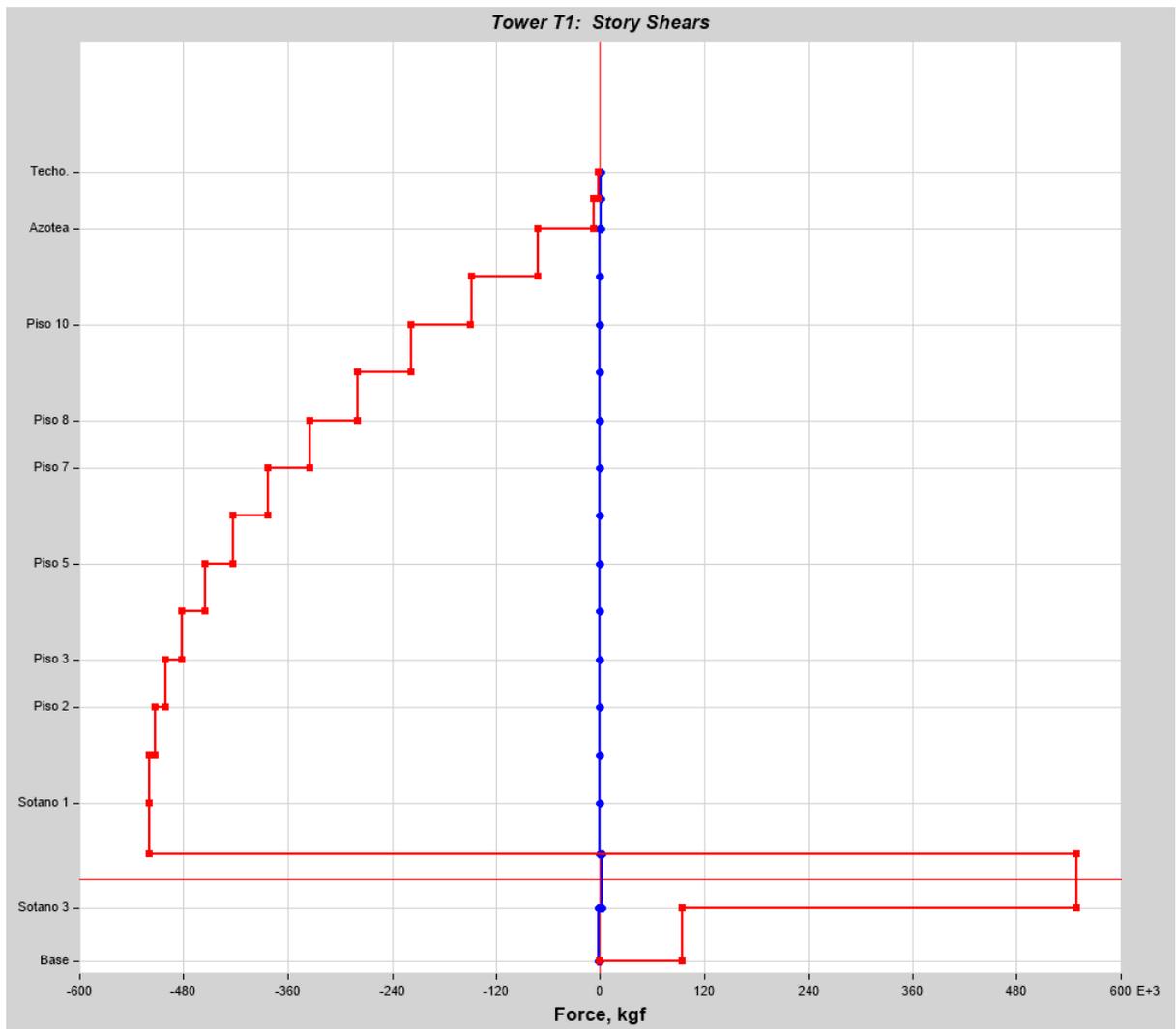
Elaborado por el autor

Ilustración 36: Fuerza cortantes en cada nivel según E.030-2018 para la dirección de análisis X (obtenida del programa Etabs)



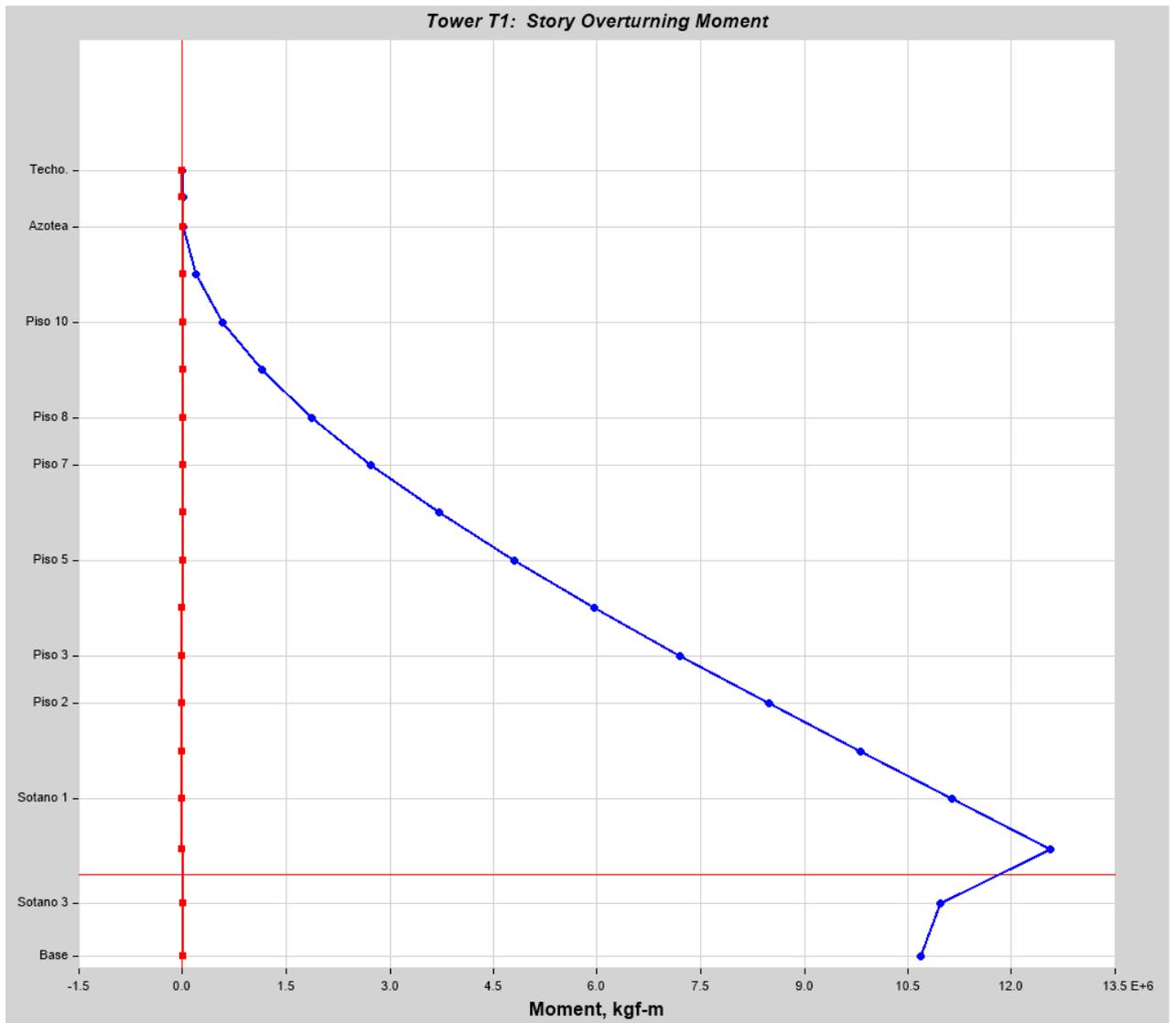
Elaborado por el autor

Ilustración 37: Fuerza cortantes en cada nivel según E.030-2018 para la dirección de análisis Y (obtenida del programa Etabs)



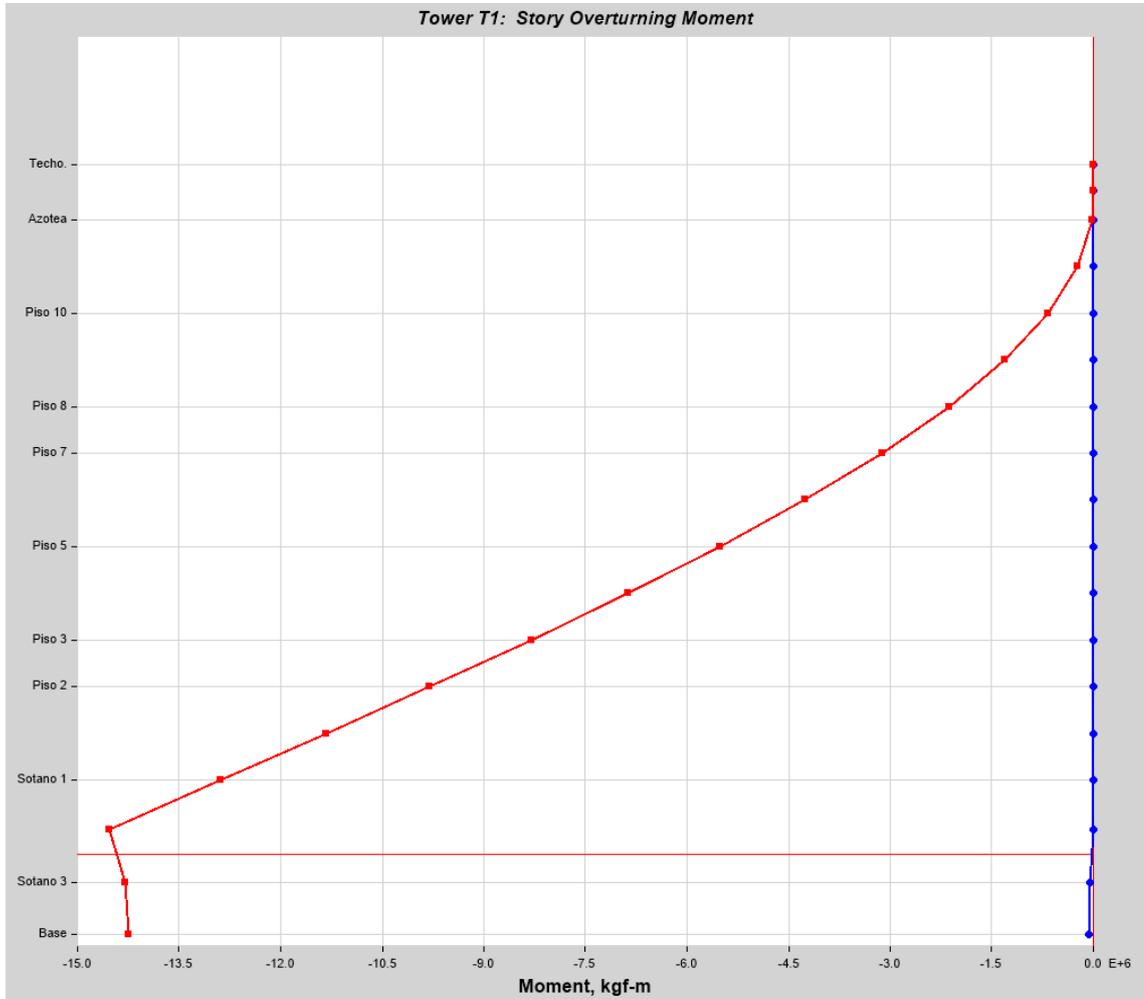
Elaborado por el autor

Ilustración 38: Momentos de volteo en cada nivel según la E.030-2018 para la dirección X (obtenidos del programa Etabs)



Elaborado por el autor

Ilustración 39: Momentos de volteo en cada nivel según la E.030-2018 para la dirección Y (obtenidos del programa Etabs)



Elaborado por el autor

5.12.3 Evaluación del desplazamiento y derivas máximas

La norma E.030-2018 indica que los desplazamientos laterales se obtienen, en estructuras regulares, multiplicando por $0.75R$ los resultados obtenidos del análisis lineal elástico con solicitaciones sísmicas reducidas (es decir, el cálculo de la fuerza cortante en la base o del análisis modal de respuesta espectral tomando en cuenta R). En

estructuras irregulares el factor a multiplicar los resultados de un análisis elástico lineal es igual $0.85R$.

La norma E.030 es más restrictiva con respecto al criterio de aceptabilidad global, y para edificios de concreto armado como es en nuestro caso de estudio el límite de distorsión del entre piso es de 0.007 (0.7%).

Derivas inelásticas por Sismo en X

Tabla 46: Cálculo de derivas inelásticas para la dirección X

Niveles	H (mm)	Caso	Dirección	Desp. (mm)	Desp.Rel (mm)	Der.Elástica	Der.Inelástica	Der. Limite
Techo.	2570	Sismo en X	X	29.036649	2.215043	0.00086188	0.004395611	0.007
T.E	2570	Sismo en X	X	26.821606	1.789085	0.00069614	0.003550324	0.007
Azotea	2570	Sismo en X	X	25.032521	1.813003	0.00070545	0.003597788	0.007
Piso 11	2570	Sismo en X	X	23.219518	1.955471	0.00076088	0.003880507	0.007
Piso 10	2570	Sismo en X	X	21.264047	2.116443	0.00082352	0.004199945	0.007
Piso 9	2570	Sismo en X	X	19.147604	2.274222	0.00088491	0.004513048	0.007
Piso 8	2570	Sismo en X	X	16.873382	2.40409	0.00093544	0.004770762	0.007
Piso 7	2570	Sismo en X	X	14.469292	2.487852	0.00096804	0.004936983	0.007
Piso 6	2570	Sismo en X	X	11.98144	2.50032	0.00097289	0.004961725	0.007
Piso 5	2570	Sismo en X	X	9.48112	2.445916	0.00095172	0.004853763	0.007
Piso4	2570	Sismo en X	X	7.035204	2.296177	0.00089345	0.004556616	0.007
Piso 3	2570	Sismo en X	X	4.739027	2.036038	0.00079223	0.004040387	0.007
Piso 2	2570	Sismo en X	X	2.702989	1.631969	0.00063501	0.003238538	0.007
Piso 1	2570	Sismo en X	X	1.07102	1.012522	0.00039398	0.002009285	0.007
Sótano 1	2720	Sismo en X	X	0.058498	0.058498	2.1507E-05	0.000109684	0.007
0	0	0	0	0	0	0	0	0.007

Elaborado por el autor

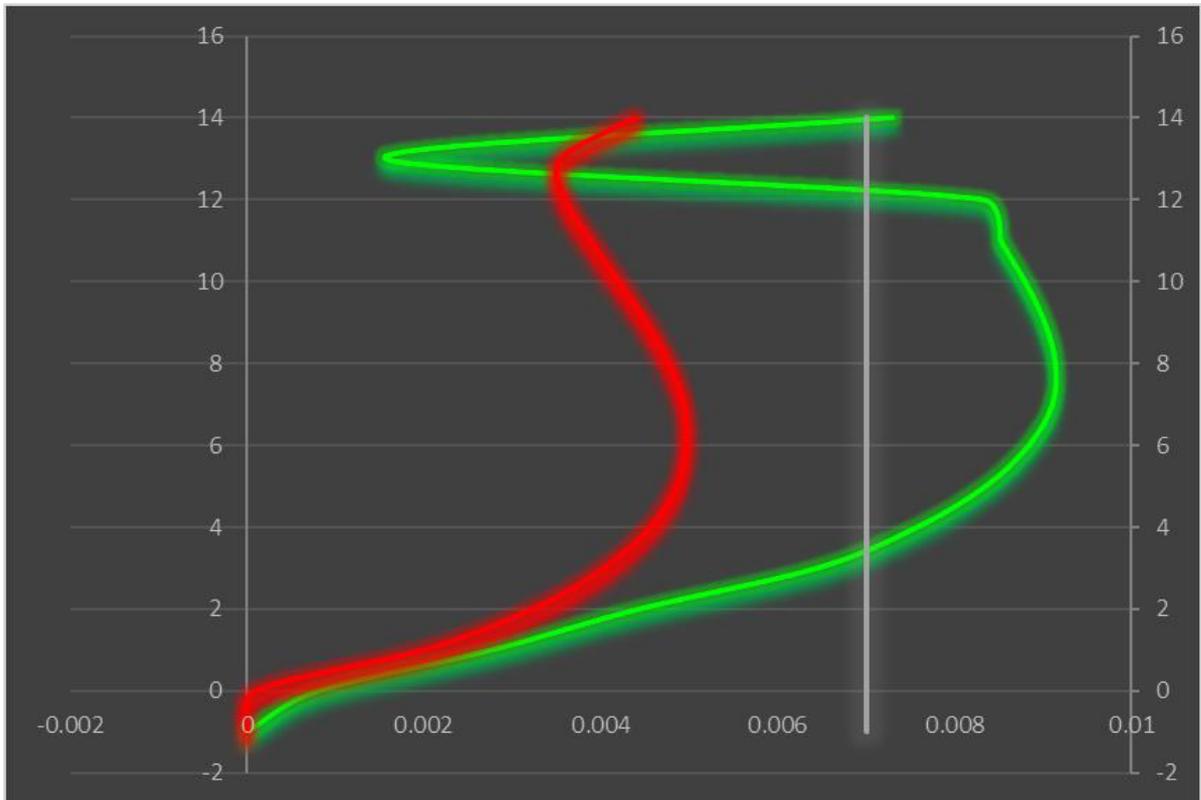
Derivas inelásticas por Sismo en Y

Tabla 47: Cálculo de derivas inelásticas para la dirección Y

Niveles	H (mm)	Caso	Dirección	Desp.(m)	Desp.Rel (m)	Der. Elástica.	Der. Inelástica.	Der. Limite
Techo.	2570	Sismo en Y	Y	49.3212	3.6777	0.0014310	0.00729830	0.007
T.E	2570	Sismo en Y	Y	45.6435	0.7866	0.0003060	0.00156106	0.007
Azotea	2570	Sismo en Y	Y	46.4301	4.1819	0.0016272	0.00829881	0.007
Piso 11	2570	Sismo en Y	Y	42.2482	4.2900	0.0016692	0.00851323	0.007
Piso 10	2570	Sismo en Y	Y	37.9582	4.4279	0.0017229	0.00878705	0.007
Piso 9	2570	Sismo en Y	Y	33.5302	4.5404	0.0017667	0.00901028	0.007
Piso 8	2570	Sismo en Y	Y	28.9897	4.6018	0.0017906	0.00913209	0.007
Piso 7	2570	Sismo en Y	Y	24.3878	4.5858	0.0017843	0.00910026	0.007
Piso 6	2570	Sismo en Y	Y	19.8020	4.4525	0.0017325	0.00883581	0.007
Piso 5	2570	Sismo en Y	Y	15.3495	4.2074	0.0016371	0.00834940	0.007
Piso4	2570	Sismo en Y	Y	11.1420	3.8185	0.0014858	0.00757767	0.007
Piso 3	2570	Sismo en Y	Y	7.32351	3.2510	0.0012649	0.00645144	0.007
Piso 2	2570	Sismo en Y	Y	4.07248	2.2398	0.0008715	0.00444476	0.007
Piso 1	2570	Sismo en Y	Y	1.83267	1.3984	0.0005441	0.00277505	0.007
Sótano 1	2720	Sismo en Y	Y	0.43426	0.4342	0.0001596	0.00081425	0.007
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Elaborado por el autor

Ilustración 40: grafica de las derivas inelásticas por sismo estático para las dos direcciones de análisis con el límite de la norma E.030-2018



Elaborado por el autor

5.12.4 Recomendaciones del Análisis por la Fuerza Horizontales Equivalentes

Para este análisis por fuerzas equivalentes no nos brinda las condiciones para un diseño final, por esta razón no se puede tomar medidas para mejorar la rigidez lateral de la edificación, aun se tiene realizar el escalado con las fuerzas cortantes en la base con las Dinámicas ya que el análisis estatico suelen ser mayores.

La norma E.030 añade factores adicionales que modificas el factor R haciendo que la estructura irregular pierda ductilidad, además las maxis distorsiones de entre pisos son más restrictivas a comparación de otras normas.

5.13 Análisis modal de respuesta espectral

El Análisis Modal de Respuesta Espectral comúnmente conocido como Análisis Dinámico está conformado por dos análisis, los cuales son: Análisis Modal y Análisis Espectral. Es necesario para la investigación detallarlos a continuación.

5.13.1 Análisis modal

Para la elaboración de análisis modal se utilizó el procedimiento de los “ vectores Ritz” para hallar las formas de modos, ya que este procedimiento al incorporar la distribución espacial de las cargas dinámicas dan una mejor precisión para los resultados de los valores y vectores propios a usar, es decir, en menor número de modos se llega a un mayor porcentaje de participación de masa modal a contraposición de otros métodos como es el caso de sub-espacios (eigenvectors), evitando así los modos espurios.

En el desarrollo de la investigación se presentarán resúmenes de las frecuencias, periodos y modos de participación. Los periodos del análisis de Rayleigh serán más o menos “precisos” esto dependerá de la estructuración que se le haya dado, este análisis nos dará periodos por encima del análisis modal, una de las ventajas del análisis modal es que nos brindará de una manera más sencilla los periodos fundamentales en ambos sentidos.

Nuestra norma E.030-2018 nos brinda valores muy subestimados en todos los casos, y a tener presente ya que, para esta investigación resultan casi a la mitad del análisis Rayleigh que también está permitido en esta normativa.

$$PPMM UX = \frac{(FPM UX)^2}{M_x} , \frac{(FPM UX)^2}{M_y} , \frac{(FPM UX)^2}{M_z}$$

5.13.2 Factores de participación modal y porcentaje de participación de masa modal

Los Factores de participación Modal (FPM) son producto de las cargas de aceleración con las formas de modo. Los FPM para el modo n se calculan como:

$$FPM UX = \phi_{\eta}^t M j, FPM UY = \phi_{\eta}^t M j, FPM UZ = \phi_{\eta}^t M j$$

Donde ϕ_{η}^t es la forma de modo, M de la matriz de mases, y J es un vector con unos y ceros dependiendo de la dirección de la carga. Esta ecuación se usa para todos los grados de libertad tanto trasnacionales como rotacionales.

A continuación, se presenta los valores de participación modal obtenidos de acuerdo a nuestro modelo matemático final.

Tabla 48: Resultados de periodos y modos de vibración

CASO	MODO	PERIODO (seg)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ModalEs	1	0.657	0.0056	0.6342	0	0.7884	0.0072	1.13E-06
ModalEs	2	0.564	0.6129	0.0066	0	0.0079	0.777	0.0136
ModalEs	3	0.52	0.0127	0.0011	0	0.0004	0.0212	0.5786
ModalEs	4	0.168	0.007	0.1505	0	0.0608	0.0029	0.0001
ModalEs	5	0.151	0.0715	0.0052	0	0.0036	0.0305	0.0531
ModalEs	6	0.133	0.0726	0.0034	0	0.0005	0.0225	0.0759
ModalEs	7	0.076	0.0018	0.0565	0	0.0268	0.0006	0.0018
ModalEs	8	0.069	0.0402	0.0003	0	0.0003	0.0149	0.0077
ModalEs	9	0.052	0.0129	0.022	0	0.0119	0.0067	0.0123
ModalEs	10	0.044	0.0202	0.0165	0	0.0112	0.011	0.0026
ModalEs	11	0.027	0.008	0.075	0	0.0586	0.0053	0.0027
ModalEs	12	0.02	0.0953	0.0052	0	0.0036	0.0639	0.0041

Elaborado por el autor

De acuerdo a los criterios de estructuración tenemos que los tres primeros modos de vibración son trasnacionales y el tercero rotacional.

Tabla 49: sumatoria acumulada de la masa participativa de los modo de participación

CASO	MODO	PERIODO (seg)	Sum UX%	Sum UY%	Sum UZ
ModalEs	1	0.657	1%	63%	0
ModalEs	2	0.564	62%	64%	0
ModalEs	3	0.52	63%	64%	0
ModalEs	4	0.168	64%	79%	0
ModalEs	5	0.151	71%	80%	0
ModalEs	6	0.133	78%	80%	0
ModalEs	7	0.076	78%	86%	0
ModalEs	8	0.069	82%	86%	0
ModalEs	9	0.052	84%	88%	0
ModalEs	10	0.044	86%	90%	0
ModalEs	11	0.027	87%	97%	0
ModalEs	12	0.02	96%	98%	0

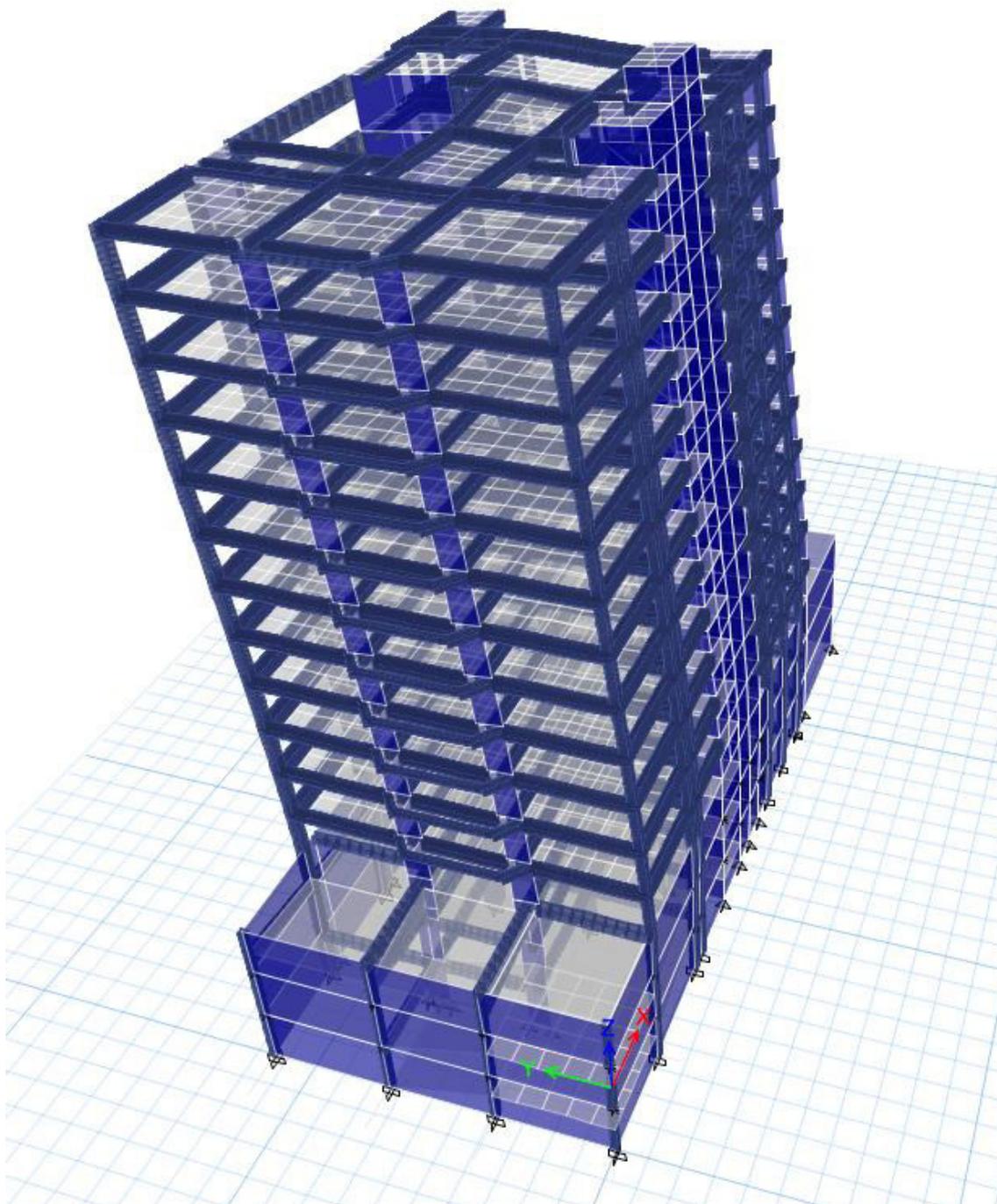
Elaborado por el autor

La norma E.030-2018 nos indica que en número de modos tiene que abarcar más de 90% de la masa participativa, de esta manera podemos afirmar que en doce modos se cumple con el requisito planteado.

Todo el modo se les conoce como los, modos naturales de vibración, para los dos primeros modos se denominan como fundamentales también se puede incluir al tercer y primer modo rotacional, el resto de modos de se le denomina como modos superiores, de la evaluación del comportamiento modal realizado podemos apreciar que en todos los sentidos siempre prevalece una dirección de movimiento o también pueden ser modos mixtos.

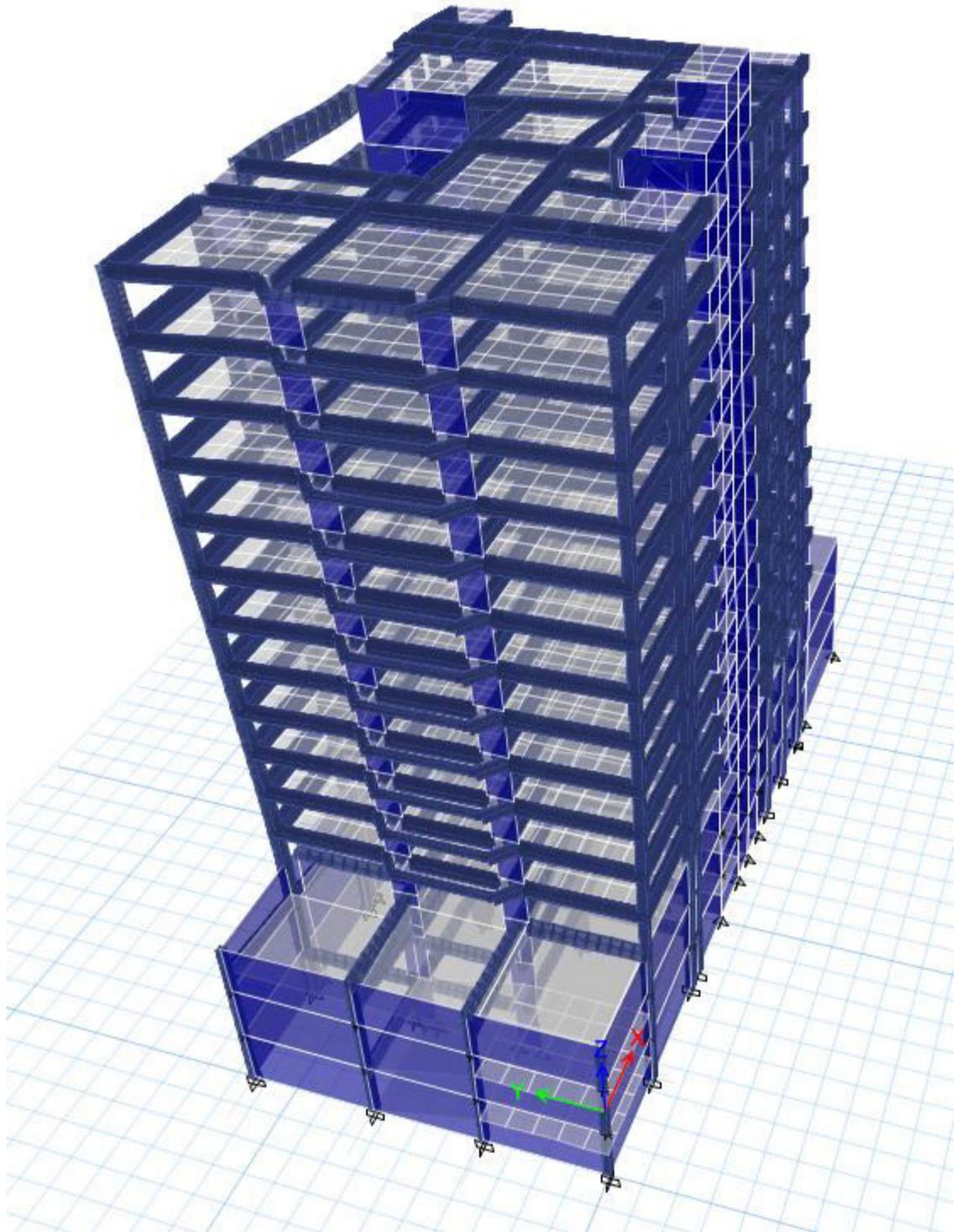
Las siguientes gráficas mostradas son de las formas de modo obtenidas con el programa para el primero hasta la cuarta forma de modal.

Ilustración 41: Primer modo de vibración (traslacional en Y)



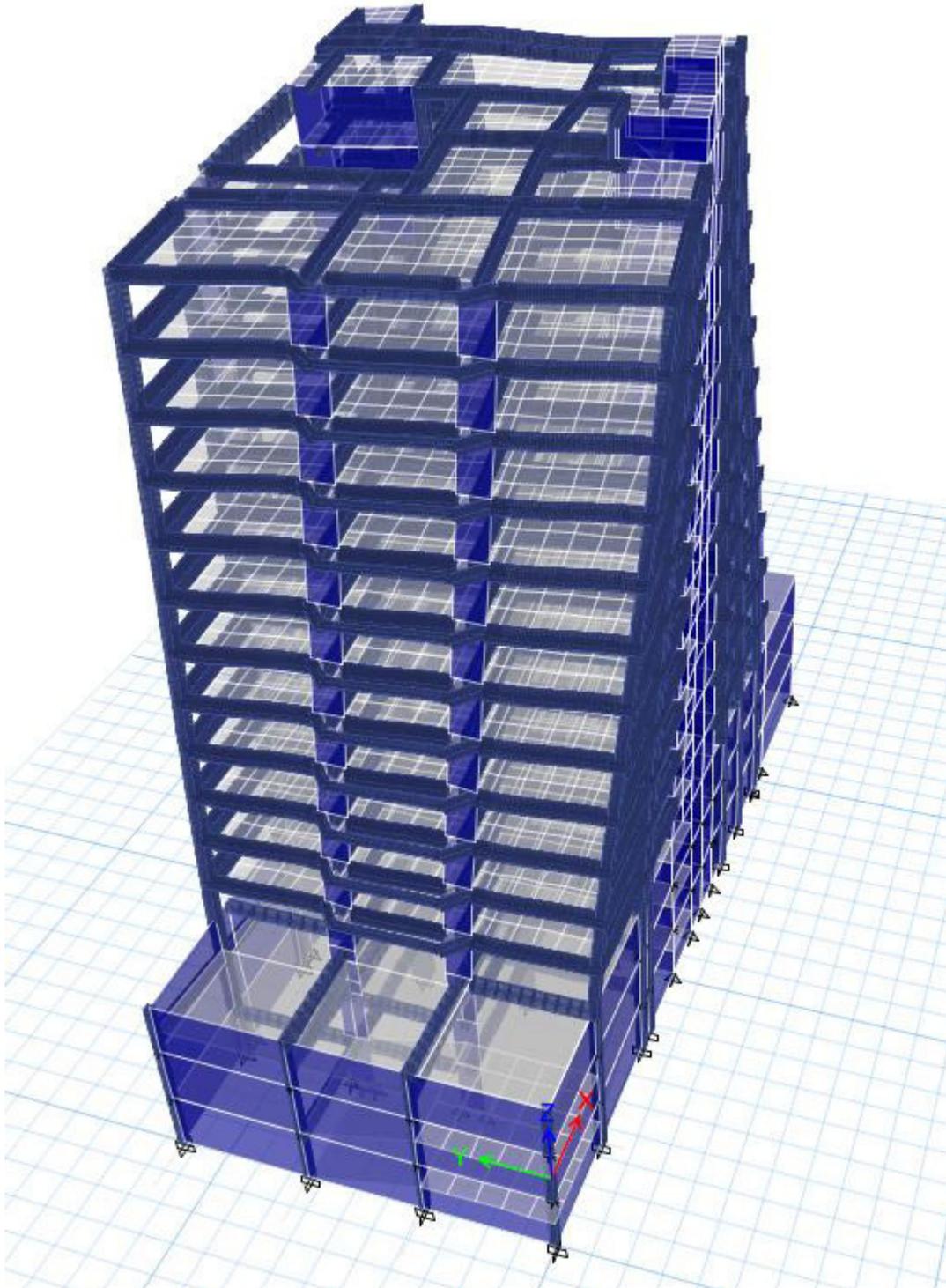
Elaborado por el autor

Ilustración 42: Segundo modo de vibración (trasnacional en X)



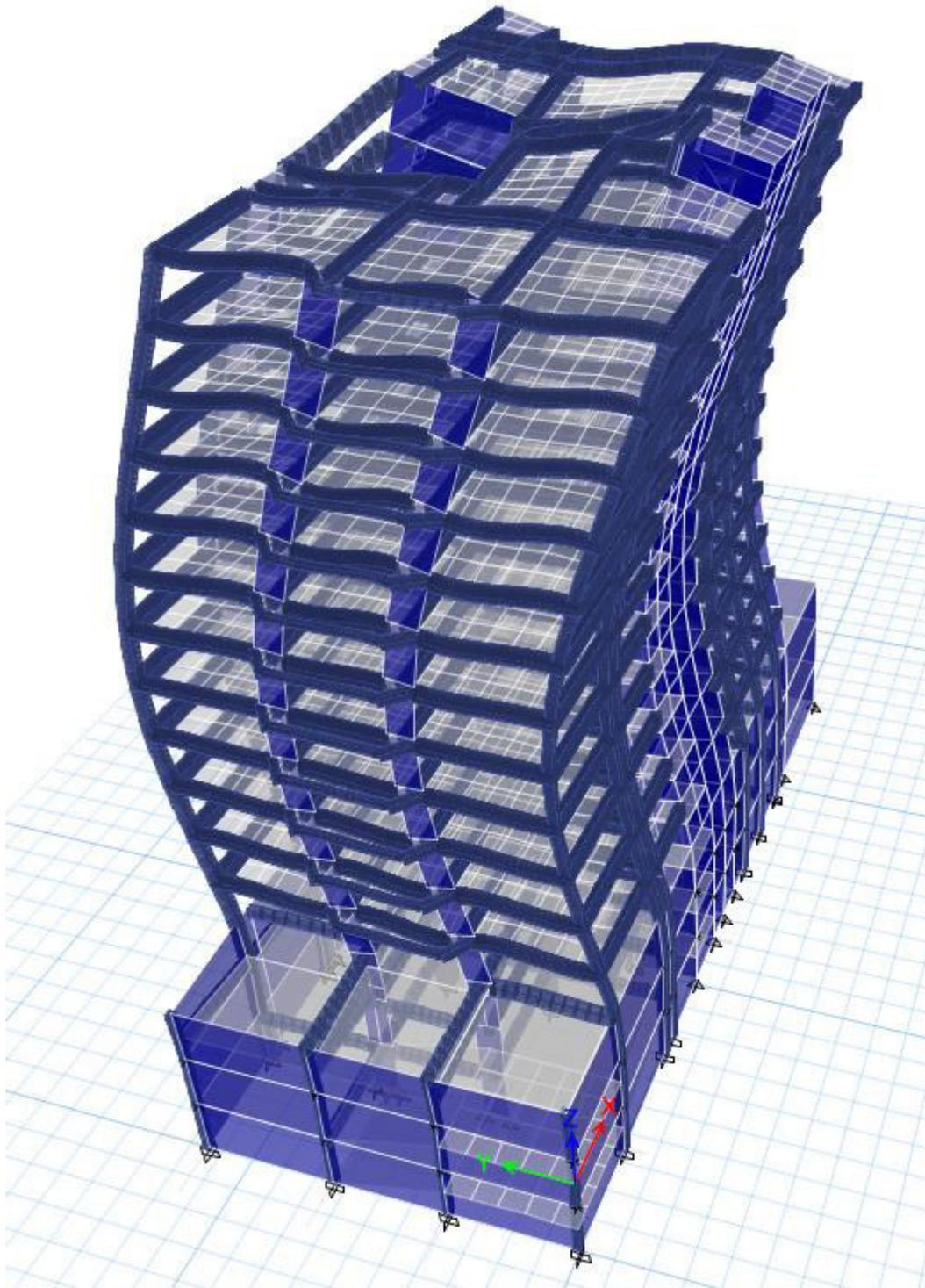
Elaborado por el autor

Ilustración 43: Tercer modo de vibración (rotacional en Z)



Elaborado por el autor

Ilustración 48: cuarto modo de vibración (modo mixto)



Elaborado por el autor

5.13.3 Análisis de respuesta espectral según E.030-2018

Para la segunda fase del Análisis dinámico y usara la respuesta del espectro de diseño para el cual la normativa E.030-2018 nos indica.

a) Espectro de respuesta según la E.030-2018

La norma E.030 indica que el espectro de aceleraciones que se usara para el diseño de los elementos, S_a , se calcule según la ecuación

$$s_a = \frac{ZUCS}{R_{E.030}} * g$$

Para el espectro de la ecuación está dada nuevamente con:

Resumen de datos.

$$\begin{aligned} T < T_p & , & C = 2.50 \\ T_p < T < T_L & , & C = 2.50 * \left(\frac{T_p}{T} \right) \\ T > T_p & , & C = 2.50 * \left(\frac{T_p * T_L}{T} \right) \end{aligned}$$

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismo Resistente del 2018, p.13

Tabla 50: Resumen de datos para el cálculo de cortante basal

Z=	4
U=	1
Cx=	1.77
Cy=	1.52
S=	1
Rx,y=	5.1
Tp=	0.4
Tl=	2.5

Elaborado por el autor

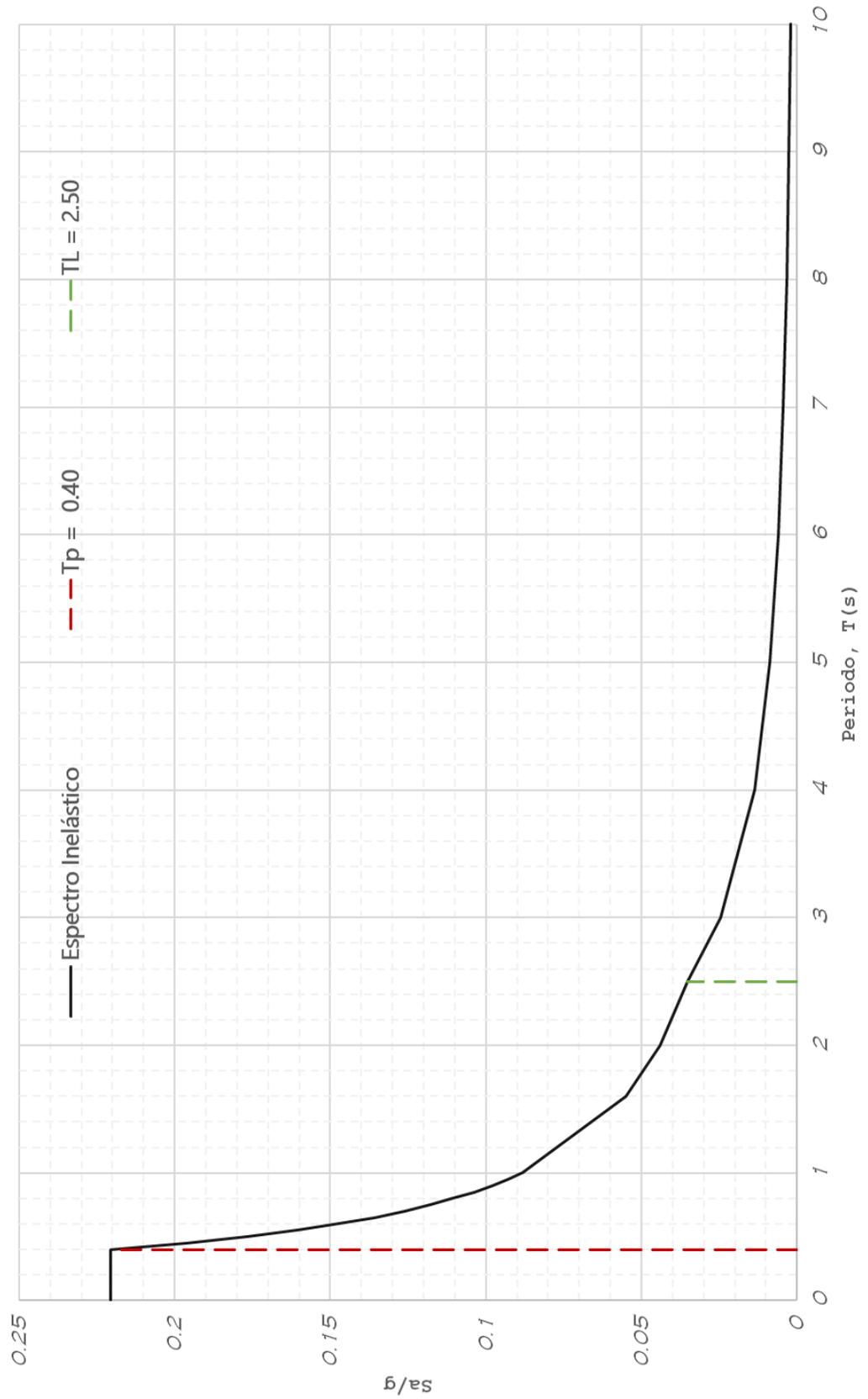
Para las siguientes ilustraciones se muestran los espectros a utilizar con los parámetros que nos indica la E.030-2018:

Tabla 51: Espectro de diseño según la normativa E.030-2018, para un 10 por ciento de probabilidad de excedencia. (tiempo de retorno = 475 años)

T	C	C/R	ZUCS/R
0	2.5	0.490196	0.220588
0.02	2.5	0.490196	0.220588
0.04	2.5	0.490196	0.220588
0.06	2.5	0.490196	0.220588
0.08	2.5	0.490196	0.220588
0.1	2.5	0.490196	0.220588
0.12	2.5	0.490196	0.220588
0.14	2.5	0.490196	0.220588
0.16	2.5	0.490196	0.220588
0.18	2.5	0.490196	0.220588
0.2	2.5	0.490196	0.220588
0.25	2.5	0.490196	0.220588
0.3	2.5	0.490196	0.220588
0.35	2.5	0.490196	0.220588
0.4	2.5	0.490196	0.220588
0.45	2.222222	0.43573	0.196078
0.5	2	0.392157	0.176471
0.55	1.818182	0.356506	0.160428
0.6	1.666667	0.326797	0.147059
0.65	1.538462	0.301659	0.135747
0.7	1.428571	0.280112	0.12605
0.75	1.333333	0.261438	0.117647
0.8	1.25	0.245098	0.110294
0.85	1.176471	0.230681	0.103806
0.9	1.111111	0.217865	0.098039
0.95	1.052632	0.206398	0.092879
1	1	0.196078	0.088235
1.6	0.625	0.122549	0.055147
2	0.5	0.098039	0.044118
2.5	0.4	0.078431	0.035294
3	0.277778	0.054466	0.02451
4	0.15625	0.030637	0.013787
5	0.1	0.019608	0.008824
6	0.069444	0.013617	0.006127
7	0.05102	0.010004	0.004502
8	0.039063	0.007659	0.003447
9	0.030864	0.006052	0.002723
10	0.025	0.004902	0.002206

Elaborado por el autor

Ilustración 44: Gráfica del espectro de diseño según E.030-2018



Elaborado por el autor

b) Combinación modal y dirección según la E.030-2018

La combinación que se utilizó para la investigación fue la de “Combinaciones cuadráticas completas” (CQC). También se permitía la combinación igual al 25 por ciento de una combinación de valores absolutos añadiendo el 75 por ciento de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSSS)

c) Desplazamiento obtenido según la e.030-2018

Los desplazamientos correspondientes a cada modo se obtienen por medio de la siguiente ecuación.

$$y_i = s_d FPM_i X_i$$

La ecuación brinda el desplazamiento según el nivel del desplazamiento espectral para caso de modo, para luego combinar los resultados de cada modo para dar el resultado final.

Se presentan los resultados de los desplazamientos del análisis modal de respuesta espectral para todos los pisos.

d) Fuerza cortante dinámica en la base según la e.030-2018

Para las fuerzas dadas por los modos de participación y por cada piso se obtienen al multiplicar la masa del piso por la aceleración. La aceleración en cada nivel se obtiene según la ecuación siguiente.

$$\text{Aceleración} = s_a FPM_i X_i$$

Para conocer la cortante en la base primera se debe de calcular las fuerzas aplicadas en cada nivel, en el análisis de respuesta espectral no se debe de utilizar resultados combinados para obtener nuevas sollicitaciones, siempre se deberá trabajar primero en cada modo de forma independiente

hasta encontrar el resultado objetivo y al final combinar los resultados de cada modo para obtener el valor útil final.

Representa las Fuerzas cortantes para el análisis dinámico y para el análisis estático en ambas direcciones, las mayores solicitaciones de esfuerzo se darán en el sótano uno ya que es el nivel más próximo al nivel de terreno.

Tabla 52: Fuerzas dinámicas para dirección Y

Fuerzas sísmicas dinámicas para la dirección Y			
Nivel	Modo de calo	Localización	VY
			kgf
Techo.	SismoD-YY Max	Base	2268.31
T.E	SismoD-YY Max	Base	10759.01
Azotea	SismoD-YY Max	Base	91716.76
Piso 11	SismoD-YY Max	Base	183866.44
Piso 10	SismoD-YY Max	Base	262487.08
Piso 9	SismoD-YY Max	Base	330436.9
Piso 8	SismoD-YY Max	Base	390322.46
Piso 7	SismoD-YY Max	Base	442411.91
Piso 6	SismoD-YY Max	Base	486984.5
Piso 5	SismoD-YY Max	Base	524606.86
Piso4	SismoD-YY Max	Base	555501.97
Piso 3	SismoD-YY Max	Base	579311.16
Piso 2	SismoD-YY Max	Base	596108.74
Piso 1	SismoD-YY Max	Base	605948.3
Sótano 1	SismoD-YY Max	Base	615871.85

Elaborado por el autor

Tabla 53: Fuerzas dinámicas para dirección X.

Fuerzas sísmicas dinámicas para la dirección X			
Nivel	Modo de caso	Localización	VX
			kgf
Techo.	SismoD-XX Max	Base	2033.44
T.E	SismoD-XX Max	Base	9792.18
Azotea	SismoD-XX Max	Base	87043.47
Piso 11	SismoD-XX Max	Base	177058.39
Piso 10	SismoD-XX Max	Base	255072.16
Piso 9	SismoD-XX Max	Base	323246.89
Piso 8	SismoD-XX Max	Base	383689.19
Piso 7	SismoD-XX Max	Base	436244.74
Piso 6	SismoD-XX Max	Base	480910
Piso 5	SismoD-XX Max	Base	518133.08
Piso4	SismoD-XX Max	Base	548168.2
Piso 3	SismoD-XX Max	Base	570667.64
Piso 2	SismoD-XX Max	Base	585738.91
Piso 1	SismoD-XX Max	Base	593770.23
Sótano 1	SismoD-XX Max	Base	605740.63

Elaborado por el autor

Tabla 54: Fuerzas estáticas para dirección Y

Fuerzas sísmicas estáticas para la dirección Y			
Nivel	Modo de caso	Localización	VY
			kgf
Techo.	Sismo YE2	Base	-1641.34
T.E	Sismo YE2	Base	-8027.2
Azotea	Sismo YE2	Base	-71489.46
Piso 11	Sismo YE2	Base	-148289.7
Piso 10	Sismo YE2	Base	-217541.6
Piso 9	Sismo YE2	Base	-279343.2
Piso 8	Sismo YE2	Base	-334204.7
Piso 7	Sismo YE2	Base	-381708
Piso 6	Sismo YE2	Base	-421927.7
Piso 5	Sismo YE2	Base	-454974.2
Piso4	Sismo YE2	Base	-480947.3
Piso 3	Sismo YE2	Base	-499995.8
Piso 2	Sismo YE2	Base	-512294.7
Piso 1	Sismo YE2	Base	-518125.3
Sótano 1	Sismo YE2	Base	-518125.3

Elaborado por el autor

Tabla 55: Fuerzas estáticas para dirección X

Fuerzas sísmicas estáticas par ala dirección X			
Nivel	Modo de calo	Localización	VX kgf
Techo.	Sismo XE2	Base	-1863.94
T.E	Sismo XE2	Base	-9130.16
Azotea	Sismo XE2	Base	-81511.32
Piso 11	Sismo XE2	Base	-169460.1
Piso 10	Sismo XE2	Base	-249117.1
Piso 9	Sismo XE2	Base	-320553.4
Piso 8	Sismo XE2	Base	-384316
Piso 7	Sismo XE2	Base	-439870.4
Piso 6	Sismo XE2	Base	-487245.2
Piso 5	Sismo XE2	Base	-526502
Piso4	Sismo XE2	Base	-557678
Piso 3	Sismo XE2	Base	-580850.2
Piso 2	Sismo XE2	Base	-596096.2
Piso 1	Sismo XE2	Base	-603560.9
Sótano 1	Sismo XE2	Base	-603560.9

Elaborado por el autor

e) Escalado de solicitud para el diseño según la E.030-2018

En la normativa para el caso de estructuras regulares las fuerza cortante dinámica mínima para la base no deberá ser menor al 80 por ciento de la fuerza cortante por el análisis por fuerzas equivalente y para el caso de estructuras irregulares no deberá ser menor que el 90 por ciento.

Tabla 56: Resumen de cortantes máximos.

	Estático	Dinámico
Vx	603560.9	605740.63
Vy	-518125.3	615871.85

Elaborado por el autor

Para este caso de análisis no es necesario escalar las fuerzas cortantes dinámicas ya que esta fuerza es mayor que las fas fuerzas estáticas para las dos direcciones.

f) Verificación de las derivas máximas según la E.030-2018

Ya sea para los análisis por fuerzas equivalentes o el análisis modal de respuesta espectral los criterios de aceptabilidad global se deben respetar y en caso las derivas sobrepasaran los niveles máximos que la norma nos indican para nuestro sistema estructural de 0.7 por ciento se deberá de rigidizar el sistema estructura para la dirección de análisis necesaria.

En la siguiente tecla se muestra el procedimiento para el cálculo de las derivas analistas de las estructuras para sus dos direcciones y también se muestra la gráfica derivas vs máximos desplazamientos.

Tabla 57: Cálculo de derivas inelásticas para la dirección X

Derivas inelásticas por Sismo en X								
Niveles	H (mm)	Caso	Dirección	Desp. (mm)	Despear (mm)	Der. Elástica	Der. Inelástica.	Der. Limite
Techo.	2570	SismoD-XX	X	25.179481	1.077351	0.0004192	0.00213793	0.007
T.E	2570	SismoD-XX	X	24.10213	1.154428	0.00044919	0.00229089	0.007
Azotea	2570	SismoD-XX	X	25.256558	1.895899	0.0007377	0.00376229	0.007
Piso 11	2570	SismoD-XX	X	23.360659	2.032936	0.00079103	0.00403423	0.007
Piso 10	2570	SismoD-XX	X	21.327723	2.170174	0.00084443	0.00430657	0.007
Piso 9	2570	SismoD-XX	X	19.157549	2.283882	0.00088867	0.00453222	0.007
Piso 8	2570	SismoD-XX	X	16.873667	2.364786	0.00092015	0.00469277	0.007
Piso 7	2570	SismoD-XX	X	14.508881	2.43205	0.00094632	0.00482625	0.007
Piso 6	2570	SismoD-XX	X	12.076831	2.450698	0.00095358	0.00486325	0.007
Piso 5	2570	SismoD-XX	X	9.626133	2.407042	0.00093659	0.00477662	0.007
Piso4	2570	SismoD-XX	X	7.219091	2.282406	0.0008881	0.00452929	0.007
Piso 3	2570	SismoD-XX	X	4.936685	2.054502	0.00079942	0.00407703	0.007
Piso 2	2570	SismoD-XX	X	2.882183	1.696615	0.00066016	0.00336682	0.007
Piso 1	2570	SismoD-XX	X	1.185568	1.111797	0.00043261	0.00220629	0.007
Sótano 1	2720	SismoD-XX	X	0.073771	0.073771	2.7122E-05	0.00013832	0.007

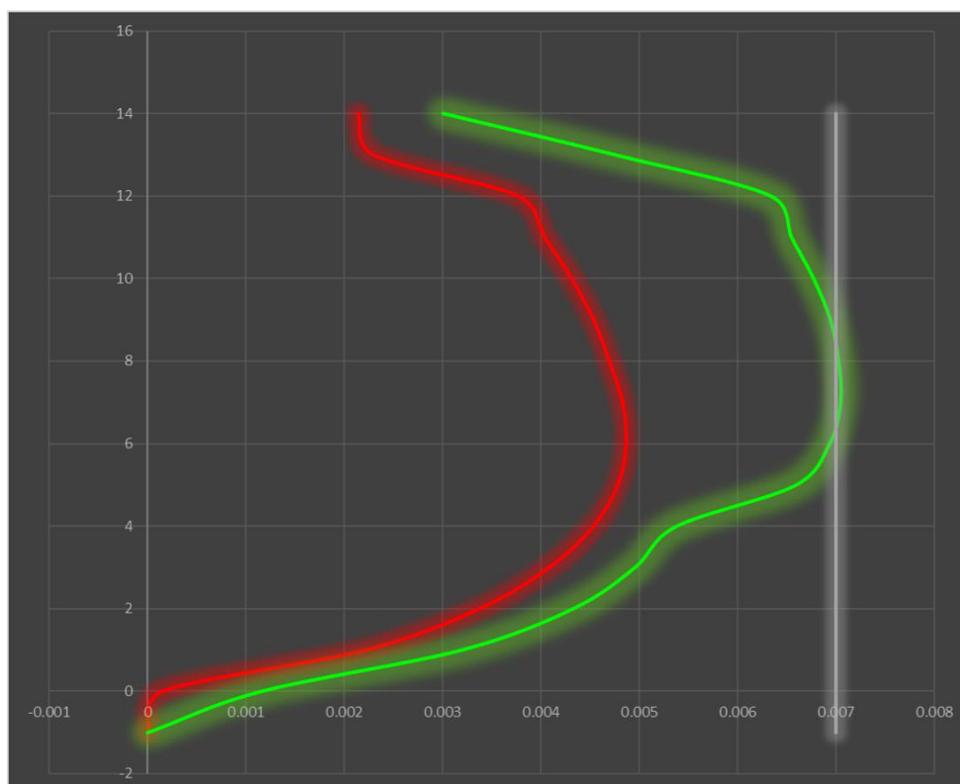
Elaborado por el autor

Tabla 58: Cálculo de derivas inelásticas para la dirección Y

Derivas inelásticas por Sismo en Y								
Niveles	H (mm)	Caso	Dirección	Desp. (mm)	Desp.Rel (mm)	Der .Elástica	Der. Inelástica.	Der. Limite
Techo.	2570	SismoD-YY	Y	36.019401	1.513008	0.00058872	0.00300247	0.007
T.E	2570	SismoD-YY	Y	34.506393	2.392984	0.00093112	0.00474872	0.007
Azotea	2570	SismoD-YY	Y	36.899377	3.191486	0.00124182	0.00633333	0.007
Piso 11	2570	SismoD-YY	Y	33.707891	3.297112	0.00128292	0.00654291	0.007
Piso 10	2570	SismoD-YY	Y	30.410779	3.410676	0.00132711	0.00676827	0.007
Piso 9	2570	SismoD-YY	Y	27.000103	3.496918	0.00136067	0.00693941	0.007
Piso 8	2570	SismoD-YY	Y	23.503185	3.539185	0.00137711	0.00702329	0.007
Piso 7	2570	SismoD-YY	Y	19.964	3.549203	0.00138101	0.00704317	0.007
Piso 6	2570	SismoD-YY	Y	16.414797	3.492577	0.00135898	0.00693079	0.007
Piso 5	2570	SismoD-YY	Y	12.92222	3.32106	0.00129224	0.00659043	0.007
Piso4	2570	SismoD-YY	Y	9.60116	2.708659	0.00105395	0.00537516	0.007
Piso 3	2570	SismoD-YY	Y	6.892501	2.494993	0.00097081	0.00495115	0.007
Piso 2	2570	SismoD-YY	Y	4.397508	2.177607	0.00084732	0.00432132	0.007
Piso 1	2570	SismoD-YY	Y	2.219901	1.604916	0.00062448	0.00318485	0.007
Sótano 1	2720	SismoD-YY	Y	0.614985	0.614985	0.0002261	0.0011531	0.007

Elaborado por el autor

Ilustración 45: Gráfica de los desplazamientos vs desplazamiento máximo de 0.7% según E.030-2018



Elaborado por el autor

Los resultados están hechos para las dimensiones finales de la estructura, quiere decir que se hizo la rigidización del sistema de acuerdo a los criterios de aceptabilidad global.

g) Recomendaciones del análisis modal de respuesta espectral

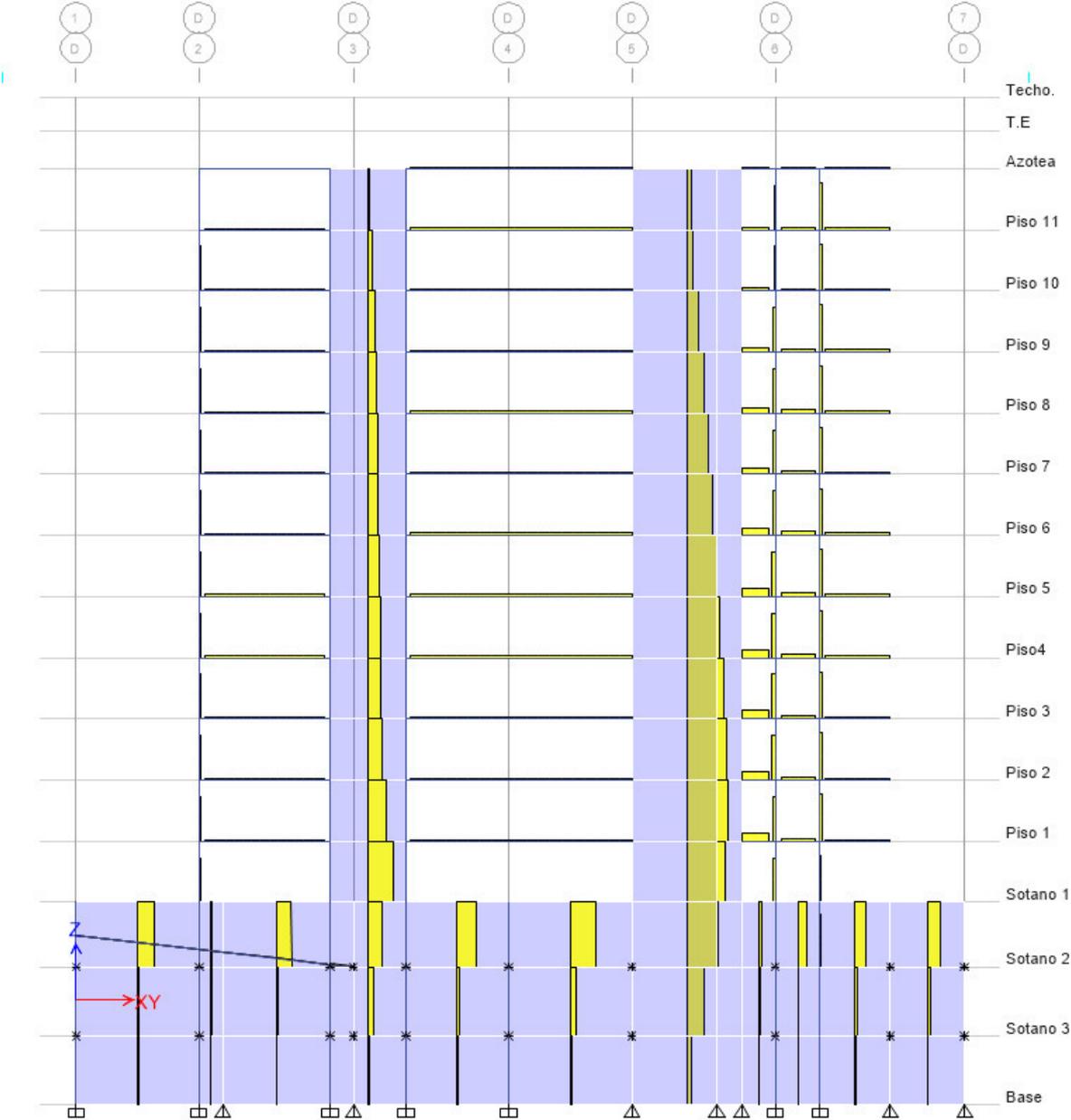
Hay que tener en cuenta que el análisis por fuerzas horizontales equivalentes sobredimensiona la respuesta de un edificio. El procedimiento de fuerzas horizontales equivalentes supone que la estructura se comporta con sus primeros modos de vibración (modos fundamentales), es la razón que el análisis modal de respuesta espectral al incluir más modos hace que la respuesta de la edificación sea más aproximada al que se pueda tener en un evento real.

Para la edificación que se diseñó no necesita incluir más elementos o incrementar las secciones de algunos de ellos para cumplir con la normativa.

5.13.4 Resultados adicionales

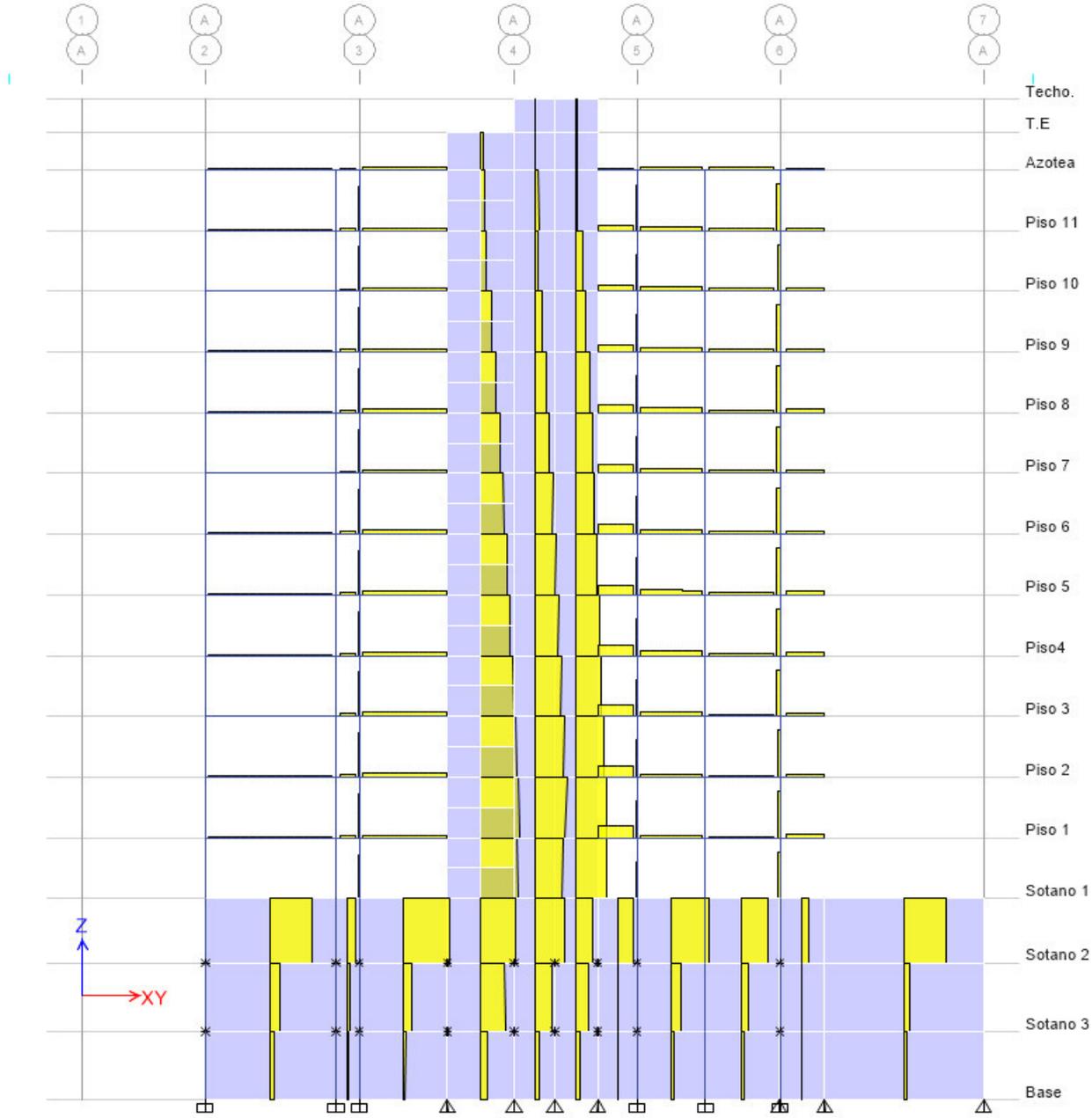
Para este apartado se presentarán más gráficas adicionales a los capítulos anteriores, como diagramas de fuerzas axiales, de fuerzas cortantes y de momentos flectores.

Ilustración 46: Fuerzas axiales para el análisis modal de respuesta espectral según la E.030 en el sentido X. para el eje D



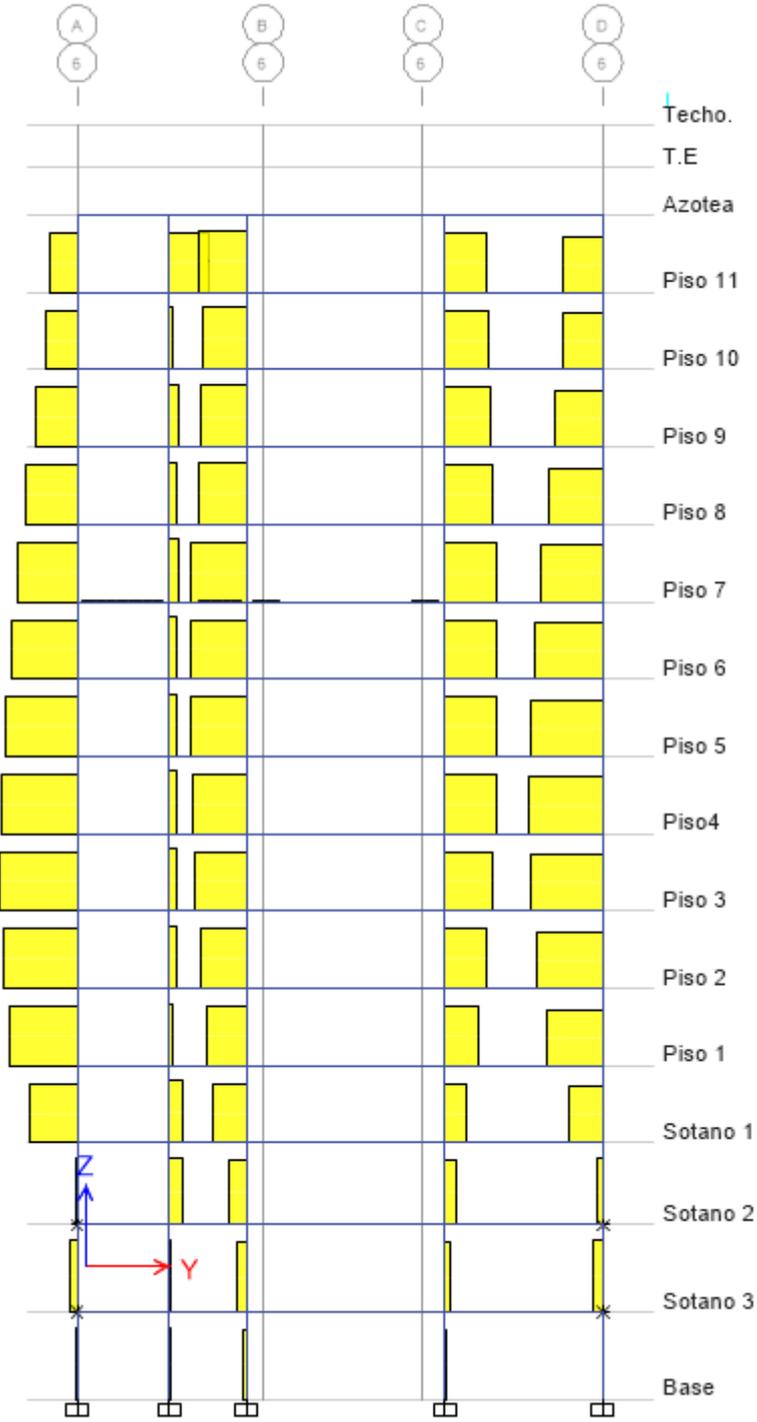
Elaborado por el autor

Ilustración 52: Fuerzas axiales para el análisis modal de respuesta espectral según la E.030 en el sentido X. para el eje A



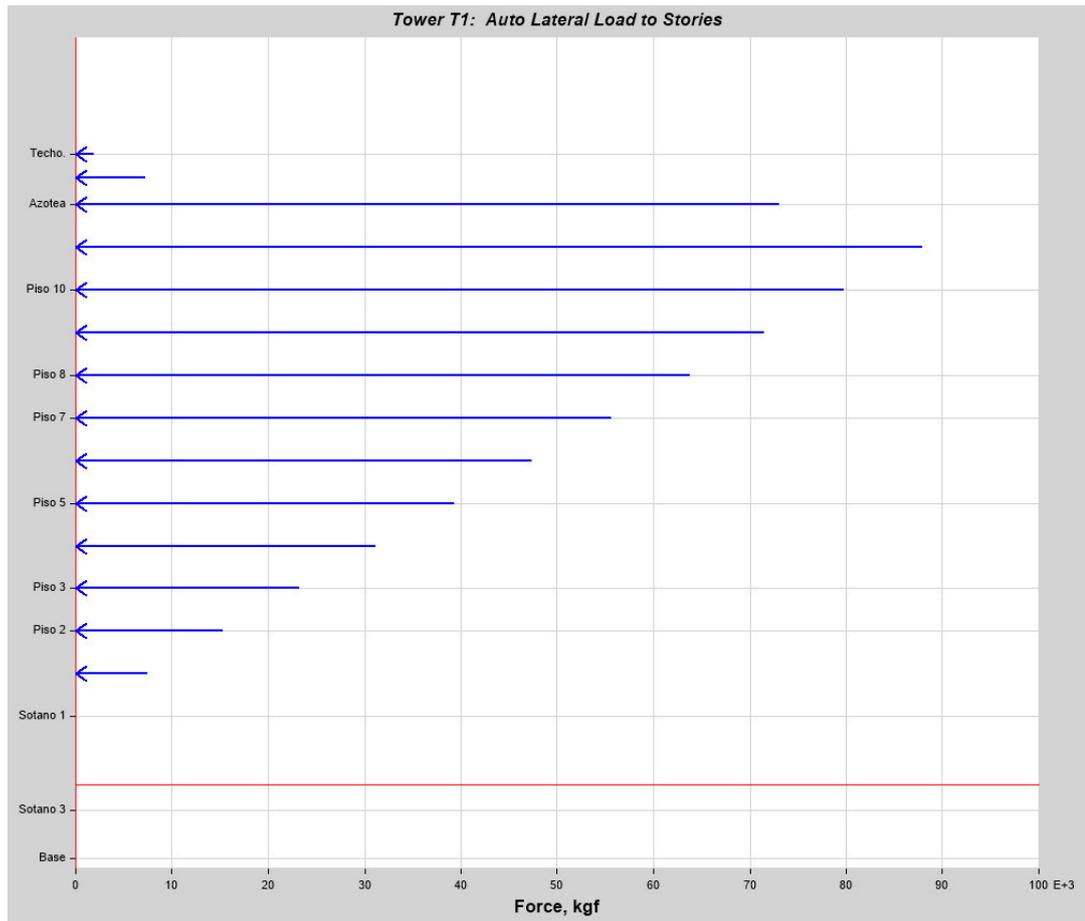
Elaborado por el autor

Ilustración 47: Fuerzas axiales para el análisis modal de respuesta espectral según la E.030 en el sentido Y. para el eje 6



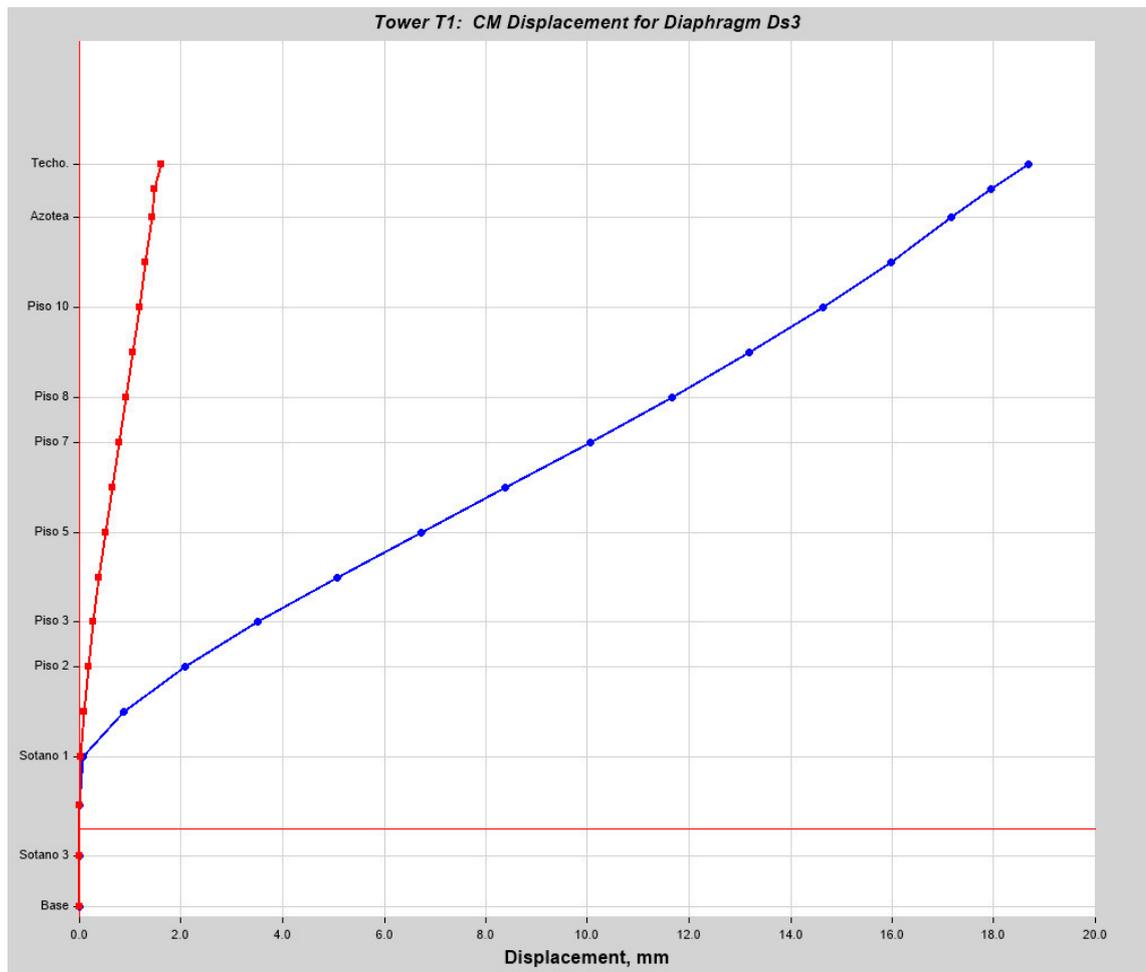
Elaborado por el autor

Ilustración 49: Fuerzas horizontales equivalentes aplicadas a cada diafragma, obtenido con el Etabs.



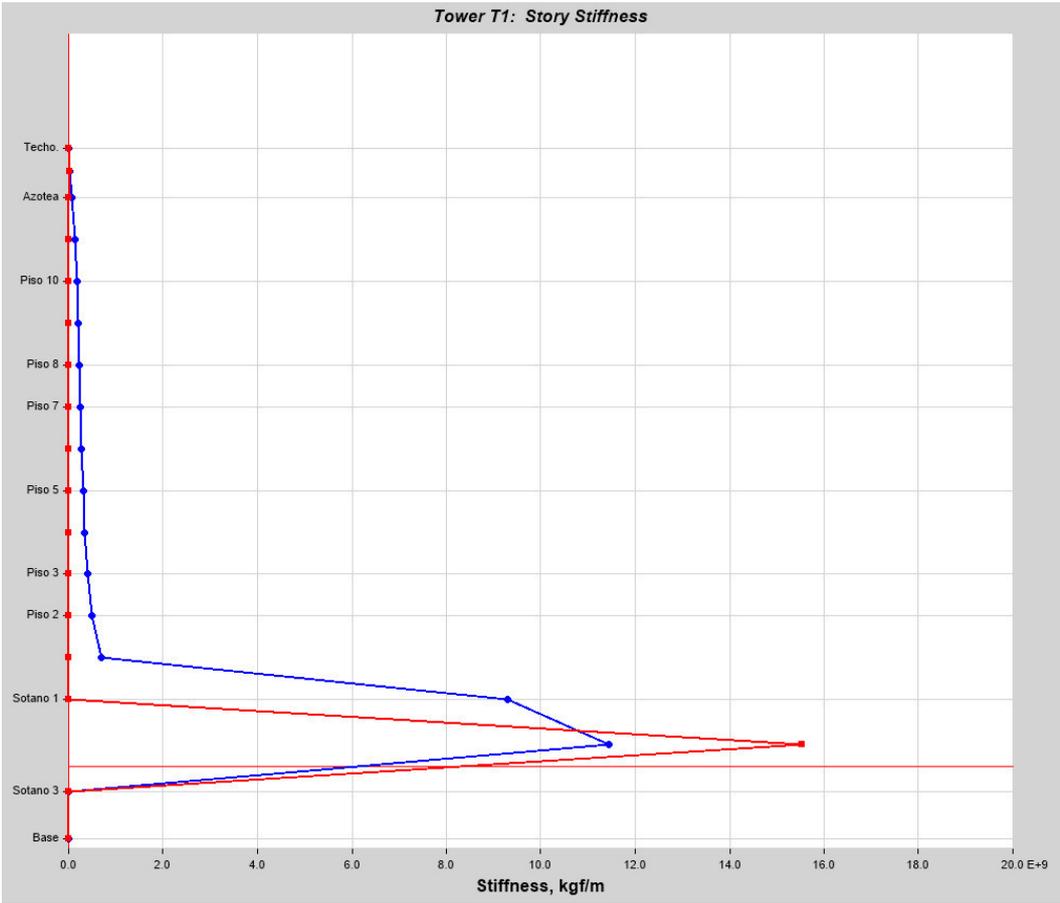
Elaborado por el autor

Ilustración 50: Resultado gráfico de los desplazamientos medidos en el centro de masas de los diafragmas para el procedimiento de las fuerzas horizontales equivalentes, obtenidos con el Etbas



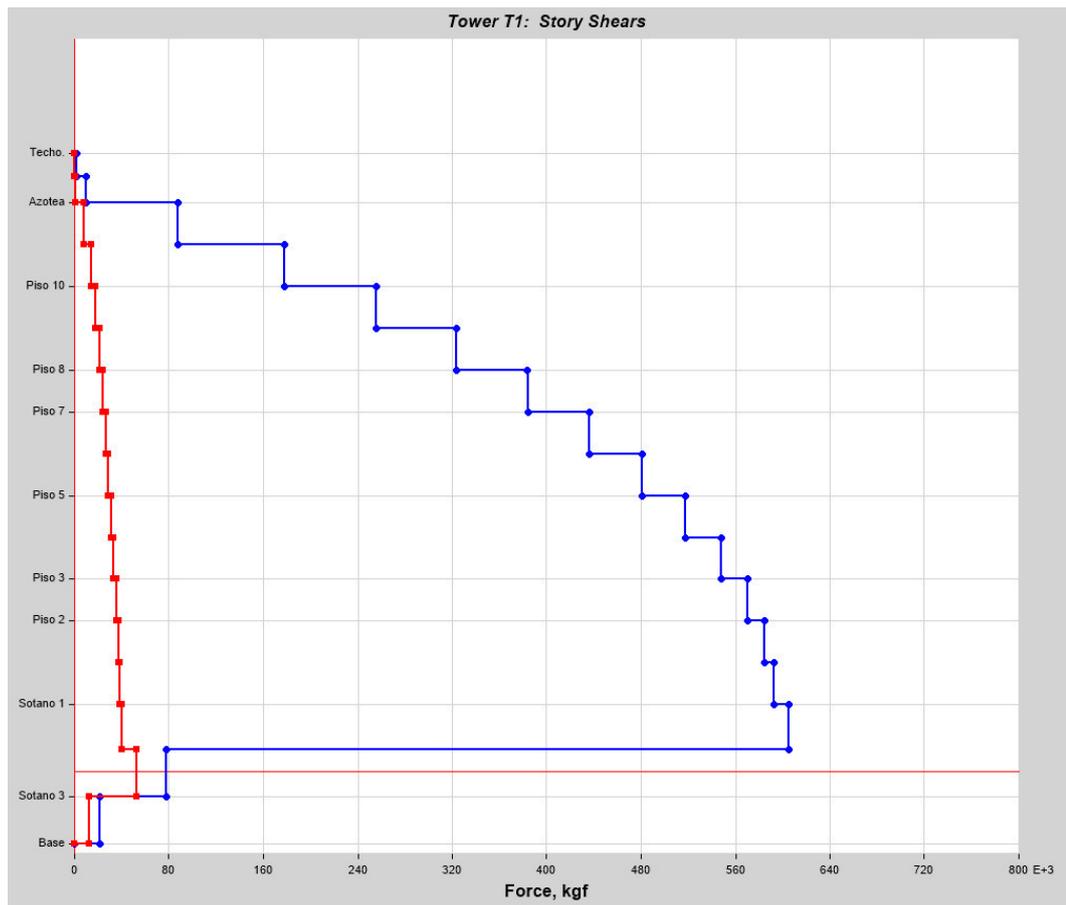
Elaborado por el autor

Ilustración 51: Resultado gráfico de las rigideces en cada piso, obtenido con el Etabs



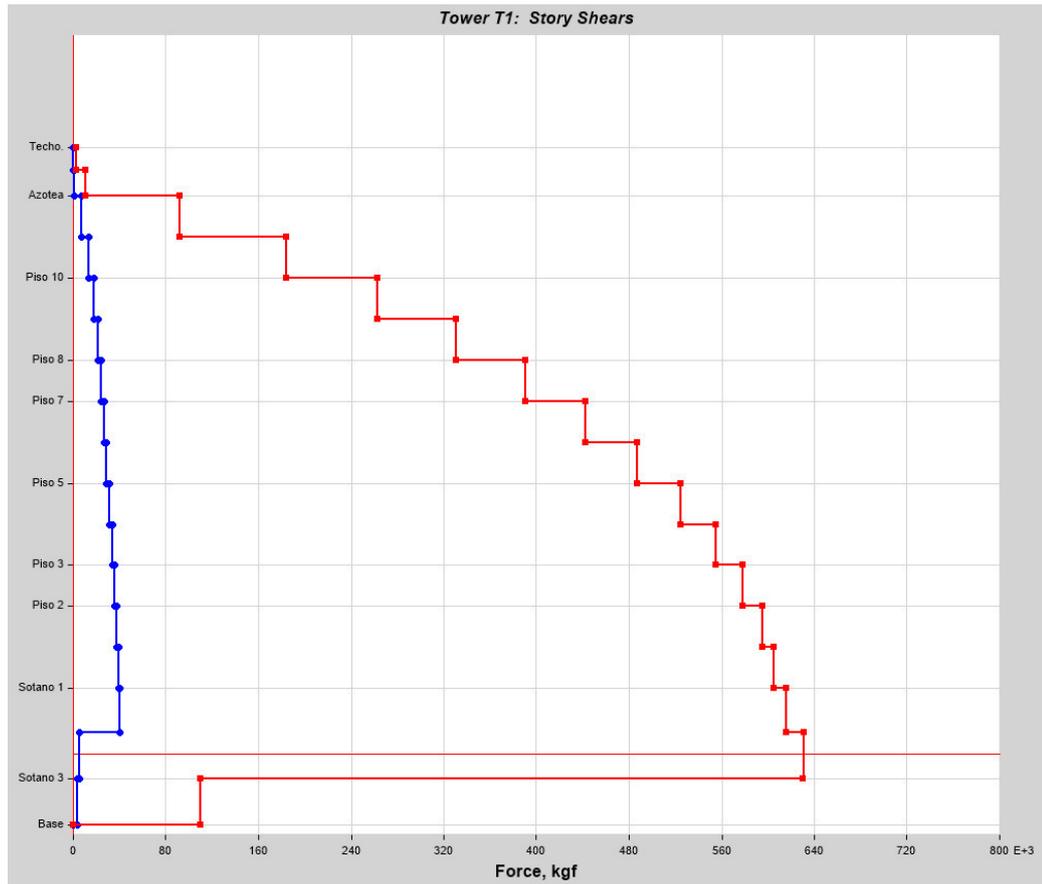
Elaborado por el autor

Ilustración 52: Resultado de las fuerzas cortantes en cada diafragma para el análisis modal de respuesta espectral en el sentido x, obtenidos con el Etabs



Elaborado por el autor

Ilustración 53: Resultado de las fuerzas cortantes en cada diafragma para el análisis modal de respuesta espectral en el sentido Y, obtenidos con el Etabs



Elaborado por el autor

5.14 Análisis no lineal por fuerzas equivalentes

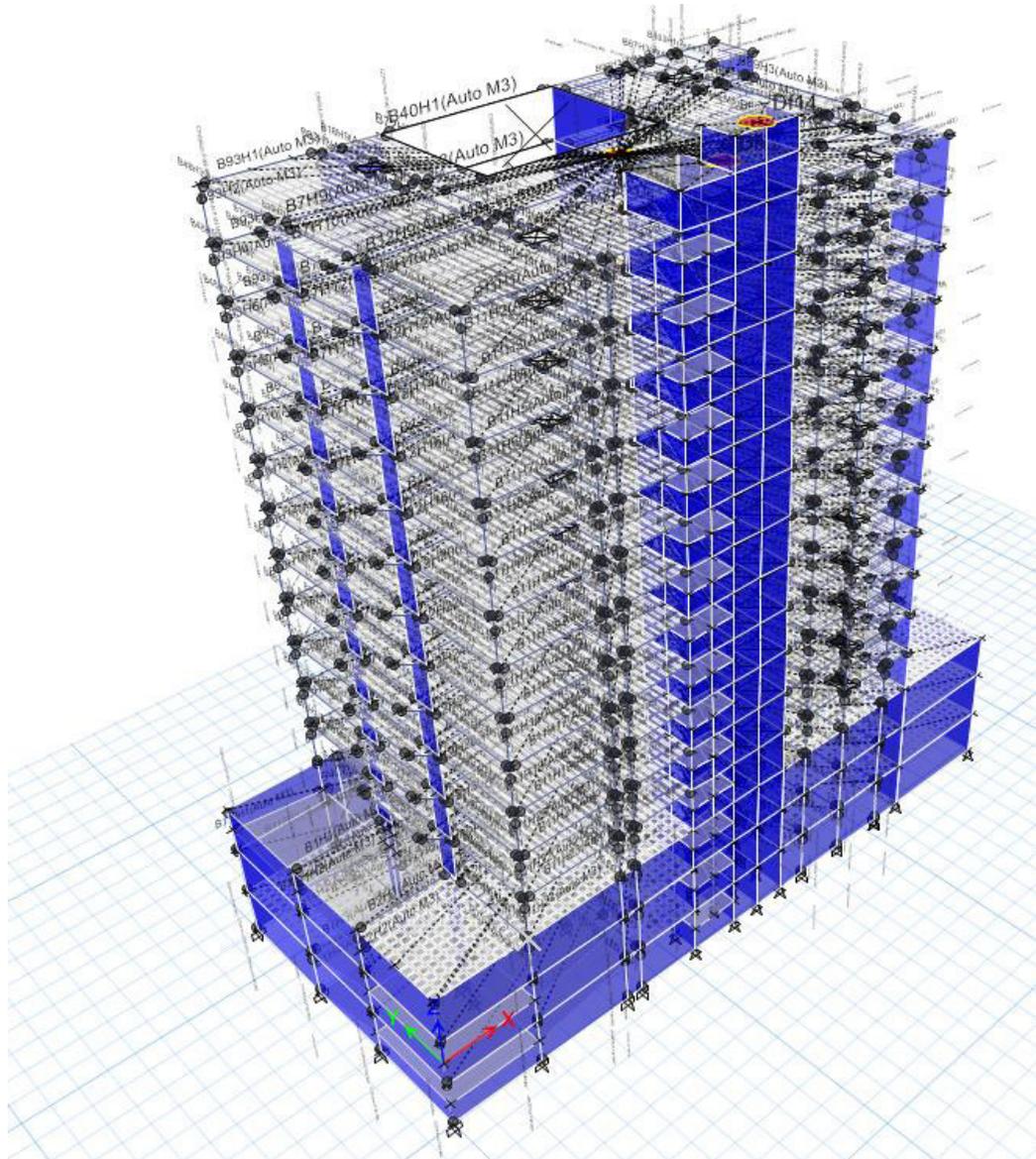
Para este apartado se expondrá lo necesario para poder desarrollar un análisis no lineal por fuerzas equivalentes, este análisis somete a la estructura a fuerzas progresivas hasta que se produzcan fallas en los elementos estructurales.

5.14.1 Modelo no lineal de la edificación

Un modelo inelástico es sencillo, pero a la vez muy tedioso de representar ya que se tiene que definir los aceros de refuerzo para cada elemento del que, compuesto la estructura, el comportamiento ante

un sismo severo esta sintetizada mediante rotulas plásticas ubicada en zonas donde estos elementos incursionaran en zonas elásticas como también evaluado con un espectro de diseño con un R (factor de reducción) = 1.

Ilustración 54: Visualización de las rotulas plásticas de a su comportamiento de vigas y columnas



Elaborado por el autor

5.14.2 Curva de capacidad

En concordancia para con la teoría presentando en el *Capítulo II*, para obtener la curva de capacidad de la estatura se realizó un análisis no lineal por fuerzas equivalentes, el cual

consiste en aplicar fuerzas incrementales a cada nivel de la estructura para poder así obtener los puntos de fluencia de la estructura.

Las cargas impuestas para la decencia de la estructura están en proporción a la masa de entrepiso, estas Cargas laterales están definidas como FLAT-X, FLAST-Y.

Tabla 59: Fuerzas incrementales aplicadas a la dirección X para el análisis no lineal

Fuerzas estáticas en X					
Nivel	Elevación	Localización	X-Dir	Fx	FLAT-X (push)
	m		kgf	kgf	kgf
Techo.	37.96	Top	2032.486	2032.486	-33.66
T.E	36.56	Top	9725.133	7692.647	-127.40
Azotea	34.96	Top	81705.71	71980.58	-1192.09
Piso 11	32.39	Top	166016.2	84310.48	-1396.29
Piso 10	29.82	Top	239542.9	73526.73	-1217.70
Piso 9	27.25	Top	303550.4	64007.43	-1060.05
Piso 8	24.68	Top	359512	55961.67	-926.80
Piso 7	22.11	Top	408399.8	48887.76	-809.65
Piso 6	19.54	Top	450431.8	42032.03	-696.11
Piso 5	16.97	Top	485379.8	34948.01	-578.79
Piso4	14.4	Top	513146.9	27767.07	-459.86
Piso 3	11.83	Top	534124.2	20977.32	-347.41
Piso 2	9.26	Top	548594.8	14470.55	-239.65
Piso 1	6.69	Top	556367.7	7772.939	-128.73
Sótano 1	4.12	Top	575909.2	19541.48	-323.63
Sótano 2	1.4	Top	77649.18	-498260	8251.85
Sótano 3	-1.5	Top	17267.6	-60381.6	1000.00

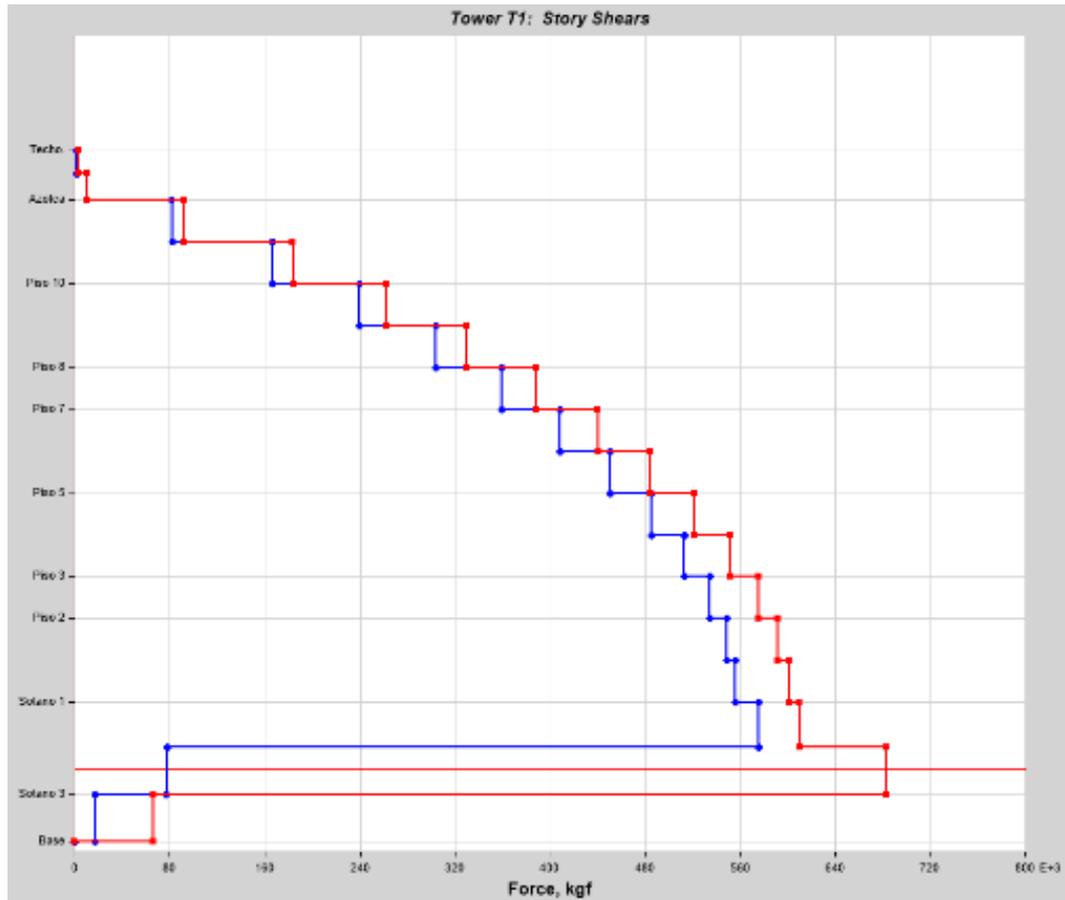
Elaborado por el autor

Tabla 60: Fuerzas incrementales aplicadas a la dirección Y para el análisis no lineal

Fuerzas Estáticas en Y					
Nivel	Elevación	Localización	Y-Dir	FY	FLAT-Y (push)
	m		kgf	kgf	kgf
Techo.	37.96	Top	2255.301	2255.301	-37.35
T.E	36.56	Top	10737.07	8481.771	-140.47
Azotea	34.96	Top	91974.49	81237.42	-1345.40
Piso 11	32.39	Top	183662.4	91687.9	-1518.47
Piso 10	29.82	Top	261952.2	78289.78	-1296.58
Piso 9	27.25	Top	329555.1	67602.98	-1119.60
Piso 8	24.68	Top	388673.4	59118.21	-979.08
Piso 7	22.11	Top	440137.3	51463.91	-852.31
Piso 6	19.54	Top	484083.6	43946.33	-727.81
Piso 5	16.97	Top	521063.9	36980.33	-612.44
Piso4	14.4	Top	551679.8	30615.84	-507.04
Piso 3	11.83	Top	575284.6	23604.8	-390.93
Piso 2	9.26	Top	591495.1	16210.52	-268.47
Piso 1	6.69	Top	601635.1	10140.03	-167.93
Sótano 1	4.12	Top	610041.8	8406.727	-139.23
Sótano 2	1.4	Top	682648	72606.19	-117.71
Sótano 3	-1.5	Top	65804.93	-616843	1000.00

Elaborado por el autor

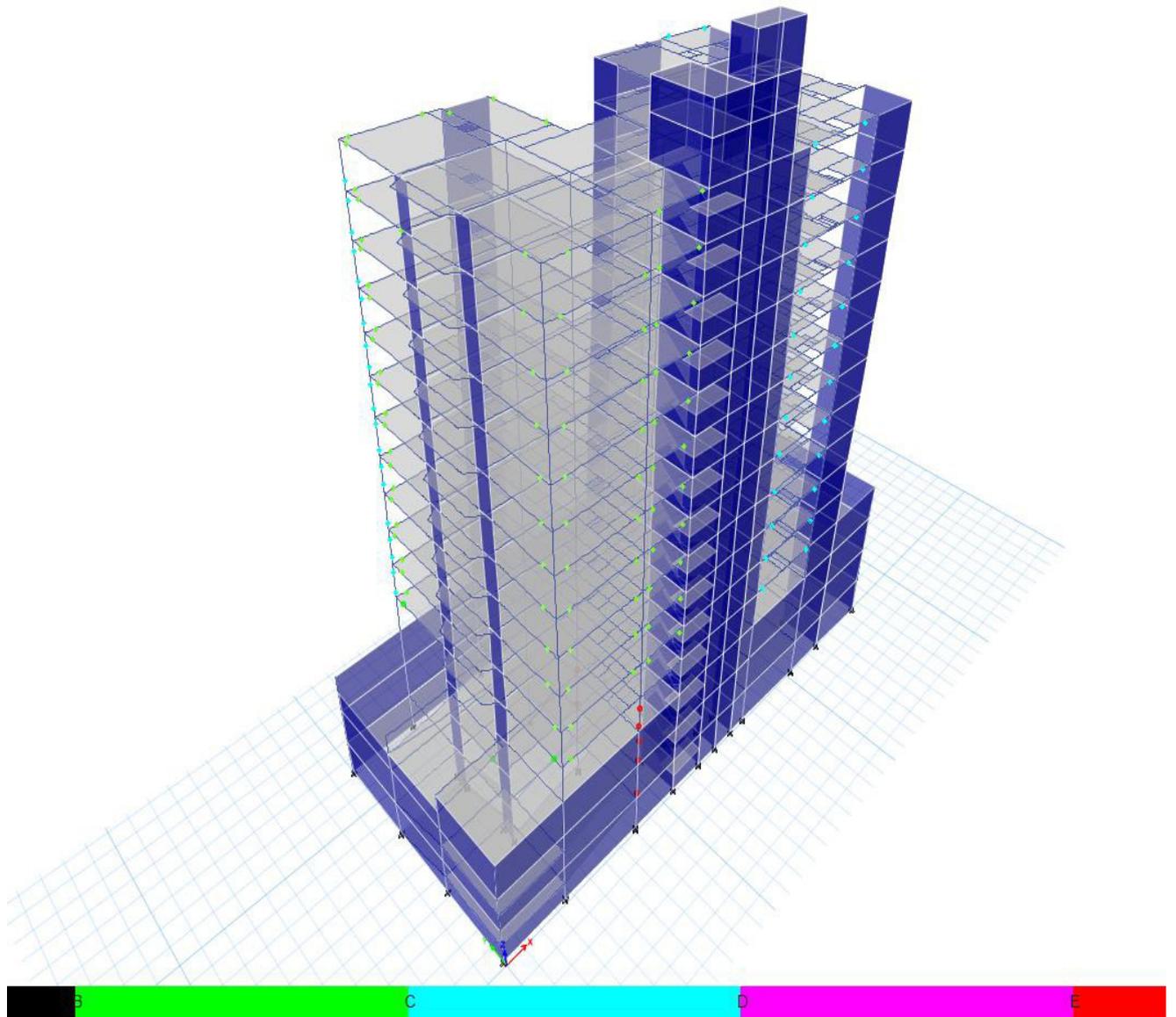
Ilustración 55: Grafica de la distribución de las fuerzas cortantes para lastes para las dos direcciones



Elaborado por el autor

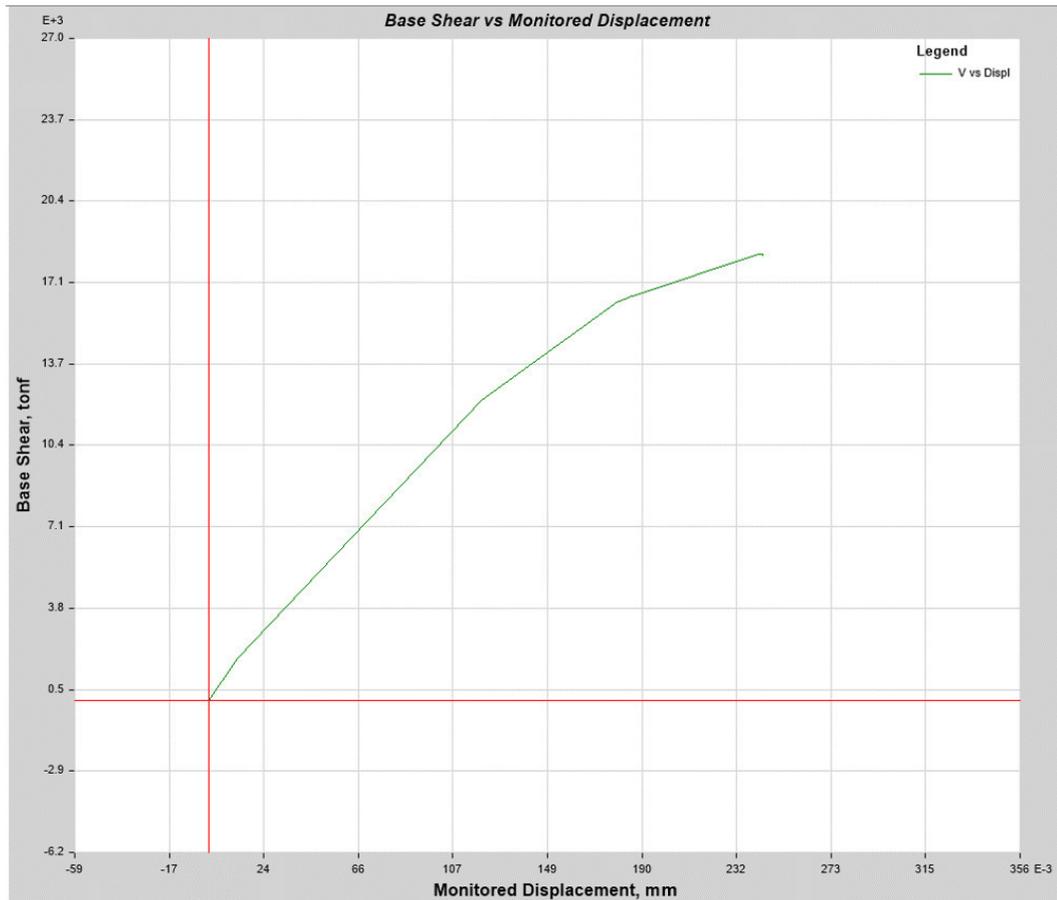
A medida que se va sometiendo a la estructura a una fuerza incremental se va generando rotulas plásticas que pueden ser apreciados de manera gráfica por el Software.

Ilustración 56: Se muestra de una maneta Grafica la formación de las rotulas plásticas de la estructura



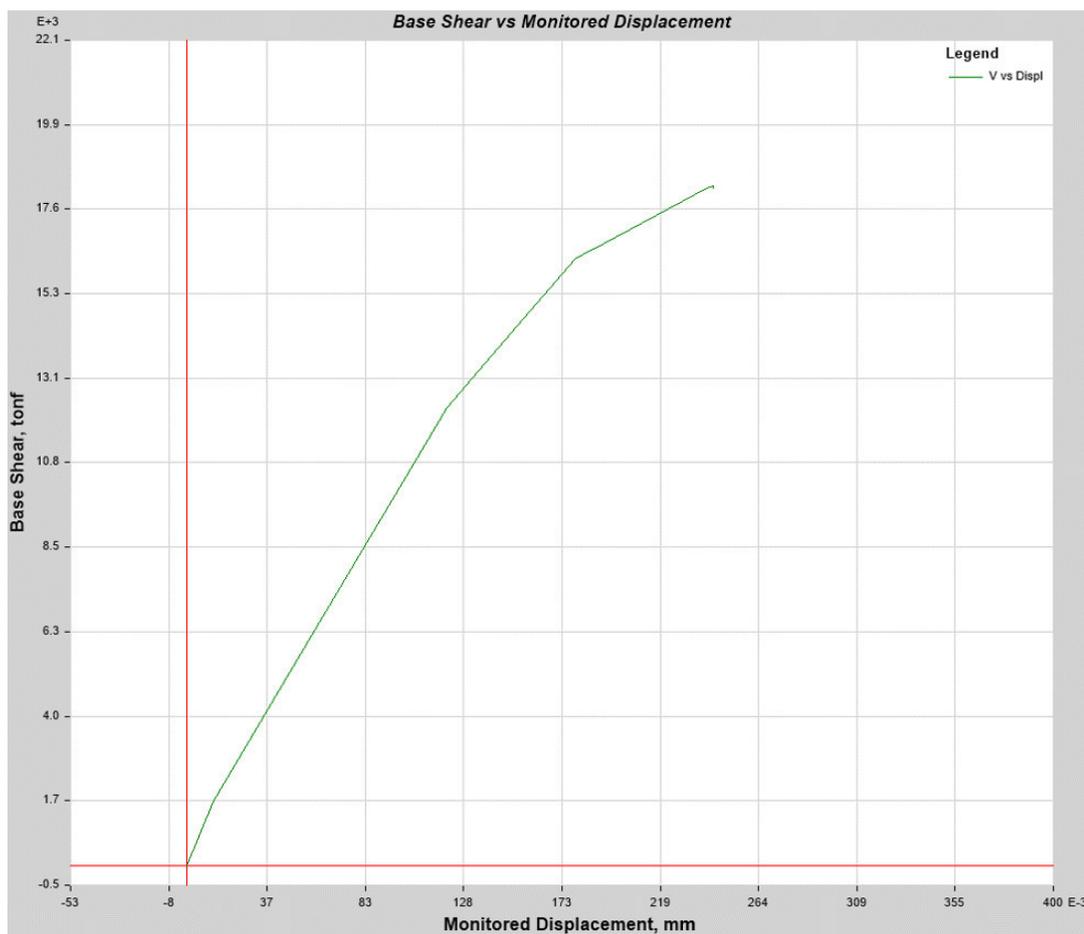
Elaborado por el autor

Ilustración 57: Curva de capacidad para el sentido X de la edificación.



Elaborado por el autor

Ilustración 64: Curva de capacidad para el sentido “Y” de la edificación

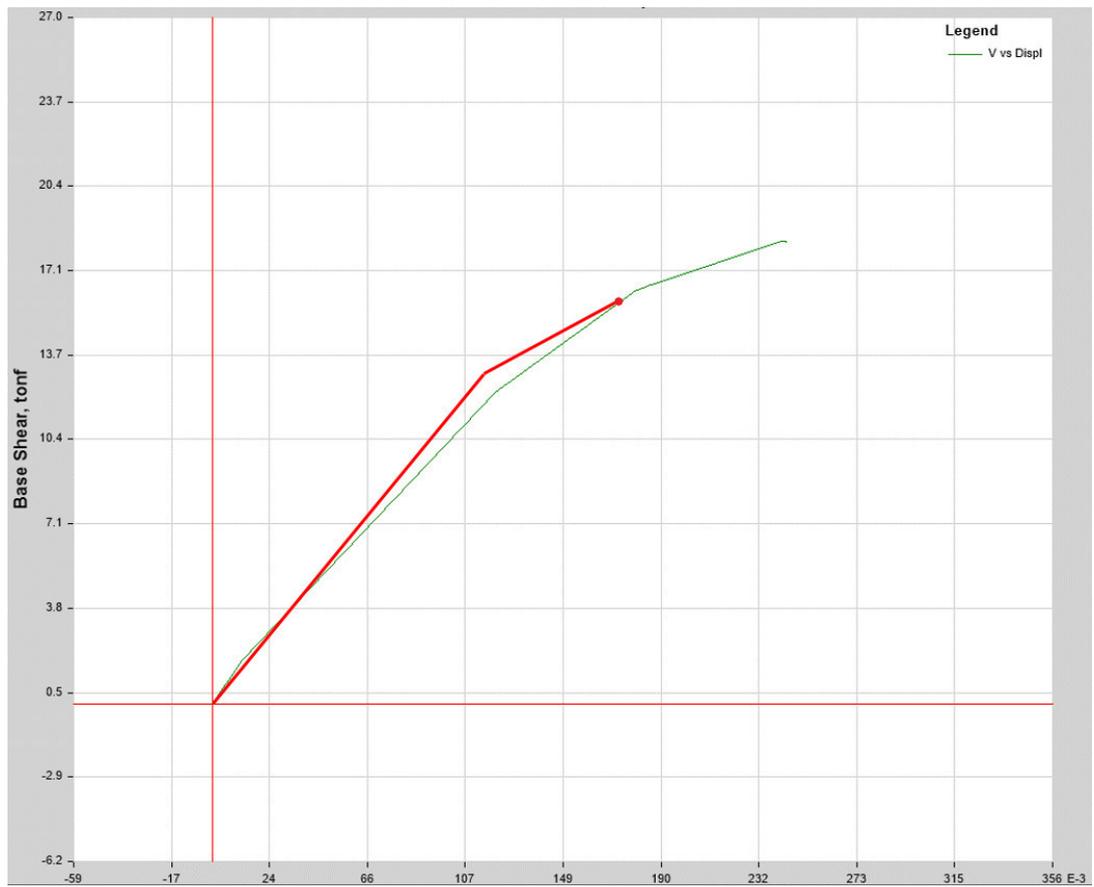


Elaborado por el autor

5.14.3 Fluencia efectiva y el modelo bilineal

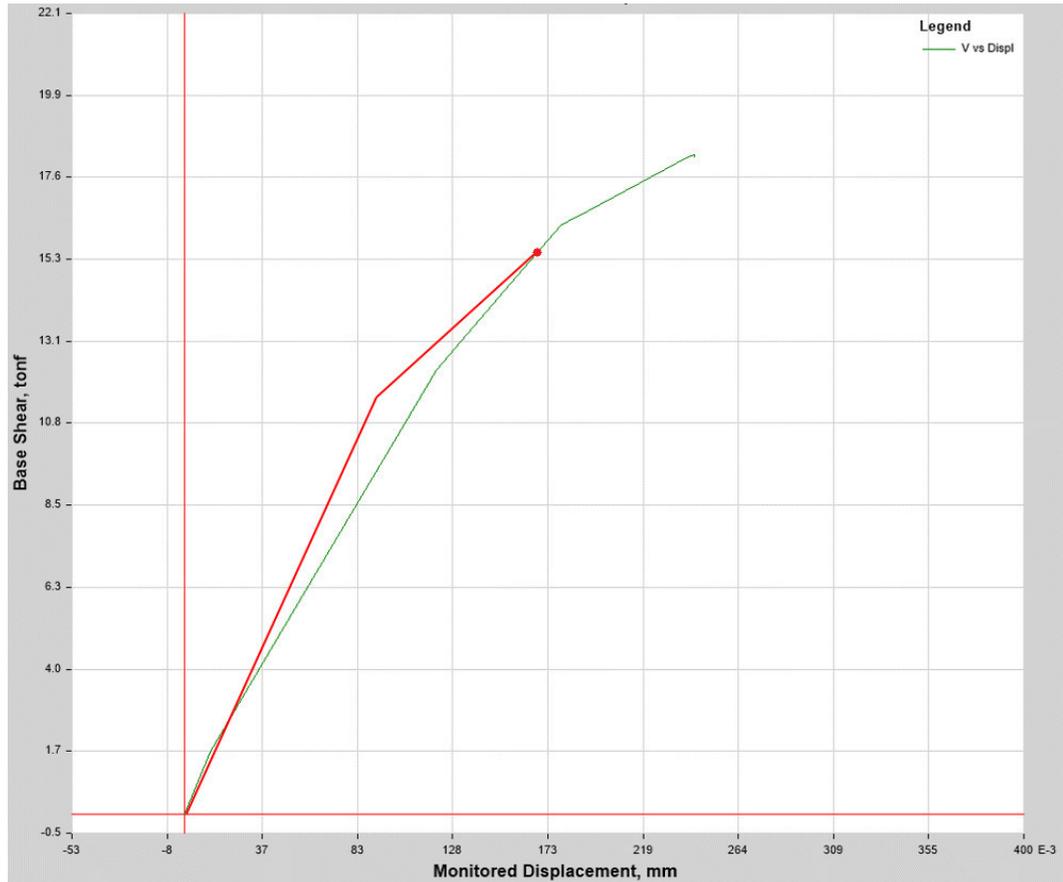
Durante la aplicación de las Cargas incrementales a la estructura en el proceso no lineal la primera fluencia de la rótula produce un cambio en la rigidez de la estructura, a medida que las rotulas van generándose, la rigidez varía y a este punto se le denomina como punto de fluencia, para poder identificar este punto de fluencia se grafica la curva bilineal el cual se sigue los criterios del ASCE 41-13 presentados en el *Capítulo II*.

Ilustración 58: Grafica de la Curva Bilineal para el sentido X



Elaborado por el autor

Ilustración 59: Grafica de la Curva Bilineal para el sentido Y.



Elaborado por el autor

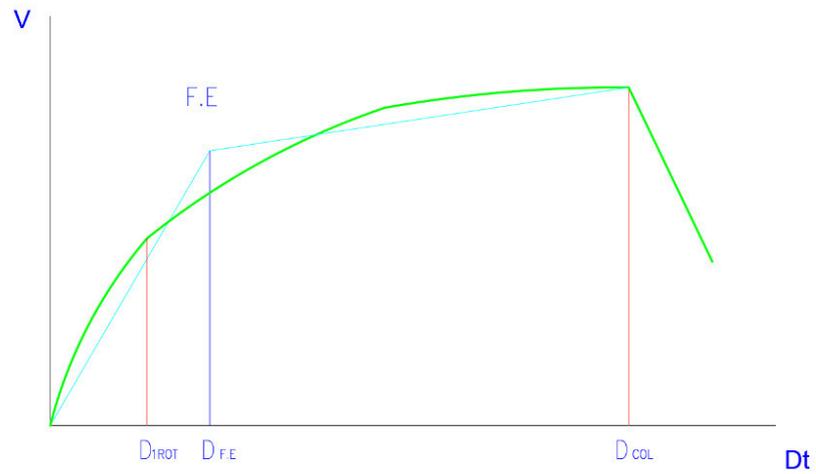
5.14.4 Ductilidad

La ductilidad se define como la capacidad que tiene la estructura para deformarse e incursionar en el rango plástico.

Se calculó la ductilidad disponible real de la estructura, se cuantificó como la razón del desplazamiento de colapso (D_{col}) en los desplazamientos relacionados a la primera rótula (D_{1ROT}) o a la fluencia efectiva ($D_{F.E}$), de la siguientes maneras.

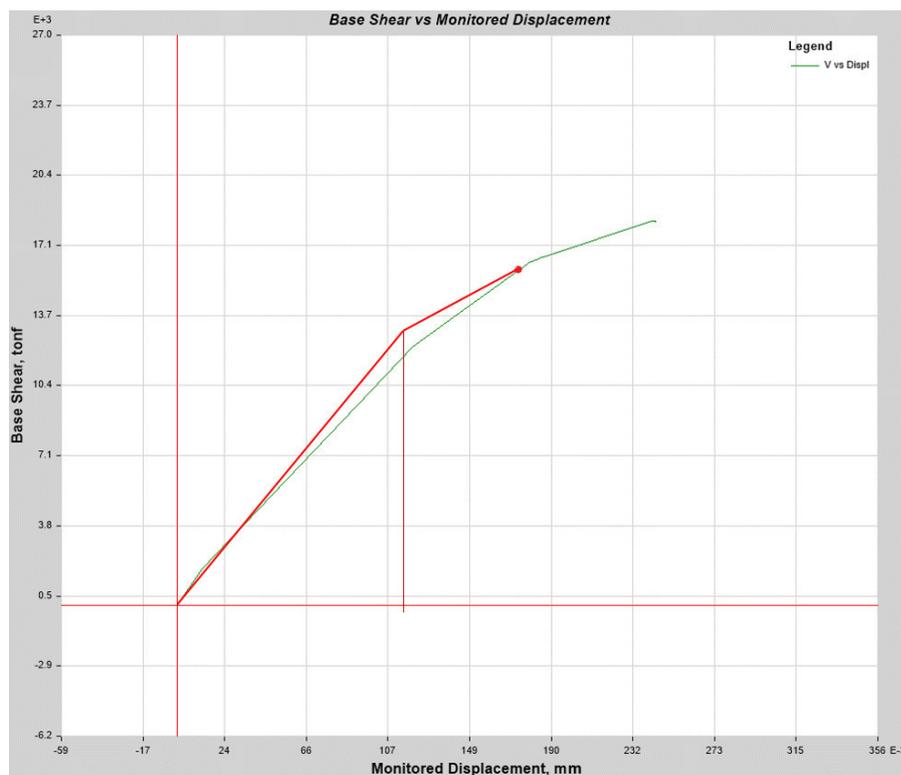
$$\mu_{COL/1ROT} = \frac{D_{COL}}{D_{1ROT}} \qquad \mu_{COL/F.E} = \frac{D_{COL}}{D_{F.E}}$$

Tabla 61: Puntos necesarios para la cuantificación ductilidad disponible de la estructura



Elaborado por el autor

Ilustración 60: desplazamiento de fluencia para el sentido X



Elaborado por el autor

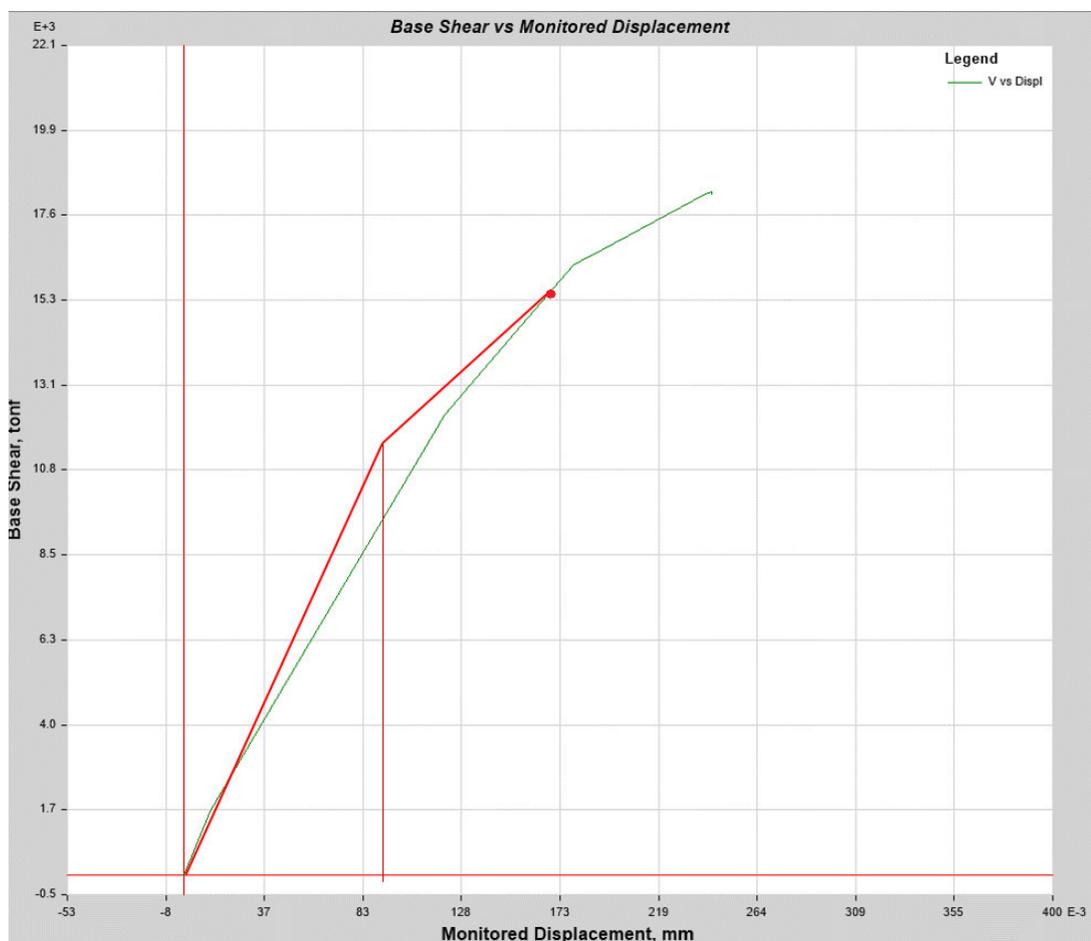
Se procede al cálculo de ductilidad de la estructura para el sentido X.

Tabla 62: cálculo de ductilidad para el sentido X.

Ductilidad en X		
D(1ROT)	19	mm
D(F.E)	115	mm
D(col)	172	mm
$\mu(\text{col}/1\text{rot})$	9.05	s/u
$\mu(\text{col}/\text{F.E})$	1.50	s/u

Elaborado por el autor

Ilustración 61: desplazamiento de fluencia para el sentido Y



Elaborado por el autor

Se procede al cálculo de ductilidad de la estructura para el sentido Y.

Tabla 63: cálculo de ductilidad para el sentido Y

Ductilidad en Y.		
D(1ROT)	17	mm
D(F.E)	92	mm
D(col)	168	mm
$\mu(\text{col}/1\text{rot})$	9.88	s/u
$\mu(\text{col}/\text{F.E})$	1.83	s/u

Elaborado por el autor

5.14.5 Sobre resistencia

Se entendió que la sobre resistencia es el incremento que este tiene después del punto de fluencia de la estructura, pero ya no de forma lineal, la manera de cuantificar esta sobre resistencia es la razón de la fuerza cortante del primer punto de fluencia (V_{1rot}) entre el cortante Efectivo ($V_{F.E}$), esta manera también se podría calcular la sobre resistencia para cualquier punto del comportamiento plástico de la estructura inclusive la de colapso (V_{col}).

$$SR_{F.E/1ROT} = \frac{V_{F.E}}{V_{1ROT}} \quad SR_{COL/1ROT} = \frac{V_{COL}}{V_{1ROT}}$$

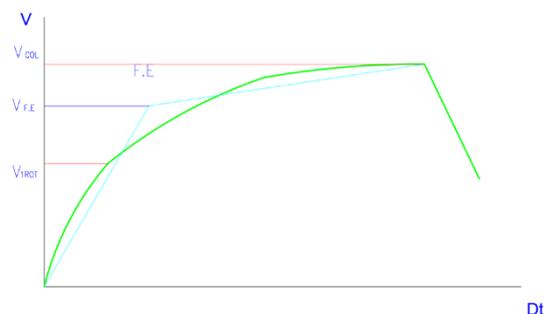
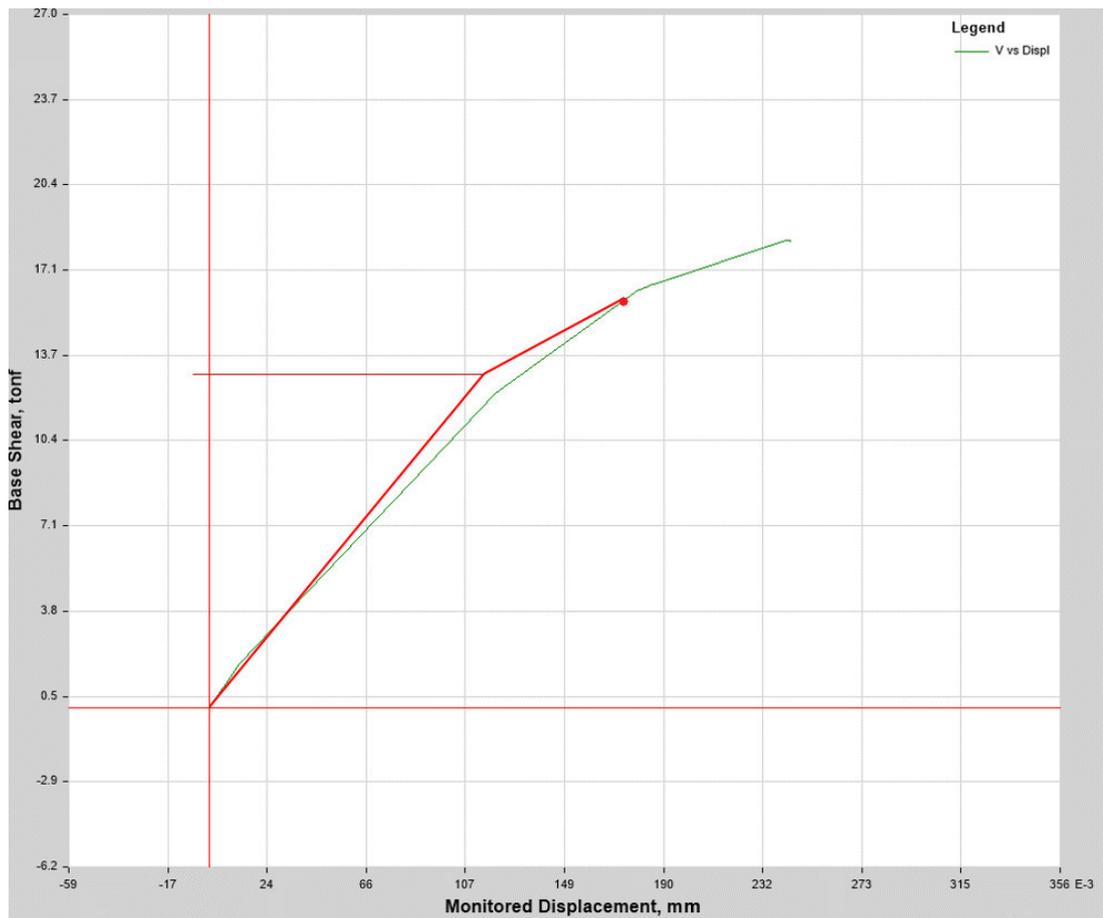


Ilustración 62: Fuerza cortante efectiva para el sentido X



Elaborado por el autor

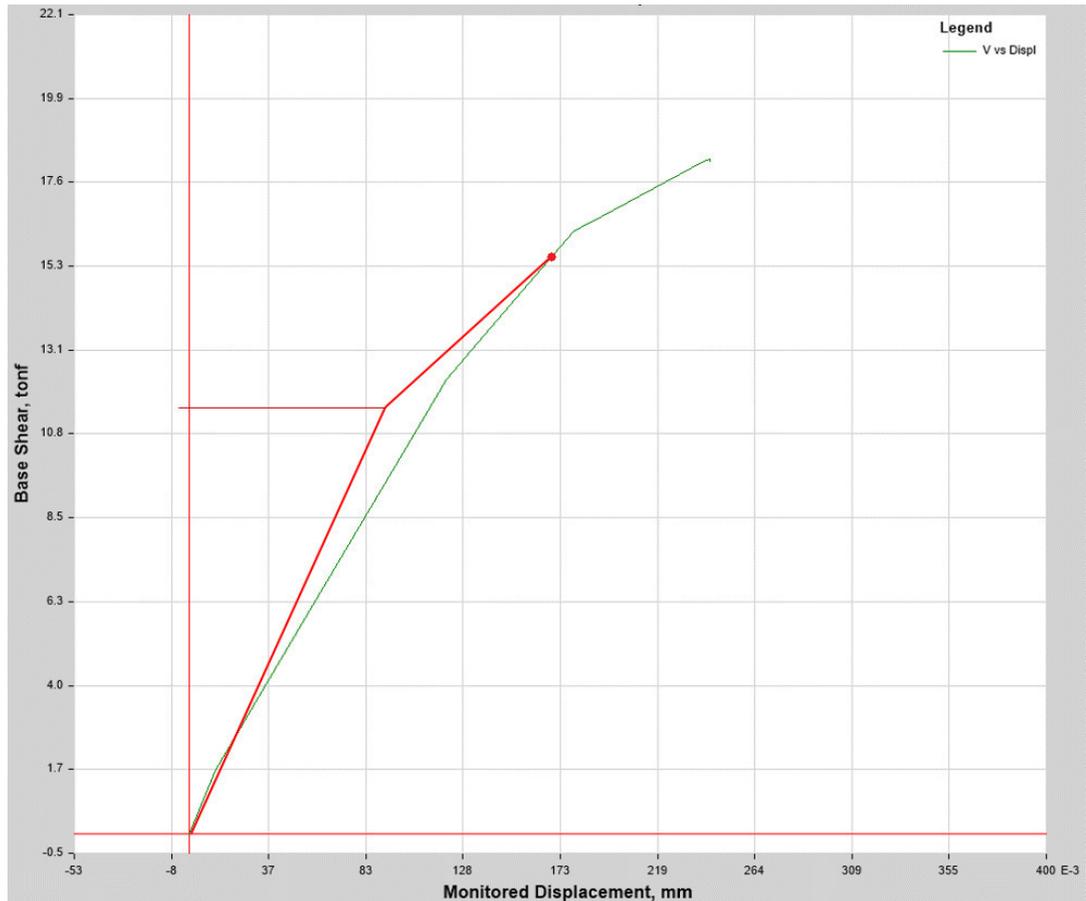
Se procede al cálculo de ductilidad de la estructura para el sentido X.

Tabla 64: Cálculo de la sobre resistencia para el sentido X

Sobre resistencia en X.		
V(1ROT)	2.1	Tn
V(F.E)	13.2	Tn
V(col)	16.5	Tn
SR(FE/1rot)	6.29	s/u
SR(col/1rot)	7.86	s/u

Elaborado por el autor

Ilustración 63: Fuerza cortante efectiva para el sentido Y



Elaborado por el autor

Se procede al cálculo de ductilidad de la estructura para el sentido Y.

Tabla 65: Cálculo de la sobre resistencia para el sentido Y.

Sobre resistencia en Y.		
V(1ROT)	1.7	Tn
V(F.E)	11.6	Tn
V(col)	15.9	Tn
SR(FE/1rot)	6.82	s/u
SR(col/1rot)	9.35	s/u

Elaborado por el autor

CAPÍTULO VI

DISCUSIÓN

Este trabajo presenta el análisis por fuerzas equivalentes y el análisis modal de respuesta espectral, que están indicados en la norma pertinente y que son fundamentales para el diseño de la edificación. Asimismo, este trabajo concluye con el análisis no lineal estático, a través del cual se ha podido evidenciar que el tiempo de las horas de cómputo para la obtención de resultados es aún elevado, por lo cual se sugiere utilizar un software de investigación y no uno comercial.

Se han considerado las dos direcciones de análisis para la investigación. Se corrobora que, siendo el mismo evento sísmico aplicado en diferentes direcciones, el comportamiento de la estructura cambia considerablemente.

Los resultados obtenidos van de acuerdo a las investigaciones del FEMA 440 y el ATC-40. La resistencia de la estructura sigue aumentando después de empezar a incursionar en una zona plástica.

Según el FEMA 356 para la rehabilitación de edificaciones, la estructura necesitaría ser más dúctil, esta apreciación sería complicada de cuantificar con los métodos tradicionales de diseño. Al presenciar que la primera rótula plástica se presenta en algunas columnas, se tendrá que reestructurar la edificación, estos indicadores de comportamiento no están incluidos en la

norma actual vigente, por lo que el comportamiento de las estructuras analizadas con la norma E.030-2018 es incierto.

Se dio a evidenciar que mientras el valor numérico de $R(\mu)$ la estructura es menos dúctil, por esta razón se tendrá que buscar un diseño estructural en base a columnas fuertes y vigas débiles.

CONCLUSIONES

- Al evaluar la estructura con un espectro de diseño con un factor de reducción igual a la unidad ($R=1$), se tiene que el punto de desempeño en la curva bilineal está próximo a la zona de colapso, a pesar de ello, la normativa actualizada E.030-2018 cumple con mantener la estructura en pie. Sin embargo, ante la presencia de un evento sísmico severo de poca probabilidad de ocurrencia, la estructura presentaría daños severos e irreparables.
- En el apartado 5.1.2, en la ilustración número 64, se puede apreciar que las primeras rótulas con fallas de colapso se presentan en las columnas, mostradas por el software Etabs 2016, como rótulas de color rojo; a pesar de ello, las fuerzas son redistribuidas en los diferentes elementos para poder así asegurar que la edificación se mantenga en pie. Se tiene la necesidad de diseñar estructuras con capacidad de amortiguamiento mayor y con la capacidad de disipar energía para así poder minimizar la fragilidad de la estructura.
- El punto de desempeño de la estructura de acuerdo al ASCE 41-13 para la estructura, se ubica en una zona plástica, se observa que a medida que la estructura sufre grandes deformaciones sigue aumentando su rigidez, pero va perdiendo su capacidad de amortiguamiento, y esto se traduce en que la estructura incursiona en un comportamiento no lineal o plástico, puesto que no recuperara sus condiciones iniciales por la fatiga de los elementos estructurales.

RECOMENDACIONES

- Para las futuras investigaciones se recomienda realizar un análisis no lineal dinámico o tiempo historia no lineal, y así poder obtener una curva de capacidad representativa para sistemas irregulares.
- No es recomendable utilizar metodologías simplificadas ya que se pierde precisión en los resultados, se recomienda utilizar programas de investigación para obtener resultados precisos ya que los software comerciales son muy costosos y también requieren mucho tiempo computacional en la obtención de resultados.
- Para futuras líneas de investigación se recomienda utilizar la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño y así proponer más sistemas estructurales en la norma E.030 con nuevos Coeficientes R_o , obteniendo de esta manera diseños estructurales eficientes y no sobreestructuradas.
- Se recomienda reproducir el estudio para estructuras de acero y madera, ya que la información de su comportamiento no lineal es escasa, será necesario mejorar el sistema de diseño de estas estructuras en el Perú.
- Se recomienda hacer una evaluación de costos de reparación para diferentes tipos de desempeño y relacionarlo con el factor "R" (factor de reducción sísmica).

FUENTES DE INFORMACIÓN

- Reglamento Nacional de Construcciones (RNC). (1985). Norma Técnica de Edificación NTE-E.020 Norma de Cargas. Lima.
- Aguiar, R. (2003). Sistema de Computación CEINCI3 para Evaluar Daño Sísmico en los Países Bolivarianos. Editorial Ediespe. Quito.
- Muñoz, A., Blondet, M., Quispe, D. y Alvarez, A. (2001). Vulnerabilidad Sísmica de los Colegios Peruanos Modernos. Ponencia presentada en el XIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Puno.
- Allaica, L. (2006). “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas de edificaciones”. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP. Lima.
- American Society of Civil Engineers, (2010). “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”, ASCE/SEI 7. ASCE, Reston-Virginia.
- Park, R. y Paulay, T. (1980). Estructuras de Concreto Reforzado. Editorial Limusa. México.

- Ottazzi, G. (2003). Apuntes del curso: Concreto Armado 1. Fondo Editorial PUCP. Lima.
- SENCICO (2018). Norma Técnica de Edificaciones NTE-E.030 Diseño Sismorresistente. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción. Lima.
- ININVI (1990). Norma Técnica de Edificación NTE-E.060 Diseño en Concreto Armado. Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda. Lima.
- American Society of Civil Engineers, (2014). “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”, ASCE/SEI 41, ASCE, Reston-Virginia.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), (2006). “NEHRP Recommended Provisions: Design Examples”, FEMA 451. FEMA-NEHRP, Washington, D.C.
- National Institute of Standards and Technology (NIST) y National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP), (2006). “Soil-Structure Interaction for Building Structures”, NIST GCR 12-917-21. NIST, Washington, D.C.
- Eurocodigo 8 (2004) “Design of structures for earthquake resistance”. Part 1: General rules, seismic actions and rules for building.
- Chopra, A. K. y Goel, R. K. (2004). “A Modal “pushover” Analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric – plan buildings” Earthquake engineering and structural dynamics.
- ATC-40 (1996), “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building”. 2 vol, Applied Technology Council. Redwood City, California.

ÍNDICE DE ANEXOS

	Página
Matriz de consistencia	151
Cuadro de cargas	152

Anexo I: Matriz de Consistencia.

MATRIZ DE CONSISTENCIA						
Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño aplicado a la Norma E.030 del año 2018 para el diseño de una edificación multifamiliar de 12 niveles con 3 sótanos ubicado en la ciudad de Lima, distrito de Miraflores.						
PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES INDEPENDIENTES Y DEPENDIENTES.	INDICADORES	MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL	Diseño, Muestra, Instrumentos, Procedimientos
Problema general:	Objetivo general:	Hipótesis general:	Variables Independientes:			
¿En qué medida mejora la aplicación de la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño en el análisis modal de respuesta espectral en una estructura diseñado bajo la norma E.030 del año 2018 en el Perú?	Demostrar que la utilización de La Ingeniería Sísmica Basada en desempeño mejorará el análisis modal de respuesta espectral una estructura diseñado bajo la norma E.030 del año 2018 en el Perú.	La aplicación de la Ingeniería Sísmica Basada en desempeño proporcionará control en el desempeño real de las estructuras diseñados bajo la norma E.030 del año 2018 del el Perú.	* Análisis no lineal * Diseño estructural * Registros de acelerogramas.		* La Ingeniería sísmica basada en desempeño surge a partir del sismo de Northridge 1994, ante la ocurrencia de este sismo en estados unidos dio a evidenciar que el uso del factor R (reducción sísmica era el equivocado) este era un factor bastante empírico, valores basado en la experiencia. La Ingeniería sísmica basada en desempeño quiere abordar en el estudio comportamiento (Capacidad) real de la estructura y su utilización de la resistencia real que está dada por un comportamiento altamente no lineal.	Diseño de la investigación: Cuantitativo - ya que se tendrá que probar los efectos de las aceleraciones sísmicas de los espectros de diseño y uno real seleccionado que se adecue a nuestra característica de zona sísmica. Retrospectivo - Ya que se utilizarán datos y técnicas desarrolladas con anterioridad aplicándolo a un caso de real para poner a prueba las hipótesis desarrolladas. Longitudinales - En este diseño se utilizara más de una medición lo que determinara que el estudio realizado sea experimental.
Problemas específicos:	Objetivos específicos:	Hipótesis específicos:	Variables Dependientes:	* Comportamiento de las Rótulas plásticas en elementos principales * Deformaciones máximas con respecto al cortante basal * Desplazamientos en los modos de participación fundamentales * Control de Derivas inelásticas. * Ductilidad de la estructura golbal. * Sobre resistencia de la estructura.	* Ángel San Bartolomé (2001) El Perú siendo una zona con gran vulnerabilidad sísmica se han investigado como es el comportamiento de diversos elementos estructurales y su reforzamiento, siendo el ingeniero Ángel San Bartolomé un pionero en ensayos como métodos de reforzamientos como lo son: Comportamiento sísmico de tabiques reforzados, Reparación de un muro de albañilería confinada, reparación de un muro de albañilería armada, Realizados en la Universidad Católica, todos estos elementos estructurales se sometieron ante fuerza sísmicas , registrando su comportamiento como deformaciones y desplazamientos máximo que pueden ser datos que serían de gran ayuda para implementarlos en una investigación de Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño.	Muestra: - La población está conformada por el diseño de una estructura bajos la norma E.030 del año 2018 del Perú. Instrumentos: -Espectros de diseño por la norma E.030-2018 con un factor de reducción R=1. - Normativas vigentes sismo resistentes E.030 del año 2018. - Programas como Etbas (Extend Three Dimensional Analysis of Building System). -Excel de la "Microsoft", para procesar los datos obtenidos por el Software Etabs.
¿Cuál es el desempeño real de una estructura diseñado bajo la norma E.030 del año 2018 en el Perú, Aplicando Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño?	Identificar el desempeño de una estructura diseñado bajo la norma E.030 del año 2018 aplicando la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño	La estructura, diseñado bajo la norma E.030 del año 2018, se mantendrá en los márgenes de seguridad esperados ante un sismo severo mediante la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño.	* Curva de capacidad de la estructura * Daños sísmicos producidos por un sismo severo * Desempeño de la estructura ante movimientos sísmicos			
¿Cómo será la influencia en una estructura diseñado bajo la norma E.030 del año 2018 en el Perú, por un evento sísmico severo de poca probabilidad de ocurrencia?	Evaluar los daños sísmicos en una estructura diseñado bajo la norma E.030 del año 2018 en el Perú, en función a un evento sísmico severo de poca probabilidad de ocurrencia.	Los daños sísmicos en una estructura diseñado bajo la norma E.030 del año 2018 en el Perú se mantendrá en un rango de prevención al colapso.				
¿Cuál será la Curva de Capacidad de una estructura diseñado bajo la norma E.030 del año 2018 en el Perú?	Elaborar la gráfica de la curva de capacidad para una estructura diseñado bajo la norma E.030 del año 2018 en el Perú.	El punto de desempeño de las estructuras diseñados bajo la norma E.030 del año 2018 en el Perú caerá en un comportamiento plástico (no lineal).				Procedimiento: 1.Se realizará un cálculo sísmico iterativo, que se parte de un dimensionamiento inicial del elemento. 2.Para la elaboración del modelo matemático se trabajó con secciones bruta de los elementos 3. Se procede a aplicar una distribución de fuerzas laterales en los diferentes niveles de la estructura el cual debe incrementarse monotónicamente hasta que la estructura alcance el máximo desplazamiento. 4.La respuesta de la estructura se presenta mediante la grafica

Anexo II: Cargas por uso.

Tabla 66: Cargas Vivas mínimas Repartida

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m ²)
Almacenaje	5,0 (500) Ver 6.4
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
Bibliotecas	Ver 6.4
Salas de lectura	3,0 (300)
Salas de almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Centros de Educación	
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350) Ver 6.4
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Garajes	
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2,40 m	2,5 (250)
Para otros vehículos	Ver 9.3
Hospitales	
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	3,0 (300)
Cuartos	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Hoteles	
Cuartos	2,0 (200)
Salas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Almacenaje y servicios	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Industria	Ver 6.4
Instituciones Penales	
Celdas y zona de habitación	2,0 (200)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Lugares de Asamblea	
Con asientos fijos	3,0 (300)
Con asientos móviles	4,0 (400)
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines.	4,0 (400)
Graderías y tribunas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Oficinas (*)	
Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Salas de archivo	5,0 (500)
Salas de computación	2,5 (250) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Teatros	
Vestidores	2,0 (200)
Cuarto de proyección	3,0 (300) Ver 6.4
Escenario	7,5 (750)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Tiendas	5,0 (500) Ver 6.4
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Viviendas	2,0 (200)
Corredores y escaleras	2,0 (200)

Fuente: Norma E.020 de Diseño Sismorresistente del 2018