

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA



**“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA
EDIFICACIÓN DE TRES NIVELES DE ESTRUCTURA IRREGULAR SEGÚN
LAS NORMAS DE SISMORRESISTENCIA E.030-2006 Y LA E.030-2016, EN LA
CIUDAD DE CAJAMARCA”**

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE
INGENIERO CIVIL**

Presentado por:

Bach. Jhony Frank Valdivia Chilón

Asesorado por:

Ing. Marcos Mendoza Linares

Cajamarca - Perú

2019

AGRADECIMIENTOS

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Que, por medio de sus docentes de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, me formaron profesionalmente para asumir los retos que se nos presentan en el día a día de la vida profesional.

AL ASESOR

Ing. Marcos Mendoza Linares por su apoyo incondicional en la elaboración de este trabajo de investigación.

A todos los amigos y familiares que de una u otra manera me hicieron seguir adelante para cumplir esta meta.

DEDICATORIA

Dedicado a Dios y a mis padres. A Dios por haberme dado la vida, por las metas alcanzadas y por los sueños logrados, a mis padres, quienes sabiamente me inculcaron sus enseñanzas y valores; son ahora mi mayor soporte.

CONTENIDO

DEDICATORIA.....	3
ABSTRACT	18
I. INTRODUCCIÓN	19
1.1. Planteamiento del problema.	19
1.2. Formulación del problema.....	24
1.3. Justificación de la investigación.....	25
1.4. Alcances o delimitación de la investigación.....	25
1.5. Hipótesis:	27
1.5.1. Hipótesis general.	27
1.6. Objetivos:	27
1.6.1. Objetivo general:	27
1.6.2. Objetivos específicos:.....	27
II. MARCO TEÓRICO.....	27
2.1. Antecedentes teóricos:.....	27
2.2. Bases teóricas.	30
2.2.1. Consideraciones Generales.....	30
2.2.2 Peligro Sísmico.....	31
2.2.3 Condiciones Geotécnicas.....	35
2.2.4 Factor de Amplificación Sísmica (C)	37

2.2.5	Categoría, Sistema Estructural.	37
2.2.6	Regularidad de las Edificaciones.....	38
2.2.7	Análisis sísmico.....	42
2.2.8	Modelos para el Análisis.	43
2.2.9	Procedimientos de Análisis Sísmico.	43
2.2.10	Método Estático.....	44
2.2.11	Método Dinámico.....	46
2.2.12.	Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles.....	51
2.2.13.	Juntas de Separación Sísmica.	52
2.2.14.	Configuración Estructural.	52
2.3.	Definición de términos.	55
III.	MATERIALES Y MÉTODOS	57
3.1.	Materiales:	57
3.1.1.	Población de estudio.....	57
3.1.2.	Muestra.	57
3.1.3.	Unidad de análisis.....	57
3.2.	Tipo y Método de estudio.....	57
3.3.	Definición de variables.	58
3.3.1.	Variables Independientes.....	58
3.3.2.	Variable dependiente.....	58

3.4.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	61
a)	Plano arquitectónico:	61
3.5.	Análisis e interpretación de datos.....	61
	3.5.1. Técnicas de procesamiento de datos.	61
	3.5.2. Técnicas de análisis e interpretación de resultados.	61
3.6.	Predimensionamiento.	62
	3.6.1. Predimensionamiento de la losa aligerada	62
	3.6.2. Predimensionamiento de vigas.....	63
	3.6.3. Predimensionamiento de columnas.....	64
3.7.	Metrado de cargas.....	65
	3.7.1. Metrado de cargas de los elementos estructurales	65
3.8.	Análisis sísmico considerando la Norma E.030-2006-2016	66
	3.8.1. Análisis sísmico estático	66
	3.8.2. Etapas del análisis dinámico de la edificación	82
IV.	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	96
4.1.	Análisis estructural de la edificación con la Norma E.030-2016	96
	4.1.1. Resultados del análisis estático	96
	4.1.2. Resultados del análisis dinámico	102
4.2.	Análisis estructural de la edificación con la Norma E.030-2006	109

4.2.1.	Resultados del análisis estático	109
4.2.2.	Resultados del análisis dinámico	115
4.3.	Discusión de Resultados.....	122
4.3.1.	Sin Junta sísmica	122
4.3.2.	Con Junta sísmica.....	122
V.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	127
5.1.	Conclusiones.....	127
5.2.	Recomendaciones.....	128
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	129
	ANEXOS.....	130

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Factores de zona “Z”	34
Tabla N° 2: Factores de zona “Z”	35
Tabla N° 3: Parámetros del Suelo	36
Tabla N° 4: Factor de suelo “S”	36
Tabla N° 5: Periodos “TP” Y “TL”	37
Tabla N° 6: Categoría y factor de uso de la edificación.....	38
Tabla N° 7: Factores de irregularidad en altura E-030-2016.....	41
Tabla N° 8: Factores de irregularidad en planta Norma E.030-2016.	42
Tabla N° 9: Categoría y Regularidad de las Edificaciones E.030-2016.....	42
Tabla N° 10: Límites para la distorsión del entrepiso E-030-2016.	51
Tabla N° 11: Matriz de consistencia.	59
Tabla N° 12: Operacionalización de variables.	60
Tabla N° 13: Secciones usuales para vigas según Blanco Blasco.....	64
Tabla N° 14: Predimensionamiento de columnas.	65
Tabla N° 15: Datos para obtener la cortante basal Norma E.030-2016.	66
Tabla N° 16: Datos para obtener la cortante basal Norma E.030-2006.	67
Tabla N° 17: Irregularidades estructurales en altura.	69
Tabla N° 18: Irregularidades estructurales en planta.....	70
Tabla N° 19: Distribución de la fuerza sísmica en altura.	73
Tabla N° 20: Distribución de la fuerza sísmica en altura.	74
Tabla N° 21: Resumen de masas traslacionales y rotacionales por piso.	82

Tabla N° 22: Valores para el cálculo del Factor de Escala.	83
Tabla N° 23: Distancias máximas para cada dirección del sismo.	83
Tabla N° 24: Excentricidad.	84
Tabla N° 25: Resumen de masas traslacionales y rotacionales por piso.	84
Tabla N° 26: Valores para el cálculo del Factor de Escala.	85
Tabla N° 27: Distancias máximas para cada dirección del sismo.	85
Tabla N° 28: Excentricidad	85
Tabla N° 29: Lista de materiales por sección.	88
Tabla N° 30: Aceleración espectral Norma E.030-2016.	92
Tabla N° 31: Desplazamientos Máximos en el centro de masas Norma E.030-2016.	96
Tabla N° 32: Derivas Máximas de Entrepiso Norma E.030-2016.	97
Tabla N° 33: Fuerzas Axial Máxima Columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2016	98
Tabla N° 34: Fuerza Cortante Máxima Columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2016	99
Tabla N° 35: Momento Flector Máximos columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2016.	99
Tabla N° 36: Fuerza Cortante Máxima Viga VP-19(Con junta y Sin junta) Norma E.030-2016.	100
Tabla N° 37: Momento Flector Máximo Viga VP-19(Con junta y Sin junta) Norma E.030-2016.	101
Tabla N° 38: Periodo de Vibración por la Forma.	102
Tabla N° 39: Participación Modal de Masas.	103

Tabla N° 40: Desplazamientos Máximos en el centro de masa Norma E.030-2016.....	103
Tabla N° 41: Derivas Máximas de Entrepiso Norma E.030-2016.	104
Tabla N° 42: Fuerzas Axial Máximos en La columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2016.	105
Tabla N° 43: Fuerza Cortante en La columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2016.	106
Tabla N° 44: Momento Flector Máximo en La columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2016.	106
Tabla N° 45: Fuerza Cortante Máxima en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2016.	107
Tabla N° 46: Momento Flector Máximo en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) Norma E.030-2016.	108
Tabla N° 47: Desplazamientos Máximos en el Centro de Masa Norma E.030-2006.	110
Tabla N° 48: Derivas Máximas de Entrepiso Norma E.030-2006.	110
Tabla N° 49: Fuerza axial máxima en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030- 2006.	111
Tabla N° 50: Fuerza Cortante Máxima en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2006.	112
Tabla N° 51: Momento Flector Máximo en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2006.	113
Tabla N° 52: Fuerza Cortante Máxima en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2006.	113

Tabla N° 53: Momento Flector Máximo en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2006.	114
Tabla N° 54: Desplazamientos Máximos en el Centro de Masas Norma E.030-2006.....	116
Tabla N° 55: Derivas Máximas de entrepiso Norma E.030-2006.....	116
Tabla N° 56: Fuerza Axial Máxima en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2006.	117
Tabla N° 57: Fuerza Cortante Máxima en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2006.	118
Tabla N° 58: Momento Flector Máximo en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2006.	119
Tabla N° 59: Fuerza Cortante Máxima en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) Norma E.030- 2006.	119
Tabla N° 60: Momento Flector Máximo en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) Norma E.030- 2006.	120

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Cinturón de Fuego (Wikipedia, enciclopedia libre, Febrero 2019)	19
Figura 2: Mapa de Regionalización Sísmica (1970)	20
Figura 3: Mapa de Regionalización Sísmica (1977)	21
Figura 4: Mapa de Regionalización Sísmica (1997)	22
Figura 5: Mapa de Regionalización Sísmica (NTE 030 - 2006)	23
Figura 6: Mapa de Regionalización Sísmica (NTE 030 - 2016)	24
Figura 7: Ubicación del Terreno, Google Earth	26
Figura 8: Mapa de aceleraciones sísmicas de territorio nacional	32
Figura 9: Mapa de aceleraciones sísmicas del territorio nacional	33
Figura 10: Mapa de aceleraciones sísmicas del territorio nacional	33
Figura 11: Zonificación sísmica E.030, Vivienda, 2006	34
Figura 12: Zonificación sísmica E.030, Vivienda, 2018	35
Figura 13: Formas de edificios con planta y elevación indeseables y deseables, San Bartolomé y Quiun Silva, 2014	39
Figura 14: Irregularidad de rigidez (piso blando), Goytia y Villanueva, 2001	40
Figura 15: Irregularidad de peso (masa), Goytia y Villanueva, 2001	40
Figura 16: Irregularidad vertical geométrica, Goytia y Villanueva, 2001	41
Figura 17: Determinación por las fuerzas de inercia inducidas por el sismo, San	45
Figura 18: Determinación de la cortante basal, Alejandro Muñoz P. y Marcos Tinman, ...	45
Figura 19: Idealización de un pórtico a un sistema equivalente de masas concentradas	47
Figura 20: Pseudo espectro sísmico según los lineamientos de la norma E.060 - 2006,	50
Figura 21: Pseudoespectro sísmico según los lineamientos de la norma E.060-2016,	50

Figura 22: Comparación del Pseudoespectro de aceleraciones de la norma E-030-2006...	51
Figura 23: (a) Choque de estructuras por no tener una junta sísmica reglamentaria,	52
Figura 24: Irregularidad discontinuidad de los sistemas resistentes, IDIC, 2006	53
Figura 25: Irregularidad Torsional, Alejandro Muñoz, 2016.....	54
Figura 26: Irregularidad por esquinas entrantes, Alejandro Muñoz, 2016.....	54
Figura 27: Irregularidad por discontinuidad del diafragma, Alejandro Muñoz, 2016	55
Figura 28: Terreno de la Edificación.....	57
Figura 29: Elección de la luz crítica para predimensionamiento de losa	62
Figura 30: (a) Modelo 3D de la estructura sin junta sísmica, (b) Modelo 3D de la estructura con junta sísmica.	75
Figura 31: Material	76
Figura 32: Sección de vigas longitudinales.....	76
Figura 33: Colocación de las restricciones de la base	77
Figura 34: Colocación del brazo rígido en vigas.....	77
Figura 35: Ubicación del Centro de Masa.....	78
Figura 36: Asignación de restricciones del centro de masa	79
Figura 37: Definición de diafragmas rígidos de entrepisos.....	79
Figura 38: Asignación del diafragma rígido del piso3 de la edificación.....	80
Figura 39: Definición de los estados de carga.....	80
Figura 40: Asignación de las fuerzas sísmicas (piso 1-3- dirección X)	81
Figura 41: Definición de las combinaciones de carga (dirección X)	81
Figura 42: (a) Geometría 3D de la estructura sin junta sísmica, (b) Geometría 3D de la estructura con junta sísmica.....	86

Figura 43: Material.....	87
Figura 44: Sección de vigas longitudes.....	87
Figura 45: Colocación de las restricciones de la base.....	88
Figura 46: Colocación del brazo rígido en vigas.....	89
Figura 47: Colocación del centro de masa.....	89
Figura 48: Asignación de restricciones del centro de masa.....	90
Figura 49: Definición de diafragmas rígidos de entrepisos.....	90
Figura 50: Asignación del diafragma rígido del piso 3 de la edificación.....	91
Figura 51: Inclusión del Espectro para el modelo Dinámico E.030-2016.....	93
Figura 52: Espectro de Diseño para un suelo rígido y un amortiguamiento del 5% para ...	93
Figura 53: Inclusión del Espectro para el modelo Dinámico E.030-2006.....	94
Figura 54: Espectro de Diseño para un suelo rígido y un amortiguamiento del 5% para ...	95
Figura 55: Desplazamientos Máximos en el Centro de Masa E.030-2016.....	97
Figura 56: Derivas Máximas E.030-2016.....	98
Figura 57: Fuerza Axial Máxima en La columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2016.....	98
Figura 58: Fuerza Cortante Máxima en columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2016.....	99
Figura 59: Momento Flector Máximo en Columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2016.....	100
Figura 60: Fuerza Cortante Máxima Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2016.....	101
Figura 61: Momentos Flector Máximo en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2016.....	102

Figura 62: Desplazamiento Máximo en el centro de masa E.030-2016.....	104
Figura 63: Deriva Máxima de entrepiso E.030-2016	105
Figura 64: Fuerza Axial Máximo en La columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2016	105
Figura 65: Fuerza Cortante Máximo en La columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta)	106
Figura 66: Momento Flector Máximo en La columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2016	107
Figura 67: Fuerza Cortante Máximo en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2016	108
Figura 68: Momento Flector Máximo en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2016	109
Figura 69: Desplazamiento Máximo en Centro de Masa E.030-2006	110
Figura 70: Deriva Máxima de Entrepiso E.030-2006	111
Figura 71: Fuerza Axial Máxima en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2006	112
Figura 72: Fuerza Cortante Máxima en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2006	112
Figura 73: Fuerza Cortante Máxima en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2006	113
Figura 74: Fuerza Cortante Máxima en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2006	114
Figura 75: Momento Flector Máximo en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2006	115
Figura 76: Desplazamientos Máximos en el Centro de masa E.030-2006.....	116

Figura 77: Derivas Máximas de entrepiso E.030-2006	117
Figura 78: Fuerzas Axiales Máximas en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta)E.030-2006	118
Figura 79: Fuerzas Cortantes Máximas en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2006	118
Figura 80: Momentos Flectores Máximos en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2006	119
Figura 81: Fuerzas Cortantes Máximas en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2006	120
Figura 82: Momentos Flectores Máximas en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2006	121

RESUMEN

“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE TRES NIVELES DE ESTRUCTURA IRREGULAR SEGÚN LAS NORMAS DE SISMORRESISTENCIA E.030-2006 Y LA E.030-2016, EN LA CIUDAD DE CAJAMARCA.”

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo analizar y comparar las respuestas sísmicas de una edificación (vivienda multifamiliar) aplicando la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” de los años 2006 y 2016, a partir de la fuerza cortante en la base, los espectros de respuesta sísmica y desplazamientos laterales. Con respecto a la regularidad de la edificación se relacionará con la simetría, cuanto más simétrico las concentraciones de esfuerzos y torsión disminuirán, pero también la regularidad por simetría puede ser afectado con efectos de torsión debido a la distribución excéntrica de rigideces y masas, es por ello que se ha tomado como muestra, una edificación irregular en un suelo flexible y una zona altamente sísmica, razón por la cual desde el punto de vista estructural dicha edificación cumple las condiciones necesarias para ser objeto de estudio y tener como muestra representativa dentro del área de influencia o ámbito urbano, ya que la gran mayoría de edificaciones son construidas con características similares. Los análisis sísmicos se hicieron en iguales condiciones geográficas, espacio y tiempo; para evaluar la respuesta dinámica de la estructura, se realizó un análisis estático y dinámico espectral, según lo establece dicha norma, para garantizar un comportamiento eficiente. Asimismo, se utilizó el programa ETABS para realizar el análisis sísmico de la estructura, obteniéndose como resultado las respuestas dinámicas tales como; periodos de vibración, fuerzas internas de los elementos estructurales y distorsiones de entrepiso, que se determinan a partir de los desplazamientos relativos de cada nivel; todo esto en base a los parámetros establecidos en la E.030 – 2006 y la E.030 – 2016. Como resultado del análisis sísmico de la edificación se obtuvo respuestas dinámicas como; periodos de la primera forma de vibración, fuerzas internas de los elementos estructurales y distorsiones de entrepiso, que se determinan a partir de los desplazamientos relativos de cada nivel, para la estructura analizada con ambas normas. Se concluye que el análisis estructural de la edificación en estudio aplicando la norma E-030-2016 en la ciudad de Cajamarca, influye significativamente en la resistencia de la edificación, esto genera en el diseño resultados más conservadores con referencia a las fuerzas internas, debido a la diferencia de los parámetros sísmicos para las aceleraciones pseudoespectrales que determinan cuan resistente tiene que ser la edificación a partir del coeficiente de reducción respecto a la irregularidad en planta para obtener las distorsiones relativas inelásticas, en comparación con la norma E.030-2006.

Palabras Clave: Análisis Sísmico, Desplazamientos, Fuerzas Cortantes.

ABSTRACT

"COMPARATIVE ANALYSIS OF THE STRUCTURAL DESIGN OF A THREE LEVELS BUILDING OF IRREGULAR STRUCTURE ACCORDING THE SISMORRESISTENCIA STANDARDS E.030-2006 AND THE E.030-2016, IN CAJAMARCA CITY"

This work of research has as purpose analyze and compare the seismic answer of a edification (multifamily housing) applying the technical standard E.030 "earthquak resistant design" of the 2006 and 2016 ages, from the shear force at the base, the spectrum of seismic answer and lateral displacements. With respect to the regularity of the building will relate with the symmetry, how much more symmetrical the efforts concentrations and torsion will decrease, but also the regularity by symmetry can be affected with torsion effects due to eccentric distribution of rigidities and masses, it's because of that taken as a sample, a irregular building in a flexible floor and a highly seismic zone, reason why from structural the point of view this building complies the necessary conditions to be object of study and have as representative sample in the area of influence or urban environment as the great majority of building are built with similar characteristic. The seismic analyze they are were made in equal geographical conditions, space and time; for to evaluate the dynamic answer of the structure, it has been made static analyze and spectral dynamic, according to establishes that standard, for guarantee a efficient. Behavior, also to use the program ETABS to do the seismic structure analyze getting as result the dinamyc answers such as periods of vibration, internal forces of the structural elements and mezzanime distortions which are determined from relatives displacements of each level; all this based on establishes parameters in the E.030-2006 and the E.030-2016. As seismic analyze result of building it was obtained dinamyc results as; periods of the first form of vibration, internal force of structurals elements and mezzanime distortions, that determine from relative displacements of each level, as the structure analyzed with both standards. It concludes that the structural analyze of the building under study applying the standard E-0.30-2016 in the Cajamarca city, significantly influences in the building resistance, this generate in the disign results more conservatives with reference of the seismics parameter as the pseudoespectrales accelerations that determine how resistant must be the building from the coefficient of reduction according to the plant irregularity to obtain the relative distortions inelastic in comparitions with the standard E-0.30-2006.

Key Words: Seismic Analysis, Displacements, Shear Forces.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema.

Las Normas Sísmicas en nuestro país se han ido actualizando debido a los diferentes sismos que hemos tenido a lo largo de nuestra historia con el fin de evitar pérdidas humanas y daños materiales.

Esto debido a que el Perú se encuentra ubicado en la zona sísmica más activa del mundo, en el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico, sobre una región de convergencia tectónica entre las placas Oceánica (Nazca) y Continental (Sudamericana) (Kuroiwa J. 2002). Ver Fig.1.

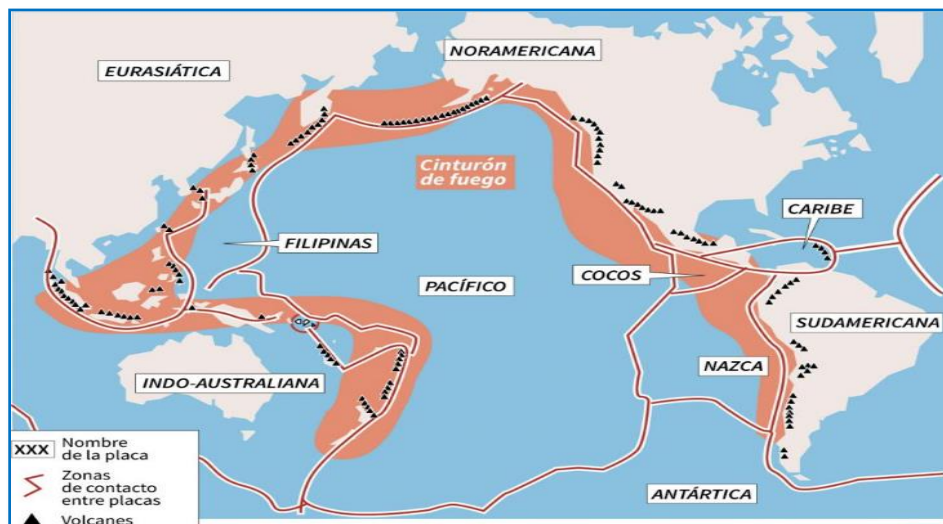


Figura 1: Cinturón de Fuego (Wikipedia, enciclopedia libre, Febrero 2019) [http://es.wikipedia.org].

Las Normas Técnicas de Edificaciones NTE son en el Perú, los documentos legales mediante los cuales se asegura un mínimo nivel de confianza en que las estructuras así diseñadas y construidas sean durables y tengan la resistencia suficiente para soportar los embates de la naturaleza.

Así mismo dichas normas se han ido actualizando y sufriendo varios cambios en lo que respecta a la aproximación de sus parámetros (Antonio B. 2010). De esta forma se menciona a continuación lo siguiente:

- En 1964 se tenía el Primer Proyecto de Normas Peruanas basado en el de la Structural Engineers Association of California (SEAOC). (Antonio B. 2010).
- En 1968 ya se tenía el Primer Reglamento Provincial aprobado por la Comisión Técnica Municipal de Lima. Se propone al Min. Fomento y Obras Públicas que se use a nivel nacional. (Antonio B. 2010).
- En 1970 se publica uno de los primeros Reglamentos Nacionales de Construcciones, incluyendo en el capítulo IV, las exigencias para “Seguridad Contra el Efecto Destructivo de los Sismos” (Antonio B. 2010). Se tenía la Primera norma peruana a nivel nacional y el mapa de regionalización sísmica. Ver Fig.2.



Figura 2: Mapa de Regionalización Sísmica (1970)

$$H = U K C P \quad (01)$$

En esta norma no existía un factor de amplificación de la fuerza y se indicaba que el profesional autor del proyecto determinara el aumento de los coeficientes sísmicos que se pudiera requerir según la naturaleza del terreno. (Antonio B. 2010).

En 1977 se aprueba la incorporación de la norma Básica de Diseño Sismorresistente al reglamento nacional de construcciones, la cual reemplaza a la norma anterior. Con la modificación de algunos parámetros en la norma anterior se obtiene la Segunda Norma

Peruana. En esta nueva norma se definen tres nuevas zonas sísmicas, como se muestra en la Fig.3. (Carlos C. 2010).

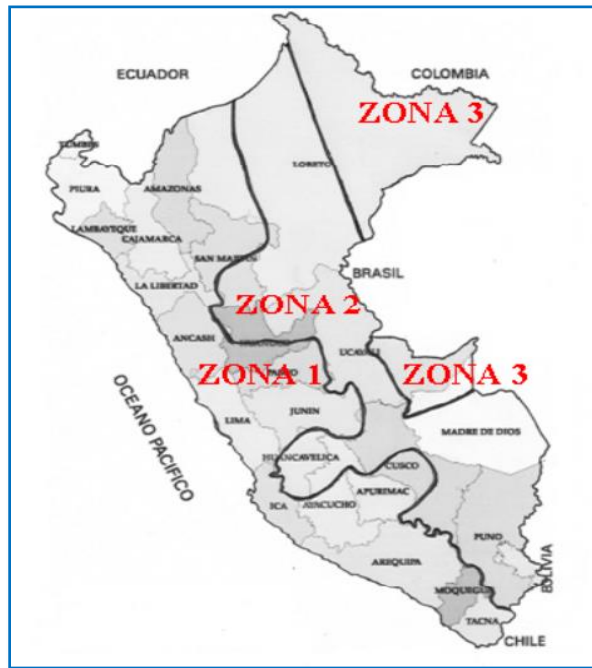


Figura 3: Mapa de Regionalización Sísmica (1977)

En esta nueva norma el cálculo del cortante total en la base, se obtiene de:

$$H = \frac{ZUSCP}{R_d} \quad (02)$$

En 1996 ocurrió el sismo de Nazca, donde se observó edificios nuevos seriamente dañados. En este sismo de Nazca se comprobó que las deformaciones laterales de las edificaciones eran mayores que los resultados que se obtenían con los coeficientes de la norma sísmica de 1977. (Recuay A. 2016)

El nivel de fuerzas no sufrió cambios grandes, sólo ligeros ajustes, pero se varió en forma importante los coeficientes para que se obtengan deformaciones laterales mayores (estructuras más rígidas). (Piqué P. 2009)

Es por estas observaciones y mejoras que se decidió cambiar la norma. Con la nueva norma ya modificada de 1997, en esta norma se mantenía el nivel de fuerzas, pero se obtenía desplazamientos 2.5 veces mayores que los obtenidos con la anterior norma.



Figura 5: Mapa de Regionalización Sísmica (NTE 030 - 2006)

La norma de 1997 y la norma de 2006 son muy parecidas. Podemos decir que desde 1997 la norma nos obliga a hacer edificios más rígidos, para tener deformaciones laterales menores.

En el 2016 se actualiza la tercera Norma Peruana donde se introduce una nueva zona sísmica debido a la actualización de la información neotectónica y la incorporación de factores de Irregularidad en altura (I_a) y planta (I_p). (Fig. 6).

En esta norma se reclasifica el factor de amplificación sísmica (C) y se hace una revisión de la categorización de las edificaciones y factor de uso (U), sin embargo, se mantiene algunos aportes de la norma anterior como cuantificación de irregularidades, reducción de distorsiones admisibles, limitación de la torsión, incremento de intensidades a resistir, evitar el colapso y exigencia de regularidad en obras esenciales.

Con la actualización de la Norma E-030-2016 se pretende conocer cómo influye en el análisis estructural de una edificación irregular.

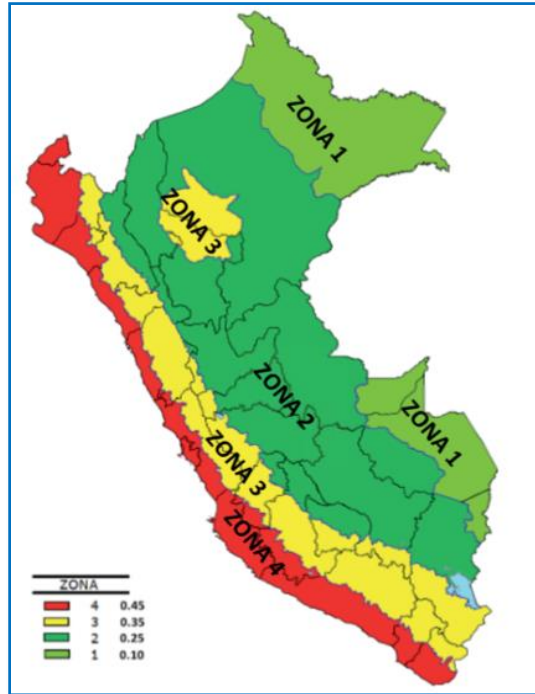


Figura 6: Mapa de Regionalización Sísmica (NTE 030 - 2016)

En esta ocasión se hará énfasis en nuestras últimas normas sismo resistente en las cuales confiamos al momento de diseñar estructuras, ya sea desde una vivienda familiar hasta grandes edificaciones.

1.2. Formulación del problema.

¿Cuál de las normas de Sismorresistencia (E.030-2006 y la E.030-2016) genera mayor respuesta estructural de la edificación de tres niveles de estructura irregular, en la ciudad de Cajamarca?

1.3. Justificación de la investigación.

La ciudad de Cajamarca se encuentra en una zona de alta peligrosidad sísmica, esto, sumado a que la mayoría de las edificaciones han sido construidas sin seguir un criterio técnico adecuado, conlleva a que estas estructuras, y sus habitantes se encuentren en riesgo constante; es por ello que surge esta investigación, la cual se fundamenta en las siguientes preguntas:

- ¿Por qué? Realizar el análisis estructural comparativo de una misma estructura irregular utilizando las Normas de Sismorresistencia E.030 – 2006 y 2016 se hace necesario porque permite conocer cómo influye en la respuesta sísmica estructural de la edificación.
- ¿Para qué? Determinar cuál de las Normas de Sismorresistencia E.030-2006 y la E.030-2016 me genera mayor respuesta estructural de una edificación irregular en una zona sísmica 3 y con características de suelo flexible, permitirá conocer en cuánto ha variado los nuevos valores en los parámetros que se necesitan para realizar los análisis estructurales, considerando nuevas restricciones en irregularidad estructural, categorías y otros.
- ¿Para quién es? El presente trabajo de investigación puede servir como una guía para los estudiantes y profesionales de Ingeniería Civil, los cuales se encuentran trabajando en el área de diseño y análisis estructural, con lo cual se pretenderá entender mejor los cambios que trae la actualización de la norma E.030.

1.4. Alcances o delimitación de la investigación.

Para fines de la investigación, se tomó como muestra una edificación de 3 niveles (vivienda multifamiliar), cuya edificación pertenece a una de las muestras representativas para el área de influencia Ubicada en la Av. Vía de Evitamiento N° 1115, barrio Aranjuez, distrito, provincia y región de Cajamarca (que pertenece a la zona 3 según la norma E-0.30-2016).



Figura 7: Ubicación del Terreno, Google Earth

Esta estructura irregular es de sistema aporticado y se modeló de dos formas: la primera vez se modeló todo en conjunto y utilizando las normas de Diseño Sismorresistente E.030 – 2006 y la E.030 – 2016 y la segunda vez se colocó una junta sísmica debido a la forma irregular del terreno y utilizando las normas antes mencionadas.

La investigación se centró en evaluar el comportamiento sísmico estructural de la edificación llevando a cabo varias comparaciones de modelos con las normas antes mencionadas, dicha norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016 que modifica y añade nuevos valores en los parámetros que se necesitan para realizar los análisis sísmicos, considerando nuevas restricciones en irregularidad estructural, categorías y otros. Como resultado de estos análisis se calculó los desplazamientos laterales y torsionales, distorsiones de entrepiso – deriva, fuerzas cortantes y espectros de diseño.

En este trabajo no se ha tenido la oportunidad de calcular el tipo de suelo, por tanto, recurriremos a estudios de suelos realizados cerca de la edificación, dando a conocer el tipo de suelo S_3 (suelo flexible), además, no se elaborará un diseño, si no, solamente se realizarán los análisis estructurales, en base a la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2006 y la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 del 2016.

1.5. Hipótesis:

1.5.1. Hipótesis general.

En la comparación de las normas de Sismorresistencia E.030-2006 y la E.030-2016 para una edificación de tres niveles de estructura irregular, los resultados obtenidos con esta última me generan mayor respuesta estructural.

1.6. Objetivos:

1.6.1. Objetivo general:

Comparar las normas de Sismorresistencia E.030-2006 y la E.030-2016 con la finalidad de ver cual genera mayor respuesta estructural de la edificación de tres niveles de estructura irregular, en la ciudad de Cajamarca.

1.6.2. Objetivos específicos:

- Comparar los desplazamientos laterales y torsionales de una edificación irregular para cada uno de los modelos a estudiar.
- Comparar las fuerzas cortantes en cada piso aplicando ambas normas de diseño sismorresistente en una edificación irregular.
- Comparar los espectros de diseño de la edificación aplicando dichas normas de diseño sismorresistente.

II. MARCO TEÓRICO.

2.1. Antecedentes teóricos:

Recuay A. (2016), sustentó la tesis “DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO “FEDERACION MEDICA” DISEÑADO CON LA NORMA E.030 (2006) COMPARADO CON EL PROYECTO DE NORMA E.030 (2014) EN HUANCAYO” donde analiza el desempeño sísmico de la edificación frente al nivel de amenaza sísmica

que indica la norma E.030(2006) comparando con el proyecto de norma E.030 (2014) llegando a las siguientes conclusiones:

- La sobre resistencia es mejor en 17% en la dirección X-X y en 40% en la dirección Y-Y.
- La ductilidad es mejor en 35% en las dos direcciones.
- Que ante las derivas del 200/00 no colapsaría.
- Ante los tres niveles de peligro sísmico el edificio de la Federación Médica siempre estaría Totalmente operacional.
- Los resultados de este estudio indican que la norma E.030 (2014) en promedio general nos arroja mejores resultados en el desempeño sísmico en un porcentaje del 25 % que la norma E.030 (2006).

Roylán J. (2015), sustentó la tesis “ESTUDIO COMPARATIVO DE DISTINTAS NORMAS INTERNACIONALES RESPECTO DE LA APLICACIÓN DE LOS ESPECTROS SISMICOS DE RESPUESTA” a la Escuela Técnica Superior De Caminos Canales y Puertos Universidad Politécnica de Madrid dándose las siguientes conclusiones.

- La norma más desfavorable es la norma costarricense, seguida por la argelina, la peruana y la española. Como era de esperar España es el país con menos influencia sísmica destacando también que el espectro sísmico empleado no es ni mucho menos el general a ser empleado en el territorio español.
- El espectro sísmico de la norma peruana es más general, ya que aproximadamente 1/3 del país debe regirse por el (asumiendo que las condiciones del terreno son similares).
- La norma argelina es la más compleja en términos de los parámetros utilizados y su formulación. Su espectro sísmico como el general para el país, pero debido a la gran extensión dl territorio no puede considerarse como despreciable.
- El espectro sísmico costarricense es el más desfavorable debido a que la reducción no es tan grande como en los demás casos (tiene aceleración del terreno similar al de la norma peruana además del factor de importancia) y por consecuencia será el más costoso.

Ramírez J. y Sánchez J. (2015), sustentaron la tesis “COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES MEDIANAS IRREGUARES DE SISTEMA DUAL, APLICANDO LA NORMA E.030 2006 Y EL PROYECTO DE NORMA 2014 EN LIMA METROPOLITANA” a la Facultad de Ingeniería y arquitectura de la Universidad de San Martín de Porres llegando a las siguientes conclusiones:

- La propuesta para el cambio de los parámetros de zonificación, hace que el porcentaje de participación de peligro sísmico incremente en 12.5 por ciento para la obtención de la cortante basal para la zona 4 (2014) vs zona 3 (2006) en referencia al edificio Meridian, centro comercial y Comisaria PNP.
- La categorización de las edificaciones se mantiene con su valor nominal, por lo tanto, no habrá mayor incremento en el cálculo de la cortante basal para cada caso en estudio; en consecuencia, se rechaza la hipótesis de investigación.
- En la evaluación del edificio Meridian y la Comisaria PNP Sagitario los parámetros de sitio no sufre incremento entre las dos normas, por tanto, no habrá un incremento entre las dos normas, por lo tanto, no habrá un incremento en la cortante basal.

Ahumada M. y Barrera M. (2013), sustentaron la tesis: “ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO PARA UNA EDIFICACION DE 5 NIVELES, SEGÚN LAS NORMAS COLOMBIANAS DE SISMORRESISTENCIA NSR-98 Y LA NSR-10, EN ZONA DE AMENAZA SISMICA INTERMEDIA” Facultad de Ingeniería de la Corporación Universitaria de la Costa dándose las siguientes conclusiones:

- Se puede afirmar que la NSR10 (El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente) es más estricta con aquellas estructuras que de alguna manera están diseñadas con características geométricas poco recomendadas, manifestadas con irregularidades en altura o en ausencia de redundancia en su sistema estructural.

- El cambio del espectro de aceleraciones muestra inicialmente un aumento apreciable en el valor de la aceleración máxima de diseño. Sin embargo, la determinación del periodo fundamental de la estructura y otros cambios que trajo la NSR10. (El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente).

Permitió emparejar la cortante basal.

Venezuela, López K. y Astrrid S. (2013), sustentaron la tesis “EVALUACION DEL IMPACTO EN LA SELECCIÓN DE NORMAS SISMICAS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS EN INSTALACIONES INDUSTRIALES” a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica Andrés Bello dándose las siguientes conclusiones:

- Se obtuvieron las gráficas de coeficientes de corte basal versus periodo, mediante la evaluación de los requisitos específicos de cada una de las normas y especificaciones con los cuales se construyeron los gráficos comparativos necesarios para el análisis.
- Mediante el análisis de los gráficos mencionadas, se realizó una comparación entre las normas y especificaciones ASCE 7-10 (son unas siglas que se refieren a la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles, que contiene las acciones mínimas de diseño para edificaciones y otras estructuras) , PDVSA JA (Esta especificación establece las disposiciones generales de análisis y diseño para instalaciones industriales pertenecientes a PDVSA ubicadas en zonas sísmicas, dentro del territorio de Venezuela) y UBC 97 (Códigos Uniforme de la Edificación).
- Se determinó la norma que genera mayores coeficientes de corte y por lo tanto el más conservadora para cada tipo de estructura; en el caso de recipientes verticales se obtuvo la especificación ASCE 7-10, para recipientes horizontales la PDVSA JA-221 (Especificaciones de Diseño sismorresistente de instalaciones industriales) y finalmente para las estructuras de concreto y estructuras de acero (tanto para pórticos arriostrados como para pórticos a momento) la ASCE 7-10 generó resultados más conservadores.

2.2. Bases teóricas.

2.2.1. Consideraciones Generales.

Según **Blanco A (1990)**, en su libro: “ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO” sostiene:

La mayoría de los códigos reconoce la complejidad de diseño sísmico de las edificaciones y define alcances u objetivos generales. En el caso de la norma peruana el criterio de la

norma resistente se expresa señalando: Las edificaciones se comportarían ante los sismos considerando:

- a) Resistir sismos leves sin cambios
- b) Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves
- c) Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso de la edificación.

Cuando una edificación colapsa es porque fallo y se desplomo parcialmente o totalmente la estructura con la posibilidad de ocurrencia de muertes, la filosofía de diseño indica que se debe evitar pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad. Esto se da por la ubicación geográfica del Perú donde la seguridad estructural es un tema muy importante en las edificaciones que son sometidas por las acciones de fenómenos naturales como los sismos cuyo origen se da frecuentemente en la acción de las placas continentales y oceánicas.

2.2.2 Peligro Sísmico.

Herraiz M. (1997), en su libro “CONCEPTOS BÁSICOS DE SISMOLOGÍA PARA INGENIEROS” sostiene: “se entiende por peligrosidad sísmica (seismic hazard) a la probabilidad de que un parámetro elegido para medir el movimiento del suelo (desplazamiento, velocidad, aceleración, magnitud, intensidad) supere un nivel dado a lo largo del tiempo que considera de interés” y como consecuencia provocar un fenómeno físico, Siendo así la descripción de los efectos provocados por los terremotos en un área determinada.

El Perú se encuentra dentro de la franja de sismicidad más importante de la periferia del Océano Pacífico que es conocida como cinturón de fuego. La actividad sísmica está relacionada con el proceso de subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana que genera una constante acumulación de energía liberándose en forma de terremotos. La ocurrencia de un evento sísmico es de carácter aleatorio con un periodo

de retorno de 475 años aproximadamente, la norma E-030-2006 y E-030-2016 indican que la aceleración máxima del terreno de la zonificación tiene una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Desde el punto de vista estructural las aceleraciones del suelo duro para los sismos severos son de gran importancia, es por ello que en la norma E-030-2016 se actualizó la aceleración máxima para cada zona que determinó el comité técnico en base a mapas de aceleraciones sísmicas elaboradas por especialistas.

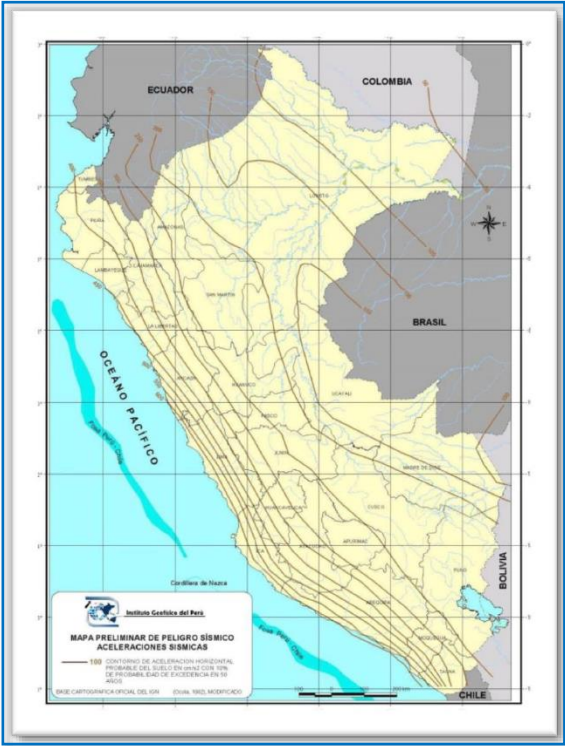


Figura 8: Mapa de aceleraciones sísmicas de territorio nacional (Instituto Geofísico del Perú. 2004)

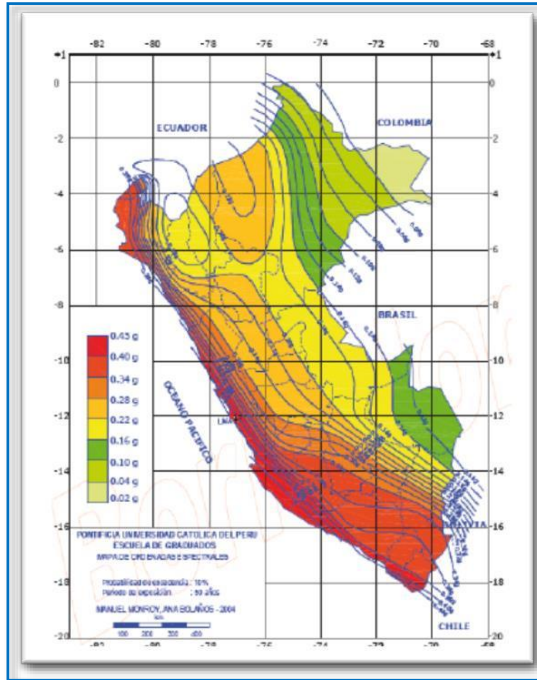


Figura 9: Mapa de aceleraciones sísmicas del territorio nacional (Monroy y Bolaños, 2004)

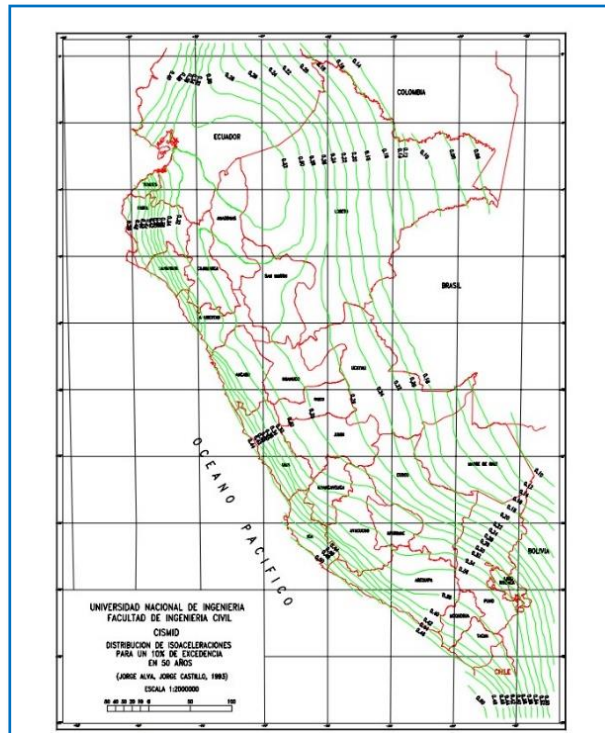


Figura 10: Mapa de aceleraciones sísmicas del territorio nacional (Alva y Castillo, 1993)

En la norma E.030-2006 se consideraba solo 3 zonas sísmicas:



Figura 11: Zonificación sísmica E.030, Vivienda, 2006

Tabla N° 1: Factores de zona "Z".

ZONA	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15

*E.030, Reglamento nacional de edificaciones
El peruano; 2006- Pág. 209*

Este factor Z se interpreta como la aceleración máxima del suelo con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

La actualización de la norma E-030 se da con el fin de asegurar los diseños de las edificaciones nuevas, reforzamiento de las edificaciones existentes y reparación de las mismas ante un futuro evento sísmico.

En la última actualización de la norma E-030 se dividió el territorio nacional en 4 zonas sísmicas.

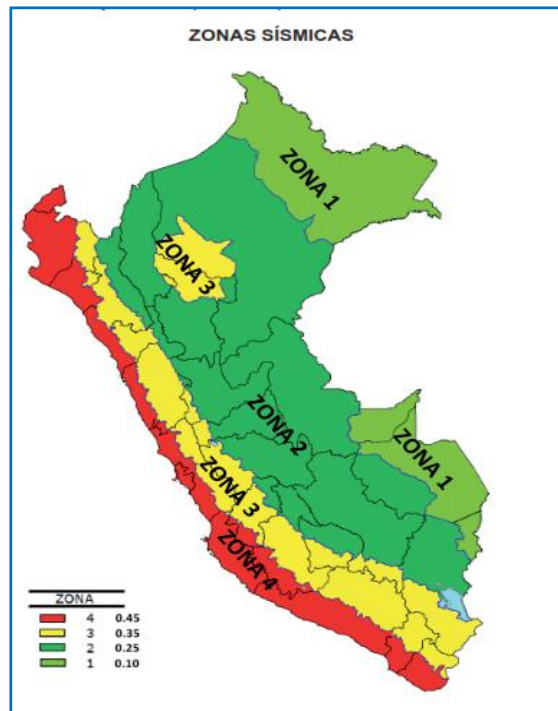


Figura 12: Zonificación sísmica E.030, Vivienda, 2018

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla 2. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla N° 2: Factores de zona “Z”.

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

*Norma peruana E.030 de diseño sismorresistente
Vivienda; 2016 - Pág. 7*

2.2.3 Condiciones Geotécnicas.

Según la norma E-030-2016 ahora en la clasificación de suelos se tendrán 5 tipos de perfiles que se da como resultado de los promedios de propagación de las velocidades de las ondas de corte a diferencia de la norma E-030-2006 que tiene 4 tipos de perfiles.

Los tipos de perfiles de suelos, según la norma E-030-2006 son cuatro:

- a. Perfil Tipo S1: Roca o Suelos Muy Rígidos

- b. Perfil Tipo S2: Suelos Intermedios
- c. Perfil Tipo S3: Suelos Flexibles o con estratos de gran espesor
- d. Perfil Tipo S4: Condiciones Excepcionales

Tabla N° 3: Parámetros del Suelo

Tipo	Descripción	Tp(S)	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1.0
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales	*	*

Reglamento nacional de edificaciones, El peruano, E.030- 2006- Pág. 209.

(*) Los valores de Tp y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S3.

Los tipos de perfiles de suelos, según la norma E-030-2016 son cinco:

- e. Perfil Tipo S0: Roca Dura
- f. Perfil Tipo S1: Roca o Suelos Muy Rígidos
- g. Perfil Tipo S2: Suelos Intermedios
- h. Perfil Tipo S3: Suelos Blandos
- i. Perfil Tipo S4: Condiciones Excepcionales
- j. Parámetros de Sitio (S, TP y TL)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL dados en las Tablas N° 4 y N° 5.

Tabla N° 4: Factor de suelo "S".

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

*Norma peruana E.030, de diseño sismorresistente
Vivienda; 2016- Pág.16*

Tabla N° 5: Periodos “TP” Y “TL”.

	Perfil de suelo			
	S₀	S₁	S₂	S₃
T _P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T _L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

*Norma peruana E.030, de diseño sismorresistente
Vivienda; 2016- Pág.16*

2.2.4 Factor de Amplificación Sísmica (C)

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

Según norma E-030-2006.

$$C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right); C \leq 2.5 \quad (03)$$

Según norma E-030-2016.

a) $T < T_P, C = 2.5$

b) $T_P < T < T_L, C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right)$

c) $T > T_L, C = 2.5 \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right) \quad (04)$

T es el período fundamental de vibración

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo (NTE.030; Pág.7-11).

2.2.5 Categoría, Sistema Estructural.

El tamaño, forma, función, geometría del edificio y localización de los elementos estructurales se denomina configuración del edificio, estas características influyen en el diseño sismo resistente por ello que cada edificio representa un problema particular.

Según la norma E-030 las edificaciones se clasifican de acuerdo a las categorías, factor de uso. En la norma actual E030-2016 con respecto a la norma E-030-2006 no hubo cambio de la categoría C correspondiente a edificaciones comunes respecto al factor de uso (U) que sigue siendo 1.0.

Tabla N° 6: Categoría y factor de uso de la edificación.

CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR U
C Edificaciones comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0

*Norma peruana E.030, de diseño sismorresistente
Vivienda; 2016 Pág.13*

El sistema estructural del presente trabajo se encuentra dentro de las estructuras de concreto armado. Siendo la categoría C la que puede usar cualquier sistema estructural de concreto armado sin importar la zonificación según la norma E-030.

2.2.6 Regularidad de las Edificaciones.

Martínez W. (1990), en su libro “DISEÑO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES”, sostiene que la configuración del edificio debe tener simplicidad porque es deseable una configuración sencilla, compactidad y una gran rigidez torsional donde el centro de rigidez del edificio debe coincidir con el centro de masa (Pág.244).

San Bartolomé A. y Silva Q. (2014), recomiendan que se deben preferir formas simples de bloques rectangulares debiendo evitarse formas irregulares de esquinas entrantes como T, L, U, H a menos que se separen con juntas sísmicas, de no ser así las esquinas de la losa podrían agrietarse debido al cambio brusco de sus propiedades resistentes. La norma E-030-2016 asigna un factor de 0.90 a la irregularidad de esquinas entrantes para subirle la resistencia el diseño de edificaciones.

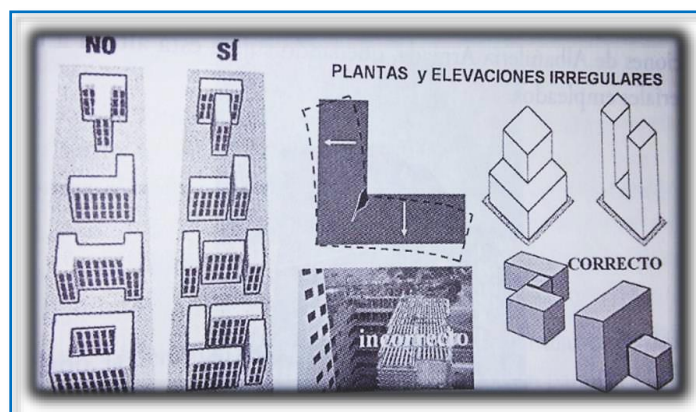


Figura 13: Formas de edificios con planta y elevación indeseables y deseables, San Bartolomé y Quiun Silva, 2014

Con respecto a la regularidad de la edificación se relacionará con la simetría, cuanto más simétrico las concentraciones de esfuerzos y torsión disminuirán, pero también la regularidad por simetría puede ser afectado con efectos de torsión debido a la distribución excéntrica de rigideces y masas es por ello que desde el punto de vista estructural a las edificaciones se les designa como regular o irregular.

- **Estructuras regulares:** son estructuras que no tienen discontinuidades físicas en planta y elevación en su configuración resistente a cargas laterales.
- **Estructuras irregulares:** son estructuras que tienen discontinuidades físicas considerables en planta y elevación.

- **Piso blando:** En la norma E-030-2006 indica que la suma de las áreas transversales de cada uno de los elementos estructurales resistentes al corte en cada dirección es menor que 85% de la suma del entrepiso superior o menor al 90% del promedio de los tres entrepisos superiores. En la actualización de la norma E-030-2016 ya se considera como piso blando si hay una diferencia de mayor a 1.4 veces la deriva con la distorsión de entrepiso inmediato superior, o si es 1.25 veces mayor del promedio de las derivas de los tres pisos inmediatos superiores.

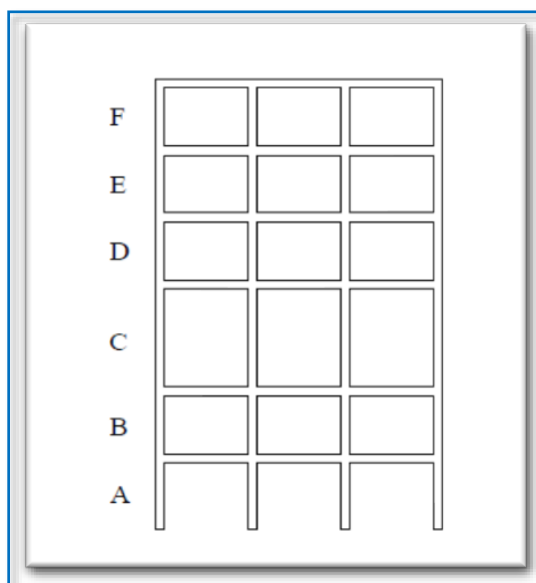


Figura 14: Irregularidad de rigidez (piso blando), Goytia y Villanueva, 2001

- **Irregularidad de masa:** Según **Morales R. (2006)**, en su libro: “DISEÑO EN CONCRETO ARMADO” sostiene “que hay irregularidad de masa cuando un piso adyacente es superado en un 170% de masa” (Pág.223).

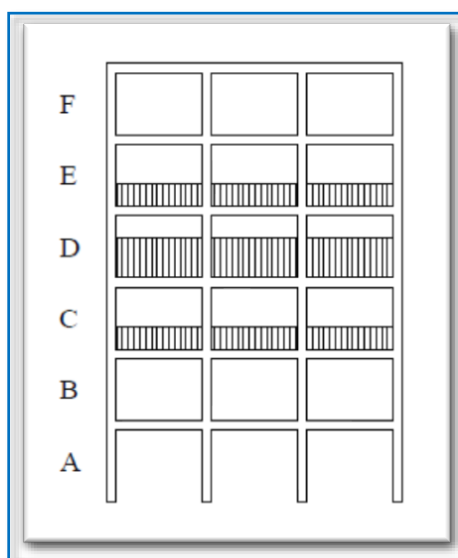


Figura 15: Irregularidad de peso (masa), Goytia y Villanueva, 2001

- **Irregularidad vertical geométrica** Según **Morales R. (2006)**, en su libro: “DISEÑO EN CONCRETO ARMADO”, sostiene “que hay irregularidad vertical geométrica cuando la dimensión en planta es mayor en 130% en un piso adyacente” (Pág.223).

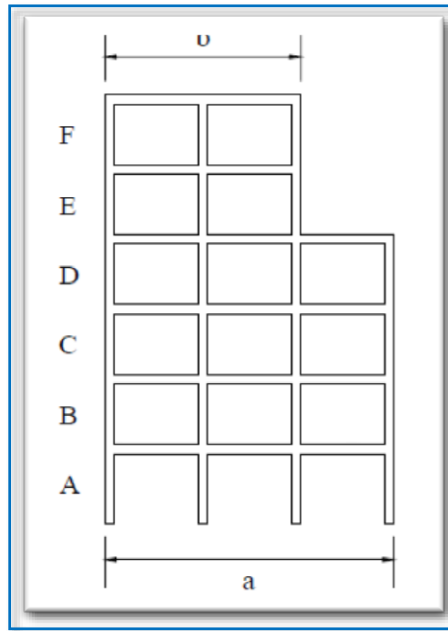


Figura 16: Irregularidad vertical geométrica, Goytia y Villanueva, 2001

El Reglamento nacional de Edificaciones, E-030 (2016) indica que las estructuras regulares en su configuración resisten cargas laterales y no presentan las irregularidades indicadas en las siguientes tablas a diferencia de las estructuras irregulares.

Tabla N° 7: Factores de irregularidad en altura.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad Ia
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0.75
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.5
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60

Norma peruana E.030, de diseño sismorresistente, El Peruano, 2016 Pág.576299

Tabla N° 8: Factores de irregularidad en planta Norma.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad Ip
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90

Norma peruana E.030, Reglamento nacional de edificaciones, El Peruano, 2016 Pág.576300

Tabla N° 9: Categoría y Regularidad de las Edificaciones.

CATEGORIA DE LA EDIFICACION	ZONA	RESTRICCIONES
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Norma peruana E.030, Reglamento nacional de edificaciones, El Peruano, 2016 Pág.576300

El Reglamento Nacional de Edificaciones, E.030 (2006) limita a que las irregularidades en planta y elevación se multiplicaran al coeficiente de reducción “R” por un factor de 0.75.

2.2.7 Análisis sísmico.

Según **Blanco A (1990)**, en su libro: “ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO”, sostiene que el diseño sismo- resistente es único ya que la fuerza de inercia que producen los sismos son superiores a la carga más severa que ha de soportar la estructura durante su vida útil, es por ello el diseño debe estar orientado a evitar una falla frágil buscando lograr el comportamiento elástico de la edificación para los sismos leves que tienden a ser frecuentes y el comportamiento inelástico de la edificación para los sismos severos que tienen una pequeña probabilidad de que ocurran (Pág.2).

En concordancia con los principios de diseño sismo- resistente se acepta que las edificaciones tendrán incursiones inelásticas frente a solicitaciones sísmicas severas. Por tanto, las solicitaciones sísmicas de diseño se consideran como una fracción de la solicitación sísmica máxima elástica.

El análisis podrá desarrollarse usando las solicitaciones sísmicas reducidas con un modelo de comportamiento elástico para la estructura.

En el reglamento E.030-2016 indica:

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño.

Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis. Siendo así la etapa previa para el diseño de las estructuras de concreto armado ante un conjunto de solicitaciones, previo dimensionamiento que satisfaga los requerimientos y economía del proyecto y diseñar para los máximos efectos que produzcan las cargas exteriores amplificadas.

2.2.8 Modelos para el Análisis.

Según **San Bartolomé A. (2014)**, en su libro “CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERÍA, COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y DISEÑO ESTRUCTURAL” indica que, si se aplican métodos racionales de cálculo al modelo estructural y se contempla los efectos del proceso constructivo, el empleo de cualquier técnica de solución de análisis es válido para determinar los desplazamientos laterales de la edificación, así como las fuerzas internas en los elementos estructurales (Pág.221). Para la norma E-030 en el modelo de análisis se deben considerar una distribución de masas y rigideces que sean adecuadas para el modelamiento estructural. Para el proyecto se realizarán los análisis sísmicos mediante el uso de software ETABS V16 siendo una ventaja para idealizar cualquier estructura y determinar sus respuestas ante un movimiento del terreno prescrito.

2.2.9 Procedimientos de Análisis Sísmico.

Martínez W. (1990), en su libro “DISEÑO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES”, sostiene que bajo un punto de vista de ingeniería mientras más

riguroso sea el análisis del comportamiento de las estructuras bajo las fuerzas sísmicas, el diseño será más confiable y económico, pero se debe realizar un análisis apropiado de acuerdo a las características relevantes de la estructura (Pág.219). El análisis se debe de realizar en concordancia con la importancia, zona, configuración estructural de la edificación y para ello los métodos de análisis sismorresistente para las edificaciones son el método de análisis estático cuyo análisis se da con la fuerza lateral equivalente y el método de análisis dinámico modal, que se encuentran en la norma E-030-2006 y E-030-2016.

2.2.10 Método Estático.

Martínez W. (1990), en su libro “DISEÑO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES”, indica que este método de análisis es adoptado por las normas de diseño por su simplicidad de aplicación al diseño sísmico (p. 220). Este método se caracteriza por usar el análisis de fuerza lateral equivalente o también señalado en la norma E-030-2016 como fuerza estática equivalente. Siendo un proceso en el cual la fuerza sísmica o cortante basal “V” = H se reemplaza por una fuerza lateral equivalente en las direcciones principales de la edificación que se distribuirán por cada piso y estas fuerzas sísmicas variarán con la altura del edificio. La fuerza sísmica de diseño será aquella esperada según la zonificación, configuración e importancia de la edificación.

Dónde:

$$a) \quad F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \times V \quad (05)$$

$$b) \quad H = V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

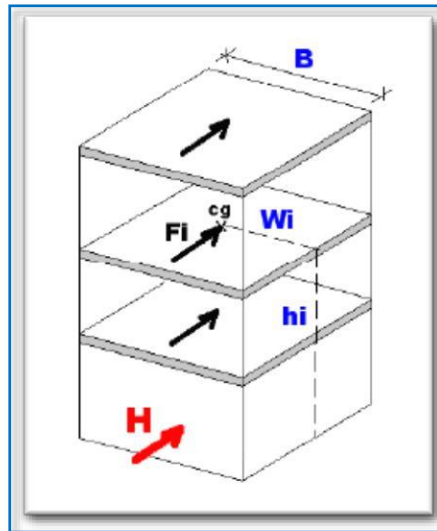


Figura 17: Determinación por las fuerzas de inercia inducidas por el sismo, San Bartolomé y Quiun Silva, 2014

De la figura N°17 W_i (peso no acumulado de cada piso), h_i es la altura en cada piso, F_i (fuerza lateral), Z (coeficiente de Zonificación), U (factor de uso de la edificación), C (coeficiente de amplificación sísmica), S (factor del tipo del suelo), R (regularidad de la edificación).

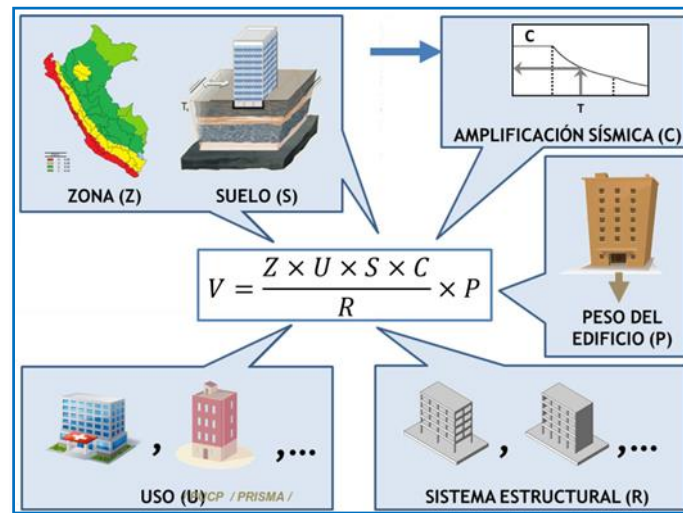


Figura 18: Determinación de la cortante basal, Alejandro Muñoz P. y Marcos Tinman, Sencico, 2016

Para la norma E-030-2006 las edificaciones se deben de analizar por este método solo si son de baja altura y que no presenten irregularidades (que sean edificios regulares).

Para la norma E-030-2016 las edificaciones ya sean regulares o irregulares podrán analizarse por este método si se encuentran en la zona 1 (Z1).

Para la cortante basal “H” un valor que no ha cambiado en la actualización de la norma es el valor mínimo que debe de tomar.

$$\frac{C}{R} \geq 0.125 \quad \text{en:} \quad H = V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Los valores de C dependerán de la siguiente expresión indicada en el numeral 2.2.4 de la norma E-030-2016.

$$\begin{aligned}
 a) & \quad T < T_p, C = 2.5 \\
 b) & \quad T_p < T < T_L, C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \\
 c) & \quad T > T_L, C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)
 \end{aligned}
 \tag{06}$$

En el presente proyecto se calculará la cortante basal estática porque tanto la E-030-2006 como la E-030-2016 indican que el 90% de la cortante basal estática para estructuras irregulares no debe ser mayor que la cortante basal calculada en el análisis dinámico.

2.2.11 Método Dinámico.

Villanueva G. (2001), en su “TEXTO GUÍA DE INGENIERÍA ANTISÍSMICA”, sostiene: “el análisis debe basarse en una representación apropiada del movimiento del suelo y debe realizarse utilizando principios aceptados de la dinámica” (Pág.175).

El método dinámico es usado cuando se requiere una evaluación más acertada de la fuerza sísmica más y del comportamiento estructural que se realiza por medio de procedimientos de combinación espectral. En la norma E-030-2006 indica que las edificaciones especiales se deberá usar el análisis tiempo Historia y para edificaciones convencionales se deberá usar el procedimiento de combinación espectral, con la actualización de la norma la E-030-2016 indica que los análisis se harán con el análisis dinámico modal espectral y que con fines de verificación se usará el análisis tiempo historia, el análisis tiempo historia no será exigido como análisis de diseño.

Para el análisis dinámico se hace uso de los pseudoespectros sísmicos, cuya forma de cómo se elabora se encuentra en la norma E-030-2006 y E-030-2016.

El análisis modal se realiza para determinar la respuesta dinámica de la estructura con varios grados de libertad, donde se obtienen las respuestas máximas por cada modo independientemente. En lo referente se presentarán las ecuaciones que rigen los movimientos

dinámicos de las estructuras usando el método matricial para mayor entendimiento del análisis dinámico.

- Análisis Dinámico de Sistemas de Varios Grados de Libertad.

Piqué J. y Scaletti F. (1991) en su libro “ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS”, consideran que para el equilibrio dinámico de las edificaciones sometidas a movimientos sísmicos no se tienen fuerzas externas sino más bien fuerzas de inercia (masa por aceleración) generadas por el peso de cada piso en la estructura, que son fuerzas horizontales aplicadas a nivel de cada entrepiso (Pág. 32).

Para analizar una edificación de múltiples pisos que por movimientos sísmicos tienden a estar sujetas a fuerzas que varían con el tiempo, se suele representar con el modelo matemático de masas concentradas, donde cada masa concentrada por piso representa un grado de libertad con una ecuación de equilibrio dinámico.

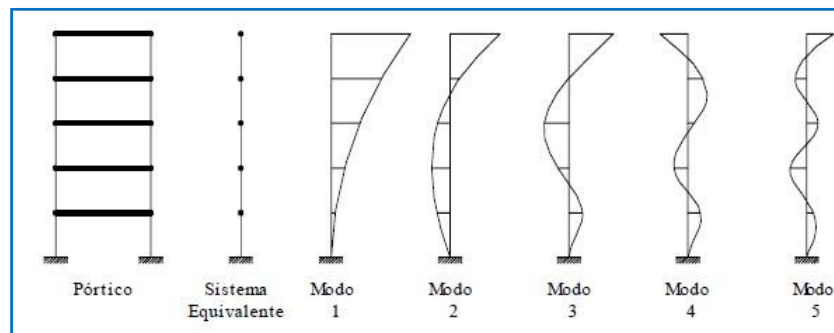


Figura 19: Idealización de un pórtico a un sistema equivalente de masas concentradas y sus modos de vibración, Goytia y Villanueva, 2001

La ecuación de equilibrio dinámico se expresa matricialmente de la siguiente manera:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{P(t)\}$$

Donde:

[M] : Matriz de masa.

[K] : Matriz de rigidez.

{ \ddot{U} } : Vector de aceleraciones.

{ \dot{U} } : Vector de velocidades.

{U} : Vector de desplazamiento.

[C] : Matriz de amortiguamiento.

{P(t)} : Vector de fuerzas dinámicas aplicadas.

Siendo el sistema de ecuaciones que gobiernan los problemas de dinámica de estructuras. Pero si se va a hacer un análisis modal no es necesario contar con la matriz de amortiguamiento [C] a menos que se realice un análisis no lineal.

- Análisis Modal.

Bazán E. y Meli P. (1990), en la tesis: EVALUACIÓN DE CRITERIOS DE DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA ESTÁTICA PARA EDIFICOS DE VARIOS PISOS, considera que el análisis modal se denomina con más propiedad análisis modal espectral ya que implica el uso de modos de vibrar y espectros de diseño. (Pág.238).

La ilustración del método del análisis modal se efectuará mediante pórticos planos ya que con el avance de la informática resulta conveniente realizarlo con el análisis sísmico espacial, en el presente proyecto se hará uso del software ETABS. El análisis modal consiste en analizar las edificaciones con “n” grados de libertad convirtiéndolas en “n” ecuaciones independientes, obteniendo la respuesta máxima por cada modo de forma separada.

Al efectuar el análisis modal por medio de matrices, el amortiguamiento es considerado cero y no existen fuerzas externas, esto debido a que la respuesta dinámica de las estructuras están en función de las frecuencias, periodos de vibración y formas modales y es útil estudiar la estructura sin amortiguamiento cuando está sometido a una perturbación inicial. Resultando la siguiente ecuación:

$$[M]\{U\} + [K]\{U\} = 0 \quad (07)$$

A esta ecuación que está dada para un sistema de varios grados de libertad se le imponen desplazamientos iniciales que pueden ser descrita por una función armónica de donde se obtienen la ecuación de eigenvalores:

$$[K] - \omega_n^2 \cdot [M]\{X\} = 0 \quad (08)$$

Dónde:

X : Forma de la deformada o amplitud relativa de movimiento.

[M] : Matriz de masa.

ω_n : Frecuencia natural.

[K] : Matriz de rigidez.

La forma de la deformación indica a los desplazamientos máximos que no están en función al tiempo.

A partir de la ecuación de los eigenvalores se pueden obtener los eigenvectores y con ello la matriz modal normalizada a partir de escalar o normalizar los modos con respecto a la matriz de masas M.

$$\Phi_i^T M \Phi_i = 1 \quad (09)$$

Dónde:

Φ : Modo natural normalizado.

$[\Phi]$: Matriz modal normalizada.

Entonces:

$$\Phi_i = \frac{X_i}{\sqrt{X_i^T M X_i}} \quad (10)$$

El factor de participación vendría dado por:

$$\Gamma_i = \frac{X_i^T M I}{X_i^T M X_i} \quad (11)$$

Dónde:

Γ_i : Factor de participación.

I : Vector unitario.

Para efectuar el análisis modal espectral que indica la norma E.030-2006 y E.030-2016, se utilizara un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (12)$$

Dónde:

Z : Zona sísmica.

U : Factor de uso de la edificación.

C : Coeficiente de amplificación sísmica.

S : Factor de suelo.

R : Sistema estructural.

g : Aceleración de la gravedad.

El amortiguamiento es introducido en la i ésima combinación modal como una fracción de amortiguamiento crítico o porcentaje de amortiguamiento. Para la combinación modal la norma E.030-2006 indica que se combinen usando un promedio ponderado de la raíz cuadrada de la suma de las respuestas al cuadrado con la suma de los valores absolutos y alternativamente la combinación cuadrática completa. En la norma E.030-2016 indica que se debe de realizar mediante la combinación cuadrática completa y alternativamente el promedio ponderado de la raíz cuadrada de la suma de respuestas al cuadrado con la suma de los valores absolutos.

En el análisis modal se hace el uso de los espectros de diseño que se fabrican con los parámetros que indica la norma:

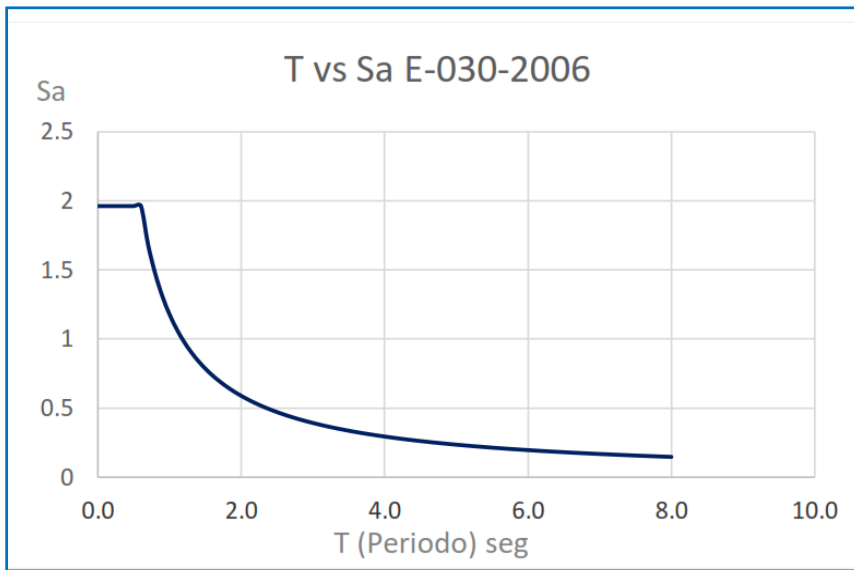


Figura 20: Pseudo espectro sísmico según los lineamientos de la norma E.060 - 2006, Fuente E - 030-2016

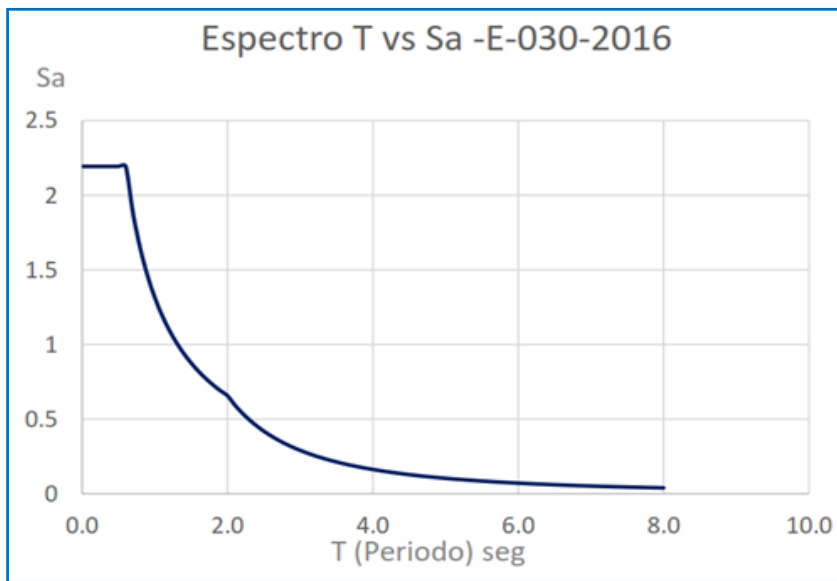


Figura 21: Pseudoespectro sísmico según los lineamientos de la norma E.060-2016, Fuente E-030-2016

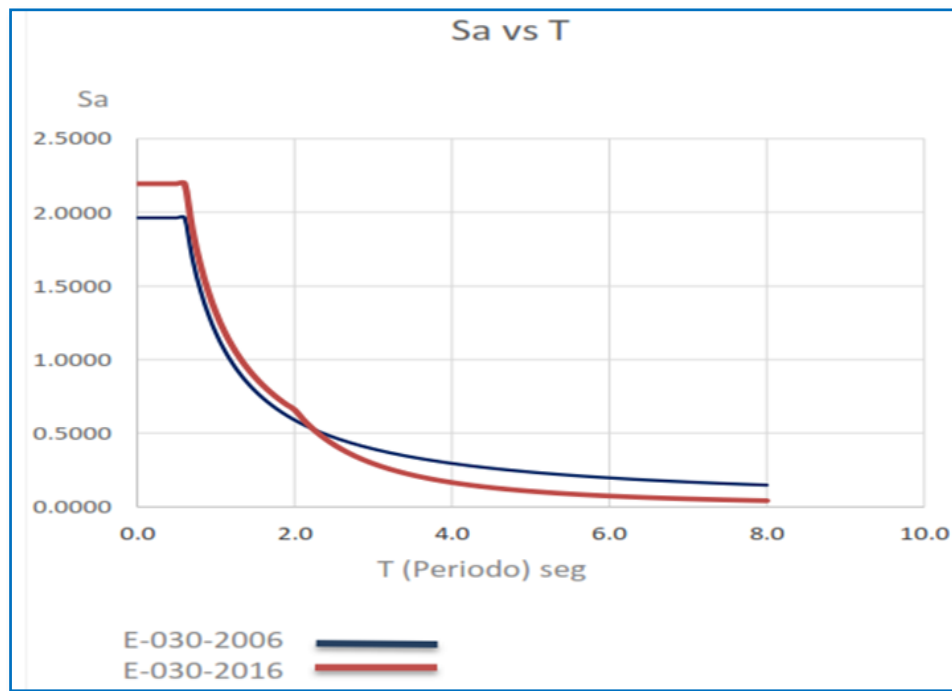


Figura 22: Comparación del Pseudoespectro de aceleraciones de la norma E-030-2006 E-030-2016 para muros estructurales. Fuente E-030-2006, E-030-2016

2.2.12. Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N°10.

Tabla N° 10: Límites para la distorsión del entrepiso E-030-2016.

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

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

2.2.13. Juntas de Separación Sísmica.

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel de terreno natural, una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia no será menor que los $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

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

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



Figura 23: (a) Choque de estructuras por no tener una junta sísmica reglamentaria, (b) Juntas de separación sísmica

2.2.14. Configuración Estructural.

- Estructuras Regulares.

Son las que no tienen discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales.

- Estructuras Irregulares.

Son estructuras irregulares aquellas que presentan irregularidades en planta y/o irregularidades en altura.

Irregularidades Estructurales en Altura.

- Irregularidades de Rigidez – Piso blando.

En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85% de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90% del promedio para los

3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por (h_i/h_d) donde h_d es altura diferente de piso y h_i es la altura típica de piso.

- **Irregularidades de Masa.**

Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas.

- **Irregularidades Geométrica Vertical.**

La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.

- **Discontinuidad de los sistemas resistentes.**

Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.

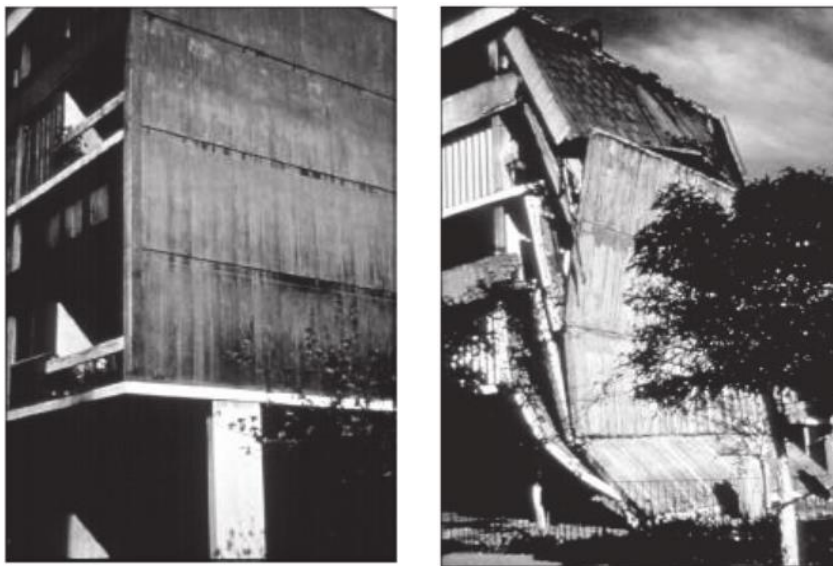


Figura 24: Irregularidad discontinuidad de los sistemas resistentes, IDIC, 2006

Irregularidades Estructurales en Planta.

- **Irregularidad Torsional.**

Se considerará solo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible. En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1.3 veces el promedio de este desplazamiento relativo

máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.

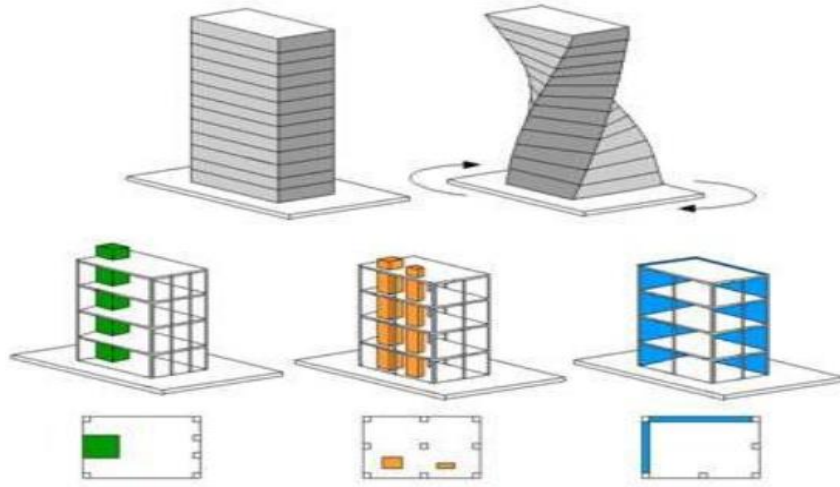
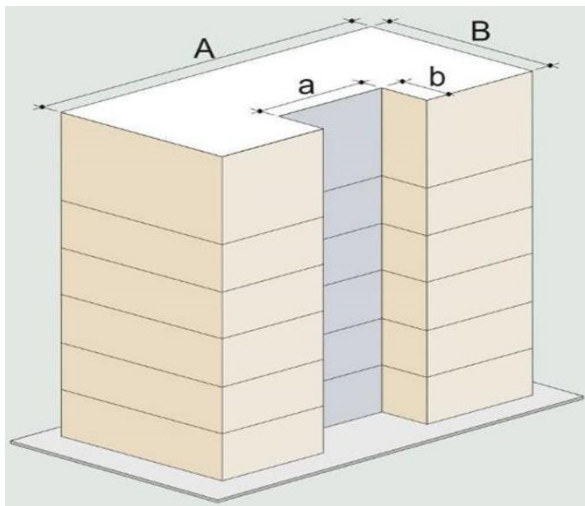


Figura 25: Irregularidad Torsional, Alejandro Muñoz, 2016

- Esquinas Entrantes.

La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

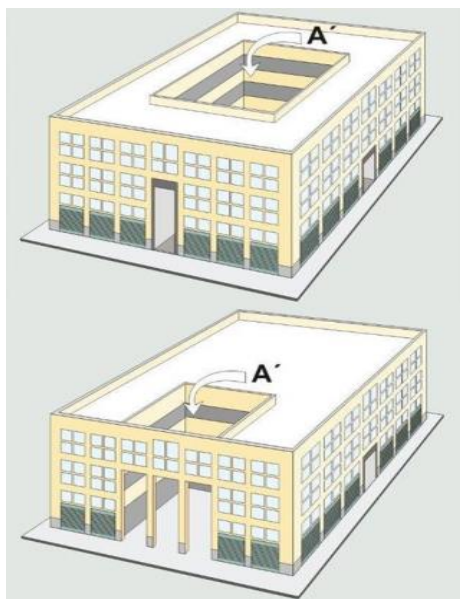


Irregularidad por Esquinas Entrantes, $I_p = 0.90$
$(a > 0.2A)$ y $(b > 0.2B)$

Figura 26: Irregularidad por esquinas entrantes, Alejandro Muñoz, 2016

Discontinuidad del Diafragma.

Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.



Irregularidad por Discontinuidad del Diafragma, $I_p = 0.85$	
Reducción del área del Diafragma.	$A' > 50\%A_{Total}$

Figura 27: Irregularidad por discontinuidad del diafragma, Alejandro Muñoz, 2016

2.3. Definición de términos.

- **SISMO:** Se define al proceso de generación y liberación de energía para posteriormente propagarse en forma de ondas por el interior de la tierra. Al llegar a la superficie, estas ondas son registradas por las estaciones sísmicas y percibidas por la población y por las estructuras. (INSTITUTO GEOFÍSICO DEL PERÚ IGP).
- **DERIVAS:** Se define como la diferencia de desplazamiento entre un nivel y otro (consecutivos). Esa diferencia se debe dividir entre la altura de entrepisos de esos niveles y el resultado se compara con los valores máximos admitidos según el código de diseño. (Martínez R., Barrera S. y Gómez P. 2011)
- **CARGAS DE SERVICIO:** Solicitaciones de acciones exteriores a las que pueden estar sometidas las estructuras como la sobrecarga, carga concentrada que se aplica en el nudo de un elemento estructura. También llamada carga de trabajo, carga de uso. Carga de uso: Carga concentrada que se aplica en el nudo de un elemento. También llamada carga de servicio, carga de trabajo. (Código ASCE/SEI 7:2010)
- **COMPONENTES ESTRUCTURALES:** Aquellos elementos que forman parte integrante del sistema resistente o estructura de la edificación. (Alejandro M. 2016).

- **EL GRADO DE LIBERTAD:** es definido como el número de desplazamientos independientes requerido para definir las posiciones desplazadas de todas las masas relativas a sus posiciones originales. (Alejandro M. 2016).

- **LOS ESPECTROS DE RESPUESTA:** son gráficos que recogen las respuestas máximas de sistemas sencillos de un grado de libertad para diferentes períodos con igual fracción de amortiguamiento ante una excitación dada. Cuando la base de un edificio entra en vibración ésta se trasmite a su estructura, que también comienza a vibrar. En un sistema completamente rígido, la vibración del edificio sería exactamente la misma de la de su base. Sin embargo, como las estructuras tienen siempre una cierta elasticidad, la vibración no es la misma y tanto el periodo de vibración como las aceleraciones de base y estructura son diferentes. (GRASES J. 2014, “LA AMENAZA SÍSMICA. ESTRATEGIAS PREVENTIVAS”)

- **PERIODO:** Tiempo que se demora en completar un ciclo de vibración. (Yépez F. 2001).

- **RESISTENCIA:** Capacidad del sólido para soportar fuerzas y presiones. (Yépez F. 2001).

- **DUCTILIDAD:** Capacidad del sólido para poder deformarse sin sufrir rotura. (Yépez F. 2001).

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Materiales:

3.1.1. Población de estudio.

La población de estudio está constituida por todas las viviendas irregulares correspondiente al sector del barrio Aranjuez de la ciudad de Cajamarca.

3.1.2. Muestra.

La selección de la muestra se realizó empleando un muestreo no probabilístico de tipo intencional o por conveniencia, esto quiere decir que la muestra y la población es uno, es decir la muestra es igual a la población porque la muestra fue elegida a criterio de la investigación.

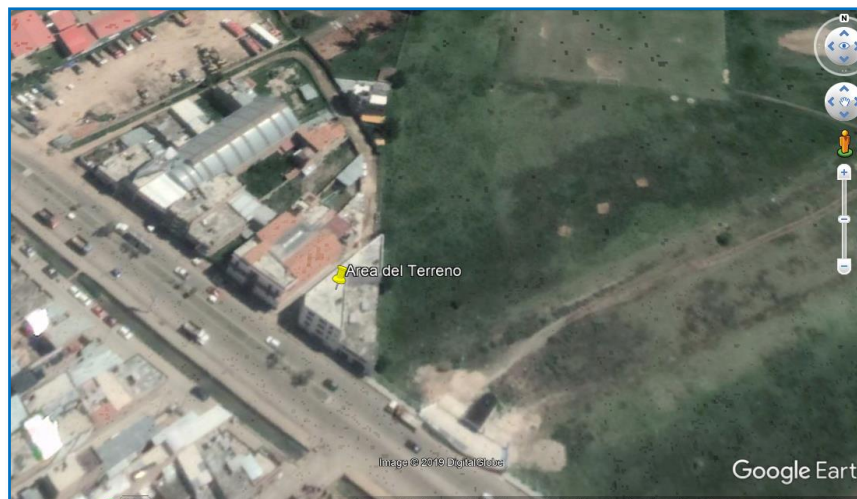


Figura 28: Terreno de la Edificación

3.1.3. Unidad de análisis.

La unidad de análisis se consideró a una vivienda irregular correspondiente al sector del barrio Aranjuez de la ciudad Cajamarca.

3.2. Tipo y Método de estudio.

La investigación del presente estudio es de tipo descriptiva y explicativa, pues se evaluará y analizara las características generales que tienen la edificación irregular. Es descriptiva porque describe la realidad de la edificación sin alterarla; se interpreta y

explica su comportamiento estructural de acuerdo a las Normas de Diseño Sismorresistente E.030 del 2006 y la E.030 del 2016.

Además, se empleó el método deductivo que, es una estrategia de razonamiento empleada para deducir conclusiones lógicas a partir de una serie de premisas o principios. Este método es aquel que establece un principio general a lo particular.

3.3. Definición de variables.

3.3.1. Variables Independientes.

- Norma E.030 – 2006
- Norma E.030 - 2016

3.3.2. Variable dependiente.

- Análisis sísmico estructural.

Tabla N° 11: Matriz de consistencia.

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES
<p>¿Cuál de las normas de Sismorresistencia (E.030-2006 y la E.030-2016) genera mayor respuesta estructural de la edificación de tres niveles de estructura irregular, en la ciudad de Cajamarca?</p>	<p>Objetivo General: Comparar las normas de Sismorresistencia E.030-2006 y la E.030-2016 con la finalidad de ver cual genera mayor respuesta estructural de la edificación de tres niveles de estructura irregular, en la ciudad de Cajamarca.</p> <p>Objetivo Específicos: -Comparar los desplazamientos laterales y torsionales de una edificación irregular para cada uno de los modelos a estudiar. - Comparar las fuerzas cortantes en cada piso aplicando ambas normas de diseño sismorresistente en una edificación irregular. - Comparar los espectros de diseño de la edificación aplicando dichas normas de diseño sismorresistente.</p>	<p>Hipótesis General: En la comparación de las normas de Sismorresistencia E.030-2006 y la E.030-2016 para una edificación de tres niveles de estructura irregular, los resultados obtenidos con esa última me generan mayor respuesta estructural.</p>	<p>Variables Independientes: Norma E. 030 - 2006 Norma E. 030 - 2016</p> <p>Variables Dependientes: - Análisis sísmico estructural</p>

Tabla N° 12: Operacionalización de variables.

VARIABLES		CONCEPTO	DIMENSIONES	INDICADORES
Tipo de Variable	Variable			
Independiente	Norma E0.30 – 2006 Norma E0.30 - 2016	Es un documento legal que define la zonificación, coeficiente de amplificación sísmica, perfiles de suelo, coeficiente de reducción sísmica.	Coeficiente de reducción sísmica. Zonificación Parámetros de sitio. Factor de amplificación sísmica.	R Z1, Z2, Z3, Z4 S, T_p , T_L C
Dependiente	Análisis Sísmico Estructural	Determinación del modelo analítico más representativo de la estructura real con los parámetros de diseño del documento legal E-030.	Zonificación Categoría de uso. Tipo de Análisis Sísmico.	Z1, Z2, Z3, Z4 U Estático, Dinámico.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

Dentro de las técnicas e instrumentos de recolección de datos a ser utilizados en la tesis se menciona.

- a) **Plano arquitectónico:** Con la obtención de este plano se obtuvo el área de la estructura de 239.06 m² para la modelación sísmica de dicha estructura.

3.5. Análisis e interpretación de datos.

3.5.1. Técnicas de procesamiento de datos.

Para el presente trabajo es necesario la aplicación de programas como:

- a) **Microsoft Excel:** Para la realización de cálculos del predimensionamiento (columnas, vigas, losas, escalera), además se utilizó para la realización de cuadros comparativos y gráficos.
- b) **AutoCAD:** Para realizar el dibujo del área irregular de estructura, cálculos de áreas y visualización de los elementos estructurales.
- c) **Software ETABS:** Es un programa de diseño y análisis sofisticado, pero fácil de usar, útil para la modelación especialmente para los sistemas de edificación, el cual permitirá realizar el análisis sísmico variando diversos parámetros ante la acción sísmica en condiciones reales del Perú. Dicho modelo se encontrará basado en las normas de Sismorresistencia E-030-2006 y E-030-2016.

3.5.2. Técnicas de análisis e interpretación de resultados.

Los resultados a obtener serán los que genere:

- a) Análisis Sísmico Estático.
- b) Análisis Sísmico Dinámico Espectral.

Los datos procesados han sido analizados e interpretados según lo estipula las normas E-030-2006 y E-030-2016. Además, se utilizaron cuadros comparativos y gráficas para la comparación de los resultados (desplazamientos laterales, distorsiones de entre piso, fuerzas cortantes y espectros de diseño) obtenidos según los modelos a analizar.

3.6.Predimensionamiento.

Las principales fuentes usadas para predimensionar los elementos estructurales fueron el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” del Ingeniero Antonio Blanco Blasco y la Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

3.6.1. Predimensionamiento de la losa aligerada

Según la Norma E.060, el peralte mínimo de una losa aligerada adecuada para no hacer la verificación de deflexiones será obtenido a partir de la siguiente expresión:

$$e_{losa} = \frac{L_n}{25} \quad (13)$$

Donde:

h: Peralte de la losa aligerada

L: Luz libre máxima de la losa aligerada

En la figura 29, muestra el paño elegido para determinar el espesor de la losa.

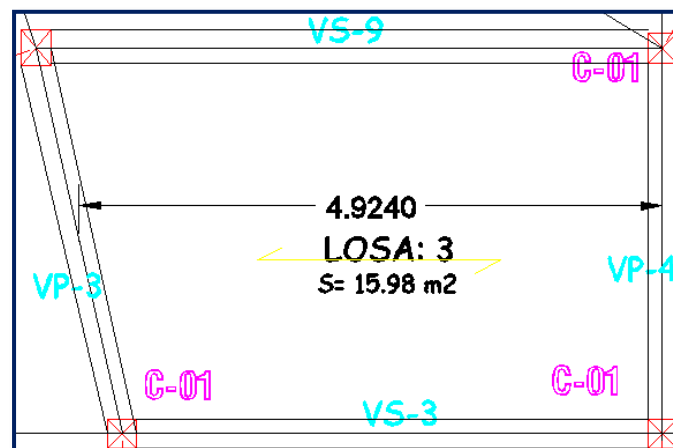


Figura 29: Elección de la luz crítica para predimensionamiento de losa

La losa elegida para el predimensionamiento es la losa N° 03, debido a que presenta mayor luz libre que las demás, entonces, al tener una luz libre máxima de 4.9240 m. se tendrá un peralte de 20 cm.

Esta recomendación para losas aligeradas conformadas por ladrillos de ancho igual a 30cm, viguetas de 10cm y con una losa superior de 5cm, que tengan sobrecargas menores a 300 kg/cm² y luces menores de 7.5 m.

Este resultado fue comparado con lo recomendado en el libro del Ingeniero Blanco Blasco, ya que éste indica que para luces comprendidas entre 4 m y 5.5 m. el peralte del aligerado será de 20 cm.

3.6.2. Predimensionamiento de vigas.

Según la **Norma E.060** y Blanco Blasco, indica que para vigas que formen parte de pórticos que resistirán fuerzas de sismos, el ancho mínimo debe ser de 25 cm ni tampoco debe ser mayor al ancho de la columna de soporte, el peralte efectivo no puede ser mayor que un cuarto de la luz libre, también se menciona que la relación entre la base y el peralte debe ser más de 0.3 y debería ser menos de 0.5 debido a lo que predomina, con respecto a resistencia de cargas, en las vigas es el peralte.

Para determinar el predimensionamiento del peralte se suele usar un factor que va de 1/9 a 1/12 del peralte, sin embargo, se usará 1/13 con el fin de usar la teoría de viga débil y columna fuerte, de tal forma que, al generarse una rótula plástica, el elemento a fallar sea la viga y no la columna.

a) Peralte de Viga

Según **Roberto Morales** utiliza un método basado en la norma ACI para determinar el peralte de las vigas.

$$h = \frac{L_n}{\left(\frac{4}{\sqrt{W_u}}\right)} \quad (14)$$

Utiliza un método basado en la norma ACI, usando los coeficientes de amplificación
 $W_u = 1.4 WD + 1.7 WL$

Donde:

L_n = Luz Libre de la viga

W_u = carga por unidad de área

Según Blanco Blasco utiliza unos factores para determinar el peralte, esto varía de acuerdo al criterio estructural.

$$h = \frac{L_n}{12} \quad \text{a} \quad h = \frac{L_n}{10} \quad (15)$$

b) Ancho de la viga

Para estructuras conformadas por pórticos o estructuras sismorresistente podemos consideraremos un ancho mínimo de 25cm.

El ancho de la viga puede considerarse como: B: Ancho tributario

$$b = \frac{B}{20} \quad \text{ó} \quad b = \frac{h}{2} \quad (16)$$

Dimensiones usuales de las vigas según **Blanco Blasco**, en función de las longitudes de luz, dichos valores no garantizan la exactitud de las secciones, por tal motivo el predimensionamiento se lo hará para cada una de los tramos.

Tabla N° 13: Secciones usuales para vigas según Blanco Blasco (Blanco Blasco, 1995)

SECCIONES USUALES PARA VIGAS				
Luces (m)	Secciones (cm x cm)			
$L \leq 5.5$	25 x 50		30 x 50	
$L \leq 6.5$	25 x 60	30 x 60	40 x 60	
$L \leq 7.5$	25 x 70	30 x 70	40 x 70	50 x 70
$L \leq 8.5$	30 x 75	40 x 75	30 x 80	40 x 80
$L \leq 9.5$	30 x 85	30 x 90	40 x 85	40 x 90

En el Anexo 1: Tabla N°1, se muestra el resultado del predimensionamiento de las vigas, considerando parámetros de cálculos ya mencionados; además se han optado por elegir secciones de acuerdo al criterio de rigideces.

3.6.3. Predimensionamiento de columnas

Se usó como información base lo indicado en el capítulo 3 del libro del Ingeniero Blanco referente a dimensionamiento de columnas, presentada a continuación:

“Para edificios aporticados íntegramente, para los cuales el autor recomienda no exceder de 3 pisos ó 4 pisos, las columnas deberán dimensionarse mediante alguna estimación del momento del sismo, demostrando la experiencia que se requerirán columnas con un área de fluctuante entre 1000 y 2000 cm², salvo que se tengan vigas con luces mayores a 7 mts.” (Blanco 1997: 42).

Tabla N° 14: Predimensionamiento de columnas.

Tipo C1 (para los primeros pisos)	Columna interior	$P = 1.10 P_G$ $n = 0.30$
Tipo C1 (para los 4 últimos pisos superiores)	Columna interior	$P = 1.10 P_G$ $n = 0.25$
Tipo C2, C3	Columnas Extremas de pórticos interiores	$P = 1.25 P_G$ $n = 0.25$
Tipo C4	Columna de esquina	$P = 1.50 P_G$ $n = 0.20$

(17)

$$bh = \frac{P}{nf'_c}$$

Libro “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado”, Antonio B.B, (pág. 42).

En anexos, las tablas 2 y 3 muestran el resumen de las secciones de columnas, cuyas dimensiones son las mínimas requeridas para realizar el análisis sísmico.

Para el predimensionamiento de las placas se ha utilizado la información del Ing. Ángel San Bartolomé Ramos en su libro “análisis de edificios”, además, cada una de las placas tiene columnas de confinamiento, por lo que, la cimentación se ha analizado como zapatas corridas, sin embargo, se seguirá el mismo procedimiento anteriormente descritas para el caso de zapatas combinadas.

3.7. Metrado de cargas

3.7.1. Metrado de cargas de los elementos estructurales

A continuación, en las tablas 4, 5 y 6 (ver anexos) se muestra un resumen de las cargas por piso, mostrando el peso total de la edificación, que corresponde a la suma de la carga muerta con la carga viva y el peso sísmico total de la edificación que corresponde a la suma de la carga muerta con el 25% de la carga viva, (ver anexo, tabla 7).

3.8. Análisis sísmico considerando la Norma E.030-2006-2016

3.8.1. Análisis sísmico estático

Si bien no aplicaría el método estático, éste se realizará con fines de comparación. En la presente tesis, el desplante (Df) de la cimentación considerado es -1.5m, este se asumirá que están encima del nivel de terreno natural (nivel +00). Esto a fin de reforzar más a la estructura.

3.8.1.1. Cálculos previos.

En la tabla N° 15, se muestra la información necesaria para obtener la cortante basal.

Tabla N° 15: Datos para obtener la cortante basal Norma E.030-2016.

Factor de Zona (Z)	0.35	Tabla N°1 (Cajamarca, "Zona 3")
Factor de Uso (U)	1.00	Tabla N°5 (Edificaciones comunes, categoría "C")
Factor de suelo (S)	1.20	Tabla N°3 (Perfil tipo "S3")
Coefficiente Básico de Reducción (Ro)	8	Tabla N°7 (Concreto Armado, "Pórticos")
Periodo de suelo (TP)	1.00 seg	Tabla N°4 (Perfil tipo "S3")
Periodo (TL)	1.60 seg	Tabla N°4 (Perfil tipo "S3")
CT	35	Art. 4.5.4 ("Pórticos")
Altura del edificio (Hn)	8.50 m	Según planos arquitectónicos "PA-01"
Peso sísmico de la estructura (P)	435.70 Tn	En edificaciones de categoría "C", se tomará el 25% de la carga viva

Valores extraídos de la norma E.030-2016 "diseño sismorresistente"

Tabla N° 16: Datos para obtener la cortante basal Norma E.030-2006.

Factor de Zona (Z)	0.40	Tabla N°1 (Cajamarca, "Zona 3")
Factor de Uso (U)	1.00	Tabla N°3 (Edificaciones comunes, categoría "C")
Factor de suelo (S)	1.40	Tabla N°2 (Perfil tipo "S3")
Coefficiente de Reducción Sísmico (R)	8	Tabla N°6 (Concreto Armado, "Pórticos")
Periodo de suelo (TP)	0.90 seg	Tabla N°2 (Perfil tipo "S3")
Periodo (TL)	-	No existe el factor en esta norma
CT	35	Art. 17.2 ("Periodo Fundamental")
Altura del edificio (Hn)	8.50 m	Según planos arquitectónicos "PA-01"
Peso sísmico de la estructura (P)	435.70 Tn	En edificaciones de categoría "C", se tomará el 25% de la carga viva

Valores extraídos de la norma E.030-2006 "diseño sismorresistente"

3.8.1.1.1. Cálculo del periodo fundamental de la estructura (T):

El valor del periodo fundamental de vibración para cada dirección se estimará de acuerdo al ítem 4.5.4. De la norma E.030-2016 y Artículo 17.2 de la E.030-2006.

$$T = \frac{H_n}{C_t} \quad (18)$$

Reemplazando valores de la tabla N° 15 y tabla N° 16. "Datos para obtener la cortante basal" se obtiene como resultado:

$$T = 0.243 \text{ s.}$$

3.8.1.1.2. Cálculo del factor de amplificación (C):

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C), según el ítem 2.5 de la norma E.030-2016.

$$\begin{aligned} a) & \quad T < T_p, C = 2.5 \\ b) & \quad T_p < T < T_L, C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \\ c) & \quad T > T_L, C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right) \end{aligned} \quad (19)$$

Reemplazando valores de la tabla N° 15 Se obtiene como resultado:

$$C = 2.5$$

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C), según el Artículo 7 de la norma E.030-2006.

$$C \leq 2.5, C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad (20)$$

Reemplazando valores de la tabla N° 16 Se obtiene como resultado:

$$C = 2.5$$

3.8.1.1.3. Coefficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R):

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente deberán cumplir con lo previsto en el Capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_0 determinado a partir de la Tabla N° 7 y de los factores I_a, I_p obtenidos de las Tablas N° 8 y N° 9 de la Norma Técnica E.030 -2016.

$$R = R_o * I_a * I_p \quad (21)$$

En donde:

Ia: Factor de irregularidad en altura.

Ip: Factor de irregularidad en planta.

Ro: Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas.

Para estructuras irregulares según la Norma E.030-2006, el factor de reducción sísmica solamente será:

$$R = 0.75 * R_o \quad (22)$$

Verificación de Irregularidad de la Estructura:

Según el artículo 3.6 de la N.T.P 0.30-2016 menciona lo siguiente: El factor *Ia* se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 8 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor *Ip* se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 9 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis. Si al aplicar las Tablas N° 8 y N°9 se obtuvieran valores distintos de los factores *Ia* o *Ip* para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

- Cálculo del factor de irregularidad en altura Ia:

Según la Tabla N°8 (Norma E030 - 2016), se puede obtener la verificación de irregularidad en altura de la edificación los resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla N° 17: Irregularidades estructurales en altura.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA		Ia Dir X-X	Ia Dir Y-Y
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	<input checked="" type="checkbox"/> DIR X-X <input checked="" type="checkbox"/> DIR Y-Y	0.75	0.75
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	<input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	<input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	<input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES	1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	<input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES	1.00	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES	1.00	1.00
Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10	Se toma el valor mas crítico	0.75	0.75

- Cálculo del factor de Irregularidad en planta Ip:

Según la Tabla N°9 (Norma E030 - 2016), se puede obtener la verificación de irregularidad en planta de la edificación los resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla N° 18: Irregularidades estructurales en planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA			Ip Dir X-X	Ip Dir Y-Y
Irregularidad Torsional	<input checked="" type="checkbox"/> DIR X-X	<input checked="" type="checkbox"/> DIR Y-Y	0.75	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Discontinuidad del Diafragma	<input checked="" type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES		0.85	0.85
Sistemas no Paralelos	<input checked="" type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	0.90	1.00
Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10	Se toma el valor mas crítico		0.75	0.75

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Tabla N° 10 (Norma E030 - 2016)

Según el artículo 11 de la Norma E.030-2006 considera que una estructura es irregular si presenta una o más de las características indicadas en la Tabla N° 4 o Tabla N° 5 de dicha norma.

Tabla N° 4
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA
<p>Irregularidades de Rigidez – Piso blando</p> <p>En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85 % de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90 % del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por (h_i/h_d) donde h_d es altura diferente de piso y h_i es la altura típica de piso.</p>
<p>Irregularidad de Masa</p> <p>Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas</p>
<p>Irregularidad Geométrica Vertical</p> <p>La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.</p>
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.</p> <p>Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.</p>

Tabla N° 04 (Norma E.030-2006)

Tabla N° 5
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA
<p>Irregularidad Torsional</p> <p>Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la Tabla N°8 del Artículo 15 (15.1). En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.</p>
<p>Esquinas Entrantes</p> <p>La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>
<p>Discontinuidad del Diafragma</p> <p>Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.</p>

Tabla N° 05 (Norma E.030-2006)

a) *Cálculo del factor (R):*

Reemplazando valores en la ecuación (19) y (20) se obtiene:

$$R = 4.5 \text{ (Según E.030-2016)}$$

$$R = 6.0 \text{ (Según E.030-2006)}$$

3.8.1.1.4. Chequeo de la relación C/R:

Según lo establece la norma E.030-2016 en el ítem 4.5.2 y Artículo 17.3 de la norma E.030-2006.

$$\frac{C}{R} \geq 0.125 \quad (23)$$

Reemplazando el valor de C y el coeficiente de reducción sísmica R, se obtiene:

$$\frac{C}{R} = 0.556 \dots \text{¡CUMPLE!}$$

3.8.1.1.5. Cálculo de la fuerza cortante en la base (V):

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determina por la siguiente expresión, según el ítem 4.5.2. De la norma E.030-2016 y según el Artículo 17.3 de la norma E.030-2006.

$$V = \frac{ZUCS}{R} P \quad (24)$$

Reemplazando los valores de la tabla N° 14 y N°15 en la ecuación 22, se obtiene el valor del cortante basal:

$$V = \frac{0.35 * 1 * 2.5 * 1.20}{4.5} * 435.70$$

$$V = 101.663 \text{ Tn (Según E.030-2016)}$$

$$V = 0.2333 * P \text{ Tn (Según E.030-2016)}$$

$$V = \frac{0.40 * 1 * 2.5 * 1.40}{6.00} * 435.70$$

$$V = 101.663 \text{ Tn (Según E.030-2006)}$$

$$V = 0.2333 * P \text{ Tn (Según E.030-2006)}$$

3.8.1.1.6. Distribución de la fuerza sísmica en altura (Fi):

Se distribuye la cortante sísmica basal en todos los niveles y según se incremente la altura, esta fuerza se aplicará en el centro de masa “C.M.” de cada losa. Según el ítem 4.5.3, de la **norma E.030-2016**, se obtiene las siguientes expresiones.

$$\begin{aligned}
 a) \quad & \boxed{F_i = \alpha_i * V} \\
 b) \quad & \boxed{\alpha = \frac{P_i * (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j * (h_j)^j}} \quad (25)
 \end{aligned}$$

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1$
- b) Para T mayor que 0.5 segundos: $k = (0.75 + 0.5 T) \leq 2.0$

Tabla N° 19: Distribución de la fuerza sísmica en altura.

Piso	Peso P_i (Tn)	Altura h_i (m)	$P_i * (h_i)^k$	α	F_i (Tn)	V_i (Tn)
1	154.996	3.50	542.486	0.436	44.328	101.663
2	150.516	2.50	376.290	0.302	30.748	57.335
3	130.150	2.50	325.375	0.262	26.587	26.587
	435.70	Σ	1244.151	Σ	101.663	

Según el Artículo 17.4 de la **norma E.030-2006**, menciona que, si el periodo fundamental T , es mayor que 0.7s, una parte de la fuerza cortante V , denominada F_a , deberá aplicarse como fuerza concentrada en la parte superior de la estructura. Esta fuerza F_a se determinará mediante la expresión:

$$\boxed{F_a = 0.07 * T * V \leq 0.15 * V} \quad (26)$$

El resto de la fuerza cortante, es decir ($V - F_a$) se distribuirá entre los distintos niveles, incluyendo el último, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\boxed{\alpha = \frac{P_i * (h_i)}{\sum_{j=1}^n P_j * (h_j)} * (V - F_a)} \quad (27)$$

Tabla N° 20: Distribución de la fuerza sísmica en altura.

Piso	Peso P_i (Tn)	Altura h_i (m)	$P_i^* (h_i)$	F_i (Tn)	V_i (Tn)
1	154.996	3.50	542.486	44.328	101.663
2	150.516	2.50	376.290	30.748	57.335
3	130.150	2.50	325.375	26.587	26.587
	435.70	Σ	1244.151	101.663	

3.8.1.2. Procedimiento de modelación del análisis estático

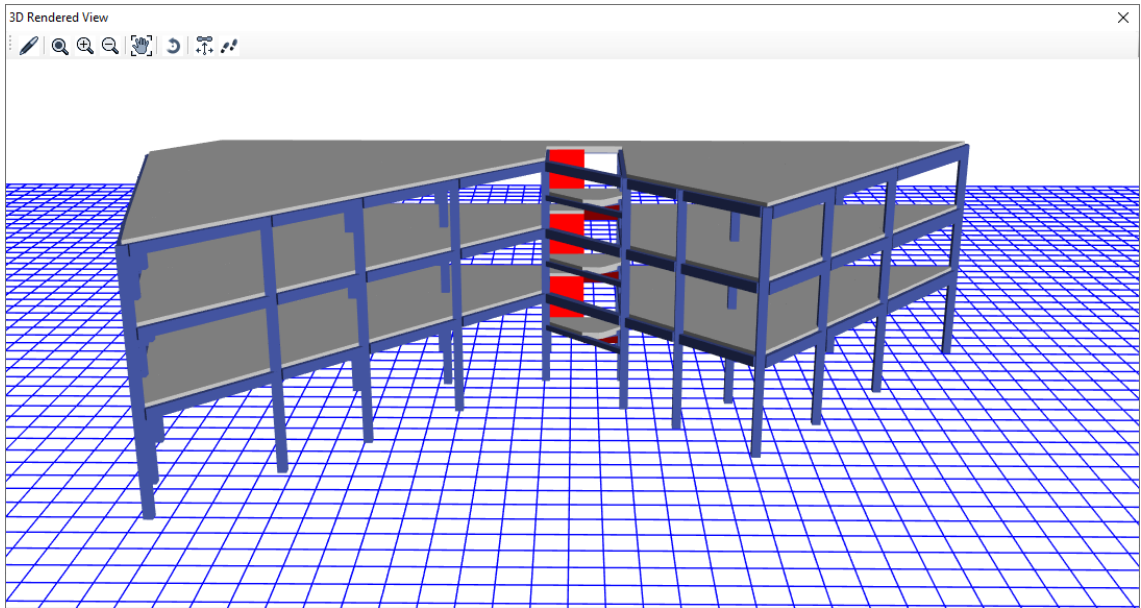
El software Etabs 2016.02.01 es una herramienta bastante utilizada en el mundo de la ingeniería estructural, ya que permite realizar un análisis estructural eficiente, a través del ingreso de características propias de la edificación, tales como longitudes, alturas, material, secciones, entre otras.

Es posible realizar, de manera sencilla, el análisis de estructuras complejas que, años atrás, tomarían un largo proceso de estudio.

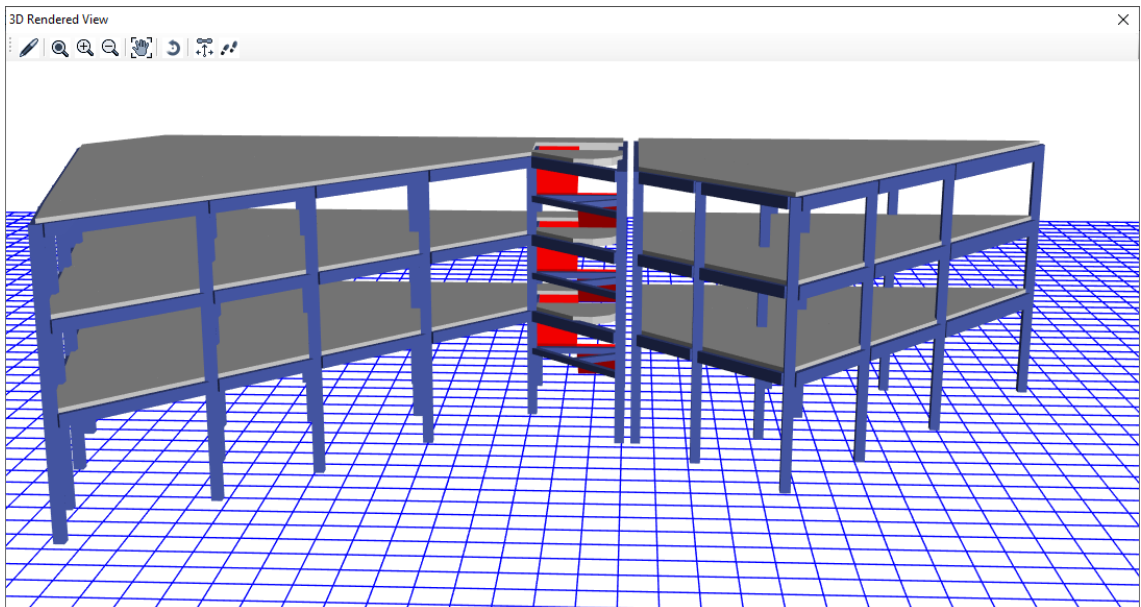
A continuación, se presentarán los pasos que se siguieron al momento de la modelación de la edificación para el análisis sísmico estructural.

3.8.1.2.1. Geometría de la Edificación

Para iniciar la modelación en el ETABS 2016, se utilizó la estructuración según resultados obtenidos en las Tablas 1 y 2 (ver anexos). Es necesario definir las unidades que se van a utilizar antes de realizar la modelación, las cuales son Toneladas y metros. Luego, colocando las longitudes de las luces, alturas de entrepisos y número de pisos, se logra un modelo básico, el cual se modifica hasta lograr las dimensiones exactas de la estructuración requerida. (Ver figura N°30).



(a)



(b)

Figura 30: (a) Modelo 3D de la estructura sin junta sísmica, (b) Modelo 3D de la estructura con junta sísmica.

3.8.1.2.2. Definición de Material y Secciones

Se utilizará un concreto estructural con las siguientes características:

$$F'c = 2100 \text{ Tn/m}^2$$

$$\mu = 0.2$$

$$\text{Módulo de elasticidad (E)} = 2173706 \text{ Tn/m}^2$$

Estas características se observan en la figura N°31.

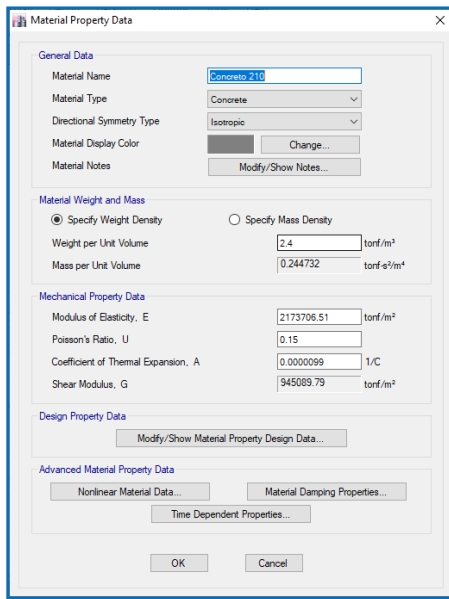


Figura 31: Material

Por otro lado, se colocaron los valores de secciones según como se indica en el punto 4.1, correspondiente a la etapa de predimensionamiento. En la figura N° 32, se muestra un ejemplo de la sección para vigas longitudinales.

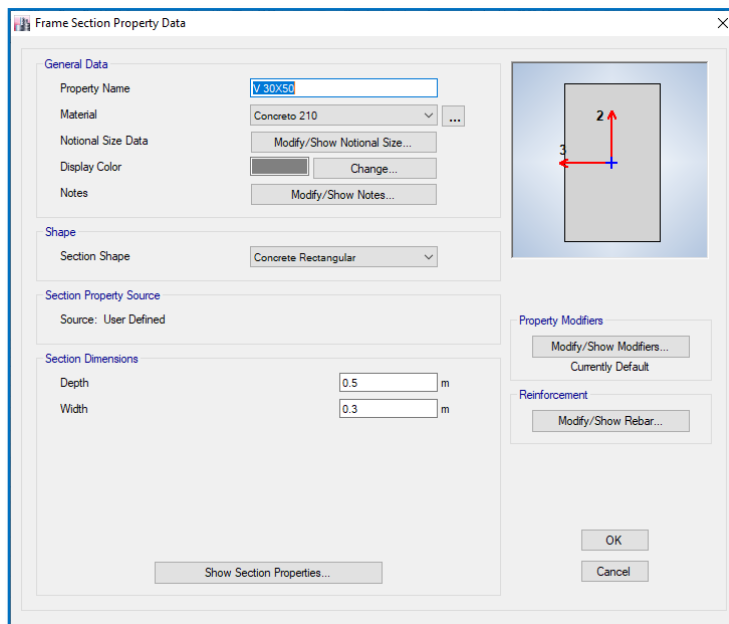


Figura 32: Sección de vigas longitudinales

3.8.1.2.3. Empotramiento de la base

Para el análisis sísmico por el método Empotrado, se procede a empotrar las bases, es decir impedir el desplazamiento en todas las direcciones y la rotación alrededor de todos los ejes (ver figura N° 33):

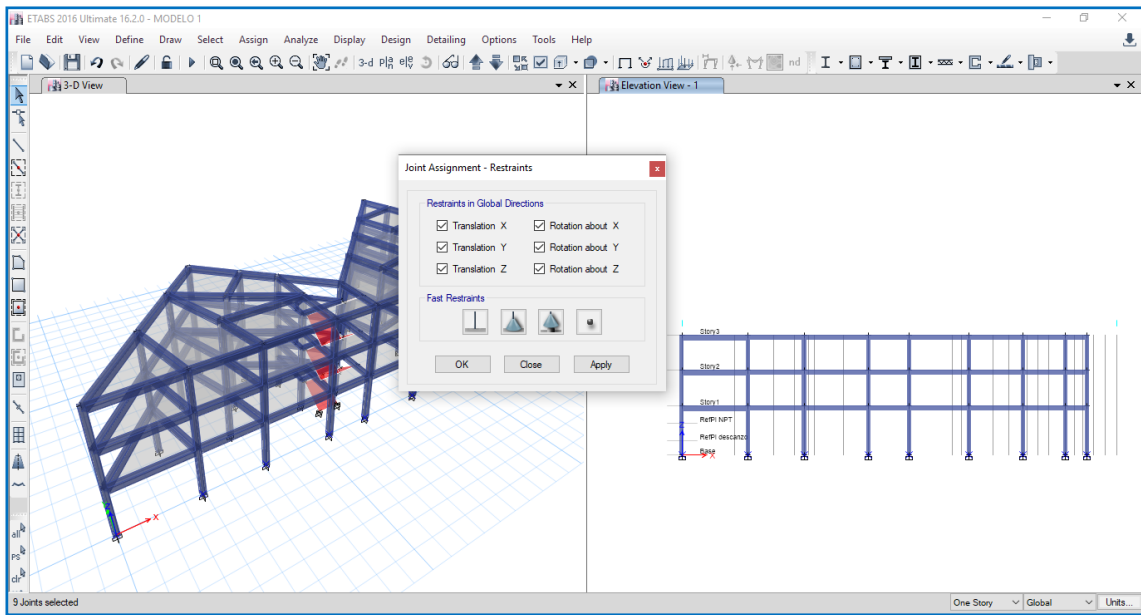


Figura 33: Colocación de las restricciones de la base

3.8.1.2.4. Definición de Brazos Rígidos

Se realiza la implementación de brazo rígido a las vigas de todos los pisos y a las columnas del primer piso. En el caso de las vigas, lo que se busca es hacer que las deformaciones comiencen desde las caras internas de las columnas y en el caso de las columnas, se busca que se deforme desde el contacto con la zapata. En la figura N° 34, se observa la colocación de los brazos rígidos a cada viga.

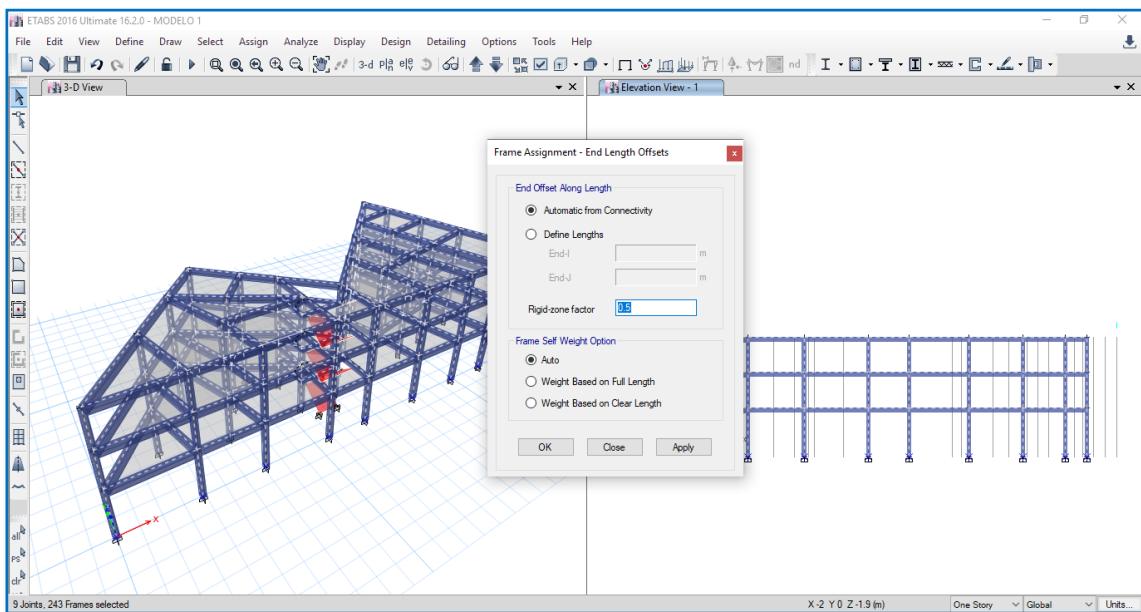


Figura 34: Colocación del brazo rígido en vigas

3.8.1.2.5. Ubicación del Centro de Masa

Esta ubicación será el centro geométrico en planta más las excentricidades accidentales, según lo estipula la norma E.030-2016 en el ítem 4.5.5. y en el Artículo 17.5 de la E.030-2006. (Ver figura 35).

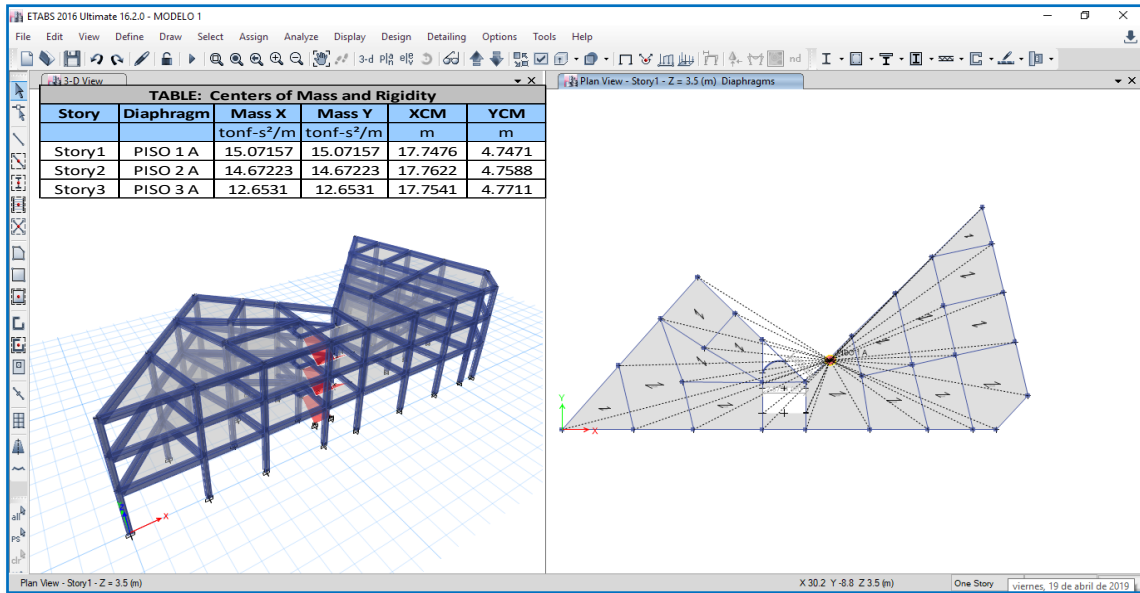


Figura 35: Ubicación del Centro de Masa

Es importante colocar las restricciones de los centros de masas, tales como el impedimento de trasladarse en el eje Z, de rotar alrededor del eje X y de rotar alrededor del eje Y. A continuación, en la figura N°36 e presenta la asignación de estas restricciones en el modelo.

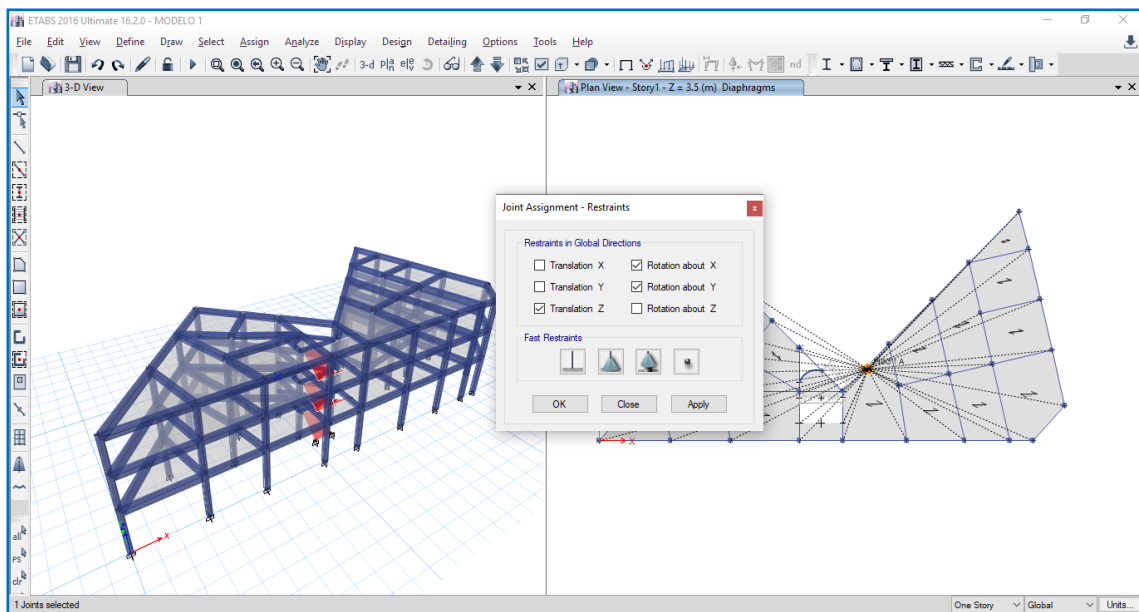


Figura 36: Asignación de restricciones del centro de masa

3.8.1.2.6. Definición y Asignación de los Diafragmas Rígidos

Lo que se pretende es que el sistema reconozca a la losa de entrepiso como una losa infinitamente rígida, de tal forma que pueda transmitir eficientemente las cargas horizontales a los elementos encargados de resistirlas, y a la vez hacer que estos elementos no tengan deformaciones variables. Para ello, se definen los diafragmas rígidos de cada entrepiso, como se observa en la figura N°37.

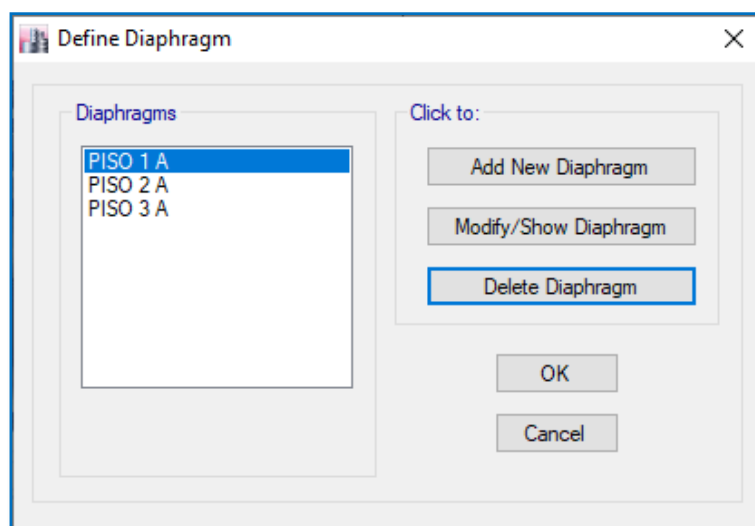


Figura 37: Definición de diafragmas rígidos de entrepisos

Posteriormente, en la opción assign/define constraints se asignan los diafragmas rígidos creados anteriormente, tomando en cuenta todos los nodos que los conforman. En la figura N° 38, se aprecia, la asignación del diafragma rígido en el piso 3 de la edificación, el mismo procedimiento es para los demás niveles.

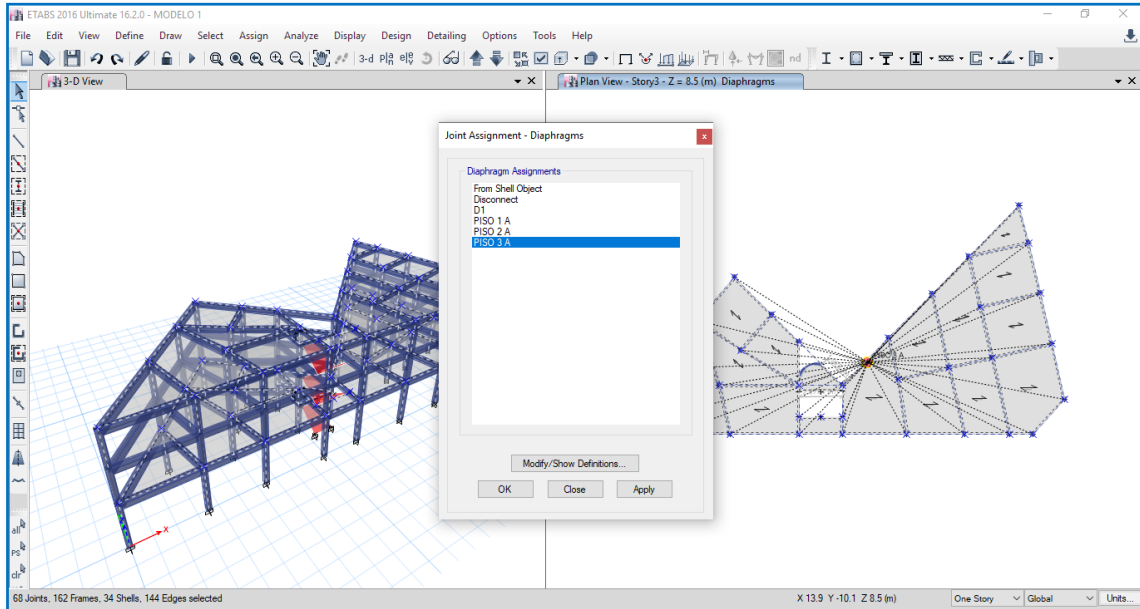


Figura 38: Asignación del diafragma rígido del piso3 de la edificación

3.8.1.2.7. Definición de los estados de carga

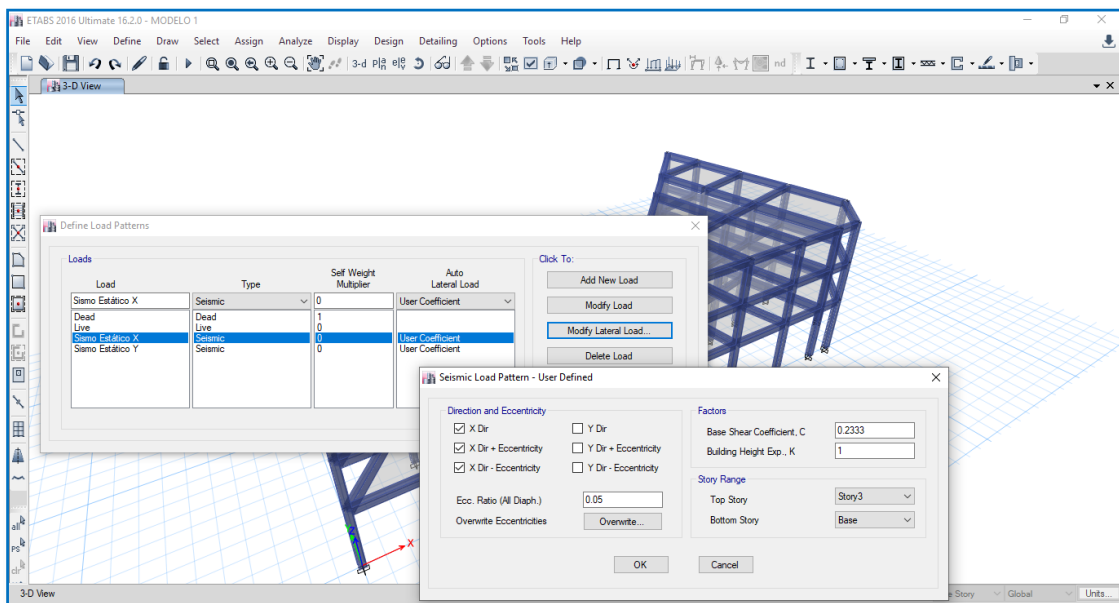


Figura 39: Definición de los estados de carga

3.8.1.2.8. Asignación de las fuerzas sísmicas en los centros de masa de cada entrepiso.

Esto se realiza para cada entrepiso, en ambas direcciones (ver figura. N° 40).

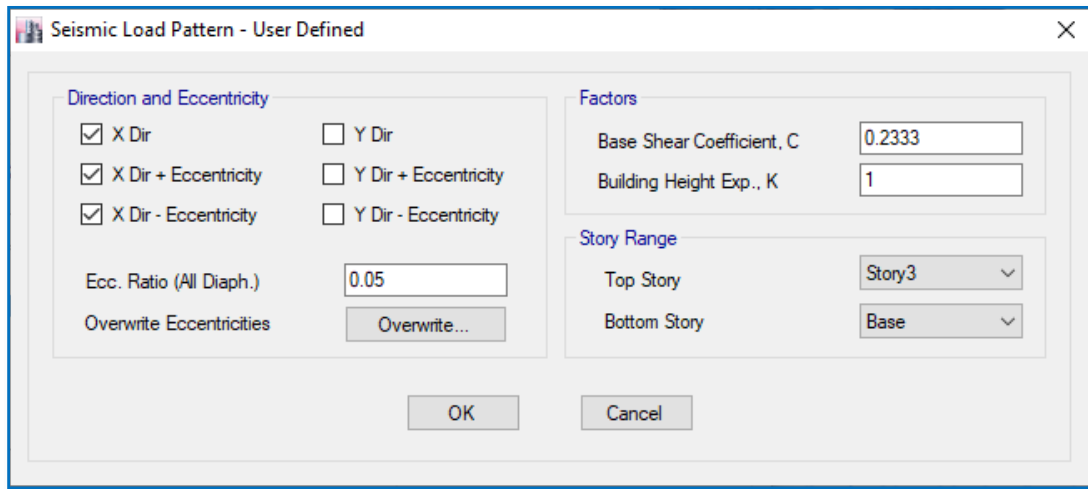


Figura 40: Asignación de las fuerzas sísmicas (piso 1-3- dirección X)

3.8.1.2.9. Definición de las combinaciones de carga

En la figura N° 41, se muestra la combinación de carga para la dirección X y dirección en Y.

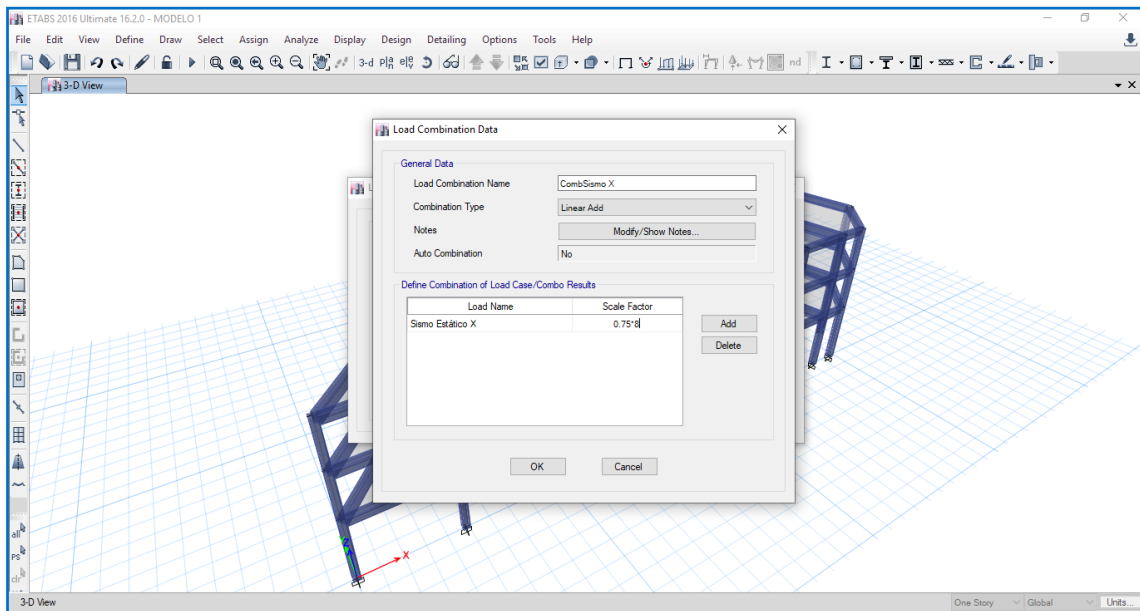


Figura 41: Definición de las combinaciones de carga (dirección X)

3.8.2. Etapas del análisis dinámico de la edificación

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en el numeral 4.6 de la norma E.030-2016 y en el Artículo 18 de la norma E.030-2006 “Diseño sismorresistente”.

3.8.2.1. Cálculos previos Norma E.030-2016

3.8.2.1.1. Masas traslacionales y masas rotacionales

Basados en el peso sísmico de la estructura, se realizó el cálculo de las masas rotacionales y masas traslacionales. En la tabla N° 21, se muestran los resultados obtenidos. Las siguientes expresiones fueron requeridas para estos cálculos:

$$\begin{aligned} a) \quad & Mt = \frac{P_{\text{piso}}}{g} \\ b) \quad & Mr = \frac{Mt * (Ix + Iy)}{\text{Área}} \end{aligned} \quad (28)$$

Donde:

Ppiso: Peso por piso

g: Gravedad

Ix: Momento de inercia en el eje x

Iy: Momento de inercia en el eje y

Tabla N° 21: Resumen de masas traslacionales y rotacionales por piso.

TABLE: Mass Summary by Diaphragm						
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	Mass Moment of Inertia	X Mass Center	Y Mass Center
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	tonf-m-s ²	m	m
Story3	PISO 3 A	12.6531	12.6531	1162.1854	17.7541	4.7711
Story2	PISO 2 A	14.67223	14.67223	1342.8296	17.7622	4.7588
Story1	PISO 1 A	15.07157	15.07157	1377.3113	17.7476	4.7471

3.8.2.1.2. Factor de Escala para el Análisis Espectral

El valor del factor de escala fue obtenido a través de la siguiente expresión:

$$FE = \frac{ZUSg}{R} \quad (29)$$

Donde:

- Z: Factor de sitio
- U: Categoría de la edificación
- S: Factor de suelo
- R: Coeficiente de reducción sísmica
- g: Gravedad

Los valores para los modelos ubicados en Cajamarca serán los mostrados a continuación en la tabla N° 22, a continuación.

Tabla N° 22: Valores para el cálculo del Factor de Escala.

Z=	0.35
U=	1.00
S=	1.20
R=	4.50
G=	9.807

Por lo tanto, se tendrá un valor para el factor de escala de: FE = 0.915

3.8.2.1.3. Excentricidad accidental

Según la normatividad E.030-2016 de diseño sismorresistente menciona que: la incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable, esto es debido a los efectos de torsión.

$$ex = 0.05 * Lx \quad (30)$$

$$ey = 0.05 * Ly$$

Tabla N° 23: Distancias máximas para cada dirección del sismo.

Lx=	31.00 m
Ly=	15.18 m

En este proyecto, se tiene como excentricidades accidentales, los siguientes valores mostrados en la tabla N°24.

Tabla N° 24: Excentricidad.

ex=	1.55 m
ey=	0.759 m

3.8.2.2. Cálculos previos Norma E.030-2006

3.8.2.2.1. Masas traslacionales y masas rotacionales

Basados en el peso sísmico de la estructura, se realizó el cálculo de las masas rotacionales y masas traslacionales. En la tabla N° 25, se muestran los resultados obtenidos. Las siguientes expresiones fueron requeridas para estos cálculos:

a)
$$Mt = \frac{P_{\text{piso}}}{g} \quad (31)$$

b)
$$Mr = \frac{Mt * (Ix + Iy)}{\text{Área}}$$

Donde:

Ppiso: Peso por piso

g: Gravedad

Ix: Momento de inercia en el eje x

Iy: Momento de inercia en el eje y

Tabla N° 25: Resumen de masas traslacionales y rotacionales por piso.

TABLE: Mass Summary by Diaphragm						
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	Mass Moment of Inertia	X Mass Center	Y Mass Center
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	tonf-m-s ²	m	m
Story3	PISO 3 A	12.6531	12.6531	1162.1854	17.7541	4.7711
Story2	PISO 2 A	14.67223	14.67223	1342.8296	17.7622	4.7588
Story1	PISO 1 A	15.07157	15.07157	1377.3113	17.7476	4.7471

3.8.2.2.2. Factor de Escala para el Análisis Espectral

El valor del factor de escala fue obtenido a través de la siguiente expresión:

$$FE = \frac{ZUSg}{R} \quad (32)$$

Donde:

Z: Factor de sitio

U: Categoría de la edificación

S: Factor de suelo
 R: Coeficiente de reducción sísmica
 g: Gravedad

Los valores para los modelos ubicados en Cajamarca serán los mostrados a continuación en la tabla N° 26, a continuación.

Tabla N° 26: Valores para el cálculo del Factor de Escala.

Z=	0.40
U=	1.00
S=	1.40
R=	6.00
G=	9.807

Por lo tanto, se tendrá un valor para el factor de escala de: FE = **0.915**

3.8.2.2.3. Excentricidad accidental

Según la normatividad E.030-2006 de diseño sismorresistente menciona que: la incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable, esto es debido a los efectos de torsión.

$$ex = 0.05 * Lx \quad (33)$$

$$ey = 0.05 * Ly$$

Tabla N° 27: Distancias máximas para cada dirección del sismo.

Lx=	31.00 m
Ly=	15.18 m

En este proyecto, se tiene como excentricidades accidentales, los siguientes valores mostrados en la tabla N°28.

Tabla N° 28: Excentricidad

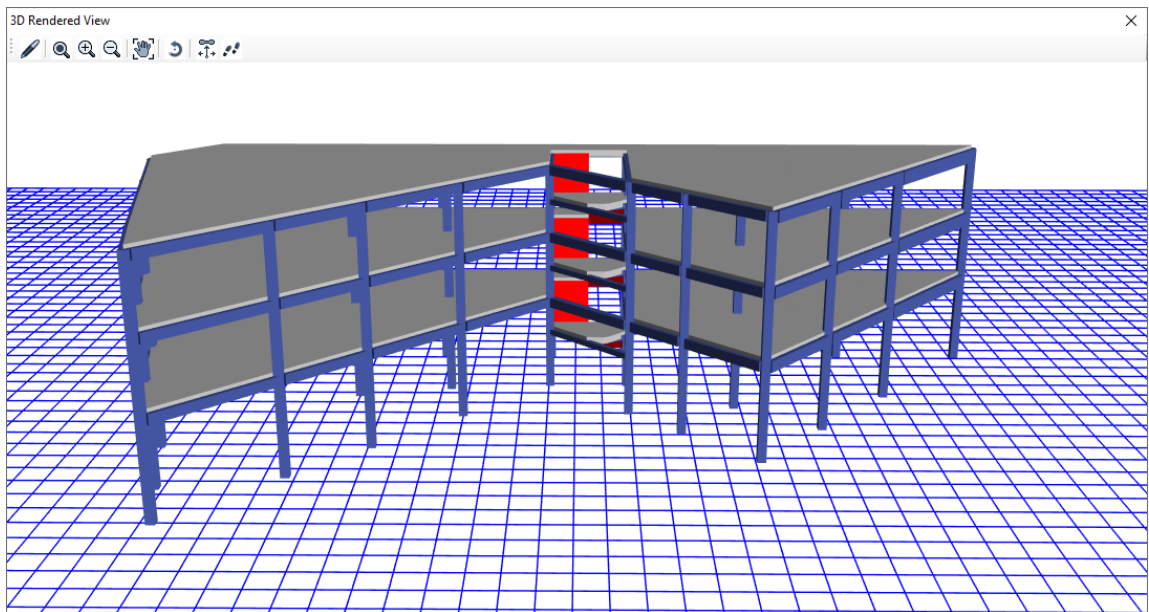
ex=	1.55 m
ey=	0.759 m

3.8.2.3. Procedimiento de modelación del análisis dinámico espectral

A continuación, se presentarán los pasos que se siguieron al momento de la modelación de la edificación para este tipo de análisis.

3.8.2.3.1. Geometría de la Edificación.

Al igual que el procedimiento para el análisis estático se va a definir las unidades, las cuales son Toneladas y metros. Luego se colocará las longitudes de las luces, alturas de entrepisos y número de pisos. (Ver figura N°42).



(a)

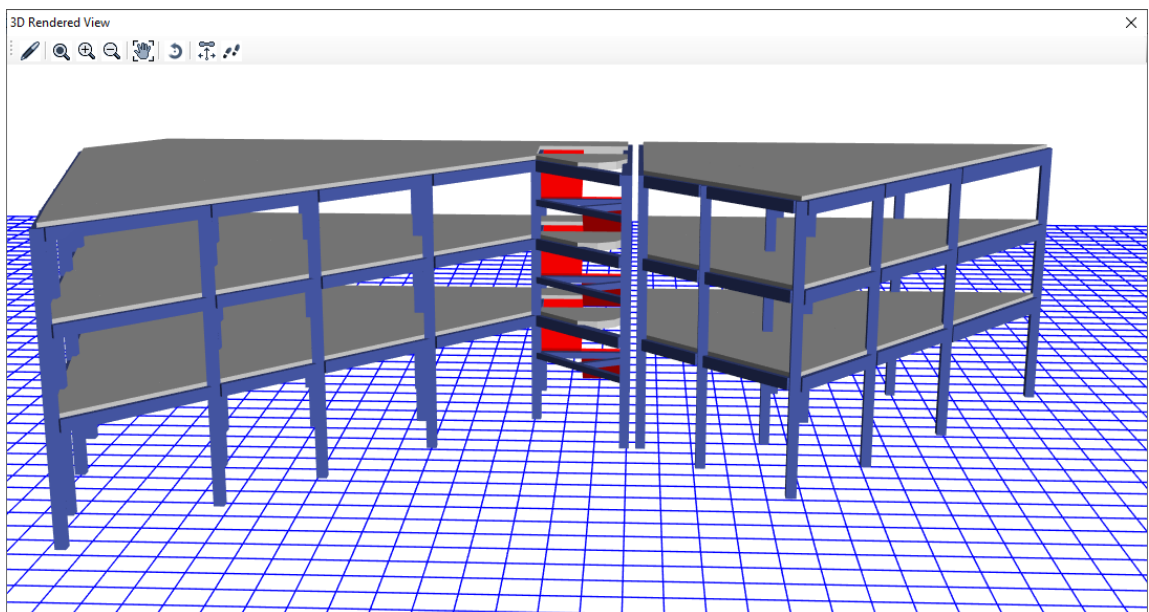


Figura 42: (a) Geometría 3D de la estructura sin junta sísmica, (b) Geometría 3D de la estructura con junta sísmica.

3.8.2.3.2. Definición de Material y Secciones

Se utilizará un concreto y del acero estructural con las siguientes características:

$$F_y = 4200 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Módulo de elasticidad (E)} = 2100000 \text{ Tn/m}^2$$

Estas características se observan en la figura N°43.

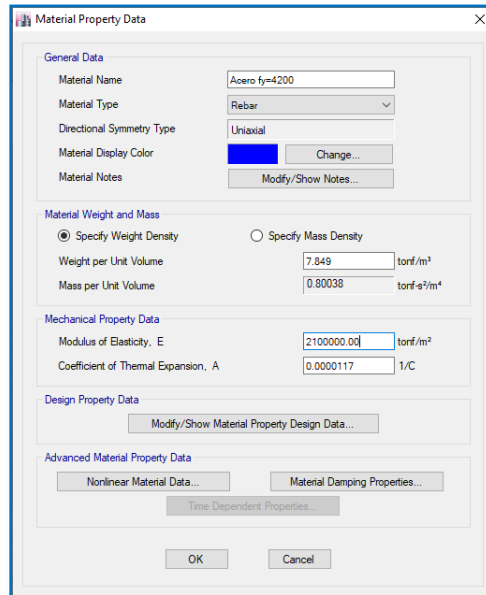


Figura 43: Material

Por otro lado, se colocaron los valores de secciones según como se indica en el punto 4.1, correspondiente a la etapa de predimensionamiento. En la figura N° 44 se muestra un ejemplo de la sección para vigas longitudinales.

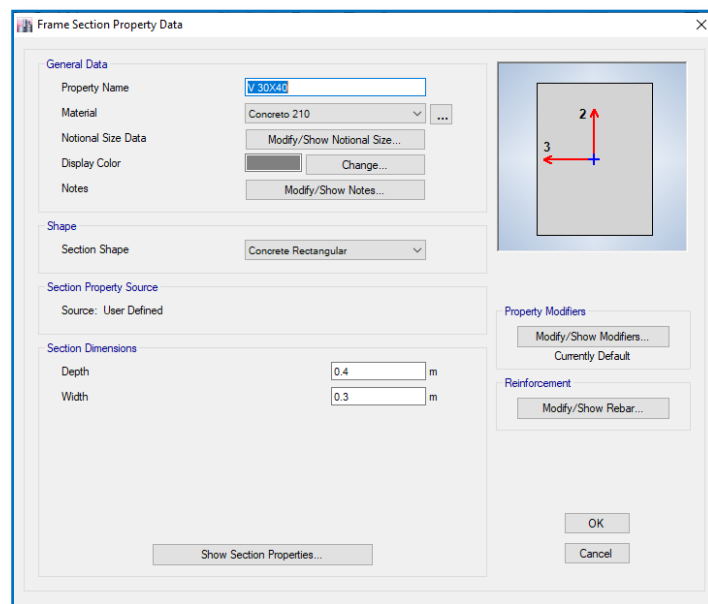


Figura 44: Sección de vigas longitudes

Tabla N° 29: Lista de materiales por sección.

TABLE: Material List by Section			
Section	Element Type	# Pieces	Total Length
			m
V 30X35	Beam	69	257.3181
V 30X40	Beam	48	178.0191
V 30X30	Beam	6	18.438
V 30X50	Beam	9	47.9093
V 25X30	Beam	3	9.8177
VIGA 20X20	Beam	18	34.5827

3.8.2.3.3. Empotramiento de las bases

Se restringe el desplazamiento en todas las direcciones y la rotación alrededor de todos los ejes. Ver figura N°45:

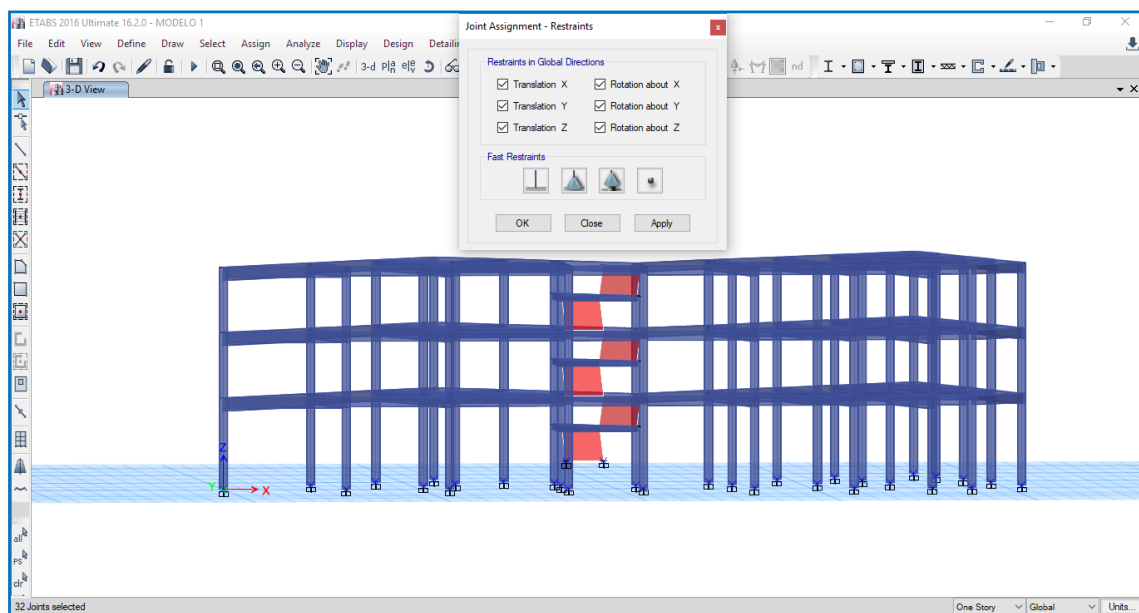


Figura 45: Colocación de las restricciones de la base

3.8.2.3.4. Definición de Brazos Rígidos

En la figura N° 46, se observa la implementación del brazo rígido en vigas.

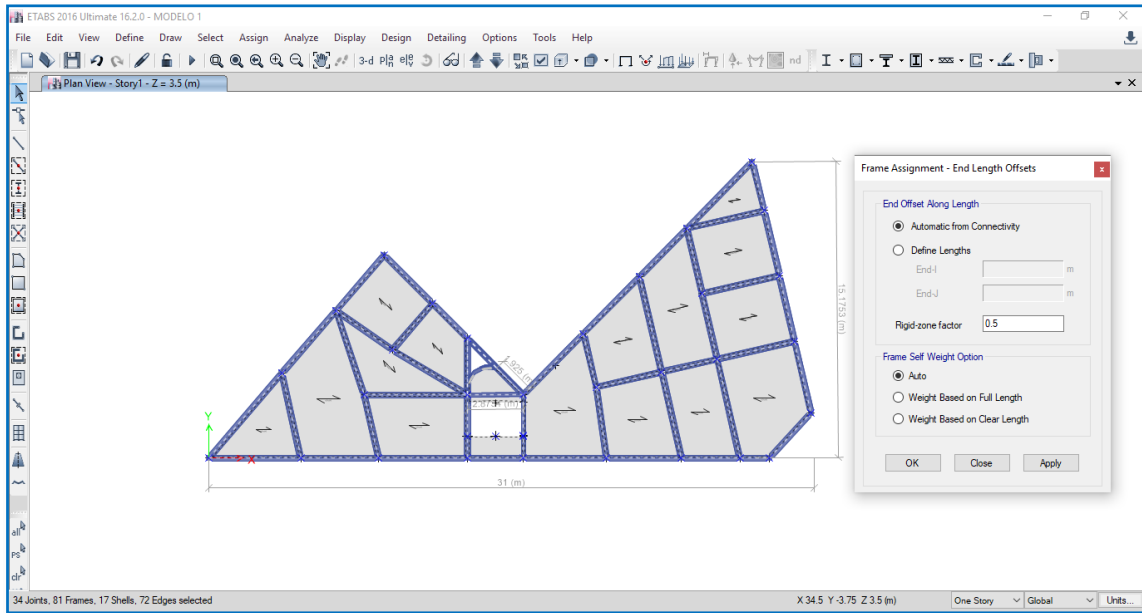


Figura 46: Colocación del brazo rígido en vigas

3.8.2.3.5. Colocación de los Centros de masa

Esta ubicación será en el centro geométrico en planta más las excentricidades accidentales. Se puede ver en la figura N° 47.

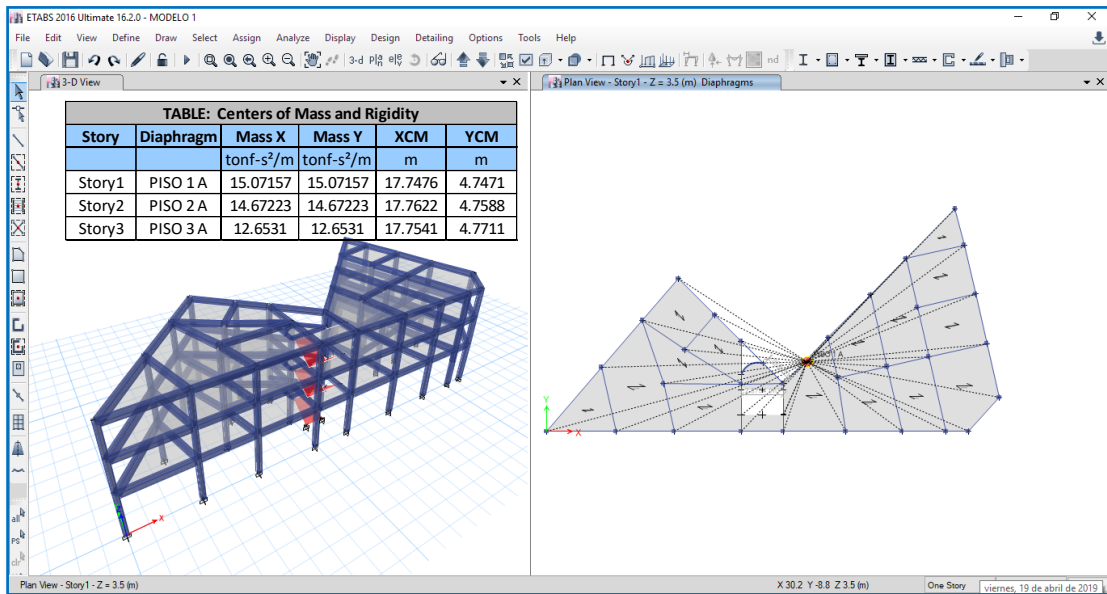


Figura 47: Colocación del centro de masa

Una vez ubicado el centro de masa se procede a colocar las restricciones, tales como el impedimento de trasladarse en el eje Z, de rotar alrededor del eje X y de rotar alrededor del eje Y. En la figura N° 48 se muestra tal procedimiento.

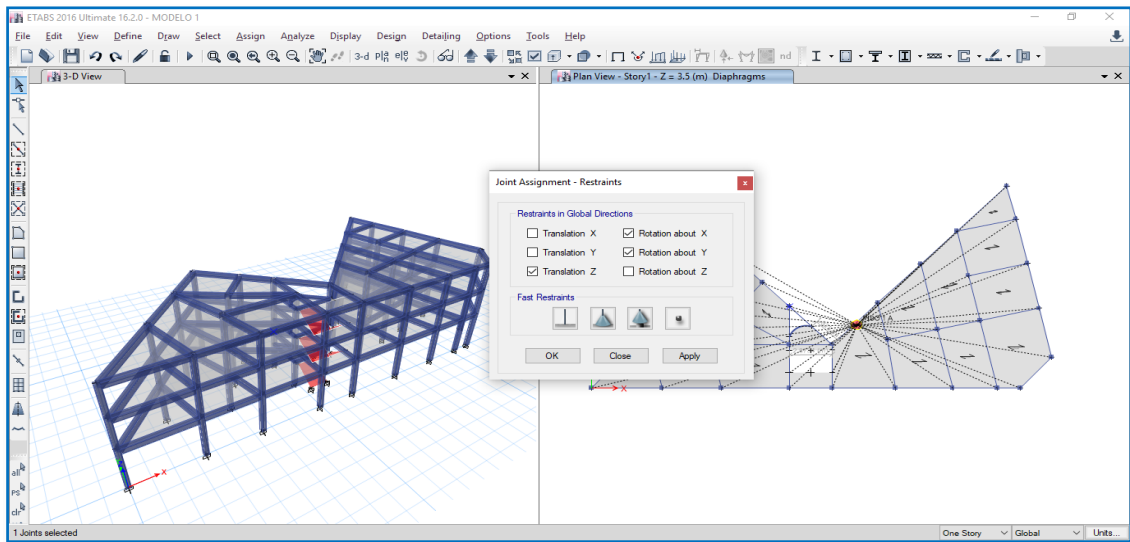


Figura 48: Asignación de restricciones del centro de masa

3.8.2.3.6. Definición y Asignación de los Diafragmas Rígidos

Lo que se pretende hacer es que, el sistema reconozca a la losa de entrepiso como infinitamente rígida, de tal forma que pueda transmitir eficientemente las cargas horizontales a los elementos encargados de resistirlas, y a la vez hacer que estos elementos no tengan deformaciones variables. Para ello, se definen los diafragmas rígidos de cada entrepiso, como se observa en la figura N° 49.

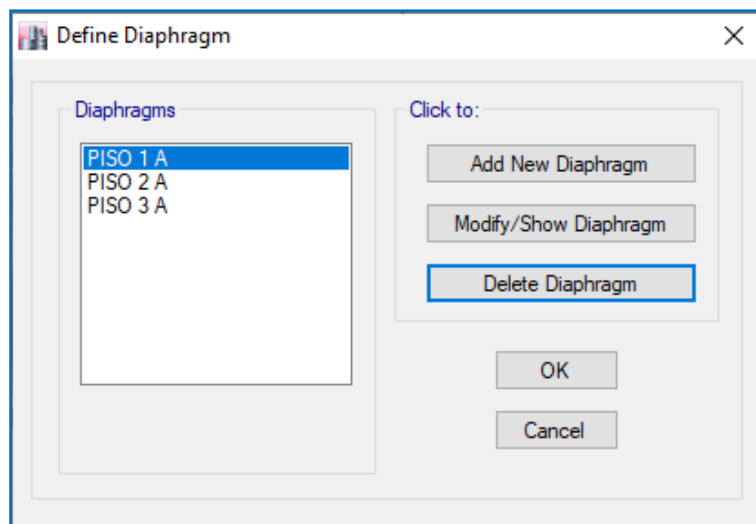


Figura 49: Definición de diafragmas rígidos de entrepisos

Posteriormente, se asignan los diafragmas rígidos creados a cada entrepiso, tomando en cuenta todos los nodos que los conforman. En la figura N°50, se aprecia, la asignación del diafragma rígido en el nivel 1 de la edificación.

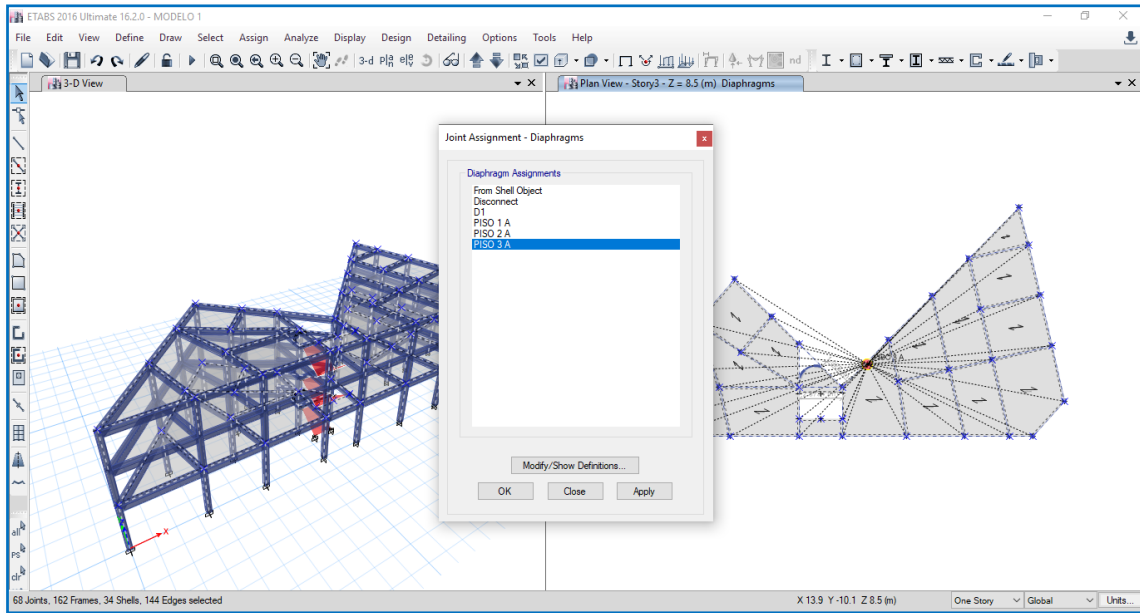


Figura 50: Asignación del diafragma rígido del piso 3 de la edificación

3.8.2.3.7. Definición del Espectro de Diseño

En el artículo 4.6.2 de la norma técnica E.030-2016 muestra el cálculo para determinar el espectro inelástico de pseudoaceleraciones, respectivo para un suelo rígido y un amortiguamiento del 5% para el concreto armado.

$$S_{a(x,y)} = \frac{ZUCS}{R_{(x,y)}} xg \quad (\text{Aceleración Espectral}) \quad (34)$$

A partir de la información dada en la tabla N° 30, se obtiene el espectro de respuesta para la dirección X e Y respectivamente (ver figura N° 51).

ESPECTRO INELASTICO DE PSEUDOACELERACIONES (Item 4.6.2-Norma E.030-2016)

Parametros de Cálculo

FACTOR DE ZONA "Z"

Zona	Factor de Zona "Z"
3	0.35

SISTEMA ESTRUCTURAL "R"

Sistema Estructural	R	"Ro"	la	lp
Concreto Armado Aporticado	4.5	8	0.75	0.75

CATEGORIA DE EDIFICACION "U"

Categoría	Importancia	Factor "U"
C	E. Comunes	1.00

PARAMETROS DEL SUELO "S"

Tipo	Descripción	Tp(s)	TL	Factor "S"
S3	S.Flexible	1	1.6	1.20

Gravedad "g" (m/s ²)	9.81
----------------------------------	------

Factor de amplificación sísmica E030 ($\xi=5\%$)

$$S_{a(X,Y)} = \frac{ZUCS}{R_{(X,Y)}} \cdot g \quad (\text{Aceleración Espectral})$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.5$$

Tabla N° 30: Aceleración espectral Norma E.030-2016.

T (s)	C	Sa/g	1.10	2.2727	0.2121
0	2.5	0.2333	1.20	2.0833	0.1944
0.02	2.5	0.2333	1.30	1.9231	0.1795
0.04	2.5	0.2333	1.40	1.7857	0.1667
0.06	2.5	0.2333	1.50	1.6667	0.1556
0.08	2.5	0.2333	1.60	1.5625	0.1458
0.10	2.5	0.2333	1.70	1.3841	0.1292
0.12	2.5	0.2333	1.80	1.2346	0.1152
0.14	2.5	0.2333	1.90	1.108	0.1034
0.16	2.5	0.2333	2.00	1	0.0933
0.18	2.5	0.2333	2.20	0.8264	0.0771
0.20	2.5	0.2333	2.40	0.6944	0.0648
0.25	2.5	0.2333	2.60	0.5917	0.0552
0.30	2.5	0.2333	2.80	0.5102	0.0476
0.35	2.5	0.2333	3.00	0.4444	0.0415
0.40	2.5	0.2333	4.00	0.25	0.0233
0.45	2.5	0.2333	5.00	0.16	0.0149
0.50	2.5	0.2333	6.00	0.1111	0.0104
0.55	2.5	0.2333	7.00	0.0816	0.0076
0.60	2.5	0.2333	8.00	0.0625	0.0058
0.65	2.5	0.2333	9.00	0.0494	0.0046
0.70	2.5	0.2333	10.00	0.04	0.0037
0.75	2.5	0.2333			
0.80	2.5	0.2333			
0.85	2.5	0.2333			
0.90	2.5	0.2333			
0.95	2.5	0.2333			
1.00	2.5	0.2333			

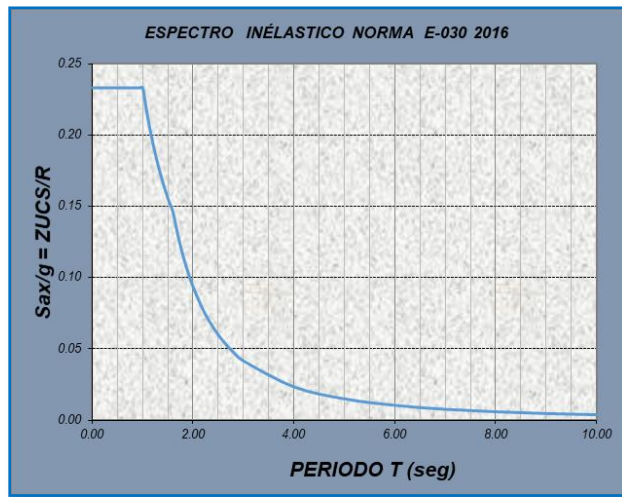


Figura 51: Inclusión del Espectro para el modelo Dinámico E.030-2016

A continuación, se presenta la imagen obtenida del software ETABS 2016 en donde se representa las características que tendrá el espectro de respuesta para un amortiguamiento de 5%.

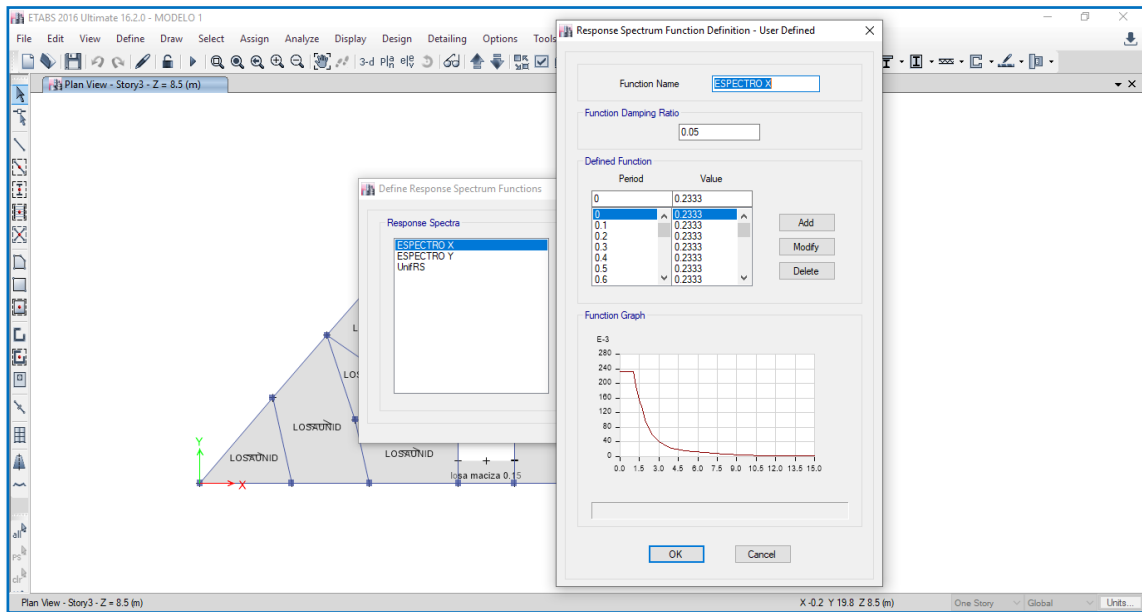


Figura 52: Espectro de Diseño para un suelo rígido y un amortiguamiento del 5% para el concreto armado Norma E.030-2016

Cálculos previos para determinar el Espectro inelástico Norma E.030-2006

Parámetros de Cálculo			
FACTOR DE ZONA "Z"			
Zona	Factor de Zona "Z"		
3	0.40		
SISTEMA ESTRUCTURAL "R"			
Sistema Estructural	Estructura	"R"	0.75* R
Concreto Armado	Porticos	8	6
CATEGORIA DE EDIFICACION "U"			
Categoría	Importancia	Factor "U"	
C	E. Comunes	1.00	
PARAMETROS DEL SUELO "S"			
Tipo	Descripción	Tp(s)	Factor "S"
S3	S.Intermedio	0.6	1.40
Gravedad "g" (m/s ²)		9.807	
Factor de amplificación sísmica E030 (ξ=5%)			
$S_{a(x,y)} = \frac{ZUCS}{R_{(x,y)}} \times g \quad (\text{Aceleración Espectral})$			

C	T (s)	Sa/g
2.5	0	0.23
2.50	0.60	0.23
2.31	0.65	0.22
2.14	0.70	0.20
1.88	0.80	0.18
1.67	0.90	0.16
1.50	1.00	0.14
1.36	1.10	0.13
1.25	1.20	0.12
1.15	1.30	0.11
1.07	1.40	0.10
1.00	1.50	0.09
0.94	1.60	0.09
0.88	1.70	0.08
0.83	1.80	0.08
0.79	1.90	0.07
0.75	2.00	0.07
0.71	2.10	0.07
0.68	2.20	0.06
0.65	2.30	0.06
0.63	2.40	0.06
0.60	2.50	0.06

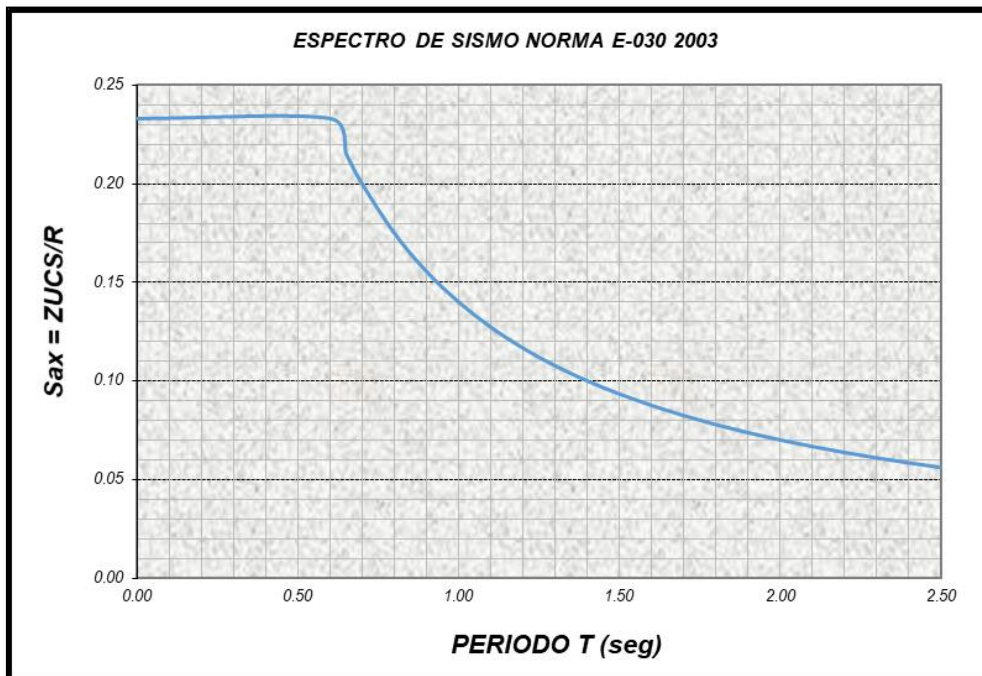


Figura 53: Inclusión del Espectro para el modelo Dinámico E.030-2006

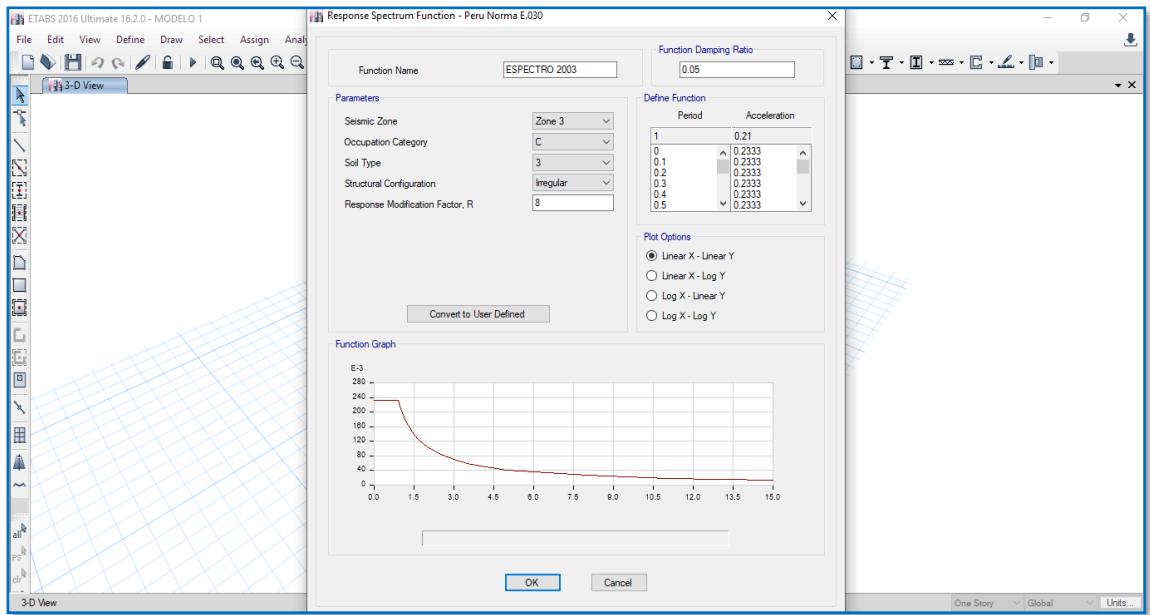


Figura 54: Espectro de Diseño para un suelo rígido y un amortiguamiento del 5% para el concreto armado Norma E.030-2006

IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Análisis estructural de la edificación con la Norma E.030-2016

Para el análisis estructural se procederá primero con el análisis estático, luego con el análisis dinámico. El orden con el que llevará a cabo corresponderá de acuerdo a las características de la edificación que se pretenden determinar, para su respectivo análisis.

A continuación, se presentará los resultados de desplazamientos, derivas y fuerzas internas para cada modelo. Los elementos que servirán de estudio para el caso de las fuerzas internas son: La columna C-16 intersección de ejes V-V y 5-5 (SIN JUNTA SÍSMICA) y la Columna C-14 intersección de ejes 3-3 y X-X, la viga corresponde a VP-19. (Ver anexos).

4.1.1. Resultados del análisis estático

4.1.1.1. Desplazamientos

Los desplazamientos laterales fueron calculados con el programa ETABS V16. Según el numeral 5.1 de la norma E-030-2016 los desplazamientos laterales se calcularán para las estructuras irregulares multiplicando por “R” (coeficiente de reducción) debido a que presenta irregularidad torsional y esquinas entrantes. De los desplazamientos laterales se podrá verificar la irregularidad torsional de la edificación tal como indica en el numeral 3.6 de la norma E-030-2016.

Los desplazamientos máximos en la dirección X-X por cada piso se muestran en la siguiente tabla.

Tabla N° 31: Desplazamientos Máximos en el centro de masas Norma E.030-2016.

Nº PISOS	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS E.030-2016 (m)			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)
3	0.008958	0.008989	0.01781	0.01492
2	0.006962	0.007292	0.01491	0.01257
1	0.003847	0.004494	0.00977	0.00838

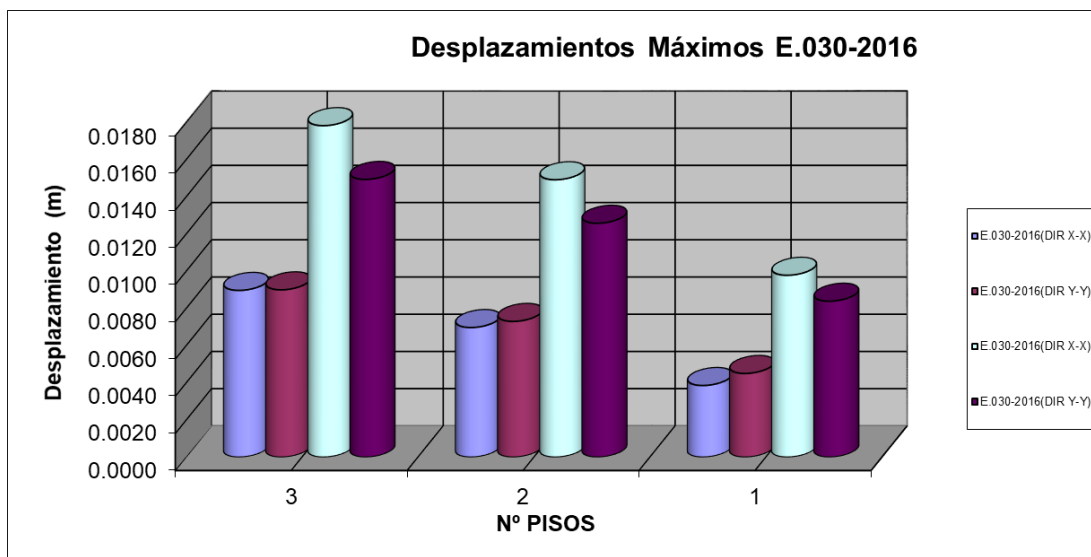


Figura 55: Desplazamientos Máximos en el Centro de Masa E.030-2016

En la tabla y la figura se observa que en todos los pisos los desplazamientos aumentan en ambas direcciones cuando se considera junta sísmica.

4.1.1.2. Derivas máximas

Tabla N° 32: Derivas Máximas de Entrepiso Norma E.030-2016.

Nº PISOS	DERIVAS MÁXIMAS E.030-2016 (m)			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)
3	0.00269	0.00229	0.00392	0.00318
2	0.00421	0.00378	0.00693	0.00566
1	0.00371	0.00433	0.00942	0.00808

De los resultados se observa que el modelo sin considerar junta sísmica cumple con las derivas máximas permitidas porque no superan a 0.007, los modelos dinámicos que más se acercan al límite permisible son los modelos de con junta sísmica en el primer nivel, esto demuestra la irregularidad que existe en la estructura, ya que a medida que aumenta los niveles se va reduciendo las máximas permitidas.

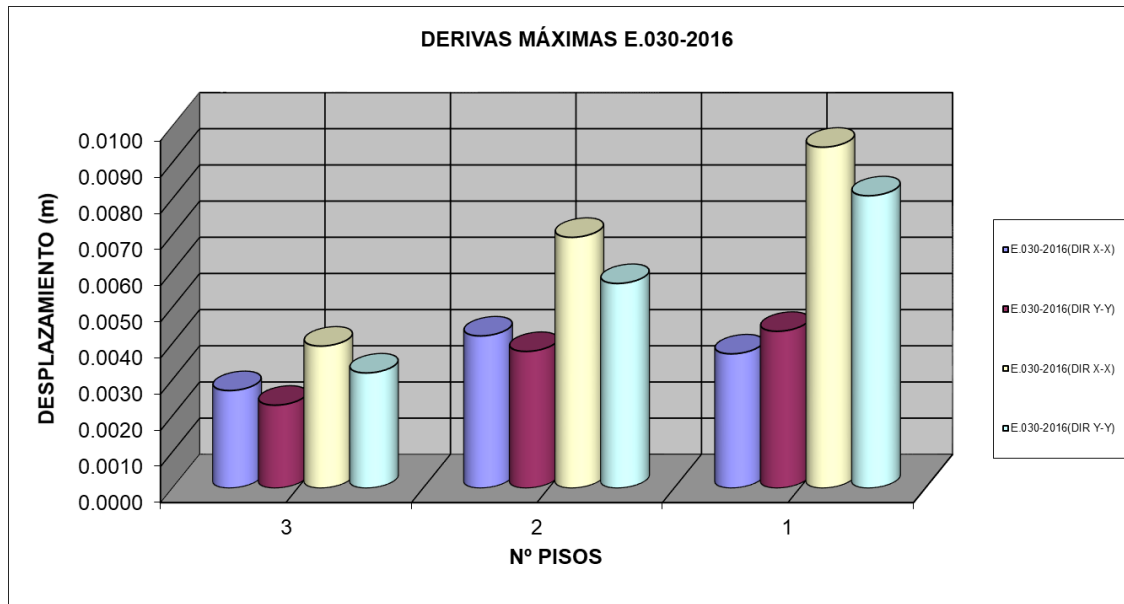


Figura 56: Derivas Máximas E.030-2016

4.1.1.3. Fuerzas Internas

Tabla N° 33: Fuerzas Axial Máxima Columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2016

Nº PISOS	FUERZAS AXIAL MÁXIMA EN COLUMNAS E.030-2016			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)
1er piso	31.0103	21.5660	7.5653	7.6691
2do piso	15.7844	9.3038	3.3846	3.3910
3er piso	3.791	2.5056	1.0816	0.9357

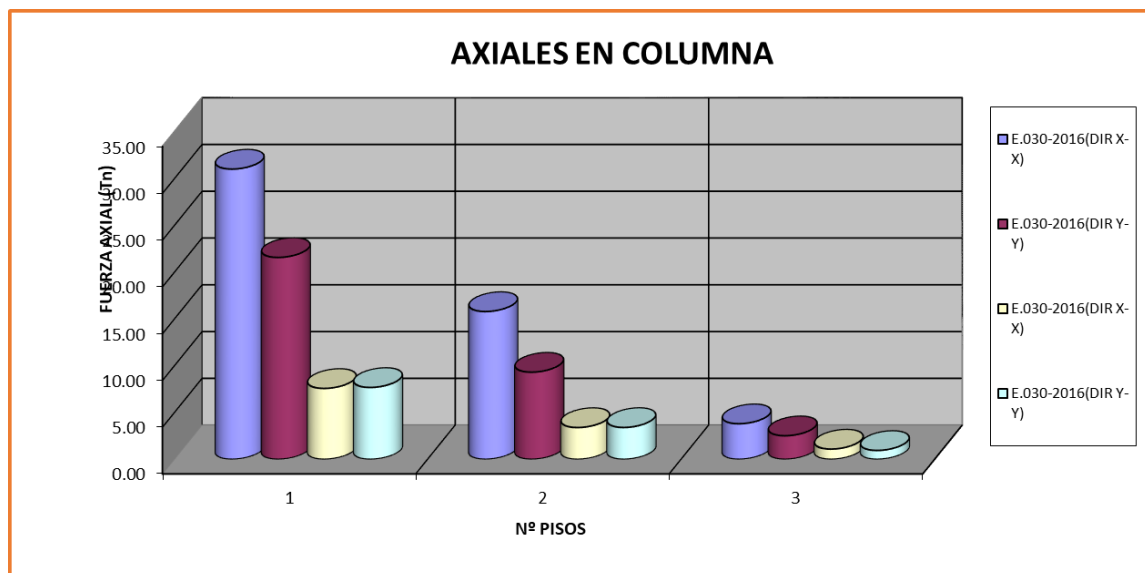


Figura 57: Fuerza Axial Máxima en La columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2016

Las fuerzas axiales máximas en las columnas son mayores cuando se tiene un modelo sin junta sísmica, cabe mencionar que, a medida que aumenta los niveles las fuerzas axiales disminuyen.

Tabla N° 34: Fuerza Cortante Máxima Columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2016

N° PISOS	FUERZA CORTANTE MÁXIMA EN COLUMNAS E.030-2016			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)
1er piso	9.0548	13.8700	3.9674	3.7186
2do piso	3.1297	4.6090	3.9719	3.6647
3er piso	2.3613	3.0230	2.1593	1.9785

Las fuerzas cortantes máximas en las columnas son mayores en la dirección Y, cuando se tiene un modelo sin junta sísmica, cabe mencionar que, a medida que aumenta los niveles las fuerzas axiales disminuyen, los resultados con junta sísmica presentan valores menores que sin junta sísmica, esto demuestra un mejor comportamiento.

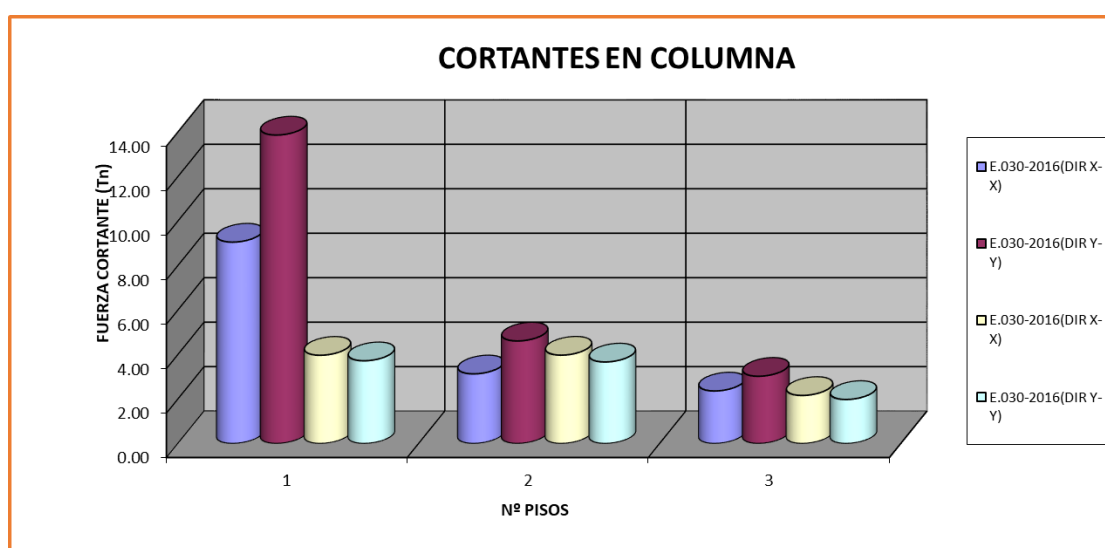


Figura 58: Fuerza Cortante Máxima en columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2016

Tabla N° 35: Momento Flector Máximos columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2016.

N° PISOS	MOMENTO FLECTOR MÁXIMO EN COLUMNAS E.030-2016			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)
1er piso	4.9714	7.7090	7.1916	6.3417
2do piso	3.2068	3.5250	4.3602	4.0415
3er piso	1.67	1.6580	2.1614	2.0559

El momento flector en las columnas cuando se considera un modelo con junta sísmica es mayor que el modelo sin junta. La estructura tiene menor rigidez en la dirección X,

cuando no presenta junta, y una rigidez mayor en la dirección X, cuando se considera junta, esto debido al desacoplamiento tanto en masa como en rigidez de la estructura global.

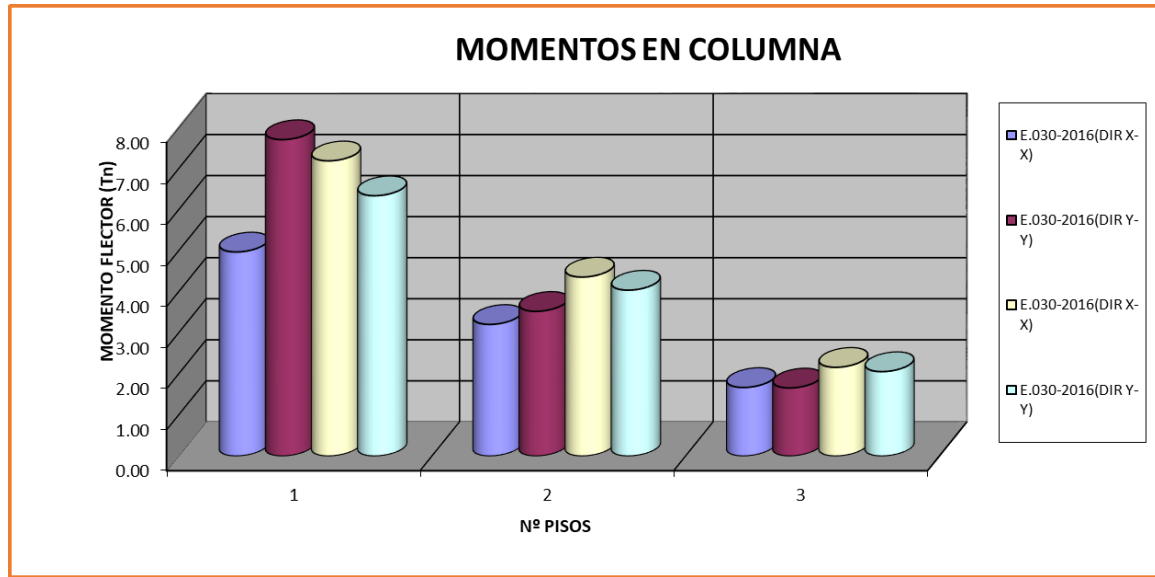


Figura 59: Momento Flector Máximo en Columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2016.

Tabla N° 36: Fuerza Cortante Máxima Viga VP-19(Con junta y Sin junta) Norma E.030-2016.

Nº PISOS	FUERZA CORTANTE MÁXIMA EN VIGAS E.030-2016			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)
1er piso	7.0836	9.9690	8.6312	3.6566
2do piso	3.9363	5.7413	5.2893	2.2443
3er piso	1.2932	2.1330	1.4281	0.8824

La fuerza cortante máxima en las vigas presenta resultados favorables en la dirección X cuando no se considera junta sísmica, esto debido a que cuando se tiene una estructura acoplada hay mayor rigidez en esa dirección, lo que no sucede en la otra dirección, ya que al perder grados de libertad la estructura se considera favorable debido a la reducción de esfuerzos.

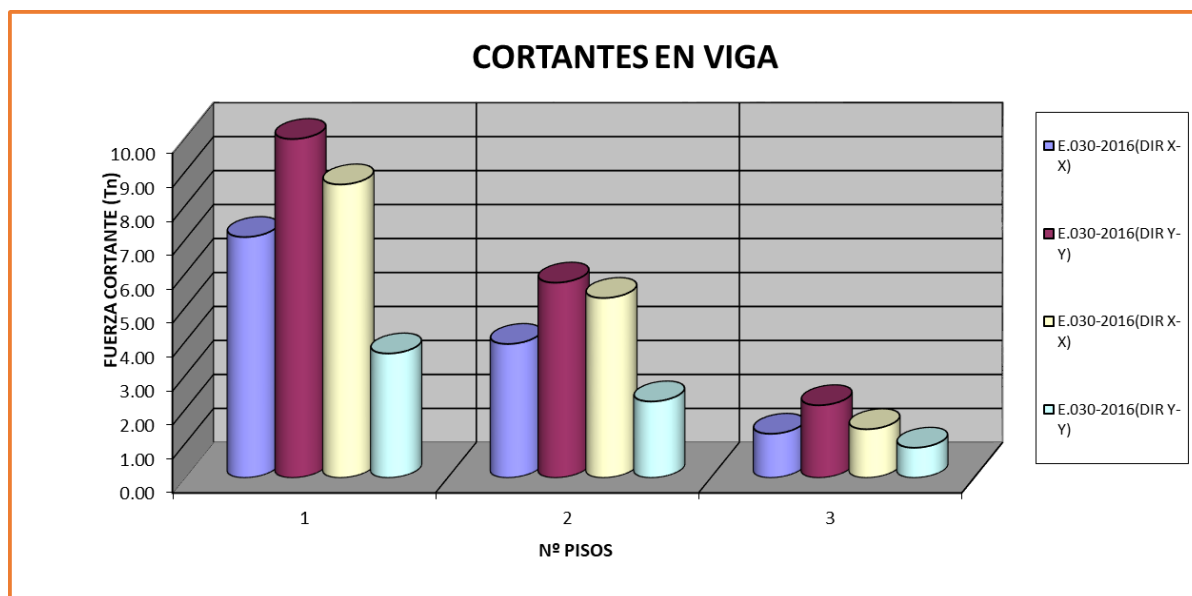


Figura 60: Fuerza Cortante Máxima Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2016

Tabla N° 37: Momento Flector Máximo Viga VP-19(Con junta y Sin junta) Norma E.030-2016.

Nº PISOS	MOMENTO FLECTOR MÁXIMO EN VIGAS E.030-2016			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)
1er piso	4.9633	5.2190	6.1613	5.7892
2do piso	2.5830	3.4890	3.8528	3.5335
3er piso	1.5287	1.5910	1.7250	1.5862

El momento flector máximo en vigas no presenta mucha diferencia tanto si consideramos junta sísmica o un modelo integrado (sin junta sísmica), esto debido a que las fuerzas internas no dependen de la masa global de la estructura sino depende de la rigidez local de cada elemento, sin embargo, el modelo con junta sísmica presenta resultados más conservadores tanto en la dirección X como en la dirección Y.

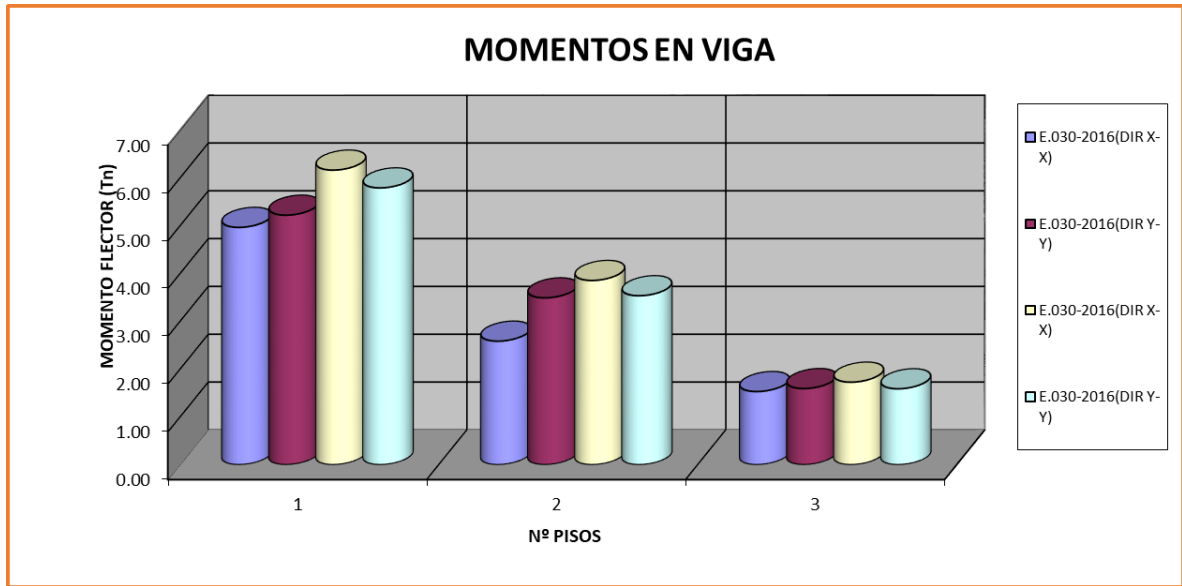


Figura 61: Momentos Flector Máximo en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2016

4.1.2. Resultados del análisis dinámico

4.1.2.1. Periodo de Vibración por la Forma (s)

Tabla N° 38: Periodo de Vibración por la Forma.

MODELOS DE ESTUDIO	PERIODO DE VIBRACION POR LA FORMA (s)			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	NORMA E.030-2016	NORMA E.030-2006	NORMA E.030-2016	NORMA E.030-2006
1	0.435	0.435	0.499	0.481
2	0.332	0.332	0.456	0.469
3	0.319	0.319	0.444	0.452
4	0.128	0.128	0.442	0.446
5	0.107	0.107	0.395	0.403
6	0.105	0.105	0.390	0.375
7	0.071	0.071	0.146	0.141
8	0.063	0.063	0.134	0.138
9	0.062	0.062	0.130	0.133
10	0.02	0.02	0.130	0.131
11	0.018	0.018	0.116	0.119
12	0.017	0.017	0.115	0.111

4.1.2.2. Participación Modal de Masas

Tabla N° 39: Participación Modal de Masas.

MODELOS DE ESTUDIO	PARTICIPACIÓN MODAL DE MASAS			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)
1	0.0851	0.0601	0.4741	0.0105
2	0.1208	0.9116	0.7156	0.1476
3	0.8971	0.9271	0.7387	0.6805
4	0.9052	0.9274	0.8817	0.9286
5	0.9152	0.985	0.8876	0.9341
6	0.9838	0.9896	0.9523	0.9592
7	0.985	0.9896	0.9747	0.9596
8	0.9934	0.9916	0.9851	0.9658
9	0.995	0.9962	0.9862	0.9846
10	0.9956	0.9962	0.9923	0.9951
11	0.9974	0.9962	0.9929	0.9953
12	0.9974	0.9965	0.9956	0.9965

Se han considerado 12 modos de vibración para cada modelo (con y sin junta sísmica), según los resultados mostrados el modelo sin junta presenta menores valores que si se considera un modelo con junta sísmica, esto debido a que cuando existe una reducción de masa en la estructura y cuando esto sucede, se genera una reducción de vibración.

4.1.2.3. Desplazamientos Máximos E.030-2016 (m)

Tabla N° 40: Desplazamientos Máximos en el centro de masa Norma E.030-2016.

Nº PISOS	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS E.030-2016 (m)			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)
3	0.001596	0.007691	0.01781	0.01492
2	0.001319	0.0063	0.01491	0.01257
1	0.000825	0.003916	0.00977	0.00838

Los desplazamientos laterales fueron calculados con el programa ETABS V16. Según el numeral 5.1 de la norma E-030-2016 los desplazamientos laterales se calcularán para las estructuras irregulares multiplicando por “R” (coeficiente de reducción) debido a que presenta irregularidad torsional y esquinas entrantes. De los desplazamientos laterales se podrá verificar la irregularidad torsional de la edificación tal como indica en el numeral 3.6 de la norma E-030-2016.

Los desplazamientos máximos en el centro de masa en la dirección X-X por cada piso se muestran en el siguiente gráfico.

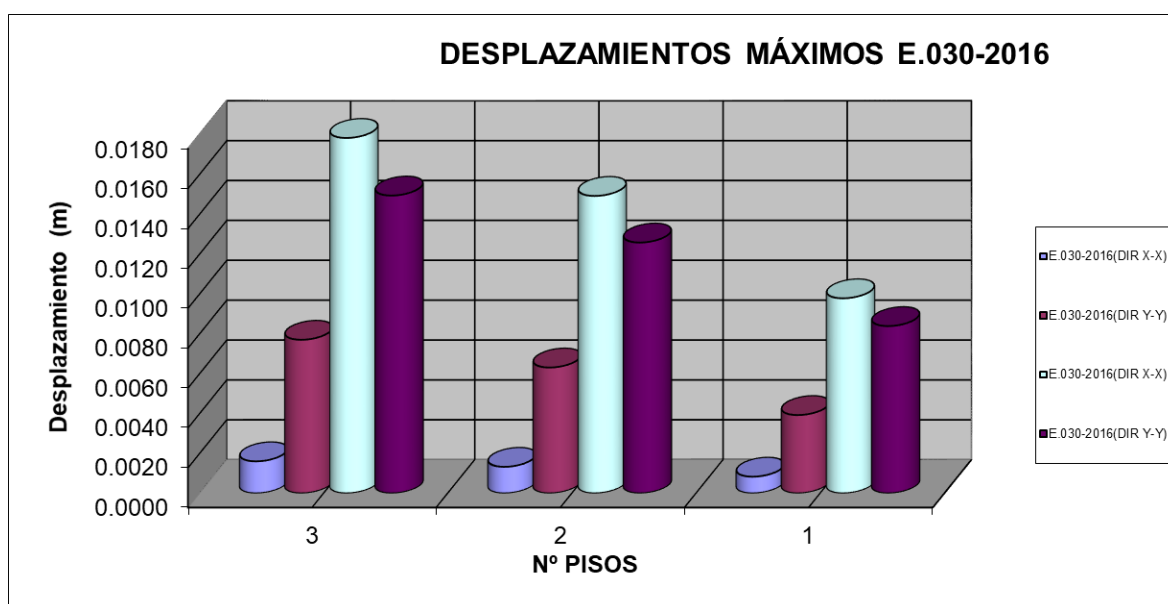


Figura 62: Desplazamiento Máximo en el centro de masa E.030-2016

Los desplazamientos máximos son mayores cuando se considera junta sísmica en ambas direcciones, además aumentan a medida que aumenta los niveles, según los desplazamientos obtenidos, se observa que en la dirección X hay mayores valores cuando se modela la estructura con junta sísmica.

4.1.2.4. Derivas Máximas (m)

Tabla N° 41: Derivas Máximas de Entrepiso Norma E.030-2016.

Nº PISOS	DERIVAS MÁXIMAS E.030-2016 (m)			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)
3	0.00037	0.00188	0.00392	0.00318
2	0.00067	0.00322	0.00693	0.00566
1	0.00080	0.00378	0.00942	0.00808

Según el siguiente cuadro, se observa que cuando se considera un modelo con junta sísmica no cumple el máximo permisible en el primer nivel, esto quiere decir que en el desacoplamiento de la estructura se debería asignar brazos rígidos y/o algún elemento que evite la rigidez.

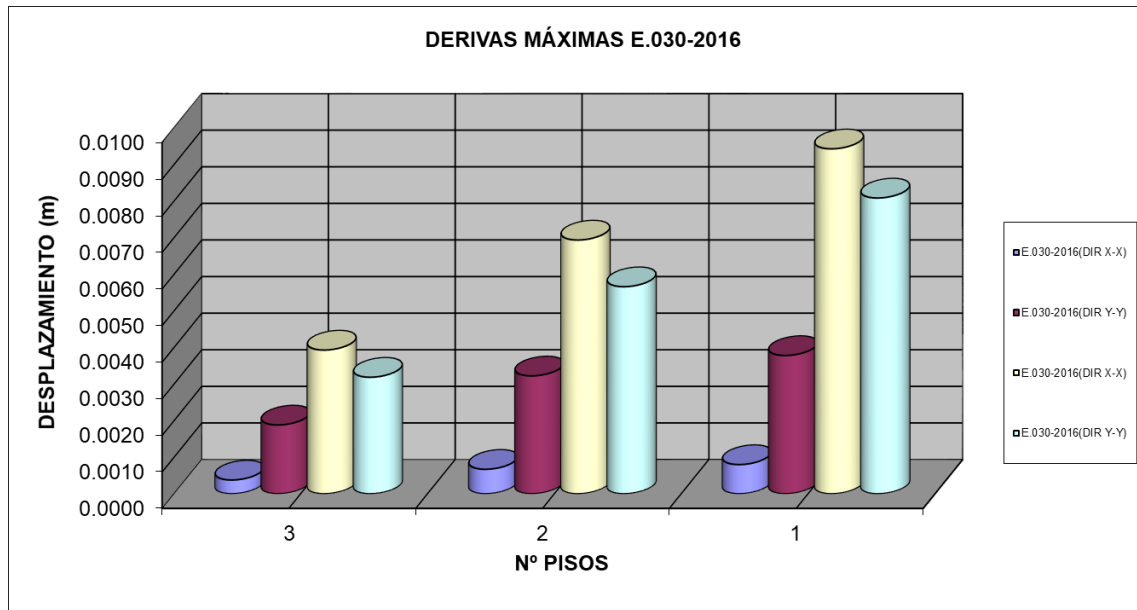


Figura 63: Deriva Máxima de entrepiso E.030-2016

4.1.2.5. Fuerzas Internas

Tabla N° 42: Fuerzas Axial Máximos en La columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2016.

Nº PISOS	FUERZAS AXIAL MÁXIMA EN COLUMNAS E.030-2016			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)
1er piso	38.1225	31.5245	9.3273	9.4601
2do piso	15.0554	10.6996	3.8503	4.0096
3er piso	3.7129	3.3457	1.0151	1.0075

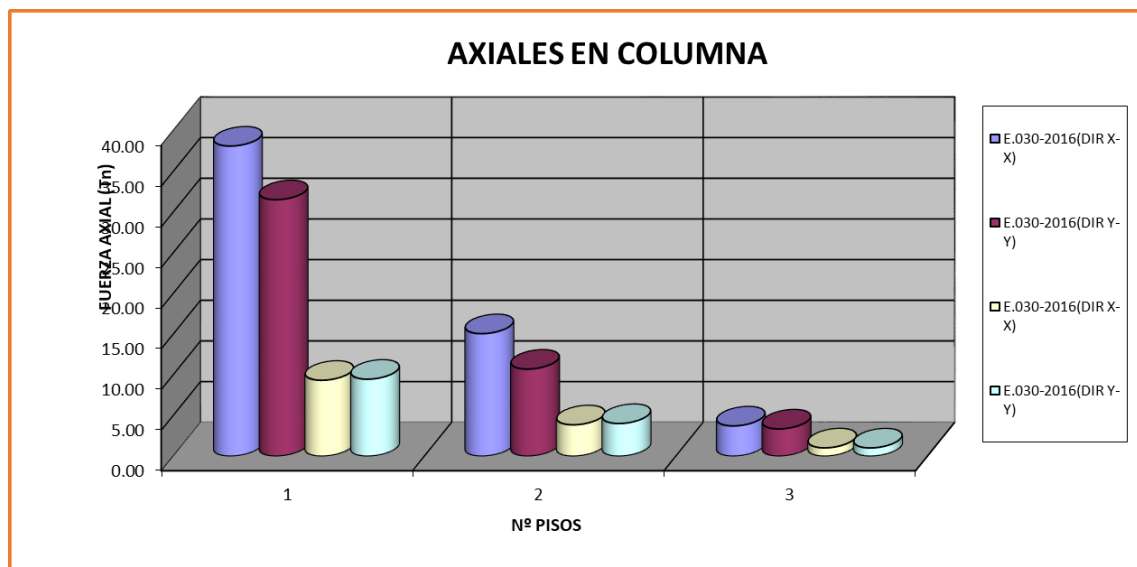


Figura 64: Fuerza Axial Máximo en La columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2016

Las fuerzas axiales máximas en las columnas son mayores cuando se tiene un modelo sin junta sísmica, cabe mencionar que, a medida que aumenta los niveles las fuerzas axiales disminuyen.

Tabla N° 43: Fuerza Cortante en La columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2016.

Nº PISOS	FUERZA CORTANTE MÁXIMA EN COLUMNAS E.030-2016			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)
1er piso	7.9925	14.7375	4.1310	3.5375
2do piso	2.7836	4.9471	3.8291	3.2366
3er piso	2.0718	3.1044	1.9099	1.6273

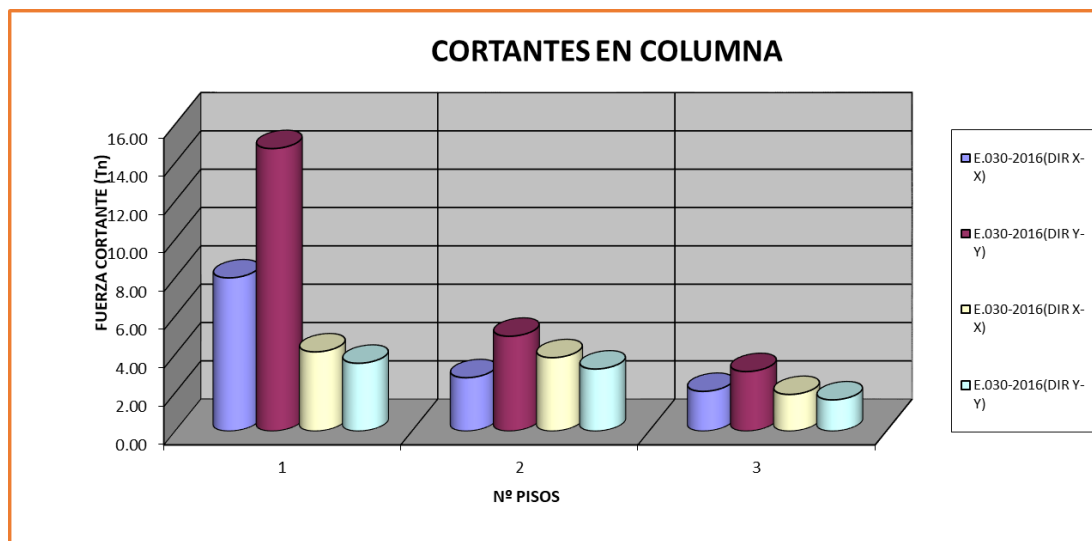


Figura 65: Fuerza Cortante Máximo en La columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2016

Las fuerzas cortantes máximas en las columnas son mayores en la dirección Y, cuando se tiene un modelo sin junta sísmica, cabe mencionar que, a medida que aumenta los niveles las fuerzas axiales disminuyen, los resultados con junta sísmica presentan valores menores que sin junta sísmica, esto demuestra un mejor comportamiento.

Tabla N° 44: Momento Flector Máximo en La columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2016.

Nº PISOS	MOMENTO FLECTOR MÁXIMO EN COLUMNAS E.030-2016			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)
1er piso	4.4362	8.1810	7.4701	6.1913
2do piso	2.9123	4.0841	4.1466	3.5753
3er piso	1.5255	2.1457	1.8487	1.6886

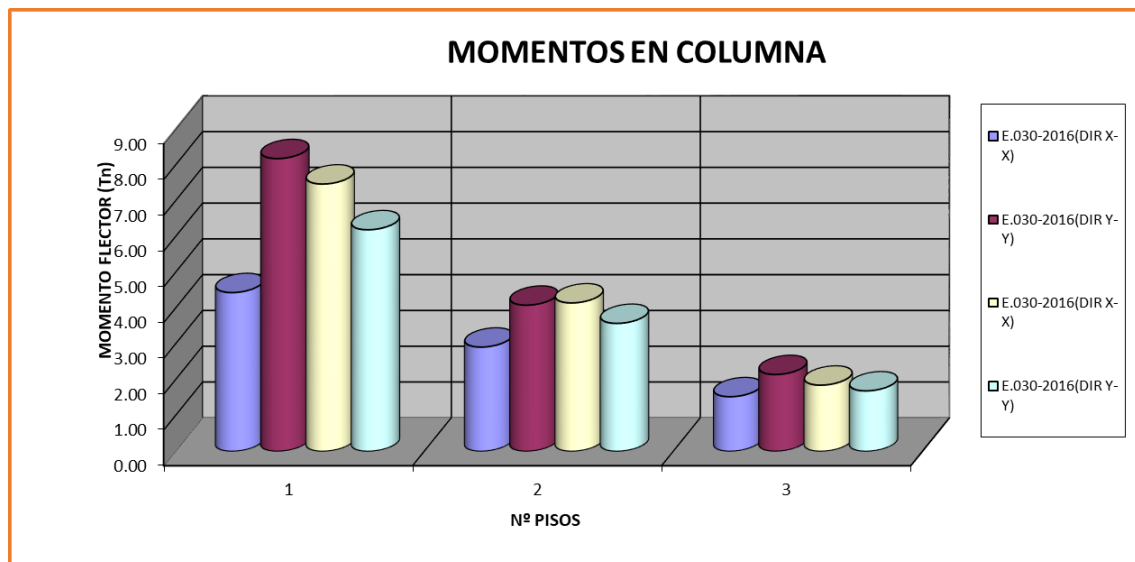


Figura 66: Momento Flector Máximo en La columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2016

El momento flector máximo en las columnas no presenta mucha diferencia tanto si consideramos junta sísmica o un modelo integrado (sin junta sísmica), esto debido a que las fuerzas internas no dependen de la masa global de la estructura sino depende de la rigidez local de cada elemento, sin embargo, el modelo con junta sísmica presenta resultados más conservadores tanto en la dirección X como en la dirección Y.

Tabla N° 45: Fuerza Cortante Máxima en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2016.

Nº PISOS	FUERZA CORTANTE MÁXIMA EN VIGAS E.030-2016			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)
1er piso	9.3909	9.3636	6.2289	4.8178
2do piso	4.8250	5.2841	3.6191	2.5918
3er piso	1.8317	1.9278	0.9150	0.8448

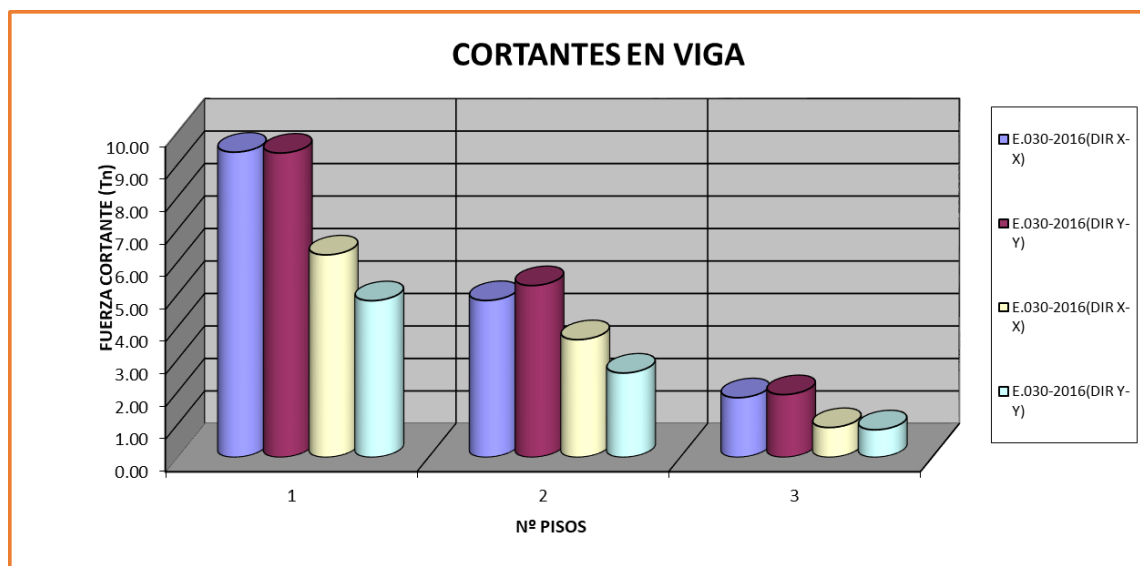


Figura 67: Fuerza Cortante Máximo en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2016

La fuerza cortante máxima en las vigas presenta resultados favorables en la dirección X cuando no se considera junta sísmica, esto debido a que cuando se tiene una estructura acoplada hay mayor rigidez en esa dirección, lo que no sucede en la otra dirección, ya que al perder grados de libertad la estructura se considera favorable debido a la reducción de esfuerzos.

Tabla N° 46: Momento Flector Máximo en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) Norma E.030-2016.

Nº PISOS	MOMENTO FLECTOR MÁXIMO EN VIGAS E.030-2016			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)	E.030-2016(DIR X-X)	E.030-2016(DIR Y-Y)
1er piso	4.6534	5.1547	5.6140	6.0221
2do piso	2.5039	3.8774	3.3554	3.2624
3er piso	1.2692	1.7614	1.4408	1.4032

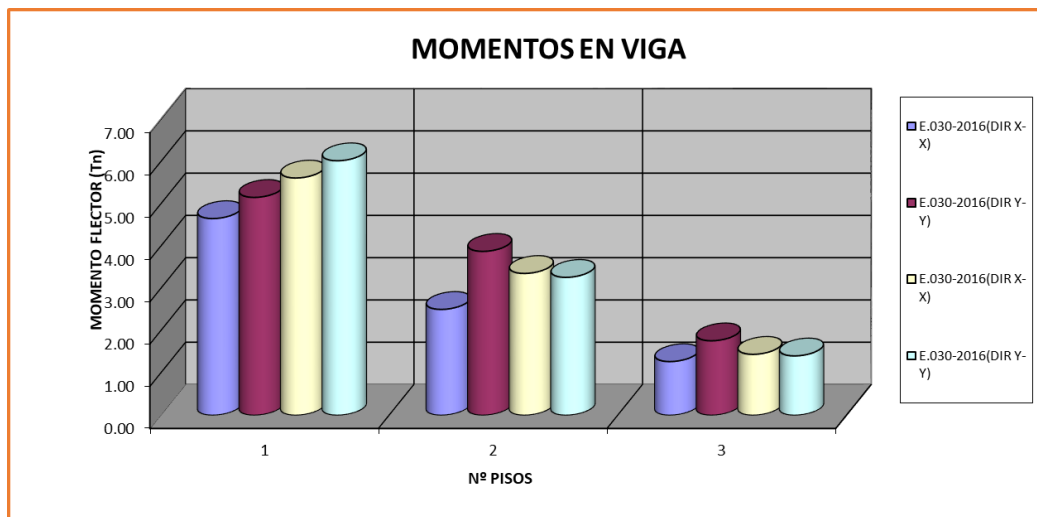


Figura 68: Momento Flector Máximo en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2016

El momento flector máximo en vigas no presenta mucha diferencia tanto si consideramos junta sísmica o un modelo integrado (sin junta sísmica), esto debido a que las fuerzas internas no dependen de la masa global de la estructura sino depende de la rigidez local de cada elemento, sin embargo, el modelo con junta sísmica presenta resultados más conservadores tanto en la dirección X como en la dirección Y.

4.2. Análisis estructural de la edificación con la Norma E.030-2006

4.2.1. Resultados del análisis estático

4.2.1.1. Desplazamientos

Los desplazamientos laterales fueron calculados con el programa ETABS V16. Según el numeral 5.1 de la norma E-030-2006 los desplazamientos laterales se calcularán para las estructuras irregulares multiplicando por “R” (coeficiente de reducción) debido a que presenta irregularidad torsional y esquinas entrantes. De los desplazamientos laterales se podrá verificar la irregularidad torsional de la edificación tal como indica en el numeral 3.6 de la norma E-030-2006.

Los desplazamientos máximos en la dirección X-X por cada piso se muestran en la siguiente tabla.

Tabla N° 47: Desplazamientos Máximos en el Centro de Masa Norma E.030-2006.

Nº PISOS	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS E.030-2006 (m)			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)
3	0.008958	0.008989	0.01738	0.01536
2	0.006962	0.007292	0.01456	0.01292
1	0.003847	0.004494	0.00957	0.00862

En la tabla y la figura se observa que en todos los pisos los desplazamientos aumentan en ambas direcciones cuando se considera junta sísmica.

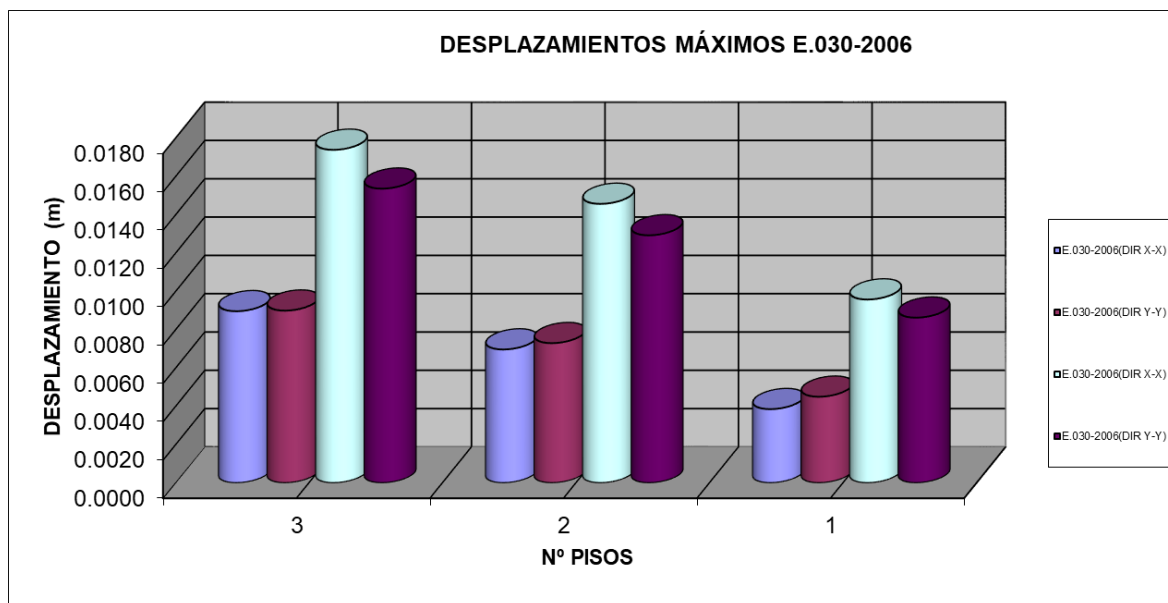


Figura 69: Desplazamiento Máximo en Centro de Masa E.030-2006

4.2.1.2. Derivas Máximas (m)

Tabla N° 48: Derivas Máximas de Entrepiso Norma E.030-2006.

Nº PISOS	DERIVAS MÁXIMAS E.030-2006 (m)			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)
3	0.00479	0.00407	0.00677	0.00585
2	0.00748	0.00672	0.01198	0.01032
1	0.00659	0.00770	0.01641	0.01478

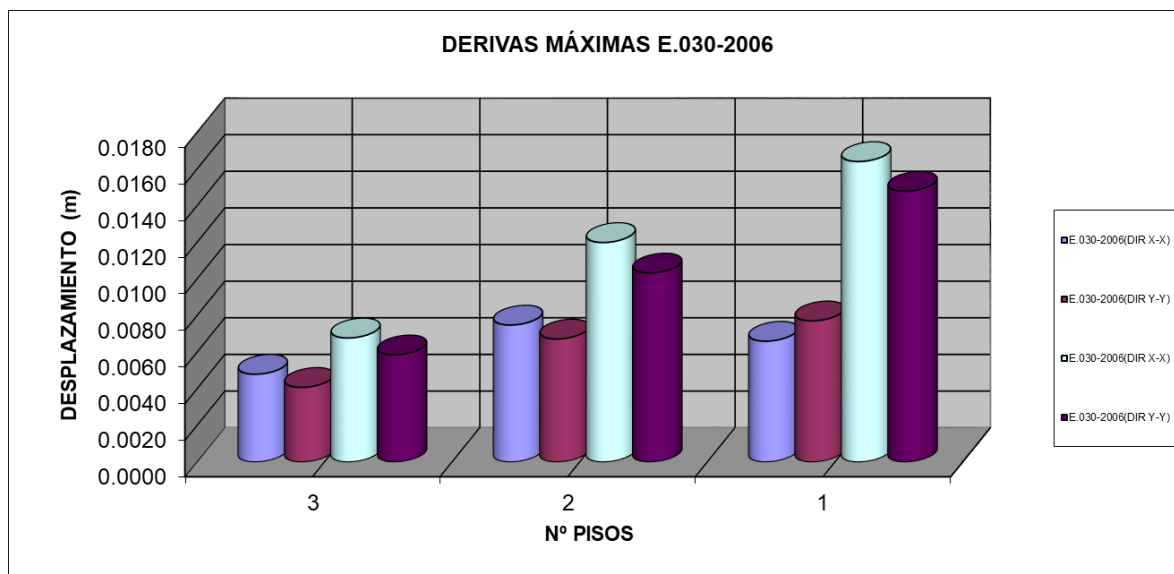


Figura 70: Deriva Máxima de Entrepiso E.030-2006

De los resultados se observa que el modelo sin considerar una sismica cumple con las derivas máximas permitidas porque no superan a 0.007, los modelos dinámicos que más se acercan al límite permisible son los modelos de con junta sísmica en el primer nivel, esto demuestra la irregularidad que existe en la estructura, ya que a medida que aumenta los niveles se va reduciendo las máximas permitidas.

4.2.1.3. Fuerzas Internas

Tabla N° 49: Fuerza axial máxima en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2006.

Nº PISOS	FUERZAS AXIAL MÁXIMA EN COLUMNAS E.030-2006			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)
1er piso	31.0103	21.5660	8.2138	7.7729
2do piso	15.7844	9.3038	3.3552	3.4656
3er piso	3.7910	2.5070	0.9850	0.9665

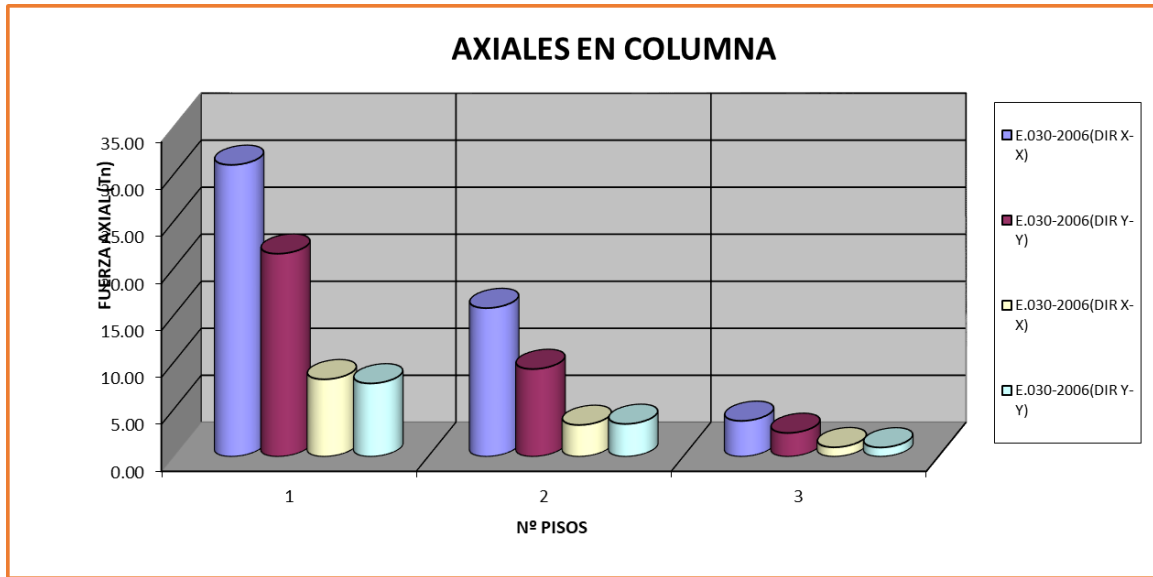


Figura 71: Fuerza Axial Máxima en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2006

Las fuerzas axiales máximas en las columnas son mayores cuando se tiene un modelo sin junta sísmica, cabe mencionar que, a medida que aumenta los niveles las fuerzas axiales disminuyen.

Tabla N° 50: Fuerza Cortante Máxima en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2006.

Nº PISOS	FUERZA CORTANTE MÁXIMA EN COLUMNAS E.030-2006			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)
1er piso	9.0550	13.8700	3.8817	3.8743
2do piso	3.1290	4.6090	4.2659	3.9448
3er piso	2.3610	3.0230	2.1823	2.1258

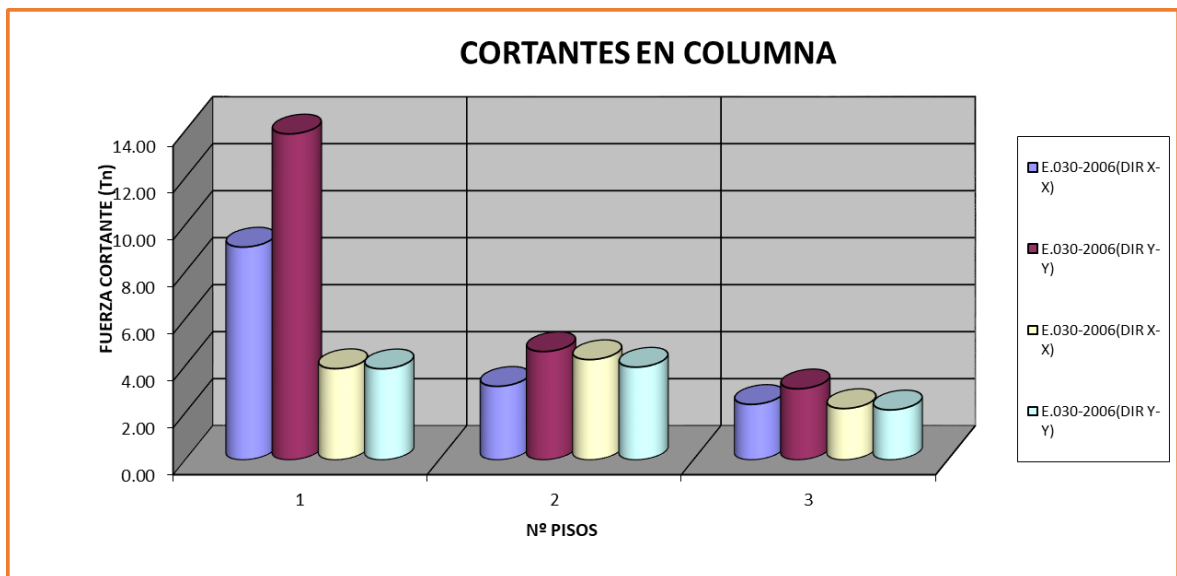


Figura 72: Fuerza Cortante Máxima en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2006

Las fuerzas cortantes máximas en las columnas son mayores en la dirección Y, cuando se tiene un modelo sin junta sísmica, cabe mencionar que, a medida que aumenta los niveles las fuerzas axiales disminuyen, los resultados con junta sísmica presentan valores menores que sin junta sísmica, esto demuestra un mejor comportamiento.

Tabla N° 51: Momento Flector Máximo en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2006.

Nº PISOS	MOMENTO FLECTOR MÁXIMO EN COLUMNAS E.030-2006			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)
1er piso	4.9710	7.7090	6.682	6.826
2do piso	3.2070	3.5250	4.739	4.383
3er piso	1.6900	1.6580	2.185	2.222

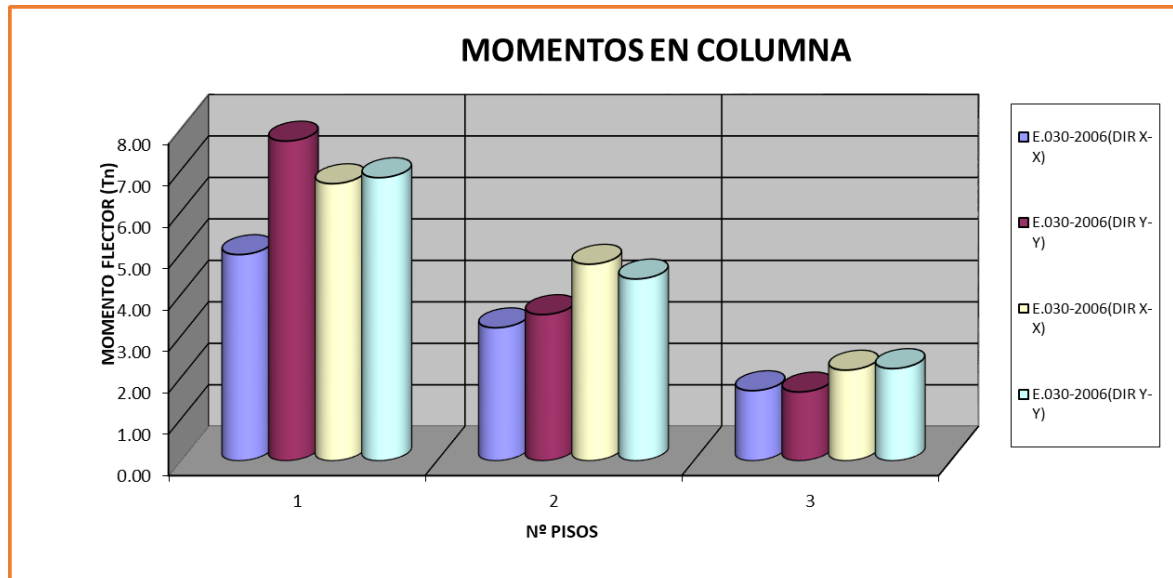


Figura 73: Fuerza Cortante Máxima en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2006

El momento flector máximo en las columnas no presenta mucha diferencia tanto si consideramos junta sísmica o un modelo integrado (sin junta sísmica), esto debido a que las fuerzas internas no dependen de la masa global de la estructura sino depende de la rigidez local de cada elemento, sin embargo, el modelo con junta sísmica presenta resultados más conservadores tanto en la dirección X como en la dirección Y.

Tabla N° 52: Fuerza Cortante Máxima en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2006.

Nº PISOS	FUERZA CORTANTE MÁXIMA EN VIGAS E.030-2006			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)
1er piso	7.0836	9.9690	9.3827	3.7726
2do piso	3.9360	5.7413	5.7487	2.3026
3er piso	1.2930	2.1330	1.5452	0.9050

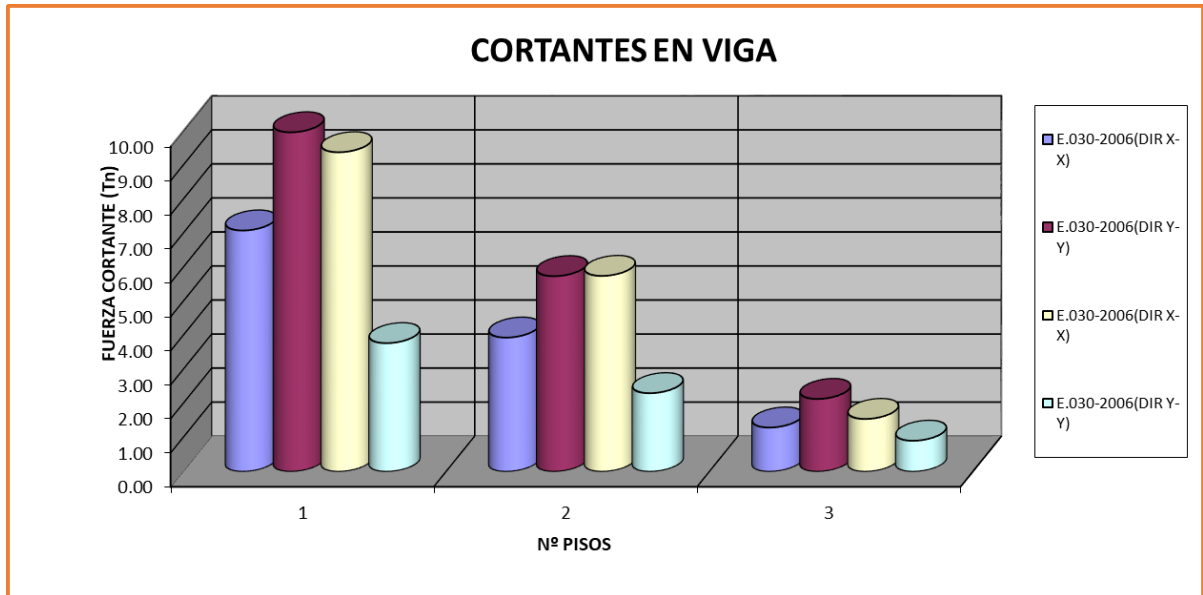


Figura 74: Fuerza Cortante Máxima en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2006

La fuerza cortante máxima en las vigas presenta resultados favorables en la dirección X cuando no se considera junta sísmica, esto debido a que cuando se tiene una estructura acoplada hay mayor rigidez en esa dirección, lo que no sucede en la otra dirección, ya que al perder grados de libertad la estructura se considera favorable debido a la reducción de esfuerzos.

Tabla N° 53: Momento Flector Máximo en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2006.

Nº PISOS	MOMENTO FLECTOR MÁXIMO EN VIGAS E.030-2006			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)
1er piso	4.9633	5.2190	5.9160	6.7540
2do piso	2.5830	3.4982	3.7675	4.0917
3er piso	1.5287	1.5910	1.6974	1.8463

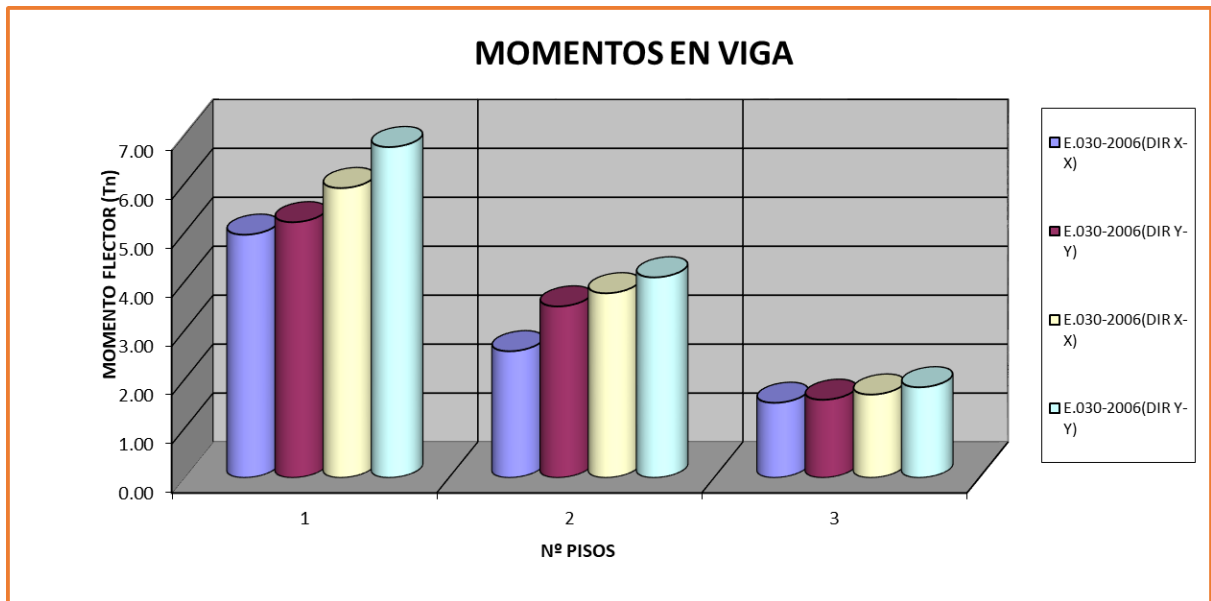


Figura 75: Momento Flector Máximo en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2006

El momento flector máximo en vigas no presenta mucha diferencia tanto si consideramos junta sísmica o un modelo integrado (sin junta sísmica), esto debido a que las fuerzas internas no dependen de la masa global de la estructura sino depende de la rigidez local de cada elemento, sin embargo, el modelo con junta sísmica presenta resultados más conservadores tanto en la dirección X como en la dirección Y.

4.2.2. Resultados del análisis dinámico

4.2.2.1. Desplazamientos (m):

Los desplazamientos laterales fueron calculados con el programa ETABS V16. Según el numeral 5.1 de la norma E-030-2016 los desplazamientos laterales se calcularán para las estructuras irregulares multiplicando por “R” (coeficiente de reducción) debido a que presenta irregularidad torsional y esquinas entrantes. De los desplazamientos laterales se podrá verificar la irregularidad torsional de la edificación tal como indica en el numeral 3.6 de la norma E-030-2016.

Los desplazamientos máximos en la dirección X-X por cada piso se muestran en la siguiente tabla:

Tabla N° 54: Desplazamientos Máximos en el Centro de Masas Norma E.030-2006.

Nº PISOS	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS E.030-2006 (m)			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)
3	0.009302	0.00999	0.01393	0.01304
2	0.007211	0.008134	0.01186	0.01110
1	0.00392	0.004986	0.00795	0.00752

En la tabla y la figura se observa que en todos los pisos los desplazamientos aumentan en ambas direcciones cuando se considera junta sísmica.

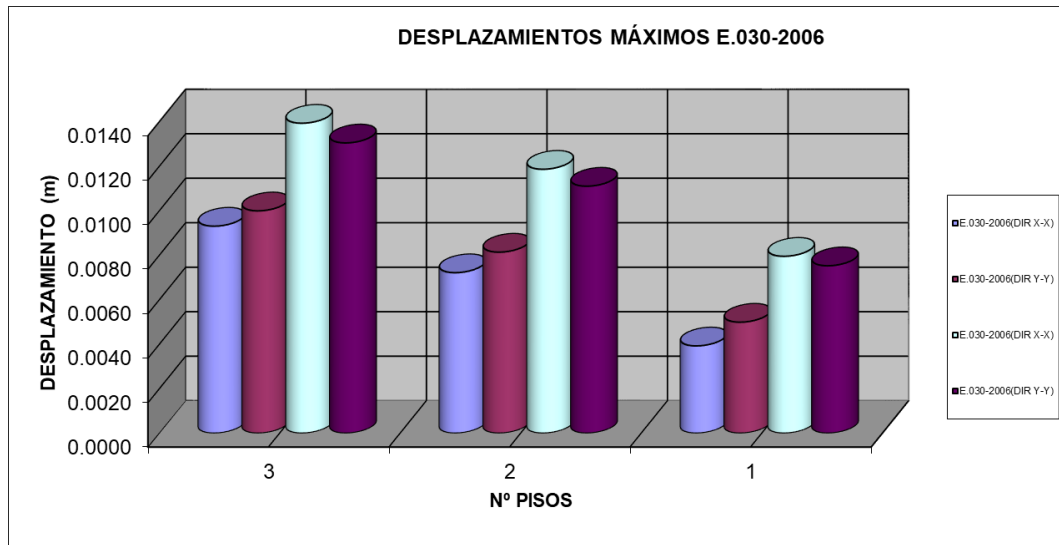


Figura 76: Desplazamientos Máximos en el Centro de masa E.030-2006

4.2.2.2. Derivas Máximas (m)

Tabla N° 55: Derivas Máximas de entrepiso Norma E.030-2006.

Nº PISOS	DERIVAS MÁXIMAS E.030-2006 (m)			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)
3	0.00502	0.00445	0.00497	0.00467
2	0.00790	0.00756	0.00939	0.00858
1	0.00672	0.00855	0.01363	0.01289

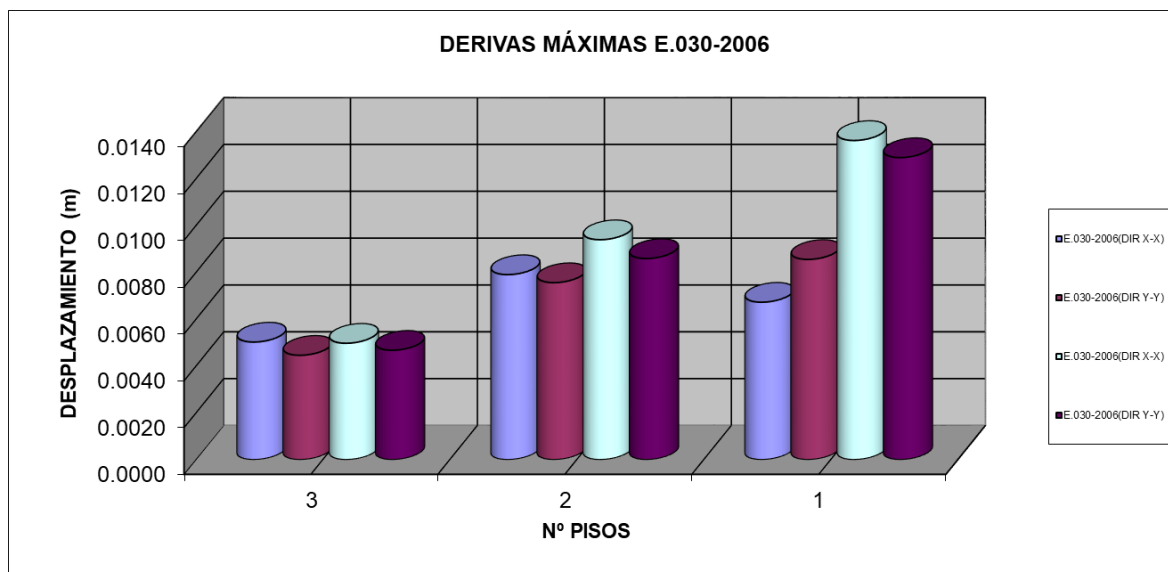


Figura 77: Derivas Máximas de entrepiso E.030-2006

De los resultados se observa que el modelo sin considerar una sísmica cumple con las derivas máximas permitidas porque no superan a 0.007, los modelos dinámicos que más se acercan al límite permisible son los modelos de con junta sísmica en el primer nivel, esto demuestra la irregularidad que existe en la estructura, ya que a medida que aumenta los niveles se va reduciendo las máximas permitidas.

4.2.2.3. Fuerzas Internas

Tabla N° 56: Fuerza Axial Máxima en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2006.

Nº PISOS	FUERZAS AXIAL MÁXIMA EN COLUMNAS E.030-2006			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)
1er piso	37.9158	28.2079	10.3607	8.6101
2do piso	14.4942	10.0181	4.0669	3.6590
3er piso	3.6556	3.0472	1.1012	0.9442

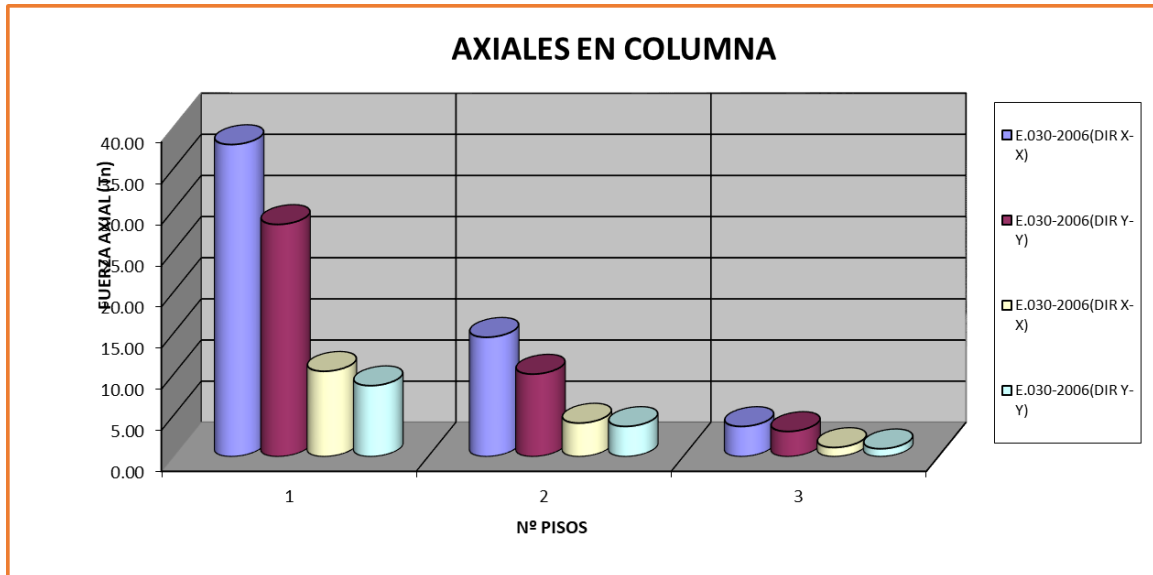


Figura 78: Fuerzas Axiales Máximas en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2006

Las fuerzas axiales máximas en las columnas son mayores cuando se tiene un modelo sin junta sísmica, cabe mencionar que, a medida que aumenta los niveles las fuerzas axiales disminuyen.

Tabla N° 57: Fuerza Cortante Máxima en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2006.

Nº PISOS	FUERZA CORTANTE MÁXIMA EN COLUMNAS E.030-2006			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)
1er piso	7.8398	13.4925	3.9848	4.4210
2do piso	2.7378	4.4411	3.8816	4.3547
3er piso	2.0368	2.8330	1.8671	2.1675

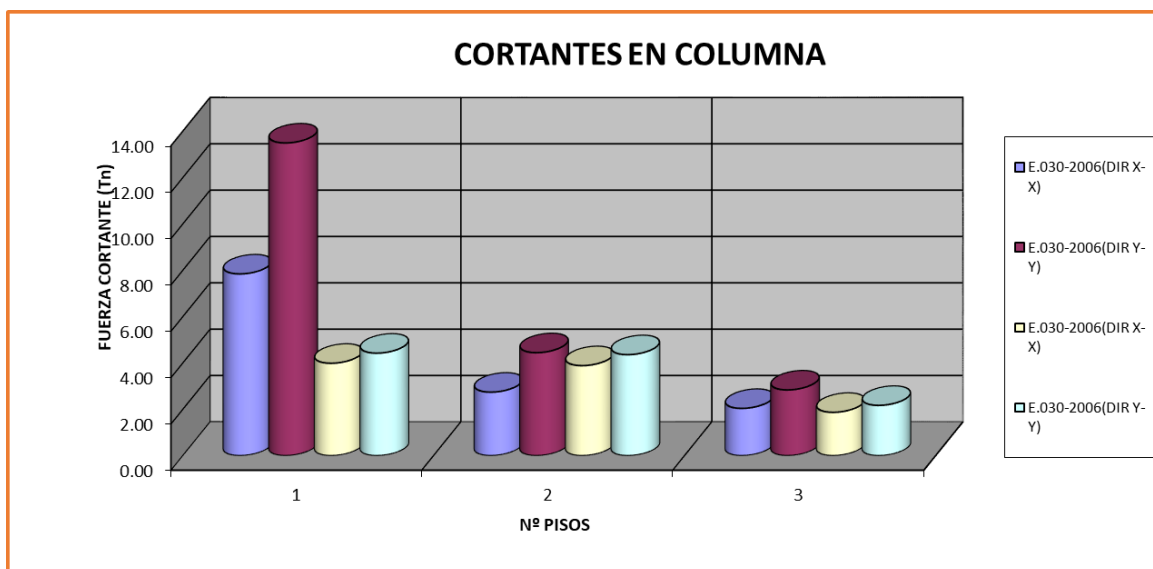


Figura 79: Fuerzas Cortantes Máximas en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2006

Las fuerzas cortantes máximas en las columnas son mayores en la dirección Y, cuando se tiene un modelo sin junta sísmica, cabe mencionar que, a medida que aumenta los niveles las fuerzas axiales disminuyen, los resultados con junta sísmica presentan valores menores que sin junta sísmica, esto demuestra un mejor comportamiento.

Tabla N° 58: Momento Flector Máximo en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) Norma E.030-2006.

Nº PISOS	MOMENTO FLECTOR MÁXIMO EN COLUMNAS E.030-2006			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)
1er piso	4.3346	7.5003	7.2067	8.2534
2do piso	2.8522	3.4719	4.2955	4.8263
3er piso	1.4861	1.8089	1.8206	2.2497

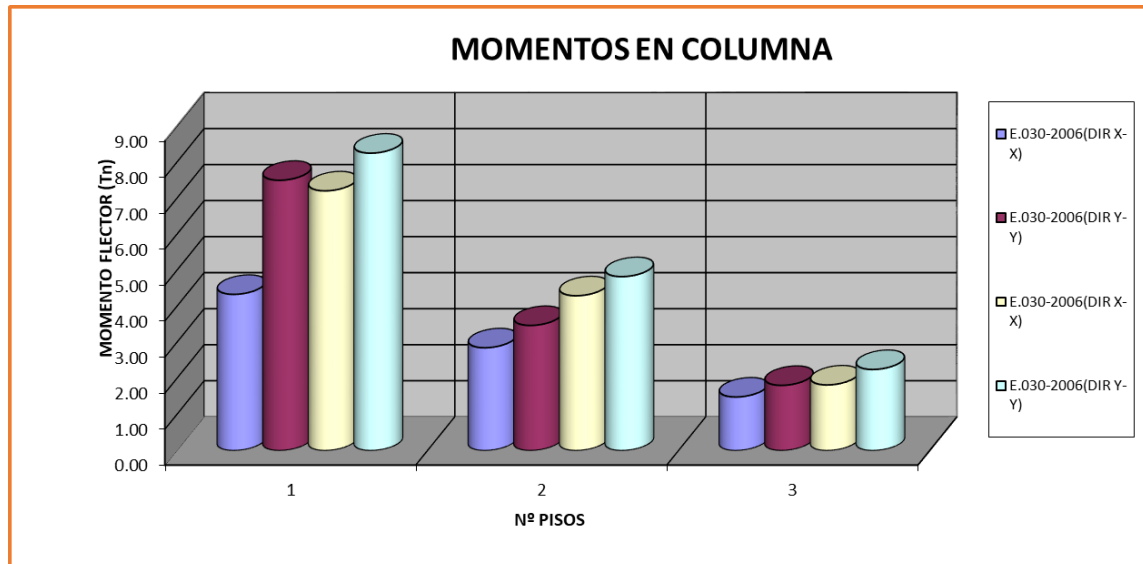


Figura 80: Momentos Flectores Máximos en la columna C-16 (Sin junta) y C-14 (Con junta) E.030-2006

El momento flector máximo en la columna no presenta mucha diferencia tanto si consideramos junta sísmica o un modelo integrado (sin junta sísmica), esto debido a que las fuerzas internas no dependen de la masa global de la estructura sino depende de la rigidez local de cada elemento, sin embargo, el modelo con junta sísmica presenta resultados más conservadores tanto en la dirección X como en la dirección Y.

Tabla N° 59: Fuerza Cortante Máxima en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) Norma E.030-2006.

Nº PISOS	FUERZA CORTANTE MÁXIMA EN VIGAS E.030-2016			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)
1er piso	9.0618	8.7391	8.7823	4.5525
2do piso	4.6672	4.9547	5.1080	2.7775
3er piso	1.7728	1.8050	1.2726	0.9667

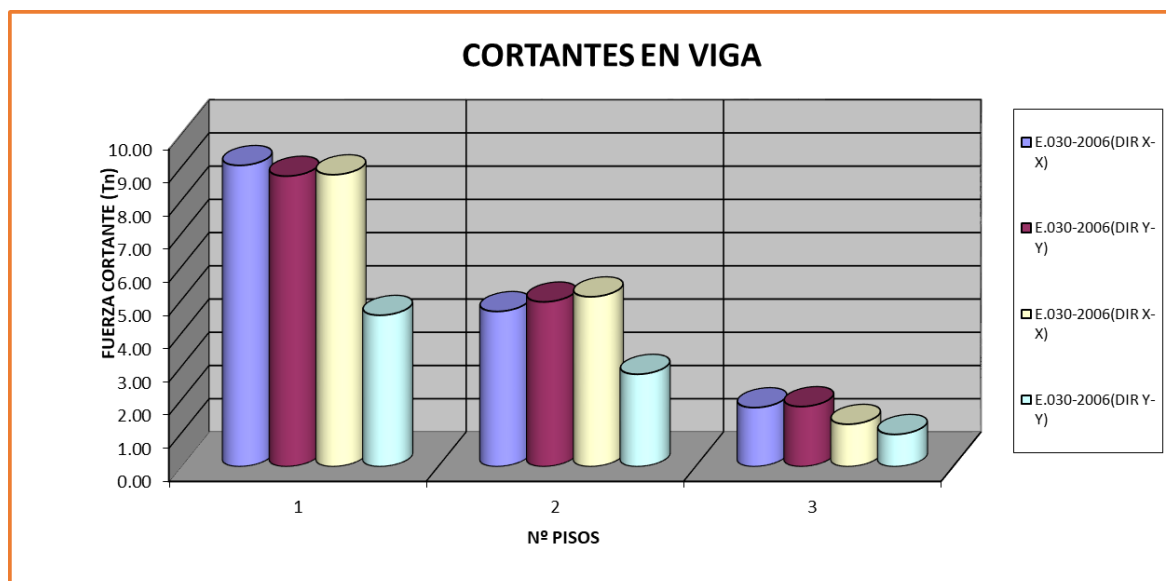


Figura 81: Fuerzas Cortantes Máximas en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2006

La fuerza cortante máxima en las vigas presenta resultados favorables en la dirección X cuando no se considera junta sísmica, esto debido a que cuando se tiene una estructura acoplada hay mayor rigidez en esa dirección, lo que no sucede en la otra dirección, ya que al perder grados de libertad la estructura se considera favorable debido a la reducción de esfuerzos.

Tabla N° 60: Momento Flector Máximo en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) Norma E.030-2006.

Nº PISOS	MOMENTO FLECTOR MÁXIMO EN VIGAS E.030-2006			
	MODELO SIN JUNTA SÍSMICA		MODELO CON JUNTA SÍSMICA	
	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)	E.030-2006(DIR X-X)	E.030-2006(DIR Y-Y)
1er piso	4.4644	4.7963	5.8520	8.1468
2do piso	2.3034	3.2386	3.4900	4.6025
3er piso	1.2585	1.4755	1.4985	1.9984

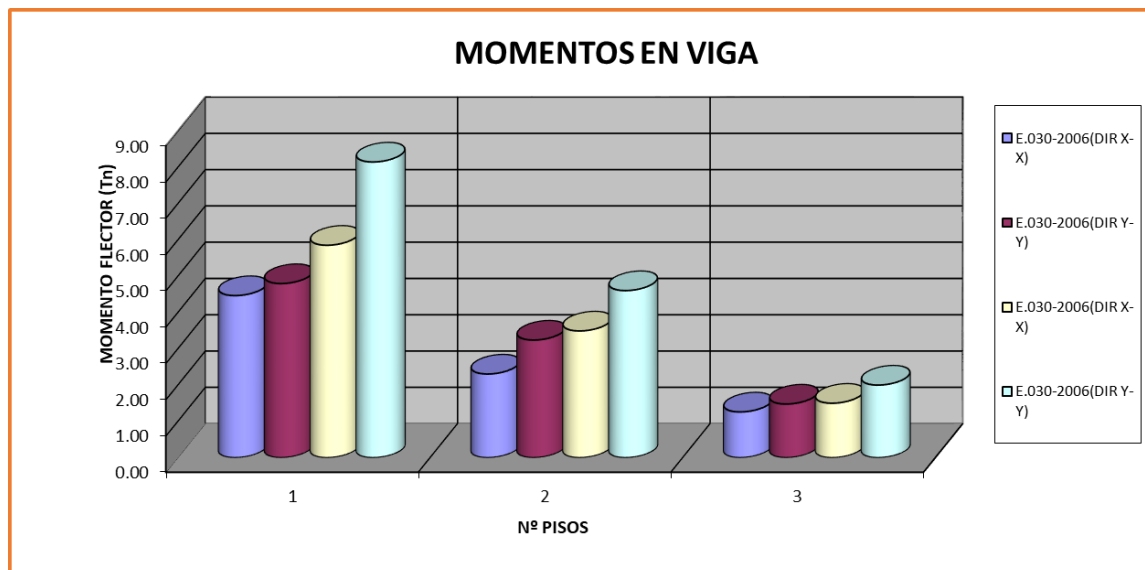


Figura 82: Momentos Flectores Máximas en Viga VP-19(Con junta y Sin junta) E.030-2006

El momento flector máximo en vigas no presenta mucha diferencia tanto si consideramos junta sísmica o un modelo integrado (sin junta sísmica), esto debido a que las fuerzas internas no dependen de la masa global de la estructura sino depende de la rigidez local de cada elemento, sin embargo, el modelo con junta sísmica presenta resultados más conservadores tanto en la dirección X como en la dirección Y.

4.3. Discusión de Resultados.

4.3.1. Sin Junta sísmica

Tabla a): Resultados máximos del análisis estático

RESULTADOS MÁXIMOS ANÁLISIS ESTÁTICO						
NORMA	ASIG. TOTAL	DESPLAZ	DERIVAS	AXIALES	CORTANTES	MOMENTOS
Norma E.030-2016	100%	125.61%	125.02%	128.51%	109.92%	106.49%
Norma E.030-2006	100%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%

Tabla b): Resultados máximos del análisis dinámico

RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO						
NORMA	ASIG. TOTAL	PERIODOS	DERIVAS	AXIALES	CORTANTES	MOMENTOS
Norma E.030-2016	100%	122.18%	113.43%	100.00%	100.00%	100.00%
Norma E.030-2006	100%	100.00%	100.00%	119.29%	114.65%	122.34%

4.3.2. Con Junta sísmica

Tabla a): Resultados máximos del análisis estático

RESULTADOS MÁXIMOS ANÁLISIS ESTÁTICO						
NORMA	ASIG. TOTAL	DESPLAZ	DERIVAS	AXIALES	CORTANTES	MOMENTOS
Norma E.030-2016	100%	120.21%	125.02%	100.00%	145.02%	130.11%
Norma E.030-2006	100%	100.00%	100.00%	130.11%	100.00%	100.00%

Tabla b): Resultados máximos del análisis dinámico

RESULTADOS ANÁLISIS DINÁMICO						
NORMA	ASIG. TOTAL	PERIODOS	DERIVAS	AXIALES	CORTANTES	MOMENTOS
Norma E.030-2016	100%	122.18%	100.00%	100.00%	163.06%	132.43%
Norma E.030-2006	100%	100.00%	150.15%	124.06%	100.00%	100.00%

Según se muestra en las tablas 4.3.2. a) y b) considerando Junta sísmica y las tablas 4.3.1. a) y b) en la edificación analizada. Para el sismo XX, el espectro de pseudo aceleraciones con los valores proporcionados por la norma actualizada E-030-2016 en comparación con la norma E-030-2006 tienden a ser mayor debido al factor de zonificación sísmica con la actual norma $Z=0.35$ respecto al factor de aceleración para la norma E-030-2006 $Z=0.30$, exigiendo así más al diseño de la edificación volviéndolo más resistente.

Debido a la exigencia de la actual norma (E-030-2016) para el diseño de la edificación irregular los desplazamientos relativos serán multiplicados por “R” (coeficiente de reducción), es por ello que para cumplir con el límite de la relación del desplazamiento relativo máximo y la altura de entrepiso que indica la norma de 0.007 para el concreto armado.

Para la comparación de los resultados de las fuerzas internas o esfuerzos con las Normas E.030-2016 y la Norma E.030-2006, se han considerado dos elementos estructurales (columna, viga), estos no son una muestra probabilística sino una muestra por conveniencia, ya que en esta muestra se presentan los máximos valores de las fuerzas internas, consecuentemente son los más representativos.

Habiendo cumplido con los objetivos planteados en la investigación, es decir, realizar el análisis sísmico de una edificación (SIN JUNTA SÍSMICA) como se muestra en las tablas 4.3.1 a) y b) se concluye que:

- El análisis sísmico de una edificación aplicando la comparación de las normas E-030-2006 y 2016 en la ciudad de Cajamarca, influye significativamente en la resistencia de la edificación, debido a la diferencia de los parámetros sísmicos para las aceleraciones pseudoespectrales que determinan cuan resistente tiene que ser la edificación a partir del coeficiente de reducción respecto a la irregularidad en planta para obtener las distorsiones relativas inelásticas.

- El periodo de la primera forma de vibración libre, considerando la Norma E.030-2016 aumenta hasta un 22.18% comparado con los resultados de la Norma E.030-2006.
- La frecuencia de la primera forma de vibración libre, considerando la Norma E.030-2016 disminuye en 15.27% comparado con la Norma E.030-2006.

Del análisis sísmico estático calculado según la Norma Peruana E.030-2016 se concluye que al compararlo con la Norma E.030-2006:

- Los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje X aumenta hasta un 25.61% y en el eje Y hasta un 23.67%.
- Las fuerzas axiales máximas de la columna disminuyen hasta un 43.47%; el incremento de las fuerzas cortantes máximas hasta un 27,0% y un incremento de los momentos flectores máximos hasta un 33.69%.
- Las fuerzas cortantes máximas de la viga disminuyen hasta un 5.23% y un incremento de los momentos flectores máximos hasta un 7.25%.

Del análisis sísmico dinámico calculado según la Norma Peruana E.030-2016 se concluye que al compararlo con la Norma E.030-2006:

- Los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje X incrementan hasta un 13.43% y en el eje Y hasta un 13.34%.
- Las fuerzas axiales máximas de la columna disminuyen hasta un 19.29%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta un 14.65% y la disminución de los momentos flectores máximos hasta un 22.34%.
- Las fuerzas cortantes máximas de la viga disminuyen hasta un 28.57% y la disminución de los momentos flectores máximos hasta un 26.13%.

De la comparación de un modelo con junta sísmica como se muestra en las tablas 4.3.2 a) y b) y un modelo sin junta según la Norma Peruana E.030-2016 comparándola con la Norma E.030-2006 se concluye que:

- Según el análisis sísmico estático con la norma E.030-2016, los desplazamientos y derivas presentan variaciones mayores entre un 20.21% y 25.02% cuando se modela a la estructura con junta sísmica, cabe mencionar que, la variación los desplazamientos laterales se calcularán para las estructuras irregulares multiplicando por “R” (coeficiente de reducción) debido a que presenta irregularidad torsional y esquinas entrantes.

- Según el análisis sísmico estático con la norma E.030-2016, las fuerzas internas presentan variaciones menores entre un 60.21% y 75.02% cuando se modela a la estructura con junta sísmica, cabe mencionar que, dicha diferencia se debe a la pérdida de rigidez debido a la incorporación de la junta sísmica. Sin embargo, en el caso de las vigas dicha variación cuando se realiza un modelo sin junta sísmica, presenta resultados mayores, una variación porcentual de 31.83% y 42.83%, esto significa que, para este caso el diseño resultaría más conservador.
- Según el análisis sísmico estático con la norma E.030-2006, los desplazamientos y derivas presentan variaciones mayores entre un 30.11% y 45.02% cuando se modela a la estructura con junta sísmica, cabe mencionar que, la variación los desplazamientos laterales se calcularán para las estructuras irregulares multiplicando por “R” (coeficiente de reducción) debido a que presenta irregularidad torsional y esquinas entrantes.
- Según el análisis sísmico estático con la norma E.030-2006, las fuerzas internas presentan variaciones menores entre un 40.21% y 55.02% cuando se modela a la estructura con junta sísmica, cabe mencionar que, dicha diferencia se debe a la pérdida de rigidez debido a la incorporación de la junta sísmica. Sin embargo, en el caso de las vigas dicha variación cuando se realiza un modelo sin junta sísmica, presenta resultados mayores, una variación porcentual de 31.43% y 41.43%, esto significa que, para este caso el diseño resultaría más conservador.
- Según el análisis sísmico dinámico espectral con la norma E.030-2016, los desplazamientos y derivas presentan variaciones mayores entre un 31.01% y 35.07% cuando se modela a la estructura con junta sísmica, cabe mencionar que, la variación los desplazamientos laterales se calcularán para las estructuras irregulares multiplicando por “R” (coeficiente de reducción) debido a que presenta irregularidad torsional y esquinas entrantes.
- Según el análisis sísmico dinámico espectral con la norma E.030-2016, las fuerzas internas presentan variaciones menores entre un 50.15% y 63.06% cuando se modela a la estructura con junta sísmica, cabe mencionar que, dicha diferencia se debe a la pérdida de rigidez debido a la incorporación de la junta sísmica. Sin embargo, en el caso de las vigas dicha variación cuando se realiza un modelo sin junta sísmica, presenta resultados mayores, una variación porcentual de 21.63% y 32.43%, esto significa que, para este caso el diseño resultaría más conservador.
- Según el análisis sísmico dinámico espectral con la norma E.030-2006, los desplazamientos y derivas presentan variaciones mayores entre un 37.11% y 42.06%

cuando se modela a la estructura con junta sísmica, cabe mencionar que, la variación los desplazamientos laterales se calcularán para las estructuras irregulares multiplicando por “R”.

- Según el análisis sísmico dinámico espectral con la norma E.030-2006, las fuerzas internas presentan variaciones menores entre un 38.71% y 47.02% cuando se modela a la estructura con junta sísmica, cabe mencionar que, dicha diferencia se debe a la pérdida de rigidez debido a la incorporación de la junta sísmica.
- Los periodos de vibración cuando se realiza una comparación de normas para un modelo sin junta sísmica resultan valores equivalentes, sin embargo, cuando se analiza a la estructura de manera aislada (con junta sísmica) presenta una variación entre 5.5% y 8.5% entre normas, dichos valores resultan ser mayores para la norma E.030-2006.

Los resultados a nivel de derivas de entrepiso y centros de masa en un edificio respecto las normas E-030 2006 y E-030 2016 del edificio en la ciudad de Cajamarca varían en 33% por cada piso, debido a que el factor para determinar las derivas de entrepiso para la E-030-2016 resulta ser el valor R y para la norma E-030-2006 viene a ser 0.75R.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones.

Habiendo cumplido con los objetivos planteados en la investigación, es decir, realizar el análisis sísmico de una edificación irregular se concluye que:

1. Se concluye que en el análisis sísmico aplicando la norma E.030-2016 en una edificación ubicada en la ciudad de Cajamarca, influye significativamente en la resistencia de la edificación en comparación con la norma E.030-2006, esto debido a la diferencia de los parámetros sísmicos para un análisis dinámico espectral y estático, el cual se determina en función del cortante basal e irregularidad estructural. Una estructura tiene un mejor comportamiento sísmico cuando su configuración es regular ya que, las distorsiones relativas inelásticas están en función del factor de reducción, como ha sido el caso de la muestra estudiada.
2. En el análisis estructural de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en la ciudad de Cajamarca no presenta un mejor comportamiento para la E-030-2016, siendo 16.1% más desfavorable que la E-030-2006, debido a la irregularidad por torsión y a las distorsiones de entrepiso.
3. Debido a la variación de fuerzas internas, va a repercutir en las cuantías de acero del edificio diseñado respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en la provincia de Cajamarca varían en -14.3% para vigas, y 18.4% para columnas.
4. Los resultados a nivel de derivas de entrepiso y centros de masa en un edificio respecto las normas E-030 2006 y E-030 2016 del edificio en la ciudad de Cajamarca varían en 33% por cada piso, debido a que el factor para determinar las derivas de entrepiso para la E-030-2016 resulta ser el valor R y para la norma E-030-2006 viene a ser $0.75R$.
5. Para el diseño de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en la ciudad de Cajamarca, resulta que la norma actual E-030-2016 es más exigente que la norma E-030-2006 debido al factores de reducción y desplazamiento lateral respecto a la regularidad estructural que hace que incurriere en el rango inelástico.

5.2.Recomendaciones.

Después de estudiar recomendamos que:

- Para analizar cualquier edificación de interés que haya sido diseñado con la norma E-030-2006. aplicando la comparación de las normas E-030 2006-2016 en la ciudad de Cajamarca, para verificar las diferencias de resistencia y ductilidad.
- Cuando se realice el análisis estructural de un edificio respecto a la comparación de las normas E-030 2006-2016 en Cajamarca, evitar la configuración estructural irregular ya que la condición de desplazamiento lateral hace que sea más caro con la norma E-030-2016.
- Se recomienda reestructurar la edificación en bloques regulares para que a nivel de derivas de entrepiso y centros de masa respecto a la comparación de las normas E-030 2006 y E-030 2016 del edificio en la ciudad de Cajamarca disminuyan, debido a que el factor para determinar las derivas de entrepiso de estructuras regulares para la E-030-2016 para estructuras regulares resulta ser el valor $0.75 \cdot R$.
- Se recomienda utilizar la norma E.030-2016, por las siguientes razones:
 - a) Al crearse una zona más (4 zonas) conlleva a una mayor precisión en la clasificación de zonas, por ende, un diseño más conservador, ya que el cortante basal resultaría mayor.
 - b) El factor S ya no depende solo del suelo, sino también de la zona.
 - c) Los resultados tanto de los desplazamientos como de las fuerzas internas resultan mayores en algunos casos, esto conlleva a que, el diseño resulte favorable a la estructura, dándole mayor rigidez y resistencia.
 - d) Finalmente, para edificaciones irregulares la presente norma resultaría mucho más adecuada, debido a que, los factores de irregularidades tanto en planta como en altura varían para cada tipo de irregularidad, esto trae consigo un diseño más preciso.
- Se recomienda el uso y aplicación de los modelos dinámicos para el cálculo de estructuras, ya que según los resultados obtenidos en dicha investigación muestran una mayor confiabilidad en el análisis sísmico.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- **NORMA TÉCNICA E.030-2016.** Decreto supremo que modifica la norma técnica e.030 "diseño sismorresistente" del reglamento nacional de edificaciones, aprobada por decreto supremo n° 011-2006-vivienda, modificada con decreto supremo n° 002-2014-vivienda.
- **SENCICO (2003).** Norma Técnica de Edificación NTE-E030 Diseño Sismorresistente. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la industria de la construcción, Lima.
- **NORMA TÉCNICA PERUANA E 060 CONCRETO ARMADO.**
- **BLANCO, Antonio. (2007)** Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima: Capítulo de Ingeniería Civil.
- **MORALES, Roberto. (2006)** Diseño en concreto armado. Lima: ICG.
- **COMITÉ ACI 318.** *Requisitos de Reglamentos Para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentarios (ACI 318SR-05), Capítulo Peruano ACI.* Lima: Comité ACI 318, 2005.
- **ALVA, J. y Castillo, J. (1994).** Peligro Sísmico en el Perú. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima.
- **PIQUE DEL POZO J – SCALETTI FARINA H (1991)** Análisis Sísmicos de Edificios – 1ra ed Octubre (1991) Editorial Colegio de Ingenieros del Perú.
- **SAN BARTOLOME A. Y SILVA W. (2011),** diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistente de Albañilería Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- **GOYTIA y VILLANUEVA (2001)** Ingeniería Antisísmica.
- **VARIOS AUTORES. (2014)** Diseño Estructural Sismorresistente – 4ta ed Mayo (2014) Fondo Editorial ICG.

ANEXOS

1. Tabla 1: Predimensionamiento de vigas

GENERAL (ESTRUCTURACION)									
EJE X-X	LUZ LIBRE Ln(m)	H(cm)=Ln/12 H(cm)=Ln/14	$h = \frac{L_n}{\left(\frac{4}{\sqrt{W_u}}\right)}$	b(cm)=h/2	b (cm) (criterio rigideces)	H (cm) (calculad o)	b x H	Verifica	Secciones Optadas para el analisis
EJE X-X									
VS-1	4.71	33.64	37.97	16.82	30	40	1200.00	OK !!!	30x40
VS-2	3.97	28.36	32.01	14.18	30	35	1050.00	OK !!!	30x35
VS-3	4.56	32.57	36.76	16.29	30	40	1200.00	OK !!!	30x40
VS-4	2.87	20.50	23.14	10.25	30	25	750.00	OK !!!	30x25
VS-5	4.26	30.43	34.35	15.21	30	35	1050.00	OK !!!	30x35
VS-6	3.83	27.36	30.88	13.68	30	35	1050.00	OK !!!	30x35
VS-7	3.00	21.43	24.19	10.71	30	25	750.00	OK !!!	30x25
VS-8	1.52	10.86	12.25	5.43	30	20	600.00	OK !!!	30x20
VS-12	5.29	33.06	42.65	16.53	25	45	1125.00	OK !!!	25x45
EJE Y-Y									
VP-4	3.24	27.00	26.12	13.50	25	30	750.00	OK !!!	25x30
VP-14	2.90	24.17	23.38	12.08	30	25	750.00	OK !!!	30x25
VP-5	3.27	27.25	26.36	13.63	25	30	750.00	OK !!!	25x30
VIGAS INCLINADAS									
VP-1	5.74	47.83	46.28	23.92	30	50	1500.00	OK !!!	30x50
VP-2	4.48	37.33	36.12	18.67	30	40	1200.00	OK !!!	30x40
VP-3	3.33	27.75	26.85	13.88	30	30	900.00	OK !!!	30x30
VP-6	3.69	30.75	29.75	15.38	30	35	1050.00	OK !!!	30x35
VP-7	4.54	37.83	36.60	18.92	30	40	1200.00	OK !!!	30x40
VP-8	5.21	43.42	42.00	21.71	30	45	1350.00	OK !!!	30x45
VP-9	3.77	31.42	30.39	15.71	30	35	1050.00	OK !!!	30x35
VP-10	4.24	35.33	34.18	17.67	30	40	1200.00	OK !!!	30x40
VP-11	4.56	38.00	36.76	19.00	30	40	1200.00	OK !!!	30x40
VP-12	3.76	31.33	30.31	15.67	30	35	1050.00	OK !!!	30x35
VP-13	3.14	26.17	25.32	13.08	30	30	900.00	OK !!!	30x30
VP-15	2.81	23.42	22.65	11.71	30	25	750.00	OK !!!	30x25
VP-16	5.02	41.83	40.47	20.92	30	45	1350.00	OK !!!	30x45
VP-17	3.46	28.83	27.90	14.42	30	30	900.00	OK !!!	30x30
VP-18	3.46	28.83	27.90	14.42	30	30	900.00	OK !!!	30x30
VP-19	3.42	28.50	27.57	14.25	30	30	900.00	OK !!!	30x30
VP-20	3.42	28.50	27.57	14.25	30	30	900.00	OK !!!	30x30
VP-21	2.56	21.33	20.64	10.67	30	25	750.00	OK !!!	30x25
VS-9	3.13	22.36	25.23	11.18	30	30	900.00	OK !!!	30x30
VS-10	3.51	25.07	28.30	12.54	30	30	900.00	OK !!!	30x30
VS-11	4.49	28.06	36.20	14.03	30	40	1200.00	OK !!!	30x40
VS-13	3.43	22.87	27.65	11.43	30	30	900.00	OK !!!	30x30
VS-14	2.92	20.86	23.54	10.43	30	25	750.00	OK !!!	30x25
VS-15	4.06	29.00	32.73	14.50	30	35	1050.00	OK !!!	30x35
VS-16	3.50	25.00	28.22	12.50	30	30	900.00	OK !!!	30x30
VS-17	2.53	18.07	20.40	9.04	30	25	750.00	OK !!!	30x25
VS-18	4.06	29.00	32.73	14.50	30	35	1050.00	OK !!!	30x35
VS-19	4.37	27.31	35.23	13.66	30	40	1200.00	OK !!!	30x40
VS-20	4.10	29.29	33.06	14.64	30	35	1050.00	OK !!!	30x35
VS-21	3.47	24.79	27.98	12.39	30	30	900.00	OK !!!	30x30
VS-22	4.06	29.00	32.73	14.50	30	35	1050.00	OK !!!	30x35
VS-23	4.76	34.00	38.38	17.00	30	40	1200.00	OK !!!	30x40
VS-24	4.06	29.00	32.73	14.50	30	35	1050.00	OK !!!	30x35

2. Tabla 2: Resumen de secciones de columnas por gravedad

Tipo de columna	Área tributaria	γ_t	n	Pg	b x D	si b=D (cm)	b (cm) (mínimo)	D (cm) (calculado)	b x D	Verifica	Tipos	
C1	Esquinera	3.84	1.50	0.20	22743.60	812.27	28.50	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C2	Lateral	7.51	1.25	0.25	23406.75	557.30	23.61	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C3	Lateral	7.25	1.25	0.25	22596.40	538.01	23.20	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C4	Lateral	6.15	1.25	0.25	19167.98	456.38	21.36	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C5	Lateral	6.35	1.25	0.25	20780.12	494.76	22.24	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C6	Lateral	8.02	1.25	0.25	26245.13	624.88	25.00	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C7	Lateral	7.37	1.25	0.25	22970.41	546.91	23.39	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C8	Lateral	6.10	1.25	0.25	19012.14	452.67	21.28	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C9	Esquinera	4.62	1.50	0.20	13368.99	477.46	21.85	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C10	Esquinera	3.79	1.50	0.20	11812.46	421.87	20.54	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C11	Lateral	7.68	1.25	0.25	23936.60	569.92	23.87	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C12	Interior	14.86	1.10	0.25	43000.68	900.97	30.02	30	35	1050.00	OK !!!	30x35
C13	Interior	14.38	1.10	0.25	41611.69	871.86	29.53	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C14	Interior	10.77	1.10	0.25	31165.36	652.99	25.55	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C15	Esquinera	6.95	1.50	0.20	20111.35	718.26	26.80	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C16	Interior	11.51	1.10	0.25	35873.73	751.64	27.42	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C17	Interior	13.96	1.10	0.25	40396.33	846.40	29.09	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C18	Lateral	8.81	1.25	0.25	25493.67	606.99	24.64	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C19	Lateral	8.42	1.25	0.25	24365.12	580.12	24.09	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C20	Interior	9.97	1.10	0.25	31073.94	651.07	25.52	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C21	Esquinera	3.15	1.50	0.20	10308.25	368.15	19.19	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C22	Lateral	5.05	1.25	0.25	15739.56	374.75	19.36	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C23	Lateral	3.96	1.25	0.25	12342.31	293.86	17.14	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C24	Lateral	5.32	1.25	0.25	16581.08	394.79	19.87	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C25	Interior	10.82	1.10	0.25	33723.18	706.58	26.58	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C26	Lateral	6.95	1.25	0.25	22743.60	541.51	23.27	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C27	Lateral	8.46	1.25	0.25	27685.02	659.17	25.67	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C28	Lateral	8.04	1.25	0.25	26310.58	626.44	25.03	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C29	Lateral	5.39	1.25	0.25	17638.56	419.97	20.49	30	25	750.00	OK !!!	30x25
C30	Esquinera	1.29	1.50	0.20	4221.47	150.77	12.28	30	25	750.00	OK !!!	30x25

3. Predimensionamiento de columnas considerando cortante basal en la base.

DATOS	
ALTURA DEL PRIMER NIVEL (m)	3.5 m
Nro de Columnas	30
Resistencia del Concreto	210 kg/cm ²
Distorsion Permissible	0.007 m
Modulo de Elasticidad del Concreto	2.17E+05

CORTANTE POR SISMO	
$V_s = ZUCS \times Pe$	
$V_s =$	0.6784 Pe
$Pe = PU \times \text{Area Trib}$	

Tabla 3: Resumen de secciones de columnas considerando cortante basal

Tipo de columna	Area tributaria	Vs (Kg)	b x D	SI b=D (cm)	b (cm) (mínimo)	D (cm) (calculado)	b x D	Verifica	Tipos	
C1	Esquinera	3.84	2.60	5.17	2.27	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C2	Lateral	7.51	5.09	7.23	2.69	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C3	Lateral	7.25	4.92	7.11	2.67	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C4	Lateral	6.15	4.17	6.55	2.56	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C5	Lateral	6.35	4.31	6.65	2.58	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C6	Lateral	8.02	5.44	7.47	2.73	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C7	Lateral	7.37	5.00	7.17	2.68	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C8	Lateral	6.10	4.14	6.52	2.55	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C9	Esquinera	4.62	3.13	5.67	2.38	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C10	Esquinera	3.79	2.57	5.14	2.27	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C11	Lateral	7.68	5.21	7.31	2.70	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C12	Interior	14.86	10.08	10.17	3.19	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C13	Interior	14.38	9.75	10.01	3.16	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C14	Interior	10.77	7.31	8.66	2.94	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C15	Esquinera	6.95	4.71	6.96	2.64	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C16	Interior	11.51	7.81	8.95	2.99	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C17	Interior	13.96	9.47	9.86	3.14	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C18	Lateral	8.81	5.98	7.83	2.80	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C19	Lateral	8.42	5.71	7.66	2.77	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C20	Interior	9.97	6.76	8.33	2.89	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C21	Esquinera	3.15	2.14	4.68	2.16	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C22	Lateral	5.05	3.43	5.93	2.44	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C23	Lateral	3.96	2.69	5.25	2.29	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C24	Lateral	5.32	3.61	6.09	2.47	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C25	Interior	10.82	7.34	8.68	2.95	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C26	Lateral	6.95	4.71	6.96	2.64	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C27	Lateral	8.46	5.74	7.68	2.77	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C28	Lateral	8.04	5.45	7.48	2.74	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C29	Lateral	5.39	3.66	6.13	2.48	30	30	900.00	OK !!!	30x30
C30	Esquinera	1.29	0.88	3.00	1.73	30	30	900.00	OK !!!	30x30

Tabla 4: Resumen de metrado de cargas de losas

Módulo	L (m)	Área (m)	h (m)	N° Veces	Peso(Tn)
<i>Losa1</i>	-	10.27	0.2	1	3.081
<i>Losa2</i>	-	23.45	0.2	1	7.035
<i>Losa3</i>	-	15.98	0.2	1	4.794
<i>Losa4</i>	-	10.90	0.2	1	3.270
<i>Losa5</i>	-	12.06	0.2	1	3.618
<i>Losa6</i>	-	9.55	0.2	1	2.865
<i>Losa7</i>	-	13.53	0.2	1	4.059
<i>Losa8</i>	-	19.06	0.2	1	5.718
<i>Losa9</i>	-	13.50	0.2	1	4.050
<i>Losa10</i>	-	14.77	0.2	1	4.431
<i>Losa11</i>	-	17.38	0.2	1	5.214
<i>Losa12</i>	-	14.25	0.2	1	4.275
<i>Losa13</i>	-	20.02	0.2	1	6.006
<i>Losa14</i>	-	14.04	0.2	1	4.212
<i>Losa15</i>	-	13.90	0.2	1	4.170
<i>Losa16</i>	-	5.19	0.2	1	1.557
				TOTAL	68.355 Tn

Acabados	22.79 Tn
Sobrecarga 1° y 2°	45.57 Tn
Sobrecarga 3°	22.79 Tn
Tabiquería	22.79 Tn

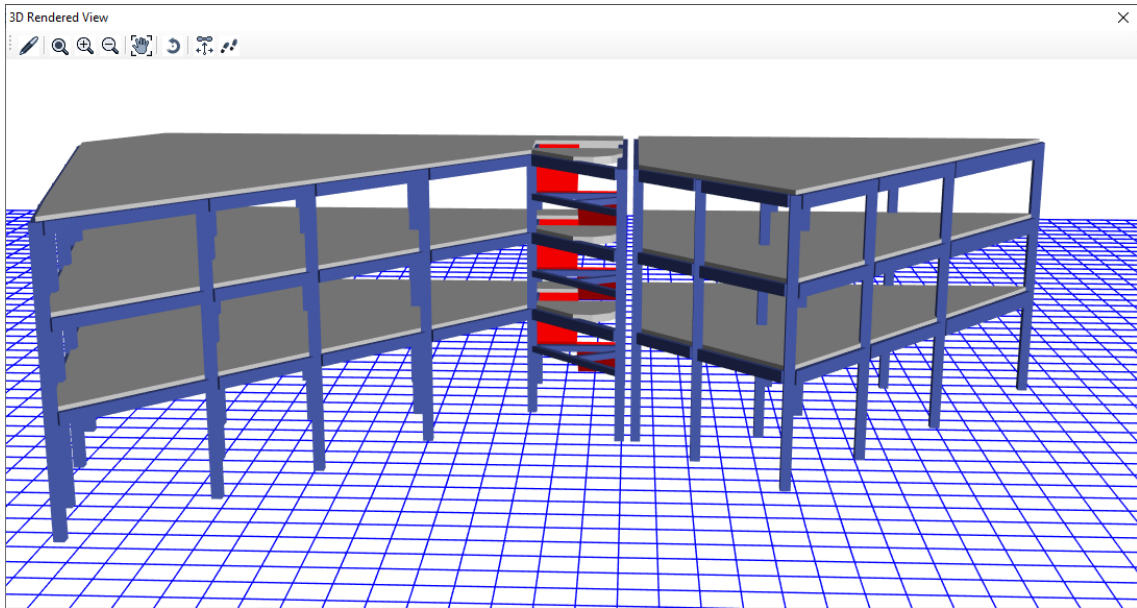


Figura A: Modelamiento de la estructura considerando Junta Sísmica

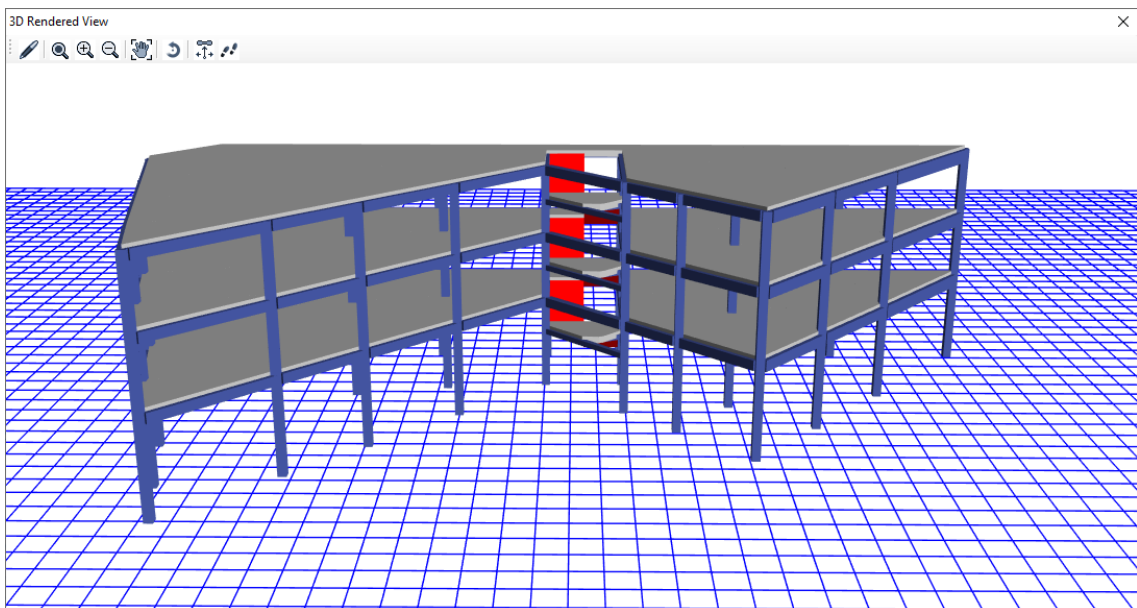


Figura B: Modelamiento de la estructura considerando sin Junta Sísmica

Tabla 5: Resumen de Masas

5.1 MASAS POR DIAFRAGMA

TABLE: RESUMEN DE MASAS POR DIAFRAGMA						
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	Mass Moment of Inertia	X Mass Center	Y Mass Center
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	tonf-m-s ²	m	m
Story3	PISO 3 A	12.6531	12.6531	1162.1854	17.7541	4.7711
Story2	PISO 2 A	14.67223	14.67223	1342.8296	17.7622	4.7588
Story1	PISO 1 A	15.07157	15.07157	1377.3113	17.7476	4.7471

5.2 MASAS POR PISO

TABLE: RESUMEN DE MASAS POR PISO			
Story	UX	UY	UZ
	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m
Story3	13.27116	13.27116	0
Story2	15.34781	15.34781	0
Story1	15.80467	15.80467	0
Base	1.18495	1.18495	0

Tabla 6: Centros de Masas y Rigidez

TABLE: Centers of Mass and Rigidity									
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	m	m	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	m	m
Story1	PISO 1 A	15.07157	15.07157	17.7476	4.7471	15.07157	15.07157	17.7476	4.7471
Story2	PISO 2 A	14.67223	14.67223	17.7622	4.7588	14.67223	14.67223	17.7622	4.7588
Story3	PISO 3 A	12.6531	12.6531	17.7541	4.7711	12.6531	12.6531	17.7541	4.7711

Tabla 7: Rigideces por Piso

TABLE: RIGIDEZ POR PISO							
Story	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X	Shear Y	Drift Y	Stiffness Y
		tonf	m	tonf/m	tonf	m	tonf/m
Story3	Sismo Estático X 1	44.0612	0.002151	20484.869	0	0.000241	0
Story2	Sismo Estático X 1	80.0301	0.003711	21562.771	0	0.000436	0
Story1	Sismo Estático X 1	31.0387	0.004189	7409.428	5.5765	0.001059	5265.612
Story3	Sismo Estático X 2	44.0612	0.002145	20543.953	0	0.000387	0
Story2	Sismo Estático X 2	80.0301	0.003684	21724.327	0	0.000704	0
Story1	Sismo Estático X 2	32.0483	0.004458	7189.379	7.179	0.001533	4681.764
Story3	Sismo Estático X 3	44.0612	0.002182	20195.892	0	0.000087	0
Story2	Sismo Estático X 3	80.0301	0.003739	21403.601	0	0.000195	0
Story1	Sismo Estático X 3	30.0291	0.00392	7659.634	3.974	0.00057	6976.044
Story3	Sismo Estático Y 1	0	0.000046	0	44.0046	0.001943	22646.671
Story2	Sismo Estático Y 1	0	0.000369	0	79.9272	0.003575	22360.195
Story1	Sismo Estático Y 1	5.7517	0.000722	7961.201	45.2852	0.004232	10699.627
Story3	Sismo Estático Y 2	0	0.000189	0	44.0046	0.001626	27058.339
Story2	Sismo Estático Y 2	0	0.000428	0	79.9272	0.002851	28039.583
Story1	Sismo Estático Y 2	7.8004	0.001515	5147.412	48.5371	0.004121	11776.63
Story3	Sismo Estático Y 3	0	0.000202	0	44.0046	0.001823	24132.745
Story2	Sismo Estático Y 3	0	0.000497	0	79.9272	0.003508	22782.289
Story1	Sismo Estático Y 3	3.703	0.00007	0	42.0334	0.004343	9677.641
Story3	Sismo Dinámico X	154.7276	0.007776	19898.27	20.6036	0.00306	6732.494
Story2	Sismo Dinámico X	284.5552	0.013264	21452.746	38.2151	0.005513	6931.509
Story1	Sismo Dinámico X	103.9356	0.015802	6577.474	49.0718	0.011288	4347.177
Story3	Sismo Dinámico Y	20.5668	0.002988	6883.973	155.2168	0.008986	17273.733
Story2	Sismo Dinámico Y	39.1522	0.00525	7457.338	293.7051	0.015404	19066.945
Story1	Sismo Dinámico Y	32.7913	0.009593	3418.373	170.2253	0.023965	7102.952

PLANOS