UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACÁDEMICO DE INGENIERÍA CIVIL

**Evaluación estructural de edificios de uso multifamiliar diseñados
con la norma sismorresistente E.030 1977 utilizando la norma
E.030 2016**

TESIS

para optar el título profesional de Ingeniero Civil,

AUTORES

Rojas Barco, Eugenio Jesús ([0000-0002-0560-0123](#))
Riveros Rodriguez, Milagros Catherine ([0000-0003-2623-0149](#))

ASESOR:

Moreno Sánchez, Javier Daniel ([0000-0003-2132-8171](#))

Lima, 13 de febrero de 2020

DEDICATORIA

A mis padres:

Por su amor incondicional, su entrega y el aliento que, a pesar de las dificultades, me han otorgado en estos hermosos 5 años universitarios.

A mi valentina:

Mi pequeña hermana, quien es mi mayor motivación y fuente de inspiración para cumplir cada sueño que tengo.

Eugenio Jesús Bojas Barco

A mis padres:

Por su apoyo, amor incondicional, y comprensión durante el desarrollo de este trabajo.

A mi hermana:

Gracias por confiar en mí y permitirme ser tu ejemplo a seguir.

Milagros Catherine Riveros Rodríguez

AGRADECIMIENTOS

Al Ing. Javier Moreno Sánchez, por el apoyo y las recomendaciones que nos ha venido transmitiendo en el desarrollo de la presente investigación.

RESUMEN

En la actualidad, en Lima abundan edificaciones en funcionamiento que poseen más de 25 años de antigüedad o exceden su tiempo de vida útil. En tal contexto, el comportamiento de una edificación de uso común construida en aquellos años y bajo criterios sísmicos que tenían pocos antecedentes de movimientos telúricos en comparación a los criterios contemplados en nuestra normativa actual, podría constituir un riesgo latente ante un gran sismo.

El objetivo de este trabajo es realizar una evaluación estructural de 4 edificios multifamiliares diseñados con la norma E.030 de 1977 mediante los criterios dados por la Norma E.030 del 2016 a través de métodos de análisis sísmico lineal estático y dinámico modal-espectral.

Lo primero que se desarrolló para la evaluación estructural fue la recopilación de información de las edificaciones con una antigüedad promedio de 25 años, para luego realizar el modelamiento estructural en el programa ETABS y, posteriormente, realizar el análisis sísmico en los 4 edificios. Seguidamente se verificó el cumplimiento de derivas, las juntas sísmicas mínimas y la resistencia de los elementos estructurales a los esfuerzos obtenidos por el software. Se verificó también la cortante de la edificación y la interacción viga – columna.

Los resultados obtenidos muestran que solo un edificio del total cumple con la deriva permisible de la norma, sin embargo, en 3 de 4 edificios se vuelve considerable la presunta falla de unión viga- columna.

Palabras clave: evaluación; análisis; sísmico; norma

ABSTRACT

Today, in Lima there are buildings in operation of more than 25 years old or exceeding their useful life. In this context, the behavior of a building commonly used built in those years and under seismic criteria that had little history of quakes compared to the criteria in our current legislation, could be a latent risk to an eventual earthquake of great consideration.

The aim of this work is to conduct a structural assessment 4 multifamily buildings designed with the E.030 standard 1977 using the criteria given by the Earthquake Resistant Standard E.030 2016 through static and dynamic methods of nonlinear seismic analysis modal-spectral.

The first thing that was developed for the structural evaluation was the collection of information on the buildings with an average age of 25 years, to then carry out the structural modeling in the ETABS program and, subsequently, perform the seismic analysis in the 4 buildings, which have a dual structural system of reinforced concrete. Next, compliance with drifts, minimum seismic joints and the resistance of the structural elements to the efforts obtained by the software were verified. The shear of the building and the beam - column interaction were also verified.

The results show that only the total building meets the allowable derived from standard E.030 2016; however, on 3 of 4 buildings becomes considerably the alleged failure of beam-column joint.

Keywords: evaluation; analysis; seismic; rule

CONTENIDO

RESUMEN.....	IV
ABSTRACT	V
LISTA DE FIGURAS	IX
LISTA DE TABLAS	XIII
INTRODUCCION	XVI
1. CAPITULO 1: GENERALIDADES	1
1.1 Antecedentes.	1
1.2 Problemática.....	3
1.3 Hipótesis	5
1.4 Objetivos	5
1.4.1 Objetivo General	5
1.4.2 Objetivos Específicos	5
1.5 Justificación	6
1.6 Delimitación	7
1.7 Alcance	7
2. CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO	9
2.1 Breve análisis histórico de la normativa sismorresistente en el Perú....	9
2.2 Peligro sísmico en Perú.....	17
2.2.1 Sismo tectónica del Perú y geodinámica regional.	18
2.2.2 Sismicidad	19
2.2.3 Evaluación del Peligro Sísmico	24
2.3 Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones peruanas.	25
2.4 Análisis sísmico basado en métodos lineales.....	30
2.4.1 Análisis sísmico estático.....	32
2.4.2 Análisis sísmico dinámico modal – espectral	34
2.5 . Normativas sismorresistentes.....	36
2.5.1 Norma sismorresistente E.030 de 2016.....	36
2.5.2 Norma sismorresistente E.030 de 1977.....	49
3. CAPITULO 3: DESCRIPCION DE LOS PROYECTOS.....	53
3.1. Generalidades de los proyectos.	53
3.2. Modelo de cargas adoptado en la evaluación	61

3.2.1.	Consideraciones generales.....	61
3.2.2.	Descripción de los modelos de cargas de cada proyecto.	64
3.3.	Características estructurales.....	68
3.3.1.	Características estructurales de las edificaciones.	68
3.3.2.	Características geométricas y mecánicas de los elementos estructurales.....	82
3.4.	Características del terreno y consideraciones de cimentación.....	89
4.	CAPITULO 4: ANALISIS ESTRUCTURAL	92
4.1.	Análisis Sismorresistente	92
4.1.1.	Parámetros de peligro sísmico.	92
4.1.2.	Caracterización del edificio:.....	93
4.1.3.	Análisis Estático y Dinámico.....	100
4.2.	Características dinámicas de las estructuras.....	105
4.2.1.	Periodos y masas participativas.....	105
4.2.2.	Derivas y desplazamientos.....	109
4.2.3.	Cortante mínima en la base y fuerzas internas.	116
5.	CAPITULO 5: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL.....	119
5.1.	Verificación de criterios de diseño estructural.	119
5.1.1.	Verificación de vigas	121
5.1.2.	Verificación de columnas.....	139
5.2.	Verificación de la cortante de la edificación	150
5.2.1.	Edificios Santa Teresa.....	151
5.2.2.	Edificio Palmar.....	152
5.2.3.	Edificio Normandie.	152
5.2.4.	Edificio Martri.....	153
5.3.	Evaluación de derivas, desplazamientos y juntas.....	153
5.4.	Evaluación de nudos unión viga - columna.....	159
5.4.1.	Edificios Santa Teresa.....	160
5.4.2.	Edificios Palmar	160
5.4.3.	Edificios Normandie.....	161
5.4.4.	Edificios Martri.	162
	CAPITULO 6: CONCLUSIONES DE LA INVESTIGACION	163
	CAPITULO 7: RECOMENDACIONES DE LA INVESTIGACION	169

7.1. Recomendaciones de los resultados.....	169
7.2. Recomendaciones de la metodología.....	171
BIBLIOGRAFIA.....	169
ANEXOS.....	175
ANEXO 01: Verificación de momentos flectores en vigas.	175
ANEXO 02: Verificación de Cortantes en vigas.	190
ANEXO 03: Verificación por Flexo comprensión en columnas.	196
ANEXO 04: Verificación de cortantes en Columnas.	201

INDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. Ley de evolución de los costos en un proyecto de construcción, ley de Sitter. Gráfico de tiempo versus costo relativos.....	7
Figura 2-1. Portada Boletín Ingeniería Antisísmica 1968.....	10
Figura 2-2. Zonificación sísmica del 1968.....	10
Figura 2-3. Zonas sísmicas según norma E.030 1970.....	11
Figura 2-4. Zonas sísmicas según norma E.030 1977.....	12
Figura 2-5. Fenómeno de columna corta.....	13
Figura 2-6. Zonas sísmicas según norma E.030 1997.....	14
Figura 2-7. Principales rasgos tectónicos superficiales presentes en el Perú y en el borde occidental de Perú. AM, falla Moyobamba; CB, falla Cordillera Blanca; SA, falla Satipo; HU, falla Huaytapallana; AY, falla Ayacucho; TM, falla Tambomachay; IP, falla Incahuasi.....	19
Figura 2-8. Distribución de los terremotos ocurridos en Perú entre 1513 y 1959 1 > VIII MM (Silgado, 1978).....	20
Figura 2-9. Mapa Sísmico del Perú (periodo 1964-2008). Instituto Geofísico del Perú.	23
Figura 2-10. Escena que pudo darse en circunstancias de la hecatombe que destruyó al Callao el viernes 28 de octubre de 1746.....	27
Figura 2-11. Infografía de las zonas con mayor riesgo de desastres en la capital. Fuente: El Comercio.	28
Figura 2-12. Infografía de posible efectos de un terremoto de 8.5 grados en la capital. Fuente: Perú 21	29
Figura 2-13. Rangos de comportamiento elástico e inelástico de una estructura	31
Figura 2-14. Diagrama Equivalente a un grado de libertad.	34
Figura 2-15. Diagrama Equivalente a varios grados de libertad.	36
Figura 2-16. Factores de zona	38
Figura 2-17. Clasificación de perfiles de suelo.	39
Figura 2-18. Valores de parámetros de sitio S, Tp y TL según norma E.030 2016... ..	40
Figura 2-19. Portada oficial de norma E.030 de 1977.	49
Figura 2-20. Zonas sísmicas según norma E.030 de 1977.	50
Figura 3-1. Mapa de ubicación del proyecto Edificio “SantaTeresa”. Fuente: Google Maps.....	53
Figura 3-2. Visualización de fachada baja del proyecto Edificio “SantaTeresa” (año 2015). Fuente: Street View – Google Maps.....	54
Figura 3-3. Visualización de fachada completa del proyecto Edificio “SantaTeresa” (año 2015). Fuente: Street View - Google Maps.	55
Figura 3-4. Visualización en 3D del proyecto Edificio “SantaTeresa” (año 2015). Fuente: Google Earth Pro.....	55
Figura 3-5. Mapa de ubicación del proyecto Edificio “Palmar”. Fuente: Google Maps.....	56
Figura 3-6. Visualización de fachada baja del proyecto Edificio “Palmar” (año 2016). Fuente: Street View - Google Maps.....	56
Figura 3-7. Visualización de fachada completa del proyecto Edificio “Palmar” (año 2015). Fuente: Street View - Google Maps	57
Figura 3-8. Mapa de ubicación del proyecto Edificio “Normandie”. Fuente: Google Maps.....	57

Figura 3-9. Visualización del proyecto Edificio “Normandie” desde las esquinas (año 2016). Fuente: Street View - Google Maps.	58
Figura 3-10. Visualización del proyecto Edificio “Normandie” desde las esquinas (año 2016). Fuente: Street View - Google Maps.	59
Figura 3-11. Mapa de ubicación del proyecto Edificio “Martri”. Fuente: Google Maps.	59
Figura 3-12. Visualización de fachada completa del proyecto Edificio “Martri” desde Calle Dulanto (año 2015). Fuente: Street View - Google Maps.	60
Figura 3-13. Visualización de fachada completa del proyecto Edificio “Martri” desde Calle Fanning (año 2015). Fuente: Street View - Google Maps.	61
Figura 3-14. Vista en 3D en el ETABS del modelo matemático Edificio Santa Teresa	64
Figura 3-15. Vista en 3D en el ETABS del modelo matemático Edificio Santa Teresa	65
Figura 3-16. Vista en 3D en el ETABS del modelo matemático Edificio Palmar.	66
Figura 3-17. Vista en 3D en el ETABS del modelo matemático Edificio Normandie.	67
Figura 3-18. Vista en 3D en el ETABS del modelo matemático Edificio Martri	68
Figura 3-19. Vista en planta de la distribución estructural del Sótano	69
Figura 3-20. Vista en planta de la distribución estructural del Sótano	70
Figura 3-21. Vista en planta de la distribución estructural del Segundo piso	71
Figura 3-22. Vista en planta de la distribución estructural del Tercer, Cuarto y Quinto piso.	72
Figura 3-23. Vista en planta de la distribución estructural del Sexto, Séptimo, Octavo y Noveno piso.	73
Figura 3-24. Vista en planta de la distribución estructural del Décimo piso	74
Figura 3-25. Vista en planta de la distribución estructural del Onceavo piso	75
Figura 3-26. Vista en planta de la distribución estructural primer piso Edificio “Palmar”	76
Figura 3-27. Vista en planta de la distribución estructural 2 al 8 piso Edificio “Palmar”	77
Figura 3-28. Vista en planta de la distribución estructural 9 piso Edificio “Palmar”.77	
Figura 3-29. Vista en planta de la distribución estructural 1-2 pisos Edificio “Normandie”	78
Figura 3-30. Vista en planta de la distribución estructural 3 al 8 piso Edificio “Normandie”	79
Figura 3-31. Vista en planta de la distribución estructural 9 piso Edificio “Normandie”	79
Figura 3-32. Vista en planta de la distribución estructural piso típico (2do al 6to) del Edificio Martri.	80
Figura 3-33. Vista en planta de la distribución estructural del primer piso del Edificio Martri.	81
Figura 3-34. Vista en planta de la distribución estructural del Séptimo piso del Edificio Martri.	81
Figura 3-35. Mapa de suelos en los distritos de Lima. Fuente: SINIA	89
Figura 3-36. Geología de la ciudad de Lima. Fuente: CISMID (2013).	90
Figura 5-1. Envolvente del edificio “Santa Teresa”	119
Figura 5-2. Envolvente del edificio “Palmar”	119
Figura 5-3. Envolvente del edificio “Normandie”	120

Figura 5-4. Envolvente del edificio “Martri”	120
Figura 5-5. Vista en elevación Eje 1-1. Momentos de la Envolvente	121
Figura 5-6. Vista en planta del Eje 1-1. Viga V104.....	122
Figura 5-7. Momento negativo (tramo izquierdo) en la viga V104	122
Figura 5-8. Momento positivo (tramo central) en la viga V104	122
Figura 5-9. Momento negativo (tramo derecho) en la viga V104.....	123
Figura 5-10. Verificación de momentos y cortantes en edificio Santa Teresa.....	125
Figura 5-11. Vista en elevación Eje B-B. Momentos de la Envolvente.....	126
Figura 5-12. Vista en planta del Eje B-B. Viga V104.....	126
Figura 5-13. Momento negativo (tramo izquierdo) en la viga V104	127
Figura 5-14. Momento positivo (tramo central) en la viga V104	127
Figura 5-15. Momento negativo (tramo derecho) en la viga V104.....	127
Figura 5-16. Verificación de momentos y cortantes en vigas edificio Palmar.	129
Figura 5-17. Vista en elevación Eje A-A. Momentos de la Envolvente	130
Figura 5-18. Vista en planta del Eje A-A. Viga 3VA-4VA-5VA	131
Figura 5-19. Momento negativo (tramo izquierdo) en la viga 3VA-4VA-5VA	131
Figura 5-20. Momento positivo (tramo central) en la viga 3VA-4VA-5VA	131
Figura 5-21. Momento negativo (tramo derecho) en la viga 3VA-4VA-5VA.....	132
Figura 5-22. Verificación de momentos y cortantes en vigas edificio Normandie. 134	
Figura 5-23. Vista en planta del Eje 2-3/F-H. Viga V-3 en edificio Martri.....	135
Figura 5-24. Momento negativo (tramo izquierdo) en la viga V-3.	135
Figura 5-25. Momento positivo (tramo central) en la viga V-3.	135
Figura 5-26. Momento negativo (tramo derecho) en la viga V-3.	136
Figura 5-27. Verificación de momentos y cortantes en vigas edificio Martri.....	138
Figura 5-28. Verificación por cortante en columnas Todos los edificios.	140
Figura 5-29. Vista en elevación Eje A-A. Momentos de la Envolvente	140
Figura 5-30. Diseño estructural columna P-1 según planos.....	141
Figura 5-31. Esquema de distribución de acero de refuerzo en columna P-1	142
Figura 5-32. Diagrama de interacción en eje X y Y, respectivamente, para columna P-1	142
Figura 5-33. Verificación por flexo compresión columnas edificio Santa Teresa..	142
Figura 5-34. Planta primer piso en ETABS de edificio “Palmar”.....	143
Figura 5-35. Diseño estructural columna C4 según planos.....	143
Figura 5-36. Esquema de distribución de acero de refuerzo en columna C4.....	144
Figura 5-37. Diagrama de interacción en eje X y Y, respectivamente, para columna C4.	144
Figura 5-38. Verificación por flexo compresión columnas edificio Palmar	145
Figura 5-39. Planta primer piso en ETABS de edificio “Normandie”.....	145
Figura 5-40. Diseño estructural columna C1 según planos.....	146
Figura 5-41. Diagrama de interacción en eje X y Y, respectivamente, para columna C1 eje 4-A.	147
Figura 5-42. Verificación por flexo compresión columnas edificio Normandie. ...	147
Figura 5-43. Esquema de distribución de acero de refuerzo en columna P-1	149
Figura 5-44. Diagrama de interacción en eje X y Y, respectivamente, para columna C1.	149
Figura 5-45. Verificación por flexo compresión columnas edificio Martri.	150
Figura 5-47. Cuadro comparativo de distorsiones en el centro de masa (CM) en la dirección X.	155

Figura 5-48. Cuadro comparativo de distorsiones en el centro de masa (CM) en la dirección Y.	156
Figura 5-49. Desplazamientos del centro de masa y las Juntas sísmicas en edificio Santa Teresa	157
Figura 5-50. Desplazamientos del centro de masa y las Juntas sísmicas en edificio Palmar.	158
Figura 5-51. Desplazamientos del centro de masa y las Juntas sísmicas en edificio Normandie.....	158
Figura 5-52. Desplazamientos del centro de masa y las Juntas sísmicas en edificio Martri.....	159
Figura 6- 1. Distorsiones de entrepiso en dirección X y su posible impacto de daño en la edificación.	167
Figura 6- 2. Distorsiones de entrepiso en dirección Y, y su posible impacto de daño en la edificación.	168

INDICE DE TABLAS

Tabla II- 1. Factores de zona según norma E.030 del 2016	39
Tabla II- 2. Categoría de edificaciones y factor de uso “U”, según norma E.030 2016.	41
Tabla II- 3. Sistemas estructurales y cortantes de diseño.....	42
Tabla II- 4. Coeficiente "Ro" según sistema estructural de concreto armado.....	42
Tabla II- 5. Factores de Irregularidad en altura (Ia).....	43
Tabla II- 6. Factores de Irregularidad en Planta (Ip).....	43
Tabla II- 7. Restricciones en relación a las irregularidades existentes en edificaciones.....	44
Tabla II- 8. Límites para las distorsiones de entrepiso.....	49
Tabla II- 9. Factores de Reducción por ductilidad norma E.030 de 1977.....	50
Tabla II- 10. Factores de zona según norma E.030 de 1977	51
Tabla II- 11. Factores de uso según norma E.030 de 1977.....	51
Tabla II- 12. Factores de sitio “S” y valores del periodo del suelo “Ts” según E.030 de 1977.....	51
Tabla III- 1. Consideraciones de cargas edificio Santa Teresa	64
Tabla III- 2. Consideraciones de carga edificio Palmar.	65
Tabla III- 3. Consideraciones de carga edificio Normandie.	66
Tabla III- 4. Consideraciones de carga edificio Martri.	67
Tabla III- 5. Dimensiones de Vigas con un $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	83
Tabla III- 6. Dimensiones de Vigas con un $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	84
Tabla III- 7. Dimensiones de Columnas generales edificio Palmar.....	85
Tabla III- 8. Dimensiones de Vigas con un $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	85
Tabla III- 9. Resistencia de Columnas según distribución de pisos en edificio Normandie.....	86
Tabla III- 10. Dimensiones de Vigas con un $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ en edificio Normandie.	87
Tabla III- 11. Dimensiones de Columnas según distribución de pisos en edificio Martri.....	88
Tabla III- 12. Dimensiones de Vigas con un $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ en edificio Martri....	88
Tabla III- 13. Factor “S” según zona y tipo de suelo de cimentación. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2016)	91
Tabla III- 14. Periodos T_p y T_L según perfil de suelo. Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2016)	91
Tabla IV- 1. Valores de “C” según el “T” para un suelo rígido “S1”	93
Tabla IV- 2. Tabla Nro. 6 de la norma E.030 del 2016.....	94
Tabla IV- 3. Tabla Nro. 7 de la norma E.030 del 2016.....	94
Tabla IV- 4. Valores de Irregularidades de Altura según norma E.030.....	95
Tabla IV- 5. Valores de Irregularidades de planta según norma E.030.	95
Tabla IV- 6. Espectro de Respuesta “Aceleración sísmica (C) vs. Periodo de respuesta (T), para un suelo tipo S1.	101
Tabla IV- 7. Metrado preliminar de cargas en edificio Santa Teresa	102

Tabla IV- 8. Parámetros sísmicos considerando irregularidades.	102
Tabla IV- 9. Parámetros sísmicos considerando irregularidades y fisuramiento.	103
Tabla IV- 10. Parámetros sísmicos considerando irregularidades y fisuramiento. ...	104
Tabla IV- 11. Parámetros sísmicos considerando irregularidades y fisuramiento. ...	105
Tabla IV- 12. Periodos según Modos de Vibración edificio Santa Teresa	106
Tabla IV- 13. Periodos según Modos de Vibración edificio Santa Teresa	107
Tabla IV- 14. Periodos según Modos de Vibración edificio Normandie sin fisuración	108
Tabla IV- 15. Periodos según Modos de Vibración edificio Martri	109
Tabla IV- 16. Distorsiones en el sentido del Eje X sin fisuración.	110
Tabla IV- 17. Distorsiones en el sentido del Eje Y sin fisuración.	110
Tabla IV- 18. Distorsiones estáticas considerando fisuración en el sentido del Eje X	111
Tabla IV- 19. Distorsiones estáticas considerando fisuración en el sentido del Eje Y	111
Tabla IV- 20. Distorsiones en el sentido del Eje X sin fisuración.	112
Tabla IV- 21. Distorsiones en el sentido del Eje Y sin fisuración.	112
Tabla IV- 22. Distorsiones estáticas considerando fisuración en el sentido del Eje X	112
Tabla IV- 23. Distorsiones estáticas considerando fisuración en el sentido del Eje Y	113
Tabla IV- 24. Distorsiones en el sentido del Eje X sin fisuración.	113
Tabla IV- 25. Distorsiones en el sentido del Eje Y sin fisuración.	113
Tabla IV- 26. Distorsiones estáticas considerando fisuración en el sentido del Eje X	114
Tabla IV- 27. Distorsiones estáticas considerando fisuración en el sentido del Eje Y	114
Tabla IV- 28. Distorsiones en el sentido del Eje X sin fisuración.	115
Tabla IV- 29. Distorsiones en el sentido del Eje Y sin fisuración.	115
Tabla IV- 30. Distorsiones estáticas considerando fisuración en el sentido del Eje X	115
Tabla IV- 31. Distorsiones estáticas considerando fisuración en el sentido del Eje Y	115
Tabla IV- 32. Sumatoria de cortantes en Santa Teresa	116
Tabla IV- 33. Verificaciones de cortantes en Santa Teresa	116
Tabla IV- 34. Sumatoria de cortantes en eje Y primer piso.	117
Tabla IV- 35. Verificaciones de cortantes en Y	117
Tabla IV- 36. Sumatoria de cortantes en eje Y primer piso.	118
Tabla IV- 37. Verificaciones de cortantes en Y	118
Tabla IV- 38. Sumatoria de cortantes en edificio Martri	118
Tabla IV- 39. Verificaciones de cortantes en edificio Martri	118
Tabla V- 1. Resumen de momentos del análisis de la viga V104.	123
Tabla V- 2. Momentos resistentes últimos de la viga V104	123
Tabla V- 3. Resumen de momentos del análisis y resistentes de la viga V104	124
Tabla V- 4. Datos de ingreso para chequeo por cortante edificio Santa Teresa	124
Tabla V- 5. Resultados de chequeo por cortante edificio Santa Teresa	125
Tabla V- 6. Resumen de momentos del análisis de la viga V104.	127

Tabla V- 7. Momentos resistentes últimos de la viga V104.	128
Tabla V- 8. Resumen de momentos del análisis y resistentes de la viga V104	128
Tabla V- 9. Datos de ingreso y resultados de chequeo por cortante edificio Palmar	129
Tabla V- 10. Resumen de momentos del análisis de la viga 3VA-4VA-5VA.....	132
Tabla V- 11. Momentos resistentes últimos de la viga 3VA-4VA-5VA	132
Tabla V- 12. Resumen de momentos del análisis y resistentes de la viga 3VA-4VA-5VA	133
Tabla V- 13. Datos de ingreso y resultados de chequeo por cortante edificio Normandie.....	134
Tabla V- 14. Resumen de momentos del análisis de la viga V-3.....	136
Tabla V- 15. Momentos resistentes últimos de la viga V-3.....	136
Tabla V- 16. Resumen de momentos del análisis y resistentes de la viga V-3.....	137
Tabla V- 17. Datos de ingreso de chequeo por cortante edificio Martri.....	137
Tabla V- 18. Resultados de chequeo por cortante edificio Martri.	138
Tabla V- 19. Verificación de cortantes en edificio Santa Teresa.....	151
Tabla V- 20. Verificación de cortantes en edificio Palmar.	152
Tabla V- 21. Verificación de cortantes en edificio Normandie	152
Tabla V- 22. Verificación de cortantes en edificio Martri	153
Tabla V- 23. Cuadro comparativo de desplazamientos en la dirección X.	153
Tabla V- 24. Cuadro comparativo de desplazamientos en la dirección Y	154
Tabla V- 25. Cuadro comparativo de derivas en la dirección X.	154
Tabla V- 26. Cuadro comparativo de derivas en la dirección Y.	155
Tabla V- 27. Cuadro comparativo de juntas sísmicas	156
Tabla V- 28. Momentos nodos edificio Santa Teresa	160
Tabla V- 29. Momentos nodos edificio Palmar.	161
Tabla V- 30. Momentos nodos edificio Normandie.....	161
Tabla V- 31. Momentos nodos edificio Martri.	162

INTRODUCCION

En el Perú, los códigos de diseño y construcción propios son relativamente recientes. Hasta la primera mitad del siglo XX, los diseños de las obras de infraestructura y vivienda se realizaban empíricamente o aplicando reglamentos y recomendaciones de Europa y Estados Unidos¹. Así, el primer código peruano de diseño sísmico data de 1970, presentado en el Capítulo IV del entonces Reglamento Nacional de Construcciones, denominado “Seguridad Contra el Efecto Destructivo de los Sismos”; esta fue la primera norma peruana a nivel nacional en diseño sismorresistente, la cual nace producto de las experiencias de los sismos de 1966 y el de 1970².

Posteriormente surge la segunda Norma Peruana Sismorresistente E.030 de 1977, la cual tiene como referencias los terremotos de Chimbote-Huaraz (1970) y de Lima (1974)³. Así mismo, aparece la tercera Norma Peruana Sismorresistente E.030 de 2003, la cual es producto de una revisión de la norma que la precede (1997) y contempla en sus consideraciones los efectos producidos por el terremoto del Atico (2001)⁴. Luego, a esta se le han sumado incorporaciones de diversos anexos. Actualmente, está en calidad de la Norma Sismorresistente E.030 del 2016.

Como se ha visto, el marco normativo sismorresistente en nuestro país ha venido sufriendo actualizaciones a lo largo de los años; este tiene criterios que se han ido actualizando como resultado de las enseñanzas dejadas por los sismos. Sin embargo, en dichas modificaciones se ha puesto especial énfasis solo en las edificaciones esenciales, tales como colegios y hospitales, y no en edificaciones de uso común.

En dicho contexto, el presente trabajo de investigación consiste en una evaluación estructural de 4 edificaciones multifamiliares (de uso común) construidas considerando criterios sísmicos de la Norma Sismorresistente E.030 de 1977 a través

¹ Cfr. Torrealva 2012:2

² Cfr. Pique 2013:9

³ Cfr. Pique 2013:18

⁴ Cfr. Pique 2013:46

del Análisis Sísmico Lineal. Para dicha evaluación se toma como referencia legal nuestro marco normativo actual: Norma Sismorresistente E.030 del 2016.

En tal sentido, para cumplir los fines de la presente investigación, se detallan los puntos que se exponer mediante los siguientes capítulos:

Capítulo I; se detalla las Generalidades de la investigación, esto es, la problemática, una hipótesis al problema, los objetivos general y específicos, así como una justificación de esta.

Capítulo II; el cual contiene el Marco Teórico considerado, en donde se realizará una breve descripción histórica de las normas de diseño sismorresistente que se han desarrollado en el país y sus principales implicancias. Además, se describirán los principales conceptos relacionados al estudio del Peligro Sísmico y la Vulnerabilidad Sísmica de las edificaciones peruanas; por otro lado, se explicarán los fundamentos teóricos del Análisis Sísmico basado en métodos Lineales, según los criterios estructurales de la Norma E.030 del 2016. Finalmente, se expone un recorrido a los criterios existentes de la Norma E.030 de 1977 y la Norma E.030 del 2016.

Capítulo III; se realiza la descripción de los proyectos en estudio, como las generalidades de éstos (ubicación, detalles arquitectónicos, características estructurales, tipo de suelo, etc.), los modelos de cargas considerados y las características estructurales para su posterior análisis.

Capitulo IV; se realiza la aplicación de Métodos Lineales según norma para el análisis sísmico de las edificaciones de uso común estudiadas, que consiste en ejecutar un análisis sísmico estático y el análisis sísmico dinámico modal-espectral, los cuales se realizarán mediante el programa computacional ETABS aplicando conceptos de análisis estructural. También se mencionan las características dinámicas de las estructuras mediante el estudio de resultados del análisis sísmico.

Capítulo V; se realiza la verificación del diseño estructural de los elementos estructurales, según los criterios de la Norma E.030 de 2016 y E.060 de 2009, en base a los resultados obtenidos del software y la información que se presenta en los planos.

Capítulo VI; se enumeran las conclusiones obtenidas a través de la evaluación estructural, que consideraciones se tuvieron y las observaciones en función de los objetivos de la investigación.

Capítulo VII; se lista las recomendaciones para investigaciones futuras, como también, aquellas que sirvan como referencia en otras evaluaciones estructurales con la actual normatividad y con los métodos de análisis empleados.

1. CAPITULO 1: GENERALIDADES

1.1 Antecedentes.

El tema desarrollado en el presente trabajo constituye, a nuestro criterio, una investigación con una perspectiva innovadora y de mucha importancia en la ingeniería sismorresistente y estructural. Esto es debido al enfoque técnico y teórico que se pretende dar al concepto de una evaluación estructural en relación con la normativa vigente. Como se sabe, una evaluación estructural tiene como objetivo principal comprobar la resistencia y capacidad de una estructura en función de los requerimientos mínimos de la normativa existente, ya sea una edificación, un puente, un túnel, etc. Dichas evaluaciones se han enmarcado solo en verificar con fines técnicos estructuras que han sufrido diversos accidentes, ya sea por actividad sísmica, por el cambio de uso de la edificación, la disponibilidad de planos, por aspectos de seguridad en obra o por su “edad” en relación con la vida útil de diseño, y son solicitadas regularmente para fines de consultoría.

Sin embargo, nuestra investigación consiste en realizar una evaluación estructural de 4 edificaciones construidas con la norma sismorresistente del año 1977 (como se mencionó anteriormente) y verificar el cumplimiento de dicha estructura respecto a los criterios estructurales de la actual normativa sismorresistente: la norma E.030 del 2016. Así, no se ha encontrado alguna investigación parecida que pretenda emitir conclusiones que reporten el posible peligro sísmico que aquellas estructuras pueden experimentar en la actualidad. Nuestra normativa ha cambiado en las últimas décadas, y con ello, los requerimientos exigidos en la construcción de una edificación.

Por otro lado, es necesario reconocer que existe una vasta documentación que contempla diversos informes de evaluaciones estructurales realizadas a diferentes estructuras, principalmente edificaciones, las cuales han seguido el proceso típico de una evaluación estructural, y consideran solo los criterios sísmicos mencionados en la norma E.030. Dichos informes nos muestran una metodología simple y pragmática del procedimiento de una evaluación estructural, que va desde la

concepción de la estructura a evaluar, su descripción general y los análisis sismorresistentes, hasta la verificación de derivas y detalles de diseño de los elementos estructurales de esta. Así, se presentan los siguientes ejemplos típicos que han servido como referencia técnica para la presente investigación:

- La evaluación estructural de el “Edificio multifamiliar” (2011), que tuvo como propietario a “Orca Constructora Y Consultora”, la cual es una edificación conformada por 10 niveles más azotea, con ubicación en Jr. Los Rosales N° 251, distrito de El Tambo, provincia de Huancayo, departamento de Junín. Este estudio fue elaborado por la Ing. Liliam Ingaroca Valenzuela (C.I.P. 114598) y el Bach. Ing. Norman Sanchez Tello⁵.
- Evaluación estructural y alternativa en el reforzamiento del Teatro Municipal de Lima (2009), a solicitud de la Presidencia del Directorio Municipal Inmobiliario de Lima (EMILIMA), y a cargo del Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, el cual se encuentra actualmente en desuso debido a que sufrió daños a raíz de un incendio el año de 1998 que consumió parte de la zona de tramoya y el interior del escenario⁶.

Además, es importante mencionar que, en muchas edificaciones, pero no de forma generalizada, se han realizado evaluaciones estructurales utilizando no solo los criterios de análisis sismorresistentes contemplados en la norma E.030 (la cual precisa solo métodos lineales o elásticos), sino también, metodologías basadas en métodos No Lineales. Esto sucede debido a que dichos procedimientos conllevan estudios más complejos del comportamiento que una estructura tendría frente a un sismo. Así, con el paso de los años, procedimientos nuevos han ido desarrollando algoritmos que describen mejor el comportamiento inelástico de las estructuras agregando mayor exactitud a los cálculos y asemejando los modelos al comportamiento real ante un sismo⁷. Ello

⁵ Cfr. Ingaroca y Sanchez 2011

⁶ CISMID 2009

⁷ Cfr. Fajardo 2012:15

también ha incidido en que ya no se asuman costos no necesarios y a minimizar el error en los cálculos. Además, debido a la teoría que supone el análisis no lineal de una estructura, es de vital importancia conocer conceptos que están estrechamente relacionados con esta metodología, en especial, aquellos que explican el comportamiento de los elementos estructurales que componen el armazón estructural: términos como ductilidad (de los materiales, de los elementos y de la misma estructura), momento flector y su relación con la curvatura y, también, el binomio demanda – capacidad son implícitos en los modelos que plantea un análisis ante una respuesta inelástica⁸.

En dicho contexto, aunque no sea objetivo de la presente investigación emplear la metodología No Lineal, se presentan a continuación algunos estudios y/o evaluaciones estructurales realizadas en nuestro país por considerar importante el conocimiento de aquellos conceptos que emplea. Así, se tienen las siguientes investigaciones:

- “Evaluación estructural de una de las edificaciones del Hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método del espectro de capacidad”. Esta tesis es del año 2012 y pertenece a César Augusto Carmelo Fajardo Galliani. En ella se usa como herramienta principal de análisis, el método del Espectro de Capacidad, descrito en la documentación del ATC40, con lo cual se busca encontrar el punto de desempeño de la estructura⁹.
- Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC-40). En el año 1997, surge la documentación creada por la Comisión de la Seguridad sísmica de California en Estados Unidos, donde se establece una metodología para la evaluación de un edificio.

1.2 Problemática

El Perú es un país con alto riesgo sísmico debido a que se encuentra ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, zona con la más alta actividad sísmica en la Tierra. Debido a ello, se han presentado movimientos telúricos en ciudades como Lima,

⁸ Cfr. Fajardo 2012:15

⁹ Cfr. Fajardo 2012:2

Chimbote, Huaraz que ocasionaron muchas pérdidas de vidas, así como daños materiales¹⁰. Con ello, surgió la necesidad de que exista una normativa que permita minimizar el posible daño ante la ocurrencia de una calamidad como esta. Así, se dio origen a la primera normativa de diseño sismorresistente, la que luego iría sufriendo actualizaciones debido a que fueron considerándose nuevos criterios resultados de la experiencia de los sismos ocurridos posteriormente¹¹.

La ciudad de Lima, en la actualidad está llena de muchas edificaciones que están en funcionamiento, sean colegios, hospitales, centros comerciales y viviendas familiares y multifamiliares. Algunas de estas edificaciones poseen más de 20 años de antigüedad, incluso algunos tienen más de su tiempo de vida útil que es aproximadamente 50 años, por lo que pueden presentar deterioros si no tuvieron un mantenimiento. Muchas de estas edificaciones fueron diseñadas con la normativa que se regía en su año de construcción, por lo que en su diseño no se consideró los nuevos criterios que se presentaban en las actualizaciones de la normativa.

En tal contexto, consideramos que el comportamiento de una edificación de uso común, construida en esos años bajo criterios sísmicos que tenían pocos antecedentes de movimientos telúricos respecto a nuestra normativa actual, podría constituir un riesgo latente ante un eventual sismo de gran consideración, ya que los parámetros considerados en la construcción de tal edificación difieren de los hoy estipulados por norma. Ahí yace la necesidad de comprobar dicha hipótesis que motiva la investigación.

Por lo mencionado, consideramos importante realizar dicha evaluación estructural a través del Análisis Sísmico que exige la normativa actual (métodos lineales), y poder así predecir su comportamiento y los posibles efectos potenciales que conllevaría hacer frente a sismos de intensidad considerable; además, la metamorfosis que ha experimentado la Norma E.030 no se ha enfatizado en las viviendas. Así, es necesario realizar la siguiente interrogante: ¿El comportamiento estructural de los edificios multifamiliares, construidos entre los años de 1980 y

¹⁰ Cfr. Castillo y Alva 1993:1

¹¹ Cfr. Piqué 2013:3

1990 mediante la Norma Sismorresistente E.030 de 1977, es aceptable ante los criterios dados la Norma Sismorresistente E.030 del 2016?

1.3 Hipótesis

El comportamiento estructural de una edificación de uso común diseñada con criterios del año de 1977 al ser analizada y evaluada con los criterios de la norma E.030 del 2016, no será aceptable con los límites permitidos por ésta.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Realizar una evaluación estructural de 4 edificios multifamiliares mediante los criterios dados por la Norma Sismorresistente E.030 del 2016 a través de métodos de análisis sísmico estático y dinámico lineal, y con ello, verificar que cumplan con dichos criterios asegurando un comportamiento sísmico aceptable ante los límites permisibles contemplados en nuestra normativa sismorresistente.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Describir la evolución de la normativa sismorresistente en el Perú a través de un breve análisis histórico de la misma.
- Describir de manera puntual conceptos relevantes de la ingeniería sismorresistente con implicancia a la realidad peruana, como lo son el peligro sísmico y la vulnerabilidad sísmica que atraviesan las edificaciones peruanas, en especial, las construidas en Lima.
- Explicar los fundamentos teóricos que conlleva un análisis sísmico basado en métodos lineales, tanto un análisis sísmico estático como un análisis sísmico dinámico.
- Detallar los principales criterios que contempla la normativa sismorresistente E.030 de los años 1977 y 2016.
- Realizar el análisis sismorresistente de las edificaciones y calcular sus características dinámicas utilizando los criterios de la normativa E.030-2016.

- Realizar la evaluación estructural de las edificaciones mediante la verificación del diseño de los elementos estructurales de concreto armado considerando los criterios establecidos en la norma de concreto armado E.060-2009.
- Realizar una evaluación comparativa de los desplazamientos, derivas y juntas sísmicas considerando los criterios dados en la normativa E.030-1977 y 2016.
- Realizar la verificación de los nudos de interacción viga – columna en relación con los criterios de la norma E.030-2016.
- Estimar los posibles efectos de daño en las edificaciones en la actualidad, en relación con los resultados obtenidos en la presente evaluación estructural.
- Considerar algunas recomendaciones estructurales para corregir, acentuar o minimizar los posibles daños en nuestras estructuras ante un sismo de gran consideración.

1.5 Justificación

El proyecto de tesis es conveniente y surge ante la necesidad de evaluar la respuesta de un edificio ante una demanda sísmica, ya que, en nuestro país, en especial en Lima, existe una gran probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico de magnitud considerable. Esta investigación permitirá evaluar estructuralmente edificios diseñados con la norma E.030 vigente al año de 1977 usando la reciente norma E.030 de 2016, para finalmente concluir si es necesario implementar ciertas soluciones de reforzamiento de las estructuras con el fin de minimizar el daño ante un futuro sismo. Además, es necesario considerar que los gastos post-sismos son casi siempre mayores a los de mantenimiento preventivo. Ello lo podemos notar en la figura 1-1 que refleja la evolución de costos del mantenimiento estructural a lo largo de su vida útil.

El proyecto de tesis es económico, ya que la evaluación estructural se realizará aplicando metodologías teóricas en el rango elástico de la estructura, que no son

costosas como las pruebas de diamantinas utilizadas para esta evaluación normalmente. Finalmente, el proyecto de tesis es práctico, ya que los ingenieros estructuralistas pueden realizar esta evaluación a través del empleo de softwares computacionales y de estrategias comparativas en relación con criterios establecidos en nuestras normas.

Figura 1-1. Ley de evolución de los costos del mantenimiento estructural de un proyecto de construcción a lo largo de su vida útil, ley de Sitter. Gráfico de tiempo versus costo relativos

1.6 Delimitación

Por lo mencionado en la problemática, el estudio de la tesis se centra en realizar la evaluación de la estructura de 4 edificios multifamiliares de uso común post-diseño mediante un análisis sísmico con el método estático y dinámico modal-espectral. La evaluación lineal se hará mediante la normativa E.030 y otras normativas contempladas en nuestro país, como la norma de concreto armado E.060.

1.7 Alcance

El alcance del proyecto está abocado a la evaluación estructural de 4 edificios de tipo multifamiliar diseñados en el año de 1977, para lo cual utilizaremos la Norma E.030 del 2016 en la ciudad de Lima. Dichos edificios se encuentran en la ciudad de Lima, en el distrito de Miraflores. Tienen en común aproximadamente 35 años

de antigüedad. Solo se evaluará los elementos estructurales, mas no los no estructurales.

2. CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1 Breve análisis histórico de la normativa sismorresistente en el Perú.

El Perú, es un país en el cual, desde sus primeros años, ha sido acontecido por movimientos telúricos de diversas magnitudes, de los cuales se han podido rescatar enseñanzas que permitieron tener ciertas consideraciones en el tema de la construcción de viviendas, y con lo que en la actualidad hemos llegado a la Cuarta Edición de la Normativa (E.030 2016).

La historia normativa empieza con el caso del Terremoto del año 1966, que provocó un maremoto moderado, alrededor de 220 muertos, más heridos y damnificados, siendo afectadas las zonas de La Molina, Puente Piedra, Rímac y Cercado. Este acontecimiento dio origen al Primer Reglamento Provincial aprobado por la Comisión Técnica Municipal de Lima en el año de 1968, en el cual, en el artículo 2, del título F, del capítulo III, se acuerda que el diseño antisísmico se sujetará a las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico elaboradas por la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería. También, con ello surge el Reglamento Nacional de Construcciones en el año de 1970, el cual presenta los primeros modelos analíticos para el análisis inelástico, así como también en el Capítulo IV se menciona sobre la “Seguridad Contra el Efecto Destructivo de los Sismos”.

Esta es la primera norma peruana que se da a nivel nacional, que se diferencia a la del año de 1968 en una variación en la delimitación de los sectores correspondientes a la zonificación sísmica.

Figura 2-1. Portada Boletín Ingeniería Antisísmica 1968

Figura 2-2. Zonificación sísmica del 1968

Figura 2-3. Zonas sísmicas según norma E.030 1970.

También en ese mismo año, el 31 de mayo de 1970, se suscitó un sismo de 7.8 grados, el cual dejó a la ciudad de Huaraz como la más perjudicada frente a este fenómeno. El movimiento fue considerado como el más catastrófico ocurrido en el país debido a la gran cantidad de muertos que dejó 80,000 fallecidos Y 20,000 desaparecidos, sin dejar de lado a la gran cantidad de heridos y damnificados, principalmente por el gran deslizamiento de tierra sobre las viviendas. Con ello, debido a lo ocurrido y a las experiencias acontecidas, se publicó en el año de 1977 la Segunda Norma Peruana sismorresistente, en la que se aprecia mayor diferencia en los sectores de zonificación sísmica, y con ello, los valores que se tenía para cada zona.

Figura 2-4. Zonas sísmicas según norma E.030 1977.

Por los años noventa, el 12 de noviembre de 1996 a horas 11:59, se produce al Sur del País el terremoto de Nazca, el cual alcanzó una magnitud de 6.4 en la escala de Richter, con un epicentro a 135 Kms. al Sur Oeste de Nazca. El sismo trajo como consecuencias la pérdida de vidas así como destrucción de 5,346 viviendas, 12,700 viviendas afectadas, 448 centros educativos (entre afectados y destruidos) y 44 Centros de Salud (entre afectados y destruidos) y 29 locales públicos afectados en los departamentos de Ica, Arequipa, Ayacucho y Huancavelica. Los mayores daños

fueron registrados en la ciudad, destruyendo un 90% de las viviendas ¹². Los centros educativos presentaron daños mayores respecto a las otras edificaciones de la zona de Nazca, aconteciendo en el distrito de Vista Alegre graves daños estructurales que reflejaron los grandes defectos en la construcción. El Colegio Fermín del Castillo fue uno de los afectados, presentando el fenómeno de columna corta. El fenómeno de columna corta se presenta cuando se restringe parcialmente el desplazamiento lateral de la columna, generalmente a través de paredes de mampostería con ventanas, lo cual concentra en la porción libre tensiones cortantes sustancialmente más altas que las correspondientes la misma columna si estuviese libre en toda su altura¹³.

Figura 2-5. Fenómeno de columna corta.

Las estructuras aporricadas de concreto presentaron daños no estructurales. Un caso especial fueron los colegios recientemente construidos donde se desarrollaron columnas cortas debido a las grandes deformaciones y la construcción defectuosa¹⁴. El ingeniero Antonio Blanco Blasco, comenta sobre lo ocurrido en Nasca:

¹² Sistema Nacional de Defensa Civil Perú:
1996 http://www.indec.gov.pe/compend_estad/1996/6_terre.pdf

¹³ Beauperthuy y Urich 2011:1

¹⁴ CISMID: http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/redacis/redacis21_p.pdf

“En este sismo, se comprobó que las deformaciones laterales de los edificios eran mayores que los resultados que se obtenían con los coeficientes de la norma sísmica de 1977.”

En base a esto y a los daños sísmicos, se aprobaron modificaciones a la norma peruana de diseño sismo-resistente, con lo que surge una nueva normativa sismorresistente en el año 1997, en los que se aprecia cambios en los factores utilizados para hallar la fuerza cortante. Los factores de uso, suelo, zona, reducción de respuesta y amplificación sísmica toman distintos valores, se plantean objetivos del diseño sismorresistente relacionados a la intensidad del sismo y al daño que sufrirán las edificaciones.

Figura 2-6. Zonas sísmicas según norma E.030 1997.

En los primeros años del nuevo milenio, el 23 de junio del 2001, el terremoto de

Arequipa estremece el sur del Perú, considerándose como el más grande sismo ocurrido en el borde Oeste de Sudamérica en los últimos 133 años. El epicentro se localizó a 82 km al NW de la localidad de Ocoña en Arequipa, con una magnitud de 6.9 en la escala de Richter. Los departamentos más afectados fueron Arequipa, Ayacucho, Moquegua y Tacna, con un número aproximado, según INDECI de 217 400 personas que sufrieron los efectos del sismo, 35 000 viviendas dañadas y 17 580 viviendas destruidas. Un tsunami también se produjo debido al sismo, en la localidad de Camaná, dejando 23 muertos y 64 personas desaparecidas.¹⁵

Con este acontecimiento ocurrido, surge la Norma de Diseño Sismorresistente 2003, para lo cual se revisó la norma del 1997, siendo esta otra actualización, en la que se presentan cambios significativos en la forma del espectro, valores de R (Factor de reducción de respuesta), reducción del cálculo del desplazamiento y los principios del diseño sismorresistente.¹⁶ Esta norma es bastante similar a la anterior, ya que los factores de zona, uso, suelo y los desplazamientos laterales permanecen intactos, con lo que se obliga al edificio a tener una mayor rigidez.

En el año 2004, el Colegio de Ingenieros del Perú envía a SENCICO (Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción) la propuesta de incorporar a la Norma Sismorresistente aspectos que la complementen en temas no considerados antes y que se estaban presentando en la realidad de la industria constructiva, como son las edificaciones con sistemas constructivos de muros de ductilidad limitada, conformada por losas y muros delgados de concreto armado. Luego de que el Comité Especializado considere pertinente incorporar la propuesta es aprobada por las autoridades y el 14 de diciembre del 2004 se incorpora como anexo a la Norma Técnica de Edificación Sismorresistente E.030 con el nombre de Especificaciones Normativas para Diseño Sismorresistente en el caso de edificaciones con muros de ductilidad limitada.

¹⁵ Cfr. IGP 2012:39

¹⁶ Cfr. Piqué del Pozo 2013:46

En el año 2006, se publica el Reglamento Nacional de Edificaciones, que reemplaza al derogado Reglamento Nacional de Construcciones. Para el año 2007, se suscitó en la parte central del Perú, un 15 de agosto a horas 6:45 pm, el terremoto de Pisco, que tuvo como magnitud 7.0 en la escala de Richter, que trajo destrucción principalmente a las ciudades de Pisco y Chincha. El sismo trajo como consecuencia, aproximadamente 32 000 personas afectadas, 595 muertos, 230 000 viviendas dañadas y 52 150 totalmente destruidas, lo que dejó en descubierto el estado en el que estuvieron las viviendas, debido a la antigüedad, material y el mal diseño¹⁷. Ocurrido ello, hasta la actualidad se han publicado nuevas actualizaciones de la normativa; en el año 2014 se publicó su primera actualización y la segunda actualización en el año 2016. En el año 2014, el 14 de marzo por Decreto Supremo se incorpora el Anexo 3 “Sistemas de Protección Sísmica específica para el caso de Establecimientos de Salud” a la Norma Sismorresistente. Y el 20 de enero del 2014 entra en Discusión Pública el Proyecto de Norma E.030 Diseño Sismorresistente, que se aprobó este año 2016.

La diferencia notoria en esta última versión del año 2016 con respecto a la Norma del año 2006 es la zonificación, en la que aparece una zona sísmica más, siendo 4 las zonas; los principios de la norma han aumentado, siendo ahora tres en la que se habla sobre consideraciones en las edificaciones esenciales. También se define un nuevo tipo más de suelo¹⁸. Así mismo, existen diferencias notorias de la versión 2016 con la del Proyecto de Norma 2014: el mapa de zonificación ha cambiado los límites para cada zona, las descripciones dadas para los sistemas estructurales de concreto armado se modificaron así como para las estructuras de acero, la separación que debe tener cada edificio también se modificó.

De esta forma, la Norma de Diseño Sismorresistente ha ido actualizándose para su mejora, desde el año 1968 (con el Primer Reglamento Provincial aprobado por la Comisión Técnica Municipal de Lima) hasta hoy.

¹⁷ Cfr. IGP 2007: 1

¹⁸ Cfr. Daniel Quiun 2014

2.2 Peligro sísmico en Perú.

Para explicar el fenómeno sismorresistente en nuestro país es de suma importancia explicar los motivos por los cuales se ha establecido un rigor científico y normativo en todo nuestro territorio. Dicho rigor en el estudio de los sismos tiene su razón de ser debido a factores geográficos y geológicos, los cuales definen el grado de “riesgo” que ha experimentado, experimenta y experimentara el Perú ante la ocurrencia de un movimiento telúrico. Ello se expresa como Peligro Sísmico.

De este modo, el Peligro Sísmico se puede definir como la probabilidad que en un lugar determinado ocurra un movimiento sísmico de una intensidad igual o mayor que un valor fijado¹⁹. Así, al hablar de intensidad se hace referencia a la magnitud, aceleración máxima, el valor espectral de la velocidad o algún parámetro relacionado. Su estudio es relevante porque podemos transmitir dicha información en la rigurosidad de la construcción de nuestras edificaciones y obras de infraestructura, tanto en el marco normativo como en el constructivo.

A nivel normativo, en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), de manera específica en la norma E.030, se detallan las cargas sísmicas, por lo que no es necesario realizar investigaciones a detalle de la actividad sísmica del área donde se construirán estructuras comunes, como es el caso de nuestra investigación, por ejemplo. Sin embargo, en el caso de estructuras importantes u obras de gran envergadura es necesario realizar lo que se denomina como Evaluación de Peligro Sísmico²⁰. Esto se aplica por ejemplo para represas, túneles o urbanizaciones.

Así, en nuestro país es fundamental y hasta está contemplado en la normativa sismorresistente E.030 considerar el Peligro Sísmico en la concepción y evaluación estructural de cualquier proyecto, ya sea una edificación multifamiliar o un puente de grandes luces. El coeficiente de diseño sísmico se estima, según la E.030, en función de la zona de ubicación, el uso de la estructura, el sistema estructural utilizado y el tipo de suelo en donde se edifica; para los cuales se establece un factor

¹⁹ Cfr. Castillo y Alva 1993:6

²⁰ Cfr. Castillo y Alva 1993:1

específico, y se aplica para el cálculo de la cortante basal que experimentara la estructura ante un sismo. Estos puntos se detallarán más adelante con mayor amplitud.

2.2.1 Sismo tectónica del Perú y geodinámica regional.

Como se dijo, el peligro sísmico está relacionado a las características del entorno en donde se levantará una estructura, ósea, a su localidad, ciudad, región, etc. Es por ello que es importante el estudio de la tectónica que presenta nuestro país, y estudiar de qué manera influye en la sismicidad de este.

La actividad sísmica en el país es el resultado de la interacción de las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana y de aquellos reajustes que se producen en la corteza terrestre como consecuencia de la interacción y la morfología alcanzada por la Cordillera de los Andes²¹. La interacción de dichas placas constituye un proceso geodinámico, el cual según un estudio elaborado por Cooperazione Internazionale (COOPI) se describe como:

“Este proceso es conocido como subducción y permite el arrugamiento y levantamiento del margen continental durante un periodo orogénico muy complejo hasta formar una superficie topográfica muy accidentada que tuvo como resultado final la formación de una cadena montañosa que se extiende, de Norte a Sur, a lo largo de todo el borde Oeste de Sudamérica, desde Venezuela hasta la Tierra del Fuego en Chile, siendo conocida como “La Cordillera de los Andes.” (COOPI 2011)

Así, según COOPI, la cordillera de los Andes se origina a raíz de la constante interacción de las placas tectónicas a través de un proceso de levantamiento y arrugamiento de la parte continental de América del Sur. Además, aunque este proceso afecta a todo el continente, se pueden identificar diversos elementos tectónicos que propician la evolución del borde occidental de América del Sur. En el caso de nuestro país, se identifican los siguientes: la Dorsal de Nazca, la Fractura de Mendaña, la Fosa Peruano-Chilena, la Cordillera Andina, la Cadena Volcánica y los diferentes Sistemas de Fallas distribuidas en el interior del continente²².

²¹ Cfr. Castillo y Alva 1993:3

²² COOPI 2011

Dichos rasgos tectónicos que gobiernan la geodinámica peruana se presentan en la Figura 2.7.

Figura 2-7. Principales rasgos tectónicos superficiales presentes en el Perú y en el borde occidental de Perú. AM, falla Moyobamba; CB, falla Cordillera Blanca; SA, falla Satipo; HU, falla Huaytapallana; AY, falla Ayacucho; TM, falla Tambomachay; IP, falla Incapuc.

2.2.2 Sismicidad.

La sismicidad puede traducirse como el estudio del número de sismos que se dan en un lugar geográfico específico. Constituye el análisis la incidencia sísmica y el registro de estos.

Asimismo, la fricción de las placas de Nazca y la Sudamericana han venido produciendo los sismos de mayor intensidad con relativa frecuencia y en la deformación interna de ambas placas, siendo los sismos más destructores los que se producen a niveles superficiales. Para analizar las características de los sismos ocurridos en Perú, es necesario considerar la existencia de una base de datos que corresponde al periodo de 1500-1959 (sismicidad histórica) y otro al periodo que

considera los sismos ocurridos desde el año 1960 a la fecha (sismicidad instrumental)²³.

– **Sismicidad Histórica.**

Toda dicha información ha sido recolectada y publicada por Enrique Silgado (1968, 1978 y 1985) y Dorbath et al (1990). A partir del área de intensidad máxima, Silgado (1978) obtuvo los valores de magnitud de los sismos históricos más importantes con el objetivo de poder compararlos con sismos recientes. Posteriormente, Dorbath et al (1990) realizaron una revisión de estas intensidades y una evaluación de los principales maremotos para recalcular los valores de magnitud²⁴.

Figura 2-8. Distribución de los terremotos ocurridos en Perú entre 1513 y 1959 $I > VIII$ MM (Silgado, 1978).

²³ COOPI 2011

²⁴ Cfr. Tavera y Bufo 1998:4

Cabe resaltar que la información obtenida depende de la distribución poblacional de la época, ya que existe la posibilidad de que hayan ocurrido sismos de gran magnitud en zonas no pobladas y con ello no se hayan reportados dicho comportamiento sísmico, ya sea por problema de comunicación o accesibilidad.

Así, el registro proporcionado por Silgado de los sismos históricos ocurridos entre 1513 y 1959 ($I_{max} > VII$ en la escala Mercalli Modificada) se muestra en la Figura 2.8.

Según Silgado (1978) y Dorbath et al (1990) es importante destacar los siguientes puntos²⁵:

- La costa central de Perú, los terremotos mayores son los de 1586 (primer gran terremoto del que se tiene documentación histórica), 1687 y el de 1746 que destruyó completamente la ciudad de Lima y generó un maremoto con olas de 15-20 m de altitud ($I_{max} = X$ MM). Durante el período 1513-1959, Lima fue destruida sucesivamente por un total de 15 terremotos (Silgado, 1978).
- En la región Sur, los terremotos más importantes son los de 1604, 1784 y 1868; este último es el mejor documentado y descrito en detalle por Montessus de Ballore (1911) y Vargas (1922). Estos terremotos destruyeron las principales ciudades del Sur de Perú (Arequipa, Moquegua, Tacna y Puno) y Norte de Chile (Anca, Iquique).
- En el interior del país tan solo se localizan tres terremotos ocurridos en 1650 (Cuzco $I_{max} = X$ MM), 1946 (Huaraz $I_{max} = IX$ MM) y 1947 (Satipo $I_{max} = VIII$ MM). Además, para este período (1513-1920), no existe información sobre terremotos ocurridos en la zona Andina y Subandina del Norte y Centro de Perú, pero en la actualidad se ha comprobado que estas regiones son sísmicamente muy activas.

²⁵ Cfr. Tavera y Buforn 1998:6

– Sismicidad Instrumental.

El registro de la sismicidad instrumental data de 1960, fecha en que se inicia la instalación de la Red Sísmica Mundial (World Wide Seismological Standard Network)²⁶. Gracias a ello se dispuso de distintos análisis que nos permitieron conocer la sismicidad que ocurre en nuestro país y hallar sus principales fuentes sísmo tectónicas.

Así, la historia sísmica instrumental se encuentra disponible en los catálogos SISRA (Sismicidad de la Región Andina, 1985) con eventos desde el año 1900 a 1982. Esta base de datos ha sido actualizada al año 2010 con información proveniente de los catálogos publicados por el Instituto Geofísico del Perú (IGP) y el NEIC (National Earthquake Information Center)²⁷.

Por otro lado, en un artículo elaborado por Jorge Alva, Director del CISMID – FIC-UNI, se precisa lo siguiente:

“(...) la metodología para el cálculo del peligro sísmico considera que los eventos sísmicos presentan una distribución de Poisson, que se caracteriza por suponer independencia entre los tiempos de ocurrencia, ya que cada uno de los sismos se considera como un evento aislado e independiente.” (Castillo y Alva 1993:3)

Por ello, es necesario filtrar del catálogo todas las réplicas y premonitores, quedando los sismos como eventos principales. Dicho eventos se han recopilado por diferentes investigadores e incluidos en una serie de catálogos, y representados gráficamente en el siguiente Mapa Sísmico del Perú proporcionado por el Instituto Geofísico del Perú (ver Figura 2.9).

²⁶ Cfr. Bernal y Tavera 2002:21

²⁷ COOPI 2011

2.2.3 Evaluación del Peligro Sísmico

Es necesario efectuar estudios que permitan conocer el comportamiento más probable de un sismo para poder planificar y mitigar los grandes efectos que trae consigo. Así, una forma de conocer el probable comportamiento sísmico de un lugar es mediante la evaluación del peligro sísmico en términos probabilísticos, es decir predecir las posibles aceleraciones que podrían ocurrir en un lugar determinado.

En dicho contexto, Jorge Alva y Jorge Castillo mencionan lo siguiente:

“El análisis de peligro sísmico se realiza aplicando la metodología desarrollada por Cornell (1968) en términos probabilísticos, metodología que fue modificada e implementada en el programa de cómputo RISK por McGuire (1976). Esta metodología integra información sismo tectónica, parámetros sismológicos y leyes de atenuación regionales para los diferentes mecanismos de ruptura. El resultado es una curva de peligro sísmico, donde se relaciona la aceleración y su probabilidad anual de excedencia.” (Castillo y Alva 1993:6)

Alva y Castillo mencionan sobre la existencia de la metodología implementada en la evaluación de peligro sísmico, desarrollada por Allin Cornell la cual está basada en conceptos probabilísticos. De este modo, puede decirse que la ocurrencia de un evento sísmico es de carácter aleatorio y la Teoría de las Probabilidades es aplicable en el análisis del riesgo de su incidencia²⁸. Así, a al aplicar esta teoría se puede demostrar que si la ocurrencia de un evento “A” dependiera de la ocurrencia de otros eventos: $E_1, E_2, \dots, E_n$, mutuamente excluyentes; entonces, de acuerdo al teorema de la "Probabilidad Total" se tiene para la probabilidad de ocurrencia de A:

$$P(A) = \sum_i^n P\left(\frac{A}{E_i}\right) * P(E_i)$$

Donde $P(A/E_i)$ es la probabilidad condicional que A ocurra, dado que E_i ocurra.

Además, la intensidad generalizada (I) de un sismo en un lugar específico puede considerarse dependiente de la magnitud del sismo y de la distancia al lugar de

²⁸ Cfr. Castillo y Alva 1993:3

interés. Si el tamaño del sismo (S) y su localización (R) son considerados como variables aleatorias continuas y definidas por sus funciones de densidad de probabilidad, $f_S(s)$ y $f_R(r)$ respectivamente; entonces, el peligro sísmico definido por la probabilidad que la intensidad “I” sea igual o mayor que una intensidad dada, será: $P(I \geq i)$ y está dada por²⁹:

$$P(I \geq i) = \int \int P\left[\frac{I}{s, r}\right] f_S(s) * f_R(r) ds dr$$

Cabe resaltar, que esta es la expresión que resume la teoría desarrollada por Cornell en 1968, para analizar el peligro sísmico. La evaluación de esta integral es efectuada por el programa de cómputo RISK desarrollado por McGuire (1976) en el cálculo del peligro sísmico.

Consideramos de vital importancia conocer el trato probabilístico que se le dan a los eventos sísmicos a nivel mundial, ya que constituye la base teórica para entender el comportamiento de estos y tenerlo en cuenta en el diseño estructural evaluado en la presente investigación.

2.3 Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones peruanas.

La vulnerabilidad sísmica se interpreta como el grado de desprotección que posee una estructura ante un evento sísmico, siendo una característica implícita a esta. Así, una edificación es vulnerable en la medida que no se hayan tomado las consideraciones sismorresistentes en su concepción, diseño y construcción; como también, desde el enfoque de una vulnerabilidad socio-espacial, incluyendo el análisis de los niveles de organización y de preparación ante desastre así como la percepción de peligro³⁰. De este modo, de forma práctica se identifican 2 tipos de vulnerabilidad³¹:

- Vulnerabilidad estructural, la cual se refiere a la predisposición que una estructura presente posibles daños en aquellas partes de la edificación que lo mantienen en funcionamiento ante la ocurrencia de un sismo intenso. Esto

²⁹ Cfr. Castillo y Alva 1993:7

³⁰ COOPI 2011

³¹ Cfr. Samaniego 2005:

comprende las diversas partes de la estructura como cimientos, columnas, muros, vigas y losas.

- Vulnerabilidad social, la cual está relacionada a aspectos económicos, sociales y educativos. Así, la pobreza, las actividades económicas existentes y el grado de instrucción de la población juega un papel fundamental en las consecuencias ante la ocurrencia de un sismo.

Además, es notable establecer una relación estrecha entre la existencia de un peligro sísmico en una zona específica y la importancia del estudio de cuan vulnerable son las estructuras que la habitan. El Perú no es la excepción.

Nuestro país ha sido victimas de grandes terremotos a lo largo de su historia, los cuales han dejado consecuencias catastróficas en el estado estructural de casi todas las edificaciones. Por ejemplo, existen casos emblemáticos de terremotos en nuestro país, en los cuales han dejado cuantiosas pérdidas.

Terremoto de Lima (1746).

El 28 de octubre de 1746, se produjo un gran terremoto en la Costa Central del Perú. Según se ha estimado tuvo una magnitud de 8.1 MS y produjo intensidades de hasta XI en la escala de Mercalli Modificada. En Lima la destrucción fue casi total, cayó la Catedral, monasterios, arcos, estatuas; de las 3000 casas existentes sólo quedaron en pie 25. Según se conoce, murieron aproximadamente 1100 personas³².

Por otro lado, en el Callao hubo destrucción total en las edificaciones circundantes, como también, un tsunami de 15 a 20 metros de altura sobrevino a la ciudad. De los 4000 habitantes solo se salvaron 200³³.

³² Cfr. Muñoz, Quiun y Tinman 2002:2

³³ Cfr. Muñoz, Quiun y Tinman 2002:2

Figura 2-10. Escena que pudo darse en circunstancias de la hecatombe que destruyó al Callao el viernes 28 de octubre de 1746.

Esta es quizás una muestra emblemática de los daños terribles que un terremoto podría ocasionar hoy en día a nuestra capital, que a pesar de haber pasado más de 2 siglos después de la ocurrencia de dicho evento, se conforma como una ciudad con características que lo hacen muy vulnerables ante un sismo de dicha magnitud.

Vulnerabilidad de edificaciones en Lima.

En dicho contexto, según la Cámara Peruana de Construcción (CAPECO), un 60% (aproximadamente 1 millón) de las viviendas de Lima son producto de la autoconstrucción y, en consecuencia, son edificaciones altamente vulnerables a movimientos sísmicos³⁴. Lamentablemente esta cifra tan alarmante resulta de la ausencia de un plan municipal en materia de prevención de riesgos y defensa civil, el cual es un tema dejado en el olvido por muchas gestiones.

Así mismo, el arquitecto Ricardo Arbulú, presidente del Comité de Edificaciones de CAPECO, menciona lo siguiente:

“Se trata de construcciones que carecen de estudio técnico, a cargo de un maestro de obras, con materiales que no son de calidad y que han sido levantadas sin la fiscalización de los municipios distritales” (CAPECO 2011)

³⁴ CAPECO 2014

Según Arbulú, una especie de informalidad en la construcción ha ocasionado un déficit en la calidad de las edificaciones limeñas, las cuales han sido construidas a cargo de personal no capacitado y con materiales de dudoso desempeño, a lo cual se adiciona la indiferencia de las municipales en cuanto a fiscalización y control. Así, es notable que se presente un panorama catastrófico ante un evento de gran magnitud, como es el caso de la ocurrencia de un sismo de 8.5 grados en la escala de Richter, con consecuencias gravísimas tal como lo muestra la Figura 2.12.

Figura 2-11. Infografía de las zonas con mayor riesgo de desastres en la capital.

Fuente: El Comercio.

Escenario de impacto de un sismo y tsunami en Lima y Callao

El Instituto Nacional de Defensa Civil advierte que estos distritos podrían ser afectados por un eventual movimiento telúrico de 8 grados que tenga como epicentro el mar, a 33 kilómetros del Callao.

200,347 viviendas terminarían destruidas

348,329 casas se verían afectadas

51,019 muertos dejaría el sismo

686,105 personas resultarían heridas

Figura 2-12. Infografía de posible efectos de un terremoto de 8.5 grados en la capital.

Fuente: Perú 21.

Debido a que la presente investigación se enfocara en realizar una evaluación de naturaleza estructural, el enfoque se basa en aspectos sismorresistentes y de diseño estructural, por lo que los conceptos de vulnerabilidad estructural de las edificaciones limeñas son de alta relevancia para la comprensión de los resultados a obtener; sin embargo, consideramos importante hacer conocimiento la vulnerabilidad “total” que afronta nuestra capital ante eventos sísmicos de gran magnitud, tanto en el aspecto social y estructural. Incluso son conceptos que la norma E.030 incluye, aunque dicho enfoque ha variado con el tiempo.

2.4 Análisis sísmico basado en métodos lineales.

En la actualidad, el análisis sísmico basado en métodos lineales mantiene el uso tradicional de una relación esfuerzo - deformación lineal, pero incorpora ajustes a las deformaciones globales del edificio, y también incluye requerimientos en la calidad de los materiales utilizados; ello se da con la finalidad de considerar un comportamiento no lineal de la estructura³⁵.

Cabe resaltar que dichos procedimientos se podrán emplear solo cuando las estructuras estudiadas no posean irregularidades notorias en planta y en elevación. Si existiera la presencia de estas, los resultados a obtener mediante la modelación carecerían de exactitud, ya que la semejanza con un comportamiento elástico no podría asegurarse³⁶.

En ese sentido, es importante resaltar que en nuestro marco normativo solo se consideran el uso de Métodos Lineales; sin embargo, para el caso de estructuras que presentan irregularidades, tanto en planta como en elevación, el análisis sísmico tomara en cuenta un modelo de comportamiento lineal y elástico, pero con las sollicitaciones sísmicas reducidas³⁷.

³⁵ Cfr. Guevara, Osorio y Arturo 2006:38

³⁶ Cfr. Guevara, Osorio y Arturo 2006:39

³⁷ Cfr. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2014

El uso de los métodos lineales se aplica cuando se espera que una estructura reaccione elásticamente ante un sismo (teoría básica de la elasticidad). Está claro que este concepto no se da en la realidad, ya que la elasticidad de los materiales estructurales (concreto y acero) es limitada, por lo que el uso de dichos procedimientos solo constituye una aproximación al verdadero comportamiento sísmico de aquellas estructuras³⁸. Los rangos de deformación de una estructura como respuesta ante un sismo van progresivamente desde un comportamiento elástico hacia un inelástico, por lo que el uso de los métodos lineales solo concierne una simplificación del comportamiento real de la estructura (figura 2-13).

Figura 2-13. Rangos de comportamiento elástico e inelástico de una estructura solicitada por una fuerza estructural. Fuente: Valencia-Clement, 2005

En la figura 2-13, la línea OC muestra el comportamiento elástico de la estructura, en la que los desplazamientos se suponen proporcionales a la magnitud de la fuerza horizontal aplicada. El punto A representa la aparición de la primera articulación plástica, a partir del cual el comportamiento deja de ser lineal, y en la medida en que se presentan más articulaciones, este comportamiento tiende a ser el que muestra la curva OAD, el cual suele simplificarse con la curva idealizada OBE.³⁹

³⁸ Cfr. Fajardo 2012:12

³⁹ Cfr. Valencia-Clement 2005

El análisis sísmico bajo métodos lineales se puede realizar de forma estática y dinámica.

2.4.1 Análisis sísmico estático

El método del análisis estático lineal se utiliza en el cálculo de desplazamientos (derivadas), fuerzas internas y de la distribución de fuerzas según la altura de un edificio⁴⁰. Así, esta metodología define los estados de fuerzas laterales estáticas y procedimientos elásticos para determinar la relación demanda-capacidad de los elementos, por lo que se obtiene una buena aproximación del punto de cedencia de la estructura (punto en el que se produce la primera articulación plástica)⁴¹. Sin embargo, no se pueden predecir momento de fallas o el comportamiento de la estructura en el transcurso de la cedencia.

En teoría, si la estructura presenta un comportamiento elástico ante las fuerzas laterales generadas por acción del sismo, las fuerzas internas que se obtienen ante este método serán semejantes a los esfuerzos generados por el sismo de diseño⁴². Esta definición conlleva la interpretación de una filosofía muy interesante sobre el modelo planteado: un modelo elástico; esto es que, mediante un análisis estático lineal, se recurre a un modelo que contiene herramientas sencillas para su estudio para predecir el comportamiento de la estructura en un rango de deformaciones inicialmente lineal.

Por otro lado, otro punto interesante que plantea este procedimiento es que plantea una estructura como un sistema de un grado de libertad ante el movimiento con una rigidez elástica efectiva (figura 2.14)⁴³. Así, este método modela el sismo mediante un conjunto de fuerzas que actúan en el centro de masa de cada nivel de una edificación (en ambos sentidos)⁴⁴.

Para ello, el procedimiento consiste en el cálculo de un valor fraccionario de la aceleración de la gravedad denominado aceleración espectral del sismo (S_a), la cual

⁴⁰ Cfr. Guevara, Osorio y Arturo 2006:39

⁴¹ Cfr. Guevara, Osorio y Arturo 2006:39

⁴² Cfr. Guevara, Osorio y Arturo 2006:40

⁴³ Cfr. Guevara, Osorio y Arturo 2006:40

⁴⁴ Cfr. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2014

se asocia con la masa total de la estructura analizada (m), con lo que se obtiene la cortante basal o fuerza de corte en la base de la estructura o fuerza lateral equivalente (V_{basal})⁴⁵. Esta se obtiene a partir de un espectro de respuesta específico (según tipo del suelo de cimentación), según la zona estudiada, el tipo de sistema estructural tratado y el uso de esta; además, según nuestro marco normativo sismorresistente actual, se considera un factor de reducción sísmica R , esto debido cuestiones de diseño.

La Norma Sismorresistente E.030 2016 cita la siguiente expresión para el cálculo de la cortante basal, la cual está en función de factores que representan, como ya se mencionó, un porcentaje de la aceleración gravedad:

$$V = \frac{SUCZ}{R} * P$$

Donde:

V: Cortante basal de la estructura

S: factor de suelo

U: factor según uso de la estructura

C: factor de amplificación sísmica

Z: factor de zona

R: factor de reducción sísmica

P: masa total de la estructura

De este modo, la acción de la cortante basal V estimada se distribuirá a lo largo de cada piso de la estructura y, mediante el análisis estático lineal, se calcularán las fuerzas y los desplazamientos internos de la estructura⁴⁶.

⁴⁵ Cfr. Guevara, Osorio y Arturo 2006:40

⁴⁶ Cfr. Guevara, Osorio y Arturo 2006:41

Figura 2-14. Diagrama Equivalente a un grado de libertad.

Según La Norma Sismorresistente E.030 2016, para el cálculo de la fuerza sísmica distribuida en la altura de la estructura se usarán las siguientes expresiones:

$$F_i = \alpha_i * V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i * (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k}$$

Donde:

F_i : fuerza sísmica según piso “i”

h_i : altura del piso “i”

P_i : peso del piso analizado

k : es un exponente relacionado con el periodo fundamental de la estructura (T)

2.4.2 Análisis sísmico dinámico modal – espectral

Mediante el análisis dinámico la estructura se modela como un sistema de múltiples grados de libertad (figura 2.15) con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente⁴⁷. Por lo general, el sismo toma en cuenta un espectro de respuesta (análisis modal – espectral).

⁴⁷ Cfr. Guevara, Osorio y Arturo 2006:49

El análisis modal espectral supone que la respuesta dinámica de una estructura se puede determinar considerando de forma independiente la respuesta de cada modo natural de vibración utilizando un espectro de respuesta elástico (función espectral). Para ello, solo se consideran los modos que contribuyen considerablemente a la respuesta de la estructura, tal como lo menciona la Norma E.030 2016:

“En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2016)

Esto significa que se deberá calcular la respuesta modal máxima de todos los modos necesarios para obtener el 90% de participación de masa del edificio, en cada una de las dos direcciones horizontales principales ortogonales del edificio, en donde debe considerarse al menos los tres primeros modos en cada dirección. Un modo se interpreta como una posibilidad de un tipo de movimiento; por ejemplo, una translación a lo largo del eje X o una translación considerando libertad de movimiento tanto en los ejes X como Y.

Asimismo para cada una de las direcciones horizontales en estudio será necesario utilizar un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones⁴⁸. Según nuestro marco normativo sismorresistente este es dado por la siguiente expresión:

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

Donde:

Sa: aceleración espectral

g: aceleración de la gravedad

Cabe resaltar para el análisis en la dirección vertical se podrá utilizar un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro dado para las direcciones horizontales⁴⁹.

⁴⁸ Cfr. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2014

⁴⁹ Cfr. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2014

Figura 2-15. Diagrama Equivalente a varios grados de libertad.

2.5. Normativas sismorresistentes.

2.5.1 Norma sismorresistente E.030 de 2016.

La reciente norma sismorresistente E.030 del 2016 se origina a raíz de la modificación de la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) aprobada por decreto supremo N°011-2006-VIVIENDA y modificada con decreto supremo N° 002-2014-VIVIENDA, a través del decreto supremo N° 003-2016-VIVIENDA⁵⁰.

Dentro de ella, la norma desarrolla los principales criterios sismorresistentes a tener en cuenta en el diseño de una estructura aplicable a lo largo del territorio nacional.

➤ Filosofía de diseño sismorresistente:

Es muy importante destacar los principios contenidos, los cuales son:

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

Tal como lo dice la presente edición, el fin principal que deben cumplir las edificaciones es preservar las vidas humanas que las ocupan. Esto se basa en que es totalmente inviable diseñarlas para que resistan cualquier sismo. Tal como lo dice

⁵⁰ Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2016

la norma, no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. Así, se menciona lo siguiente⁵¹:

- a. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- c. Para las edificaciones esenciales se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

Tal como lo menciona la norma, se califican los sismos en SEVEROS y MODERADOS. Se establecen condiciones para las edificaciones en general, y se toca de manera especial a las edificaciones esenciales.

Por otro lado, es necesario considerar el posible efecto de los tabiques en el análisis sísmico.

➤ **Presentación del proyecto de norma sísmica.**

Según la norma E.030 del 2016 es obligatorio que se presente la siguiente información en los planos del proyecto estructural⁵²:

- a. Sistema estructural sismorresistente.
- b. Período fundamental de vibración en ambas direcciones principales.
- c. Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- d. Fuerza cortante en la base empleada para el diseño, en ambas direcciones.
- e. Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.
- f. La ubicación de las estaciones acelerométricas, si éstas se requieren.

⁵¹ Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2016

⁵² Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2016

Esta información concierne a aspectos sísmicos, los cuales son tan importantes como los típicos detalles que suelen conllevar los planos estructurales.

➤ **Metodología de evaluación estructural según Norma E.030 2016.**

Para evaluar estructuralmente las edificaciones en estudio y verificar si éstas cumplen con la normativa actual, debemos de realizar primero el análisis estructural con los parámetros de la norma, según el Anexo 02⁵³.

ETAPA 1: Peligro sísmico

a) Factor de Zona (Z)

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.

Se observa la adición de una zona más en comparación a las normas que la preceden.

Figura 2-16. Factores de zona según norma E.030 del 2016.

⁵³ Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2016

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Tabla II- 1. Factores de zona según norma E.030 del 2016

b) Perfil del Suelo.

Se clasifican los siguientes perfiles de suelo, los cuales dependen de la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte ($\bar{V}_s$), o alternatively, para suelos granulares, el promedio ponderado de los N_{60} obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada ($\bar{S}_u$) para suelos cohesivos⁵⁴. Según la Tabla 2 de la norma, son:

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Figura 2-17. Clasificación de perfiles de suelo según norma E.030 del 2016

Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

1. Perfil Tipo S0: Roca Dura

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

⁵⁴ Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2016

2. Perfil Tipo S1: Roca o Suelos Muy Rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte $>500\text{m/s}$ y $\leq 1500\text{ m/s}$

3. Perfil Tipo S2: Suelos Intermedios

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte $> 180\text{ m/s}$ y $\leq 500\text{m/s}$

4. Perfil Tipo S3: Suelos Blandos

Corresponden a este tipo los suelos medianamente flexibles con velocidades de propagación de onda de corte $\leq 180\text{ m/s}$.

5. Perfil Tipo S4: Condiciones Excepcionales

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

c) Parámetros de Sitio S, T_p y T_L .

Para el factor de amplificación del suelo (S) se consideraran de acuerdo al factor de zona (Z), y para los periodos T_p y T_L el perfil de suelo del proyecto. Sus respectivos valores se presentan según Tabla 3 y 4 de la norma:

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _p " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Figura 2-18. Valores de parámetros de sitio S, T_p y T_L según norma E.030 2016.

d) Construcción de la función Factor de Amplificación Sísmica C versus Período T

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right)$$

El coeficiente “C” se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

ETAPA 2: Caracterización del edificio

a) Categoría de la edificación y Factor de Uso

CATEGORIA DE EDIFICACIONES Y FACTOR "U"	
CATEGORIA	U
A - edificaciones esenciales	A1 = Nota 1
	A2 = 1.5
B - edificaciones importantes	1.3
C- edificaciones comunes	1
D - edificaciones temporales	Nota 2

Tabla II- 2. Categoría de edificaciones y factor de uso “U”, según norma E.030 2016.

b) Sistemas Estructurales.

Se establecen criterios para estructuras de CONCRETO ARMADO, en donde en primer lugar se menciona que 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 RNE⁵⁵. Se tienen los siguientes sistemas estructurales:

⁵⁵ Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2016

SISTEMA	CORTANTE DISEÑO
Porticos	$\geq 80\% V_{\text{basal}}$
Muros estructurales	$\geq 70\% V_{\text{basal}}$
Dual (porticos + muros estructurales)	20-70% V_{basal} en muros $\geq 30\% V_{\text{basal}}$ en porticos
Muros de ductibilidad limitada (EMDL)	-

Tabla II- 3. Sistemas estructurales y cortantes de diseño.

c) Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas R .

Según la norma E.030 2016, se presenta el uso de un coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas “ R_o ” con el fin de evitar el sobrediseño estructural. Se muestran los siguientes valores del Coeficiente Básico de Reducción “ R_o ” para estructuras de concreto armado:

COEFICIENTE " R_o " SEGÚN SISTEMA ESTRUCTURAL DE CONCRETO ARMADO	
Sistema Estructural	Coeficiente Basico de Reducción " R_o "
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Tabla II- 4. Coeficiente " R_o " según sistema estructural de concreto armado.

d) Factores de Irregularidad (I_a , I_p)

Se aplican en caso de encontrar algún tipo de irregularidad, y se multiplica con el “ R_o ”. Se presenta una diferencia en relación a la norma del 2006, ya que en aquella el valor del Factor de Reducción de Fuerza Sísmica (R) solo se consideraba el 75% del valor del “ R_o ”⁵⁶.

Por otro lado, la norma define lo siguiente⁵⁷:

- **Estructuras Regulares** son las que en su configuración resistente a cargas laterales no presentan las irregularidades de altura (I_a) o de planta (I_p). En estos casos, el factor I_a o I_p será igual a 1,0.

⁵⁶ Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2006

⁵⁷ Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2016

- **Estructuras Irregulares** son aquellas que presentan una o más de las irregularidades.

Respecto a los factores de irregularidad, se tiene que el factor “Ia” e “Ip” se determinará como el menor de los valores de la Tabla 2.5 y Tabla 2.6, respectivamente, correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura y planta en las dos direcciones de análisis.

Irregularidades de Altura	Ia
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0.75
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	0.75
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.5
Irregularidad Extrema de Resistencia	0.5
Irregularidad de Masa o Peso	0.9
Irregularidad Geométrica Vertical	0.9
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.8
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.6

Tabla II- 5. Factores de Irregularidad en altura (Ia).

Irregularidades de Planta	Ia
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.6
Esquinas Entrantes	0.9
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.9

Tabla II- 6. Factores de Irregularidad en Planta (Ip)

e) Restricciones a la Irregularidad.

Según la normativa del 2016, de acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 2.7⁵⁸.

Categoría de 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 II- 7. Restricciones en relación a las irregularidades existentes en edificaciones.

f) Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica (R)

Según la norma E.030 del 2016, el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente “Ro” determinado a partir de la Tabla N° 2.4 y de los factores “Ia”, “Ip” obtenidos de las Tablas 2.5 y 2.6, de forma respectiva.

$$R = Ro * Ia * Ip$$

ETAPA 3: Análisis Estructural

a) Estimación del Peso (P).

Se precisa en la norma que el cálculo del peso “P” será adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga; en el caso de edificaciones se tomara tal como sigue⁵⁹:

⁵⁸ Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2016

⁵⁹ Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2016

- ✓ En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- ✓ En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- ✓ En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.

b) Análisis sísmico

En la norma E.030 del 2016 menciona el uso obligatorio de 2 métodos de análisis sísmico: Análisis estático y Análisis dinámico modal espectral. Sin embargo, precisa se podrá utilizar el método de análisis dinámico tiempo-historia con fines de verificación, mas no como sustituto de los mencionados.

✓ **ANALISIS ESTATICO:**

- Cálculo de cortante basal (V).

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

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

- Periodo fundamental de vibración (T) de la estructura en cada dirección para determinar el valor de C.

Se estimará a través de la siguiente expresión⁶⁰:

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

Donde:

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

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.

⁶⁰ Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2016

b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

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

a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.

b) Pórticos de acero arriostrados.

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

De manera alternativa, según la norma, se podrá utilizar la siguiente expresión:

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i * d_i^2}{g * \sum_{i=1}^n f_i * d_i}}$$

Donde:

- “fi” es la fuerza lateral en el nivel “i” correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.

- “di” es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas “fi”. Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

– Determinar la distribución de fuerza sísmica según la altura.

Dichas fuerzas, las cuales son una fracción de la cortante basal y son aplicadas por cada nivel, serán calculadas a través de las siguientes expresiones⁶¹:

⁶¹ Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2016

$$F_i = \alpha_i * V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i * h_i^k}{\sum_{j=1}^n P_i * h_j^j}$$

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: $k = 1,0$.

b) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

– Aplicar las fuerzas obtenidas en el centro de masas de cada piso.

Según la norma, para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis)⁶². Así, en el centro de masas de cada nivel, se aplicará un momento torsor accidental (M_{ti}) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis

✓ **ANÁLISIS DINÁMICO:**

Se verificará el comportamiento dinámico de la estructura frente a las cargas sísmicas mediante el análisis modal espectral indicado.

– Determinar los modos de vibración y sus correspondientes periodos naturales y masas participativas.

En la norma se menciona lo siguiente:

⁶² Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2016

“En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el **90 % de la masa total**, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2016)

Dichas consideraciones se verifican en los resultados del análisis dinámico en el SAP 2000.

- Calcular la aceleración espectral.

A través de la siguiente expresión:

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

En donde “g” es el valor de la aceleración de la gravedad.

- Considerar excentricidad accidental (ei).

De la misma manera, se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

- Determinar según cada modo de vibración, todas las fuerzas y desplazamientos.

ETAPA 4: Verificación de desplazamientos laterales.

Según la norma del 2016, para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, como es el caso de las edificaciones evaluadas en la presente investigación, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por **R** los resultados obtenidos del análisis lineal elástico. Eso muestra una diferencia con la norma que le antecede, en la que se consideraba para estructurales irregulares un 0.85 R.

Por otro lado, se menciona la máxima distorsión o desplazamiento relativo no deberá exceder los siguientes valores⁶³:

Material Predominante	$\beta = \Delta i / h_{ei}$
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado	0.005

Tabla II- 8. Límites para las distorsiones de entrepiso.

Dónde: Δi : desplazamiento lateral en nivel “i”

h_{ei} : altura de nivel “i”

2.5.2 Norma sismorresistente E.030 de 1977.

La norma de diseño sismorresistente E.030 de 1977 se incorpora al entonces Reglamento Nacional de Construcciones en reemplazo del capítulo IV, “Exigencia para la seguridad contra el Efecto destructivo de los sismos”.

La presente norma nace a raíz de los sismos de Huaraz-Chimbote (1970) y de Lima (1974)⁶⁴.

Figura 2-19. Portada oficial de norma E.030 de 1977.

⁶³ Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2016

⁶⁴ Pique 2013:18

Se introduce una nueva manera para el cálculo de la cortante basal, a través de la siguiente expresión⁶⁵:

$$H = \frac{ZUSCP}{Rd}$$

Donde “Rd” es el factor de reducción por ductilidad.

Los valores de “Rd” se muestran en la siguiente tabla⁶⁶:

Sistema estructural	Rd
Pórticos de acero	6
Pórticos de concreto, especialmente dúctiles	5
Pórticos	4
Muros de concreto	3
Albañilería confinada	2.5
Albañilería sin confinar	1.5

Tabla II- 9. Factores de Reducción por ductilidad norma E.030 de 1977.

Asimismo en esta nueva norma se definen las zonas sísmicas⁶⁷:

Figura 2-20. Zonas sísmicas según norma E.030 de 1977.

⁶⁵ Cfr. Blanco 2012:15

⁶⁶ Cfr. Pique 2013:25

⁶⁷ Blanco 2012:1

ZONA	Z
3	0.30
2	0.70
1	1.00

Tabla II- 10. Factores de zona según norma E.030 de 1977

CATEGORIA	U
A	Decide el proyectista
B	1.3
C	1

Tabla II- 11. Factores de uso según norma E.030 de 1977.

SUELO	"S"	Ts (seg.)
I	1	0.3
II	1.2	0.6
III	1.4	0.9

Tabla II- 12. Factores de sitio "S" y valores del periodo del suelo "Ts" según E.030 de 1977.

Por otro lado, se establecen los siguientes valores del coeficiente sísmico de la estructura⁶⁸:

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1}$$

Donde, T = 0 en sistemas rígidos, y C=0.4.

De la misma forma, el periodo fundamental de vibración "T" se podrá determinar a través de procedimientos teóricos que cumplan con las ecuaciones de la dinámica y que consideren las características estructurales y la distribución de masas de la edificación. Sin embargo, en caso de no usarse dichos procedimientos se pueden usar las expresiones que nos dan los valores del periodo de la estructura, en relación a cada tipo de estas⁶⁹:

- Para estructuras solamente aporticadas, donde N= número pisos:

⁶⁸ Cfr. Pique 2013:24

⁶⁹ Cfr. Pique 2013:26

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1}$$

- Para estructuras solamente con pórticos y cajas de ascensores.

$$T = \frac{0.09 * h}{\sqrt{D}}$$

- Para estructuras rígidas con gran cantidad de muros.

$$T = \frac{0.05 * h}{\sqrt{D}}$$

- Para estructuras mixtas.

$$T = \frac{0.07 * h}{\sqrt{D}}$$

3. CAPITULO 3: DESCRIPCION DE LOS PROYECTOS

3.1. Generalidades de los proyectos.

Para efectos de la evaluación estructural a realizarse, se requieren de varias edificaciones construidas con la Norma Sismorresistente E.030 de 1977, esto debido a una cuestión estadística y para asegurar la representatividad en los resultados. Por ello, fue necesario identificar 4 edificios elegidos entre los años de 1977 y 1997 (año en el que se publica la actualización de la norma en mención).

Es muy importante destacar que debido a la época, los planos estructurales de los proyectos fueron elaborados a mano, debido a la ausencia de softwares computacionales de diseño en dicha época.

Así, se logró identificar la siguiente muestra:

1) EDIFICIO SANTA TERESA

Figura 3-1. Mapa de ubicación del proyecto Edificio "SantaTeresa". Fuente: Google Maps.

Dicho proyecto está ubicado en la Av. José Pardo 575, distrito de Miraflores, tal como se muestra en la figura 3.1. Este proyecto comprende de un edificio de 11 pisos (1 azotea) y 1 sótano, el que inicialmente fue ideado con fines de uso multifamiliar.

Su concepción estructural data del mes de mayo del año 1984 (según expediente

técnico obtenido de la municipalidad). El diseño y los cálculos estructurales de este estuvieron a cargo de “L. Zegarra C. – A. De Losada Ingenieros”. El proyectista a cargo de la elaboración de los planos estructurales fue el Ing. Luis Zegarra Ciquero (con registro en el Colegio de Ingenieros No. 3469).

De este modo, el edificio “Santa Teresa” fue concebido en sus inicios para un uso de vivienda multifamiliar; sin embargo, se pudo constatar que al día de hoy posee diversos usos: comercial y vivienda.

Figura 3-2. Visualización de fachada baja del proyecto Edificio “SantaTeresa” (año 2015).

Fuente: Street View – Google Maps.

*Figura 3-3. Visualización de fachada completa del proyecto Edificio “SantaTeresa” (año 2015).
Fuente: Street View - Google Maps.*

*Figura 3-4. Visualización en 3D del proyecto Edificio “SantaTeresa” (año 2015). Fuente:
Google Earth Pro*

2) EDIFICIO PALMAR

Este proyecto está ubicado en la Av. 28 de Julio N° 438, en el distrito de Miraflores, tal como se muestra en la figura 3.7. Este proyecto consta de 9 pisos, siendo el primer piso utilizado para algunas tiendas comerciales. Del piso 2 al piso 8, el edificio presenta una planta típica, mientras que el piso 1 y el piso 9 presentan ligeras variaciones. Actualmente el edificio tiene uso multifamiliar, y el primer piso se ha habilitado para ser usado para el comercio, con dos pequeñas tiendas. Cuenta con estacionamientos en los sótanos, siendo estos distribuidos en los dos sótanos.

Los cálculos y diseño del edificio datan de 1981 (según planos obtenidos de la Oficina de Archivo Central de la Municipalidad de Miraflores), los que estuvieron a cargo de “Gallegos+Ríos+Casabonne+Uccelli+Icochea+Arango Ingenieros Civiles”. El proyectista a cargo de la elaboración de los planos estructurales fue el Ing. Carlos A. Uccelli Lavatelli (con registro en el Colegio de Ingenieros No. 2463).

Figura 3-5. Visualización de fachada baja del proyecto Edificio “Palmar” (año 2016). Fuente: Street View - Google Maps.

Figura 3-6. Visualización de fachada completa del proyecto Edificio “Palmar” (año 2015).

Fuente: Street View - Google Maps

3) EDIFICIO NORMANDIE

Figura 3-7. Mapa de ubicación del proyecto Edificio “Normandie”. Fuente: Google Maps.

Este proyecto está ubicado en la Calle Porta N° 107, en el distrito de Miraflores, tal como se muestra en la figura 3.10., frente al Parque Kennedy. Este proyecto consta de 9 pisos, siendo el primer piso y segundo piso utilizado para uso de comercio en

la actualidad. Desde el tercer piso hasta el último piso es utilizado como vivienda multifamiliar. El edificio ocupa todo un frente de la Calle Shell, no cuenta con estacionamientos y cuenta con una caja de ascensor.

Los cálculos y diseño del edificio datan del mes de octubre del año 1980 (según planos obtenidos de la Oficina de Archivo Central de la Municipalidad de Miraflores), los que estuvieron a cargo de “Bello - Mould - Chavez Tafur Ingenieros”. El proyectista a cargo de la elaboración de los planos estructurales fue el Ing. Joaquín Mould Saravia (con registro en el Colegio de Ingenieros No. 894).

Figura 3-8. Visualización del proyecto Edificio “Normandie” desde las esquinas (año 2016).

Fuente: Street View - Google Maps.

Figura 3-9. Visualización del proyecto Edificio “Normandie” desde las esquinas (año 2016).

Fuente: Street View - Google Maps.

4) EDIFICIO MARTRI.

Figura 3-10. Mapa de ubicación del proyecto Edificio “Martri”. Fuente: Google Maps.

Este proyecto está ubicado en la Av. Alcanfores Nro. 1108, en el distrito de Miraflores, tal como se muestra en la figura 3.5. Este proyecto comprende de un edificio de 7 pisos, siendo el primer piso utilizado principalmente como cochera. Fue ideado con fines de uso multifamiliar, se encuentra en la esquina de la Av. Alcanfores con la Calle Juan Fanning.

Su concepción estructural data del mes de setiembre del año 1987 (según planos obtenidos de la Oficina de Archivo Central de la Municipalidad de Miraflores). El diseño y los cálculos estructurales de este estuvieron a cargo de “R. Ríos J. Ingenieros”. El proyectista a cargo de la elaboración de los planos estructurales fue el Ing. Raúl Ríos Jimenez (con registro en el Colegio de Ingenieros No. 3623).

Figura 3-11. Visualización de fachada completa del proyecto Edificio “Martri” desde Calle Dulanto (año 2015). Fuente: Street View - Google Maps.

Figura 3-12. Visualización de fachada completa del proyecto Edificio “Martri” desde Calle Fanning (año 2015). Fuente: Street View - Google Maps.

3.2. Modelo de cargas adoptado en la evaluación.

3.2.1. Consideraciones generales.

3.2.1.1. Combinaciones de carga.

Para la evaluación estructural en general, independientemente del proyecto que toque analizar, se considera el comportamiento que las estructuras tengan ante las diferentes combinaciones de carga que la norma de cargas de nuestro reglamento, la norma E.020, nos brinda. Se tiene en cuenta el uso de las siguientes combinaciones de carga y su respectiva envolvente:

$$\begin{aligned}
 &0.9CM + CS_x \\
 &0.9CM + CS_y \\
 &0.9CM - CS_x \\
 &0.9CM - CS_y \\
 &1.4CM + 1.7CV \\
 &1.25CM + 1.25CV + CS_x \\
 &1.25CM + 1.25CV - CS_x
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{c} 1.25CM + 1.25CV + CSy \\ 1.25CM + 1.25CV - CSy \\ CM + CV \end{array}$$

Donde:

Cx: Carga sísmica en la dirección del eje X,

Cy: Carga sísmica en la dirección del eje Y,

CM: Carga muerta,

CV: Carga viva

3.2.1.2. Modelo en el ETABS.

- **Elementos *Frames*, *Shell*, y *Membrane*.**

En el ETABS, el modelo de cargas de todos los proyectos consistió en un modelo estructural dual y aporticado, conformado por elementos *FRAMES* (vigas y columnas), y elementos *SHELL*, en el caso de placas, y tipo de elemento *MEMBRANE* para las losas.

En el caso de las placas, estas se modelaron como un tipo de modelo *Shell thin*, ya que para fines de nuestra investigación, aunque generalmente la relación grosor/largo que tendrán dichos elementos será mayor a 5%, nosotros consideramos a estos como elementos muy finos, por un criterio conservador. En el caso de las losas (tanto para aquellas de 1 y 2 sentidos), optamos por modelarlas como elementos tipo *membrane*, ya que estos, teóricamente, transmiten las cargas aplicadas en todo su plano hacia sus puntos de apoyo sin experimentar deformaciones en su superficie; este modelo se adecua mejor debido a nuestro interés en observar el comportamiento de nuestras vigas y columnas debido al diafragma rígido que se le asignará.

- **Diafragma Rígido.**

Por otro lado, se contempla modelar nuestras losas como un DIAFRAGMA RIGIDO, tal como lo recomienda la norma de albañilería E.070, ya que estos elementos, debido a no experimentar ningún tipo de deformación ante cargas

sísmicas, integran los muros portantes, vigas y columnas y compatibilizan sus desplazamientos laterales.

3.2.1.3. Modelo físico geométrico: Rigidez Efectiva (K_e).

A pesar que la Norma E.030 no precisa considerar fisuración y agrietamiento del concreto armado en el análisis sísmico, hemos considerado pertinente y necesario estimar las distorsiones considerando las secciones que caracterizan a la edificación de manera más realista respecto a su comportamiento sísmico actual. Esto se realizara mediante la aplicación de la teoría de la rigidez efectiva expresada a través del concepto de **INERCIA EFECTIVA (I_e)**.

Así, en el ETABS pudimos ingresar las Inercias Efectivas (I_e) de los elementos estructurales: vigas, columnas y placas, las cuales poseen valores aproximados establecidos por la comunidad sismorresistente (según valores establecidos por el código ACI 318). Así mismo, se tiene que:

$$K_e = E * I_e$$

Dónde: K_e : rigidez efectiva

E : módulo de elasticidad

I_e : inercia efectiva (definida según el ACI 318 y otros documentos, como el producto de un coeficiente y el valor de la inercia bruta de la sección, según el tipo del elemento estructural)

Según el código ACI-318, se establecen las siguientes expresiones en el cálculo de la inercia efectiva:

- Columnas: $I_e = 0.35 * I_{bruta}$
- Vigas: $I_e = 0.70 * I_{bruta}$

En el caso de placas, por ser elementos de sección geométrica variada, experimentaron una reducción del módulo de elasticidad del material predominante, siendo este concreto en su totalidad.

3.2.2. Descripción de los modelos de cargas de cada proyecto.

1) EDIFICIO SANTA TERESA

Se modeló como un edificio de 11 pisos, y también se consideró el sótano. Se usaron elementos frame y Shell en todos los pisos. Los elementos Shell se usaron para las placas perimetrales de la subestructura y superestructura. Se tienen las siguientes consideraciones de carga resumidas en la siguiente tabla:

Carga Muerta		
Wlosa (H losa=0.25)	0.35	Tn/m2
Piso terminado	0.10	Tn/m2
Tabiquería	0.15	Tn/m2
Carga viva		
S/C edificios vivienda	0.20	Tn/m2
Carga viva ultimo piso:	0.10	Tn/m2

NORMA reduccion de carga viva	(categoría C)
0.25	

Tabla III- 1. Consideraciones de cargas edificio Santa Teresa

Figura 3-13. Vista en 3D en el ETABS del modelo matemático Edificio Santa Teresa

Figura 3-14. Vista en 3D en el ETABS del modelo matemático Edificio Santa Teresa

2) EDIFICIO PALMAR

Se modeló como un edificio de 9 pisos. Se usaron elementos frame y Shell en todos los pisos. Los elementos Shell se usaron para la caja de ascensores, y se empleó para una columna de gran ancho. Se presentaron losas en una dirección, así como también macizas. Se tienen las siguientes consideraciones de carga resumidas en la siguiente tabla:

Carga Muerta		
Wlosa (H losa=0.25 m)	0.35	Tn/m ²
Piso terminado	0.10	Tn/m ²
Tabiquería	0.15	Tn/m ²
Carga viva		
S/C edificios vivienda	0.20	Tn/m ²
S/C edificios vivienda (azotea)	0.10	Tn/m ²
NORMA reducción de carga viva 25%		(categoría C)
0.25		

Tabla III- 2. Consideraciones de carga edificio Palmar.

Figura 3-15. Vista en 3D en el ETABS del modelo matemático Edificio Palmar.

3) EDIFICIO NORMANDIE

Se modeló como un edificio de 9 pisos. Se usaron elementos frame y Shell en todos los pisos. Los elementos Shell se usaron para la caja de ascensores, la losa fue de 20 cm de espesor en una sola dirección. Se tienen las siguientes consideraciones de carga resumidas en la siguiente tabla:

Carga Muerta		
Wlosa (H losa=0.20)	0.30	Tn/m ²
Piso terminado	0.10	Tn/m ²
Tabiquería	0.15	Tn/m ²
Carga viva		
S/C edificios vivienda	0.20	Tn/m ²
S/C edificios vivienda (azotea)	0.15	Tn/m ²
Carga viva último piso:	0.10	Tn/m ²
NORMA reducción de carga viva 25%		(categoría C)
0.25		

Tabla III- 3. Consideraciones de carga edificio Normandie.

Figura 3-16. Vista en 3D en el ETABS del modelo matemático Edificio Normandie.

4) EDIFICIO MARTRI

Se modeló como un edificio de 7 pisos. Se usaron elementos frame y Shell en todos los pisos. Los elementos Shell se usaron para la caja de ascensor y para los muros colindantes en la dirección X e Y. La losa fue de 20 cm de espesor en una sola dirección, está en dirección X, Y con un ángulo de inclinación según las vigas en las que se apoyaba. Se tienen las siguientes consideraciones de carga resumidas en la siguiente tabla:

Carga Muerta		
Wlosa (H losa=0.20)	0.30	Tn/m2
Piso terminado	0.10	Tn/m2
Tabiquería	0.15	Tn/m2
Carga viva		
S/C edificios vivienda	0.20	Tn/m2
S/C edificios vivienda (azotea)	0.15	Tn/m2
Carga viva último piso:	0.10	Tn/m2
NORMA reducción de carga viva 25%		(categoría C)
0.25		

Tabla III- 4. Consideraciones de carga edificio Martri.

Figura 3-17. Vista en 3D en el ETABS del modelo matemático Edificio Martri

3.3. Características estructurales

3.3.1. Características estructurales de las edificaciones.

1) EDIFICIO SANTA TERESA

La edificación consta de 11 pisos, 1 azotea y un sótano. El uso para el que fue diseñada dicha estructura es como un edificio multifamiliar, aunque cabe resaltar, como lo ya mencionado en la sección 3.1.1., en la actualidad posee diversos usos (comercial, multifamiliar, etc.).

Además, con razón de satisfacer los requisitos sismorresistentes de la normativa de la época (E.030 de 1977) el tipo de sistema estructural del edificio “Santa Teresa” es Dual (columnas y placas). Asimismo se observa (según los planos obtenidos a través de la municipalidad de Miraflores) que los detalles que la estructura presenta en la distribución del casco varían según el nivel del edificio.

En las figuras 3.12, 3.13, 3.14, 3.15, 3.16, 3.17, 3.18 se puede observar un esquema en planta de los elementos estructurales de los niveles de la edificación.

Figura 3-18. Vista en planta de la distribución estructural del Sótano

Figura 3-19. Vista en planta de la distribución estructural del Sótano

Figura 3-20. Vista en planta de la distribución estructural del Segundo piso

Figura 3-21. Vista en planta de la distribución estructural del Tercer, Cuarto y Quinto piso.

Figura 3-22. Vista en planta de la distribución estructural del Sexto, Séptimo, Octavo y Noveno piso.

Figura 3-23. Vista en planta de la distribución estructural del Décimo piso

Figura 3-24. Vista en planta de la distribución estructural del Onceavo piso

El edificio cuenta con escaleras y una caja de concreto armado para la instalación del ascensor.

Por otro lado, se distingue la construcción de un tanque elevado y un cuarto de máquinas para la instalación de las bombas para el suministro de agua potable.

2) EDIFICIO “PALMAR”

Como ya se mencionó anteriormente, el edificio consta de 9 pisos, siendo el primer piso ocupado por algunas tiendas. El edificio tiene una planta rectangular, y está dividido en 2 partes, con una caja de ascensor en la parte central del edificio, tal como se observan en las figuras siguientes.

El tipo de sistema estructural con el que fue concebido es el Aporticado tanto en el eje X como en el eje Y. Asimismo se observa que el casco varía en el piso 1 y el piso 9, mientras que es típico del 2 al 8 piso.

En las figuras 3.20, 3.21 y 3.22 se puede observar un esquema en planta de los elementos estructurales de los encofrados de techo.

Figura 3-25. Vista en planta de la distribución estructural primer piso Edificio “Palmar”

Figura 3-26. Vista en planta de la distribución estructural 2 al 8 piso Edificio "Palmar".

Figura 3-27. Vista en planta de la distribución estructural 9 piso Edificio "Palmar".

3) EDIFICIO NORMANDIE.

El tipo de sistema estructural con el que fue concebido es el Aporticado tanto en el eje X como en el eje Y. Cuenta con losa aligerada de 20 cm en todos los pisos en un sentido apoyado sobre las vigas de los ejes A, B, C, D, E, F y G.

78

Figura 3-29. Vista en planta de la distribución estructural 3 al 8 piso Edificio “Normandie”.

Figura 3-30. Vista en planta de la distribución estructural 9 piso Edificio “Normandie”.

Figura 3-32. Vista en planta de la distribución estructural del primer piso del Edificio Martri.

Figura 3-33. Vista en planta de la distribución estructural del Séptimo piso del Edificio Martri.

3.3.2. Características geométricas y mecánicas de los elementos estructurales.

1) EDIFICIO “SANTA TERESA”.

Respecto a los elementos estructurales, se distinguen 7 tipos de columnas y diferentes tipos de vigas (los cuales varían en diseño y resistencia en función al piso del edificio), como también distribuciones de placas, tal y como se muestran a continuación:

COLUMNAS:

1. Columna P-1: sus dimensiones son de 0.40m*0.65m (para el 1ero y 2do nivel se usara concreto de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$, y para el 3ero al 11vo nivel se usara concreto de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$).
2. Columna P-2: sus dimensiones son de 0.40m*0.80m para el sótano y los niveles del 1ero al 5to y de 0.40m*0.60m. para los niveles del 6to al 11vo. (para el 1ero y 2do nivel se usara concreto de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$, para el 3ero al 11vo nivel se usara concreto de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$).
3. Columna P-3: sus dimensiones son de 0.40m*0.60m para el sótano y los niveles del 1ero al 11vo (para el 1ero y 2do nivel se usara concreto de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ (Para el 3ero al 11vo nivel se usara concreto de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$).
4. Columna P-4: sus dimensiones son de 0.30m*0.40m para los niveles 1ero y 2do. Con un $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$.
5. Columna P-5: sus dimensiones son de 0.20m*0.55m para los niveles 1ero y 2do. Con un $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$.
6. Columna P-6: sus dimensiones son de 0.20m*0.25m
7. Columna P-7: sus dimensiones son de 0.15m*0.25m.

VIGAS:

Se utilizó concreto con resistencia a la compresión a los 28 días ($f'c$) de 210 y 280 kg/cm^2 (ver tabla 3.1. y 3.2.) y acero estructural con un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

Se detalla a continuación los diferentes tipos de vigas, en donde la terminación VS se refiere a aquellas existentes en el techo del sótano, la V1 a aquellas del primer piso, la V2 las del segundo, la V3 para el tercer, cuarto y quinto piso, la

V6 para el sexto, séptimo, octavo y noveno piso, la V10 para aquellas que conciernen al décimo piso y la V11 para las del onceavo nivel.

Nombre de viga	Base (m)	Peralte (m)	Corte transversal (Ver Anexos)
VS01	0.30	0.55	1-1
	0.20	0.25	2-2
VS02	0.20	0.55	3-3
	0.20	1.10	4-4
VS03/V105/V206	0.40	0.55	5-5
VS04	0.20	1.05	
VS05/V107/V208	0.30	0.55	6-6
VS06/V108	0.30	0.25	7-7
VS07	0.15	0.56-0.20	8-8/9-9
VS08	0.25	0.25	10-10
V101	0.30	0.55	1-1
	0.30	0.25	2-2
	0.20	0.30	2-2
V102	0.20	0.55	3-3
	0.20	1.80	4-4
V106	0.20	1.25	
V103/V203	0.20	0.55	11-11
V104/V204	0.30	0.55	5-5
V109/V205	0.30	0.25	
V110	0.15	1.20	
V111/V211	0.15	0.56-0.20	7-7
V112	0.15	0.30	6-6
V207	0.20	0.70	
V210	0.20	1.50	
V201	0.30	0.55	9-9
V202	0.20	0.55	10-10
	0.20	1.35	11-11
V209	0.30	0.25	12-12

Tabla III- 5. Dimensiones de Vigas con un $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

V301/V601	0.30	0.55	1-1
V302/V602/V1002	0.20	0.55	2-2
	0.20	1.30	3-3
V304/V604/V1004	0.30	0.55	5-5
V306	0.40	0.55	7-7
V308/V608	0.30	0.55	8-8
V606	0.30	0.55	11-11

V1006	0.30	0.55	12-12
V309/V609/V1009/V1109	0.30	0.25	6-6
V303/V603	0.20	0.55	4-4
V607	0.20	0.70	
V310/V610/V1010/V1110	0.20	0.20	9-9
	0.20	0.56	10-10
V1007/V1107	0.20	0.75	
V305/V605/V1005/V1105	0.30	0.25	
V307	0.20	0.70	
V1001	0.30	0.55	1-1
V1003	0.20	0.55	2-2
V1008	0.30	0.55	4-4
V1102	0.20	0.55	6-6
	0.20	1.30	7-7
V1104	0.30	0.55	8-8
V1106	0.30	0.55	9-9
V1101	0.30	0.55	3-3
V1103	0.20	0.55	5-5
V1108	0.20	0.75	

Tabla III- 6. Dimensiones de Vigas con un $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Los detalles de las vigas son presentadas en los anexos incluidos en la presente investigación.

PLACAS:

Los detalles se presentan en los anexos adjuntos.

En relación al módulo de elasticidad, respecto al concreto el código ACI-318 nos da la siguiente expresión en función del $f'c$:

$$Me = 15100\sqrt{f'c}$$

Así, tenemos que:

- Concreto: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ le corresponde un $Me = 218819.7889 \text{ kg/cm}^2$.
- Concreto: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ le corresponde un $Me = 252671.328 \text{ kg/cm}^2$.

Para el acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ se tiene que su $Me = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

2) EDIFICIO “PALMAR”.

Respecto a los elementos estructurales, se distinguen 7 tipos de columnas y diferentes tipos de vigas (los cuales varían en diseño y resistencia en función al piso del edificio), como también distribuciones de placas, tal y como se muestran a continuación:

COLUMNAS:

Existen cuatro tipos de secciones de columnas que cambian de resistencia según los pisos en los que se encuentren.

- Para el 1ero, 2do y 3er nivel se usará concreto de $f'c=245 \text{ kg/cm}^2$.
- Para el 4rto al 9no nivel se usará concreto de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.

Nombre de columna	Base (m)	Peralte (m)
C-1	0.40	0.75
C-2	0.25	0.100
C-3	0.25	0.75
C-4	0.25	0.120

Tabla III- 7. Dimensiones de Columnas generales edificio Palmar.

VIGAS:

Se utilizó concreto con resistencia a la compresión a los 28 días ($f'c$) de 210 kg/cm^2 en todas las losas (ver tabla 3.4.) y acero estructural con un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

Se detalla a continuación los diferentes tipos de vigas, que se distribuirán según el plano.

Nombre de viga	Base (m)	Peralte (m)
V-1	0.25	0.55
V-2	0.75	0.30
V-3	0.25	0.50
V-4	0.75	0.55
V-5	0.40	0.30
V-6	0.25	0.80
V-7	0.25	1.20

Tabla III- 8. Dimensiones de Vigas con un $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Los detalles de las vigas son presentadas en los anexos incluidos en la presente investigación.

En cuanto al “Me” de los materiales, se tiene que:

- Concreto: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ le corresponde un $Me = 218819.7889 \text{ kg/cm}^2$.
- Concreto: $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ le corresponde un $Me = 252671.328 \text{ kg/cm}^2$.
- Para el acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ se tiene que su $Me = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

3) EDIFICIO “NORMANDIE”

Respecto a los elementos estructurales, las columnas tienen una misma sección al igual que las vigas. Estas varían en diseño y resistencia de acuerdo al piso del edificio en el que se encuentren. Las placas del ascensor son típicas en todos los pisos cambiando solo de resistencia.

COLUMNAS:

Las columnas solo tienen un tipo de sección, más el diseño de acero cambia según la ubicación en la planta así como la resistencia cambia según la distribución en los pisos. La dimensión es de 30 cm x 60 cm.

Pisos	$f'_c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
1-4	210
5-9	175
2 (F-3)	280
1 (B-3, C-3, E-3, F-3)	280

Tabla III- 9. Resistencia de Columnas según distribución de pisos en edificio Normandie.

VIGAS:

Se utilizó concreto con resistencia a la compresión a los 28 días (f'_c) de 210 kg/cm^2 en todas las losas (ver tabla 3.6.) y acero estructural con un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

Se detalla a continuación los diferentes tipos de vigas, que se distribuirán según el plano.

Nombre de viga	Base (m)	Peralte (m)
V-1	0.15	1.6
V-2	0.15	0.20
V-3	0.15	0.50
V-4	0.15	0.70
V-5	0.20	0.10
V-6	0.20	0.20
V-7	0.20	0.60
V-8	0.30	0.70

Tabla III- 10. Dimensiones de Vigas con un $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ en edificio Normandie.

Los detalles de las vigas son presentadas en los anexos incluidos en la presente investigación.

En cuanto al “Me” de los materiales, se tiene que:

- Concreto: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ le corresponde un $Me = 218819.7889 \text{ kg/cm}^2$.
- Concreto: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ le corresponde un $Me = 252671.328 \text{ kg/cm}^2$.
- Para el acero de $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$ se tiene que su $Me = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

4) EDIFICIO MARTRI.

Respecto a los elementos estructurales, las columnas tienen una misma sección al igual que las vigas. La resistencia que poseen para todos los pisos es de 210 kg/cm^2 . Las placas del ascensor son típicas en todos los pisos con el mismo grosor, de igual forma los muros colindantes en la dirección X e Y.

COLUMNAS:

Las columnas tienen 7 tipos de sección, más el diseño de acero cambia según la distribución en los pisos. Las dimensiones son variadas, presentándose columnas rectangulares como otras con forma poligonal con lados inclinados.

Columnas	Dimensiones (m)
C1	1 x 0.3
C2	0.5 x 0.3 x 0.6
C3	0.8 x 0.3 x 0.6
C4	0.6 x 0.3
C5	0.8 x 0.3
C6	0.7 x 0.3
C7	1.35 x 0.3
C8	0.25 x 0.2

Tabla III- 11. Dimensiones de Columnas según distribución de pisos en edificio Martri.

VIGAS:

Se utilizó concreto con resistencia a la compresión a los 28 días (f'_c) de 210 kg/cm^2 en todas las losas (ver tabla 3.6.) y acero estructural con un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

Se detalla a continuación los diferentes tipos de vigas, que se distribuirán según el plano.

Nombre de viga	Base (m)	Peralte (m)
V-1	0.20	0.50
V-2	0.20	0.70
V-3	0.20	1.00
V-4	0.25	0.20
V-5	0.25	0.50
V-6	0.30	0.20
V-7	0.30	0.50
V-8	0.45	0.20
V-9	0.70	0.20
V-10	1.35	0.20

Tabla III- 12. Dimensiones de Vigas con un $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ en edificio Martri.

Los detalles de las vigas son presentadas en los anexos incluidos en la presente investigación.

En cuanto al “Me” de los materiales, se tiene que:

- Concreto: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ le corresponde un $Me = 218819.7889 \text{ kg/cm}^2$.
- Para el acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ se tiene que su $Me = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

3.4. Características del terreno y consideraciones de cimentación.

El terreno en el que se encuentra el edificio es una zona conformada por grava coluvial, que posee características geomecánicas similares a las del conglomerado aluvial y aluvional. Según el Mapa de suelos en los distritos de Lima presentado en el portal del MINAM (Ministerio de Ambiente), Miraflores posee un tipo de suelo de ZONA 1, el cual es apto para construir, debido a los afloramientos rocosos, estratos de grava que conforman los conos de deyección de los ríos Rímac y Chillón y los estratos de grava coluvial – eluvial de los pies de las laderas⁷⁰.

Figura 3-34. Mapa de suelos en los distritos de Lima. Fuente: SINIA

⁷⁰ SINIA 2012

La litoestratigrafía que presenta la zona, corresponde a depósitos aluviales, formados en el Pleistoceno.

Figura 3-35. Geología de la ciudad de Lima. Fuente: CISMID (2013).

El comportamiento del terreno de cimentación es rígido, y sus periodos de vibración natural están en un rango entre 0.1 y 0.3 segundos⁷¹.

En la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, el distrito de Miraflores está en el mapa de zonificación como la Zona 4, y pertenece a la clasificación de un suelo tipo 1, con ello se obtiene un factor de amplificación del suelo S de 1.00 y los periodos Tp y Tl con valores 0.4 segundos y 2.5 segundos respectivamente.

⁷¹ CISMID 2013:51

ZONA SUELO	FACTOR S			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.2	1.40
Z1	0.80	1.00	1.6	2.00

Tabla III- 13. Factor “S” según zona y tipo de suelo de cimentación. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2016).

	Perfil del Suelo			
Periodo	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Tp (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
Ts (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Tabla III- 14. Periodos Tp y TL según perfil de suelo. Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2016).

4. CAPITULO 4: ANALISIS ESTRUCTURAL

4.1. Análisis Sismorresistente.

4.1.1. Parámetros de peligro sísmico.

a) Factor de Zona:

Las edificaciones en estudio pertenecen a la zona 4, por lo que según la Norma Sismorresistente el factor de zona tiene un valor de 0.45.

b) Perfil del Suelo

Para las edificaciones, según las propiedades mecánicas que presenta el suelo, así como su espesor, la velocidad con la que se propaga la onda a través de él, y el periodo fundamental, se considera al suelo según un perfil S_0 , S_1 , S_2 , S_3 y S_4 .

Según el CISMID, la geología de la Ciudad de Lima tiene un suelo rígido al que le corresponde un perfil de suelo S_1 .

c) Parámetros de Sitio S , T_P y T_L

Según el parámetro de suelo S_1 y la zona Z_4 , los periodos T_P y T_L son 0.4 y 2.5 segundos respectivamente.

d) Construcción de la función Factor de Amplificación Sísmica C versus Período T

Figura 4-1. Gráfico Factor de Amplificación Sísmica C versus Período T para un suelo Rígido “ S_1 ”.

SUELO MUY RIGIDO (S1)					
T	C	T	C	T	C
0	2.50	1.5	0.67	2.7	0.34
0.4	2.50	1.6	0.63	2.8	0.32
0.5	2.00	1.7	0.59	2.9	0.30
0.6	1.67	1.8	0.56	3.0	0.28
0.7	1.43	1.9	0.53	3.5	0.20
0.8	1.25	2	0.50	4.0	0.16
0.9	1.11	2.1	0.48	4.5	0.12
1	1.00	2.2	0.45	5.0	0.10
1.1	0.91	2.3	0.43	5.5	0.08
1.2	0.83	2.4	0.42	6.0	0.07
1.3	0.77	2.5	0.40	7.0	0.05
1.4	0.71	2.6	0.37	8.0	0.04

Tabla IV- 1. Valores de “C” según el “T” para un suelo rígido “S1”.

4.1.2. Caracterización del edificio:

1) EDIFICIO “SANTA TERESA”

a) Categoría de la edificación y Factor de Uso (U)

El edificio “Santa Teresa” se construyó con fines de uso de vivienda multifamiliar, por lo que de acuerdo a la Tabla N°5 de la norma le corresponde una categoría C de Edificaciones Comunes, con un factor U igual a 1.0.

b) Sistema Estructural

El edificio “Santa Teresa” presenta una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20% y 70% del cortante en la base del edificio. Los pórticos deben estar diseñados para que resistan mínimo un 30% de la fuerza cortante en la base. Según la Tabla N° 6 de la norma, sí está permitido que para una edificación de categoría C y de zona 4, que se haya construido cualquier sistema.

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF Y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera.
	1	Cualquier Sistema
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier Sistema

Tabla IV- 2. Tabla Nro. 6 de la norma E.030 del 2016.

c) Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas R_O .

El Coeficiente “ R_O ” en la dirección “X” y “Y” será:

$$R_{OX} = 8$$

$$R_{OY} = 7$$

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

Tabla IV- 3. Tabla Nro. 7 de la norma E.030 del 2016.

d) Factores de Irregularidad

Para ello, se determinará Irregularidad en altura y en planta, para lo cual se tomará el menor de los valores de la Tabla N° 8 y Tabla N° 9 de la norma respectivamente.

Aquello que no se pueda determinar se deberá comprobar con los resultados del análisis sísmico.

Sin embargo, por necesidad de evaluar algunas irregularidades, inicialmente modelaremos la estructura solo teniendo en cuenta las irregularidades visibles, tal como se considera a continuación:

PRIMERA ITERACION:

1. Irregularidades en altura

No se identifican.

2. Irregularidad en Planta

Se identifica Irregularidad por esquina entrante, por lo que se toma como $I_p = 0.9$.

SEGUNDA ITERACION:

Aquí se toma en cuenta las derivas resultado de la primera iteración.

1. Irregularidades en altura

IRREGULARIDADES DE ALTURA	VALORES	
	x	y
1.a. Irregularidad de rigidez o piso blando	0.75	1.00
1.b. Irregularidad de resistencia o piso débil	1.00	1.00
1.c. Irregularidad extrema de rigidez	0.50	1.00
1.d. Irregularidad extrema de resistencia	1.00	1.00
1.e. Irregularidad de masa o peso	1.00	1.00
1.f. Irregularidad geométrica vertical	1.00	1.00
1.g. Discontinuidad en los sistemas resistentes	1.00	1.00
1.h. Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes	1.00	1.00

Tabla IV- 4. Valores de Irregularidades de Altura según norma E.030.

2. Irregularidad en Planta

IRREGULARIDADES DE PLANTA		
2.a Irregularidad torsional	1.00	1.00
2.b. Irregularidad torsional extrema	1.00	1.00
2.c. Esquinas entrantes	0.90	0.90
2.d. Discontinuidad del diafragma	1.00	1.00
2.e. Sistemas no paralelos	1.00	1.00

Tabla IV- 5. Valores de Irregularidades de planta según norma E.030.

Finalmente se tiene que:

$$I_{ax} = 0.50$$

$$I_{ay} = 1.00$$

$$I_{px} = 0.90$$

$$I_{py} = 0.90$$

e) Restricciones a la Irregularidad.

Según la normativa, una edificación de Categoría C y Zona 4 no tiene permitido presentar irregularidad extrema en la edificación. Como hipótesis inicial, asumimos regularidad en toda la estructura, ello se comprobará con el análisis.

f) Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica “R”.

Este coeficiente es el resultado de:

$$R = R_o \times I_a \times I_p$$

$R_o = 7$ (Concreto armado –dual)

I_a = Factor de irregularidad en altura

I_p = Factor de irregularidad en planta

Se asumirá de manera inicial que nuestra estructura es regular, por lo que I_a e I_p serán iguales a 1.

2) EDIFICIO “PALMAR”

a) Categoría de la edificación y Factor de Uso (U)

El edificio “Palmar” se construyó con fines de uso de vivienda multifamiliar, por lo que le corresponde una categoría C de Edificaciones Comunes, con un factor U igual a 1.0.

b) Sistema Estructural

El edificio “Palmar” presenta un sistema estructural aporticado, tanto en la dirección X como en la Y. Según la Tabla N° 6 de la norma, sí está permitido que para una edificación de categoría C y de zona 4, que se haya construido cualquier sistema.

c) Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas R_o .

El Coeficiente " R_o " en la dirección "X" y "Y" será el mismo.

$$R_{oXY} = 8$$

d) Factores de Irregularidad

Para el edificio "Palmar" posee Irregularidad de piso blando y de esquina entrante, correspondiéndoles los siguientes valores:

$$I_{ax} = 0.75$$

$$I_{ay} = 0.75$$

$$I_{px} = 0.90$$

$$I_{py} = 0.90$$

e) Restricciones a la Irregularidad.

Según la normativa, una edificación de Categoría C y Zona 4 no tiene permitido presentar irregularidad extrema en la edificación. Como hipótesis inicial, asumimos regularidad en toda la estructura, ello se comprobará con el análisis.

f) Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica " R ".

Este coeficiente es el resultado de:

$$R = R_o \times I_a \times I_p$$

$$R_o = 8 \text{ (Concreto armado –pórtico)}$$

$$I_a = \text{Factor de irregularidad en altura}$$

$$I_p = \text{Factor de irregularidad en planta}$$

Dirección "X" e "Y":

$$R = 8 \times 0.9 \times 0.75$$

$$R = 5.4$$

3) EDIFICIO “NORMANDIE”

a) Categoría de la edificación y Factor de Uso (U)

El edificio “Normandie” se construyó con fines de uso de vivienda multifamiliar, por lo que de acuerdo a la Tabla N°5 de la norma le corresponde una categoría C de Edificaciones Comunes, con un factor U igual a 1.0.

b) Sistema Estructural

El edificio “Normandie” presenta un sistema estructural aporticado, tanto en la dirección X como en la Y. Según la Tabla N° 6 de la norma, sí está permitido que para una edificación de categoría C y de zona 4, que se haya construido cualquier sistema.

c) Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas R_o .

El Coeficiente “ R_o ” en la dirección “X” y “Y” será el mismo.

$$R_{oXY} = 8$$

d) Factores de Irregularidad

Se nota una irregularidad de esquina entrante y de piso blanco en ambos sentidos.

$$I_{ax} = 0.75$$

$$I_{ay} = 0.75$$

$$I_{px} = 0.90$$

$$I_{py} = 0.90$$

e) Restricciones a la Irregularidad.

Según la normativa, una edificación de Categoría C y Zona 4 no tiene permitido presentar irregularidad extrema en la edificación. Como hipótesis inicial, asumimos regularidad en toda la estructura, ello se comprobará con el análisis.

f) Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica “R”.

Este coeficiente es el resultado de:

$$R = R_o \times I_a \times I_p$$

$R_o = 8$ (Concreto armado –pórtico)

I_a = Factor de irregularidad en altura

I_p = Factor de irregularidad en planta

Dirección “X” e “Y”:

$$R = 8 \times 0.9 \times 0.75$$

$$R = 5.4$$

4) EDIFICIO “MARTRI”

a) Categoría de la edificación y Factor de Uso (U)

El edificio “Martri” se construyó con fines de uso de vivienda multifamiliar, por lo que de acuerdo a la Tabla N°5 de la norma le corresponde una categoría C de Edificaciones Comunes, con un factor U igual a 1.0.

b) Sistema Estructural

El edificio “Martri” presenta un sistema estructural aporticado y dual, en la dirección X es aporticado mientras que en la Y es dual. Según la Tabla N° 6 de la norma, sí está permitido que para una edificación de categoría C y de zona 4, que se haya construido cualquier sistema.

c) Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas R_o .

El Coeficiente “ R_o ” en la dirección “X” y en la dirección “Y” es:.

$$R_{OX} = 7 \quad R_{OY} = 7$$

d) Factores de Irregularidad

Se detecta una irregularidad de esquina entrante y de piso blando.

$$l_{ax} = 0.75$$

$$l_{ay} = 0.75$$

$$l_{px} = 0.90$$

$$l_{py} = 0.90$$

e) Restricciones a la Irregularidad.

Según la normativa, una edificación de Categoría C y Zona 4 no tiene permitido presentar irregularidad extrema en la edificación. Como hipótesis inicial, asumimos regularidad en toda la estructura, ello se comprobará con el análisis.

f) Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica “R”.

Este coeficiente es el resultado de:

$$R = R_o \times I_a \times I_p$$

$R_o = 8$ (Concreto armado –pórtico)

I_a = Factor de irregularidad en altura

I_p = Factor de irregularidad en planta

Dirección “X”:

$$R = 7 \times 0.9 \times 0.75$$

$$R = 4.725$$

Dirección “Y”:

$$R = 7 \times 0.9 \times 0.75$$

$$R = 4.725$$

4.1.3. Análisis Estático y Dinámico.

ESTIMACIÓN DEL PESO “P”.

- **Cargas por peso propio (D):** estas cargas provienen del peso de materiales, tabiquería, piso terminado y otros elementos que son parte de la edificación.
- **Cargas vivas (L):** son las cargas a las que están sometidas la edificación de manera no permanente que puede estar formada por ocupantes y elementos móviles.
- **Cargas producidas por sismo (Q):** esta carga se halla mediante la Norma E.030 de diseño sismorresistente.

ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO MODAL-ESPECTRAL.

El análisis modal- espectral se realizara para el caso de una edificación SIN FISURACION y CON FISURACION; sin embargo, los resultados, a excepción del cálculo de las derivas, se trabajaran solo con el caso de CON FISURACION.

Por otro lado, a través del ETABS se modela el análisis sísmico estático y dinámico modal-espectral. Para el primer análisis se necesitan estimar las fuerzas sísmicas según la altura del edificio, las cuales el programa las calcula de forma automática, y están en función a la cortante basal (V) de la edificación; dicho parámetro se calcula más adelante.

Asimismo para el segundo análisis, tradicionalmente, se necesitan estimar las masas traslacionales y rotacionales, las cuales son también definidas por el ETABS (para el análisis modal). Sin embargo, para el análisis espectral se debe de considerar un “Espectro de Respuesta”, el que está en función del suelo (tipo S1), y se presenta en la tabla III-20. Debido a que se modelara en el ETABS, optaremos por ingresar directamente la función “Aceleración espectral (S_a) vs. Periodo (T), según el edificio en estudio.

T	C	T	C
0	2.50	2.1	0.48
0.4	2.50	2.2	0.45
0.5	2.00	2.3	0.43
0.6	1.67	2.4	0.42
0.7	1.43	2.5	0.40
0.8	1.25	2.6	0.37
0.9	1.11	2.7	0.34
1	1.00	2.8	0.32
1.1	0.91	2.9	0.30
1.2	0.83	3	0.28
1.3	0.77	3.5	0.20
1.4	0.71	4	0.16
1.5	0.67	4.5	0.12
1.6	0.63	5	0.10
1.7	0.59	5.5	0.08
1.8	0.56	6	0.07
1.9	0.53	7	0.05
2	0.50	8	0.04

Tabla IV- 6. Espectro de Respuesta “Aceleración sísmica (C) vs. Periodo de respuesta (T), para un suelo tipo S1.

1) EDIFICIO “SANTA TERESA”

Se muestra un metrado tentativo de cargas referencial según los niveles:

		NIVEL	CM + CV	
CARGA MUERTA	1928.89	Sótano	202.93	tn
CARGA VIVA	87.211063	Piso 1	207.17	tn
	2016.10	Piso 2	203.34	tn
		Piso 3, 4, 5	157.78	tn
		Piso 6, 7, 8 Y 9	156.07	tn
		Piso 10	166.05	tn
		Azotea	138.98	tn
			2016.10	tn

Tabla IV- 7. Metrado preliminar de cargas en edificio Santa Teresa.

Sin embargo, en nuestro análisis sísmico la modelación estática y dinámica modal-espectral se realizó a través del ETABS, en donde los cálculos relacionados a la estimación del peso de la edificación fueron hechos automáticamente, como también las fuerzas sísmicas.

Se tiene los siguientes parámetros sísmicos calculados en función a la norma E.030 2016, en donde los periodos T_x y T_y se calcularon a través del análisis Dinámico Modal, que se encuentra resultados en el acápite 3.2.4.

					X	Y
FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA (C)	T	Tx		1.273	Como Tp<T<TL	Como Tp<T<TL
		Ty		0.435	0.79	2.30
	Tp	SUELO S1		0.4		
FACTOR DE USO (U)	EDIFICACION COMUN				1	1
FACTOR DE SUELO (S)	RIGIDO - S1				1	1
FACTOR ZONA (Z)	ZONA 4 - Z4				0.45	0.45
FACTOR DE REDUCCION SISMICA (R)	X PORTICO	8	Y DUAL	7	3.6	6.3
	C/R =	0.22	≥0.125	SI CUMPLE		
	C/R =	0.36		SI CUMPLE		
ZUCS/R					0.098	0.164

Tabla IV- 8. Parámetros sísmicos considerando irregularidades.

Se tienen los siguientes parámetros para el análisis espectral:

$$Z = 0.45$$

$$U = 1$$

$$\begin{aligned}
 S &= 1 \\
 g &= 9.81 \\
 R_x &= 3.6 \\
 R_y &= 6.3
 \end{aligned}$$

Se introducirá al ETABS la función “Aceleración Espectral (Sa) vs. Periodo de vibración (T)”, en donde los valores de “C” se multiplican por “ZUSg/Rx” y “ZUSg/Ry”, según el sentido del análisis.

2) EDIFICIO “PALMAR”

El peso que tiene nuestra estructura finalmente según el programa ETABS es de 3606.34 tonf.

Los valores de la Cortante Basal (Vx,Vy), según el ETABS, son los siguientes:

$$\text{EJE X} = V_x = 306.539 \text{ ton}$$

$$\text{EJE Y} = V_y = 241.625 \text{ ton}$$

Se tiene los siguientes parámetros sísmicos calculados en función a la norma:

					X	Y
FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA (C)	T				Como Tp<T<TL	Como Tp<T<TL
			Tx	0.98	1.02	0.81
			Ty	1.24		
	Tp	SUELO S1		0.40		
FACTOR DE USO (U)	EDIFICACION COMUN				1	1
FACTOR DE SUELO (S)	RIGIDO - S1				1	1
FACTOR ZONA (Z)	ZONA 4 - Z4				0.45	0.45
FACTOR DE REDUCCION SISMICA (R)	X PORTICO	8	Y PORTICO	8	5.4	5.4
	C/R eje X =	0.19	≥0.125			
	C/R eje Y =	0.15	≥0.125	SI CUMPLE		
	ZUCS/R					0.085

Tabla IV- 9. Parámetros sísmicos considerando irregularidades y fisuramiento.

Se tienen los siguientes parámetros para el análisis espectral:

$$\begin{aligned}
 Z &= 0.45 \\
 U &= 1 \\
 S &= 1 \\
 g &= 9.81 \\
 R_x &= 5.4 \\
 R_y &= 5.4
 \end{aligned}$$

Se introducirá al ETABS la función “Aceleración Espectral (Sa) vs. Periodo de vibración (T)”, en donde los valores de “C” se multiplican por “ZUSg/Rx” y “ZUSg/Ry”, según el sentido del análisis.

3) EDIFICIO “NORMANDIE”

El peso que tiene nuestra estructura finalmente según el programa ETABS es de 2145.2574 tonf.

Se tiene los siguientes parámetros sísmicos calculados en función a la norma

				X	Y
FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA (C)	T	Tx	1.48	Como Tp<T<TL	Como Tp<T<TL
		Ty	0.92	0.67	1.08
	Tp	SUELO S1	0.4		
FACTOR DE USO (U)	EDIFICACION COMUN			1	1
FACTOR DE SUELO (S)	RIGIDO - S1			1	1
FACTOR ZONA (Z)	ZONA 4 - Z4			0.45	0.45
FACTOR DE REDUCCION SISMICA (R)	X, Y PÓRTICO		8	5.40	5.40
	C/R eje X =	$\frac{0.1}{25} \geq 0.125$	<u>SÍ CUMPLE</u>		
	C/R eje Y =	$\frac{0.2}{00} \geq 0.125$	<u>SÍ CUMPLE</u>		
ZUCS/R				0.056	0.090

Tabla IV- 10. Parámetros sísmicos considerando irregularidades y fisuramiento.

Se tienen los siguientes parámetros para el análisis espectral:

$$\begin{aligned}
 Z &= 0.45 \\
 U &= 1 \\
 S &= 1 \\
 g &= 9.81 \\
 R_x &= 5.4 \\
 R_y &= 5.4
 \end{aligned}$$

Se introducirá al ETABS la función “Aceleración Espectral (Sa) vs. Periodo de vibración (T)”, en donde los valores de “C” se multiplican por “ZUSg/Rx” y “ZUSg/Ry”, según el sentido del análisis.

4) EDIFICIO “MARTRI”

El peso que tiene nuestra estructura finalmente según el programa ETABS es de 1349.2055 tonf.

Se tiene los siguientes parámetros sísmicos calculados en función a la norma

				X	Y
FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA (C)	T	Tx	0.42	Como Tp<T<TL	Como Tp<T<TL
		Ty	1.12	2.39	0.90
	Tp	SUELO S1	0.4		
FACTOR DE USO (U)	EDIFICACION COMUN			1	1
FACTOR DE SUELO (S)	RIGIDO - S1			1	1
FACTOR ZONA (Z)	ZONA 4 - Z4			0.45	0.45
FACTOR DE REDUCCION SISMICA (R)	X, Y DUAL		7	4.73	4.73
	C/R eje X = 0.50 ≥0.125		SÍ CUMPLE		
	C/R eje Y = 0.19 ≥0.125		SÍ CUMPLE		
ZUCS/R				0.227	0.085

Tabla IV- 11. Parámetros sísmicos considerando irregularidades y fisuramiento.

Se tienen los siguientes parámetros para el análisis espectral:

$$\begin{aligned}
 Z &= 0.45 \\
 U &= 1 \\
 S &= 1 \\
 g &= 9.81 \\
 R_x &= 4.73 \\
 R_y &= 4.73
 \end{aligned}$$

Se introducirá al ETABS la función “Aceleración Espectral (S_a) vs. Periodo de vibración (T)”, en donde los valores de “C” se multiplican por “ZUSg/R_x” y “ZUSg/R_y”, según el sentido del análisis.

4.2. Características dinámicas de las estructuras.

4.2.1. Periodos y masas participativas.

El análisis dinámico modal nos muestra los periodos para cada modo de vibración en relación al porcentaje de masas participativas para cada uno, para lo cual la

norma E.030 del 2016 nos dice que se deben tomar en cuenta al menos los modos que tomen el 90% de masa participativa del edificio, considerando en todos los casos los 3 primeros modos.

1) EDIFICIO SANTA TERESA.

El análisis Dinámico Modal nos arroja los siguientes periodos:

Modo de Vibración	Periodo (s)	Masas Participativas - X	Masas Participativas - Y
1	1.273	0.5824	0.0002
2	0.435	0.5824	0.3483
3	0.42	0.586	0.5662
4	0.32	0.754	0.5736
5	0.151	0.8297	0.5736
6	0.103	0.8365	0.6372
7	0.099	0.8407	0.7993
8	0.094	0.8773	0.8052
9	0.067	0.8965	0.8052
10	0.052	0.9099	0.8125
11	0.051	0.91	0.8147
12	0.05	0.9105	0.9136
13	0.042	0.9187	0.914
14	0.036	0.9268	0.9141
15	0.035	0.9291	0.9267
16	0.033	0.9291	0.952
17	0.032	0.9366	0.9545
18	0.03	0.9412	0.9546
19	0.028	0.9422	0.9546
20	0.026	0.9433	0.958
21	0.025	0.9447	0.9702
22	0.021	0.9529	0.9722
23	0.02	0.9646	0.9801
24	0.019	0.9981	0.9824
25	0.017	0.9986	0.9901
26	0.017	0.9997	0.9923
27	0.015	0.9998	0.9956
28	0.015	0.9999	0.9969
29	0.014	0.9999	0.9975
30	0.013	0.9999	0.9986
31	0.013	0.9999	0.9987
32	0.012	0.9999	0.9997
33	0.012	0.9999	0.9997
34	0.012	0.9999	0.9998
35	0.011	1	1
36	0.011	1	1

Tabla IV- 12. Periodos según Modos de Vibración edificio Santa Teresa

2) EDIFICIO PALMAR.

El análisis Dinámico Modal nos arroja los siguientes periodos:

Modo de Vibración	Periodo (s)	Masas Participativas - X	Masas Participativas - Y
1	1.236	0.000	0.695
2	1.200	0.224	0.708
3	0.983	0.707	0.712
4	0.345	0.730	0.715
5	0.327	0.731	0.876
6	0.249	0.875	0.876
7	0.168	0.883	0.876
8	0.146	0.883	0.940
9	0.114	0.935	0.940
10	0.100	0.940	0.940
11	0.087	0.940	0.972
12	0.070	0.963	0.972
13	0.067	0.968	0.972
14	0.061	0.968	0.988
15	0.050	0.968	0.988
16	0.048	0.984	0.988
17	0.048	0.984	0.995
18	0.040	0.985	0.997
19	0.040	0.985	0.999
20	0.037	0.993	0.999
21	0.036	0.993	1.000
22	0.034	0.993	1.000
23	0.033	0.993	1.000
24	0.031	0.993	1.000
25	0.030	0.998	1.000
26	0.026	1.000	1.000
27	0.024	1.000	1.000

Tabla IV- 13. Periodos según Modos de Vibración edificio Santa Teresa

3) EDIFICIO NORMANDIE.

El análisis Dinámico Modal nos arroja los siguientes periodos:

Modo de Vibración	Periodo (s)	Masas Participativas - X	Masas Participativas - Y
1	1.482	0.4133	0.1056
2	0.925	0.5105	0.687
3	0.549	0.5541	0.7089
4	0.436	0.7209	0.7427
5	0.26	0.7278	0.8568
6	0.236	0.7986	0.8778
7	0.166	0.8163	0.881
8	0.124	0.8406	0.8955
9	0.121	0.8542	0.9044
10	0.112	0.9163	0.9372
11	0.094	0.9177	0.9379
12	0.078	0.9185	0.9461
13	0.074	0.9204	0.9736
14	0.068	0.9212	0.9737
15	0.063	0.9235	0.975
16	0.061	0.9643	0.9757
17	0.051	0.9672	0.9828
18	0.041	0.9817	0.9834
19	0.039	0.985	0.9887
20	0.033	0.9861	0.9954
21	0.03	0.9917	0.9954
22	0.029	0.9917	0.9984
23	0.027	0.9917	0.9993
24	0.024	0.9943	0.9995
25	0.02	0.9966	0.9996
26	0.018	0.9982	0.9998
27	0.017	1	1

Tabla IV- 14. Periodos según Modos de Vibración edificio Normandie fisuración

4) EDIFICIO MARTRI.

El análisis Dinámico Modal nos arroja los siguientes periodos:

Modo de Vibración	Periodo (s)	Masas Participativas - X	Masas Participativas - Y
1	1.115	0.2015	0.3078
2	0.419	0.7137	0.505
3	0.314	0.744	0.5756
4	0.234	0.772	0.7916
5	0.145	0.7945	0.8119
6	0.107	0.9159	0.8723
7	0.084	0.9256	0.8832
8	0.062	0.9341	0.934
9	0.055	0.9394	0.9427
10	0.051	0.9717	0.9615
11	0.041	0.9736	0.9636
12	0.033	0.974	0.966
13	0.033	0.9886	0.9704
14	0.03	0.9903	0.9869
15	0.025	0.9962	0.9894
16	0.021	0.9965	0.9963
17	0.02	0.9991	0.9965
18	0.018	0.9996	0.9968
19	0.016	0.9999	0.999
20	0.013	1	0.9998
21	0.012	1	1

Tabla IV- 15. Periodos según Modos de Vibración edificio Martri

4.2.2. Derivas y desplazamientos.

Esta etapa se trabajara siempre con los resultados en donde se consideran todas las irregularidades. Se toma los resultados del análisis Dinámico Modal-Espectral, incluidas todas las irregularidades según el sentido del análisis, y además, trabajaremos dos resultados de distorsiones con fines comparativos: SIN FISURACION y CON FISURACION.

1) EDIFICIO “SANTA TERESA”

- **Calculo de Derivas:**

a) SIN FISURACION

Así se tienen las siguientes derivas:

PISO	DX (mm)	DISTORSION (β)	
11	173.111	0.006	SI CUMPLE
10	157.213	0.006	SI CUMPLE
9	141.202	0.007	SI CUMPLE
8	124.300	0.007	NO CUMPLE
7	106.453	0.007	NO CUMPLE
6	87.922	0.008	NO CUMPLE
5	69.113	0.007	NO CUMPLE
4	50.604	0.007	NO CUMPLE
3	33.086	0.006	SI CUMPLE
2	17.180	0.004	SI CUMPLE
1	7.125	0.003	SI CUMPLE

Tabla IV- 16. Distorsiones en el sentido del Eje X sin fisuración.

PISO	DX (mm)	DISTORSION (β)	
11	64.837	0.003	SI CUMPLE
10	57.424	0.003	SI CUMPLE
9	50.096	0.003	SI CUMPLE
8	42.864	0.003	SI CUMPLE
7	35.609	0.003	SI CUMPLE
6	28.489	0.003	SI CUMPLE
5	21.677	0.003	SI CUMPLE
4	15.407	0.002	SI CUMPLE
3	9.896	0.002	SI CUMPLE
2	5.112	0.001	SI CUMPLE
1	2.409	0.001	SI CUMPLE

Tabla IV- 17. Distorsiones en el sentido del Eje Y sin fisuración.

Podemos observar detalles muy interesantes, como por ejemplo que en la modelación en el eje X, no se cumplen las derivas en los pisos comprendidos entre el 4 y 8, por lo que las hipótesis ante ello se originan fácilmente. Por otro lado, en el sentido del eje Y, por el contrario, existe una deriva menor a 0.007.

b) **CON FISURACION**

Se tienen las siguientes derivas:

PISO	DX (mm)	DISTORSION (β)	
11	214.421	0.009	NO CUMPLE
10	191.998	0.009	NO CUMPLE
9	169.939	0.009	NO CUMPLE
8	147.387	0.009	NO CUMPLE
7	124.352	0.009	NO CUMPLE
6	101.165	0.009	NO CUMPLE
5	78.284	0.009	NO CUMPLE
4	56.319	0.008	NO CUMPLE
3	36.079	0.007	NO CUMPLE
2	18.342	0.004	SI CUMPLE
1	7.443	0.003	SI CUMPLE

Tabla IV- 18. Distorsiones estáticas considerando fisuración en el sentido del Eje X

PISO	DY (mm)	DISTORSION (β)	
11	71.119	0.003	SI CUMPLE
10	62.974	0.003	SI CUMPLE
9	54.806	0.003	SI CUMPLE
8	46.684	0.003	SI CUMPLE
7	38.588	0.003	SI CUMPLE
6	30.693	0.003	SI CUMPLE
5	23.195	0.003	SI CUMPLE
4	16.339	0.002	SI CUMPLE
3	10.367	0.002	SI CUMPLE
2	5.278	0.001	SI CUMPLE
1	2.469	0.001	SI CUMPLE

Tabla IV- 19. Distorsiones estáticas considerando fisuración en el sentido del Eje Y

De este modo, los resultados considerando fisuración consisten en derivas mayores. Se nota una apreciable diferencia un poco más realista y cercana al estado actual del edificio.

2) **EDIFICIO “PALMAR”**

- **Calculo de Derivas:**

a) **SIN FISURACION**

Así se tienen las siguientes derivas:

PISO	DX (mm)	DISTORSION (β)	
9	107.568	0.003	SI CUMPLE
8	98.548	0.004	SI CUMPLE
7	87.231	0.005	SI CUMPLE
6	74.402	0.005	SI CUMPLE
5	60.367	0.005	SI CUMPLE
4	45.589	0.005	SI CUMPLE
3	30.778	0.005	SI CUMPLE
2	16.955	0.004	SI CUMPLE
1	5.865	0.002	SI CUMPLE

Tabla IV- 20. Distorsiones en el sentido del Eje X sin fisuración.

PISO	DY (mm)	DISTORSION (β)	
9	158.842	0.005	SI CUMPLE
8	146.456	0.006	SI CUMPLE
7	130.719	0.006	SI CUMPLE
6	112.700	0.007	NO CUMPLE
5	92.569	0.008	NO CUMPLE
4	70.895	0.008	NO CUMPLE
3	48.700	0.008	NO CUMPLE
2	27.652	0.006	SI CUMPLE
1	10.068	0.003	SI CUMPLE

Tabla IV- 21. Distorsiones en el sentido del Eje Y sin fisuración.

Podemos observar detalles muy interesantes, como por ejemplo que en la modelación en el eje X, se cumplen con las derivas de todos los 9 niveles. Por otro lado, en el sentido del eje Y, por el contrario, las derivas en los pisos comprendidos entre el 3 y 6 son mayores a 0.007.

b) CON FISURACION

Se tienen las siguientes derivas:

PISO	DX (mm)	DISTORSION (β)	
9	140.416	0.006	SI CUMPLE
8	125.734	0.006	SI CUMPLE
7	108.671	0.006	SI CUMPLE
6	90.585	0.007	SI CUMPLE
5	71.883	0.007	SI CUMPLE
4	53.111	0.006	SI CUMPLE
3	35.063	0.006	SI CUMPLE
2	18.857	0.004	SI CUMPLE
1	6.282	0.002	SI CUMPLE

Tabla IV- 22. Distorsiones estáticas considerando fisuración en el sentido del Eje X

PISO	DY (mm)	DISTORSION (β)	
9	209.688	0.008	NO CUMPLE
8	189.009	0.009	NO CUMPLE
7	164.396	0.009	NO CUMPLE
6	138.208	0.010	NO CUMPLE
5	110.740	0.010	NO CUMPLE
4	82.679	0.010	NO CUMPLE
3	55.210	0.009	NO CUMPLE
2	30.197	0.007	NO CUMPLE
1	10.444	0.003	SI CUMPLE

Tabla IV- 23. Distorsiones estáticas considerando fisuración en el sentido del Eje Y

De este modo, los resultados considerando fisuración consisten en derivas mayores. Se nota una apreciable diferencia un poco más realista y cercana al estado actual.

3) EDIFICIO “NORMANDIE”

- **Calculo de Derivas:**

- a) **SIN FISURACION**

Así se tienen las siguientes derivas:

PISO	DX (mm)	DISTORSION (β)	
9	113.513	0.005	SI CUMPLE
8	98.285	0.004	SI CUMPLE
7	85.824	0.005	SI CUMPLE
6	72.166	0.005	SI CUMPLE
5	57.702	0.005	SI CUMPLE
4	42.760	0.005	SI CUMPLE
3	27.700	0.005	SI CUMPLE
2	13.230	0.003	SI CUMPLE
1	5.370	0.002	SI CUMPLE

Tabla IV- 24. Distorsiones en el sentido del Eje X sin fisuración.

PISO	DX (mm)	DISTORSION (β)	
9	94.451	0.003	SI CUMPLE
8	85.052	0.004	SI CUMPLE
7	74.896	0.004	SI CUMPLE
6	63.633	0.004	SI CUMPLE
5	51.487	0.004	SI CUMPLE
4	38.890	0.004	SI CUMPLE
3	26.582	0.004	SI CUMPLE
2	15.329	0.003	SI CUMPLE
1	5.869	0.002	SI CUMPLE

Tabla IV- 25. Distorsiones en el sentido del Eje Y sin fisuración.

Se puede observar que en ambos sentidos se cumple con una deriva menor a lo estipulado en la normativa. En la dirección X se alcanza una deriva máxima de 0.005, mientras que en la dirección Y el máximo valor alcanzado es un 0.004.

b) CON FISURACION

Se tienen las siguientes derivas:

PISO	DX (mm)	DISTORSION (β)	
9	157.964	0.008	NO CUMPLE
8	136.778	0.006	SI CUMPLE
7	119.526	0.007	SI CUMPLE
6	100.890	0.007	SI CUMPLE
5	81.346	0.007	NO CUMPLE
4	61.062	0.007	NO CUMPLE
3	40.172	0.007	NO CUMPLE
2	19.581	0.004	SI CUMPLE
1	7.844	0.003	SI CUMPLE

Tabla IV- 26. Distorsiones estáticas considerando fisuración en el sentido del Eje X

PISO	DY (mm)	DISTORSION (β)	
9	132.216	0.005	SI CUMPLE
8	118.871	0.005	SI CUMPLE
7	104.424	0.006	SI CUMPLE
6	88.507	0.006	SI CUMPLE
5	71.513	0.006	SI CUMPLE
4	54.063	0.006	SI CUMPLE
3	37.000	0.006	SI CUMPLE
2	21.375	0.005	SI CUMPLE
1	8.152	0.003	SI CUMPLE

Tabla IV- 27. Distorsiones estáticas considerando fisuración en el sentido del Eje Y

De este modo, los resultados considerando fisuración consisten en derivas mayores. Se nota una apreciable diferencia un poco más realista y cercana al estado actual del edificio.

4)

EDIFICIO “MARTRI”

- **Calculo de Derivas:**

c) SIN FISURACION

Así se tienen las siguientes derivas:

PISO	DX (mm)	DISTORSION (β)	
7	54.579	0.002	SI CUMPLE
6	48.266	0.003	SI CUMPLE
5	40.482	0.003	SI CUMPLE
4	31.733	0.004	SI CUMPLE
3	22.348	0.004	SI CUMPLE
2	12.996	0.003	SI CUMPLE
1	5.131	0.002	SI CUMPLE

Tabla IV- 28. Distorsiones en el sentido del Eje X sin fisuración.

PISO	DY (mm)	DISTORSION (β)	
7	64.409	0.003	SI CUMPLE
6	56.335	0.004	SI CUMPLE
5	47.013	0.004	SI CUMPLE
4	36.703	0.004	SI CUMPLE
3	25.670	0.004	SI CUMPLE
2	14.661	0.003	SI CUMPLE
1	5.455	0.002	SI CUMPLE

Tabla IV- 29. Distorsiones en el sentido del Eje Y sin fisuración.

Se puede observar que en ambos sentidos se cumple con una deriva menor a lo estipulado en la normativa. En la dirección X se alcanza una deriva máxima de 0.004, mientras que en la dirección Y el máximo valor alcanzado es un 0.003.

d) CON FISURACION

Se tienen las siguientes derivas:

PISO	DX (mm)	DISTORSION (β)	
7	71.7798	0.003	SI CUMPLE
6	62.8204	0.004	SI CUMPLE
5	52.2638	0.004	SI CUMPLE
4	40.7187	0.005	SI CUMPLE
3	28.5176	0.005	SI CUMPLE
2	16.5046	0.004	SI CUMPLE
1	6.3421	0.002	SI CUMPLE

Tabla IV- 30. Distorsiones estáticas considerando fisuración en el sentido del Eje X

PISO	DY (mm)	DISTORSION (β)	
7	84.707	0.003	SI CUMPLE
6	73.3225	0.004	SI CUMPLE
5	60.6961	0.004	SI CUMPLE
4	47.0955	0.004	SI CUMPLE
3	32.7562	0.004	SI CUMPLE
2	18.6192	0.004	SI CUMPLE
1	6.7421	0.002	SI CUMPLE

Tabla IV- 31. Distorsiones estáticas considerando fisuración en el sentido del Eje Y

De este modo, los resultados considerando fisuración consisten en derivas mayores. Se nota una apreciable diferencia un poco más realista y cercana al estado actual del edificio. La deriva máxima en la dirección X es de 0.005 mientras que en la dirección Y es de 0.004.

4.2.3. Cortante mínima en la base y fuerzas internas.

Ahora, se debe comprobar según norma, de acuerdo al tipo de edificio:

$$V_{din} \geq 0.8 V_{est} \quad \text{Edificio Regular}$$

$$V_{din} \geq 0.9 V_{est} \quad \text{Edificio Irregular}$$

Se presenta una edificación con características irregulares, por lo que:

$$F.E = 0.9 \times \frac{V_{est}}{V_{din}} \quad \text{Edificio Irregular}$$

1) EDIFICIO “SANTA TERESA”

Cálculo de cortantes dinámicas y estáticas

Se procede a realizar las sumatoria de cortantes del análisis dinámico de todos los elementos diseñados en el primer nivel, y de la misma manera para las cortantes estáticas.

Tipo	SismoX (Tn)	SismoY (Tn)
ESTATICO	159.4023	262.3705
DINAMICO	126.6747	155.0953

Tabla IV- 32. Sumatoria de cortantes en Santa Teresa

Análisis comparativo

Direccion	V _{din} /V _{estática}	0.9*V _{est} /V _{din}
X	79.47%	1.133
Y	59.11%	1.523

Tabla IV- 33. Verificaciones de cortantes en Santa Teresa

Luego, debido a que en el ETABS no se introdujo el valor de la aceleración de la gravedad en el cálculo del espectro (función “spectrum”), lo multiplicamos por esta:

- En eje X: $1.1325 \times 9.81 = \mathbf{11.11}$
- En eje Y: $1.5225 \times 9.81 = \mathbf{14.94}$

Como no se cumple con lo mencionado, se deben escalar las fuerzas. De esta forma, y según la Norma E.030, fue necesario escalar las fuerzas de diseño sísmico, es

decir, amplificarlas por “ $0.9 \cdot V_{est}/V_{din} \cdot g$ ” a través del ETABS en toda la edificación. Este criterio necesario lo toma en cuenta el ETABS en el cálculo de la ENVOLVENTE, la cual la utilizaremos para la verificación estructural.

2) EDIFICIO PALMAR.

Cálculo de cortantes dinámicas y estáticas

Se procede a realizar las sumatoria de cortantes del análisis dinámico de todos los elementos diseñados en el primer nivel, y de la misma manera para las cortantes estáticas.

Tipo	SismoX (Tn)	SismoY (Tn)
ESTATICO	306.54	241.63
DINAMICO	208.25	212.82

Tabla IV- 34. Sumatoria de cortantes en eje Y primer piso.

Análisis comparativo

Direccion	V _{din} /V _{estática}	$0.9 \cdot V_{est}/V_{din}$
X	67.93%	1.325
Y	88.08%	1.022

Tabla IV- 35. Verificaciones de cortantes en Y

Luego tenemos, el factor para escalar debido a la verificación de la cortante será:

- En eje X: **1.1325**
- En eje Y: **1.5225**

Como no se cumple con lo mencionado, se deben escalar las fuerzas. De esta forma, y según la Norma E.030, fue necesario escalar las fuerzas de diseño sísmico, es decir, amplificarlas por “ $0.9 \cdot V_{est}/V_{din}$ ” a través del ETABS en toda la edificación. Este criterio necesario lo toma en cuenta el ETABS en el cálculo de la ENVOLVENTE, la cual la utilizaremos para la verificación estructural.

3) EDIFICIO “NORMANDIE”

Cálculo de cortantes dinámicas y estáticas

Se procede a realizar las sumatoria de cortantes del análisis dinámico de todos los elementos diseñados en el primer nivel, y de la misma manera para las cortantes estáticas.

Tipo	SismoX (Tn)	SismoY (Tn)
ESTATICO	120.1344	193.0732
DINAMICO	109.3879	132.539

Tabla IV- 36. Sumatoria de cortantes en eje Y primer piso.

Análisis comparativo

Direccion	Vdin/Vestática	0.9*Vest/Vdin
X	91.10%	No se escalará
Y	68.60%	1.311

Tabla IV- 37. Verificaciones de cortantes en Y

Al cumplirse que la cortante dinámica es mayor al 90% de la cortante estática para la dirección X, se deberá escalar solo para la dirección Y.

4) EDIFICIO “MARTRI”

Cálculo de cortantes dinámicas y estáticas

Se procede a realizar las sumatoria de cortantes del análisis dinámico de todos los elementos diseñados en el primer nivel, y de la misma manera para las cortantes estáticas.

Tipo	SismoX (Tn)	SismoY (Tn)
ESTATICO	306.2696	114.6822
DINAMICO	168.163	111.1285

Tabla IV- 38. Sumatoria de cortantes en edificio Martri

Análisis comparativo

Direccion	Vdin/Vestática	0.9*Vest/Vdin
X	54.90%	1.639
Y	96.90%	No se escalará

Tabla IV- 39. Verificaciones de cortantes en edificio Martri

Al cumplirse que la cortante dinámica es mayor al 90% de la cortante estática para la dirección Y, se deberá escalar solo para la dirección X.

5. CAPITULO 5: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

5.1. Verificación de criterios de diseño estructural.

Para realizar la verificación respectiva es necesario tener el modelo afectado por todas las combinaciones contempladas en nuestro marco normativo (norma de cargas E.020). Ello, como se entiende, nos dará la envolvente de la edificación, lo que nos permitirá visualizar y evaluar los efectos máximos y mínimos existentes.

Figura 5-1. Envolvente del edificio “Santa Teresa”.

Figura 5-2. Envolvente del edificio “Palmar”.

Figura 5-3. Envolvente del edificio “Normandie”.

Figura 5-4. Envolvente del edificio “Martri”.

1) EDIFICIO “SANTA TERESA”.

- V104, paralela al eje X, ubicada en el Eje 1 entre el Eje A y C, perteneciente al primer piso.

121

Figura 5-6. Vista en planta del Eje 1-1. Viga V104

- VIGA V-104

Los momentos calculados son:

Momento en la izquierda de la viga: cuando $x = 0$ m; $M = 11.1917$ Ton.m

Figura 5-7. Momento negativo (tramo izquierdo) en la viga V104

Momento en el centro de la viga: El momento positivo se da cuando $x = 3.9$ m y el momento es $M = 5.3767$ Ton.m

Figura 5-8. Momento positivo (tramo central) en la viga V104

Momento derecha de la viga: Cuando $X = 6.05 \text{ m}$; $M = 9.9647 \text{ Ton.m}$

Figura 5-9. Momento negativo (tramo derecho) en la viga V104

VIGA V104				
1er piso	Viga	Momento Izquierda (T.m)	Momento Central (T.m)	Momento Derecha (T.m)
	Momento (+/-)	11.1917	5.3767	9.9647

Tabla V- 1. Resumen de momentos del análisis de la viga V104

Según información de los planos:

Diámetros	Áreas (mm ²)	Derecha	Central	Izquierda
3/4	284	2	2	2
1	510	3	0	3
5/8	200	0	2	0

	2 ϕ 3/4" + 3 ϕ 1"	2 ϕ 3/4" + 3 ϕ 5/8"	2 ϕ 3/4" + 3 ϕ 1"	
	Izquierda	Central	Derecha	
As	0.00210	0.00097	0.00210	m ²

DATOS				
ϕ	0.9			
f_y (kg/cm ²)	4200			
f'_c (kg/cm ²)	280			
b (cm)	30			
h (cm)	55			
d (cm)	49			
a (cm)	----->	12.34	5.69	12.34 cm ²

	Izquierda	Centro	Derecha
Mu max (kg.cm)	3396560.802	1688754.579	3396560.802
Mu max (ton.m)	33.966	16.888	33.966

Tabla V- 2. Momentos resistentes últimos de la viga V104

Estos momentos obtenidos deben verificarse si son mayores o menores de los momentos resultantes según el Software.

VIGA V104				
1er piso	Viga	Momento Izquierda (T.m)	Momento Central (T.m)	Momento Derecha (T.m)
	Momento del análisis(+/-)	11.192	5.377	9.965
Mr>Manálisis	Momento resistente	33.066	16.888	33.966

Tabla V- 3. Resumen de momentos del análisis y resistentes de la viga V104

En este caso, se observa que para todos los casos el Momento resistente para el cual se diseñó el acero respectivo de la viga, es mayor al momento del análisis.

Se realizó luego la verificación en la mayor parte de las vigas, realizando el mismo proceso y se obtuvo que casi en la totalidad el momento resistente es mayor que al del análisis. (Ver Anexo).

CHEQUEO POR CORTANTE.

Para verificar si el área de estribos usada y distribuida en la viga según la fuerza cortante es el área que se requiere, se realizará la siguiente verificación a través de una plantilla (la cual está en unidades inglesas):

Ingreso de data:

	V1004 – Story 10	
Reinforcing Yield Strength, $f_y =$	60	ksi
Concrete Comp. Strength, $f'_c =$	3	ksi.
Beam Width, $b =$	11.811	in.
Depth to Tension Reinforcing, $d =$	19.29	in.
Total Beam Depth, $h =$	21.65	in.
Ultimate Design Shear, $V_u =$	20.00	kips
Ultimate Design Axial Load, $P_u =$	0.00	kips
Total Stirrup Area, $A_v(\text{used}) =$	0.220	in. ²
Tie/Stirrup Spacing, $s =$	5.9055	in.

Tabla V- 4. Datos de ingreso para chequeo por cortante edificio Santa Teresa

Resultados:

<u>For Beam:</u>		<u>Typical Critical Sections for Shear</u>
$\phi V_c =$	18.72	kips
$\phi V_s =$	32.34	kips
$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s =$	51.06	kips $\geq V_u = 20$ kips, O.K.
$\phi V_s(\max) =$	74.87	kips $\geq V_u - (\phi)V_c = 1.28$ kips, O.K.
$A_v(\text{prov}) =$	0.220	$\text{in.}^2 = A_v(\text{used})$
$A_v(\text{req'd}) =$	0.009	$\text{in.}^2 \leq A_v(\text{prov}) = 0.22 \text{ in.}^2$, O.K.
$A_v(\min) =$	0.058	$\text{in.}^2 \leq A_v(\text{prov}) = 0.22 \text{ in.}^2$, O.K.
$s(\max) =$	9.645	$\text{in.} \geq s = 5.9055 \text{ in.}$, O.K.

Tabla V- 5. Resultados de chequeo por cortante edificio Santa Teresa

Se puede concluir, que el área utilizada es mayor al área que se requiere para que el estribo soporte dicha cortante.

Los resultados obtenidos del chequeo por momentos y cortante se encuentran en los Anexos 1 y 2.

El cumplimiento de los criterios de verificación mostrados en los anexos 1 y 2 podemos visualizarlos en la Figura 5-10.

Figura 5-10. Verificación de momentos y cortantes en edificio Santa Teresa.

2) EDIFICIO “PALMAR”

En la evaluación de vigas, desarrollaremos el chequeo respectivo de las vigas a través de la Envolvente. Como modo de ejemplo tomaremos la viga:

- V104, paralela al eje Y, ubicada en el Eje B entre el Eje 2 y 3, la cual se presenta únicamente en el primer piso.

Figura 5-11. Vista en elevación Eje B-B. Momentos de la Envolvente

Figura 5-12. Vista en planta del Eje B-B. Viga V104

- V104

Los momentos calculados son:

Momento en la izquierda de la viga: cuando $x = 0$ m; $M = 22.6233$ Ton.m

Figura 5-13. Momento negativo (tramo izquierdo) en la viga V104

Momento en el centro de la viga: El momento positivo es $M = 12.1152$ Ton.m

Figura 5-14. Momento positivo (tramo central) en la viga V104

Momento derecha de la viga: Cuando $X = 6.10$ m; $M = 24.1237$ Ton.m

Figura 5-15. Momento negativo (tramo derecho) en la viga V104

VIGA V104				
1er piso	Viga	Momento Izquierda (T.m)	Momento Central (T.m)	Momento Derecha (T.m)
	Momento (+/-)	22.6233	12.1152	24.1237

Tabla V- 6. Resumen de momentos del análisis de la viga V104

Según información de los planos:

Diámetros	Áreas (mm ²)	Derecha	Central	Izquierda
1	510	6	6	9

	6 ϕ 1"	6 ϕ 1"	9 ϕ 1"	
	Izquierda	Central	Derecha	
As	0.00080	0.00080	0.00080	m2

DATOS				
ϕ	0.9			
f_y (kg/cm ²)	4200			
f'_c (kg/cm ²)	210			
b (cm)	75			
h (cm)	30			
d (cm)	24			
a (cm)	----->	9.60	9.60	14.40 cm ²

	Izquierda	Centro	Derecha
Mu max (kg.cm)	2220825.600	2220825.600	2914833.600
Mu max (ton.m)	22.208	22.208	29.148

Tabla V- 7. Momentos resistentes últimos de la viga V104.

Estos momentos obtenidos deben verificarse si son mayores o menores de los momentos resultantes según el Software.

VIGA V104				
1er piso	Viga	Momento Izquierda (Ton.m)	Momento Central (Ton.m)	Momento Derecha (Ton.m)
	Momento del análisis(+/-)	22.6233	12.1152	24.1237
Mr>Manálisis	Momento resistente	22.208	22.208	29.148

Tabla V- 8. Resumen de momentos del análisis y resistentes de la viga V104

En este caso, se observa que para el tramo central y el tramo extremo de la derecha, el momento resistente es mayor al del análisis, mientras que en el extremo izquierdo de la viga el momento resistente no supera al momento del análisis por lo que esta viga puede fallar. Se realizó luego la verificación en la mayor parte de las vigas, realizando el mismo proceso y se obtuvo que casi en la totalidad el momento resistente es mayor que al del análisis. (Ver Anexo)

CHEQUEO POR CORTANTE.

Para verificar si el área de estribos usada y distribuida en la viga según la fuerza cortante es el área que se requiere, se realizará la siguiente verificación a través de la plantilla (la cual está en unidades inglesas):

Ingreso de data

	VT4 – Story 6	
Reinforcing Yield Strength, f_y =	60	ksi
Concrete Comp. Strength, f'_c =	3	ksi.
Beam Width, b =	29.527	in.
Depth to Tension Reinforcing, d =	9.449	in.
Total Beam Depth, h =	11.811	in.
Ultimate Design Shear, V_u =	48.47	kips
Ultimate Design Axial Load, P_u =	0.00	kips
Total Stirrup Area, $A_v(\text{used})$ =	0.220	in. ²
Tie/Stirrup Spacing, s =	2.9528	in.

Resultados:

<u>For Beam:</u>		<u>Typical Critical Sections for Shear</u>
ϕV_c =	22.92	kips
ϕV_s =	31.68	kips
ϕV_n =		
$\phi V_c + \phi V_s$ =	54.60	kips $\geq V_u = 48.473$ kips, O.K.
$\phi V_s(\text{max})$ =	91.69	kips $\geq V_u - (\phi)V_c = 25.55$ kips, O.K.
$A_v(\text{prov})$ =	0.220	in. ² = $A_v(\text{used})$
$A_v(\text{req'd})$ =	0.177	in. ² $\leq A_v(\text{prov}) = 0.22$ in. ² , O.K.
$A_v(\text{min})$ =	0.073	in. ² $\leq A_v(\text{prov}) = 0.22$ in. ² , O.K.
$s(\text{max})$ =	4.724	in. $\geq s = 3$ in., O.K.

Tabla V- 9. Datos de ingreso y resultados de chequeo por cortante edificio Palmar

Se puede concluir, que el área utilizada es mayor al área que se requiere para que el estribo soporte dicha cortante.

Los resultados obtenidos del chequeo por momentos y cortante se encuentran en los Anexos 1 y 2. El cumplimiento de los criterios de verificación mostrados en los anexos 1 y 2 podemos visualizarlos en la Figura 5-16.

Figura 5-16. Verificación de momentos y cortantes en vigas edificio Palmar.

3) EDIFICIO “NORMANDIE”

En la evaluación de vigas, desarrollaremos el chequeo respectivo de las vigas a través de la Envolvente. Como modo de ejemplo tomaremos la viga:

- 3VA-4VA-5VA, paralela al eje Y, ubicada en el Eje A entre el Eje 1 y 2, la cual se presenta en el tercer, cuarto y quinto piso.

Al presentarse el mismo diseño en los tres pisos, para hacer la verificación respectiva se tomaron los mayores momentos en el tramo central así como en los extremos, por lo que el momento positivo y el momento negativo del extremo izquierdo corresponden al cuarto piso, mientras que el momento positivo del extremo derecho se da en la viga del tercer piso.

Figura 5-17. Vista en elevación Eje A-A. Momentos de la Envolvente

Figura 5-18. Vista en planta del Eje A-A. Viga 3VA-4VA-5VA

- 3VA-4VA-5VA

Los momentos calculados son:

Momento en la izquierda de la viga: cuando $x = 0$ m; $M = 21.4231$ Ton.m

Figura 5-19. Momento negativo (tramo izquierdo) en la viga 3VA-4VA-5VA

Momento en el centro de la viga: El momento positivo es $M = 8.7103$ Ton.m

Figura 5-20. Momento positivo (tramo central) en la viga 3VA-4VA-5VA

Momento derecha de la viga: Cuando $X = 6.10$ m; $M = 18.844$ Ton.m

Figura 5-21. Momento negativo (tramo derecho) en la viga 3VA-4VA-5VA

VIGA V104				
3er, 4to y 5to piso	Viga	Momento Izquierda (T.m)	Momento Central (T.m)	Momento Derecha (T.m)
	Momento (+/-)	21.4231	8.7103	18.844

Tabla V- 10. Resumen de momentos del análisis de la viga 3VA-4VA-5VA

Según información de los planos:

Diámetros	Áreas (mm ²)	Derecha	Central	Izquierda
5/8	200	4	4	4

	4 ϕ 5/8"	4 ϕ 5/8"	4 ϕ 5/8"	
	Izquierda	Central	Derecha	
As	0.00080	0.00080	0.00080	m ²

DATOS				
ϕ	0.9			
f_y (kg/cm ²)	4200			
f'_c (kg/cm ²)	175			
b (cm)	30			
h (cm)	70			
d (cm)	64			
a (cm)	----->	7.53	7.53	7.53 cm ²

	Izquierda	Centro	Derecha
Mu max (kg.cm)	1821515	1821515	1821515
Mu max (ton.m)	18.215	18.215	18.215

Tabla V- 11. Momentos resistentes últimos de la viga 3VA-4VA-5VA

Estos momentos obtenidos deben verificarse si son mayores o menores de los momentos resultantes según el Software.

VIGA V104				
1er piso	Viga	Momento Izquierda (Ton.m)	Momento Central (Ton.m)	Momento Derecha (Ton.m)
	Momento del análisis(+/-)	21.423	8.710	18.844
Mr>Mañálsis	Momento resistente	18.215	18.215	18.215

Tabla V- 12. Resumen de momentos del análisis y resistentes de la viga 3VA-4VA-5VA

En este caso, se observa que para el tramo central el momento resistente es mayor al del análisis, mientras que en los extremos de la viga los momentos resistentes no superan a los momentos del análisis por lo que esta viga puede fallar. Se realizó luego la verificación en la mayor parte de las vigas, realizando el mismo proceso y se obtuvo que casi en la totalidad el momento resistente es mayor que al del análisis.

CHEQUEO POR CORTANTE.

Para verificar si el área de estribos usada y distribuida en la viga según la fuerza cortante es el área que se requiere, se realizará la siguiente verificación a través de la plantilla (la cual está en unidades inglesas):

Ingreso de data:

	6VE – Story 6	
Reinforcing Yield Strength, $f_y =$	40	ksi
Concrete Comp. Strength, $f'_c =$	2.5	ksi.
Beam Width, $b =$	11.811	in.
Depth to Tension Reinforcing, $d =$	25.197	in.
Total Beam Depth, $h =$	27.559	in.
Ultimate Design Shear, $V_u =$	38.86	kips
Ultimate Design Axial Load, $P_u =$	0.00	kips
Total Stirrup Area, $A_v(\text{used}) =$	0.220	in. ²
Tie/Stirrup Spacing, $s =$	5.9060	in.

Resultados:

<u>For Beam:</u>		<u>Typical Critical Sections for Shear</u>
$\phi V_c =$	22.32	kips
$\phi V_s =$	28.16	kips

$\phi V_n =$		
$\phi V_c + \phi V_s =$	50.48	kips $\geq V_u = 38.86$ kips, O.K.
$\phi V_s(\max) =$	89.28	kips $\geq V_u - (\phi)V_c = 16.54$ kips, O.K.
$A_v(\text{prov}) =$	0.220	in. ² = $A_v(\text{used})$
$A_v(\text{req'd}) =$	0.129	in. ² $\leq A_v(\text{prov}) = 0.22$ in. ² , O.K.
$A_v(\min) =$	0.087	in. ² $\leq A_v(\text{prov}) = 0.22$ in. ² , O.K.
$s(\max) =$	12.599	in. $\geq s = 5.906$ in., O.K.

Tabla V- 13. Datos de ingreso y resultados de chequeo por cortante edificio Normandie

Se puede concluir, que el área utilizada es mayor al área que se requiere para que el estribo soporte dicha cortante.

Los resultados obtenidos del chequeo por momentos y cortante se encuentran en los Anexos 1 y 2. El cumplimiento de los criterios de verificación mostrados en los anexos 1 y 2 podemos visualizarlos en la Figura 5-22.

Figura 5-22. Verificación de momentos y cortantes en vigas edificio Normandie.

4) EDIFICIO “MARTRI”

En la evaluación de vigas, desarrollaremos el chequeo respectivo de las vigas a través de la Envolvente. Como modo de ejemplo tomaremos la viga:

- V-3, inclinada respecto al eje Y, ubicada entre el Eje 2 - 3 y entre el Eje F y H, y esta se presenta desde el segundo piso hasta el séptimo piso.

Al presentarse el mismo diseño en los seis pisos, para hacer la verificación respectiva se tomaron los mayores momentos en el tramo central así como en los extremos. En este caso no podemos contar con una vista ya que esta viga no es paralela al eje X ni al Y.

Figura 5-23 Vista en planta del Eje 2-3/F-H. Viga V-3 en edificio Martri.

• V-3

Los momentos calculados son:

Momento en la izquierda de la viga: cuando $x = 0$ m; $M = 34.9730$ Ton.m

Figura 5-24. Momento negativo (tramo izquierdo) en la viga V-3.

Momento en el centro de la viga: El momento positivo es $M = 34.4812$ Ton.m

Figura 5-25. Momento positivo (tramo central) en la viga V-3.

Momento derecha de la viga: Cuando $X = 7.35$ m; $M = 21.6420$ Ton.m

Figura 5-26. Momento negativo (tramo derecho) en la viga V-3.

VIGA V-3				
1ro al 7mo piso	Viga	Momento Izquierda (T.m)	Momento Central (T.m)	Momento Derecha (T.m)
	Momento (+/-)	34.9730	34.4812	21.6420

Tabla V- 14. Resumen de momentos del análisis de la viga V-3.

Según información de los planos:

Diámetros	Áreas (mm ²)	Derecha	Central	Izquierda
5/8	200	2	0	2
3/4	284	3	2	3

	2 ϕ 5/8" + 3 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 5/8" + 3 ϕ 3/4"	
	Izquierda	Central	Derecha	
As	0.00080	0.00080	0.00080	m ²

DATOS					
ϕ	0.9				
f_y (kg/cm ²)	4200				
f'_c (kg/cm ²)	175				
b (cm)	30				
h (cm)	70				
d (cm)	64				
a (cm)	----->	7.53	7.53	7.53	cm ²

	Izquierda	Centro	Derecha
Mu max (kg.cm)	392505	350012	392503
Mu max (ton.m)	39.3250	35.0012	39.250

Tabla V- 15. Momentos resistentes últimos de la viga V-3.

Estos momentos obtenidos deben verificarse si son mayores o menores de los momentos resultantes según el Software.

VIGA V-3				
1er piso	Viga	Momento Izquierda (Ton.m)	Momento Central (Ton.m)	Momento Derecha (Ton.m)
	Momento del análisis(+/-)	34.9730	34.4812	21.6420
Mr>Manálisis	Momento resistente	39.3250	35.0012	39.250

Tabla V- 16. Resumen de momentos del análisis y resistentes de la viga V-3

En este caso, se observa que para el tramo central el momento resistente es mayor al del análisis, mientras que en los extremos de la viga los momentos resistentes no superan a los momentos del análisis por lo que esta viga puede fallar. Se realizó luego la verificación en la mayor parte de las vigas, realizando el mismo proceso y se obtuvo que casi en la totalidad el momento resistente es mayor que al del análisis.

CHEQUEO POR CORTANTE.

Para verificar si el área de estribos usada y distribuida en la viga según la fuerza cortante es el área que se requiere, se realizará la siguiente verificación a través de la plantilla (la cual está en unidades inglesas):

Ingreso de data:

	VT3 – Story 2	
Reinforcing Yield Strength, $f_y =$	60	ksi
Concrete Comp. Strength, $f'_c =$	3	ksi.
Beam Width, $b =$	11.811	in.
Depth to Tension Reinforcing, $d =$	17.717	in.
Total Beam Depth, $h =$	19.685	in.
Ultimate Design Shear, $V_u =$	32.71	kips
Ultimate Design Axial Load, $P_u =$	0.00	kips
Total Stirrup Area, $A_v(\text{used}) =$	0.220	in.^2
Tie/Stirrup Spacing, $s =$	3.9370	in.

Tabla V- 17. Datos de ingreso de chequeo por cortante edificio Martri.

Resultados:

<u>For Beam:</u>		<u>Typical Critical Sections for Shear</u>
$\phi V_c =$	17.19	kips
$\phi V_s =$	44.55	kips
$\phi V_n =$		
$\phi V_c + \phi V_s =$	61.74	kips $\geq V_u = 32.706$ kips, O.K.
$\phi V_s(\max) =$	68.77	kips $\geq V_u - (\phi)V_c = 15.51$ kips, O.K.
$A_v(\text{prov}) =$	0.220	in. ² = $A_v(\text{used})$
$A_v(\text{req'd}) =$	0.077	in. ² $\leq A_v(\text{prov}) = 0.22$ in. ² , O.K.
$A_v(\min) =$	0.039	in. ² $\leq A_v(\text{prov}) = 0.22$ in. ² , O.K.
$s(\max) =$	8.859	in. $\geq s = 3.937$ in., O.K.

Tabla V- 18. Resultados de chequeo por cortante edificio Martri.

Se puede concluir, que el área utilizada es mayor al área que se requiere para que el estribo soporte dicha cortante.

Los resultados obtenidos del chequeo por momentos y cortante se encuentran en los Anexos 1 y 2. El cumplimiento de los criterios de verificación mostrados en los anexos 1 y 2 podemos visualizarlos en la Figura 5-27.

Figura 5-27. Verificación de momentos y cortantes en vigas edificio Martri..

5.1.2. Verificación de columnas.

Se verificará la naturaleza estructural de algunos elementos que se consideran representativos en esta investigación. Para ello, se tomarán los elementos del primer nivel, los cuales se analizarán por FLEXOCOMPRESION Y POR CORTANTE.

VERIFICACION POR CORTANTE.

Los valores de la cortante última (V_u) dados por efecto de la envolvente de cargas y los valores de la cortante última o de diseño (V_u de diseño) calculado en función a lo estipulado por la norma E.060, serán comparados. Se pretende comparar los siguientes criterios:

$$V_u < V_u \text{ de diseño}$$

La expresión obtenida a través de la norma de concreto armado E.060 para el cálculo de la V_u de diseño es:

$$V_u = \frac{M_1 + M_2}{h_n}$$

$$M_u \cong M_1 + M_2$$

$$M_u = \phi M_n$$

En donde:

M_1, M_2 : Momento último de diseño en un extremo,

M_u : Momento ultimo de diseño,

M_n : Momento nominal, donde $\phi = 0.80$,

h_n : Longitud de elemento entre caras de losas.

Los resultados del análisis se muestran en el Anexo 4.

Se muestra el cumplimiento de la verificación de columnas por cortantes en la Figura 5-28.

Verificación Cortantes Columnas Edificio Santa Teresa

Figura 5-28. Verificación por cortante en columnas Todos los edificios.

VERIFICACION POR FLEXOCOMPRESION.

1) EDIFICIO “SANTA TERESA”.

Figura 5-29. Vista en elevación Eje A-A. Momentos de la Envolvente

Así, la metodología consistirá en calcular la cuantía de refuerzo y su respectivo Diagrama de Interacción (propios de la estructura construida con la norma E.030 de 1977) y comparar dichos diagramas con los Momentos Últimos expresados a través de las COMBINACIONES DE CARGA (con influencia en los parámetros establecidos con la norma E.030 de 2016). Se toma como ejemplo modelo para el edificio “Santa Teresa” la columna P-1 ubicada en el eje 1-H.

Se cumple para todos los elementos que:

- ✓ Resistencia a la compresión a los 28 días: $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.
- ✓ Esfuerzo de fluencia del acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- ✓ Recubrimiento = 4 cm
- ✓ Distancia centro de área de varilla a borde de sección: $d' = 4 + 2 = 6 \text{ cm}$.

a) COLUMNA P-1, eje 1-H

Se tiene su diseño estructural dado en los planos:

Figura 5-30. Diseño estructural columna P-1 según planos

Para el cálculo de la cuantía y de su respectivo diagrama de interacción, se deben tener en cuenta los siguientes datos:

Acero de refuerzo	$f_y =$	60	ksi.
Resistencia a la compresión, $f'_c =$		4	ksi
Ancho	$L_x =$	25.600	pulg.
Profundidad	$L_y =$	15.740	pulg.
Distancia al acero de refuerzo $d' =$		2.360	pulg.
Numero de varillas arriba y abajo	$N_{tb} =$	18	und.
Varilla Nro.	$=$	8	
Numero de varillas en medio	$N_{sb} =$	4	pnd.
Varilla Nro.	$=$	6

5-31. Esquema de distribución de acero de refuerzo en columna P-1

Tenemos el siguiente diagrama de interacción:

→ Cuantía (ρ) = 0.03966 > $\rho_{min} = 0.01$

Figura 5-32. Diagrama de interacción en eje X y Y, respectivamente, para columna P-1.

Los resultados de la evaluación de las columnas se presentan en el **Anexo 3**.

Se muestran los resultados del cumplimiento de la verificación por flexo compresión en la Figura 5-33.

Verificacion Flexocompresion Columnas Edificio Santa Teresa

Figura 5-33. Verificación por flexo compresión columnas edificio Santa Teresa

2) EDIFICIO “PALMAR”.

Figura 5-34. Planta primer piso en ETABS de edificio “Palmar”

Se toma como ejemplo modelo para el edificio “Palmar” la columna C4 ubicada en el eje 4-A.

Se cumple para todos los elementos que:

- ✓ Resistencia a la compresión a los 28 días: $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.
- ✓ Esfuerzo de fluencia del acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- ✓ Recubrimiento = 4 cm
- ✓ Distancia centro de área de varilla a borde de sección: $d' = 4 + 2 = 6 \text{ cm}$.

a) COLUMNA C4, eje 4-A.

Se tiene su diseño estructural dado en los planos:

Figura 5-35. Diseño estructural columna C4 según planos

Para el cálculo de la cuantía y de su respectivo diagrama de interacción, se deben tener en cuenta los siguientes datos:

Acero de refuerzo	$f_y =$	60	ksi.
Resistencia a la compresión, $f'_c =$		4	ksi
Ancho	$L_x =$	9.840	pulg.
Profundidad	$L_y =$	47.240	pulg.
Distancia al acero de refuerzo $d' =$		2.360	pulg.
Numero de varillas arriba y abajo	$N_{tb} =$	4	und.
Varilla Nro.	$=$	8	
Numero de varillas en medio	$N_{sb} =$	6	pnd.
Varilla Nro.	$=$	6

Figura 5-36. Esquema de distribución de acero de refuerzo en columna C4

Tenemos el siguiente diagrama de interacción:

→ Cuantía (ρ) = 0.01248 > $\rho_{min} = 0.01$

Figura 5-37. Diagrama de interacción en eje X y Y, respectivamente, para columna C4.

Los resultados de la evaluación de las columnas se presentan en el **Anexo 3**.

Se muestran los resultados del cumplimiento de la verificación por flexo compresión en la Figura 5-38.

Figura 5-38. Verificación por flexo compresión columnas edificio Palmar

3) EDIFICIO “NORMANDIE”.

VERIFICACION POR FLEXOCOMPRESION.

Figura 5-39. Planta primer piso en ETABS de edificio “Normandie”

Se toma como ejemplo modelo para el edificio “Normandie” la columna C1 ubicada en el eje 1-A.

Se cumple para los elementos que:

- ✓ Resistencia a la compresión a los 28 días: $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (según planos).
- ✓ Esfuerzo de fluencia del acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- ✓ Recubrimiento = 4 cm
- ✓ Distancia centro de área de varilla a borde de sección: $d' = 4 + 2 = 6 \text{ cm}$.

a) COLUMNA C1, eje 6-A.

Se tiene su diseño estructural dado en los planos:

Figura 5-40. Diseño estructural columna C1 según planos

Para el cálculo de la cuantía y de su respectivo diagrama de interacción, se deben tener en cuenta los siguientes datos:

Acero de refuerzo	$f_y =$	60	ksi.
Resistencia a la compresión, $f'_c =$		3	ksi
Ancho	$L_x =$	11.810	pulg.
Profundidad	$L_y =$	23.620	pulg.
Distancia al acero de refuerzo $d' =$		2.360	pulg.
Numero de varillas arriba y abajo	$N_{tb} =$	6	und.
Varilla Nro.	$=$	5	
Numero de varillas en medio	$N_{sb} =$	2	pnd.
Varilla Nro.	$=$	5

Tenemos el siguiente diagrama de interacción:

➔ Cuantía $(\rho) = 0.01 = \rho_{min}$.

Figura 5-41. Diagrama de interacción en eje X y Y, respectivamente, para columna C1 eje 4-A.

Los resultados de la evaluación de las columnas se presentan en el **Anexo 3**.

Se muestran los resultados del cumplimiento de la verificación por flexo compresión en la Figura 5-42.

Verificacion Flexocompresion Columnas Edificio Normandie

Figura 5-42. Verificación por flexo compresión columnas edificio Normandie.

4) EDIFICIO “MARTRI”.

Figura 4-20. Planta primer piso en ETABS del edificio “Martri”

Se toma como ejemplo modelo para el edificio “Martri” la columna C1 ubicada en el eje 10-A.

Se cumple para todos los elementos que:

- ✓ Resistencia a la compresión a los 28 días: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- ✓ Esfuerzo de fluencia del acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- ✓ Recubrimiento = 4 cm
- ✓ Distancia centro de área de varilla a borde de sección: $d' = 4 + 2 = 6\text{cm}$.

b) COLUMNA P-1, eje 1-H

Se tiene su diseño estructural dado en los planos:

Figura 4-21. Diseño estructural columna C1 según planos

Para el cálculo de la cuantía y de su respectivo diagrama de interacción, se deben tener en cuenta los siguientes datos:

Acero de refuerzo	$f_y =$	60	ksi.
Resistencia a la compresión, $f'_c =$		4	ksi
Ancho	$L_x =$	11.810	pulg.
Profundidad	$L_y =$	39.370	pulg.
Distancia al acero de refuerzo $d' =$		2.360	pulg.
Numero de varillas arriba y abajo	$N_{tb} =$	10	und.
Varilla Nro.	$=$	8	
Numero de varillas en medio	$N_{sb} =$	6	pnd.
Varilla Nro.	$=$	8

Figura 5-43. Esquema de distribución de acero de refuerzo en columna P-1

Tenemos el siguiente diagrama de interacción:

→ Cuantía (ρ) = 0.054 > $\rho_{min} = 0.01$

Figura 5-44. Diagrama de interacción en eje X y Y, respectivamente, para columna C1.

Los resultados de la evaluación de las columnas se presentan en el **Anexo 3**.

Se muestran los resultados del cumplimiento de la verificación por flexo compresión en la Figura 5-45.

Verificacion Flexocompresion Columnas Edificio Martri

Figura 5-45. Verificación por flexo compresión columnas edificio Martri.

5.2. Verificación de la cortante de la edificación

En este acápite se compara la cortante basal existente en el primer nivel, las cortantes existentes en los otros niveles debido a la acción de las fuerzas sísmicas con las cortantes de diseño de los elementos de corte.

Dichas cortantes se analizan producto de los resultados del análisis sísmico dinámico. Por un criterio conservador, se toma solo la resistencia al corte de los muros estructurales.

La resistencia al corte se estimara con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * L$$

Donde:

b: espesor de muro

L: longitud del muro

5.2.1. Edificios Santa Teresa.

Para este caso, se tiene diferentes distribuciones de placas en planta según el nivel:

	L x =	11.60	<i>m</i>		
	L y =	31.82	<i>m</i>		
	f'c =	210	<i>kg/cm2</i>		
	b =	0.20	<i>m</i>		
Piso 1 al 2	Vx =	178.19	<i>tn</i>		
Piso 1 al 2	Vy =	488.78	<i>tn</i>		
Piso 3 al 10	Vx =	55.30	<i>tn</i>		
Piso 3 al 10	Vy =	368.66	<i>tn</i>		
Piso 11	Vx =	55.30	<i>tn</i>		
Piso 11	Vy =	331.79	<i>tn</i>		
	CORTANTE DEMANDA		CORTANTE RESISTENTE	¿CUMPLE? Vd>Vetabs	
	VX	VY	VdX		VdY
	tonf	tonf	tonf		tonf
Piso 11	25.65	23.11	55.30	331.79	OK
Piso 10	48.68	52.30	55.30	368.66	OK
Piso 9	59.53	73.66			OK
Piso 8	64.94	90.76			OK
Piso 7	69.13	105.05			OK
Piso 6	74.83	117.17			OK
Piso 5	83.30	127.54			OK
Piso 4	93.93	136.11			OK
Piso 3	104.79	142.86			OK
Piso 2	117.52	149.70	178.19	488.78	OK
Piso 1	126.67	155.10			OK

Tabla V- 19. Verificacion de cortantes en edificio Santa Teresa.

5.2.2. Edificio Palmar.

Datos:

L x =	9.40	m
L y =	6.50	m
f'c =	210	kg/cm ²
b =	0.20	m
Vx =	144.39	tn
Vy =	99.85	tn

	CORTANTE DEMANDA		CORTANTE RESISTENTE		¿CUMPLE? Vd>Vetabs
	VX	VY	VdX	VdY	
	tonf	tonf	tonf	tonf	
Piso 9	53.74	58.70	144.39	99.85	OK
Piso 8	95.56	101.43			OK
Piso 7	117.92	121.35			OK
Piso 6	132.52	133.37			OK
Piso 5	146.82	145.36			OK
Piso 4	165.03	163.34			OK
Piso 3	185.22	185.08			OK
Piso 2	203.97	206.18			OK
Piso 1	215.00	219.90			OK

Tabla V- 20. Verificación de cortantes en edificio Palmar.

5.2.3. Edificio Normandie.

Datos:

L x =	9.50	m
L y =	6.10	m
f'c =	210	kg/cm ²
b =	0.20	m
Vx =	145.93	tn
Vy =	93.70	tn

	CORTANTE DEMANDA		CORTANTE RESISTENTE		¿CUMPLE? Vd>Vetabs
	VX	VY	VdX	VdY	
	tonf	tonf	tonf	tonf	
Piso 9	19.21	24.61	145.93	93.70	OK
Piso 8	31.90	38.11			OK
Piso 7	40.42	40.55			OK
Piso 6	47.78	40.97			OK
Piso 5	57.76	45.84			OK
Piso 4	71.16	52.43			OK
Piso 3	85.64	58.87			OK
Piso 2	99.61	65.20			OK
Piso 1	109.39	68.64			OK

Tabla V- 21. Verificación de cortantes en edificio Normandie.

5.2.4. Edificio Martri.

Datos:

L x =	11.60	<i>m</i>
L y =	12.50	<i>m</i>
f'c =	210	<i>kg/cm2</i>
b =	0.20	<i>m</i>
Vx =	178.19	<i>tn</i>
Vy =	192.01	<i>tn</i>

	CORTANTE DEMANDA		CORTANTE RESISTENTE		¿CUMPLE? Vd>Vetabs
	VX	VY	VdX	VdY	
	tonf	tonf	tonf	tonf	
Piso 7	34.89	26.35	178.19	192.01	OK
Piso 6	73.51	53.96			OK
Piso 5	104.15	73.45			OK
Piso 4	128.55	87.59			OK
Piso 3	147.56	97.66			OK
Piso 2	160.78	104.59			OK
Piso 1	168.16	108.44			OK

Tabla V- 22. Verificación de cortantes en edificio Martri

5.3. Evaluación de derivas, desplazamientos y juntas

Se mostrarán cuadros comparativos de desplazamientos, derivas y de las juntas sísmicas mínimas que se observaron en la modelación dinámica, en relación a las normas sismorresistente E.030.

- **DESPLAZAMIENTOS**

Se muestran los desplazamientos hallados para ambas direcciones:

PISO	DX (mm)			
	Santa Teresa	Palmar	Normandie	Martri
11	214.421	-	-	-
10	191.998	-	-	-
9	169.939	140.416	157.964	-
8	147.387	125.734	136.778	-
7	124.352	108.671	119.526	71.7798
6	101.165	90.585	100.89	62.8204
5	78.284	71.883	81.346	52.2638
4	56.319	53.111	61.062	40.7187
3	36.079	35.063	40.172	28.5176
2	18.342	18.857	19.581	16.5046
1	7.443	6.282	7.844	6.3421

Tabla V- 23. Cuadro comparativo de desplazamientos en la dirección X.

PISO	DY (mm)			
	Santa Teresa	Palmar	Normandie	Martri
11	71.119	-	-	-
10	62.974	-	-	-
9	54.806	209.688	132.216	-
8	46.684	189.009	118.871	-
7	38.588	164.396	104.424	84.707
6	30.693	138.208	88.507	73.3225
5	23.195	110.740	71.513	60.6961
4	16.339	82.679	54.063	47.0955
3	10.367	55.210	37.000	32.7562
2	5.278	30.197	21.375	18.6192
1	2.469	10.444	8.152	6.7421

Tabla V- 24. Cuadro comparativo de desplazamientos en la dirección Y

- **DERIVAS (β)**

Según la norma E.030 del 2016, la distorsión, deriva máxima o desplazamiento relativo de entrepiso que debe existir para estructuras de concreto armado es de 0.007. Por otro lado, la norma E.030 de 1977 establece que dicha deriva será de 0.01 la altura de piso considerada cuando existan elementos susceptibles a dañarse por la deformación relativa, y para otros casos será de 0.015, aproximadamente el doble de lo estipulado por la norma actual.

PISO	DISTORSION "X" (β)				$\beta_{\max}$ E.030 2016	$\beta_{\max}$ E.030 1977
	Santa Teresa	Palmar	Normandie	Martri		
11	0.009	-	-	-	0.007	0.010
10	0.009	-	-	-		
9	0.009	0.006	0.008	-		
8	0.009	0.006	0.006	-		
7	0.009	0.006	0.007	0.003		
6	0.009	0.007	0.007	0.004		
5	0.009	0.007	0.007	0.004		
4	0.008	0.006	0.007	0.005		
3	0.007	0.006	0.007	0.005		
2	0.004	0.004	0.004	0.004		
1	0.003	0.002	0.003	0.002		

Tabla V- 25. Cuadro comparativo de derivas en la dirección X.

PISO	DISTORSION "Y" (β)				$\beta_{\max}$ E.030 2016	$\beta_{\max}$ E.030 1977
	Santa Teresa	Palmar	Normandie	Martri		
11	0.003	-	-	-	0.007	0.010
10	0.003	-	-	-		
9	0.003	0.008	0.005	-		
8	0.003	0.009	0.005	-		
7	0.003	0.009	0.006	0.003		
6	0.003	0.010	0.006	0.004		
5	0.003	0.010	0.006	0.004		
4	0.002	0.010	0.006	0.004		
3	0.002	0.009	0.006	0.004		
2	0.001	0.007	0.005	0.004		
1	0.001	0.003	0.003	0.002		

Tabla V- 26. Cuadro comparativo de derivas en la dirección Y.

Se presentan unos gráficos comparativos de las distorsiones en el centro de masa que han experimentado las edificaciones en el análisis dinámico modal-espectral, en relación a la máxima distorsiones estipuladas tanto en la norma E.030 de 1977 y del 2016. En la Figura 5-46 se muestran los resultados en la dirección X, y en la Figura 5-47 de la dirección Y.

Figura 5-46. Cuadro comparativo de distorsiones (β) en el centro de masa (CM) en la dirección X.

Figura 5-47. Cuadro comparativo de distorsiones en el centro de masa (CM) en la dirección Y.

- **JUNTAS SISMICAS (S).**

Según la norma E.030 del 2016 se estipula que el valor mínimo de la junta sísmica de una edificación no será mayor del valor calculado a través de la siguiente expresión:

$$S_{min} = 0.006h \geq 3cm$$

Para el caso de la norma E.030 de 1977 se establece lo siguiente:

$$S_{min} = 3 + 0.4(h - 5) \geq 3cm$$

En donde, “h” es la altura de la edificación desde el nivel de terreno hasta la parte superior del ultimo nivel. Esta podrá exceptuarse en los sótanos y en la cimentación.

	Santa Teresa	Palmar	Normandie	Martri
h (cm)	2750.00	2520.00	2540.00	1900.00
S_{min} E.030-2016 (cm)	16.50	15.12	15.24	15.33
S_{min} E.030-1977 (cm)	14.00	13.08	13.16	13.02
S_{inspeccionada} (cm)	15.00	Sin junta	Sin junta	Sin junta

Tabla V- 27. Cuadro comparativo de juntas sísmicas

A continuación, se presenta el plano comparativo de los posibles desplazamientos del centro de masa del diafragma rígido de cada nivel de las 4 edificaciones en relación a las juntas sísmicas establecidas según las normas E.030 de 1977 y 2016 en las Figuras 5-35, 5-36, 5-37 y 5-38.

Figura 5-48. Desplazamientos del centro de masa y las Juntas sísmicas en edificio Santa Teresa

Figura 5-49. Desplazamientos del centro de masa y las Juntas sísmicas en edificio Palmar.

Figura 5-50. Desplazamientos del centro de masa y las Juntas sísmicas en edificio Normandie.

Figura 5-51. Desplazamientos del centro de masa y las Juntas sísmicas en edificio Martri.

5.4. Evaluación de nudos unión viga - columna.

Se considera de vital importancia analizar el comportamiento que tendrán los nodos en la interacción viga-columna. Según el Capítulo 21 de la norma de diseño en concreto armado E.060 se debe cumplir la siguiente condición en relación a los momentos resistentes últimos en las caras de las columnas en su unión con las vigas⁷²:

$$\sum M_{uc} \geq 1,2 \sum M_{nv}$$

Donde:

M_{uc} = suma de los momentos últimos de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo, en la cual la resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial amplificada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

M_{nv} = suma de los momentos resistentes últimos a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

Se mostraran los resultados para cada edificación.

⁷² MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO 2009

5.4.1. Edificios Santa Teresa.

COLUMNA	VIGAS	$1.2 * M_{uv}$ (kips-ft)	Momento Ultimo Diseño		¿CUMPLE?	
			$\sum M_{uc}$ (kips-ft)	$1.2 \sum M_{uv}$ (kips-ft)	$\sum M_{uc} > 1.2 \sum M_{uv}$	
P1 (EJE 1-A)	V104	244.56	626.64	339.89	1.84	OK
	V103	95.34				
P2 (EJE 5-H)	V101	84.28	756.21	770.62	0.98	NO
	V101	84.28				
	V105	301.02				
	V105	301.02				
P3 (EJE 12-H)	V101	84.28	416.40	370.71	1.12	NO
	V101	84.28				
	V107	101.07				
	V107	101.07				
P4 (EJE 17-H)	V101	84.28	128.58	234.95	0.55	NO
	V101	84.28				
	V109	66.38				
P5 (EJE 19-H)	V101	84.28	136.70	168.57	0.81	NO
	V101	84.28				

Tabla V- 28. Momentos nodos edificio Santa Teresa

5.4.2. Edificios Palmar.

COLUMNA	VIGAS	$1.2 * M_{uv}$ (kips-ft)	Momento Ultimo Diseño		¿CUMPLE?	
			$\sum M_{uc}$ (kips-ft)	$1.2 \sum M_{uv}$ (kips-ft)	$\sum M_{uc} > 1.2 * \sum M_{uv}$	
C2 (EJE 4-E)	V115	377.72	192.00	456.80	0.42	NO
	V119	79.08				
C4 (EJE4-C)	V117	170.38	240.00	461.67	0.52	NO
	V118	81.42				
	V109	209.87				
C4 (EJE4-A)	V103	108.96	240.00	232.94	1.03	NO
	V116	123.98				
C1 (EJE3-A)	V103	108.96	432.00	493.89	0.87	NO
	V102	209.87				
	V120	175.06				
C1 (EJE3-B)	V120	175.06	432.00	819.55	0.87	NO
	V106	209.87				
	V105	209.87				
	V121	224.76				
C1 (EJE2-D)	V128	31.24	432.00	693.45	0.62	NO

	V111	260.68				
	V110	260.68				
	V129	140.84				
C1 (EJE3-E)	V123	127.28	432.00	882.72	0.49	NO
	V115	377.72				
	V114	377.72				

Tabla V- 29. Momentos nodos edificio Palmar.

5.4.3. Edificios Normandie.

COLUMNA	VIGAS	1.2*Muv (kips)	Momento Ultimo Diseño		¿CUMPLE?	
			$\sum Muc$ (kips-ft)	1.2 $\sum Muv$ (kips-ft)	$\sum Muc > 1.2 * \sum Muv$	
C4 (EJE 1-A)	V2A	150.76	120.00	152.26	0.79	NO
	V1	1.50				
C1 (EJE 6-A)	V2A	150.76	128.00	152.26	0.84	NO
	V2A	1.50				
C1 (EJE 3-B)	V2B	298.73	128.00	598.96	0.21	NO
	V2B	298.73				
	V2	1.50				
C1 (EJE 3-C)	V2C	344.23	128.00	691.66	0.19	NO
	V2C	344.23				
	V2C	1.60				
	V2C	1.60				
C1 (EJE 2-A)	V2A	150.76	128.00	302.32	0.42	NO
	V2A	150.76				
	V3	0.80				
C1 (EJE 3-F)	V2F	295.66	128.00	594.32	0.22	NO
	V2F	295.66				
	V4	1.50				
	V4	1.50				
C2 (EJE 1-C)	V2C	344.30	144.00	349.10	0.41	NO
	V2C	2.40				
	V2C	2.40				
C4 (EJE 3-D)	V2D	285.98	120.00	289.18	0.41	NO
	V5	1.60				
	V5	1.60				

Tabla V- 30. Momentos nodos edificio Normandie

5.4.4. Edificios Martri.

COLUMNA	VIGAS	$1.2 * M_{uv}$ (kips)	Momento Ultimo Diseño		CUMPLE?	
			$\sum M_{uc}$ (kips-ft)	$1.2 \sum M_{uv}$ (kips-ft)	$\sum M_{uc} > 1.2 * \sum M_{uv}$	
C2 (EJE 10-D)	V121	99.94	300.00	456.62	0.66	NO
	V101	120.17				
	V102	136.58				
	V120	99.94				
C3 (EJE 13-E)	V122	99.94	500.00	199.87	2.50	OK
	V121	99.94				
C5 (EJE 9-J)	V108	24.48	460.00	327.11	1.41	OK
	V109	24.48				
	V127	111.82				
	V128	111.82				
C5 (EJE 5-I)	V127	111.82	460.00	451.37	1.02	NO
	V126	111.82				
	V104	136.58				
	V105	91.15				
C7 (EJE 12-J)	V128	111.82	1200.00	294.12	4.08	OK
	V106	91.15				
	V107	91.15				
C1 (EJE 2-H)	V113	162.94	1500.00	437.69	3.43	OK
	V114	162.94				
	V126	111.82				
C1 (EJE 3-F)	V123	136.58	1500.00	462.46	3.24	OK
	V112	162.94				
	V113	162.94				
C1 (EJE 5-C)	V111	162.94	1500.00	425.74	3.52	OK
	V120	99.86				
	V112	162.94				
C1 (EJE 10-A)	V110	162.94	1501.00	446.04	3.37	OK
	V101	120.17				
	V111	162.94				

Tabla V- 31. Momentos nodos edificio Martri.

6. CAPITULO 6: CONCLUSIONES DE LA INVESTIGACION

6.1. La normativa sismorresistente en el Perú ha ido evolucionando debido a los diversos eventos sísmicos suscitados en nuestro país, debido a esto, con el tiempo esta se ha vuelto más estricta, especialmente, en los criterios adoptados del diseño sísmico de edificaciones de tipo esenciales e importantes. Por ejemplo, se notan cambios en los valores máximos de derivas de entrepiso y juntas sísmicas.

6.2. Perú es un país víctima del peligro sísmico debido a la geografía y geología que posee. El peligro sísmico es la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico en un lugar determinado de una intensidad específica; y nuestra capital ha venido experimentando un silencio sísmico de más de 200 años, por lo que existe una posible ocurrencia de algún evento sísmico de gran magnitud. Por otro lado, la vulnerabilidad sísmica, es una característica inherente a la infraestructura existente, ósea, hace referencia al estado en el que se encuentran las edificaciones. Así, es una necesidad comprender los conceptos que la engloban y relacionar con ello los posibles efectos o daños que pueden experimentar dichas edificaciones ante un sismo severo, principalmente, en nuestra capital.

6.3. El análisis sísmico estático basado en métodos lineales modela el sismo mediante un conjunto de fuerzas que actúan en el centro de masa de cada nivel de una edificación. Para ello, el procedimiento consiste en el cálculo de un valor fraccionario de la aceleración de la gravedad denominado aceleración espectral del sismo (S_a), la cual se asocia con la masa total de la estructura analizada (m), con lo que se obtiene la cortante basal o fuerza de corte en la base de la estructura o fuerza lateral equivalente. Mientras que el análisis sísmico dinámico basado en métodos lineales, también llamado análisis modal espectral, supone que la respuesta dinámica de una estructura se puede determinar considerando de forma independiente la respuesta de cada modo natural de vibración utilizando un espectro de respuesta elástico (función espectral). Para ello, solo se consideran los modos que contribuyen considerablemente a la respuesta de la estructura.

- 6.4. La normativa E.030 de 1977 y la normativa actual del 2016 tienen los mismos criterios para realizar el análisis sísmico; sin embargo, lo distinto radica en los valores que se les da a los factores para su cálculo. Por ello, se puede decir que la normativa no ha cambiado del todo, sino que ha ido tomando en cuenta nuevas consideraciones para su actualización hasta el día de hoy.
- 6.5. Los edificios estudiados pertenecen al distrito de Miraflores, siendo de 7 a 11 pisos, y se consideraron las cargas según la norma E.020. Las edificaciones se modelaron en ETABS, en el cual el modelo matemático consistió en un modelo estructural dual y aporticado, conformado por elementos *FRAMES* (vigas y columnas), y elementos *SHELL*, en el caso de placas, y tipo de elemento *MEMBRANE* para las losas, además se tuvo en cuenta la fisuración, para lo cual se tomó la inercia efectiva. La descripción de las características estructurales, geométricas y mecánicas se realizaron según los planos y se utilizaron para la realización del modelo y las evaluaciones respectivas.
- 6.6. Se realizó el análisis sismorresistente de las edificaciones según los parámetros sísmicos y la caracterización de los edificios, con lo que se obtuvo las características dinámicas de cada edificio. Se consideraron, según norma, los periodos de los 3 primeros modos del análisis modal, como también, aquellos que como mínimo tomaron el 90% de la masa participativa de cada edificio. Así, dichos modos se identifican entre el modo 6 hasta el modo 12 (en todos los edificios). Se obtuvo también que las derivas de las edificaciones considerando la fisuración son mayores a las que se obtienen sin considerarla. La menor deriva sin considerar fisuración es 0.001 y la mayor es 0.008, mientras que para el caso en el que se considera la fisuración la menor deriva es 0.001 y la mayor es de 0.010.
- 6.7. Se verificaron los elementos estructurales, tales como vigas y columnas. Así, para el chequeo por cortante en las vigas se observa que estas cumplen en todos los casos de todos los edificios; sin embargo, en el chequeo por flexión se tiene que existe un porcentaje de cumplimiento de 95% en Santa Teresa, 75% en

Palmar, 70% Normandie y de 85% en Martri. En el caso del chequeo por cortante de las columnas se identifica que el 100% de las columnas del primer nivel no presentan problemas en su diseño; por otro lado, en relación a la verificación por flexo compresión se tiene de los elementos que cumplen un 100% en Santa Teresa, 57% en Palmar, 100% en Normandie y también 100 % en Martri. Así, en general, se tiene que tanto en vigas y columnas no se presenta un problema generalizado en su diseño.

6.8. Los edificios evaluados, los cuales fueron construidos en décadas pasadas y con criterios de la normativa sísmica de 1977, han tenido buen desempeño al comparar sus distorsiones con aquella máxima indicada en ese entonces ($Deriva_{1977}=1\%$). Esto ocurrió debido a la rigidez lateral que les proporcionaron las placas existentes distribuidas adecuadamente en altura y en planta; sin embargo, al verificar si cumplían con la deriva actual ($Deriva_{2016}=0.7\%$), se obtuvo que solo 1 de los 4 edificios estudiados, cumple con tal criterio en todos los niveles de entresijos y ambas direcciones. En la dirección X, se puede explicar que el Edificio Santa Teresa no posee la resistencia lateral adecuada, ya que los elementos de corte predominaban en la dirección Y, y al ser menor la rigidez lateral, mayor es el daño y mayor la cercanía al colapso. Mientras que el edificio Normandie tiene un sistema estructural aporticado, por lo que no tiene elementos que absorban dicha cortante demandada; por ello, no cumple con las derivas. En la dirección Y, el edificio Palmar posee un sistema estructural aporticado, por lo que en esta dirección no cumple con la deriva. Se puede observar que en la dirección X sí cumple con lo permitido, pero sus derivas se acercan al límite, por lo que se puede decir que el sistema existente (aporticado) no es el adecuado para dicha edificación. Es necesario tener en cuenta las dimensiones de los elementos estructurales para que resistan ante dicho evento sísmico, o considerar el empleo de un sistema dual. En el caso del edificio Martri, el cual es el de menor altura en comparación a los otros (7 pisos), se identifica el cumplimiento de derivas en todos los niveles y en ambas direcciones. Cabe resaltar que se verifica en Martri el uso de un sistema Dual en ambas direcciones, por lo que se considera un papel muy importante y fundamental el empleo de muros de corte en la disminución de distorsiones. Por otro lado, en el cálculo e inspección física que se realizó de cada edificio se

comprobó que solo era apreciable la junta sísmica en el edificio Santa Teresa, el cual presenta 15cm de junta real, aproximadamente. Por otro lado, se verifica que dicha junta si cumple con la mínima estipulada por la norma E.030 de 1977 ($S_{min1997} = 14\text{cm}$); sin embargo, no cumple la de 2016 ($S_{min2016} = 16.50\text{cm}$).

- 6.9. En las uniones Viga – Columna la fuerza cortante produce grietas diagonales y es común ver fallas por adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas a causa del poco desarrollo del mismo y/o a consecuencia de esfuerzos excesivos de flexión, como también, la aparición de falla en dichas uniones debido al fenómeno de la rótula plástica. Así, como resultado de la verificación de las uniones en el primer nivel, se obtuvo que el edificio Santa Teresa, Palmar y Normandie no cumplen dicho criterio, y se observa una tendencia marcada a fallar por rotula plástica, mientras que en Martri no se cumple con ello solo en las columnas C2 (EJE 10-D) y C5 (EJE 5-I).
- 6.10. Existe una relación estrecha entre los desplazamientos laterales y el daño sufrido por los edificios ante un evento sísmico, por lo que para determinados límites de derivas se espera apreciar algún efecto en el edificio. En la Dirección X, se puede observar que las derivas de los edificios Santa Teresa y Normandie sobrepasan la deriva permitida, por lo que todos los edificios presentan daño visible en su arquitectura. En la Dirección Y, se puede observar que solo el Edificio Palmar sobrepasa la deriva estipulada por norma, así, el daño que sufre la estructura impacta en el funcionamiento de ventanas y puertas, mientras que, en el resto de los edificios, presenta un visible daño en su arquitectura, así como en las ventanas y losas. Dichas observaciones podemos apreciarlas en las Figuras 6-1 y 6-2.

Figura 6- 1. Distorsiones de entrepiso en dirección X y su posible impacto de daño en la edificación.

Figura 6- 2. Distorsiones de entrepiso en dirección Y, y su posible impacto de daño en la edificación.

7. CAPITULO 7: RECOMENDACIONES DE LA INVESTIGACION

7.1. Recomendaciones de los resultados.

- En relación con los resultados observados, principalmente, en el estudio de la

unión viga – columna y en el control de distorsiones, en donde se observó algunas deficiencias estructurales en los edificios estudiados, se recomiendan emplear algunas medidas de reforzamiento a las estructuras, los cuales serán mencionados en las próximas líneas. Así, aunque no es objetivo de la presente investigación proponer soluciones a los problemas estructurales identificados, se considera importante destacar la filosofía conceptual de estas en base a los resultados de la evaluación. En dicho contexto, ello se puede lograr mediante el reforzamiento de los elementos existentes o incorporando elementos estructurales adicionales considerando el sentido en el que no cumple. Esto se debe realizar con el fin de:

- Dar rigidez a los niveles en los que no se cumpla con la deriva permitida,
- Aumentar la capacidad de los elementos existentes y la resistencia ante el corte.
- Es imprescindible evaluar la factibilidad de cualquier medida de reforzamiento en relación con la arquitectura existente. De este modo, para el reforzamiento estructural se puede tener en cuenta algunas soluciones como:
 - Incorporar un muro o aumentar el espesor de este lo cual aumentaría la resistencia y reduciría las derivas, o
 - Adicionar arriostramientos, los cuales aumentarán la resistencia y reducirán las derivas. Esta medida resultaría muy interesante de aplicar en los casos estudiados. Por ejemplo para los edificios con mayor cantidad de pisos, se podría plantear cruces de San Andrés, arriostrando los planos horizontales con puntales permite transmitir y repartir mejor las acciones laterales a los que están sometidos los elementos verticales.
 - Adición de pórtico interno o exterior resistente al momento, lo cual produce mayor confinamiento y reducción de derivas. Esta medida se optará en caso se cuente con el espacio suficiente para tal acción.
- En el caso de querer reforzar los elementos estructurales se debe tener en cuenta:
 - Para que las columnas aumenten su capacidad resistente e incrementen la ductilidad se puede optar por aumentar la sección de la columna o a través del reforzamiento metálico, con perfiles de acero de manera perimetral a esta o a través de zunchos alrededor del elemento. Y también se puede pensar en un encamisado, que consiste en mantas de fibra de carbono que le

darán ductilidad.

- Para que las vigas se comporten mejor ante momentos flectores y esfuerzos cortantes por flexión, también reciben un tratamiento similar al de las columnas. Se puede aumentar sus secciones añadiéndole barras de acero y con una envoltura a través de shotcrete. O reforzar con chapas metálicas, o las láminas de fibra de carbono alrededor de estas. Esto último se podrá lograr si el concreto se encuentra en buenas condiciones.
- Se evita generar algún daño en el elemento estructural existente, por lo que estos procedimientos deben de realizarse por personal con experiencia en estos trabajos.

7.2. Recomendaciones de la metodología.

- Sobre el análisis, si bien es cierto que la Norma E.030 del 2016 exige realizar un análisis sísmico bajo métodos lineales, y bajo los cuales se realizó la presente investigación, se recomienda en futuras investigaciones con la finalidad de obtener resultados más precisos, realizar un análisis sísmico basado en métodos no lineales, como el método estático del Espectro de Capacidad o análisis *pushover*, por ejemplo.
- El trabajo ha sido realizado según la recolección de información (distribución arquitectónica, estructural, geometría de los elementos estructurales y especificaciones técnicas) encontrada en planos en físico, la cual es proveniente de expedientes disponibles en la municipalidad de Miraflores. Dadas esas

circunstancias de no poder contar con una muestra de los elementos estructurales, es recomendable complementar dicha información con pruebas de laboratorio de los elementos estructurales de los edificios que forman parte de la muestra estudiada, con el objetivo de comprobar el estado actual en el que se encuentran y las propiedades mecánicas que las caracterizan.

- Por último, es fundamental resaltar que la presente investigación nace producto del estudio basado en el Software ETABS y aplicación de la norma E.030 de una muestra de 4 edificaciones de uso común, ubicadas en mismo distrito y compartiendo características arquitectónicas, estructurales, sísmicas y geotécnicas muy similares, por lo que nuestros resultados toman injerencia en

edificaciones construidas en la misma época y por una industria constructora con prácticas parecidas. Así, a pesar de gozar de una representatividad específica, se recomienda tomar los resultados de esta tesis como un antecedente de gran utilidad para estudios de edificaciones con características similares tales como edificaciones aporticadas de concreto y edificaciones aporticadas en placas de un número similar de pisos.

8. BIBLIOGRAFIA

ARENCIBIA FERNÁNDEZ, Juan Miguel (2007) Conceptos fundamentales sobre el mantenimiento de edificios Revista de Arquitectura e Ingeniería, vol. 1, núm. 1, abril. Empresa de Proyectos de Arquitectura e Ingeniería de Matanzas. Cuba (Consulta: 19 de agosto del 2015)

BEAUPERTHUY, José y URICH, Alfredo (2011) Efecto de la columna corta. Estudio de casos. Caracas, Venezuela. (Consulta 20 de octubre del 2017) (http://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci27_el_efecto_de_columna_corta_casos_de_estudios.pdf)

BERNAL, Isabel y TAVERA, Hernando (2002) Geodinámica, Sismicidad y Energía sísmica en Perú. Instituto Geofísico del Perú. Lima, Perú. (Consulta 25 de marzo del 2016) (http://www.igp.gob.pe/portal/images/documents/64/publicaciones/otras_publicaciones/monografias/sismicidad_tectonica_peru_Bernal_Tavera.pdf)

BLANCO BLASCO, Antonio (2012) Evolución de las normas Sísmicas en el Perú. Antonio Blanco Blasco Ingenieros E.I.R.L. Lima, Perú. (Consulta 25 de marzo del 2016) (<http://cap.org.pe/pdfs/48aniv/21-ABB.pdf>)

CASTILLO AEDO, Jorge L. y ALVA HURTADO, Jorge E (2015) Peligro sísmico en el Perú (Consulta: 21 de setiembre del 2015) (<http://www.redalyc.org/pdf/1939/193915927005.pdf>).

CHANG RECAVARREN, Luis (2003) Diseño estructural en concreto armado de un edificio de nueve pisos en la ciudad de Piura. (Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil). Lima: Universidad de Piura.

FERNANDEZ CRUZ, Oscar (2013) Evaluación de la Vulnerabilidad Estructural en Edificaciones. Colegio de Ingenieros del Perú, CIP. Lima, Perú. (Consulta: 15 de febrero del 2016) (<https://es.scribd.com/doc/72999935/Evaluacion-de-la-Vulnerabilidad-Sismica-en-Edificaciones#download>)

CISMID, Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres. (2013) Microzonificación sísmica de Lima. (Consulta: 15 de noviembre del 2015) (http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/redacis/redacis32_p.pdf)

COOPI, Cooperazione Internazionale. (2011) Riesgo Sísmico y Medidas de Reducción en el Riesgo en el Centro Histórico de Lima. (Consulta: 22 de marzo del 2016) (<http://www.indec.gov.pe/proyecto58530/objetos/archivos/20110606102841.pdf>)

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2014) Proyecto de Norma Sismorresistente E-030 – 2014. (Consulta: 26 de agosto del 2015) (<http://geo.vivienda.gob.pe/dnv/documentos/RNE/e-030-diseno-sismorresistente-ds-nro-002-2014.pdf>).

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2016) Norma Sismorresistente E-030 – 2016. (Consulta: 25 de marzo del 2016) (<http://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>).

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2016) Norma Sismorresistente E-060 – 2009. (Consulta: 25 de marzo del 2016) (<http://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>).

MUÑOZ, Alejandro y TINMAN, Marcos y QUIUN, Daniel (2002) Riesgo Sísmico De Edificios Peruanos. Universidad Politécnica de Cataluña. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú. (Consulta 20 de Marzo del 2016) (https://www.google.com.pe/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0ahUKEwjIrcyTrtzLAhUE5yYKHfi8BiUQFggaMAA&url=http%3A%2F%2Fprismaing.com%2Fdownload.php%3Ff%3D2013%2F08%2F2-2001-3-Jornadas-Ibero-AM-MT-DQ-riesgo-sismico.pdf&usg=AFQjCNGn_sJ2zD7_srFZHCsGDrFxp5g11Q&sig2=ePQ-gBPYe54lqICjNUHXRA&bvm=bv.117868183,d.eWE&cad=rja)

PIQUE DEL POZO, Javier (2013) Antecedentes de las normas sismorresistentes en el Perú. (Consulta 20 de setiembre del 2015) (<http://www.epivial.com/descargas/asocem/Normatividad%20Sismo%20resistente%20en%20el%20Peru.pdf>).

SINIA, Sistema Nacional de Información nacional (2013) Mapa de suelos en los distritos de Lima. (Consulta: 15 de noviembre del 2015) (<http://sinia.minam.gob.pe/mapas/mapa-suelos-districtos-lima>)

SAFINA MELONE, Salvador (2002) Tesis Doctoral “Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales análisis de su contribución al riesgo sísmico. Universidad Politécnica de Cataluña. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos. Barcelona, España.

SAMANIEGO POLANDO, Luis y RIOS VARA, José (2002) Tesis Doctoral “Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales análisis de su contribución al riesgo sísmico. Universidad Politécnica de Cataluña. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos. Barcelona, España.

TAVERA, Hernando y BUFORN, Elisa (1998) Sismicidad y sismotectónica de Perú. Departamento de Geofísica. Universidad Complutense de Madrid. Madrid, España. (Consulta 18 de Marzo del 2016) (<https://revistas.ucm.es/index.php/FITE/article/viewFile/FITE9898110187A/12151>)

TELLO MALPARTIDA, Omar (2006) Evaluación y reforzamiento de estructuras. Universidad Nacional Federico Villarreal. Lima, Perú. (Consulta 03 de Junio del 2016) (<http://es.slideshare.net/alexancajimasernaque/evaluacion-y-reforzamiento-de-estructuras>)

TORREALVA DAVILA, Daniel (2012) Evolución de las normas sísmicas peruanas y el diseño sismo resistente. (Consulta: 20 de setiembre del 2015) (http://www.academia.edu/5881229/EVOLUCI%C3%93N_DE_LAS_NORMAS_EVOLUCI%C3%93N_DE_LAS_NORMAS_S%C3%8DSMICAS_EN_EL_PER%C3%9A).

VALENCIA RESTREPO, Doralba y VALENCIA CLEMENT, Gabriel (2008) Evaluación del coeficiente de disipación de energía, R, para algunos tipos de estructuras de acero. (Consulta 25 de Setiembre del 2015) (http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0120-

56092008000100005).

9. ANEXOS

ANEXO 01: Verificación de momentos flectores en vigas.

Edificio Santa Teresa.

VIGA		M.Resistente	M. del Análisis	
------	--	--------------	--------------------	--

#	Tramo	(Tn.m)	(Tn.m)	Verificación
PISO 1				
V-104	END-I	33.966	11.192	OK
	1/2 PT	16.888	5.377	OK
	END-J	33.966	9.965	OK
V-101	END-I	11.706	14.124	NO CUMPLE
	1/2 PT	14.106	6.029	OK
	END-J	11.706	5.242	OK
V-103	END I	13.241	5.920	OK
	1/2 PT	7.142	2.297	OK
	END-J	13.241	4.651	OK
V-105	END-I	41.809	6.893	OK
	1/2 PT	28.228	7.977	OK
	END-J	41.809	8.705	OK
PISO 2				
V-204	END-I	33.966	11.901	OK
	1/2 PT	16.888	4.729	OK
	END-J	33.966	10.079	OK
V-201	END-I	16.888	12.684	OK
	1/2 PT	14.106	5.196	OK
	END-J	16.888	4.370	OK
V-203	END-I	13.241	5.780	OK
	1/2 PT	7.142	2.028	OK
	END-J	13.241	4.722	OK
V-206	END-I	41.809	7.499	OK
	1/2 PT	28.228	7.311	OK
	END-J	41.809	8.867	OK
PISOS 3-11				
V301/V601	END-I	19.128	11.892	OK
	1/2 PT	19.128	5.275	OK
	END-J	19.128	6.125	OK
V304/V604/V1004	END-I	37.592	18.793	OK
	1/2 PT	19.128	8.354	OK
	END-J	37.592	15.788	OK

V306	END-I	40.002	8.615	OK
	1/2 PT	24.059	7.629	OK
	END-J	40.002	10.555	OK
V308/V608	END-I	32.334	16.201	OK
	1/2 PT	29.478	9.337	OK
	END-J	32.334	8.513	OK
V606	END-I	37.592	8.586	OK

	1/2 PT	21.632	6.640	OK
	END-J	37.592	10.169	OK
V1006	END-I	37.592	9.987	OK
	1/2 PT	25.675	11.163	OK
	END-J	37.592	15.033	OK
V303/V603	END-I	20.372	7.073	OK
	1/2 PT	9.803	2.456	OK
	END-J	20.372	6.034	OK
V1001	END-I	22.100	17.982	OK
	1/2 PT	20.866	8.939	OK
	END-J	23.312	6.296	OK
V1003	END-I	23.134	9.248	OK
	1/2 PT	9.803	3.554	OK
	END-J	23.134	7.677	OK
V1008	END-I	22.477	15.087	OK
	1/2 PT	10.042	4.988	OK
	END-J	25.675	7.090	OK
V1104	END-I	31.616	11.591	OK
	1/2 PT	14.705	4.161	OK
	END-J	31.616	8.818	OK
V1106	END-I	31.616	3.937	OK
	1/2 PT	25.675	4.860	OK
	END-J	31.616	8.927	OK
V1101	END-I	16.540	9.258	OK
	1/2 PT	13.869	4.043	OK
	END-J	16.540	4.745	OK
V1103	END-I	14.167	6.083	OK
	1/2 PT	7.053	2.097	OK
	END-J	14.167	5.170	OK

Edificio Palmar

VIGA #	Tramo	M.Resistente (Tn.m)	M. del Análisis (Tn.m)	Verificación
PISO 1				
V102	END-I	29.148	17.247	OK
	1/2 PT	24.830	8.64.57	NO CUMPLE

	END-J	29.148	16.990	OK
V104	END-I	22.208	22.623	NO CUMPLE
	1/2 PT	22.208	12.115	OK
	END-J	29.148	24.124	OK
V105	END-I	29.148	28.628	OK
	1/2 PT	24.830	14.388	OK
	END-J	29.148	28.479	OK
V106	END-I	29.148	25.116	OK
	1/2 PT	22.208	12.398	OK
	END-J	22.208	23.168	NO CUMPLE
V107	END-I	22.208	10.317	OK
	1/2 PT	19.278	5.967	OK
	END-J	29.148	11.677	OK
V108	END-I	29.148	11.876	OK
	1/2 PT	24.830	4.541	OK
	END-J	29.148	11.392	OK
V109	END-I	29.148	13.241	OK
	1/2 PT	22.208	6.546	OK
	END-J	22.208	11.078	OK
V110	END-I	24.927	13.448	OK
	1/2 PT	24.175	9.509	OK
	END-J	36.206	24.828	OK
V111	END-I	36.206	35.104	OK
	1/2 PT	35.664	18.909	OK
	END-J	36.206	33.321	OK
V112	END-I	36.206	25.548	OK
	1/2 PT	35.664	10.217	OK
	END-J	24.927	13.478	OK
V113	END-I	28.450	14.687	OK
	1/2 PT	26.951	11.960	OK
	END-J	52.461	25.730	OK
V114	END-I	52.461	27.013	OK
	1/2 PT	43.376	11.847	OK
	END-J	52.461	26.518	OK

V115	END-I	52.461	26.860	OK
	1/2 PT	26.951	12.457	OK
	END-J	28.450	14.439	OK
PISO 2 al 5				
VT1	END-I	29.481	21.188	OK
	1/2 PT	26.681	9.046	OK

	END-J	42.499	22.740	OK
VT2	END-I	42.499	27.127	OK
	1/2 PT	26.681	9.392	OK
	END-J	42.499	24.601	OK
VT3	END-I	42.499	25.265	OK
	1/2 PT	26.681	9.798	OK
	END-J	29.481	18.816	OK
VT4	END-I	22.208	23.915	NO CUMPLE
	1/2 PT	22.208	12.052	OK
	END-J	29.148	23.573	OK
VT5	END-I	29.148	28.899	OK
	1/2 PT	24.830	14.394	OK
	END-J	29.148	28.354	OK
VT6	END-I	29.148	24.804	OK
	1/2 PT	22.208	12.287	OK
	END-J	22.208	23.922	NO CUMPLE
VT7	END-I	24.927	13.537	OK
	1/2 PT	24.175	5.750	OK
	END-J	36.206	13.165	OK
VT8	END-I	36.206	19.506	OK
	1/2 PT	31.029	10.850	OK
	END-J	35.664	19.206	OK
VT9	END-I	35.664	17.554	OK
	1/2 PT	24.175	6.278	OK
	END-J	24.927	13.475	OK
VT10	END-I	30.382	18.090	OK
	1/2 PT	24.175	8.536	OK
	END-J	36.206	19.219	OK
VT11	END-I	36.206	30.359	OK
	1/2 PT	35.664	14.137	OK
	END-J	36.206	28.117	OK
VT12	END-I	36.206	20.705	OK
	1/2 PT	24.175	8.810	OK
	END-J	30.382	17.347	OK
VT13	END-I	28.450	22.938	OK

	1/2 PT	26.951	11.623	OK
	END-J	52.461	28.588	OK
VT14	END-I	52.461	33.439	OK
	1/2 PT	26.951	12.081	OK
	END-J	52.461	31.214	OK
	END-I	52.461	31.068	OK

VT15	1/2 PT	26.951	12.315	OK
	END-J	28.450	21.176	OK
PISO 6 al 7				
VT1	END-I	29.481	21.144	OK
	1/2 PT	26.681	9.040	OK
	END-J	29.481	21.529	OK
VT2	END-I	29.481	26.931	OK
	1/2 PT	26.681	9.364	OK
	END-J	29.481	24.139	OK
VT3	END-I	29.481	24.608	OK
	1/2 PT	26.681	9.642	OK
	END-J	29.481	18.601	OK
VT4	END-I	22.208	24.091	NO CUMPLE
	1/2 PT	22.208	12.060	OK
	END-J	24.830	22.821	OK
VT5	END-I	24.830	28.935	NO CUMPLE
	1/2 PT	24.830	14.398	OK
	END-J	24.830	28.168	NO CUMPLE
VT6	END-I	24.830	24.431	OK
	1/2 PT	22.208	12.272	OK
	END-J	22.208	24.017	NO CUMPLE
VT7	END-I	22.714	13.588	OK
	1/2 PT	24.175	5.775	OK
	END-J	29.792	12.974	OK
VT8	END-I	29.792	19.138	OK
	1/2 PT	29.122	10.465	OK
	END-J	35.664	18.850	OK
VT9	END-I	35.664	17.484	OK
	1/2 PT	24.175	6.296	OK
	END-J	22.714	13.348	OK
VT10	END-I	24.927	18.185	OK
	1/2 PT	24.175	8.545	OK
	END-J	29.792	18.690	OK
VT11	END-I	29.792	30.265	NO CUMPLE
	1/2 PT	35.664	13.952	OK

	END-J	29.792	27.877	OK
VT12	END-I	29.792	20.411	OK
	1/2 PT	24.175	8.833	OK
	END-J	24.927	17.351	OK
VT13	END-I	28.450	22.957	OK
	1/2 PT	26.951	11.710	OK
	END-J	44.766	27.505	OK

VT14	END-I	44.766	33.261	OK
	1/2 PT	26.951	12.116	OK
	END-J	44.766	30.811	OK
VT15	END-I	44.766	30.424	OK
	1/2 PT	26.951	12.177	OK
	END-J	28.450	21.032	OK
PISO 8				
VT1	END-I	25.410	20.949	OK
	1/2 PT	26.681	8.999	OK
	END-J	25.410	20.150	OK
VT2	END-I	25.410	26.520	NO CUMPLE
	1/2 PT	26.681	9.247	OK
	END-J	25.410	23.288	OK
VT3	END-I	25.410	23.664	OK
	1/2 PT	26.681	9.325	OK
	END-J	25.410	18.021	OK
VT4	END-I	19.278	24.465	NO CUMPLE
	1/2 PT	22.208	11.997	OK
	END-J	24.830	22.518	OK
VT5	END-I	24.830	28.972	NO CUMPLE
	1/2 PT	24.830	14.387	OK
	END-J	24.830	28.138	NO CUMPLE
VT6	END-I	24.830	24.206	OK
	1/2 PT	22.208	12.197	OK
	END-J	19.278	24.340	NO CUMPLE
VT7	END-I	22.714	13.679	OK
	1/2 PT	24.175	5.662	OK
	END-J	27.818	12.519	OK
VT8	END-I	27.818	17.834	OK
	1/2 PT	29.122	8.950	OK
	END-J	35.664	17.465	OK
VT9	END-I	35.664	16.895	OK
	1/2 PT	24.175	6.188	OK
	END-J	22.714	13.116	OK

VT10	END-I	22.714	18.436	OK
	1/2 PT	24.175	8.464	OK
	END-J	27.818	17.785	OK
VT11	END-I	27.818	29.917	NO CUMPLE
	1/2 PT	35.664	13.872	OK
	END-J	27.818	27.430	OK
	END-I	27.818	19.658	OK

VT12	1/2 PT	24.175	8.743	OK
	END-J	22.714	17.431	OK
VT13	END-I	20.825	22.754	NO CUMPLE
	1/2 PT	26.951	11.440	OK
	END-J	37.688	25.304	OK
VT14	END-I	37.688	31.959	OK
	1/2 PT	26.951	12.175	OK
	END-J	37.688	29.247	OK
VT15	END-I	37.688	28.466	OK
	1/2 PT	26.951	11.713	OK
	END-J	20.825	20.648	OK
PISO 9				
V901	END-I	40.046	12.157	OK
	1/2 PT	49.925	9.990	OK
	END-J	40.046	15.267	OK
V902	END-I	40.046	21.774	OK
	1/2 PT	49.925	9.214	OK
	END-J	40.046	19.024	OK
V903	END-I	40.046	17.873	OK
	1/2 PT	49.925	10.916	OK
	END-J	40.046	9.892	OK
V904	END-I	16.039	18.406	NO CUMPLE
	1/2 PT	19.278	9.700	OK
	END-J	24.830	18.172	OK
V905	END-I	24.830	22.784	OK
	1/2 PT	24.830	11.415	OK
	END-J	24.830	22.118	OK
V906	END-I	24.830	19.528	OK
	1/2 PT	19.278	9.915	OK
	END-J	16.039	18.256	NO CUMPLE
V907	END-I	22.714	9.162	OK
	1/2 PT	24.175	5.000	OK
	END-J	27.818	9.683	OK
V908	END-I	27.818	14.286	OK

	1/2 PT	29.122	7.862	OK
	END-J	30.382	14.389	OK
V909	END-I	30.382	14.587	OK
	1/2 PT	24.175	5.415	OK
	END-J	22.714	8.987	OK
V910	END-I	22.714	12.298	OK
	1/2 PT	24.175	7.046	OK

	END-J	27.818	14.846	OK
V911	END-I	27.818	23.248	OK
	1/2 PT	35.664	11.119	OK
	END-J	27.818	21.101	OK
V912	END-I	27.818	16.390	OK
	1/2 PT	24.175	7.293	OK
	END-J	22.714	11.570	OK
V913	END-I	19.207	12.299	OK
	1/2 PT	24.175	7.455	OK
	END-J	36.500	15.258	OK
V914	END-I	36.500	18.224	OK
	1/2 PT	24.175	8.071	OK
	END-J	36.500	17.122	OK
V915	END-I	36.500	16.746	OK
	1/2 PT	24.175	7.676	OK
	END-J	19.207	11.478	OK

Edificio Normandie

VIGA #	Tramo	M.Resistente (Tn.m)	M. del Análisis (Tn.m)	Verificación
PISO 2				
V2A	END-I	18.215	16.241	OK
	1/2 PT	18.215	6.347	OK
	END-J	20.939	15.102	OK
V2B	END-I	36.058	26.851	OK
	1/2 PT	30.766	13.242	OK
	END-J	41.490	25.694	OK
V2C	END-I	41.490	26.564	OK
	1/2 PT	41.490	13.478	OK
	END-J	47.815	25.099	OK
V2D	END-I	36.058	26.149	OK
	1/2 PT	41.490	13.550	OK

	END-J	39.717	24.753	OK
V2E	END-I	30.766	25.288	OK
	1/2 PT	25.187	13.436	OK
	END-J	34.523	23.347	OK
V2F	END-I	36.058	25.122	OK
	1/2 PT	30.766	13.360	OK
	END-J	41.064	23.075	OK

V2G	END-I	30.766	16.798	OK
	1/2 PT	25.187	7.834	OK
	END-J	36.058	13.943	OK
PISO 3-8				
3VA-4VA-5VA	END-I	18.215	21.423	NO CUMPLE
	1/2 PT	18.215	8.710	OK
	END-J	18.215	18.844	NO CUMPLE
6VA-7VA-8VA	END-I	16.691	21.069	NO CUMPLE
	1/2 PT	16.691	9.456	OK
	END-J	16.691	15.457	OK
3VB-4VB-5VB	END-I	36.058	27.356	OK
	1/2 PT	30.766	12.020	OK
	END-J	36.058	22.099	OK
6VB-7VB-8VB	END-I	30.766	26.822	OK
	1/2 PT	25.187	12.043	OK
	END-J	32.962	21.446	OK
3VC-4VC-5VC	END-I	36.058	28.733	OK
	1/2 PT	30.766	13.994	OK
	END-J	39.613	25.859	OK
6VC-7VC-8VC	END-I	30.766	28.535	OK
	1/2 PT	25.187	14.077	OK
	END-J	34.523	25.021	OK
3VD-4VD	END-I	30.766	28.543	OK
	1/2 PT	23.481	14.157	OK
	END-J	30.766	25.799	OK
5VD-6VD-7VD-8VD	END-I	29.145	28.585	OK
	1/2 PT	23.481	14.332	OK
	END-J	29.145	25.461	OK
3VE-4VE-5VE-6VE-7VE-8VE	END-I	30.766	28.466	OK
	1/2 PT	23.481	14.123	OK
	END-J	32.962	24.079	OK
3VF-4VF-5VF	END-I	36.058	27.365	OK
	1/2 PT	30.766	13.502	OK
	END-J	41.064	23.602	OK

6VF-7VF-8VF	END-I	32.962	28.187	OK
	1/2 PT	25.187	13.595	OK
	END-J	36.058	23.418	OK
3VG-4VG	END-I	29.145	23.144	OK
	1/2 PT	23.481	9.988	OK
	END-J	29.145	20.761	OK
	END-I	27.500	23.653	OK

5VG-6VG- 7VG-8VG	1/2 PT	23.481	10.096	OK
	END-J	27.500	20.906	OK
AZOTEA				
AVA	END-I	16.691	13.451	OK
	1/2 PT	16.691	6.241	OK
	END-J	16.691	8.706	OK
AVB	END-I	18.215	19.973	NO CUMPLE
	1/2 PT	18.215	11.954	OK
	END-J	18.215	16.580	OK
AVC	END-I	18.215	22.311	NO CUMPLE
	1/2 PT	18.215	14.143	OK
	END-J	25.045	20.831	OK
AVD	END-I	20.939	23.132	NO CUMPLE
	1/2 PT	18.215	15.079	OK
	END-J	20.939	19.881	OK
AVE	END-I	20.939	23.546	NO CUMPLE
	1/2 PT	18.215	14.736	OK
	END-J	25.045	20.422	OK
AVF	END-I	20.939	22.887	NO CUMPLE
	1/2 PT	18.215	14.034	OK
	END-J	25.045	19.338	OK
AVG	END-I	18.215	18.833	NO CUMPLE
	1/2 PT	16.691	10.093	OK
	END-J	18.215	15.586	OK

Edificio Martri

VIGA #	Tramo	M. Resistente (Tn.m)	M. del Análisis (Tn.m)	Verificación
PISO 1				
V101	END-I	12.659	8.143	OK
	1/2 PT	6.567	3.905	OK
	END-J	16.697	4.539	OK
V102	END-I	16.697	8.937	OK

	1/2 PT	6.567	5.273	OK
	END-J	18.973	10.912	OK
V103	END-I	18.973	13.727	OK
	1/2 PT	16.697	12.258	OK
	END-J	18.973	12.611	OK
	END-I	18.973	6.971	OK

V104	1/2 PT	6.567	3.148	OK
	END-J	12.659	7.104	OK
V105	END-I	12.659	6.443	OK
	1/2 PT	6.567	2.515	OK
	END-J	12.659	3.783	OK
V108	END-I	3.400	1.215	OK
	1/2 PT	3.400	0.437	OK
	END-J	3.400	1.232	OK
V109	END-I	3.400	1.142	OK
	1/2 PT	3.400	0.607	OK
	END-J	3.400	1.105	OK
V117	END-I	23.522	11.226	OK
	1/2 PT	23.522	6.603	OK
	END-J	23.522	10.888	OK
V118	END-I	23.522	11.419	OK
	1/2 PT	23.522	5.567	OK
	END-J	23.522	10.153	OK
V119	END-I	23.522	8.895	OK
	1/2 PT	23.522	4.870	OK
	END-J	23.522	2.755	OK
V120	END-I	13.878	11.590	OK
	1/2 PT	12.659	6.514	OK
	END-J	13.878	5.703	OK
V121	END-I	13.878	6.299	OK
	1/2 PT	12.659	3.664	OK
	END-J	13.878	5.957	OK
V122	END-I	13.878	5.669	OK
	1/2 PT	13.878	5.146	OK
	END-J	13.878	7.593	OK
V123	END-I	18.973	18.342	OK
	1/2 PT	18.973	6.274	OK
	END-J	18.973	3.407	OK
V126	END-I	12.659	9.914	OK
	1/2 PT	6.567	6.403	OK
	END-J	15.528	2.194	OK

V127	END-I	15.528	4.096	OK
	1/2 PT	15.528	3.331	OK
	END-J	15.528	4.977	OK
V128	END-I	15.528	4.347	OK
	1/2 PT	15.528	2.428	OK

	END-J	15.528	2.383	OK
V110	END-I	6.567	8.762	NO CUMPLE
	1/2 PT	12.659	3.662	OK
	END-J	22.630	6.502	OK
V111	END-I	22.630	6.699	OK
	1/2 PT	6.567	1.822	OK
	END-J	22.630	5.747	OK
V112	END-I	22.630	6.344	OK
	1/2 PT	6.567	2.092	OK
	END-J	22.630	6.627	OK
V113	END-I	22.630	11.471	OK
	1/2 PT	12.659	6.080	OK
	END-J	22.630	11.444	OK
V114	END-I	22.630	10.045	OK
	1/2 PT	6.567	4.283	OK
	END-J	6.567	5.948	OK
V115	END-I	23.522	15.141	OK
	1/2 PT	23.522	8.601	OK
	END-J	23.522	9.807	OK
V116	END-I	23.522	10.331	OK
	1/2 PT	23.522	5.791	OK
	END-J	23.522	11.578	OK
PISO 2-6				
VT1	END-I	9.672	6.358	OK
	1/2 PT	6.567	4.517	OK
	END-J	12.659	7.288	OK
VT2	END-I	12.659	11.264	OK
	1/2 PT	6.567	6.551	OK
	END-J	16.697	13.569	OK
VT3	END-I	16.697	15.936	OK
	1/2 PT	12.659	14.077	NO CUMPLE
	END-J	16.697	14.792	OK
VT4	END-I	16.697	9.300	OK
	1/2 PT	6.567	4.637	OK
	END-J	9.672	8.906	OK
VT5	END-I	9.672	7.721	OK

	1/2 PT	6.567	3.059	OK
	END-J	9.672	5.078	OK
VT8	END-I	3.400	1.383	OK
	1/2 PT	3.400	0.496	OK
	END-J	3.400	1.383	OK

VT9	END-I	3.400	1.286	OK
	1/2 PT	3.400	0.788	OK
	END-J	3.400	1.328	OK
VT10	END-I	23.522	21.027	OK
	1/2 PT	35.317	14.034	OK
	END-J	44.964	25.865	OK
VT11	END-I	44.964	15.432	OK
	1/2 PT	28.981	12.452	OK
	END-J	44.964	20.540	OK
VT12	END-I	44.964	18.702	OK
	1/2 PT	28.981	12.187	OK
	END-J	44.964	21.659	OK
VT13	END-I	44.964	22.879	OK
	1/2 PT	28.981	8.936	OK
	END-J	44.964	22.762	OK
VT14	END-I	44.964	18.249	OK
	1/2 PT	28.981	9.790	OK
	END-J	44.964	4.378	OK
VT15	END-I	2.182	0.791	OK
	1/2 PT	2.182	0.388	OK
	END-J	3.890	0.685	OK
VT16	END-I	12.659	11.311	OK
	1/2 PT	6.567	4.432	OK
	END-J	12.659	7.756	OK
VT17	END-I	10.941	5.203	OK
	1/2 PT	10.941	6.078	OK
	END-J	10.941	11.064	NO CUMPLE
VT18	END-I	12.659	6.238	OK
	1/2 PT	12.659	8.936	OK
	END-J	12.659	5.122	OK
VT21	END-I	12.659	3.810	OK
	1/2 PT	6.567	4.067	OK
	END-J	15.528	5.571	OK
VT22	END-I	15.528	5.895	OK
	1/2 PT	15.528	5.365	OK
	END-J	15.528	7.176	OK

VT23	END-I	15.528	4.790	OK
	1/2 PT	15.528	4.083	OK
	END-J	15.528	7.244	OK
PISO 7				
V-701	END-I	3.095	4.688	NO CUMPLE
	1/2 PT	2.182	1.751	OK

	END-J	3.095	4.349	NO CUMPLE
V-702	END-I	3.095	2.593	OK
	1/2 PT	2.182	1.296	OK
	END-J	3.890	2.724	OK
V-703	END-I	3.890	7.338	NO CUMPLE
	1/2 PT	2.182	5.967	NO CUMPLE
	END-J	3.890	6.292	NO CUMPLE
V-704	END-I	3.890	5.572	NO CUMPLE
	1/2 PT	2.182	2.186	NO CUMPLE
	END-J	2.182	5.309	NO CUMPLE
V-705	END-I	2.182	2.392	NO CUMPLE
	1/2 PT	2.182	1.242	OK
	END-J	2.182	2.080	OK
V-708	END-I	2.245	1.003	OK
	1/2 PT	2.245	0.370	OK
	END-J	2.245	1.019	OK
V-709	END-I	2.245	2.392	NO CUMPLE
	1/2 PT	2.245	1.244	OK
	END-J	2.245	2.080	OK
V-710	END-I	6.448	9.621	NO CUMPLE
	1/2 PT	9.406	4.280	OK
	END-J	12.185	8.278	OK
V-711	END-I	12.185	4.299	OK
	1/2 PT	6.448	1.404	OK
	END-J	12.185	5.722	OK
V-712	END-I	12.185	5.036	OK
	1/2 PT	6.448	1.828	OK
	END-J	12.185	5.900	OK
V-713	END-I	12.185	8.663	OK
	1/2 PT	9.406	4.178	OK
	END-J	12.185	8.824	OK
V-714	END-I	12.185	7.055	OK
	1/2 PT	9.406	3.615	OK
	END-J	6.448	2.234	OK
V-715	END-I	4.206	1.122	OK

	1/2 PT	4.206	0.483	OK
	END-J	8.005	0.912	OK
V-716	END-I	8.005	4.166	OK
	1/2 PT	4.206	1.980	OK
	END-J	8.005	3.775	OK
	END-I	4.206	1.099	OK

V-717	1/2 PT	4.206	0.571	OK
	END-J	4.206	2.224	OK
V-718	END-I	2.135	0.503	OK
	1/2 PT	2.135	0.641	OK
	END-J	2.135	0.786	OK
V-721	END-I	2.182	0.591	OK
	1/2 PT	2.182	0.243	OK
	END-J	3.890	0.811	OK
V-722	END-I	3.890	1.055	OK
	1/2 PT	2.182	0.457	OK
	END-J	3.890	0.455	OK
V-723	END-I	3.890	1.026	OK
	1/2 PT	2.182	0.481	OK
	END-J	3.890	1.370	OK

ANEXO 02: Verificación de Cortantes en vigas.

Edificio Santa Teresa

Viga	fVn (kg)	Vu (kg)	fVn>Vu
PISO 1			

V-104	24389.4274	5746.3	OK
V-101	24389.4274	9487	OK
V-103	21130.2183	4542.4	OK
V-105	27648.6365	5804	OK
PISO 2			
V-204	24389.4274	5586.6	OK
V-201	24389.4274	7958.1	OK
V-203	21130.2183	4178.5	OK
V-206	27648.6365	5099.2	OK
PISOS 3-11			
V301/V601	23079.4737	7721.1	OK
V304/V604/V1004	23079.4737	9073.5	OK
V306	25902.0316	12267	OK
V308/V608	23079.4737	6643.2	OK
V606	23079.4737	10370.8	OK
V1006	23079.4737	9424.4	OK
V303/V603	20256.9158	4665.6	OK
V1001	23079.4737	12656.2	OK
V1003	20256.9158	6995.1	OK
V1008	23079.4737	5025.6	OK
V1104	23079.4737	5002.8	OK
V1106	23079.4737	4600.62	OK
V1101	23079.4737	5884.9	OK
V1103	20256.9158	3861.9	OK

Edificio Palmar

Viga	fVn (kg)	Vu (kg)	fVn>Vu
PISO 1			
V102	24682.1801	14518.2	OK
V104	24682.1801	21516.3	OK
V105	24682.1801	24154.9	OK
V106	24682.1801	22480.1	OK
V107	24682.1801	10289.7	OK
V108	24682.1801	13691.9	OK
V109	24682.1801	11515	OK

V110	36279.9948	12116.4	OK
V111	36279.9948	28241.4	OK
V112	36279.9948	16705.6	OK
V113	50392.7843	13993.6	OK
V114	50392.7843	18349.4	OK
V115	50392.7843	18539.3	OK

PISO 2-5			
VT1	32723.3962	12767.9	OK
VT2	32723.3962	14106.4	OK
VT3	32723.3962	13785.2	OK
VT4	24682.1801	21924.6	OK
VT5	24682.1801	24238.8	OK
VT6	24682.1801	22344.3	OK
VT7	36279.9948	9272.9	OK
VT8	36279.9948	14789.9	OK
VT9	36279.9948	10597.9	OK
VT10	36279.9948	13806.6	OK
VT11	36279.9948	22858.2	OK
VT12	36279.9948	14705.5	OK
VT13	50392.7843	18431.1	OK
VT14	50392.7843	19759.5	OK
VT15	50392.7843	19278	OK
PISO 6-7			
VT1	32723.3962	12556.6	OK
VT2	32723.3962	14053.7	OK
VT3	32723.3962	13581.2	OK
VT4	24682.1801	21987.2	OK
VT5	24682.1801	24251.1	OK
VT6	24682.1801	22228.4	OK
VT7	36279.9948	9291.8	OK
VT8	36279.9948	14574.5	OK
VT9	36279.9948	10574.4	OK
VT10	36279.9948	13577.3	OK
VT11	36279.9948	22810.9	OK
VT12	36279.9948	14494.1	OK
VT13	50392.7843	16836.6	OK
VT14	50392.7843	19713.4	OK
VT15	50392.7843	19081.4	OK
PISO 8			
VT1	32723.3962	12496.4	OK

VT2	32723.3962	13929.2	OK
VT3	32723.3962	13264.3	OK
VT4	24682.1801	22090.8	OK
VT5	24682.1801	24258.7	OK
VT6	24682.1801	22138.8	OK
VT7	36279.9948	9314.5	OK

VT8	36279.9948	13764.4	OK
VT9	36279.9948	10381	OK
VT10	36279.9948	13781.9	OK
VT11	36279.9948	22815.4	OK
VT12	36279.9948	14337.3	OK
VT13	50392.7843	16683.6	OK
VT14	50392.7843	19334.9	OK
VT15	50392.7843	18387.2	OK
PISO 9			
VT1	50411.7184	8215.7	OK
VT2	50411.7184	10732.2	OK
VT3	50411.7184	10202.4	OK
VT4	24682.1801	17205.2	OK
VT5	24682.1801	19133	OK
VT6	24682.1801	17685.7	OK
VT7	36279.9948	6936	OK
VT8	36279.9948	11355.9	OK
VT9	36279.9948	8670.3	OK
VT10	36279.9948	11211.3	OK
VT11	36279.9948	18073.1	OK
VT12	36279.9948	11842.8	OK
VT13	36279.9948	10167.8	OK
VT14	36279.9948	12498.7	OK
VT15	36279.9948	11925.8	OK

Edificio Normandie

Viga	fVn (kg)	Vu (kg)	fVn>Vu
PISO 2			
V2A	19638.587	9254.4	OK
V2B	22819.387	16920.8	OK
V2C	29180.987	17150.2	OK
V2D	29180.987	17232.4	OK
V2E	22819.387	17232.7	OK

V2F	22819.387	17196.8	OK
V2G	22819.387	10172.8	OK
PISO 3-8			
3VA-4VA-5VA	19638.587	10399.6	OK
6VA-7VA-8VA	19638.587	12019.5	OK
3VB-4VB-5VB	22819.387	16439.6	OK

6VB-7VB-8VB	22819.387	16547.7	OK
3VC-4VC-5VC	22819.387	17617.7	OK
6VC-7VC-8VC	22819.387	17802.8	OK
3VD-4VD	22819.387	17432.8	OK
5VD-6VD-7VD-8VD	22819.387	17593.1	OK
3VE-4VE-5VE-6VE-7VE-8VE	22819.387	17626.7	OK
3VF-4VF-5VF	22819.387	17279.5	OK
6VF-7VF-8VF	22819.387	17493.6	OK
3VG-4VG	19638.587	12860.2	OK
5VG-6VG-7VG-8VG	19638.587	12960.4	OK
AZOTEA			
AVA	16457.787	9346.6	OK
AVB	19638.587	8840.8	OK
AVC	19638.587	16113.6	OK
AVD	19638.587	16392.9	OK
AVE	19638.587	16276	OK
AVF	19638.587	16051.1	OK
AVG	16457.787	11078.5	OK

Edificio Martri

Viga	fVn (kg)	Vu (kg)	fVn>Vu
PISO 1			
V101	27904.935	5510.2	OK
V102	27904.935	7608.7	OK
V103	27904.935	12870.6	OK
V104	27904.935	5685.7	OK
V105	27904.935	5532.5	OK
V108	13608.3609	1184.7	OK
V109	13608.3609	1184.3	OK
V110	27904.935	6913.9	OK
V111	27904.935	4917.1	OK
V112	27904.935	5210.1	OK
V113	27904.935	8694.9	OK

V114	27904.935	7197.9	OK
V115	27942.0123	7711.4	OK
V116	27942.0123	4773.6	OK
V117	27942.0123	4868.1	OK
V118	27942.0123	4684.2	OK
V119	27942.0123	4010.3	OK

V120	27904.935	6985.5	OK
V121	27904.935	7458.5	OK
V122	27904.935	6307.3	OK
V123	27904.935	20279.5	OK
V126	27904.935	6729.3	OK
V127	27904.935	6171.6	OK
V128	27904.935	5241.4	OK
PISO 2-6			
VT1	27904.935	6252.9	OK
VT2	27904.935	9224.9	OK
VT3	27904.935	14835.3	OK
VT4	27904.935	7132.5	OK
VT5	27904.935	6454.2	OK
VT8	13608.3609	1189.7	OK
VT9	13608.3609	1249.1	OK
VT10	27942.0123	12290.7	OK
VT11	27942.0123	9154.3	OK
VT12	27942.0123	10355.1	OK
VT13	27942.0123	10234.2	OK
VT14	27942.0123	8560.8	OK
VT15	9921.75468	593.3	OK
VT16	27904.935	10228.2	OK
VT17	27904.935	9055	OK
VT18	27904.935	7391	OK
VT21	27904.935	3853	OK
VT22	27904.935	8455.3	OK
VT23	27904.935	6145	OK
PISO 7			
V-701	9921.75468	3985.1	OK
V-702	9921.75468	3885.2	OK
V-703	9921.75468	7452.2	OK
V-704	9921.75468	5176.6	OK
V-705	9921.75468	3492.6	OK
V-708	13608.3609	1013.3	OK

V-709	13608.3609	935.8	OK
V-710	25312.79	6373	OK
V-711	25312.79	3513	OK
V-712	25312.79	4007.4	OK
V-713	25312.79	5913.5	OK
V-714	25312.79	4986.9	OK

V-715	11304.232	874.3	OK
V-716	11304.232	6165.6	OK
V-717	11304.232	2805.3	OK
V-718	9460.9289	891	OK
V-721	9921.75468	976.3	OK
V-722	9921.75468	2597.9	OK
V-723	9921.75468	2919.9	OK

ANEXO 03: Verificación por Flexo compresión en columnas.
Edificio Santa Teresa

Nivel	Columna	Combinación	Pu (kips)	Mu (kip-ft)	CUMPLE?
PISO 1	P1 (EJE 1-A)	1.4CM+1.7CV	106.35	79.45	OK
PISO 1	P1 (EJE 1-A)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	55.31	86.66	OK
PISO 1	P1 (EJE 1-A)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	83.12	42.66	OK

PISO 1	P1 (EJE 1-A)	0.9CM+/-CSY	29.67	30.95	OK
PISO 1	P1 (EJE 1-A)	0.9CM+/-CSX	1.86	46.43	OK
PISO 1	P1 (EJE 1-A)	CM+CV	68.99	51.46	OK
PISO 1	P2 (EJE 2-H)	1.4CM+1.7CV	345.12	15.75	OK
PISO 1	P2 (EJE 2-H)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	180.48	82.06	OK
PISO 1	P2 (EJE 2-H)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	212.84	27.38	OK
PISO 1	P2 (EJE 2-H)	0.9CM+/-CSY	39.55	26.16	OK
PISO 1	P2 (EJE 2-H)	0.9CM+/-CSX	7.19	80.85	OK
PISO 1	P2 (EJE 2-H)	CM+CV	223.92	10.14	OK
PISO 1	P3 (EJE 12-H)	1.4CM+1.7CV	139.60	21.72	OK
PISO 1	P3 (EJE 12-H)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	70.18	48.02	OK
PISO 1	P3 (EJE 12-H)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	109.33	15.86	OK
PISO 1	P3 (EJE 12-H)	0.9CM+/-CSY	39.17	15.18	OK
PISO 1	P3 (EJE 12-H)	0.9CM+/-CSX	0.03	59.22	OK
PISO 1	P3 (EJE 12-H)	CM+CV	90.56	14.02	OK
PISO 1	P4 (EJE 17-H)	1.4CM+1.7CV	84.79	1.40	OK
PISO 1	P4 (EJE 17-H)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	57.19	17.48	OK
PISO 1	P4 (EJE 17-H)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	56.60	2.52	OK
PISO 1	P4 (EJE 17-H)	0.9CM+/-CSY	13.78	2.54	OK
PISO 1	P4 (EJE 17-H)	0.9CM+/-CSX	14.38	17.51	OK
PISO 1	P4 (EJE 17-H)	CM+CV	54.95	0.91	OK
PISO 1	P5 (EJE 19-H)	1.4CM+1.7CV	28.09	0.48	OK
PISO 1	P5 (EJE 19-H)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	103.52	2.08	OK
PISO 1	P5 (EJE 19-H)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	4.77	0.10	OK
PISO 1	P5 (EJE 19-H)	0.9CM+/-CSY	9.42	0.15	OK
PISO 1	P5 (EJE 19-H)	0.9CM+/-CSX	117.71	2.32	OK
PISO 1	P5 (EJE 19-H)	CM+CV	18.20	0.31	OK
PISO 1	P7 (EJE 22-H)	1.4CM+1.7CV	10.04	47.30	OK
PISO 1	P7 (EJE 22-H)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	0.80	59.04	OK
PISO 1	P7 (EJE 22-H)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	3.57	42.58	OK
PISO 1	P7 (EJE 22-H)	0.9CM+/-CSY	8.45	18.65	OK
PISO 1	P7 (EJE 22-H)	0.9CM+/-CSX	4.08	35.11	OK
PISO 1	P7 (EJE 22-H)	CM+CV	6.56	30.64	OK

Edificio Palmar

Nivel	Columna	Combinación	Pu (kips)	Mu (kip-ft)	CUMPLE?
Piso 1	C2 (EJE 4-E)	1.4CM+1.7CV	191.86	175.04	NO CUMPLE
Piso 1	C2 (EJE 4-E)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	169.59	21.08	OK
Piso 1	C2 (EJE 4-E)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	426.22	0.38	OK

Piso 1	C2 (EJE 4-E)	0.9CM+/-CSY	334.81	174.77	NO CUMPLE
Piso 1	C2 (EJE 4-E)	0.9CM+/-CSX	312.54	20.82	OK
Piso 1	C2 (EJE 4-E)	CM+CV	291.74	6.03	OK
Piso 1	C4 (EJE4-C)	1.4CM+1.7CV	8.92	303.41	NO CUMPLE
Piso 1	C4 (EJE4-C)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	141.97	31.86	OK
Piso 1	C4 (EJE4-C)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	326.94	6.92	OK
Piso 1	C4 (EJE4-C)	0.9CM+/-CSY	116.23	301.09	NO CUMPLE
Piso 1	C4 (EJE4-C)	0.9CM+/-CSX	249.28	29.54	OK
Piso 1	C4 (EJE4-C)	CM+CV	226.89	4.79	OK
Piso 1	C4 (EJE4-A)	1.4CM+1.7CV	100.51	290.94	OK
Piso 1	C4 (EJE4-A)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	126.96	30.28	OK
Piso 1	C4 (EJE4-A)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	346.45	7.25	OK
Piso 1	C4 (EJE4-A)	0.9CM+/-CSY	217.05	288.48	NO CUMPLE
Piso 1	C4 (EJE4-A)	0.9CM+/-CSX	243.50	27.82	OK
Piso 1	C4 (EJE4-A)	CM+CV	239.69	5.01	OK
Piso 1	C1 (EJE3-A)	1.4CM+1.7CV	341.87	89.67	OK
Piso 1	C1 (EJE3-A)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	355.42	9.75	OK
Piso 1	C1 (EJE3-A)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	700.52	14.23	OK
Piso 1	C1 (EJE3-A)	0.9CM+/-CSY	587.48	86.32	OK
Piso 1	C1 (EJE3-A)	0.9CM+/-CSX	604.53	4.78	OK
Piso 1	C1 (EJE3-A)	CM+CV	486.31	7.97	OK
Piso 1	C1 (EJE3-B)	1.4CM+1.7CV	548.80	116.36	OK
Piso 1	C1 (EJE3-B)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	556.98	10.81	OK
Piso 1	C1 (EJE3-B)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	1119.64	2.85	OK
Piso 1	C1 (EJE3-B)	0.9CM+/-CSY	948.35	117.20	OK
Piso 1	C1 (EJE3-B)	0.9CM+/-CSX	956.53	11.65	OK
Piso 1	C1 (EJE3-B)	CM+CV	764.77	6.04	OK
Piso 1	C1 (EJE2-D)	1.4CM+1.7CV	488.89	94.03	OK
Piso 1	C1 (EJE2-D)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	493.62	9.02	OK
Piso 1	C1 (EJE2-D)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	986.15	5.29	OK
Piso 1	C1 (EJE2-D)	0.9CM+/-CSY	838.53	92.40	OK
Piso 1	C1 (EJE2-D)	0.9CM+/-CSX	843.25	7.38	OK
Piso 1	C1 (EJE2-D)	CM+CV	677.62	3.70	OK
Piso 1	C1 (EJE3-E)	1.4CM+1.7CV	473.53	95.09	OK
Piso 1	C1 (EJE3-E)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	481.70	7.91	OK

Piso 1	C1 (EJE3-E)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	930.84	8.99	OK
Piso 1	C1 (EJE3-E)	0.9CM+/-CSY	796.50	95.96	OK
Piso 1	C1 (EJE3-E)	0.9CM+/-CSX	804.67	8.78	OK
Piso 1	C1 (EJE3-E)	CM+CV	645.25	2.85	OK

Edificio Normandie

Nivel	Columna	Combinación	Pu (kips)	Mu (kip-ft)	CUMPLE?
Piso 1	C4 (EJE 1-A)	1.4CM+1.7CV	307.58	1.70	OK
Piso 1	C4 (EJE 1-A)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	228.54	12.74	OK
Piso 1	C4 (EJE 1-A)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	207.19	10.11	OK
Piso 1	C4 (EJE 1-A)	0.9CM+/-CSY	124.10	13.26	OK
Piso 1	C4 (EJE 1-A)	0.9CM+/-CSX	102.75	10.63	OK
Piso 1	C1 (EJE 6-A)	1.4CM+1.7CV	38.89	0.69	OK
Piso 1	C1 (EJE 6-A)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	17.18	1.92	OK
Piso 1	C1 (EJE 6-A)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	12.39	1.26	OK
Piso 1	C1 (EJE 6-A)	0.9CM+/-CSY	4.35	2.11	OK
Piso 1	C1 (EJE 6-A)	0.9CM+/-CSX	2.29	1.50	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-B)	1.4CM+1.7CV	392.86	1.16	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-B)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	248.70	5.19	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-B)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	229.04	1.16	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-B)	0.9CM+/-CSY	110.38	5.55	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-B)	0.9CM+/-CSX	93.45	3.94	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-C)	1.4CM+1.7CV	430.69	0.21	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-C)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	306.58	6.17	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-C)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	272.37	4.52	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-C)	0.9CM+/-CSY	153.91	6.24	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-C)	0.9CM+/-CSX	119.70	4.59	OK
Piso 1	C1 (EJE 2-A)	1.4CM+1.7CV	300.38	1.53	OK
Piso 1	C1 (EJE 2-A)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	203.41	2.64	OK
Piso 1	C1 (EJE 2-A)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	214.30	2.74	OK
Piso 1	C1 (EJE 2-A)	0.9CM+/-CSY	103.88	6.72	OK
Piso 1	C1 (EJE 2-A)	0.9CM+/-CSX	114.76	4.91	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-F)	1.4CM+1.7CV	519.84	0.13	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-F)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	406.47	6.27	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-F)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	343.69	4.61	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-F)	0.9CM+/-CSY	220.82	6.29	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-F)	0.9CM+/-CSX	158.04	4.63	OK
Piso 1	C2 (EJE 1-C)	1.4CM+1.7CV	553.74	0.51	OK
Piso 1	C2 (EJE 1-C)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	457.00	14.79	OK
Piso 1	C2 (EJE 1-C)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	447.62	12.01	OK
Piso 1	C2 (EJE 1-C)	0.9CM+/-CSY	259.63	14.96	OK

Piso 1	C2 (EJE 1-C)	0.9CM+/-CSX	250.25	12.18	OK
Piso 1	C4 (EJE 3-D)	1.4CM+1.7CV	433.74	0.42	OK
Piso 1	C4 (EJE 3-D)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	367.60	5.87	OK
Piso 1	C4 (EJE 3-D)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	365.42	4.22	OK
Piso 1	C4 (EJE 3-D)	0.9CM+/-CSY	213.76	6.01	OK
Piso 1	C4 (EJE 3-D)	0.9CM+/-CSX	211.57	4.36	OK

Edificio Martri

Nivel	Columna	Combinación	Pu (kips)	Mu (kip-ft)	CUMPLE?
Piso 1	C2 (EJE 10-D)	1.4CM+1.7CV	340.02	4.32	OK
Piso 1	C2 (EJE 10-D)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	283.15	0.19	OK
Piso 1	C2 (EJE 10-D)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	287.64	0.89	OK
Piso 1	C2 (EJE 10-D)	0.9CM+/-CSY	159.22	1.74	OK
Piso 1	C2 (EJE 10-D)	0.9CM+/-CSX	163.71	0.66	OK
Piso 1	C3 (EJE 13-E)	1.4CM+1.7CV	296.64	0.64	OK
Piso 1	C3 (EJE 13-E)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	218.71	2.08	OK
Piso 1	C3 (EJE 13-E)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	228.62	1.34	OK
Piso 1	C3 (EJE 13-E)	0.9CM+/-CSY	110.35	2.27	OK
Piso 1	C3 (EJE 13-E)	0.9CM+/-CSX	120.27	1.53	OK
Piso 1	C5 (EJE 9-J)	1.4CM+1.7CV	205.28	0.76	OK
Piso 1	C5 (EJE 9-J)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	151.05	3.61	OK
Piso 1	C5 (EJE 9-J)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	162.35	2.09	OK
Piso 1	C5 (EJE 9-J)	0.9CM+/-CSY	85.97	3.85	OK
Piso 1	C5 (EJE 9-J)	0.9CM+/-CSX	97.26	2.33	OK
Piso 1	C5 (EJE 5-I)	1.4CM+1.7CV	293.52	1.50	OK
Piso 1	C5 (EJE 5-I)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	215.85	4.72	OK
Piso 1	C5 (EJE 5-I)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	229.53	1.53	OK
Piso 1	C5 (EJE 5-I)	0.9CM+/-CSY	118.24	5.23	OK
Piso 1	C5 (EJE 5-I)	0.9CM+/-CSX	131.92	2.04	OK
Piso 1	C7 (EJE 12-J)	1.4CM+1.7CV	141.85	0.44	OK
Piso 1	C7 (EJE 12-J)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	55.14	2.11	OK
Piso 1	C7 (EJE 12-J)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	86.11	0.79	OK
Piso 1	C7 (EJE 12-J)	0.9CM+/-CSY	14.08	2.24	OK
Piso 1	C7 (EJE 12-J)	0.9CM+/-CSX	45.05	0.92	OK
Piso 1	C1 (EJE 2-H)	1.4CM+1.7CV	129.20	2.70	OK
Piso 1	C1 (EJE 2-H)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	82.60	5.99	OK
Piso 1	C1 (EJE 2-H)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	99.14	4.79	OK
Piso 1	C1 (EJE 2-H)	0.9CM+/-CSY	41.72	5.05	OK
Piso 1	C1 (EJE 2-H)	0.9CM+/-CSX	58.27	3.84	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-F)	1.4CM+1.7CV	229.92	1.44	OK

Piso 1	C1 (EJE 3-F)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	112.91	2.17	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-F)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	147.03	1.10	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-F)	0.9CM+/-CSY	38.77	2.81	OK
Piso 1	C1 (EJE 3-F)	0.9CM+/-CSX	72.90	1.73	OK
Piso 1	C1 (EJE 5-C)	1.4CM+1.7CV	85.13	0.62	OK

Piso 1	C1 (EJE 5-C)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	59.90	4.70	OK
Piso 1	C1 (EJE 5-C)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	65.09	3.41	OK
Piso 1	C1 (EJE 5-C)	0.9CM+/-CSY	36.17	4.41	OK
Piso 1	C1 (EJE 5-C)	0.9CM+/-CSX	41.37	3.12	OK
Piso 1	C1 (EJE 10-A)	1.4CM+1.7CV	135.11	9.27	OK
Piso 1	C1 (EJE 10-A)	1.25CV+1.25CM+/-CSX	76.10	3.26	OK
Piso 1	C1 (EJE 10-A)	1.25CV+1.25CM+/-CSY	94.51	4.56	OK
Piso 1	C1 (EJE 10-A)	0.9CM+/-CSY	34.78	0.42	OK
Piso 1	C1 (EJE 10-A)	0.9CM+/-CSX	53.19	1.71	OK

ANEXO 04: Verificación de cortantes en Columnas.
Edificio Santa Teresa

Columna	Mn (kip-ft) <i>Diagrama de interacción</i>	Mu= ϕ Mn (kip-ft)	Vu (kips) <i>Combos</i>	Vue (kips) <i>Envolvente</i>	Vud (kips) <i>Diseño según Cap. 21 E.060</i>	CUMPLE? Vud>Vue
P1 (EJE 1-A)	391.65	313.32	21.09	21.13	156.66	OK
P1 (EJE 1-A)			21.13			
P1 (EJE 1-A)			18.47			
P1 (EJE 1-A)			7.76			
P1 (EJE 1-A)			10.41			
P1 (EJE 1-A)			13.65			
P2 (EJE 2-H)	472.63	378.104	2.78	16.99	189.05	OK
P2 (EJE 2-H)			16.99			
P2 (EJE 2-H)			6.84			
P2 (EJE 2-H)			5.37			
P2 (EJE 2-H)			15.52			
P2 (EJE 2-H)			1.79			
P3 (EJE 12-H)	260.25	208.2	6.30	8.54	104.10	OK
P3 (EJE 12-H)			5.27			
P3 (EJE 12-H)			1.68			
P3 (EJE 12-H)			1.59			
P3 (EJE 12-H)			8.54			
P3 (EJE 12-H)			4.06			
P4 (EJE 17-H)	80.36	64.288	0.21	2.72	32.14	OK
P4 (EJE 17-H)			2.72			
P4 (EJE 17-H)			0.59			
P4 (EJE 17-H)			0.48			
P4 (EJE 17-H)			2.61			
P4 (EJE 17-H)			0.14			
P5 (EJE 19-H)	85.44	68.352	0.07	0.37	34.18	OK
P5 (EJE 19-H)			0.33			
P5 (EJE 19-H)			0.00			
P5 (EJE 19-H)			0.04			
P5 (EJE 19-H)			0.37			
P5 (EJE 19-H)			0.05			
P7 (EJE 22-H)	310.55	248.44	11.14	13.07	124.22	OK
P7 (EJE 22-H)			13.07			
P7 (EJE 22-H)			9.97			
P7 (EJE 22-H)			4.33			
P7 (EJE 22-H)			7.43			

P7 (EJE 22-H)			7.21			
---------------	--	--	------	--	--	--

Edificio Palmar

Columna	Mn (kip-ft) <i>Diagrama de interacción</i>	Mu=φMn (kip-ft)	Vu (kips) <i>Combos</i>	Vue (kips) <i>Envolvente</i>	Vud (kips) <i>Diseño según Cap. 21 E.060</i>	CUMPLE? Vud>Vue
C2 (EJE 4-E)	120	96	14.62	14.89	60.00	OK
C2 (EJE 4-E)			2.45			
C2 (EJE 4-E)			1.11			
C2 (EJE 4-E)			14.89			
C2 (EJE 4-E)			2.72			
C2 (EJE 4-E)			0.80			
C4 (EJE4-C)	150	120	26.96	26.959	75.00	OK
C4 (EJE4-C)			2.80			
C4 (EJE4-C)			0.72			
C4 (EJE4-C)			26.77			
C4 (EJE4-C)			2.61			
C4 (EJE4-C)			0.51			
C4 (EJE4-A)	150	120	22.49	22.493	75.00	OK
C4 (EJE4-A)			2.25			
C4 (EJE4-A)			0.84			
C4 (EJE4-A)			22.25			
C4 (EJE4-A)			2.02			
C4 (EJE4-A)			0.59			
C1 (EJE3-A)	270	216	8.19	8.186	135.00	OK
C1 (EJE3-A)			1.37			
C1 (EJE3-A)			3.18			
C1 (EJE3-A)			7.28			
C1 (EJE3-A)			2.27			
C1 (EJE3-A)			2.25			
C1 (EJE3-B)	270	216	16.82	17.271	135.00	OK
C1 (EJE3-B)			2.71			
C1 (EJE3-B)			1.44			
C1 (EJE3-B)			17.27			
C1 (EJE3-B)			3.17			
C1 (EJE3-B)			1.00			
C1 (EJE2-D)	270	216	8.85	8.852	135.00	OK
C1 (EJE2-D)			0.48			
C1 (EJE2-D)			1.34			

C1 (EJE2-D)			8.46			
C1 (EJE2-D)			0.08			
C1 (EJE2-D)			0.94			

C1 (EJE3-E)	270	216	9.97	10.435	135.00	OK
C1 (EJE3-E)			1.66			
C1 (EJE3-E)			1.79			
C1 (EJE3-E)			10.44			
C1 (EJE3-E)			2.13			
C1 (EJE3-E)			1.28			

Edificio Normandie

Columna	Mn (kip-ft) <i>Diagrama de interaccion</i>	Mu=φMn (kip-ft)	Vu (kips) <i>Combos</i>	Vue (kips) <i>Envolvente</i>	Vud (kips) <i>Diseño según Cap. 21 E.060</i>	CUMPLE? Vud>Vue
C4 (EJE 1-A)	75	60	0.45	1.6214	20.00	OK
C4 (EJE 1-A)			1.48			
C4 (EJE 1-A)			1.13			
C4 (EJE 1-A)			1.62			
C4 (EJE 1-A)			1.26			
C1 (EJE 6-A)	80	64	0.14	0.11154	21.33	OK
C1 (EJE 6-A)			0.07			
C1 (EJE 6-A)			0.06			
C1 (EJE 6-A)			0.11			
C1 (EJE 6-A)			0.10			
C1 (EJE 3-B)	80	64	0.29	0.67188	21.33	OK
C1 (EJE 3-B)			0.58			
C1 (EJE 3-B)			0.37			
C1 (EJE 3-B)			0.67			
C1 (EJE 3-B)			0.46			
C1 (EJE 3-C)	80	64	0.00	0.88506	21.33	OK
C1 (EJE 3-C)			0.88			
C1 (EJE 3-C)			0.66			
C1 (EJE 3-C)			0.89			
C1 (EJE 3-C)			0.66			
C1 (EJE 2-A)	80	64	0.40	0.62876	21.33	OK
C1 (EJE 2-A)			0.49			
C1 (EJE 2-A)			0.29			
C1 (EJE 2-A)			0.63			
C1 (EJE 2-A)			0.43			

C1 (EJE 3-F)	80	64	0.03	0.91542	21.33	OK
C1 (EJE 3-F)			0.92			
C1 (EJE 3-F)			0.68			

C1 (EJE 3-F)			0.90			
C1 (EJE 3-F)			0.67			
C2 (EJE 1-C)	90	72	0.08	2.145	24.00	OK
C2 (EJE 1-C)			2.12			
C2 (EJE 1-C)			1.71			
C2 (EJE 1-C)			2.15			
C2 (EJE 1-C)			1.74			
C4 (EJE 3-D)	75	60	0.06	0.8129	20.00	OK
C4 (EJE 3-D)			0.79			
C4 (EJE 3-D)			0.57			
C4 (EJE 3-D)			0.81			
C4 (EJE 3-D)			0.59			

Edificio Martri

Columna	Mn (kip-ft) <i>Diagrama de interacción</i>	Mu = ϕ Mn (kip-ft)	Vu (kips) <i>Combos</i>	Vue (kips) <i>Envolvente</i>	Vud (kips) <i>Diseño según Cap. 21 E.060</i>	CUMPLE? Vud>Vue
C2 (EJE 10-D)	150	120	21.05	11.89	38.71	OK
C2 (EJE 10-D)			4.45			
C2 (EJE 10-D)			1.76			
C2 (EJE 10-D)			11.89			
C2 (EJE 10-D)			5.68			
C3 (EJE 13-E)	250	200	6.18	11.32	64.52	OK
C3 (EJE 13-E)			9.31			
C3 (EJE 13-E)			5.21			
C3 (EJE 13-E)			11.32			
C3 (EJE 13-E)			7.22			
C5 (EJE 9-J)	230	184	16.89	26.84	59.35	OK
C5 (EJE 9-J)			21.20			
C5 (EJE 9-J)			9.17			
C5 (EJE 9-J)			26.84			
C5 (EJE 9-J)			14.82			
C5 (EJE 5-I)	230	184	12.30	42.57	59.35	OK
C5 (EJE 5-I)			38.45			
C5 (EJE 5-I)			12.04			

C5 (EJE 5-I)			42.57			
C5 (EJE 5-I)			16.15			
C7 (EJE 12-J)			0.30			

C7 (EJE 12-J)	600	480	21.75	21.75	154.84	OK
C7 (EJE 12-J)			10.86			
C7 (EJE 12-J)			21.57			
C7 (EJE 12-J)			10.68			
C1 (EJE 2-H)	500	400	17.96	45.73	129.03	OK
C1 (EJE 2-H)			45.73			
C1 (EJE 2-H)			36.03			
C1 (EJE 2-H)			39.51			
C1 (EJE 2-H)			29.81			
C1 (EJE 3-F)	500	400	3.99	32.74	129.03	OK
C1 (EJE 3-F)			32.74			
C1 (EJE 3-F)			23.50			
C1 (EJE 3-F)			31.84			
C1 (EJE 3-F)			22.59			
C1 (EJE 5-C)	500	400	10.85	41.13	129.03	OK
C1 (EJE 5-C)			41.13			
C1 (EJE 5-C)			31.18			
C1 (EJE 5-C)			37.14			
C1 (EJE 5-C)			27.19			
C1 (EJE 10-A)	500	400	46.02	12.61	129.03	OK
C1 (EJE 10-A)			2.05			
C1 (EJE 10-A)			12.33			
C1 (EJE 10-A)			12.61			
C1 (EJE 10-A)			2.33			