



UNIVERSIDAD JOSÉ CARLOS MARIÁTEGUI

VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y
ARQUITECTURA**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL.

T E S I S

**ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA
EDIFICACIÓN PARA USO DE OFICINAS CON CINCO
NIVELES EN EL C. P. SAN ANTONIO,
MOQUEGUA 2017.**

PRESENTADO POR

BACHILLER MILTHON VALENCIA SEJJE

ASESOR:

MGR. MARIO RODRÍGUEZ VÁSQUEZ

PARA OPTAR TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

MOQUEGUA – PERÚ

2021

CONTENIDO

	Pág.
Página de jurado.....	i
Dedicatoria.....	ii
Agradecimientos.....	iii
Contenido.....	iv
CONTENIDO DE TABLAS	x
CONTENIDO DE FIGURAS	xviii
CONTENIDO DE ECUACIONES.....	xxvi
CONTENIDO DE APÉNDICES	xxviii
RESUMEN.....	xxix
ABSTRACT.....	xxx
INTRODUCCIÓN.....	xxxi

CAPÍTULO

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Descripción de la realidad del problema	1
1.2. Definición del problema	3
1.2.1. Problema general	3
1.2.2. Problemas específicos.....	3
1.3. Objetivos de la investigación.....	4

1.3.1. Objetivo general.....	4
1.3.2. Objetivos específicos	4
1.4. Justificación	4
1.5. Alcances y limitaciones	6
1.6. Variables	6
1.6.1. Variable independiente	6
1.6.2. Variable Dependiente.....	6
1.6.3. Operacionalización de variables	7
1.7. Hipótesis de la investigación	8
1.7.1. Hipótesis general.....	8
1.7.2. Hipótesis derivadas	8

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación.....	9
2.2. Bases teóricas.....	15
2.2.1. Análisis sísmico estático y dinámico	15
2.2.2. Normatividad sísmica de edificaciones peruanas	15
2.2.3. configuración estructural convencional	16
2.2.4. Simetría y simplicidad	16
2.2.5. Resistencia y ductilidad	16
2.2.6. Hiperestaticidad y monolitismo	17
2.2.7. Uniformidad y continuidad de la estructura.....	17

2.2.8.	Rigidez lateral	17
2.2.9.	Existencia de diafragmas rígidos	18
2.2.10.	Elementos no estructurales	18
2.2.11.	Fallas frecuentes durante los sismos	18
2.2.12.	Masa y Peso	20
2.2.13.	Rigidez	20
2.2.14.	Procedimiento convencional del análisis sísmico.....	21
2.2.15.	El dimensionamiento de las secciones	21
2.2.16.	Detallado de la estructura.....	21
2.2.17.	Vibraciones en estructuras	22
2.2.18.	Consideraciones generales para el análisis	23
2.2.19.	Modelos para Análisis.....	23
2.2.20.	Estimación del Peso (P)	24
2.2.21.	Procedimientos de Análisis.....	24
2.2.22.	Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes	25
2.2.23.	Análisis Dinámico Modal Espectral	28
2.2.24.	Requisitos de rigidez, ductilidad y resistencia.....	31
2.2.25.	Análisis y Diseño del Concreto Armado	31
2.2.26.	El diseño estructural.....	31
2.2.27.	Requisitos de resistencia y servicio	32
2.2.28.	Diseño por resistencia	32
2.2.29.	Los factores de carga	33
2.2.30.	Los factores de reducción de capacidad.....	35
2.2.31.	Requisitos generales de servicio	36

2.2.32. Resistencia mínima del concreto estructural.....	37
2.2.33. Resistencia máxima del concreto estructural.....	37
2.2.34. Resistencia de diseño para el refuerzo	38
2.2.35. Cargas	38
2.2.36. Método de análisis	38
2.2.37. Redistribución de momentos en elementos continuos sometidos a flexión.....	39
2.2.38. Módulo de elasticidad y módulo de corte	40
2.2.39. Propiedades mecánicas del concreto.....	41
2.2.40. Rigidez	43
2.2.41. Definición de términos.....	44

CAPÍTULO III

MÉTODO

3.1. Tipo de la investigación.....	46
3.2. Diseño de la investigación	46
3.3. Población y muestra.....	47
3.4. Descripción de instrumentos para recolección de datos	48
3.4.1. Técnica e instrumento	48

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Presentación de resultados.....	51
4.1.1. Consideraciones iniciales de la edificación	51

4.1.2.	Estructuración	54
4.1.3.	Predimensionamiento de elementos estructurales	55
4.1.4.	Análisis sísmico de la edificación – pórtico	57
4.1.5.	Análisis sísmico del sistema estructural dual.....	72
4.1.6.	Sistema estructural muros estructurales.....	76
4.1.7.	Diseño de concreto armado.....	79
4.1.8.	resultados del análisis sísmico del sistema estructural pórtico	83
4.1.9.	Resultados del Análisis sísmico con un sistema estructural dual	105
4.1.10.	Resultados del Análisis sísmico con muros estructurales.....	120
4.1.11.	Resultados del Diseño estructural.....	129
4.1.12.	Resumen de cuadros comparativos	129
4.2.	Contrastación de hipótesis	151
4.3.	Discusión de resultados	169

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.	Conclusiones.....	171
5.2.	Recomendaciones	174
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	176
	APÉNDICE.....	178
	MATRIZ DE CONSISTENCIA	184

CONTENIDO DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1 Operacionalización de variables de la investigación	7
Tabla 2 Predimensionamiento de la losa aligerada	55
Tabla 3 Predimensionamiento de vigas principales y secundarias.	56
Tabla 4 Predimensionamiento de columnas centrales, perimetrales y esquinadas	56
Tabla 5 Predimensionamiento de muros de concreto armado.	57
Tabla 6 Características y propiedades del concreto con el que se realizara el diseño.....	57
Tabla 7 Tipos y valores de carga que se asignaran.	64
Tabla 8 Parámetros sísmicos de la edificación para la incorporación del espectro de diseño	66
Tabla 9 Centros de masa (XCCM, YCCM) y rigidez (XCR, YCR) en cada nivel.....	71
Tabla 10 Dimensiones de las columnas de la edificación.....	73
Tabla 11 Dimensiones de las vigas de la edificación.....	73
Tabla 12 Dimensiones de los muros de la edificación de cinco pisos.	73
Tabla 13 Parámetros sísmicos de la edificación para la incorporación del espectro de diseño.....	74

Tabla 14 Dimensiones de las columnas de la edificación.....	76
Tabla 15 Dimensiones de las vigas principales y secundarias de la edificación. ..	77
Tabla 16 Dimensiones de los muros de la edificación de cinco pisos.	77
Tabla 17 Parámetros sísmicos de la edificación para la incorporación del espectro de diseño.....	77
Tabla 18 Derivas inelásticas, según la NTE E.030	83
Tabla 19 Derivas inelásticas, según la NTE E.030	84
Tabla 20 Dimensiones de las columnas de la edificación.....	85
Tabla 21 Dimensiones de las vigas de la edificación.....	85
Tabla 22 Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030	86
Tabla 23 Derivas inelásticas en la dirección y-y, según la NTE E.030	86
Tabla 24 Dimensiones de las columnas de la edificación.....	87
Tabla 25 Dimensiones de las vigas de la edificación.....	87
Tabla 26 Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030	88
Tabla 27 Derivas inelásticas en la dirección Y-Y, según la NTE E.030	88
Tabla 28 Dimensiones de las columnas de la edificación.....	89
Tabla 29 Dimensiones de las vigas de la edificación.....	89

Tabla 30 Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030	90
Tabla 31 Derivas inelásticas en la dirección Y-Y, según la NTE E.030	90
Tabla 32 Peso total de la edificación de cinco niveles.....	91
Tabla 33 Peso sísmico efectivo de la edificación de cinco niveles.....	92
Tabla 34 Fuerzas cortantes sísmicas estáticas en cada piso en la dirección X y Y	93
Tabla 35 Periodo fundamental en la dirección X.....	94
Tabla 36 Periodo fundamenta en la dirección Y	95
Tabla 37 Fuerzas inerciales por piso calculados manualmente en la Dirección X- X.....	96
Tabla 38 Fuerzas inerciales por piso calculados manualmente en la Dirección Y- Y.....	96
Tabla 39 Fuerzas cortantes sísmicas estáticas en cada piso en la dirección X	97
Tabla 40 Fuerzas cortantes sísmicas estáticas en cada piso en la dirección Y	99
Tabla 41 Fuerzas cortantes sísmicas dinámicas en cada piso en la dirección X..	101
Tabla 42 Fuerzas cortantes sísmicas dinámicas en cada piso en la dirección Y..	102
Tabla 43 Periodos y frecuencia de la estructura.....	104
Tabla 44 Dimensiones de las columnas de la edificación.....	106
Tabla 45 Dimensiones de las vigas de la edificación.....	106

Tabla 46 Dimensiones de los muros de la edificación de cinco pisos.	106
Tabla 47 Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030	107
Tabla 48 Derivas inelásticas en la dirección Y-Y, según la NTE E.030	107
Tabla 49 Dimensiones de las columnas de la edificación.....	108
Tabla 50 Dimensiones de las vigas de la edificación.....	109
Tabla 51 Dimensiones de los muros de la edificación de cinco pisos.	109
Tabla 52 Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030	110
Tabla 53 Derivas inelásticas en la dirección Y-Y, según la NTE E.030	110
Tabla 54 Dimensiones de las columnas de la edificación.....	111
Tabla 55 Dimensiones de las vigas principales y secundarias de la edificación.	112
Tabla 56 Dimensiones de los muros de la edificación de cinco pisos.	112
Tabla 57 Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030	112
Tabla 58 Derivas inelásticas en la dirección Y-Y, según la NTE E.030	113
Tabla 59 Fuerzas cortantes sísmicas estáticas en cada piso en la dirección X y Y.....	114
Tabla 60 Fuerzas cortantes sísmicas dinámicas en cada piso en la dirección X..	115
Tabla 61 Fuerzas cortantes sísmicas dinámicas en cada piso en la dirección Y..	116

Tabla 62 Periodo y frecuencia de la estructura	118
Tabla 63 Desplazamientos máximos en la dirección X-X, extraídos del programa Etabs.....	120
Tabla 64 Desplazamientos máximos en la dirección X-X, extraídos del programa Etabs.....	121
Tabla 65 Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030	122
Tabla 66 Derivas inelásticas en la dirección Y-Y, según la NTE E.030	122
Tabla 67 Fuerza cortante sísmica estática en la base y peso sísmico efectivo.....	123
Tabla 68 Fuerzas cortantes sísmicas estáticas en cada piso en la dirección Y y Y	124
Tabla 69 Fuerzas cortantes sísmicas dinámicas en cada piso en la dirección X..	124
Tabla 70 Fuerzas cortantes sísmicas dinámicas en cada piso en la dirección Y-Y	126
Tabla 71 Periodo y frecuencia.....	127
Tabla 72 Acero de refuerzo por flexión debido momentos positivos y negativos	130
Tabla 73 Acero de refuerzo por corte y torsión debido a fuerza cortante momentos, positivos y negativos.....	131
Tabla 74 Acero de refuerzo por flexión debido momentos positivos y negativos	131
Tabla 75 Acero de refuerzo por corte y torsión debido a fuerza cortante momentos, positivos y negativos.....	132
Tabla 76 Acero de refuerzo por flexión debido momentos positivos y negativos	133

Tabla 77 Acero de refuerzo por corte y torsión debido a fuerza cortante, momento positivos y negativos	133
Tabla 78 Acero de refuerzo por flexión debido momentos positivos y negativos	134
Tabla 79 Acero de refuerzo por corte y torsión debido a fuerza cortante, momento positivos y negativos	134
Tabla 80 Acero de refuerzo por flexión debido momentos positivos y negativos	135
Tabla 81 Acero de refuerzo por corte y torsión debido a fuerza cortante, momento positivos y negativos	135
Tabla 82 Acero de refuerzo por flexión debido momentos positivos y negativos	136
Tabla 83 Acero de refuerzo por corte y torsión debido a fuerza cortante, momento positivos y negativos	136
Tabla 84 Acero de refuerzo por flexión debido momentos positivos y negativos	137
Tabla 85 Acero de refuerzo por corte y torsión debido a fuerza cortante, momento positivos y negativos	137
Tabla 86 Resistencia requerida Última debido a las combinaciones – según la NTE E.030.....	138
Tabla 87 Área de cada fila de barras de acero que momenta y su ubicación.....	139
Tabla 88 Resistencia nominal y resistencia de diseño, para convertir un diagrama de interacción.....	139

Tabla 89 Resistencia requerida Última debido a las combinaciones – según la NTE E.030.....	141
Tabla 90 Área de cada fila de barras de acero que momenta y su ubicación.....	142
Tabla 91 Resistencia nominal y resistencia de diseño, para convertir un diagrama de interacción.....	142
Tabla 92 Características del terreno con el que se realizara el diseño	144
Tabla 93 Características y propiedades del concreto con el que se realizara el diseño.....	145
Tabla 94 Capacidad admisible, capacidad neta admisible.....	145
Tabla 95 Diseño del acero de refuerzo en la zapata.....	145
Tabla 96 Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030	145
Tabla 97 Derivas inelásticas en la dirección Y-Y, según la NTE E.030	145
Tabla 98 Periodos de vibración de los tres sistemas analizadas	145
Tabla 99 Acero de refuerzo por flexión debido momentos maximos	145
Tabla 100 Acero de refuerzo por flexión compresion en las coulumnas	145
Tabla 101 Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030	151
Tabla 102 Resumen estadístico de la contrastación de la hipótesis	152
Tabla 103 Resumen estadístico descriptiva	153

Tabla 104 Resumen estadístico de la contrastación de la hipótesis	154
Tabla 105 Resumen estadístico descriptiva	155
Tabla 106 Resumen estadístico de la contrastación de la hipótesis	156
Tabla 107 Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030	158
Tabla 108 Diferencia de medias significativas (DMS)	160
Tabla 109 Resultados de las medias producto de la prueba Tukey.....	161
Tabla 110 Diferencia de medias significativas (HSD Tukey)	161
Tabla 111 Diferencia de medias significativas (DMS)	162
Tabla 112 Área de acero calculados del primero al quinto piso según E.060	165
Tabla 113 Cuantía de acero requerido según norma E.60	166
Tabla 114 Prueba estadística de muestras emparejadas	166
Tabla 115 Prueba t de muestras emparejadas	167
Tabla 116 Prueba t de muestras emparejadas	168
Tabla 117 Prueba t de muestras emparejadas	168
Tabla 118 tabla de matriz de consistencia.....	168

CONTENIDO DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Falla de armadura de confinamiento y piso blando	19
Figura 2. Falla de corte – cizalle en muros	20
Figura 3. Redistribución de Momentos en Elementos Continuos Sometidos a Flexión.....	39
Figura 4. Diagrama de esfuerzos y deformaciones	40
Figura 5. Curva esfuerzo – deformación del concreto en compresión.....	42
Figura 6. Idealización de la curva esfuerzo – deformación de concreto.....	43
Figura 7. Plano catastral de la ubicación de la muestra el C.P. San Antonio	47
Figura 8. Fotografía de la ubicación donde se realizará la muestra.	48
Figura 9. Vista de la edificación para uso de oficinas en planta	52
Figura 10. Vista en planta de la edificación para uso de oficinas del segundo al quinto nivel similares.....	53
Figura 11. Idealización edificación para uso de oficinas en planta para realizar el análisis.....	54
Figura 12. Definición de las propiedades del material.....	58
Figura 13. Definición de los elementos línea – datos de la sección.....	58

Figura 14. Definición de los elementos línea – datos de la sección.....	59
Figura 15. Definición de los elementos línea – datos de la sección.....	59
Figura 16. Datos de la viga principal, 60cm X 40cm	60
Figura 17. Datos de la viga Secundaria, 50cm X 30cm.....	60
Figura 18. Vista en 3D del modelo de las columnas y vigas	61
Figura 17. Propiedades de elemento área – Datos de la sección – losa Aligerada	61
Figura 19. Propiedades de elemento área – Datos de la sección – losa Aligerada	62
Figura 20. Propiedades de elemento área – Datos de la sección – Muros	62
Figura 21. Definición de patrones de carga	64
Figura 22. Definición del peso sísmico efectivo.....	65
Figura 23. Datos de Espectro – dirección X y Y – E030 -2019.....	66
Figura 24. Espectro de pseudoaceleraciones – dirección X-X E030	67
Figura 25. Visualización del espectro de diseño importado– dirección X-Y E030.....	67
Figura 26. Visualización de casos de carga, por gravedad, sismo Estático y sismo Dinámico.....	68
Figura 27. Visualización de incorporación de cargas dinámicas dirección X-X E030.....	68

Figura 28. Visualización de incorporación de cargas dinámicas dirección Y-Y E030.....	69
Figura 29. Visualización de la incorporación modal	69
Figura 30. Centro de masa y rigidez debido al peso de la estructura en la dirección X y Y.....	72
Figura 31. Visualización grafica del sistema estructural dual en planta y elevación 3D.....	72
Figura 32. Incorporación del espectro de respuesta en la dirección X-Y	75
Figura 33. Visualización grafica en planta y 3D del sistema muros estructurales.	76
Figura 34. Incorporación del espectro de respuesta en la dirección X y Y.....	78
Figura 35. Incorporación de las combinaciones de carga y envolvente según la NTP E.060.....	79
Figura 36. Visualización de la combinación de carga.....	79
Figura 37. Visualización de las fuerzas axiales debido a la envolvente	80
Figura 38. Visualización de las fuerzas cortantes debido a la envolvente	80
Figura 39. Visualización de los momentos actuantes debido a la envolvente	81
Figura 40. Visualización de las reacciones por servicio en la base	81
Figura 41. Visualización de los aceros requerido en cada elemento estructural....	82

Figura 42. Visualización de los desplazamientos producidas por el sismo en la dirección X-X.....	83
Figura 43. Visualización grafica de las derivas inelásticas calculadas en la Dirección X-Y.....	84
Figura 44. Visualización grafica de las derivas inelásticas calculadas en la dirección X y Y.....	86
Figura 45. Visualización grafica de las derivas inelásticas calculadas en la dirección X y Y.....	88
Figura 46. Visualización grafica de los desplazamientos calculados en la dirección X y Y.....	90
Figura 47. Visualización grafica de las derivas inelásticas calculadas en la dirección X y Y.....	91
Figura 48. Peso total de servicio total de la edificación.....	92
Figura 49. Resumen del total de las masas por piso – Etabs.....	93
Figura 50. Periodo fundamenta en la dirección X	94
Figura 51. Periodo fundamenta en la dirección Y.....	95
Figura 52. Fuerzas inerciales estáticos en la dirección X - Y	96
Figura 53. Fuerzas inerciales estáticos en la dirección X – Y, Etabs V.2016.....	97
Figura 54. Fuerza cortante por piso.....	98

Figura 55. Fuerza cortante por piso.....	98
Figura 56. Fuerza cortante por piso en 3D.....	99
Figura 57. Fuerza cortante por piso en la dirección Y-Y.....	100
Figura 58. Fuerza cortante por piso en la Dirección Y	100
Figura 59. Fuerza cortante por piso en la Dirección X	101
Figura 60. Fuerza cortante por piso en la Dirección X en 3D.....	102
Figura 61. Fuerza cortante por piso en la Dirección Y	103
Figura 62. Fuerza cortante por piso en la Dirección Y en 3D.....	103
Figura 63. Visualización grafica de los periodos de vibración	104
Figura 64. Visualización grafica de las frecuencias.....	105
Figura 65. Visualización grafica del sistema estructural dual en plata y 3D	105
Figura 66. Visualización grafica de las derivas inelásticas calculadas en la dirección X y Y.....	108
Figura 67. Visualización grafica de las derivas inelásticas calculadas en la dirección X y Y.....	111
Figura 68. Visualización grafica de los desplazamientos calculadas en la dirección X y Y.....	113

Figura 69. Visualización grafica de las derivas inelásticas calculadas en la dirección X y Y.....	114
Figura 70. Fuerza cortante por piso en la dirección X-Y.....	115
Figura 71. Fuerza cortante por piso en la Dirección X.....	116
Figura 72. Fuerza cortante por piso en la Dirección Y.....	117
Figura 73. Fuerza cortante por piso en la Dirección X en 3D.....	118
Figura 74. Periodos de vibración del sistema dual.....	119
Figura 75. Frecuencia del sistema estructural dual.....	119
Figura 76. Visualización grafica del sistema muros estructurales en planta y 3D.....	120
Figura 77. Visualización grafica de las derivas inelásticas calculadas en la dirección X y Y.....	121
Figura 78. Visualización grafica de las derivas inelásticas calculadas en la dirección X y Y.....	123
Figura 79. Fuerza cortante por piso en la Dirección X.....	125
Figura 80. Fuerza cortante por piso en la Dirección X en 3D.....	125
Figura 81. Fuerza cortante por piso en la Dirección Y-Y.....	126
Figura 82. Fuerza cortante por piso en la Dirección Y en 3D.....	127

Figura 83. Visualización del periodo del sistema muros estructurales	128
Figura 84. Visualización de las frecuencias del sistema muros estructurales.....	128
Figura 85. Visualización de los momentos por envolvente	129
Figura 86. Visualización del acero de refuerzo de la elevación del eje 3	130
Figura 87. Visualización del acero de refuerzo de la elevación del eje 3	131
Figura 88. Visualización del acero de refuerzo de la elevación del eje 3	132
Figura 89. Visualización del acero de refuerzo de la elevación del eje 3	133
Figura 90. Visualización del acero de refuerzo de la elevación del eje 3	134
Figura 91. Visualización del acero de refuerzo de la elevación del eje 3	135
Figura 92. Visualización del acero de refuerzo de la elevación del eje 3	136
Figura 93. Visualización del acero de refuerzo de la elevación del eje 3	137
Figura 94. Columna rectangular, para la realización diagrama de interacción	138
Figura 95. Diagrama de interacción de esfuerzos nominales, esfuerzos de diseño y cargas ultimas en la columna de 55x55cm.....	140
Figura 96. Columna rectangular de 0.5x0.4m, para la realización de diagrama de interacción.....	141
Figura 97. Diagrama de interacción de esfuerzos nominales, esfuerzos de diseño y cargas ultimas en la columna de 50x40cm.....	143

Figura 98. Detalla de columna y vigas – elevación eje 3.....	144
Figura 99.....	146
Figura 100. Visualización de las dimensiones de la zapata en elevación	146
Figura 101. Derivas inelásticas de los tres sistemas estructurales X-X.....	147
Figura 102. Derivas inelásticas de los tres sistemas estructurales Y-Y.....	148
Figura103.....	149
Figura 104. t de Student, para un valor critico de 2,30 y, el valor estadístico t=	
11,884.....	152
Figura 105. t de Student, para un valor critico de 2,30 y, el valor estadístico t=	
7.629.....	154
Figura 106. t de Student, para un valor critico de 2,30 y, el valor estadístico t=	
9,611.....	156
Figura 107. Derivas inelásticas de los tres sistemas estructurales en la dirección X-	
X.....	159
Figura 108. Medias marginales estimadas de derivas inelásticas	162
Figura 109. Medias marginales estimadas de los periodos de vibración	163
Figura 110. Medias marginales estimadas de las cuantías de acero de refuerzo .	167

CONTENIDO DE ECUACIONES

	Pág.
Ecuación 1 Fuerza cortante en la base	25
Ecuación 2 Factor C/R	25
Ecuación 3 Fuerzas inerciales	26
Ecuación 4 Factor inercial.....	26
Ecuación 5 Periodo fundamental de vibración	26
Ecuación 6 Excentricidad accidental	27
Ecuación 7 Aceleración espectral	28
Ecuación 8 Criterios de combinación	29
Ecuación 9 Coeficiente Ianda.....	29
Ecuación 10 Coeficiente de correlación.....	29
Ecuación 11 Criterio de superposición modal.....	30
Ecuación 12 Combinación de cargas	34
Ecuación 13 Combinación de cargas con viento.....	34
Ecuación 14 Combinación de cargas con viento.....	34
Ecuación 15 Combinación de cargas con sismo	34

Ecuación 16 Combinación de cargas con sismo	34
Ecuación 17 Combinación de cargas con empuje de suelos	35
Ecuación 18 Combinación de cargas con empuje de suelos	35
Ecuación 19 Combinación de cargas con empuje de líquidos	35
Ecuación 20 Modulo de elasticidad	40
Ecuación 21 Modulo de elasticidad	40
Ecuación 22 Modulo de corte	41
Ecuación 23 Modulo de corte	41
Ecuación 24 Predimensionamiento losa aligerada	55
Ecuación 26 Coeficiente basal	70
Ecuación 27 Coeficiente T	70
Ecuación 28 Coeficiente T_p	70
Ecuación 29 Coeficiente T_l	70

CONTENIDO DE APÉNDICES

	Pág.
Figura A1. Factor de amplificación del suelo del colegio Modelo San Antonio.	178
Figura A2. Ubicación donde se realizará la calita de la edificación	179
Figura A3. Calicata N°1	179
Figura A4. Ensayo corte directo - muestras C-1	180
Figura A5. Resultado ensayo corte directo C-1	181
Figura A6. Clasificación de suelo marzo 2014	1822
Figura A7. Resumen de estudio de mecánica de suelos - marzo 2014	183

RESUMEN

Se presenta el siguiente trabajo de investigación titulada “análisis sísmico y diseño estructural de una edificación para uso de oficinas con cinco niveles en el C.P. San Antonio, Moquegua 2017.” el cual trata de una edificación hipotética, teniendo el objetivo educativo, por ello se ha elaborado conjeturas con la finalidad de finalizar el estudio. En este sentido, la investigación está enfocada al estudio del análisis sísmico estático y dinámico modal espectral de un edificio de concreto armado para el uso de oficinas con cinco pisos, basado en la Norma Peruana e internacionales, y elaborar el diseño de los elementos estructurales por medio del diseño de resistencia. Está fundamentado en la predicción que genera la falla del factor de estudio y el colapso de la misma, con el objetivo de obtener las respuestas sísmicas y comprarlas. Se ha analizado y comparado con el análisis sísmico para un Sistema Estructural Aporticado, Dual y Muros Estructurales, describe que las características geométricas de los elementos estructurales del modelo de edificio para oficinas, para los tres casos de sistema estructural cumplen con los desplazamientos máximos permisibles que recomienda la norma E.030. Se demuestra con el Diseño estructural, como son diseños de vigas y columnas para un sistema estructural pórtico cumple con los requisitos mínimo de un diseño de concreto armado, Con lo que se corrobora que el diseño estructural cumple con los requisitos mínimos de la norma RNE y ACI 2014.

Palabras clave: Pórtico, Dual, Derivas, vigas, columnas.

ABSTRACT

Due to the uncontrolled, disorganized expansion and increase in population density in the city of Moquegua - C.P. San Antonio, there is a need to build reinforced concrete buildings, the vulnerability of the structures to the seismic events because it is located in the Pacific fire belt. Due to the aforementioned, the research work is inclined to study the static and dynamic spectral modal seismic analysis of a reinforced concrete building for office use with five floors, based on the Peruvian and international standards, and perform the design of the elements structural design using the ultimate resistance design method. It is based on the prediction that causes the failure of the element of study and the collapse of it, in order to obtain the seismic responses and compare them. It has been analyzed and compared with the seismic analysis for a Structured and Dual Structural System, it describes that the geometric characteristics of the structural elements of the building model for offices, for both cases of structural system comply with the maximum permissible displacements recommended by the E standard. .030. It is demonstrated with the structural design, as are designs of beams, columns and footings for a structural system contributed meets the minimum requirements of a design of reinforced concrete, which could also be corroborated by expert judgment with the survey technique. Validation of results is done through expert judgment, which leads to a consensus to use the type of structural system Aporticado. This confirms that the structural design meets the minimum requirements of the RNE and ACI 2014 standards.

Keywords: Porch, Dual, Drifts, beams, columns, shoes.

INTRODUCCIÓN

En la zona Sur del Perú, los fenómenos sísmicos son sucesos de la naturaleza que tiene una capacidad devastadora en el interior del país. Si bien su ocurrencia es inusual, su efecto en las edificaciones y salud de las personas ha sido de consideración, debido a ello, el gobierno ha implementado medidas en materia de precaución para evitar perjuicios en construcciones. Por esta razón, la rama de la ingeniería estructural estudia el diseño y el cálculo de la parte estructural en las construcciones. Su objetivo es la de obtener estructuras que resistan y sean adecuadas para la prevención de eventos sísmicos.

Los sismos han adquirido importancia en aspectos económicos, culturales, de salud a lo largo de la historia. Abriendo el campo para la investigación y la presentación de alternativas que brinden soluciones que disminuyan los efectos de los terremotos.

El modelo sismorresistente de las estructuras está basado en el estudio de la resistencia y ductilidad. En cuanto a pequeñas demandas sísmicas, se proyecta que la estructura se mantenga en el rango elástico, con la mayoría de esfuerzos bajo los niveles de fluencia. Por otra parte, las construcciones y edificaciones tradicionales no tienen una buena capacidad para la respuesta elástica a eventos sísmicos de mayor impacto. Así mismo, la elaboración de edificaciones estructurales se basa en la ductilidad con el objetivo de prevenir las fallas catastróficas, en la medida que se acepta rangos estructurales y no estructurales. Este concepto ha ido empleándose en las prácticas de construcción por medio del diseño por fuerza lateral o diseño por espectro de respuesta.

Con esta investigación se pretende realizar un estudio del Análisis Sísmico Estático y Dinámico para una edificación con uso de oficinas que consta de 5 pisos. Con el análisis sísmico se quiere obtener los desplazamientos laterales que se producirá frente a una sollicitación sísmica, hasta obtener a un resultado óptimo, con lo que se obtendrá el sistema estructural, para ello se utilizará el Reglamento Nacional de Edificaciones, ACI 318SUS-14, etc.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Descripción de la realidad del problema

El comportamiento sísmico de estructuras no es muy analizado en las edificaciones del Centro Poblado de San Antonio puesto que la mayoría de edificaciones se construyen con un método empírico y no cuenta con un estudio de Ingeniería Estructural. (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016) afirma:

Las zonas urbanas periféricas de los centros poblados de Chen Chen y San Antonio se caracterizan por el tipo de construcción al ser precarias, la misma que no oponen resistencia estructural a las fuerzas de la naturaleza, por sus emplazamientos en laderas de cerros, rellenos y cortes y una geología inestable que pueda soportar cargas laterales y verticales. En caso eventual de cualquier sismo las condiciones actuales de la traza urbana que presenta, no dan las garantías muy por el contrario no cuenta con vías de evacuación rápida para el desplazamiento de la población, eso implica que el número de damnificado aumentaría drásticamente. (p. 154)

La expansión descontrolada y desordenada, ha promovido la ocupación de suelos en extensión en la periferia de la ciudad. Esta ocupación se ha dado, sin tener previamente un estudio de acondicionamiento del territorio, lo que conlleva

ocupar terrenos en los causes de las quebradas, en suelos de relleno o en pendientes muy pronunciadas. (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016) afirma:

En nuestra área de estudio, tenemos que el modelo de ocupación ha sido un crecimiento en extensión resultado de la ocupación informal, Modelo que no ha reconocido las áreas vulnerables, ocupando el territorio con fines de vivienda y agrícolas en lugares altamente peligrosos, quebradas secas que se pueden activar en cualquier momento, debido al cambio climático, terrenos con fuertes pendientes, vulnerables ante sismos de mediana y gran magnitud. (p. 74)

Las personas no incorporan el componente de inversión para las construcciones de gran escala debido a varias causas como el mal suelo de San Antonio, además, de ubicarse en una zona sísmica, genera que las edificaciones con uno o dos pisos presenten agrietadas, es por esto que para la gente construir una edificación de gran altura es un riesgo económico como también para la vida.

En el Centro poblado San Antonio los propietarios para la construcción de su vivienda en la mayoría de casos no solicitan la licencia de construcción. (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016) afirma:

Según la información brindada por la municipalidad respecto a licencias de construcción y habilitaciones urbanas, muestran cifras muy bajas, en el año 2015 se han tramitado 90 licencia de construcción y en este año 2016 tan solo 82 trámites, a pesar de contar con un total de 21,646 predios en el área urbana y al encontrarse en proceso de consolidarse gran parte de las zonas de Chen Chen y San Antonio. (p. 168)

Las autoridades competentes en el área no cumplen su papel de fiscalizador y no sancionan a los que realizan estas prácticas de construcción sin licencia poniendo en peligro sus vidas y las de su familia.

En la zona sur del territorio peruano, los eventos sísmicos son sucesos naturales con mayor capacidad devastadora en las bases de las edificaciones. (Salas, 2015) afirma:

La ciudad de Moquegua está ubicada en el Cinturón de Fuego del Pacífico que se caracteriza por la alta actividad sísmica. Un registro de este fenómeno ocurrió el 23 de junio del 2001 alrededor de las 15: 33 con una magnitud de MS = 8,2 en la escala de Richter, con una intensidad de VIII en la escala Mercalli Modificada. Este fenómeno tuvo efecto en las edificaciones más expuestas y afectó la salud de las personas residentes de la región de Moquegua. (p. 1)

1.2. Definición del problema

1.2.1. Problema general

¿Como se realizará el análisis sísmico y diseño estructural de una edificación para uso de oficinas con cinco niveles en el C. P. San Antonio, Moquegua - 2017?

1.2.2. Problemas específicos

PE1. ¿Cómo se realizará el análisis sísmico de la edificación de uso de oficinas de los tres sistemas estructurales?

PE2 ¿Cómo se realizará el Diseño Estructural de la Edificación de oficinas con cinco niveles?

1.3. Objetivos de la investigación

1.3.1. Objetivo general

Realizar el análisis sísmico y diseño estructural de una edificación para uso de oficinas con cinco niveles en el C. P. San Antonio Moquegua - 2017.

1.3.2. Objetivos específicos

OE1. Realizar el análisis sísmico de la edificación utilizando diferentes tipos de sistemas estructurales.

OE2. Realizar el diseño estructural de la edificación con el Reglamento Nacional de Edificaciones E.060 Concreto Armado y Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14).

1.4. Justificación

Con esta investigación se pretende realizar un estudio del Análisis Sísmico y diseño estructural para una edificación con uso de oficinas que consta de 5 pisos. Con el análisis sísmico se quiere obtener los desplazamientos laterales que se producirá frente a una sollicitación sísmica, hasta obtener a un resultado óptimo, con lo que se obtendrá el sistema estructural. “Esta norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de concreto armado, preesforzado y simple” (Ministerio de Vivienda Construcción y Comunicaciones, 2009, p. 13). Para ello se utilizará el Reglamento Nacional de Edificaciones, ACI 318SUS-14, etc.

El aporte fundamental que se espera demostrar es que la construcción de la edificación tenga un buen comportamiento sísmico y de esta manera garantizar que la estructura no deberá colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque

podría causar daños importantes debido a movimientos sísmico calificados como severos. Lo más importante que se busca es prevenir los daños en la salud de las personas, preservar la oferta de servicios básicos y reducir los daños a los bienes inmuebles. “El modelo sismorresistente está basado en la prevención de daños a la salud, preservar y mantener los servicios básicos y reducir los perjuicios a los bienes inmuebles” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016, p. 4).

El estudio no es nuevo puesto que es muy aplicado en ciudades de gran crecimiento constructivo, pero en ciudades que están en el inicio de la construcción no son muy aplicados puesto que más se utiliza métodos empíricos para su realización. (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016) afirma:

En la ciudad de Moquegua, el material predominante es de ladrillo con un 53.10% cuyas edificaciones oscilan en un promedio de 3 a 4 niveles, techos horizontales a excepción de la zona monumental. Le sigue los baldíos con un 29.65%, gran parte de estos se localizan en zonas periféricas, con materiales predominantes de madera y estera, de 1 nivel, y como tercer lugar están el adobe, material características en la zona monumental de Moquegua y la zona antigua del distrito de Samegua. (p. 166)

Es por esto que se pretende demostrar que una edificación de cinco pisos tendrá un buen comportamiento sísmico.

1.5. Alcances y limitaciones

Alcances

Se realizará el análisis sísmico y diseño estructural para una oficina con cinco niveles en el centro poblado San Antonio que corresponde a una categoría C de edificaciones comunes de acuerdo a la norma sismoresistente NTE E.030.

Para el diseño estructural se empleará la norma peruana NTE E.060 Concreto armado y el ACI 318-14.

Para realizar el análisis se considerará el comportamiento lineal de los elementos estructurales.

Limitaciones

No existe un laboratorio para realizar pruebas de simulación con una maqueta a escala, frente a una sollicitación sísmica.

El periodo de tiempo para realizar la investigación es de nueve meses y el costo con el que se realizara la presente investigación es autofinanciada.

1.6. Variables

1.6.1. Variable independiente

Análisis sísmico.

1.6.2. Variable Dependiente

Diseño estructural de una edificación para uso de oficinas con cinco niveles en el C. P. San Antonio, Moquegua - 2017.

1.6.3. Operacionalización de variables

Tabla 1

Operacionalización de variables de la investigación

VARIABLES	DIMENSIÓN	INDICADORES	INSTRUMENTO	UNIDAD DE MEDIDA
Análisis Sísmico	Sistema estructural de concreto armado	Análisis Estático	Libros Internet Conferencias	Deriva $\leq 0,007$
	Sistema estructural de concreto armado	Análisis Dinámico	Libros Internet Conferencias	Deriva $\leq 0,007$
Diseño estructural de una edificación para uso de oficinas con cinco niveles en el C. P. San Antonio, Moquegua - 2017.	Sistema estructural de concreto armado	Vigas	Libros Internet Conferencias	Cuantías de acero mínimos y máximos cm²
		Columnas	Libros Internet Conferencias	Cuantías de acero mínimos y máximos cm²

Fuente: Elaboración propia.

1.7. Hipótesis de la investigación

1.7.1. Hipótesis general

Con la aplicación del análisis sísmico comparativo de los tres sistemas estructurales, se conocerá el sistema que cumpla con las distorsiones de entrepiso para la realización del diseño en concreto armado de una edificación para uso de oficina con cinco niveles en el Centro Poblado de San Antonio.

1.7.2. Hipótesis derivadas

HE1: Al realizar el análisis sísmico de la edificación de los tres sistemas estructurales, el sistema pórtico no cumplirá con las derivas máximas permisibles de la Norma E.030.

HE2: Al realizar el diseño estructural del sistema pórtico para uso de oficinas con cinco niveles, las cuantías de acero obtenidas serán óptimas.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

Ámbito internacional

El estudio desarrollado en esta tesis tiene como título “**Análisis y diseño de un edificio con aisladores sísmicos modelamiento en el ETABS**” estudia las bases para la elaboración de un diseño sismorresistente, con énfasis en la técnica de aislamiento basal, fundamentado en su aplicabilidad en distintos países como Chile, Estados Unidos y China, así mismo, el análisis de las ventajas en los aspectos estructurales y económicos de la elaboración bajo este diseño. Se seleccionó el Bloque E del Hospital de Ambato, que contiene el componente de hormigón armado con vigas descolgadas y muros estructurales. Por otra parte, el modelo tradicional es elaborado con la norma NEC 11, en tanto, el modelo aislado, contiene la combinación de tres clases de aisladores HDR, LBR y FPS, permitiendo la comparación de los desplazamientos relativos de la superestructura, fuerzas de corte basal, tomando en cuenta la interacción suelo- estructura, para la elaboración de estos fines se recurre al programa ETABS. Vásquez (2013)

La presente tesis “**Modelación, Análisis Y Diseño Estructural De Una Edificación Metálica Bajo Las Disposiciones De Las Normas NEC-15 Y AISC**”

El propósito de este proyecto de titulación es el de aportar a la rama de las estructuras sísmicas resistentes, en la época actual, Ecuador presenta una alta incidencia de actividad sísmica debido a que los eventos sismológicos alcanzan los 7.8 grados en la escala de Richter, como el pasado terremoto del 16 de abril del 2016 en la ciudad de Muisne - Esmeraldas, el cual me ha incentivado en la investigación y desarrollo del presente material, el mismo que consiste en el diseño y análisis de una edificación de estructuras de acero, la cual que se enfocara para su construcción en la ciudad de Guayaquil. La edificación se modelará en el software Etabs versión 15, el análisis de la edificación de estructura de acero será realizado bajo el método basado en fuerzas y el diseño se realizará bajo el método del LRFD, siguiendo las Normas Nec-15 y AISC 360-10 y 341-10, las cuales son aplicables para este tipo de edificaciones. Baquedano (2016)

Ámbito nacional

La presente tesis “**Análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado para oficina en Cusco**” el fundamento de la investigación se basó en el diseño de un edificio de concreto armado de seis pisos destinado a oficinas ubicado en la provincia de Cusco, distrito de Wanchaq, con un terreno de 538 m² con capacidad de 1,8 kg/cm². La primera etapa del proyecto se enfocó en la estructuración y predimensión de los factores estructurales con respecto a criterios de simetría y regularidad; luego, se hizo el metrado de los elementos y la evaluación sísmica de acuerdo a los parámetros de la Norma de Cargas E. 020 y la Norma de

Diseño Sismoresistente E.030. por último, se tomaron en cuenta los parámetros de la Norma de Diseño en Concreto Armado E. 060 para el diseño de los factores estructurales de la edificación que se distribuye en primer piso para la recepción y los demás pisos para las oficinas. Fernández (2019)

La tesis titulada “**Diseño estructural en concreto armado de un edificio con seis pisos, ubicado en Jesús María – Lima**” abarca el estudio y el diseño estructural del proyecto de las edificaciones multifamiliares, por medio de la propuesta de arquitectura compuesta por seis niveles, 24 departamentos, cuatro departamentos por nivel. Para la elaboración del diseño se procedió a la estructuración de acuerdo a la norma sismorresistente E. 030. Por otro lado, se predimensionará los factores estructurales en base a las Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones y los aspectos técnicos expuestos en el marco teórico. Posteriormente, se efectuará el metrado de cargas de los factores estructurales para el análisis del comportamiento frente a cargas de gravedad. Finalmente, se estima el comportamiento dinámico de la edificación frente a simulaciones sísmicas. A pesar de ello, la formulación del planteamiento se fue modificando en los escenarios que los resultados no correspondan a los propuestos. (Pino Duymovich, 2016, pág. 1)

La tesis titulada “**Diseño estructural de un edificio de vivienda de 8 pisos**” ubicado en el distrito de Miraflores, sobre un terreno con una capacidad portante de 4 kg/cm². Se predimensionó muros que tengan la capacidad de que un 80% de la fuerza cortante sísmica del modelo estático resista ante la acción conjunta de los materiales de acero y concreto. En tanto, se elaboró una predimensión para las columnas donde se consideraron los factores de carga axial y pandeo. Para el

análisis de las estructuras del edificio se siguió un modelo tridimensional en base a la Norma E.020 Cargas. Los resultados del análisis del comportamiento dinámico arrojaron que la edificación tendrá derivas de 6.87% y 5.40% en la dirección XX y YY respectivamente. En ese sentido, se cumplen con las especificaciones de los desplazamientos de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente. El diseño por cortante de las vigas fue analizado con las exigencias mínimas que indica la Norma E.060 Concreto Armado. El diseño por cortante de las columnas que cumplió con los estribos mínimos y, en cuanto a las placas, la cantidad mínima cubrió el corte de las mismas. La cimentación se diseñó en base a zapatas aisladas y conectadas con vigas de cimentación y cimientos corridos. (Blanco, 2014, p. 1)

El presente trabajo tiene titulada “análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de un sótano y seis pisos, ubicado en el distrito de Miraflores” enfocado en un terreno con condiciones de perfil tipo S1. Las características del edificio son que está ubicado en una zona rectangular de 628 m². Para la estructuración y predimensionamiento se procedió a la utilización de criterios de concreto armado y conforme a la arquitectura de la edificación. Para el diseño de la edificación se recurrió a la técnica del sistema estructural conforme a los componentes de pórticos y muros de corte en los sentidos XX e YY con el objetivo de brindarle una solidez a la construcción y controlar los desplazamientos laterales. Se comprobó que los resultados están de acuerdo a las especificaciones de la norma. Adicionalmente, para el estudio de la gravedad y las cargas sísmicas se utilizó un modelo tridimensional en el software ETABS donde se programó los techos en diafragmas rígidos con tres grados de libertad y, por último, se elaboró el

diseño de los restantes elementos estructurales, con el objetivo de conseguir las demandas de la Norma Peruana de Concreto Armado E.060. entre estos factores se encuentran las losas macizas, vigas columnas, placas y cimentación del edificio. (Flores Ortega, 2015, p. 9)

En el ámbito local

La presente investigación titulada **“Análisis estructural y diseño sísmico comparativo por capacidad y resistencia, de un edificio para oficinas en el centro poblado de los Ángeles - Moquegua 2017”** presenta el objetivo del estudio y comparar el diseño sísmico de acuerdo a la capacidad de resistencia, en un edificio destinado para oficinas, ubicado en el Centro Poblado de los Ángeles Moquegua, por medio del método de resistencia y capacidad. Para el desarrollo de la investigación se recurrió al modelo de cuatro niveles ubicados en una zona sísmica y, adicionalmente se utilizaron las herramientas correspondientes, en base a la norma E.030-2016 y para la muestra del diseño de los códigos nacionales e internacionales respectivamente E.060-2009, ACI 318-2011, ACI 318-2014 y NZ300.01 EURO CÓDIGO 8. Así mismo, se utilizó el programa de ingeniería del Portland Cement Association (PCA). La metodología de la investigación aplicada fue el de recopilación y la información existente acerca de la resistencia y capacidad. Finalmente, la investigación es una revisión alternativa de las propuestas de estructuras de edificaciones para evitar el quiebre frágil de las edificaciones, en especial, las columnas y los muros de soporte de concreto armado, de manera clara y sencilla sin recurrir a un análisis complejo. Calizaya (2018)

La presente investigación titulada **“Diseño estructural del centro de salud de Chen-Chen utilizando disipadores por plastificación de metales”** de acuerdo a investigaciones sobre las edificaciones en base a los códigos más recientes, se tiene que éstas tienen una mejor respuesta, sin embargo, el costo de reparación de estas edificaciones y el tiempo para su ejecución son mayores que las anticipadas. En cuanto a las antecedentes de estudio en diversos países se tiene que en Estados Unidos, Rusia y Japón hay un progreso en la elaboración de diseño y pasos para alcanzar los objetivos específicos de desempeño. Adicionalmente, la investigación presenta un estudio comparativo entre un diseño estructural convencional y un diseño en base disipadores de energía por plastificación de metales ante un sismo severo. Posteriormente, se expone un método para la elaboración de estructuras de sistemas de amortiguamiento con énfasis en el desempeño por medio de las disposiciones del ASCE (American Society of Civil Engineers), el FEMA (Federal Emergency Management Agency) y el ACI (American Concrete Institute). Chambilla (2015)

La presente investigación titulada **“Análisis y diseño estructural comparativo basado en la norma E.030 del 2016 y 2006 para un edificio de uso hotel en la ciudad de Tacna”** que, frente al aumento del crecimiento poblacional y la actividad turística, se tiene la consideración de construir edificaciones con materiales más resistentes para prevenir daños ante la ocurrencia de eventos sísmicos por estar localizado en el Cinturón de Fuego del Pacífico. En este sentido, la investigación está orientado a un estudio tanto estático y dinámico modal espectral de una edificación conforme a la normativa E.030 del 2006 y, al mismo

tiempo, realizar la comparación con su versión del año 2016. Adicionalmente, se elabora el diseño de los factores estructurales por medio de la capacidad de resistencia. Se basa en la estimación que genera la falla del elemento de estudio y la alteración de la misma con el objetivo de alcanzar respuestas de movimientos sísmicos y poder realizar la comparación. El estudio recurrió a la programación del software ETABS para el planeamiento arquitectónico del hotel. A partir de la misma, se obtuvo que el análisis estático en base a la normativa E.030 2006 arrojó el resultado de $D= 0,0050$, en cuanto a la normativa E. 030 del 2016 arrojó $D= 0,0066$, una variación positiva de 32%. A pesar de ello, la cortante estática en base a la normativa E. 030 200 arrojó $V= 412 \text{ t}$ y, finalmente, con la normativa E. 030 del 2016 se obtuvo $V= 337,97 \text{ t}$ con una variación negativa de 17, 96%. Por último, el desembolso total para la edificación en base a la norma E.030 del 2006 ascendió a S/ 526 382, 38 mientras que, con la normativa del 2016 fue de S/ 524 495,76, disminuyendo su costo en un 0,36 %. Calahulle (2019)

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Análisis sísmico estático y dinámico

2.2.2. Normatividad sísmica de edificaciones peruanas

Los códigos, mayormente muestran los estudios de ocurrencia de eventos sísmicos o sismo severo. Donde se especifica las zonificaciones de eventos sísmicos para una construcción con una vida útil de cincuenta años y una probabilidad mayor al 10%.

La norma técnica E.030 de diseño Sismorresistente tiene como principio y filosofía tres puntos importantes:

- ✓ Prevenir los daños humanos
- ✓ Garantizar que la oferta y funcionamiento de los servicios se mantengan con normalidad
- ✓ Reducir los perjuicios del inmueble

2.2.3. configuración estructural convencional

En cuanto la estructura presente mayor complejidad, su estudio de predicción ante un evento sísmico resulta más difícil. Debido a ello, es que la estructura tenga características simples y claras para la representación y estudio frente a hipotéticos movimientos sísmicos. Adicionalmente, se debe procurar que los factores estructurales alteren la organización de las fuerzas consideradas debido a que producen fuerzas elementos que no se elaboraron en su diseño.

2.2.4. Simetría y simplicidad

Las estructuras de menor complejidad tienen un comportamiento de mejor desempeño ante la ocurrencia de eventos sísmicos debido a su capacidad de estimar y representar el comportamiento de las estructuras simples es mejor, al mismo tiempo, el reflejo de la simetría en ambas direcciones de la arquitectura es sugerible para prevenir los efectos torsionales (Blanco, 1994).

2.2.5. Resistencia y ductilidad

La estructura debe tener la capacidad de resistencia ante movimientos sísmicos en la totalidad de sus direcciones, en otras palabras, deben garantizar la permanencia de, por lo menos, dos direcciones ortogonales en la cual la capacidad sísmica asegure la estabilidad de la edificación (Blanco, 1994).

Se le debe conferir a la estructura una resistencia inferior a la máxima necesaria, debiendo complementarse el saldo con una adecuada ductilidad para que ingrese en una etapa plástica sin llegar a la falla.

En tanto, la ductilidad varía de acuerdo a la carga aplicada al elemento. Y, su efecto responde según el material constituyente. Cuando es concreto armado, un crecimiento de la carga genera un incremento de la resistencia con una reducción de la ductilidad (Blanco, 1994).

2.2.6. Hiperestaticidad y monolitismo

En cuanto a la disposición, todas las estructuras deben poseer la característica hiperestática con el objetivo de obtener mayor capacidad de resistencia por medio de rótulas plásticas que permiten un mejor desempeño de la energía sísmica. En cuanto no se cumpla con la disposición hiperestática, es importante considerar el efecto contrario que conlleva la falla de uno de los actores de la estabilidad de la estructura (Blanco, 1994).

2.2.7. Uniformidad y continuidad de la estructura

Una característica adicional de la estructura es la continuidad en la planta, así también, en la elevación de los elementos que no se alteren drásticamente de solidez, con el fin de disminuir las concentraciones de esfuerzos (Blanco, 1994).

2.2.8. Rigidez lateral

Por otro lado, deben contar de la cantidad necesaria de los elementos estructurales que contribuyan a la rigidez lateral en las principales direcciones con el propósito

de mantener y tener la capacidad de resistir las fuerzas horizontales sin la alteración considerables.

2.2.9. Existencia de diafragmas rígidos

Otro factor a considerar en la conjetura en la losa rígida dentro y ubicado en el plano de la estructura, mediante la cual se represente ésta como elemento en la cual se distribuyan uniformemente las fuerzas horizontales en los elementos verticales conforme a la rigidez lateral.

Debe evitarse losas con grandes aberturas y/o alargadas en planta pues ello implicará la disminución de la rigidez de las mismas.

2.2.10. Elementos no estructurales

El factor positivo que contribuye en la estructura es de asegurar el amortiguamiento dinámico, debido a que a la presencia del quiebre se dispersa la energía sísmica calmando los elementos resistentes.

El factor negativo corresponde que, al momento de considerar esfuerzos no previstos se distorsiona la distribución hipotética de los esfuerzos. Otro punto que afecta la estructura es el número de tabiques debido a que pueden alterar el centro de rigidez de la estructura y, por lo consiguiente, generar efectos torsionales de mayor consideración.

2.2.11. Fallas frecuentes durante los sismos

En la Figura 1 se observa a la izquierda un muro de corte en la cual la armadura horizontal está bastante espaciada, como consecuencia de esto se ha presentado el

pandeo de las barras longitudinales. Esta es la Falla de Confinamiento (Aguilar, 2010).



Figura 1. Falla de armadura de confinamiento y piso blando

Fuente: Aguilar, 2010, p.1

Se denomina Piso Blando a aquellos que muestran una reducción significativa en la rigidez lateral respecto a los demás pisos de la estructura. Donde el piso en mención presenta alta flexibilidad por la escasa densidad de muros que impide controlar los desplazamientos laterales impuestos por los terremotos, en tanto que los pisos adyacentes son relativamente más rígidos por contener una mayor cantidad de muros.

A la izquierda de la Figura 2 se presenta la falla por deslizamiento en muros, que se da por el movimiento horizontal en las dos direcciones del muro, produciéndose la trituración del concreto y luego el acero longitudinal se cizalla o pandea por el peso propio del muro (Aguilar, 2010)

Los volados flexibilizan a la estructura y el problema es más grave cuando las vigas embebidas en las losas sufren de variación en sus peraltes, provocando de esa manera una falla por cambio de rigidez.



Figura 2. Falla de corte – cizalle en muros

Fuente: Aguilar, 2010, p.2

2.2.12. Masa y Peso

La masa, es una medida de la cantidad de materia. El peso W es una medida de la fuerza necesaria para impartir una aceleración dada a una masa; La atracción gravitacional de la tierra impone a un cuerpo en caída libre una aceleración g , cuyo valor varía aproximadamente del orden 0,5 por ciento sobre la superficie de la Tierra, pero que se le ha dado un valor fijo estándar de $9,806650 \text{ m/s}^2$. Por lo tanto, se requiere una fuerza de $9,806650 \text{ N}$ para sostener una masa de 1 kg ; esto se conoce como el peso del cuerpo (García, 1998).

2.2.13. Rigidez

Todo cuerpo elástico que sea sometido a fuerzas externas, ya sean estáticas o dinámicas, sufre una deformación. La rigidez se define como la relación entre estas fuerzas externas y las deformaciones que ellas inducen en el cuerpo (García, 1998).

En general esta relación no es totalmente lineal, pero cuando las deformaciones son pequeñas se puede idealizar como una línea recta.

2.2.14. Procedimiento convencional del análisis sísmico

La estructura debe ser diseñada para resistir un conjunto de fuerzas laterales y tener la habilidad de disipar eficientemente la energía introducida por el movimiento del terreno. En caso de sismos severos, es aceptable que buena parte de esta disipación se realice con deformaciones inelásticas que implican daño, siempre que no se alcancen condiciones cercanas al colapso.

El cumplimiento de los objetivos, en términos muy simplistas, implica que la estructura posea una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales y para proporcionarle características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de vibración; que posea resistencia a carga lateral suficiente para absorber las fuerzas de inercia introducidas por la vibración; y que tenga alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas, lo que se logra proporcionándole ductilidad (Bazán & Meli, 2004)

2.2.15. El dimensionamiento de las secciones

Los métodos de dimensionamiento de las secciones y elementos estructurales no difieren sustancialmente de los que se especifican para otros tipos de acciones.

2.2.16. Detallado de la estructura

Para que las estructuras tengan un comportamiento dúctil es necesario detallar sus elementos y conexiones para proporcionarles gran capacidad de deformación antes del colapso (Bazán & Meli, 2004).

2.2.17. Vibraciones en estructuras

Todos los cuerpos que poseen masa y elasticidad, son capaces de vibrar. Una vibración se produce cuando el sistema en cuestión es desplazado desde una posición de equilibrio estable, el sistema tiende a retornar a dicha posición, bajo la acción de fuerzas de restitución elástica o gravitacional, moviéndose de un lado a otro hasta alcanzar su posición de equilibrio. El intervalo de tiempo necesario para que el sistema efectúe un ciclo completo de movimiento se llama periodo de vibración, el número de ciclos por unidad de tiempo define la frecuencia y el desplazamiento máximo del sistema desde su posición de equilibrio se denomina amplitud de vibración.

Los sistemas oscilatorios pueden clasificarse como lineales o no lineales. Para los sistemas lineales rige el principio de superposición y las técnicas matemáticas para su tratamiento están bien desarrolladas (Ley de Hooke). Por el contrario, las técnicas para el análisis de sistemas no lineales son más complicadas y no muy conocidas.

Existen dos clases de vibraciones, las libres y las forzadas. Cualquier sistema elástico puede tener una vibración libre a consecuencia de un impulso inicial, donde el movimiento es mantenido únicamente por las fuerzas de restitución inherentes al mismo.

Cuando al sistema se le aplica fuerzas perturbadoras externas, el movimiento resultante es una vibración forzada. Cuando la excitación es oscilatoria, ya sea periódica o no, como la de un sismo, el sistema es obligado a vibrar a la frecuencia de excitación, si ésta coincide con una de las frecuencias naturales del sistema se produce resonancia, en este estado tienen lugar oscilaciones

peligrosamente grandes; así la falla por resonancia de estructuras como puentes o edificios es una dramática posibilidad que debe tenerse muy en cuenta.

2.2.18. Consideraciones generales para el análisis

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016, p. 5)

El objetivo principal del diseño sismorresistente es salvar vidas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y, adicionalmente, minimizar los daños materiales. La responsabilidad de los ingenieros para lograr dichos objetivos depende del diseño estructural, estudio de suelos, supervisión de los materiales utilizados y los procesos constructivos adecuados.

2.2.19. Modelos para Análisis

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigidez que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

Para propósito de esta Investigación las estructuras de concreto armado y albañilería podrán ser analizadas considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo.

Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas

concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes (NTP E.030, 2014, p. 20).

2.2.20. Estimación del Peso (P)

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- ✓ 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 depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- ✓ En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- ✓ En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

2.2.21. Procedimientos de Análisis

Deberá utilizarse uno de los procedimientos siguientes:

- ✓ Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes.
- ✓ Análisis dinámico modal espectral.
- ✓ El análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

2.2.22. Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes

2.2.22.1. Generalidades

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

2.2.22.2. Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante total en la base de la estructura se considera como una fracción del peso de la edificación. La E.30 2014 establece que el cortante basal (V) es igual

a:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \dots\dots\dots [Ecuación 1]$$

Donde:

V = Cortante basal (en ton)

Z,U,S,C,R = Coeficiente definidos (adimensional)

P = Peso del edificio (en ton)

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

$$\frac{C}{R} \geq 0,125 \dots\dots\dots [Ecuación 2]$$

2.2.22.3. Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i, correspondientes a la dirección considerada, además, el cortante basal obtenido en el punto anterior se distribuye en los diferentes niveles de edificación conforme lo señalado en la norma sismorresistente E. 030-2014.

Fuerzas inerciales

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel, correspondientes a la dirección considerada, se calculan mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \dots\dots\dots [Ecuación 3]$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(H_j)^k} \dots\dots\dots [Ecuación 4]$$

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

- Para T menor o igual a 0,5 segundos: k = 1,0.
- Para T mayor que 0,5 segundos: k = (0,75 + 0,5 T) ≤ 2,0.

2.2.22.4. *Período Fundamental de Vibración*

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará, con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{c_t} \dots\dots\dots [Ecuación 5]$$

Donde:

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

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

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

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostrados.

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

2.2.22.5. Excentricidad Accidental

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) como se indica a continuación:

- a) En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental (M_{ti}) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i \dots\dots\dots \text{ [Ecuación 6]}$$

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 de la acción de las fuerzas.

- b) Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales.

2.2.23. Análisis Dinámico Modal Espectral

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado (NTP E.030, 2014).

2.2.23.1. Modos de Vibración

Los periodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

2.2.23.2. Aceleración Espectral

Para el caso de las edificaciones tradicionales se utilizará el procedimiento de combinación espectral. El espectro de aceleraciones queda definido en cada dirección horizontal con la Norma E. 030-2014 y E.030 -2003.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \dots\dots\dots [Ecuación 7]$$

Donde:

- Sa= Aceleración espectral
- Z, U,S, C, R= Coeficientes definidos para la estructura en pasos previos a esta parte

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

2.2.23.3. Criterios de Combinación

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso (NTP E.030, 2014).

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (ri) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j} \dots\dots\dots \text{ [Ecuación 8]}$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas.

$$\lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i} \dots\dots\dots \text{ [Ecuación 9]}$$

Coefficientes de correlación están dados por

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{2/3}}{(1+\lambda)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \dots\dots\dots \text{ [Ecuación 10]}$$

$\beta = 0,05$, fracción del amortiguamiento crítico, que se puede asumir constante para todos los modos.

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión. La norma E. 030, numeral 18.2(c), establece el criterio de superposición modal, en función de la suma absolutos y la media cuadrática usando la siguiente expresión:

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \dots\dots\dots \text{ [Ecuación 11]}$$

2.2.23.4. Fuerza Cortante Mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 2.2.22.2. para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares (NTP E.030, 2014, p. 24).

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

2.2.23.5. Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable (NTP E.030, 2014).

2.2.24. Requisitos de rigidez, ductilidad y resistencia

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, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la norma E.030. Para concreto armado no debe exceder el valor de 0,007.

2.2.25. Análisis y Diseño del Concreto Armado

2.2.26. El diseño estructural

La estructura debe concebirse como un sistema o conjunto de partes y componentes que se combinan ordenadamente para cumplir una función dada. El proceso de un sistema, comienza con la formulación de los objetivos que se pretende alcanzar y de las restricciones que deben tenerse en cuenta. El proceso es cíclico; se parte de consideraciones generales, que se afinan en aproximaciones sucesivas, a medida que se acumula información sobre el problema.

Idealmente el objeto del diseño de un sistema es la optimización del mismo, es decir la obtención de todas las mejores soluciones posibles. El lograr una solución óptima no es fácil de alcanzar, sin embargo, es útil optimizar de acuerdo

con determinado criterio, tal como el peso o costo mínimo; teniendo en cuenta que no existen soluciones únicas si no razonables

2.2.27. Requisitos de resistencia y servicio

Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma. En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse:

$$\phi R_n \geq R_u$$

2.2.28. Diseño por resistencia

En sus inicios se le denominó Diseño por resistencia Última o Diseño a la Rotura, hoy en día se le conoce principalmente con el nombre de Diseño por Resistencia.

En el procedimiento de diseño por resistencia, el margen de seguridad se obtiene mediante una combinación de factores aplicados a las cargas de servicio y factores de reducción de resistencia ϕ aplicados a las resistencias nominales.

La resistencia de un elemento o sección transversal, calculada usando suposiciones y ecuaciones de resistencia normales, junto con valores nominales de las resistencias de los materiales y dimensiones, se denomina “resistencia nominal” y, se designa generalmente como R_n . La “resistencia de diseño” o resistencia utilizable de un elemento o sección transversal es la resistencia nominal reducida por el factor de reducción de resistencia aplicable ϕ . El propósito de este factor de reducción de resistencia es considerar la probabilidad de existencia de elementos

con una resistencia baja debida a variaciones en la resistencia de los materiales y las dimensiones; tener en cuenta inexactitudes en las ecuaciones de diseño; reflejar el grado de ductilidad; el modo de falla potencial del elemento; la confiabilidad requerida y reflejar la importancia de la falla y la existencia de trayectorias de carga alternativas para el elemento en la estructura.

Este Reglamento, o el reglamento general de construcción, prescribe “combinaciones de carga de diseño”, conocidas también como “combinaciones de carga mayorada”, que definen la forma en que se multiplican (mayoran) los diferentes tipos de carga por factores de carga individuales y luego se combinan para obtener una “carga mayorada” U. Los factores de cargas individuales y la manera como se combinan reflejan la variabilidad en la magnitud del efecto de la carga individual, la probabilidad de ocurrencia simultánea de diversos efectos de carga y las suposiciones y aproximaciones realizadas en el análisis estructural al determinar las resistencias de diseño requeridas.

El código ACI (American Concrete Institute) y la norma Peruana E.060 de Concreto Armado separan las recomendaciones de resistencia para la seguridad estructural en dos partes: factores de carga y factores de reducción de capacidad.

2.2.29. Los factores de carga

Los factores de carga tienen el propósito de dar seguridad adecuada contra un aumento en las cargas de servicio más allá de las especificaciones de diseño, para que sea improbable la falla.

Los factores de carga también ayudan a asegurar que las deformaciones bajo cargas de servicio no sean excesivas

La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV \dots\dots\dots [\text{Ecuación 12}]$$

CM = carga muerta (en kg)

CV = carga viva (en kg)

Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de viento (CVi), carga muerta (CM) y carga viva (CV), la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 125 \cdot (CM + CV \pm CVi) \dots\dots\dots [\text{Ecuación 13}]$$

$$U = 0.9 \cdot CM \pm 1.25 \cdot CVi \dots\dots\dots [\text{Ecuación 14}]$$

CM = carga muerta (en kg)

CV = carga viva (en kg)

CVi = carga de viento (en kg)

Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de sismo (CS), carga muerta (CM) y carga viva (CV), la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 125 \cdot (CM + CV) \pm CS \dots\dots\dots [\text{Ecuación 15}]$$

$$U = 0.9 \cdot CM \pm CS \dots\dots\dots [\text{Ecuación 16}]$$

CS = carga de sismo (en kg)

No será necesario considerar acciones de sismo y de viento simultáneamente.

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto del peso y empuje lateral de los suelos (CE), carga muerta (CM) y carga viva (CV), la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV + 1.7 \cdot CE \dots \dots \dots [\text{Ecuación 17}]$$

CE = empuje lateral (en kg)

En el caso en que la carga muerta o la carga viva reduzcan el efecto del empuje lateral, se usará:

$$U = 0.9 \cdot CM + 1.7 \cdot CS \dots \dots \dots \text{Ecuación 18}]$$

CS = carga de sismo (en kg)

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas debidas a peso y presión de líquidos (CL) con densidades bien definidas y alturas máximas controladas, además carga muerta (CM) y carga viva (CV), la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV + 1.7 \cdot CL \dots \dots \dots [\text{Ecuación 19}]$$

CL = carga de presión de líquidos (en kg)

2.2.30. Los factores de reducción de capacidad

Los factores de reducción de capacidad ϕ , toman en cuenta las inexactitudes de los cálculos y fluctuaciones en la resistencia del material, en la mano de obra y en las dimensiones. En las vigas se considera el más alto valor ϕ , debido a que están diseñadas para fallar por flexión de manera dúctil con fluencia del acero en tracción. En las columnas tiene el valor más bajo de ϕ , puesto que pueden fallar en modo frágil cuando la resistencia del concreto es el factor crítico; adicionalmente la falla de una columna puede significar el desplome de toda la estructura y es difícil realizar la reparación.

Las resistencias de diseño (ϕR_n) proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de esta Norma, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia especificados a continuación.

El factor de reducción de resistencia, ϕ , debe ser el especificado a continuación:

Por flexión:	$\phi = 0,9$
Por cortante y torsión:	$\phi = 0,85$
Por flexión compresión:	$\phi = 0,75$ (columnas con espirales)
	$\phi = 0,7$ (Columnas estribadas)

2.2.31. Requisitos generales de servicio

Para estimar los esfuerzos en el acero y el concreto producidos por las acciones exteriores en condiciones de servicio, pueden utilizarse las hipótesis usuales de la teoría elástica de vigas. Si el momento actuante en servicio es menor que el momento asociado con el agrietamiento por flexión de la sección, se considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero de refuerzo. Si el momento actuante es mayor que el momento de agrietamiento se utilizarán las propiedades de la sección agrietada transformada, despreciando el aporte del concreto en la zona de tracción.

La evaluación del comportamiento de la estructura bajo carga de servicio es una consideración muy importante cuando los miembros se proporcionan en base a la resistencia requerida.

2.2.32. Resistencia mínima del concreto estructural

Para el concreto estructural, $f'c$ no debe ser inferior a 17 MPa, salvo para concreto estructural simple. No se establece un valor máximo para $f'c$ salvo que se encuentre restringido por alguna disposición específica de esta Norma.

Resistencia mínima: la resistencia especificada del concreto simple para ser usados con fines estructurales medidas a los 28 días no debe ser menor de 14Mpa.

Concreto en elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo:

La resistencia especificada a la compresión del concreto, $f'c$, no debe ser menor que 21 MPa.

2.2.33. Resistencia máxima del concreto estructural

No se establece un valor máximo para $f'c$ salvo que se encuentre restringido por alguna disposición específica de esta Norma.

Concreto en elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo:

La resistencia especificada a la compresión del concreto, $f'c$, no debe ser mayor que 55 MPa.

La resistencia especificada a la compresión del concreto liviano, $f'c$, no debe ser mayor que 35 MPa a menos que se demuestre, por medio de evidencia experimental, que los elementos estructurales hechos con dicho concreto liviano proporcionan resistencia y tenacidad iguales o mayores que las de elementos comparables hechos por concreto de peso normal de la misma resistencia.

2.2.34. Resistencia de diseño para el refuerzo

Los valores de F_y y F_{yt} usados en los cálculos de diseño no deben exceder de 550 MPa, excepto para los aceros de preesforzado.

Donde:

F_y : resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

F_{yt} : resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

2.2.35. Cargas

Las estructuras deberán diseñarse para resistir todas las cargas que puedan obrar sobre ella durante su vida útil. Al estimar las acciones o sollicitaciones, es necesario prever las condiciones más desfavorables en que la estructura puede llegar a encontrarse, así también como el tiempo que estará expuesta a condiciones desfavorables.

En el Perú. Ottazzi, (2011) afirma “las cargas de servicio para el diseño de estructuras convencionales, las fija la Norma de Cargas E.020 y las cargas de sismo la Norma E.030 – Diseño Sismoresistente” (p. 103)

2.2.36. Método de análisis

“Todos los elementos estructurales deberán diseñarse para resistir los efectos máximos producidos por las cargas amplificadas, determinados por medio del análisis estructural, suponiendo una respuesta lineal elástica de la estructura” (NTP E.060, 2009, p. 60)

2.2.37. Redistribución de momentos en elementos continuos sometidos a flexión

“Excepto cuando se empleen métodos aproximados para el cálculo de los momentos flectores, se permite disminuir los momentos amplificados (M_u) - calculados asumiendo comportamiento lineal elástico de la estructura - en las secciones de máximo momento negativo o máximo momento positivo en cualquier vano de un elemento continuo sometido a flexión, para cualquier distribución de carga supuesta.” (NTP E.060, 2009, p. 61)

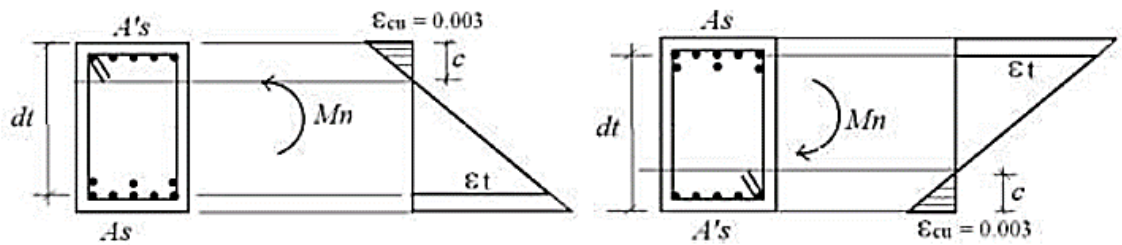


Figura 3. Redistribución de Momentos en Elementos Continuos Sometidos a Flexión
(Fuente: NTP E.060 Reglamento Nacional de Edificaciones)

Los momentos reducidos deberán usarse para la determinación de todas las otras fuerzas de sección a lo largo de todo el vano. El equilibrio estático debe mantenerse luego de la redistribución, para cada distribución de carga supuesta.

Diseño por flexión

Se diseña por resistencia a la flexión las secciones críticas o las potenciales rótulas plásticas de las vigas, teniendo en cuenta el acero mínimo y máximo.

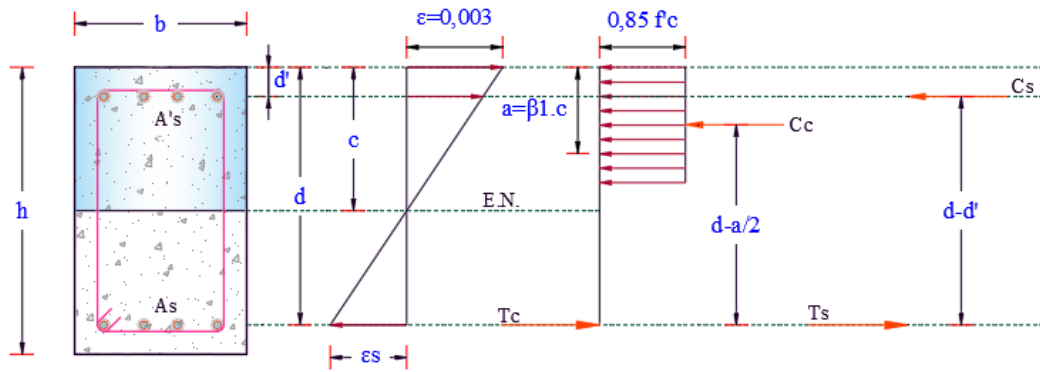


Figura 4. Diagrama de esfuerzos y deformaciones

Fuente: ACI318S-14, 2014

Seguidamente se describe el proceso de diseño para elementos sometidos a flexión

Paso 1. Unidades ton-cm

Paso2. Si ϵ_c máx. =0,003 ϵ_s min=0,005

Paso 3. El máximo valor que puede tomar el bloque de compresión

Paso 4. Con el momento ultimo de evaluamos la altura del bloque de compresión

Si $a \leq a$ máx. el diseño concluye en el paso 5

Paso 5. Encontramos el área de acero

2.2.38. Módulo de elasticidad y módulo de corte

Para concretos de peso unitario w_c comprendido entre 1450 y 2500 kg/m³, el módulo de elasticidad, E_c , para el concreto puede tomarse como:

$$E_c = (w_c)^{1.5} \cdot 0,043 \sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa}) \dots \dots \dots [\text{Ecuación 20}]$$

Para concretos de peso unitario normal ($w_c \approx 2300$ kg/m³), E_c , puede tomarse como:

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa}) \dots \dots \dots [\text{Ecuación 21}]$$

Pueden usarse otros valores de E_c que estén suficientemente respaldados por resultados de laboratorio.

Por Resistencia de Materiales se sabe que:

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\mu)} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 22}]$$

“Considerando un valor del módulo de poisson igual 1/6 se tiene”
(Harmsen, 2005, p. 33)

$$G_c = 0,43 \cdot E_c \dots\dots\dots [\text{Ecuación 23}]$$

2.2.39. Propiedades mecánicas del concreto

En la figura 5 se muestran curvas esfuerzo-deformación para concretos normales de diversas resistencias a la compresión. Las gráficas tienen una rama ascendente casi lineal cuya pendiente varía de acuerdo a la resistencia y se extiende hasta aproximadamente 113 a 112 de f_c . Posteriormente adoptan la forma de una parábola invertida cuyo vértice corresponde al esfuerzo máximo en compresión.
(Harmsen, 2005, p. 31)

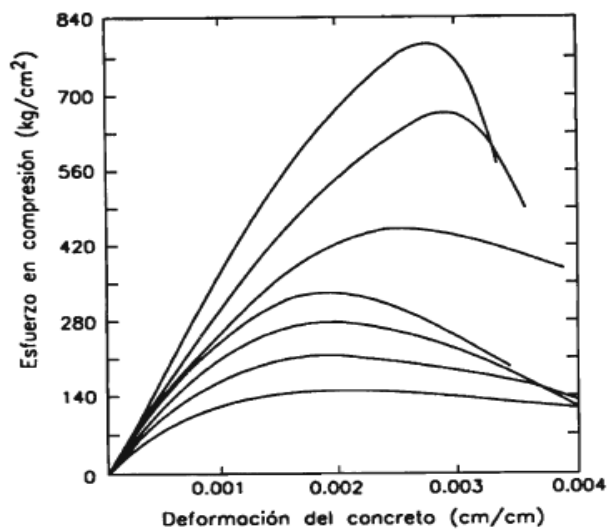


Figura 5. Curva esfuerzo – deformación del concreto en compresión.

Fuente: Teodoro E. Harmsen, 2005, p. 31

La deformación correspondiente a este punto es mayor para los concretos más resistentes. Sin embargo, para los de menor resistencia es casi constante e igual 0.002. La rama descendente de las gráficas tiene una longitud y pendiente que varía de acuerdo al tipo de concreto. Para concretos de resistencias bajas tiende a tener menor pendiente y mayor longitud que para concretos de resistencias mayores. De ello se deduce que los concretos menos resistentes son los más dúctiles. Hognestad y Todeschini han propuesto idealizaciones de la curva esfuerzo-deformación del concreto, las cuales se muestran en la figura 6. (Harmsen, 2005, p. 31)

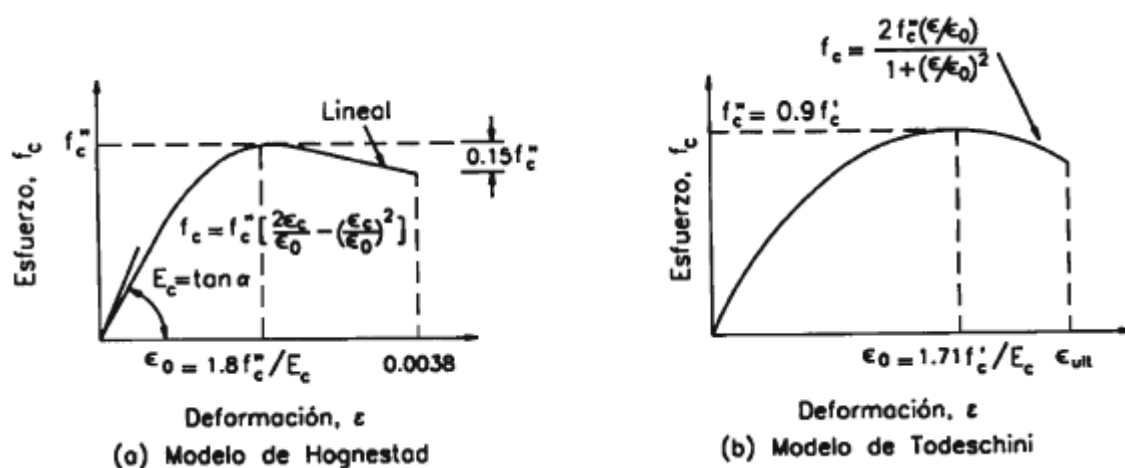


Figura 6. Idealización de la curva esfuerzo – deformación de concreto

Fuente: Teodoro E. Harmsen, 2005, p. 31

La curva esfuerzo-deformación del concreto varía de acuerdo a la velocidad de aplicación de la carga como se muestra en la figura 6 lado derecho. Si ésta se incrementa a un ritmo mayor, la resistencia máxima obtenida es mayor que si la carga se incrementa a razón menor. Este efecto debe tenerse presente cuando se analice los resultados de las pruebas estándar elaboradas en el laboratorio. (Harmsen, 2005, p. 32)

2.2.40. Rigidez

“Se permite adoptar cualquier conjunto de suposiciones razonables para calcular las rigideces relativas a flexión y torsión de columnas, muros y sistemas de entrepisos y cubierta. Las suposiciones que se hagan deberán ser consistentes en todo el análisis” (NTP E.060, 2009).

“Las rigideces relativas de los miembros que forman parte del sistema estructural se deben basar en suposiciones razonables y congruentes”

(ACI318SUS-14, 2015, p. 74) El efecto de las cartelas deberá ser considerado en el análisis y diseño de los elementos de sección variable.

2.2.41. Definición de términos

Análisis sísmico

El análisis estructural es la determinación de los efectos de las cargas sobre las estructuras físicas y sus componentes. Para nuestro caso de estudio es el esfuerzo en las columnas, vigas y muros estructurales.

Diseño Estructural

Un procedimiento de ingeniería normalizado destinado a planificar estructuras o sistemas nuevos o modernizados sujetos a la exposición de terremotos. El diseño sísmico de edificios posee 3 cualidades que permite soportar estas cargas:

Ductilidad

Impide la disipación del sismo por las estructuras. Resistencia: fortalece las estructuras, haciéndolas más resistentes ante estos embates.

Disipación

Introducir elementos en la estructura, y los cuales puedan disipar la energía sísmica.

Diseño en concreto armado.

Es el tema básico para todos los ingenieros civiles tanto para aquellos que luego deviene en proyectistas estructurales, como también para los residentes o supervisores que deben aplicarlo en la obra.

El concreto armado es el material de construcción predominante en casi todos los países del mundo. Esta excepción universal se debe, a la disponibilidad de los elementos con los cuales se fabrica el concreto armado: piedra, arena, cemento, agua y acero de refuerzo.

Deriva.

Medición adimensional de la relación de docencia de desplazamiento amplificado entre cada altura de entrepiso.

CAPÍTULO III

MÉTODO

3.1. Tipo de la investigación

Se consideró los siguientes métodos.

Descriptivo comparativo. - consiste en recolectar en dos o más muestras con el propósito de observar el comportamiento de una variable.

Descriptivo simple. - Consiste en evaluar ciertas características de una situación particular de una sola muestra.

3.2. Diseño de la investigación

La presente investigación es de carácter no experimental que se realiza sin manipular deliberadamente variables. Se basa fundamentalmente en la observación de fenómenos tal y como se dan en su contexto natural para analizarlos con posterioridad.

.

3.3. Población y muestra

Población

El universo o población del proyecto de investigación son todas las estructuras denominadas “comunes” ubicadas en la categoría “C” de acuerdo a la norma sismoresistente E.030 en el C.P. San Antonio.

Muestra

La muestra a analizar es del tipo no probabilística y se realizó de manera intencional, ubicado en la Asociación Villa Hermosa Mz-L2 Lote-1 (ver figura 7 y 8), que son los siguientes:

Muestra N° 1: Sistema Estructural Pórtico.

Muestra N° 2: Sistema Estructural Dual.

Muestra N° 3: Sistema Estructural Muros Estructurales.



Figura 7. Plano catastral de la ubicación de la muestra el C.P. San Antonio

Fuente: Municipalidad del C.P. San Antonio



Figura 8. Fotografía de la ubicación donde se realizará la muestra.

Fuente: Elaboración propia

3.4. Descripción de instrumentos para recolección de datos

3.4.1. Técnica e instrumento

Técnica

para la presente investigación se empleará la técnica de investigación documental.

- Registro de Información.

Instrumento

- Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030 Diseño Sismoresistente
- Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.060 Concreto Armado
- Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.020 Cargas

- Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)

Procesamiento de datos

Programas computacionales

ETABS V.2016 es un software innovador y revolucionario para análisis estructural y dimensionamiento de edificios. Resultado de 40 años de investigación y desarrollo continuo, esta última versión de ETABS ofrece herramientas inigualables de modelado y visualización de objetos 3D, alta capacidad de poder analítico lineal y no lineal, opciones de dimensionamiento sofisticadas y que abarcan una amplia gama de materiales, esclarecedores gráficos, informes y diseños esquemáticos que facilitan la comprensión del análisis y de los respectivos resultados.

SAFE es un software innovador y revolucionario para análisis y dimensionamiento de losas y cimentaciones de hormigón armado. Desde el modelado de objetos a la creación de diseños y detalles, SAFE integra todos los aspectos del proceso de dimensionamiento. Su combinación de potencia, capacidad y uso intuitivo, proporcionan beneficios incomparables al ingeniero proyectista.

Excel. Microsoft Excel cuenta con opciones importantes a la hora de evaluar resultados y estructurar aplicaciones, así como permite realizar cálculos simples y complejos con sus funciones de categorías predeterminadas y personalizadas.

PTC Mathcad Prime 06, cuenta con toda la facilidad de uso del cuaderno de ingeniería y la familiaridad con la notación matemática de actualización instantánea y la inteligencia de unidades. Lo más importante, las prestaciones de cálculo producen muchos más resultados precisos de los que puede proporcionar una hoja de cálculo. Al emplear la rica gama de funciones matemáticas de PTC Mathcad, puede documentar sus cálculos de ingeniería más importantes con la misma facilidad con la que los graba.

Análisis e interpretación de datos

Estadística descriptiva para cada variable

- Las medidas de tendencia central: la mediana, la media, máximo mínimo.
- Las medidas de variabilidad: el rango, la desviación estándar y la varianza.

Presentación de datos

- a) cuadros estadísticos descriptivos.
- b) Gráficos lineales o polígonos de frecuencia.
- c) Gráficos de superficie con barras rectangulares.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Presentación de resultados

4.1.1. Consideraciones iniciales de la edificación

Para la siguiente investigación se ha establecido un edificio de 05 pisos que será destinada para uso de oficinas, según la ubicación donde se realizara la edificación tiene un área regular de 17 x 17m.

Se trata de una edificación cuyo material predominante es el concreto, con resistencia a la compresión a los 28 días es de 210kg/cm^2 . El primer piso tendrá una altura de 3,5m y los demás niveles de 3m, en ambos casos de piso a piso.

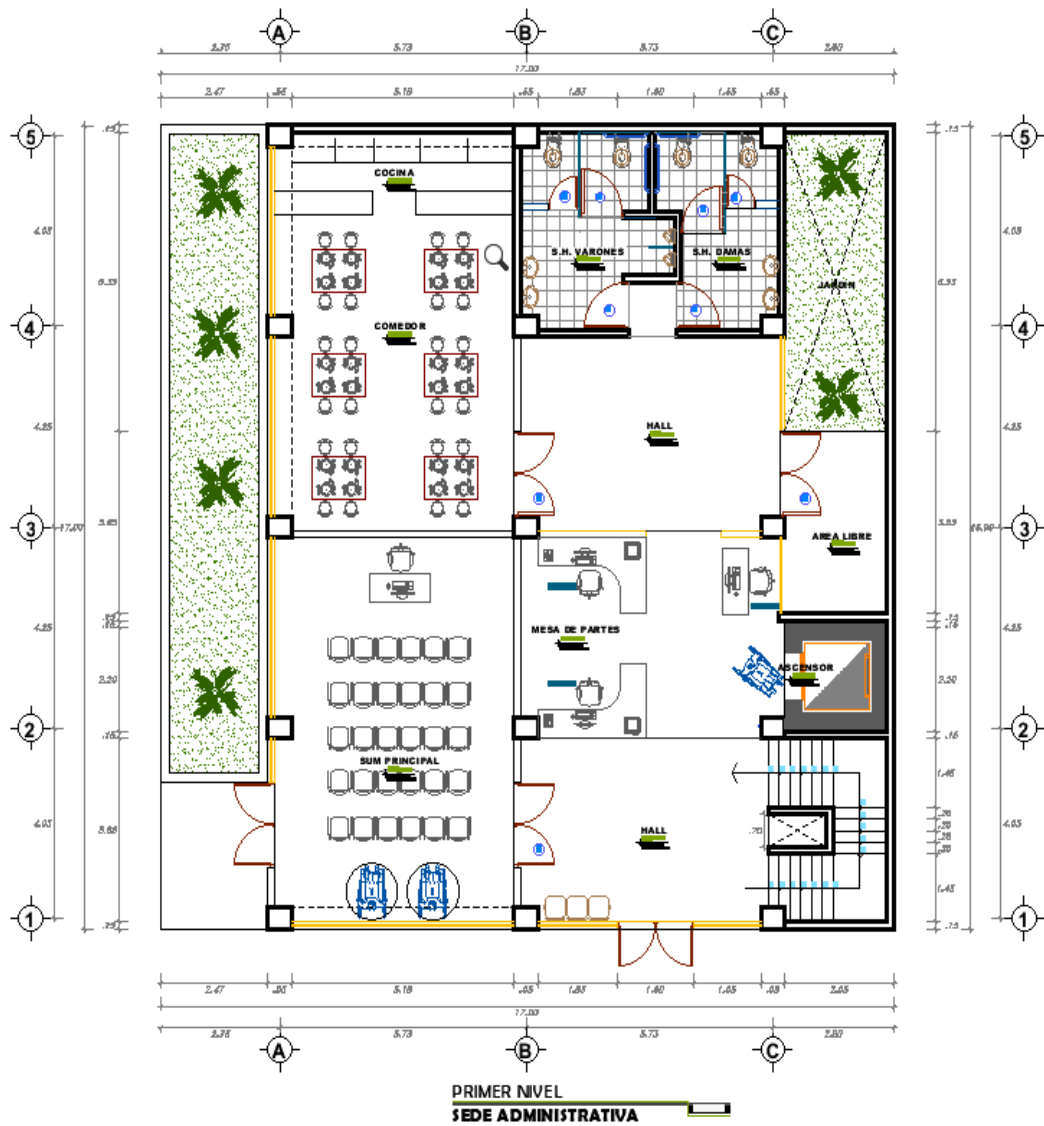


Figura 9. Vista de la edificación para uso de oficinas en planta

Fuente: Elaboración propia.

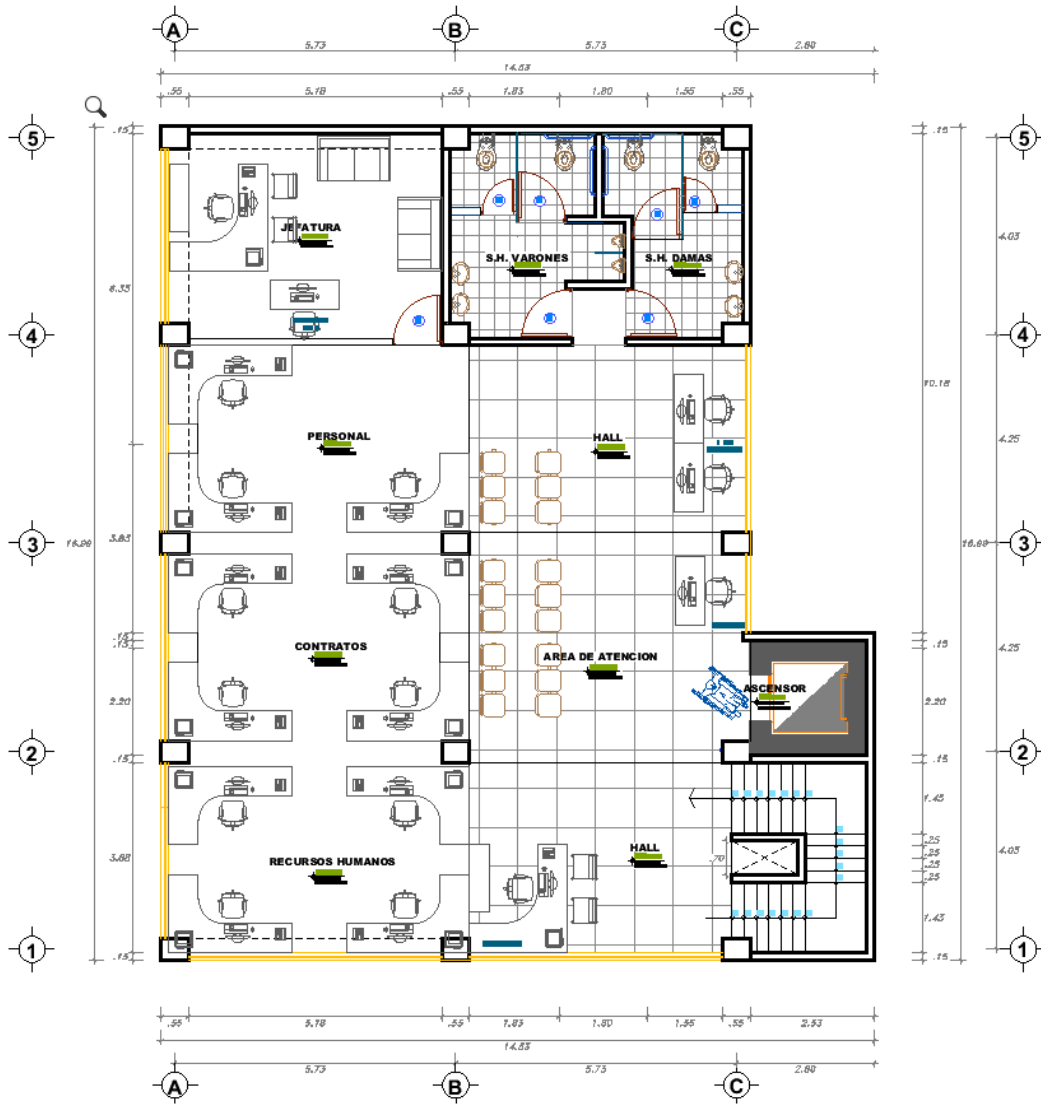


Figura 10. Vista en planta de la edificación para uso de oficinas del segundo al quinto nivel similares

Fuente: Elaboración propia.

Sistema estructural de concreto armado

Para este primer caso se realizará con un sistema estructural de pórticos que está basado de columnas, vigas y losas que constituyen el sistema principal resistente a fuerza lateral.

4.1.2. Estructuración

Como se aprecia en la figura 11, el edificio según los requerimientos arquitectónicos, contempla escaleras y ascensor, el cual para el presente estará separado del bloque destinado a oficinas.

Así mismo primeramente se realizó un pre dimensionamiento empezando por techos, vigas, columnas y finalmente los muros de corte, este último es el regulador de aporte de rigidez que debe de tener el edificio normado por el código sísmico de nuestro país.

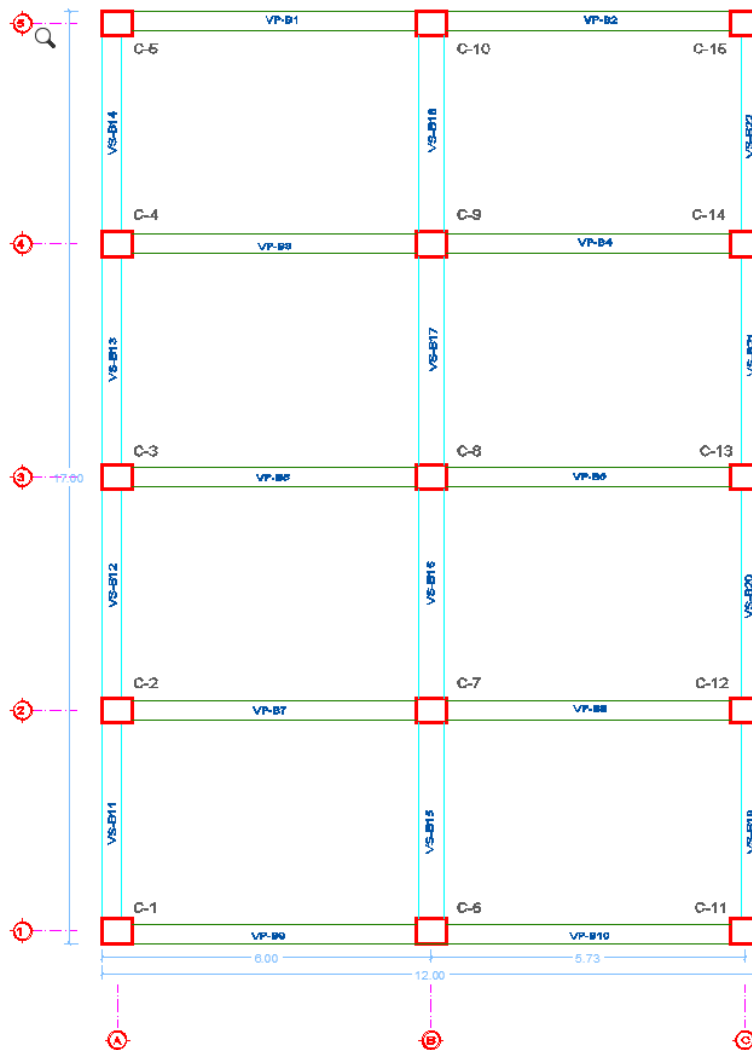


Figura 11. Idealización edificación para uso de oficinas en planta para realizar el análisis

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3. Predimensionamiento de elementos estructurales

Losas aligeradas:

El peralte de las losas aligeradas podrá ser dimensionado considerando el siguiente criterio:

$$H = \frac{Ln}{25} \dots\dots\dots [Ecuación 24]$$

Siendo:

Ln: longitud del lado mayor

Tabla 2

Predimensionamiento de la losa aligerada

Luz	Espesor de losa	Ladrillo
4 m	17 cm	12 cm
5 m	20 cm	17 cm
6 m	25 cm	20 cm
7 m	30 cm	25 cm

Fuente: Elaboración propia.

Se tiene una longitud mayor de 6m y según la tabla 2 se considera un espesor de 25cm de losa aligerada en la dirección Y. Para el último techo (azotea) se va a considerar un espesor de 20cm

Vigas

Vigas principales

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre. Debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa del techo o piso

El ancho es variable de 1/2 a 2/3 veces su altura, teniendo en cuenta un ancho mínimo de 25cm, con la finalidad de evitar el congestionamiento del acero y presencia de cangrejas

Tabla 3

Predimensionamiento de vigas principales y secundarias

vigas	h	b
Viga principal	60 cm	40 cm
Viga secundaria	50 cm	30 cm

Fuente: Elaboración propia.

Columnas

Las columnas al ser sometidas a cargas axiales y momento flector, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente en dimensionamiento.

Tabla 4

Predimensionamiento de columnas centrales, perimetrales y esquinadas

columnas	b	h	Área Col.
Columnas centrales	45 cm	50 cm	2250 cm
Columnas perimetrales	35 cm	50 cm	1750 cm
Columnas esquinadas	30 cm	50 cm	1500 cm

Fuente: Elaboración propia.

Predimensionamiento de placas

Es difícil poder fijar un dimensionamiento para las placas puesto que, como su principal función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más importantes sean,

tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando más a los pórticos.

Las placas pueden hacerse mínimo de 10cm de espesor (muros de ductilidad limitada), pero generalmente se consideran de 20, 25 o 30cm conforme aumentemos el número de pisos o disminuyamos su densidad

Tabla 5

Predimensionamiento de muros de concreto armado

Muro	Longitud	espesor
placa	1,2 m	0,25 m

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4. Análisis sísmico de la edificación – pórtico

Análisis del edificio con el programa Etabs – V.2016

Características y propiedades del concreto

Tabla 6

Características y propiedades del concreto con el que se realizara el diseño

Características y propiedades del Material	Valor
f _c : Resistencia a la compresión	210 Kgf/cm ²
Y _c : peso volumétrico	2400 Kgf/cm ³
F _y : Fluencia del acero	4200 Kgf/cm ²
Es: Modulo de elasticidad	21881919,79Kgf/cm ²
G _c : Modulo de corte	91174.91Kgf/cm ²
v: Modulo de poisson	0,2

Fuente: Elaboración propia.

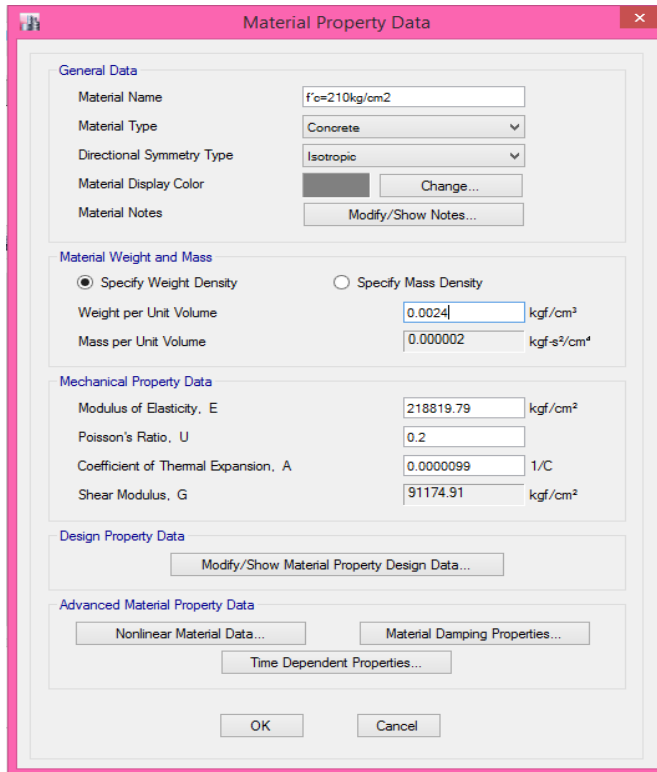


Figura 12. Definición de las propiedades del material

Fuente: Elaboración propia.

Creación de Secciones

Columnas Centrales

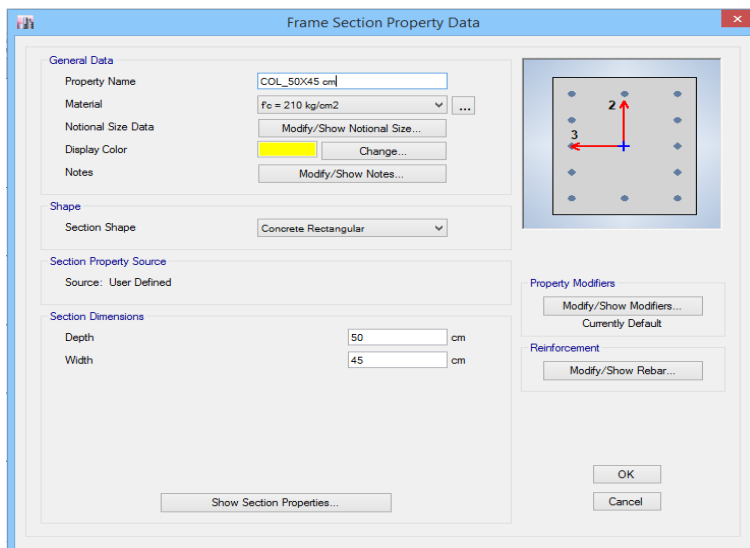


Figura 13. Definición de los elementos línea – datos de la sección.

Fuente: Elaboración propia.

Columnas Perimetrales

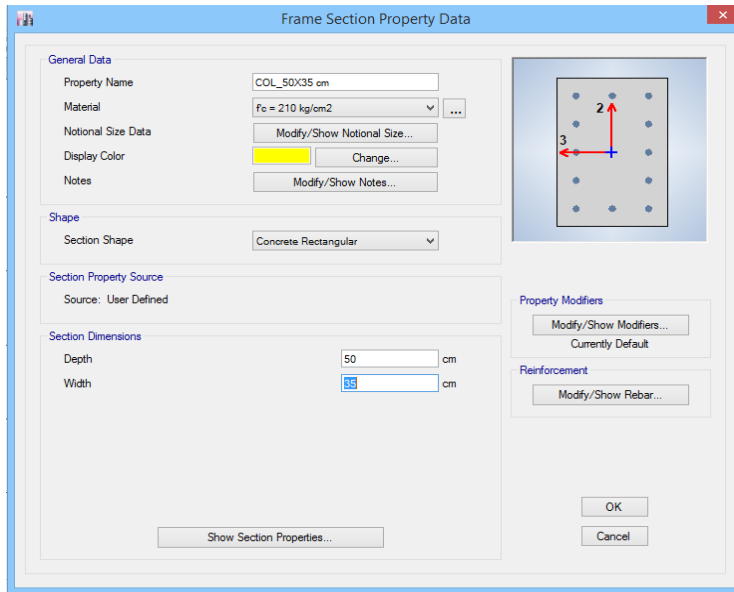


Figura 14. Definición de los elementos línea – datos de la sección

Fuente: Elaboración propia.

Columnas Esquinadas

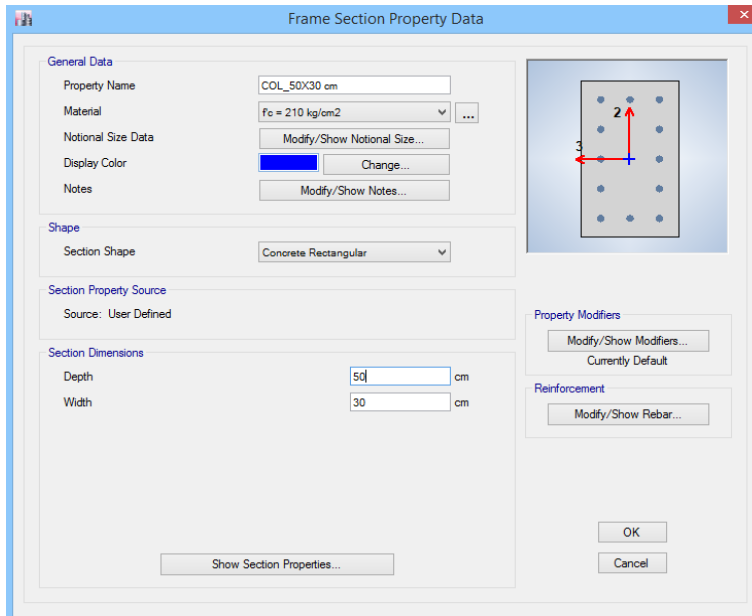


Figura 15. Definición de los elementos línea – datos de la sección

Fuente: Elaboración propia.

Vigas principales y secundarias

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a main beam. The 'General Data' section includes the property name 'Vigas_P_60x40', material 'Fc=210kg/cm2', and a 'Concrete Rectangular' section shape. The 'Section Dimensions' section shows a depth of 60 cm and a width of 40 cm. A diagram on the right shows a rectangular cross-section with dimensions 2 and 3. The 'Property Modifiers' and 'Reinforcement' sections are currently empty.

Figura 16. Datos de la viga principal, 60cm X 40cm

Fuente: Elaboración propia.

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a secondary beam. The 'General Data' section includes the property name 'Viga_S_50x30', material 'Fc=210kg/cm2', and a 'Concrete Rectangular' section shape. The 'Section Dimensions' section shows a depth of 50 cm and a width of 30 cm. A diagram on the right shows a rectangular cross-section with dimensions 2 and 3. The 'Property Modifiers' and 'Reinforcement' sections are currently empty.

Figura 17. Datos de la viga Secundaria, 50cm X 30cm

Fuente: Elaboración propia.

Visualización de las Vigas y columnas en 3D

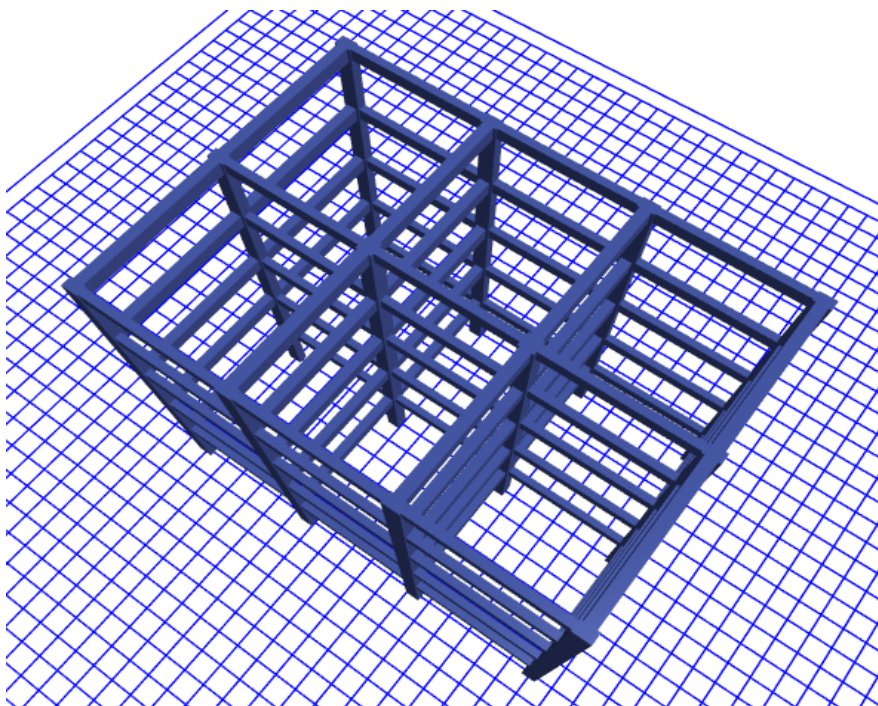


Figura 18. Vista en 3D del modelo de las columnas y vigas

Fuente: Elaboración propia.

Creación de la losa Aligerada de 25 cm de espesor

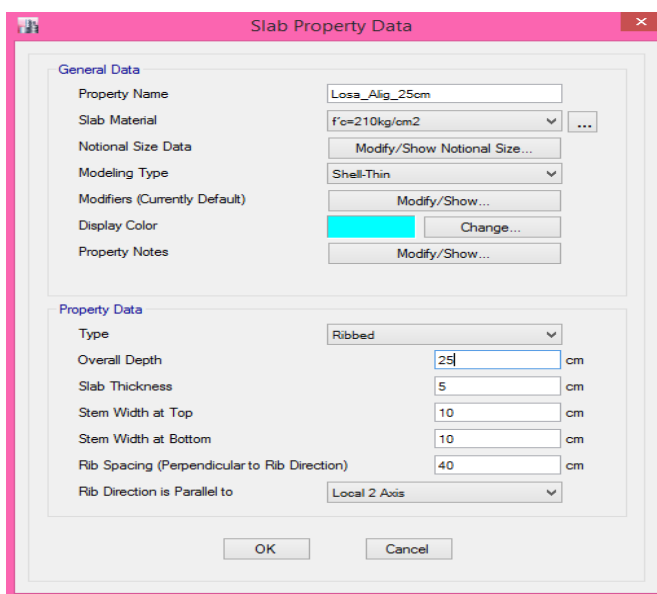


Figura 17. Propiedades de elemento área – Datos de la sección – losa Aligerada

Fuente: Elaboración propia.

Creación de la losa Aligerada de 20 cm de espesor para el último piso

Slab Property Data

General Data

Property Name: Losa_Alig_20cm

Slab Material: f'c=210kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Yellow] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Ribbed

Overall Depth: 20 cm

Slab Thickness: 5 cm

Stem Width at Top: 10 cm

Stem Width at Bottom: 10 cm

Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction): 40 cm

Rib Direction is Parallel to: Local 2 Axis

OK Cancel

Figura 19. Propiedades de elemento área – Datos de la sección – losa Aligerada

Fuente: Elaboración propia.

Creación de muros de concreto armado (placas) con espesor de 0.25m

Wall Property Data

General Data

Property Name: Muro_25cm

Property Type: Specified

Wall Material: f'c=210kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Grey] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Thickness: 25 cm

Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

OK Cancel

Figura 20. Propiedades de elemento área – Datos de la sección – Muros

Fuente: Elaboración propia.

Definición y asignación de cargas

Para el diseño se debe de considerar principalmente cuatro tipos de cargas:

Peso Propio: proporcionado por el peso de elementos estructurales que forman parte del edificio, tales como las vigas, columnas, muros, losas aligeradas. Para la creación en el programa su nombre será “Peso propio” y será del tipo “Dead”

Carga muerta: proporcionado por el peso de elementos y materiales que forman parte del edificio, tales como luminarias, acabados de cielo raso, piso terminado, tabiquerías internas como muros de subdivisión, vidrios, etc. Para la creación en el programa su nombre será “CM” y será del tipo “Super Dead”

Carga Viva: Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación. Para la creación en el programa su nombre será “Live” y será del tipo “Reducible Live”.

Carga Viva de Techo: Generalmente considera el peso de las personas que intervienen en la colocación de los acabados, luminarias, coberturas e instrumentos. Su nombre será “Live Up” y será del tipo “Roof Live”

Carga sísmica estática X y Y: representa la fuerza inercial horizontal producida por el peso total del edificio siguiendo los parámetros establecidos en la Norma E-030 de Diseño Sismorresistente. Para la creación en el programa su nombre será “Sismo_Est_X-X” y “Sismo_Est_Y-Y” será del tipo “Seismic”.

Definiremos los patrones de carga de acuerdo al tipo de asignación que se hizo anteriormente.

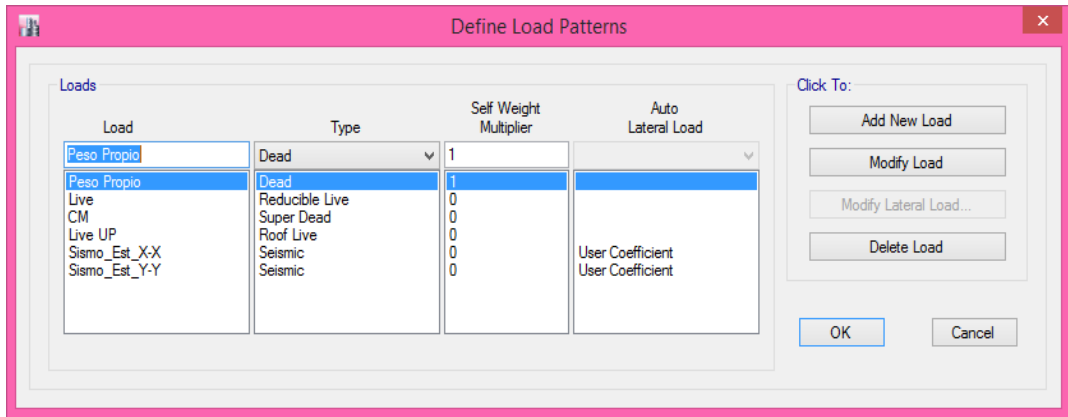


Figura 21. Definición de patrones de carga

Fuente: Elaboración propia.

En el caso del patrón de carga Sísmica, X y Y, se calculará el coeficiente basal más adelante.

Una vez creado los patrones de carga de nuestro proyecto, procedemos a asignar las cargas de acuerdo del tipo que se tiene.

Tabla 7

Tipos y valores de carga que se asignaran

Tipo de Carga	Nombre	Patrón	Valor
Muerta	CM	Super Dead	360 kgf/m
Viva Entrepiso	Live	Reducible Live	250 kgf/m
Viva Techo	Live Up	Roof Live	100 kgf/m

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo del peso sísmico efectivo

El peso sísmico efectivo del edificio, P, se determinará como:

$$P = (\text{Peso Propio} + \text{CM}) + 0.25\text{Live} + 0.25\text{LiveUp} \dots \dots \dots \text{ [Ecuación 25]}$$

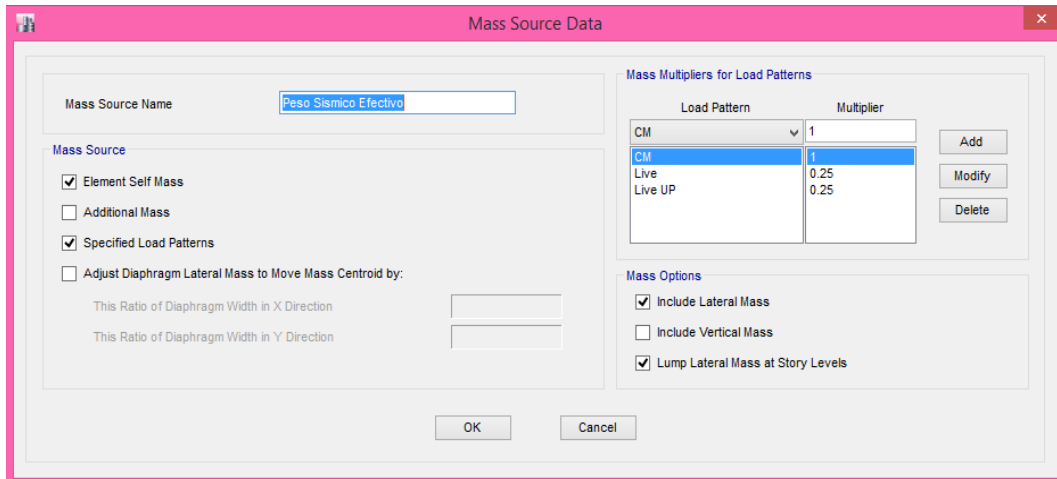


Figura 22. Definición del peso sísmico efectivo

Fuente: Elaboración propia.

Incorporación del espectro de Diseño

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por la ecuación (7)

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

Factor de zona: Donde Z es el factor de zona, en esta investigación el edificio será construido en Moquegua

Factor del suelo: Donde S es el factor del suelo, que tiene que ver con el EMS, de acuerdo a las condiciones locales establecidas. Se trabajará con un suelo tipo S_3 que corresponde a suelos blandos.

Factor de Uso: El factor de uso, depende de la categoría de la edificación, en este caso del tipo C, de acuerdo con la norma E.030.

Factor de amplificación sísmica (C): Depende del periodo del edificio y del suelo, este factor es el que le da forma al espectro de diseño. Como mi periodo es menor que mi “ T_p ” el valor a tomar será de $C=2,5$.

Tabla 8

Parámetros sísmicos de la edificación para la incorporación del espectro de diseño

Parámetros Sísmicos	Factor
Z: Factor de Zona	0,45
U: Factor de Uso	1
C: Factor de amplificación sísmica	2,5
S: Factor de Suelo	1,1
R: Sistema Estructural	8

Fuente: Elaboración propia.

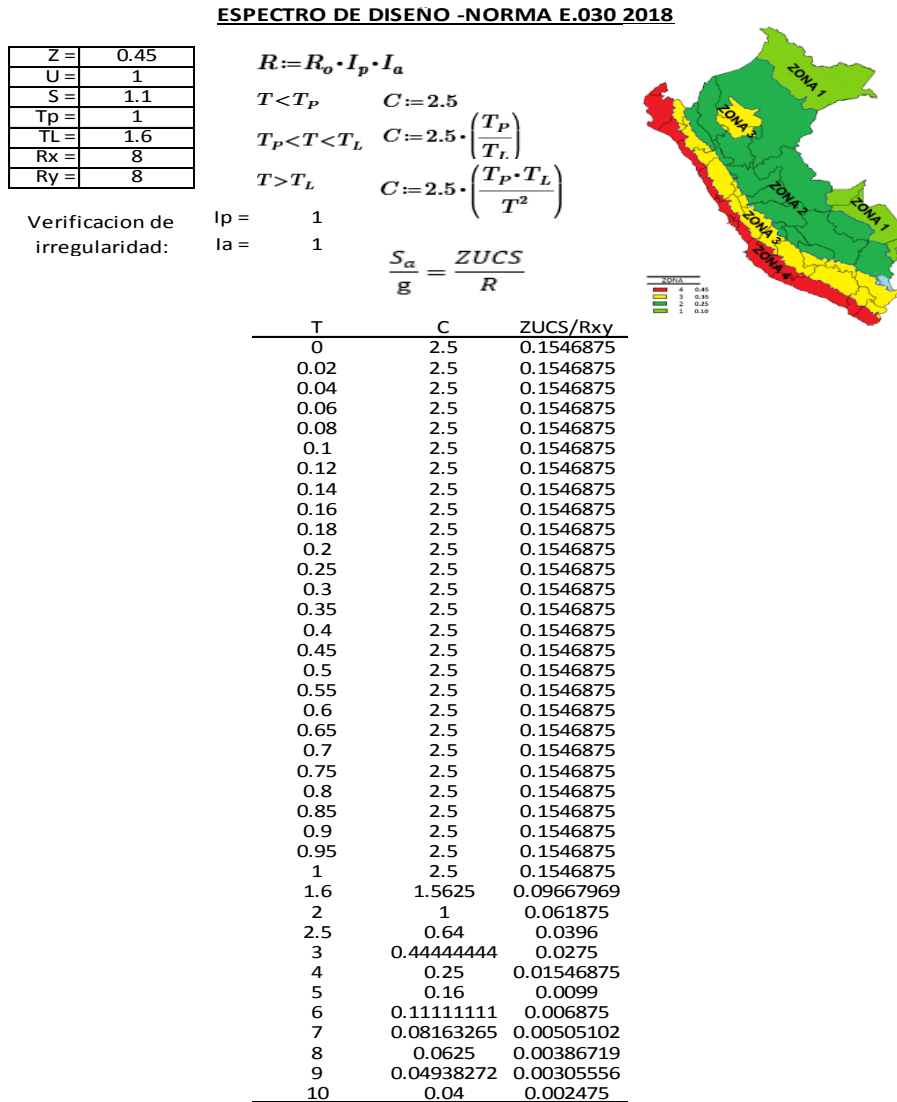


Figura 23. Datos de Espectro – dirección X y Y – E030 -2019

Fuente: Elaboración propia.

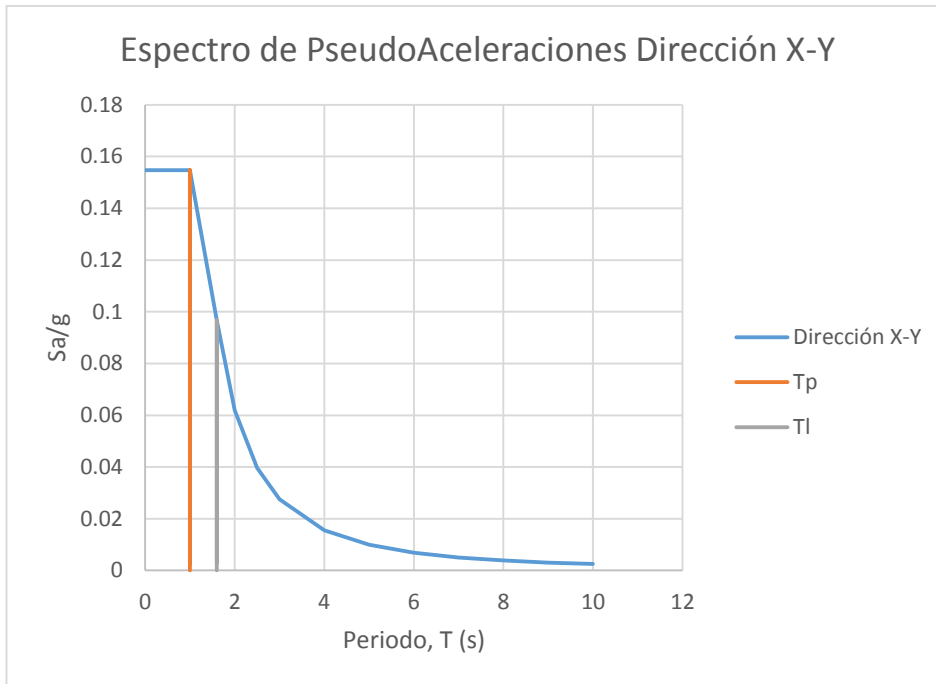


Figura 24. Espectro de pseudoaceleraciones – dirección X-X E030

Fuente: Elaboración propia.

Creación del espectro de respuesta en el programa Etabs

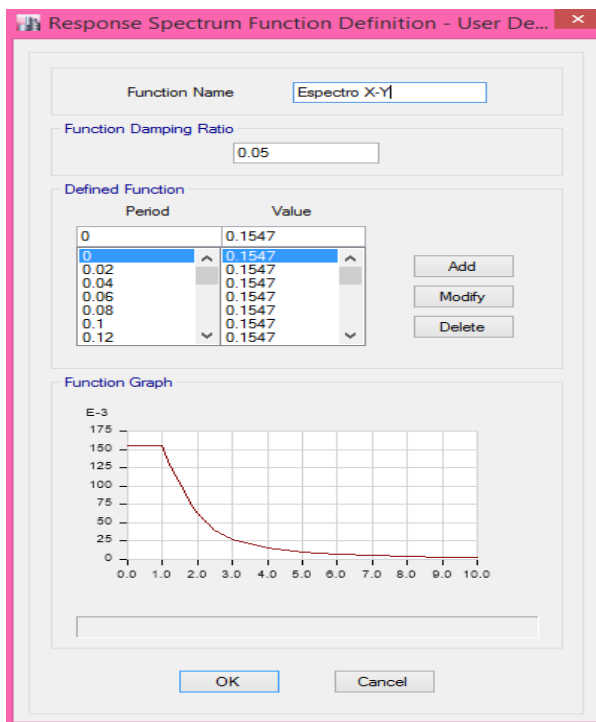


Figura 25. Visualización del espectro de diseño importado– dirección X-Y E030

Fuente: Elaboración propia.

Casos de carga

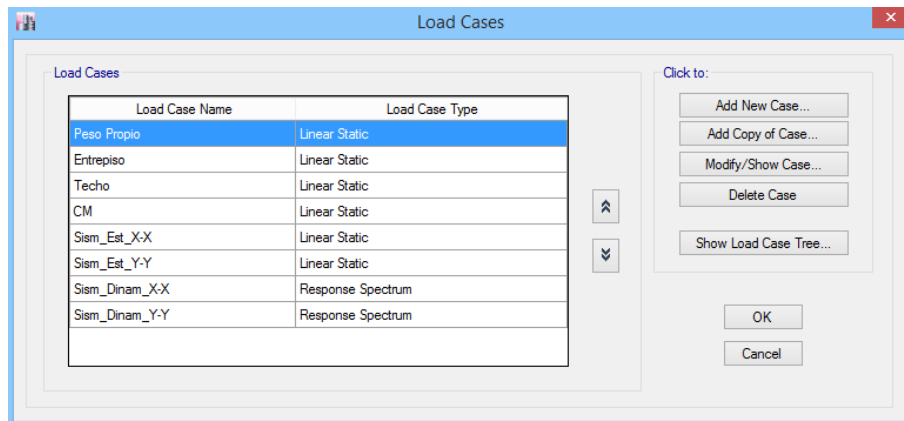


Figura 26. Visualización de casos de carga, por gravedad, sismo Estático y sismo Dinámico

Fuente: Elaboración propia.

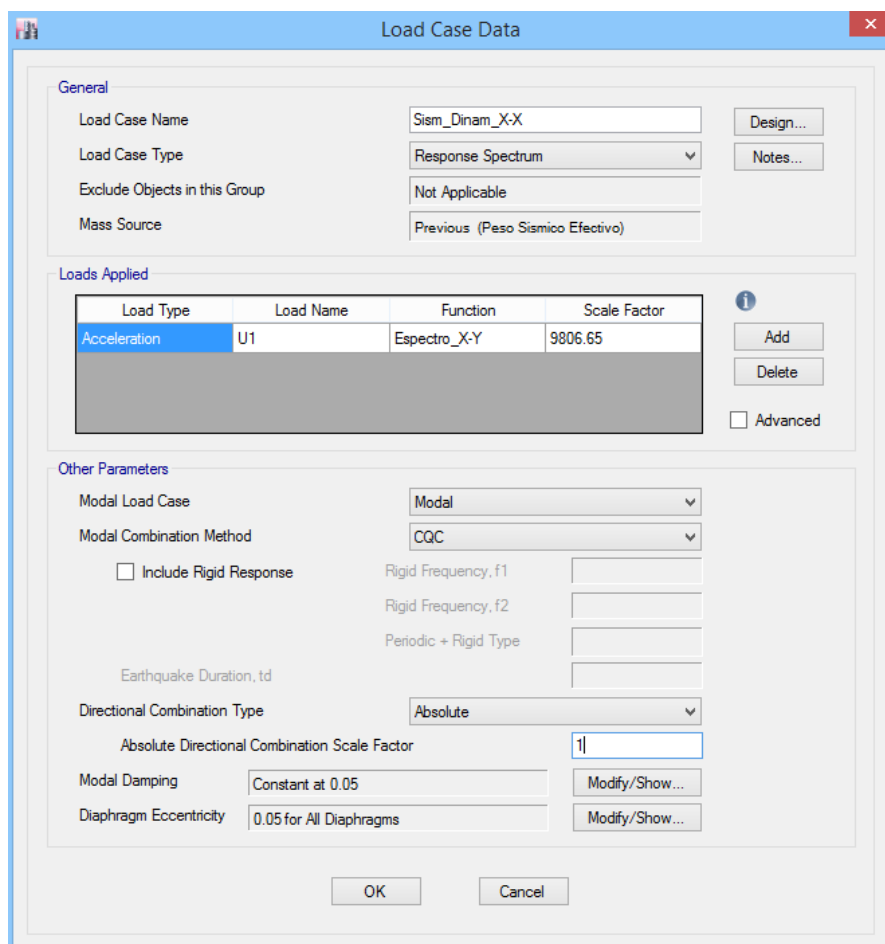


Figura 27. Visualización de incorporación de cargas dinámicas dirección X-X E030

Fuente: Elaboración propia.

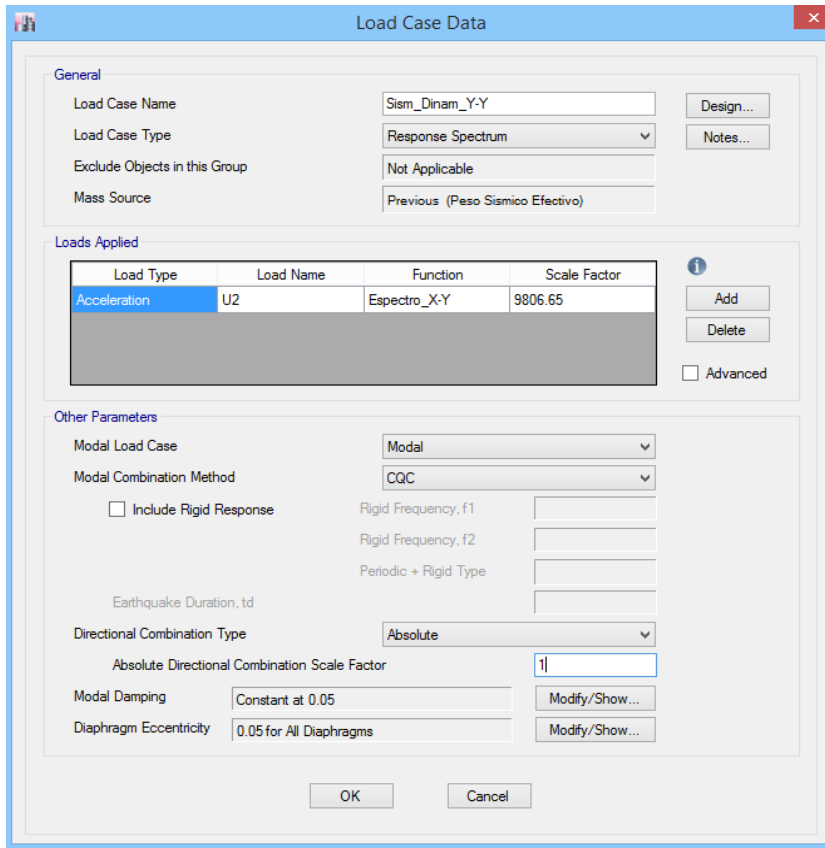


Figura 28. Visualización de incorporación de cargas dinámicas dirección Y-Y E030

Fuente: Elaboración propia.

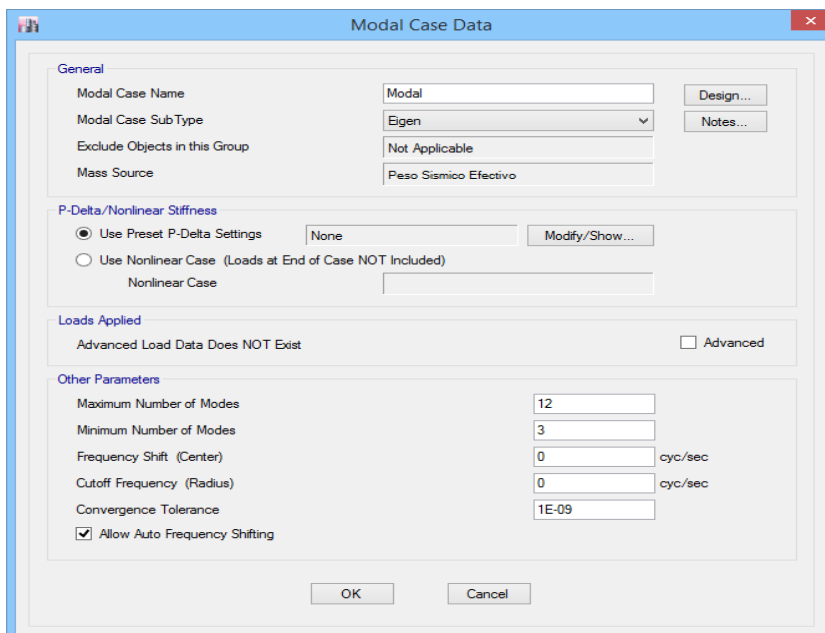


Figura 29. Visualización de la incorporación modal

Fuente: Elaboración propia.

Coefficiente basal para dirección X y Y

$$\frac{ZUCS}{R} = (0,45) \cdot (1) \cdot (0,3125) \cdot (1,1) \dots \dots \dots [\text{Ecuación 26}]$$

$$\frac{ZUCS}{R_{xy}} = 0,1547$$

Coefficiente basal para el análisis estático

Del reglamento nacional de edificaciones tenemos, ecuación (1)

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Para el cálculo del factor de amplificación sísmica C usaremos las siguientes

ecuaciones:

$$T < T_P \rightarrow C = 2,5 \dots \dots \dots [\text{Ecuación 27}]$$

$$T_P < T < T_L \rightarrow C = \left(\frac{T_P}{T_L}\right) \dots \dots \dots [\text{Ecuación 28}]$$

$$T > T_L \rightarrow C = 2,5 \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right) [\text{Ecuación 29}]$$

Además

$$\frac{C}{R} \geq 0,125$$

Siendo el periodo fundamental en X de 0.495seg. y en Y de 0.519seg.

Calcularemos el factor de amplificación sísmica en cada dirección.

$$T_X < T_P \Rightarrow 0,535 < 1$$

$$C_X = 2,5$$

$$T_Y < T_P \Rightarrow 0,526 < 1$$

$$C_Y = 2,5$$

Entonces, nuestros coeficientes basales para cada dirección serán:

$$\frac{ZUC_X S}{R_X} = \frac{0,45 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 1,1}{8} = 0,1546875$$

$$\frac{ZUC_Y S}{R_Y} = \frac{0,45 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 1,1}{8} = 0,1546875$$

Cálculo del valor del factor exponencial de distribución k

a) Para T menores o igual a 0,5 segundos: $k=1,0$

b) Para T mayor que 0,5 segundos: $k= (0,75+0,5T) \leq 2.0$

Nuestro factor de exponencial de distribución k será.

$$k_X = 1$$

$$k_Y = (0,75 + 0,5 \cdot 0,519) = 1,0095$$

Centro de masa y centro de rigidez.

Tabla 9

Centros de masa (XCCM, YCCM) y rigidez (XCR, YCR) en cada nivel

Story	Diaphragm	Cumulative X tonf-s ² /m	Cumulative Y tonf-s ² /m	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m
Story1	D1	9,36	9,36	6	8,5	6	8,5
Story2	D2	8,68	8,68	6	8,5	6	8,5
Story3	D3	8,29	8,29	6	8,5	6	8,5
Story4	D4	6,66	6,66	6	8,5	6	8,5
Story5	D5	4,64	4,64	6	8,5	6	8,5

Fuente: Elaboración propia.

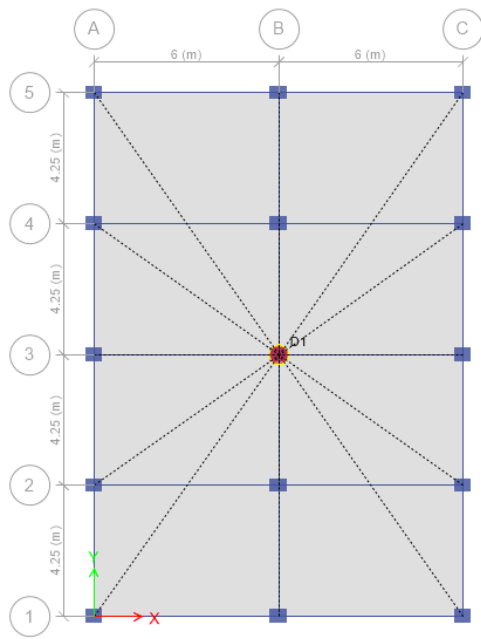


Figura 30. Centro de masa y rigidez debido al peso de la estructura en la dirección X y Y
Fuente: Elaboración propia.

4.1.5. Análisis sísmico del sistema estructural dual

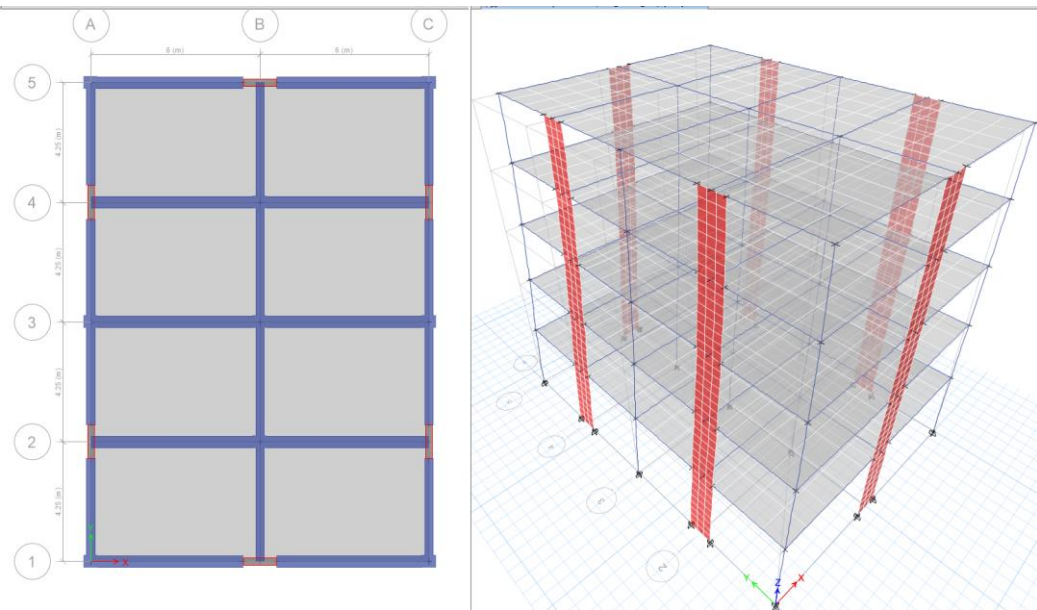


Figura 31. Visualización gráfica del sistema estructural dual en planta y elevación 3D
Fuente: Elaboración propia.

Dimensiones de los elementos estructurales de la edificación.

Columnas, vigas, y muros de concreto armado.

Tabla 10

Dimensiones de las columnas de la edificación

Piso N°	N° de Columnas	Perimetales y	Perimetales y
		esquinadas (b) m	esquinadas (h) m
5°	12	0,45	0,5
4°	12	0,45	0,5
3°	12	0,45	0,5
2°	12	0,45	0,5
1°	12	0,45	0,5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11

Dimensiones de las vigas de la edificación.

Piso	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas
		Principales (b) m	Principales (h) m	Secundarias (b) m	Secundarias (h) m
5°	17	0,4	0,6	0,3	0,5
4°	17	0,4	0,6	0,3	0,5
3°	17	0,4	0,6	0,3	0,5
2°	17	0,4	0,6	0,3	0,5
1°	17	0,4	0,6	0,3	0,5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 12

Dimensiones de los muros de la edificación de cinco pisos.

Piso	N ° Muros	P1-X (e=0.25m)	P1-Y (e=0.25m)
5°	6	1,2	1,2
4°	6	1,2	1,2
3°	6	1,2	1,2
2°	6	1,2	1,2
1°	6	1,2	1,2

Tabla 13

Parámetros sísmicos de la edificación para la incorporación del espectro de diseño

Parámetros Sísmicos	Factor
Z: Factor de Zona	0,45
U: Factor de Uso	1
C: Factor de amplificación sísmica	2,5
S: Factor de Suelo	1,1
R: Sistema Estructural	7

Fuente: Elaboración propia.

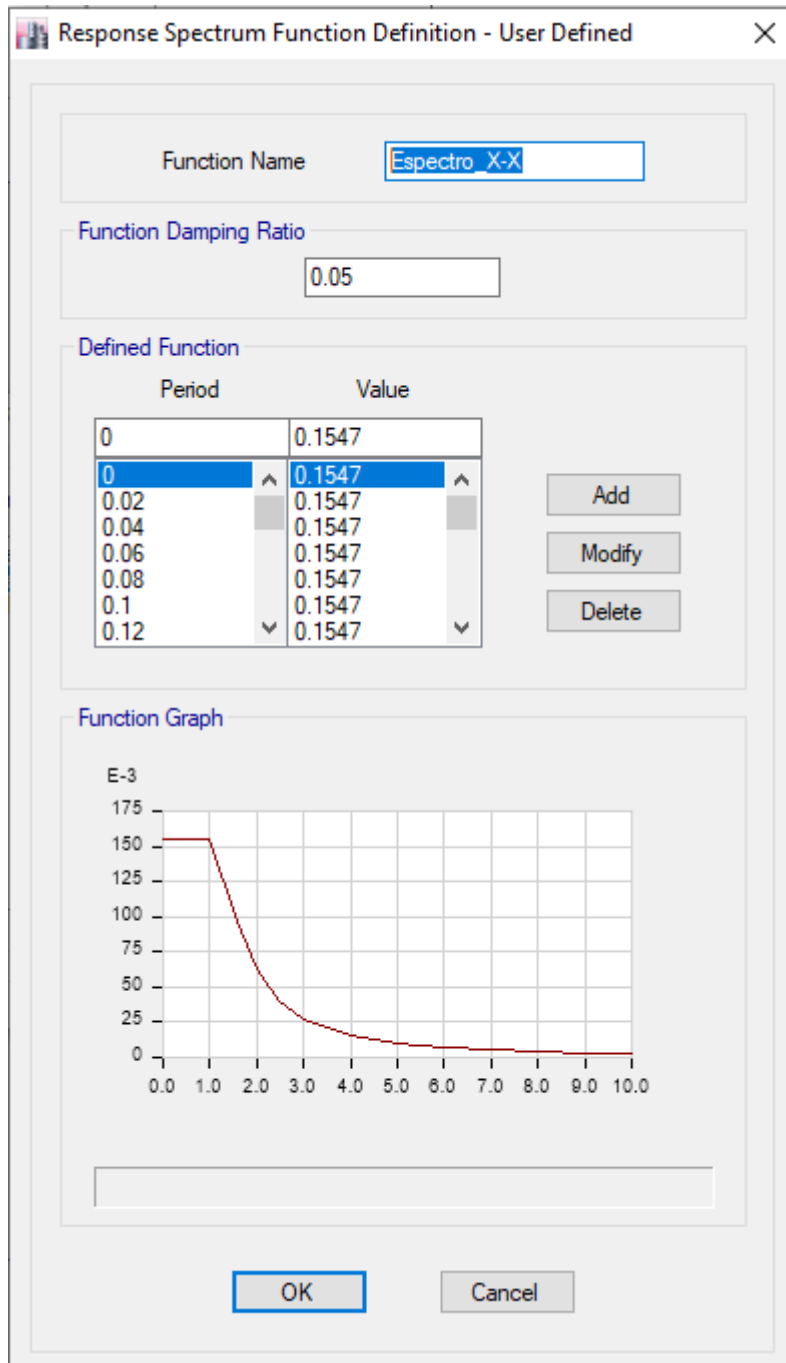


Figura 32. Incorporación del espectro de respuesta en la dirección X-Y

Fuente: Elaboración propia.

4.1.6. Sistema estructural muros estructurales

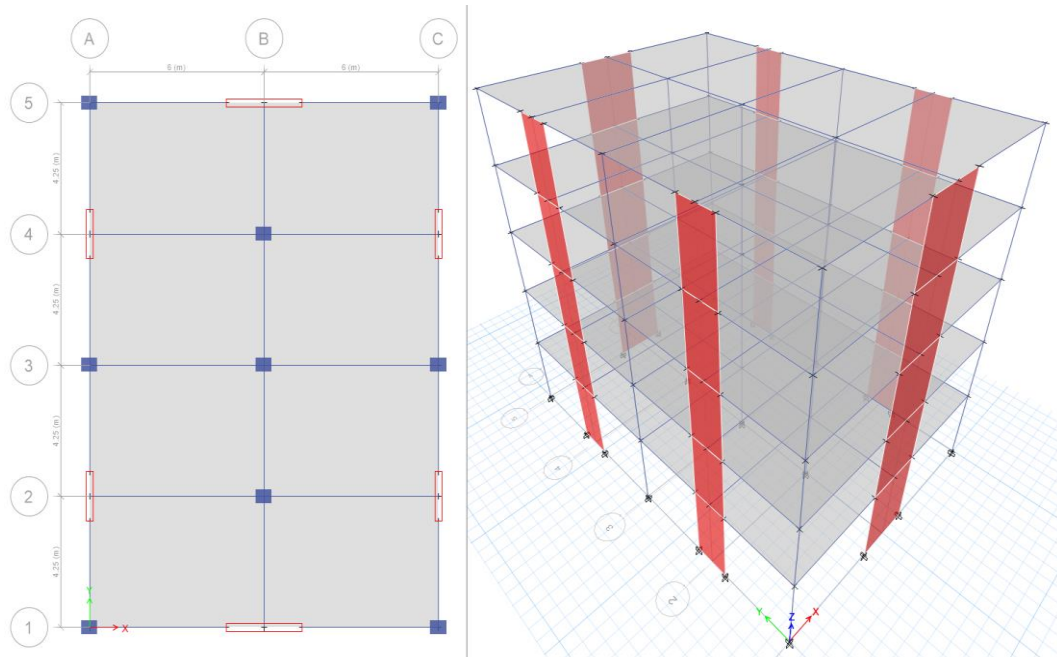


Figura 33. Visualización grafica en planta y 3D del sistema muros estructurales

Fuente: Elaboración propia.

Elementos estructurales columnas, vigas y muros de concreto armado.

Tabla 14

Dimensiones de las columnas de la edificación

Piso	N° de Columnas	Columnas (b) m	Columnas (h) m
5°	12	0,3	0,4
4°	12	0,4	0,5
3°	12	0,45	0,55
2°	12	0,45	0,55
1°	12	0,45	0,55

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 15*Dimensiones de las vigas principales y secundarias de la edificación*

Piso	N° Vigas	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas
		Principales (b)	Principales (h)	Secundarias (b)	Secundarias (h)
5°	17	0,3	0,5	0,3	0,4
4°	17	0,3	0,6	0,3	0,5
3°	17	0,35	0,65	0,3	0,5
2°	17	0,4	0,7	0,35	0,6
1°	17	0,4	0,7	0,35	0,6

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 16*Dimensiones de los muros de la edificación de cinco pisos*

Piso	N° Muros	P1-X	P1-Y
		(e=0.25m)	(e=0.25m)
5°	6	2,6	1,6
4°	6	2,6	1,6
3°	6	2,6	1,6
2°	6	2,6	1,6
1°	6	2,6	1,6

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 17*Parámetros sísmicos de la edificación para la incorporación del espectro de diseño*

Parámetros Sísmicos	Factor
Z: Factor de Zona	0,45
U: Factor de Uso	1
C: Factor de amplificación sísmica	2,5
S: Factor de Suelo	1,1
R: Sistema Estructural	6

Fuente: Elaboración propia.

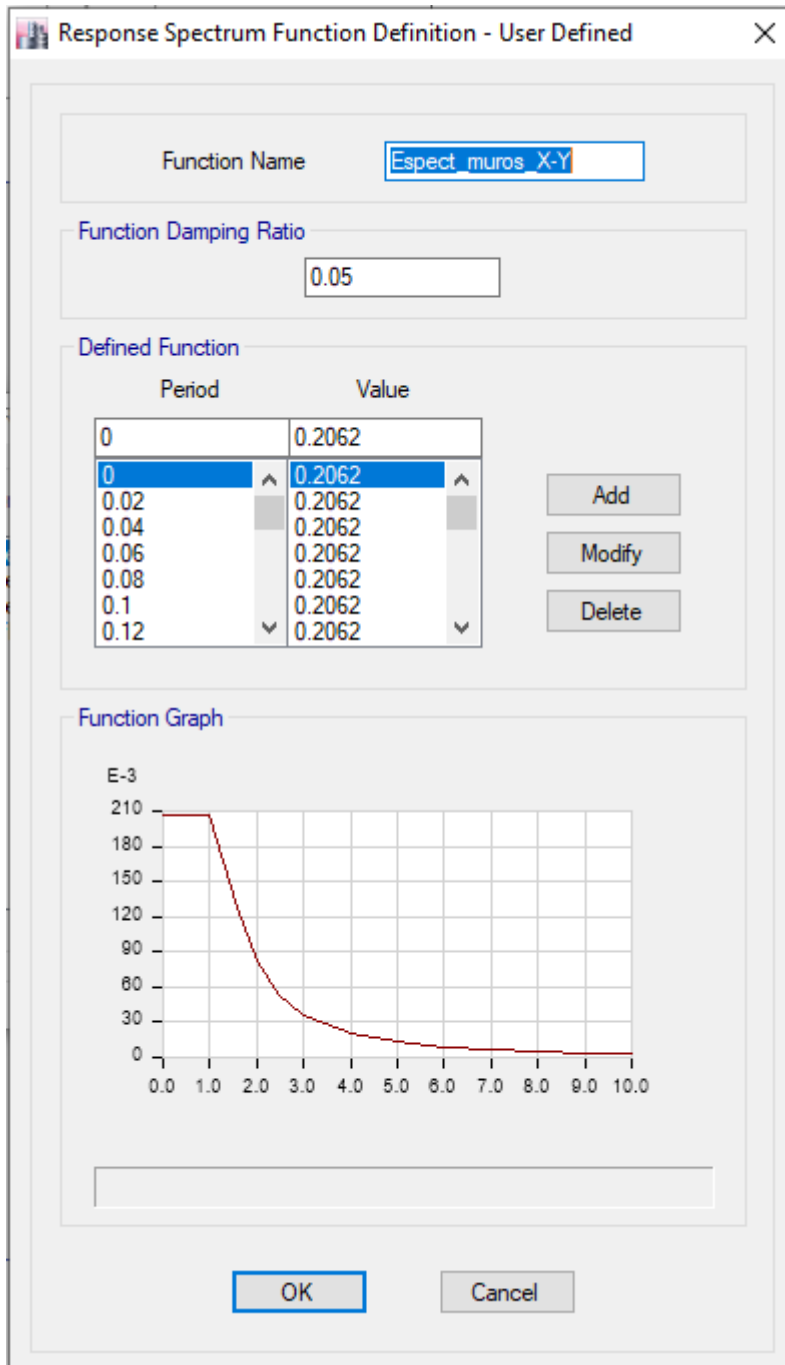


Figura 34. Incorporación del espectro de respuesta en la dirección X y Y
Fuente: Elaboración propia.

4.1.7. Diseño de concreto armado

Consideraciones iniciales

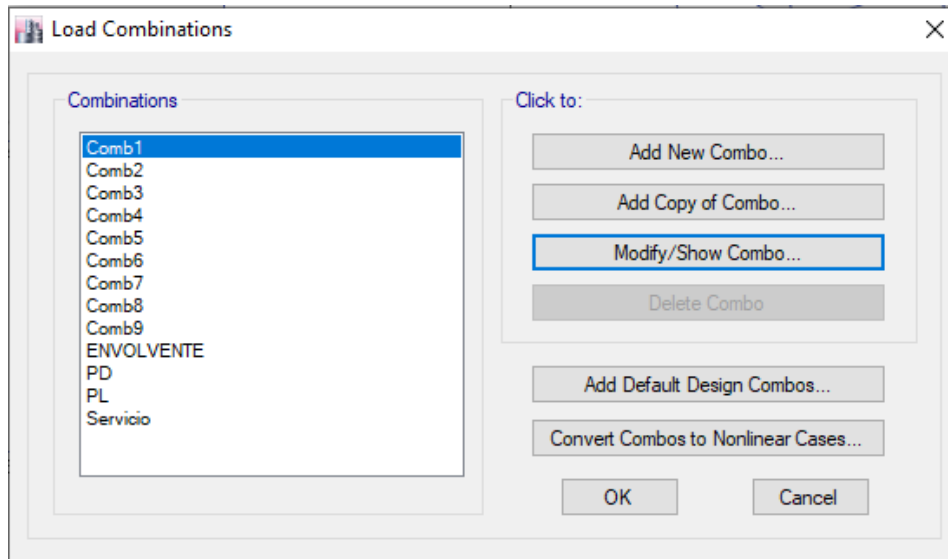


Figura 35. Incorporación de las combinaciones de carga y envoltente según la NTP E.060

Fuente: Elaboración propia

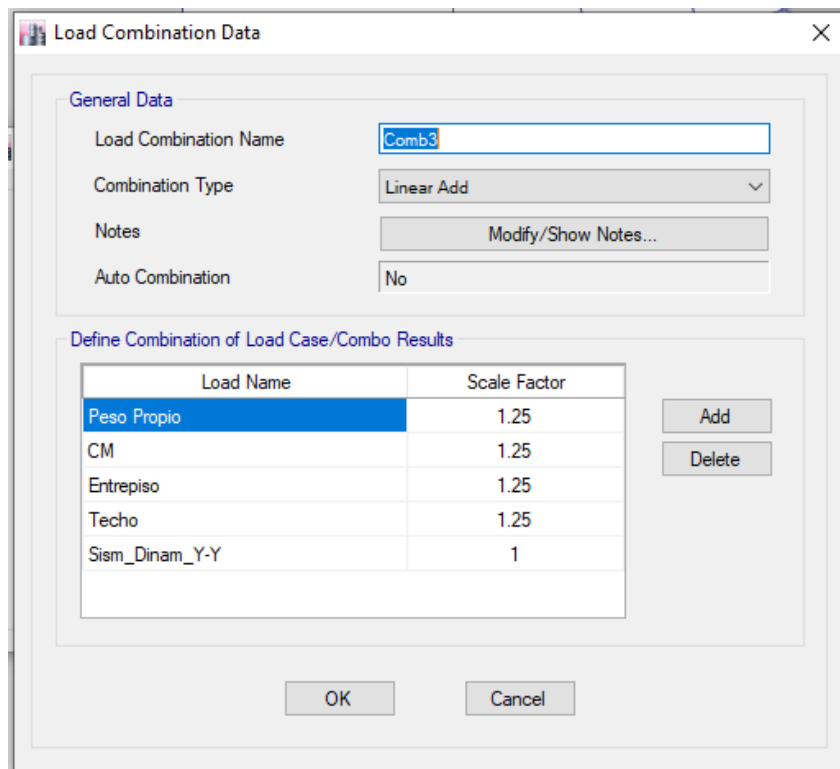


Figura 36. Visualización de la combinación de carga

Fuente: Elaboración propia

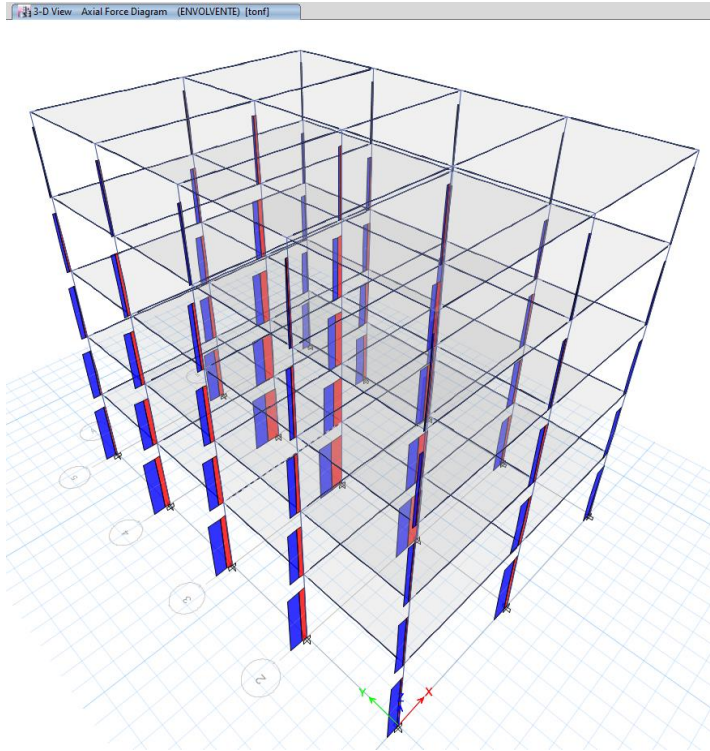


Figura 37. Visualización de las fuerzas axiales debido a la envolvente

Fuente: Elaboración propia

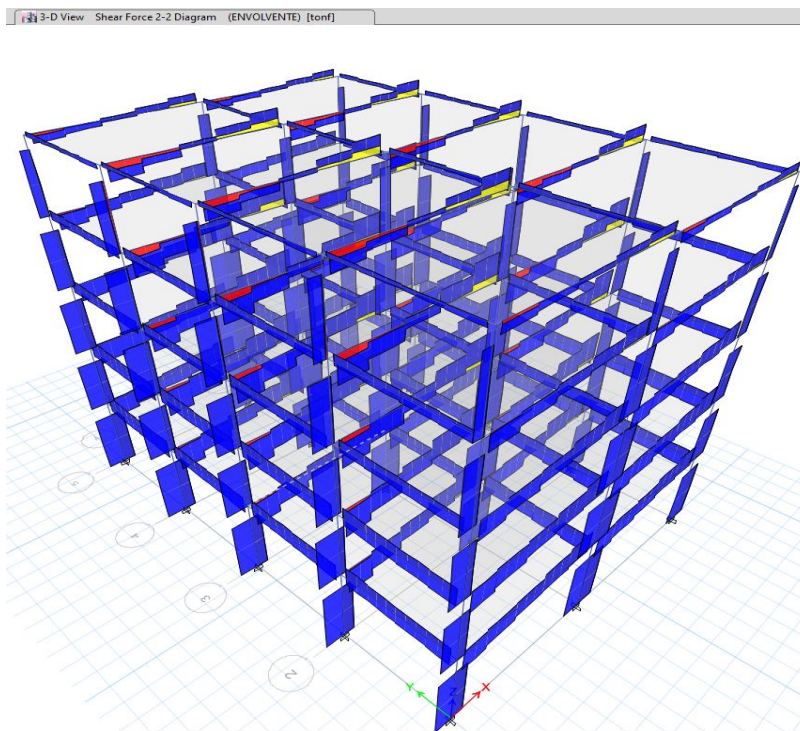


Figura 38. Visualización de las fuerzas cortantes debido a la envolvente

Fuente: Elaboración propia

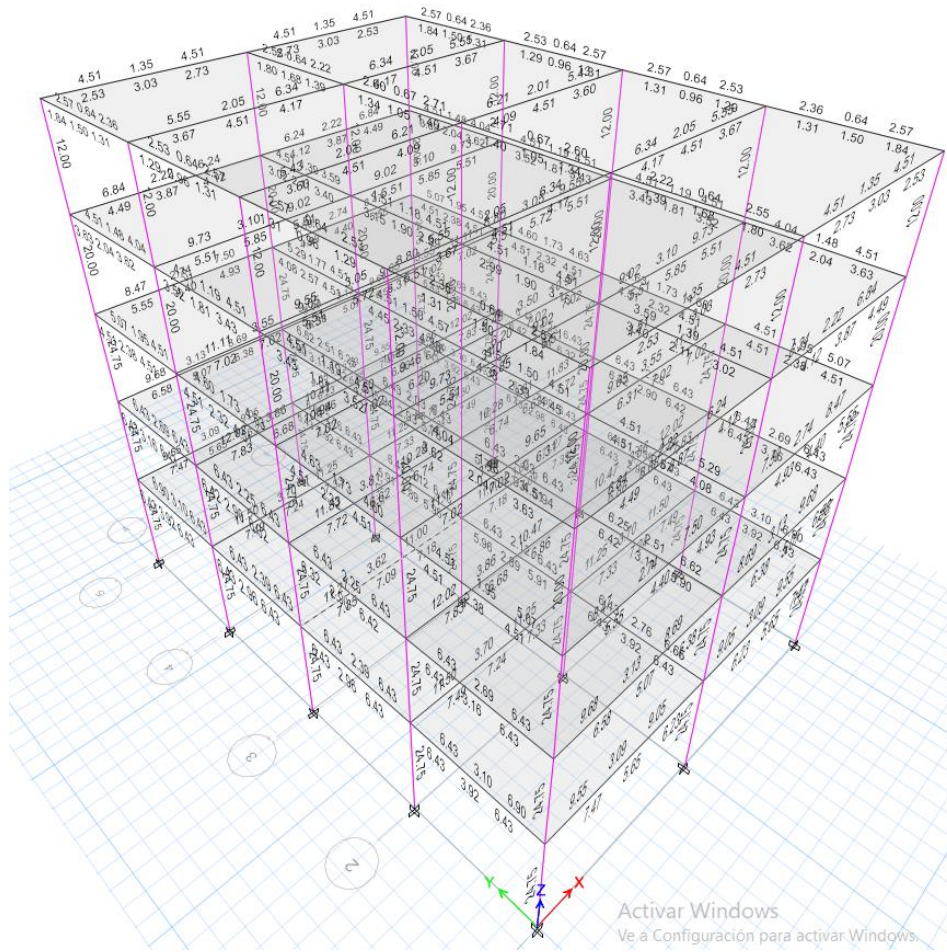


Figura 41. Visualización de los aceros requerido en cada elemento estructural

Fuente: Elaboración propia

4.1.8. resultados del análisis sísmico del sistema estructural p^órtico

Verificación de los Desplazamientos laterales mediante el programa Etabs

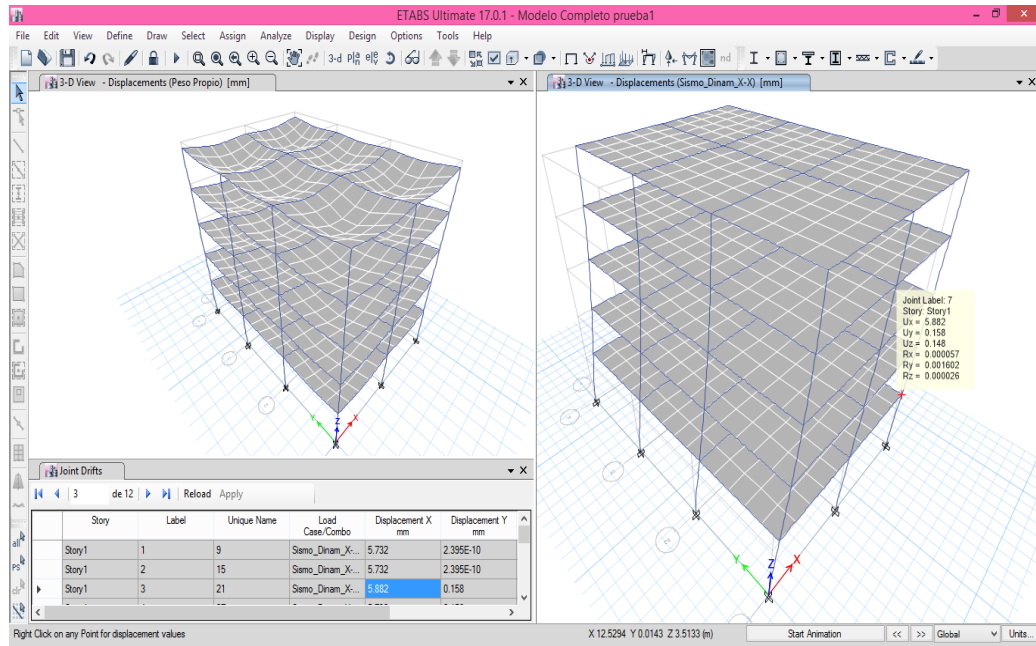


Figura 42. Visualización de los desplazamientos producidos por el sismo en la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia.

Derivas permisibles en la dirección X-X

Tabla 18

Derivas inelásticas, según la NTE E.030

Piso	Altura hi (m)	Desp. mm	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ i/hi	Deriva límite Δ limite
Piso 5	3000	18,692	1,6000	9,6000	0,0032	0,007
Piso 4	3000	17,092	2,9330	17,5980	0,0058	0,007
Piso 3	3000	14,159	4,1340	24,8040	0,0082	0,007
Piso 2	3000	10,025	4,9370	29,6220	0,0098	0,007
Piso 1	3500	5,088	5,0880	30,5280	0,0087	0,007
Base	-	-	-	-	0	0,007

Fuente: Elaboración propia.

Desplazamientos laterales relativos permisibles en la dirección Y-Y

Tabla 19

Derivas inelásticas, según la NTE E.030

Piso	Altura hi (m)	Desp. mm	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ i/hi	Deriva límite Δ limite
Piso 5	3000	22,866	1,748000	10,488000	0,003496	0,007
Piso 4	3000	21,118	3,353000	20,118000	0,006706	0,007
Piso 3	3000	17,765	4,816000	28,896000	0,009632	0,007
Piso 2	3000	12,949	5,906000	35,436000	0,011812	0,007
Piso 1	3500	7,043	7,043000	42,258000	0,012074	0,007
Base	-	-	-	-	0	0,007

Fuente: Elaboración propia.

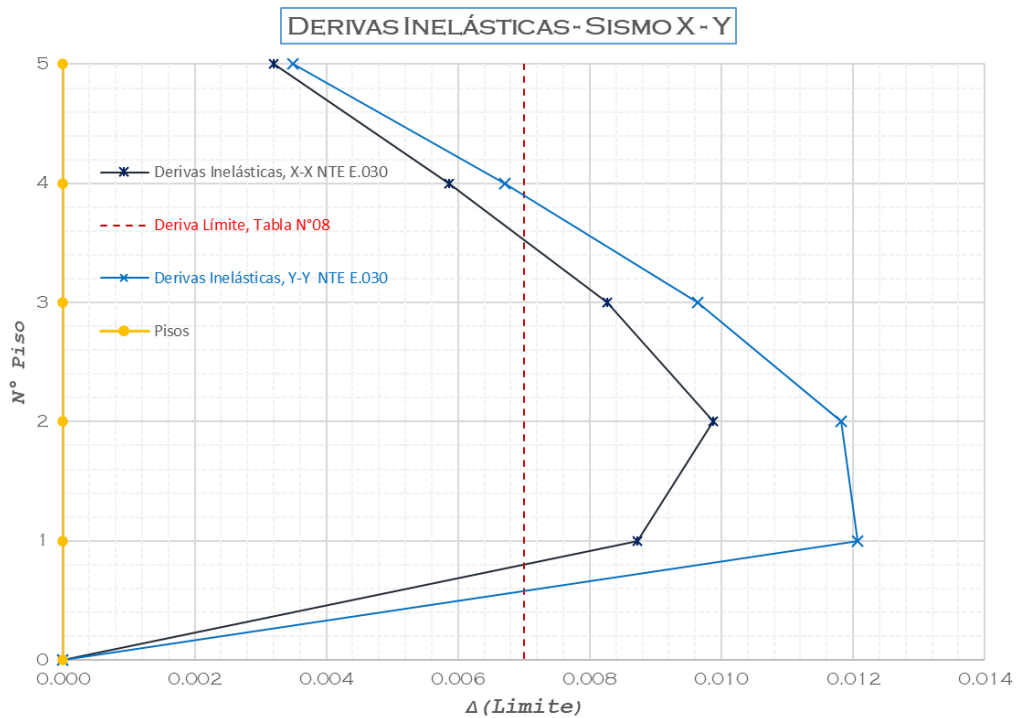


Figura 43. Visualización grafica de las derivas inelásticas calculadas en la Dirección X-Y

Fuente: Elaboración propia.

Los desplazamientos máximos permisibles (derivadas) obtenidos son mayores que los desplazamientos máximos, por tal razón se modificaran las dimensiones de los

elementos estructurales hasta lograr que el desplazamiento este dentro del permisible.

Modificación de dimensiones de los elementos estructurales (segunda iteración)

Dimensiones de las columnas

Tabla 20

Dimensiones de las columnas de la edificación

Piso	N° Columnas	(b) m	(h) m
5°	15	0,35	0,35
4°	15	0,40	0,40
3°	15	0,50	0,50
2°	15	0,50	0,50
1°	15	0,50	0,50

Fuente: Elaboración propia.

Dimensiones de las Vigas

Tabla 21

Dimensiones de las vigas de la edificación

Piso	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas
		Principales	Principales	Secundarias	Secundarias
		(b) m	(h) m	(b) m	(h) m
5°	17	0,3	0,5	0,3	0,5
4°	17	0,4	0,6	0,3	0,5
3°	17	0,4	0,7	0,4	0,6
2°	17	0,4	0,7	0,4	0,6
1°	17	0,4	0,7	0,4	0,6

Fuente: Elaboración propia.

Desplazamientos laterales relativos permisibles en la dirección X-Y

Tabla 22

Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030

Piso	Altura hi (m)	Desp. mm	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ i/hi	Deriva límite Δ limite
Piso 5	3000	14,884	2,63400	15,80400	0,005268	0,007
Piso 4	3000	12,25	3,04500	18,27000	0,006090	0,007
Piso 3	3000	9,205	2,70000	16,20000	0,005400	0,007
Piso 2	3000	6,505	3,17400	19,04400	0,006348	0,007
Piso 1	3500	3,331	3,33100	19,98600	0,005710	0,007
Base	-	-	-	-	0	0,007

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 23

Derivas inelásticas en la dirección y-y, según la NTE E.030

Piso	Altura hi (m)	Desp. mm	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ i/hi	Deriva límite Δ limite
Piso 5	3000	12,918	2,20200	13,21200	0,00440	0,007
Piso 4	3000	10,716	2,78800	16,72800	0,00558	0,007
Piso 3	3000	7,928	2,27200	13,63200	0,00454	0,007
Piso 2	3000	5,656	2,69000	16,14000	0,00538	0,007
Piso 1	3500	2,966	2,96600	17,79600	0,00508	0,007
Base	-	-	-	-	0	0,007

Fuente: Elaboración propia.

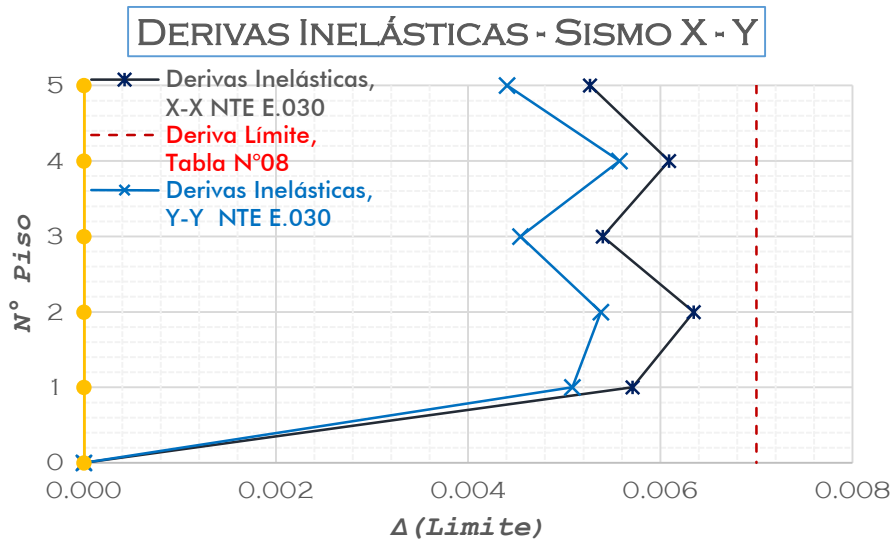


Figura 44. Visualización grafica de las derivas inelásticas calculadas en la dirección X y Y

Fuente: Elaboración propia.

Modificación de dimensiones de los elementos estructurales (tercera iteración)

Dimensiones de las Columnas

Tabla 24

Dimensiones de las columnas de la edificación

Piso	N° Columnas	(b) m	(h) m
5°	12	0,35	0,35
4°	12	0,40	0,40
3°	12	0,50	0,50
2°	12	0,50	0,50
1°	12	0,50	0,50

Fuente: Elaboración propia.

Dimensiones de las vigas

Tabla 25

Dimensiones de las vigas de la edificación

Piso N°	Vigas N°	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas
		Principales (b) m	Principales (h) m	Secundarias (b) m	Secundarias (h) m
5°	17	0,30	0,50	0,30	0,40
4°	17	0,30	0,60	0,30	0,50
3°	17	0,35	0,65	0,30	0,50
2°	17	0,40	0,70	0,35	0,60
1°	17	0,40	0,70	0,35	0,60

Fuente: Elaboración propia.

Desplazamientos laterales relativos permisibles en la dirección X-Y

Tabla 26

Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030

Piso	Altura hi (m)	Desp. mm	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ i/hi	Deriva límite Δ limite
Piso 5	3000	15,414	2,8170	16,9020	0,00563	0,007
Piso 4	3000	12,597	3,4450	20,6700	0,00689	0,007
Piso 3	3000	9,152	2,9660	17,7960	0,00593	0,007
Piso 2	3000	6,186	3,0440	18,2640	0,00608	0,007
Piso 1	3500	3,142	3,1420	18,8520	0,00538	0,007
Base	-	-	-	-	0	0,007

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 27

Derivas inelásticas en la dirección Y-Y, según la NTE E.030

Piso	Altura hi (m)	Desp. mm	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ i/hi	Deriva límite Δ limite
Piso 5	3000	14,279	2,47400	14,84400	0,00495	0,007
Piso 4	3000	11,805	3,20400	19,22400	0,00641	0,007
Piso 3	3000	8,601	2,89800	17,38800	0,00580	0,007
Piso 2	3000	5,703	2,78100	16,68600	0,00556	0,007
Piso 1	3500	2,922	2,92200	17,53200	0,00501	0,007
Base	-	-	-	-	0	0,007

Fuente: Elaboración propia.

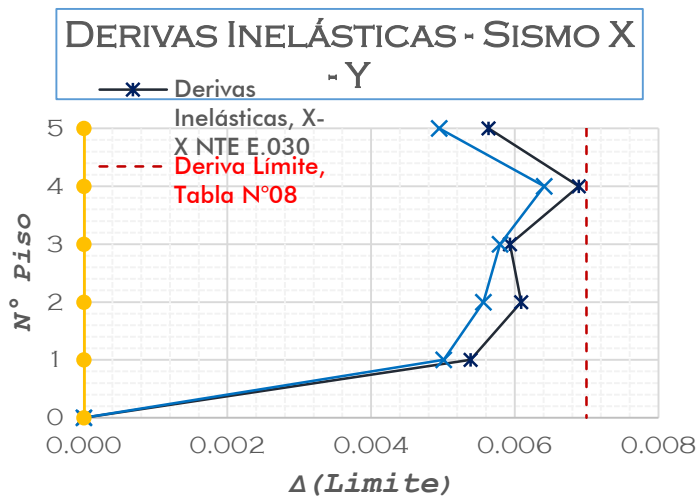


Figura 45. Visualización grafica de las derivas inelásticas calculadas en la dirección X y Y

Fuente: Elaboración propia.

Modificación de dimensiones de los elementos estructurales (cuarta iteración)

Dimensiones de las Columnas

Tabla 28

Dimensiones de las columnas de la edificación

Piso	N° Columnas	(h) m	(b) m
5°	15	0,40	0,30
4°	15	0,50	0,40
3°	15	0,55	0,45
2°	15	0,55	0,45
1°	15	0,55	0,45

Fuente: Elaboración propia.

Dimensiones de las vigas principales y secundarias

Tabla 29

Dimensiones de las vigas de la edificación

Piso N°	Vigas N°	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas
		Principales (b) m	Principales (h) m	Secundarias (b) m	Secundarias (h) m
5°	22	0,30	0,50	0,30	0,40
4°	22	0,30	0,6	0,30	0,50
3°	22	0,35	0,65	0,30	0,50
2°	22	0,40	0,70	0,35	0,60
1°	22	0,40	0,70	0,35	0,60

Fuente: Elaboración propia.

Desplazamientos laterales relativos permisibles y su grafica en la dirección X-Y

Tabla 30

Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030

Piso	Altura hi (m)	Desp. mm	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ i/hi	Deriva límite Δ limite
Piso 5	3000	14,184	2,5920	15,5520	0,00518	0,007
Piso 4	3000	11,592	2,8710	17,2260	0,00574	0,007
Piso 3	3000	8,721	2,8750	17,2500	0,00575	0,007
Piso 2	3000	5,846	2,9360	17,6160	0,00587	0,007
Piso 1	3500	2,91	2,9100	17,4600	0,00498	0,007
Base	-	-	-	-	0	0,007

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 31

Derivas inelásticas en la dirección Y-Y, según la NTE E.030

Piso	Altura hi (m)	Desp. mm	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ i/hi	Deriva límite Δ limite
Piso 5	3000	15,271	2,8410	17,0460	0,0056	0,007
Piso 4	3000	12,43	2,9900	17,9400	0,0059	0,007
Piso 3	3000	9,44	3,0810	18,4860	0,0061	0,007
Piso 2	3000	6,359	3,015	18,0900	0,0060	0,007
Piso 1	3500	3,344	3,3440	20,0640	0,0057	0,007
Base	-	-	-	-	0	0,007

Fuente: Elaboración propia.

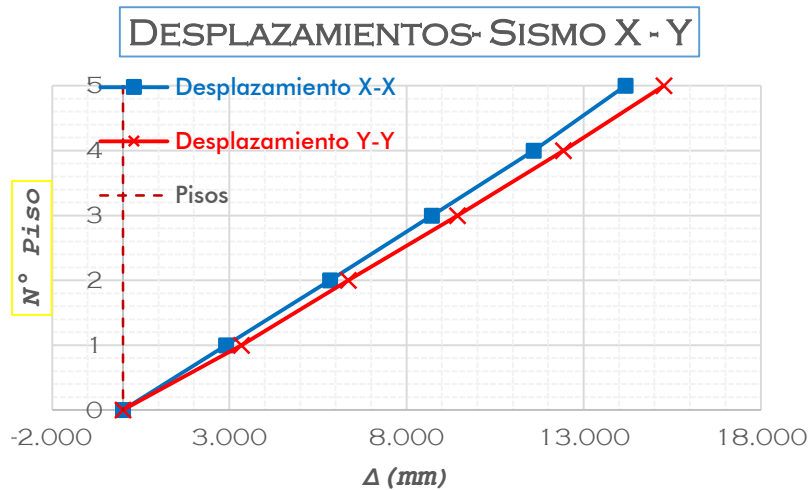


Figura 46. Visualización gráfica de los desplazamientos calculados en la dirección X y Y.

Fuente: Elaboración propia.

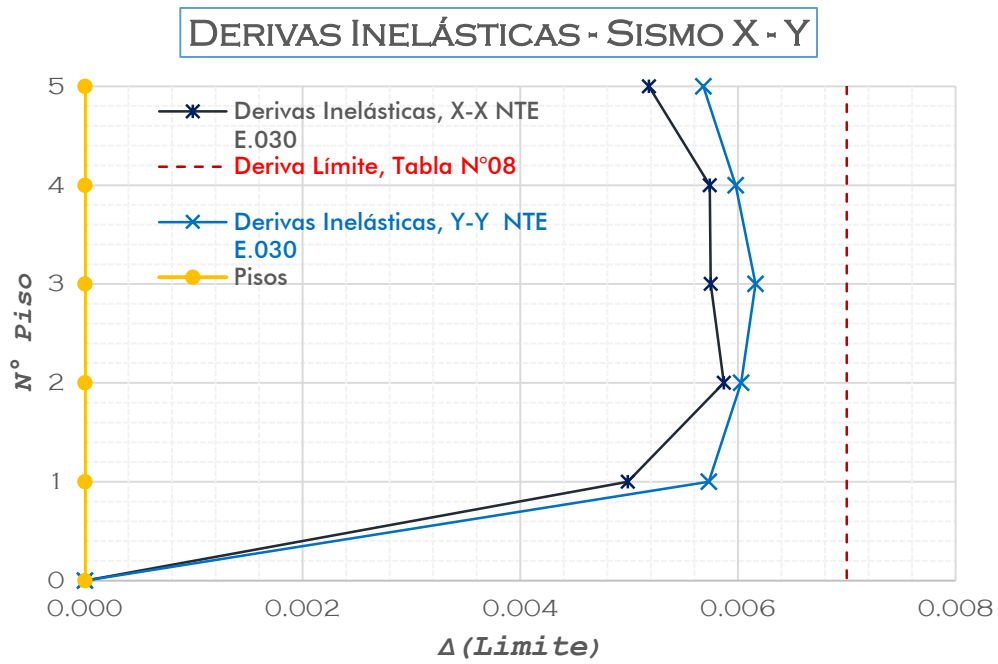


Figura 47. Visualización grafica de las derivas inelásticas calculadas en la dirección X y Y.

Fuente: Elaboración propia.

Peso de la edificación y peso sísmico efectivo

Tabla 32

Peso total de la edificación de cinco niveles

Piso	Peso Propio (kg)	CM (kg)	Live (kg)	LiveUP (kg)	Peso x Piso (kg)	Peso Acum. (kg)
5°	95731,2	38760	0	20400	154891,2	154891,2
4°	110952	73440	51000	-	235392	390283,2
3°	121863	73440	51000	-	246303	636586,2
2°	135296,4	73440	51000	-	259736,4	896322,6
1°	133631,4	73440	51000	-	258071,4	1154394,00

Fuente: Elaboración propia.

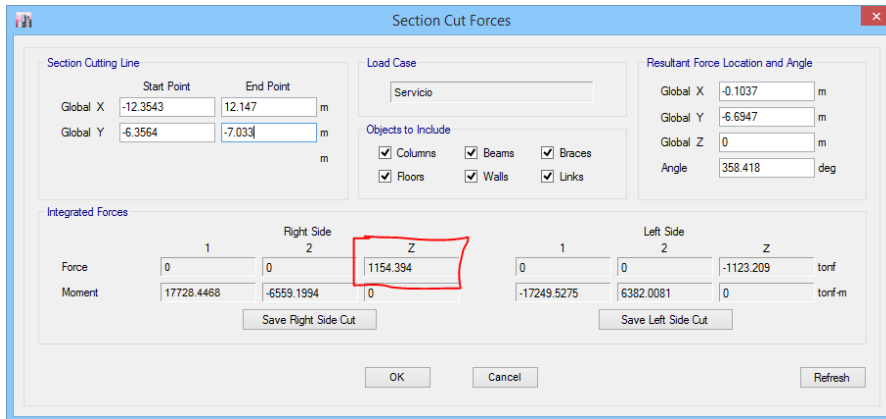


Figura 48. Peso total de servicio total de la edificación.

Fuente: Elaboración propia.

Peso sísmico efectivo de la Estructura.

Tabla 33

Peso sísmico efectivo de la edificación de cinco niveles

Piso	Peso Propio (kg)	CM (kg)	Live (kg)	LiveUP (kg)	Peso x Piso (kg)	Peso Acum. (kg)
5°	83131,2	38760	0	5100	126991,2	126991,2
4°	106632	73440	12750	-	192822,0	319813,2
3°	119298	73440	12750	-	205488,0	525301,2
2°	135296,4	73440	12750	-	221486,4	746787,6
1°	137523,9	73440	12750	-	223713,9	970501,5

Fuente: Elaboración propia.

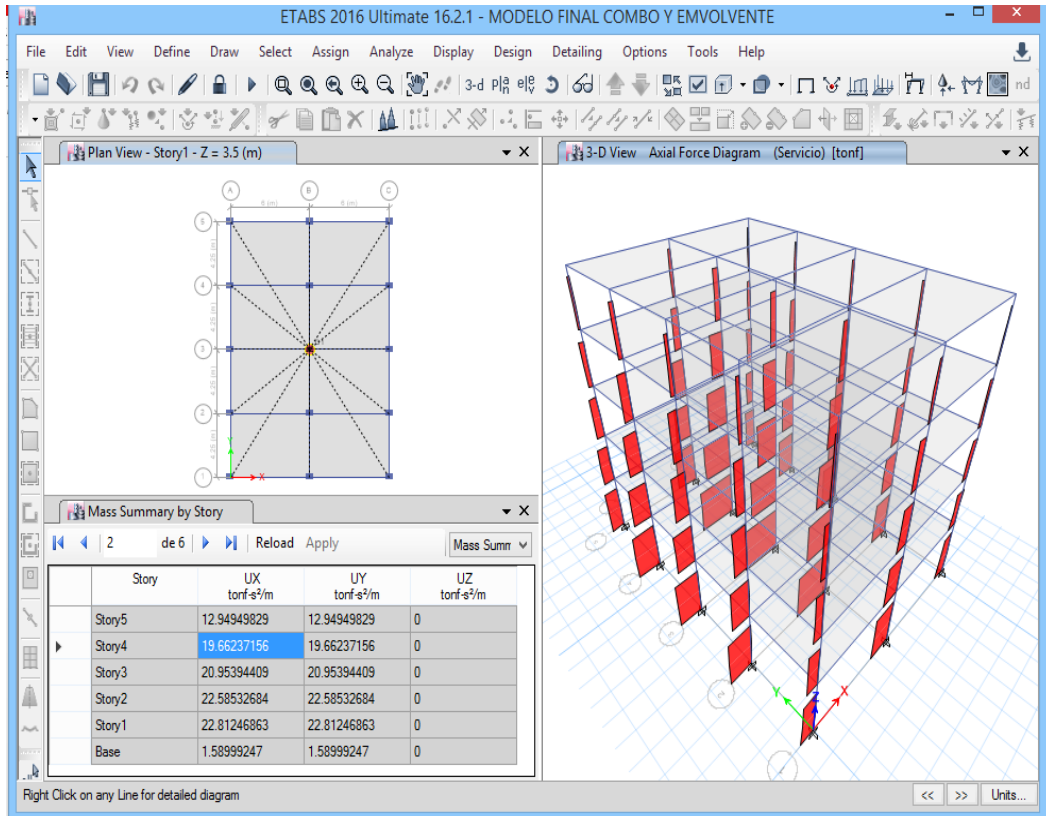


Figura 49. Resumen del total de las masas por piso – Etabs

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 34

Fuerzas cortantes sísmicas estáticas en cada piso en la dirección X y Y

Patrón de carga	Tipo	Dirección	C	K	Peso Utilizado tonf	Cortante en la base tonf
Sism_Est_X-X	Seismic	X + Ecc. Y	0,154688	1	970,5015	150,1245
Sism_Est_Y-Y	Seismic	Y + Ecc. X	0,154688	1,0095	970,5015	150,1245

Fuente: Elaboración propia.

Periodo fundamental

Tabla 35

Periodo fundamental en la dirección X

Piso	Altura hi(m)	Peso Pi(Tn)	Pixhi (Tn.m)	Ci	f_i (Tn)	d_i (mm)	$P_i \cdot d_i^2$ (Tn.mm ²)	$f_i \cdot d_i$ (Tn.mm)
Piso 5	3	126,9912	380,973	0,126	18,917	17,291	37967,666	327,097
Piso 4	3	192,8219	578,465	0,191	28,724	14,158	38650,966	406,669
Piso 3	3	205,4879	616,463	0,204	30,610	10,645	23285,078	325,848
Piso 2	3	221,4864	664,459	0,220	32,994	7,123	11237,585	235,014
Piso 1	3,5	223,7139	782,998	0,259	38,880	3,539	2801,910	137,595
sumatoria	0	970,5015	3023,3641	1	150,1245	-	131061,881	1544,312
Periodo							$T = 0,4968$	

Fuente: Elaboración propia.

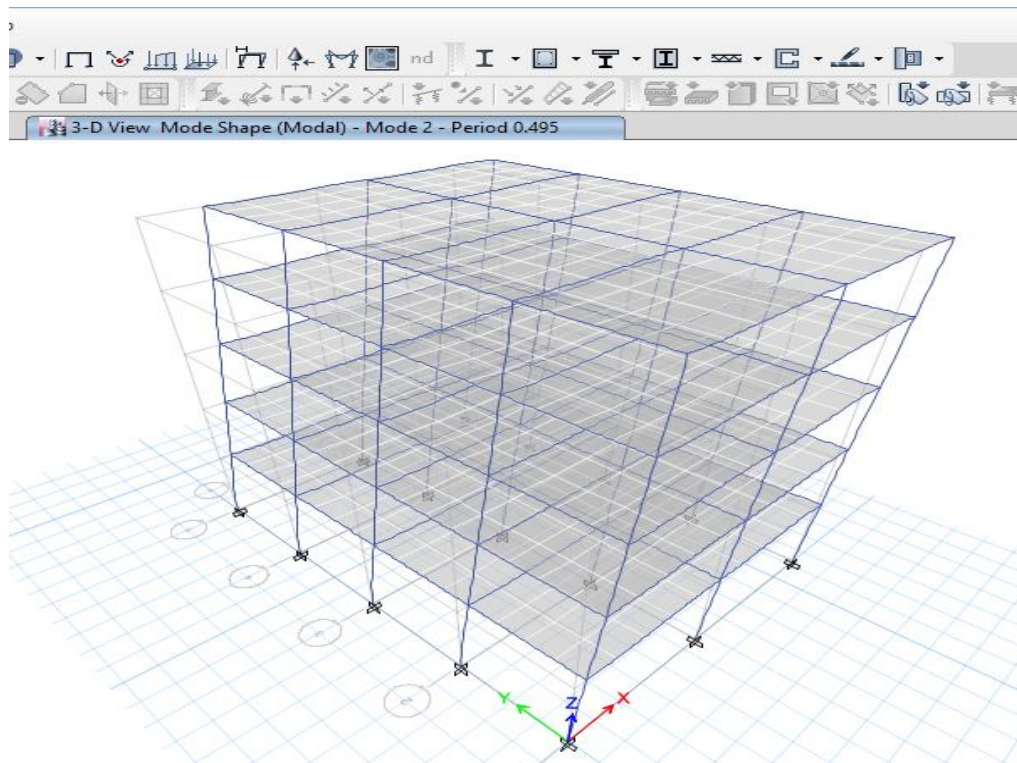


Figura 50. Periodo fundamenta en la dirección X

Fuente: Elaboración propia.

Periodo fundamental

Tabla 36

Periodo fundamenta en la dirección Y

Piso	Altura hi(m)	Peso Pi(Tn)	Pixhi (Tn.m)	Ci	f_i (Tn)	d_i (mm)	$P_i \cdot d_i^2$ (Tn.mm ²)	$f_i \cdot d_i$ (Tn.mm)
Piso 5	3	126,9912	380,973	0,126	18,917	18,509	43505,4504	350,140
Piso 4	3	192,8219	578,465	0,191	28,724	15,090	43909,08803	433,449
Piso 3	3	205,4879	616,463	0,204	30,610	11,447	26923,73377	350,383
Piso 2	3	221,4864	664,459	0,220	32,994	7,688	13089,75437	253,643
Piso 1	3,5	223,7139	782,998	0,259	38,880	4,030	3633,854381	156,697
sumatoria	0	970,5015	3023,3641	1	150,1245	-	131061,8809	1544,312
Periodo							T =	0,51868

Fuente: Elaboración propia.

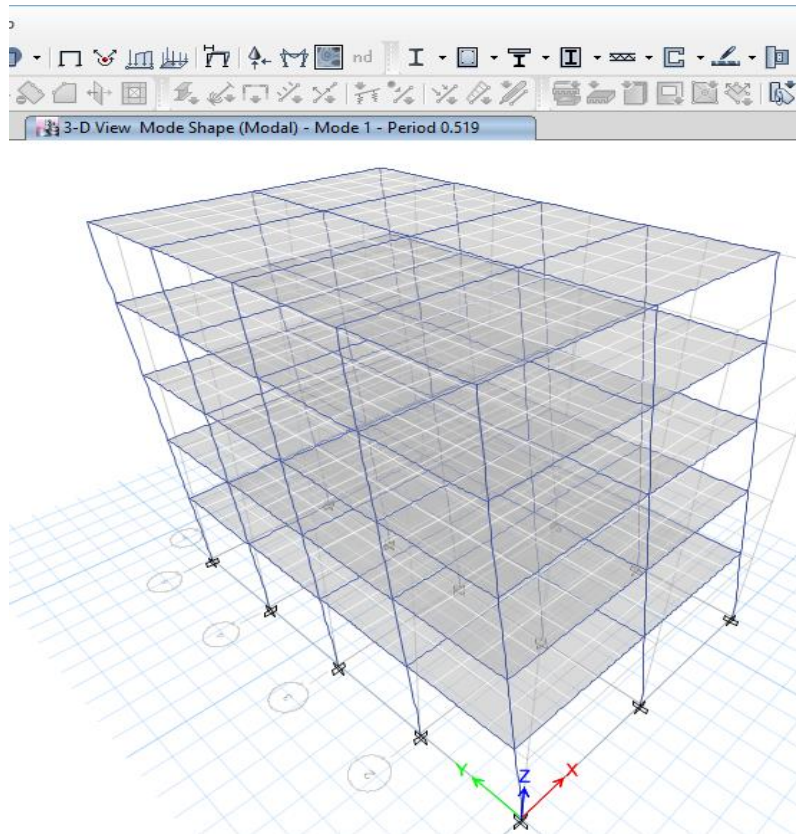


Figura 51. Periodo fundamenta en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia.

Fuerzas inerciales

Tabla 37

Fuerzas inerciales por piso calculados manualmente en la Dirección X-X

Piso	Altura hi(m)	Peso Pi(Tn)	Pixhi (Tn.m)	Ci	f_i (Tn)
Piso 5	15,5	126991,214	1968363,82	0,230125	34,54748
Piso 4	12,5	192821,981	2410274,76	0,281790	42,30362
Piso 3	9,5	205487,956	1952135,58	0,228228	34,26265
Piso 2	6,5	221486,426	1439661,77	0,168313	25,26803
Piso 1	3,5	223713,909	782998,681	0,091542	13,7427

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 38

Fuerzas inerciales por piso calculados manualmente en la Dirección Y-Y

Piso	Altura hi(m)	Peso Pi(Tn)	Pixhi (Tn.m)	Ci	f_i (Tn)
Piso 5	15,5	126991,214	1968363,82	0,230125	34,54748
Piso 4	12,5	192821,981	2410274,76	0,281790	42,30362
Piso 3	9,5	205487,956	1952135,58	0,228228	34,26265
Piso 2	6,5	221486,426	1439661,77	0,168313	25,26803
Piso 1	3,5	223713,909	782998,681	0,091542	13,7427

Fuente: Elaboración propia.

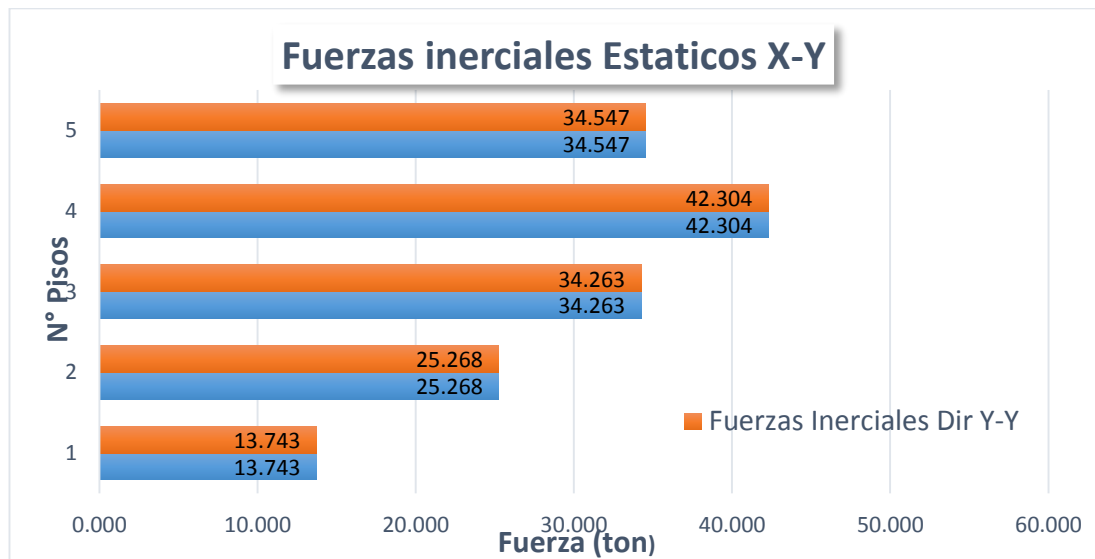


Figura 52. Fuerzas inerciales estáticas en la dirección X - Y

Fuente: Elaboración propia.

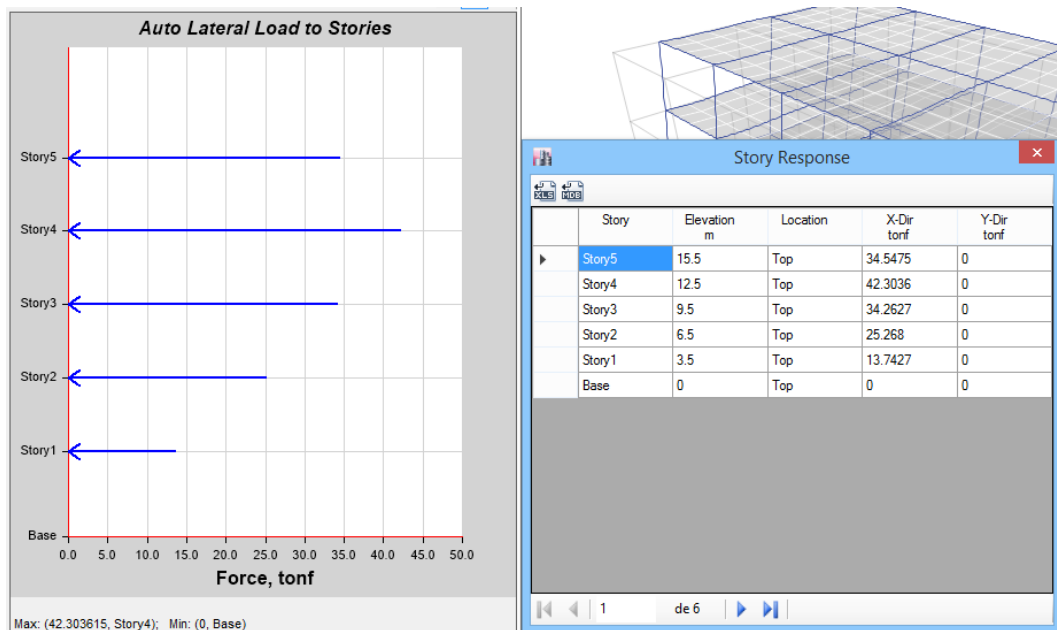


Figura 53. Fuerzas inerciales estáticos en la dirección X – Y, Etabs V.2016

Fuente: Elaboración propia.

Cortante basal estático y dinámico de la estructura

Cortante basal estática en la dirección X-X

Tabla 39

Fuerzas cortantes sísmicas estáticas en cada piso en la dirección X

Story	Load Case/Combo	VX	VY	T	MX	MY
		tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story5	Sism_Est_X-X	34,5475	0	303,9728	0	-103,6424
Story4	Sism_Est_X-X	76,8511	0	675,5685	0	-334,1956
Story3	Sism_Est_X-X	111,1137	0	977,7276	0	-667,5368
Story2	Sism_Est_X-X	136,3818	0	1201,533	0	1076,6821
Story1	Sism_Est_X-X	150,1245	0	1323,323	0	1602,1177

Fuente: Elaboración propia.

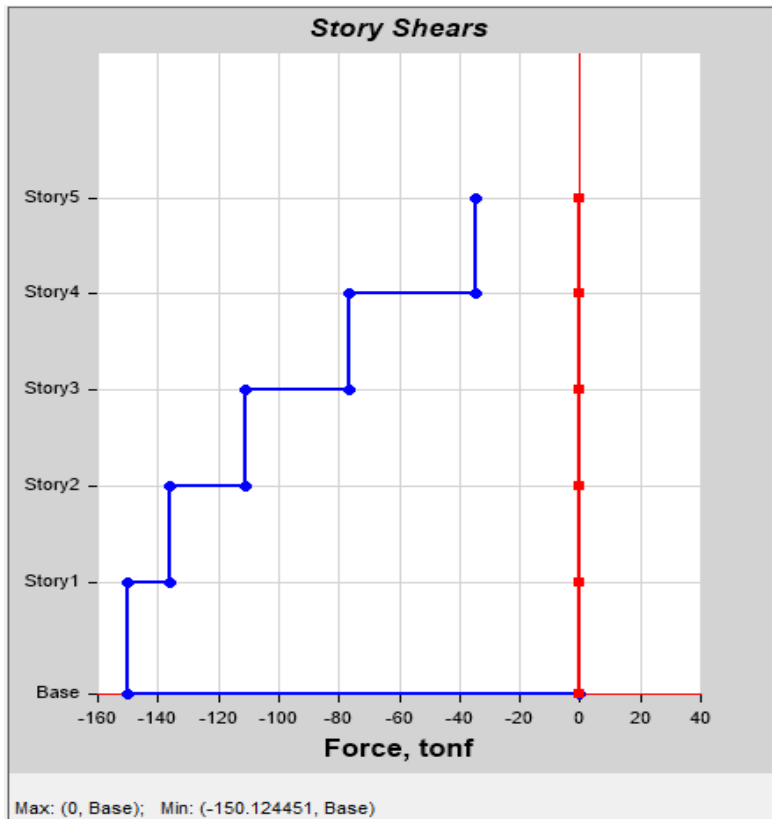


Figura 54. Fuerza cortante por piso

Fuente: Elaboración propia.

Cortante basal estática en la dirección Y-Y

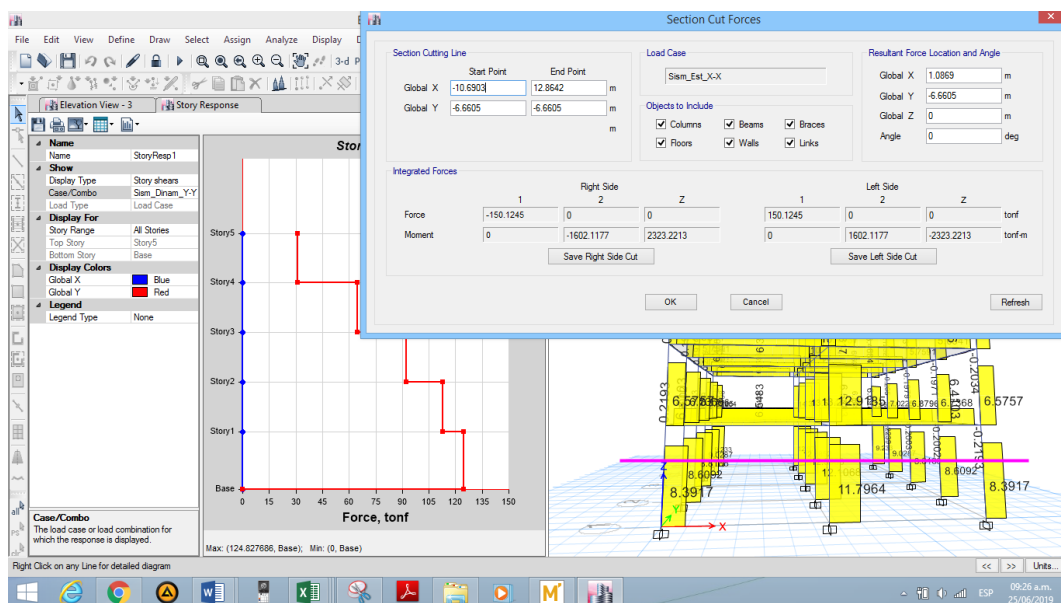


Figura 55. Fuerza cortante por piso

Fuente: Elaboración propia.

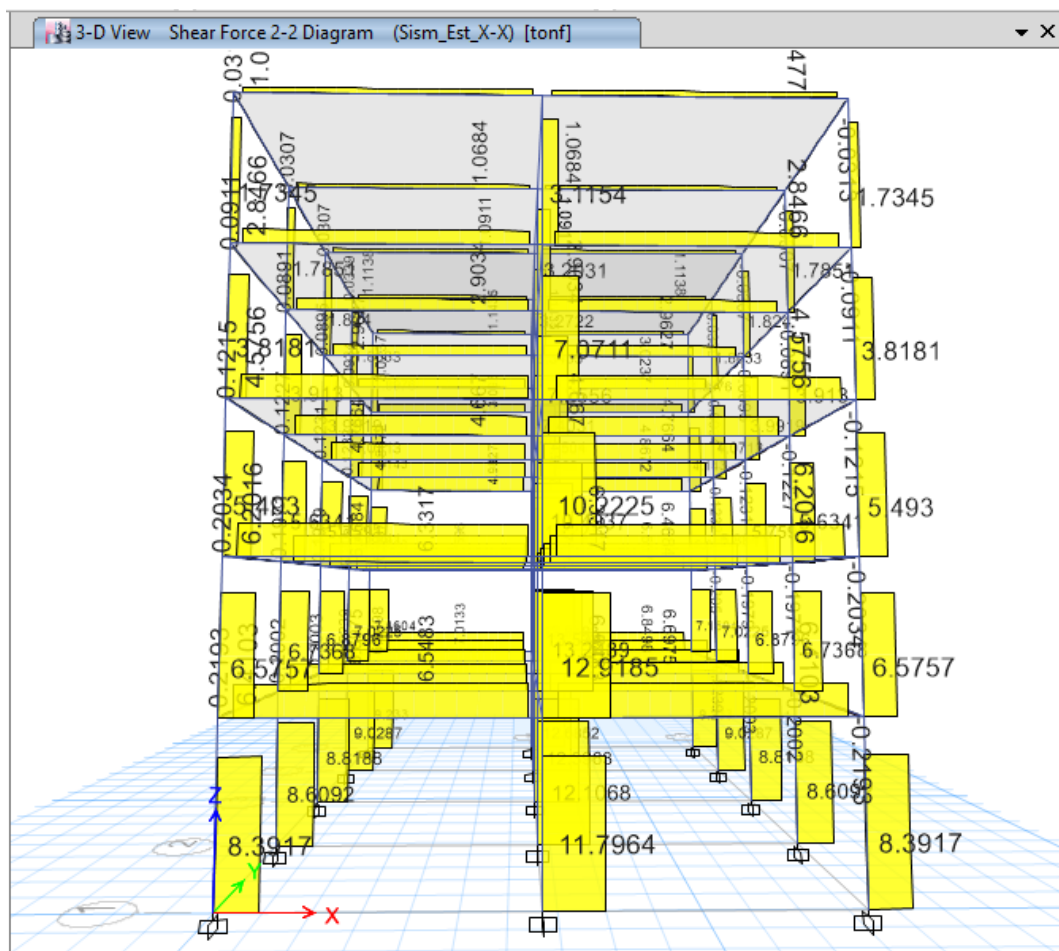


Figura 56. Fuerza cortante por piso en 3D

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 40

Fuerzas cortantes sísmicas estáticas en cada piso en la dirección Y

Story	Load Case/Combo	VX	VY	T	MX	MY
		tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story5	Sism_Est_Y-Y	0	-34,6968	-215,4963	104,0903	0
Story4	Sism_Est_Y-Y	0	-77,0965	-478,395	335,3797	0
Story3	Sism_Est_Y-Y	0	-111,3475	-691,6116	669,4223	0
Story2	Sism_Est_Y-Y	0	-136,5161	-848,9703	1078,9706	0
Story1	Sism_Est_Y-Y	0	-150,1245	-934,0993	1604,4062	0

Fuente: Elaboración propia.

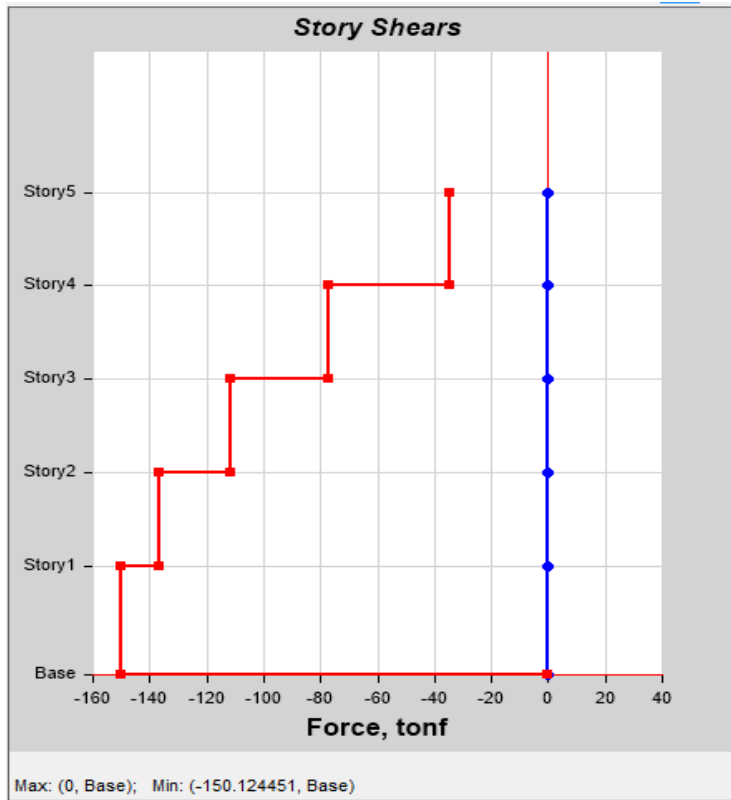


Figura 57. Fuerza cortante por piso en la dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia.

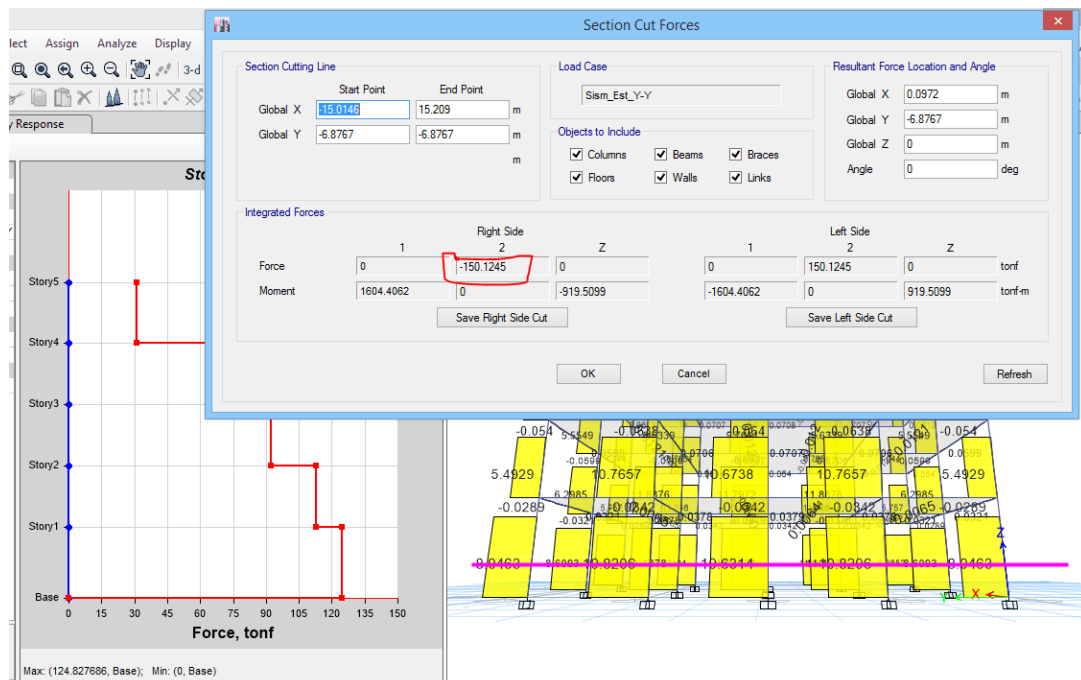


Figura 58. Fuerza cortante por piso en la Dirección Y Y

Fuente: Elaboración propia.

Cortante basal dinámica

Cortante basal dinámica en la dirección X-X

Tabla 41

Fuerzas cortantes sísmicas dinámicas en cada piso en la dirección X

Story	Load Case/Combo	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story5	Sism_Dinam_X-X	31,1649	0	274,2103	0	93,4946
Story4	Sism_Dinam_X-X	64,9139	0	570,6622	0	285,4526
Story3	Sism_Dinam_X-X	91,8242	0	807,982	0	556,3423
Story2	Sism_Dinam_X-X	112,3173	0	989,4947	0	886,6873
Story1	Sism_Dinam_X-X	123,6886	0	1090,2689	0	1311,6409

Fuente: Elaboración propia.

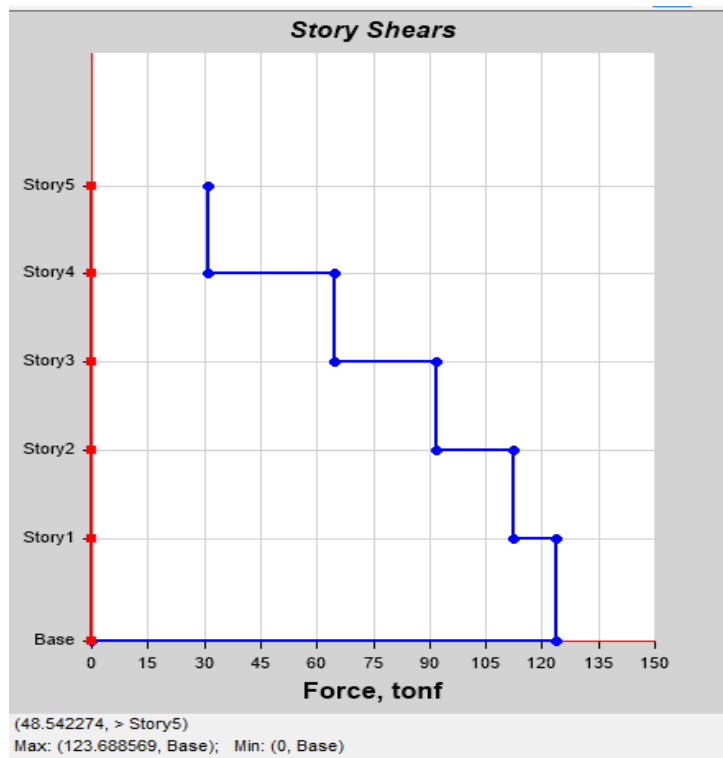


Figura 59. Fuerza cortante por piso en la Dirección X

Fuente: Elaboración propia.

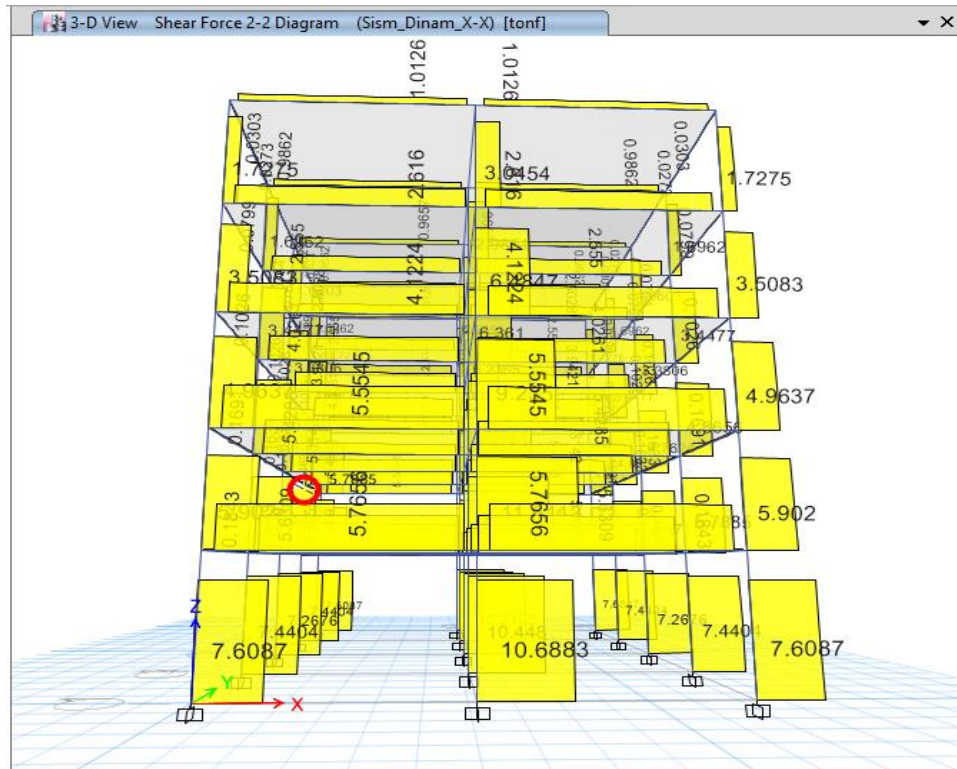


Figura 60. Fuerza cortante por piso en la Dirección X en 3D

Fuente: Elaboración propia.

Cortante basal dinámica en la dirección Y-Y

Tabla 42

Fuerzas cortantes sísmicas dinámicas en cada piso en la dirección Y

Story	Load Case/Combo	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story5	Sism_Dinam_Y-Y	0	31,2133	193,8611	93,6399	0
Story4	Sism_Dinam_Y-Y	0	64,8474	402,4085	285,3672	0
Story3	Sism_Dinam_Y-Y	0	92,0663	571,8496	557,2257	0
Story2	Sism_Dinam_Y-Y	0	112,7774	701,3391	889,2909	0
Story1	Sism_Dinam_Y-Y	0	124,8277	776,7215	1318,5188	0

Fuente: Elaboración propia.

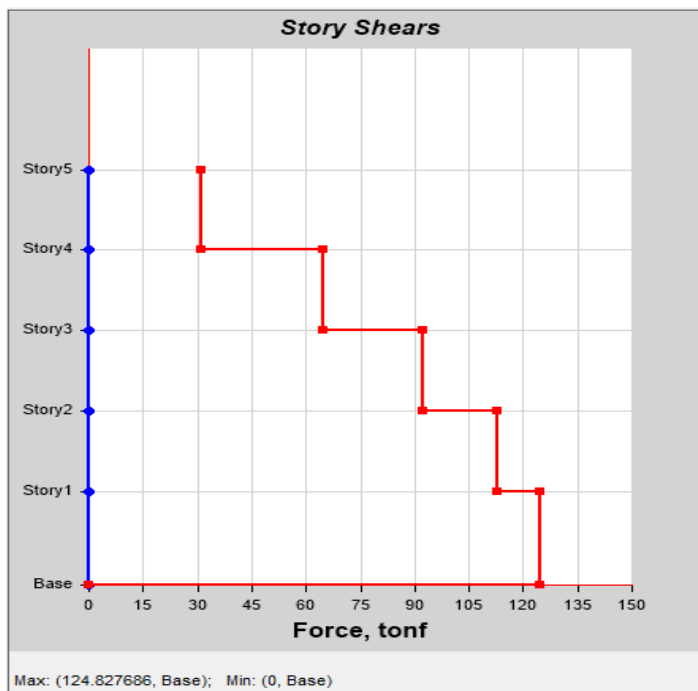


Figura 61. Fuerza cortante por piso en la Dirección Y

Fuente: Elaboración propia.

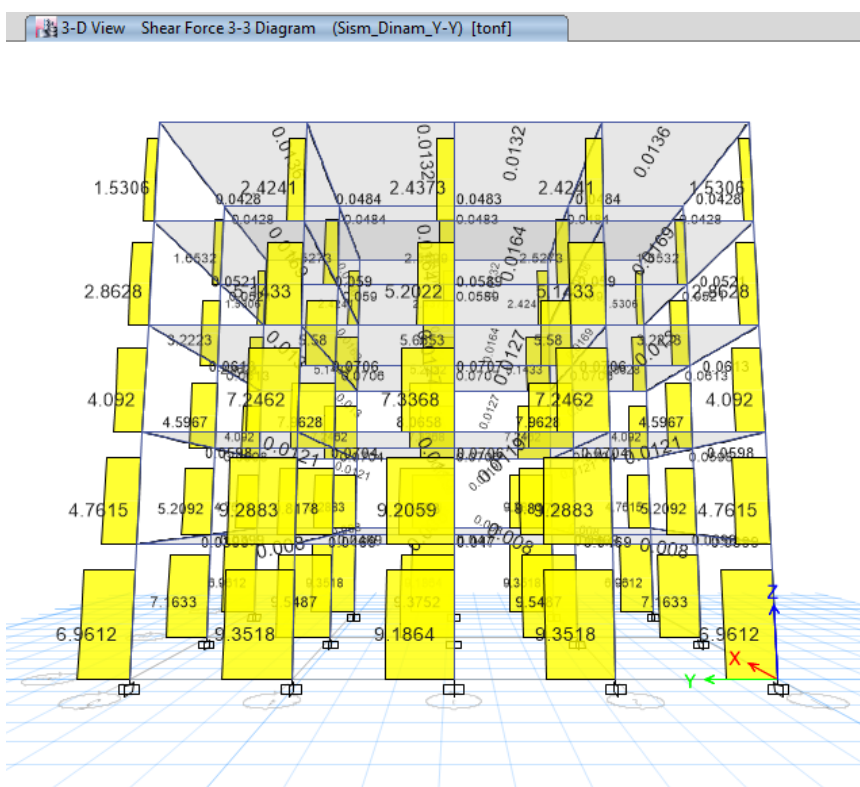


Figura 62. Fuerza cortante por piso en la Dirección Y en 3D

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 43

Periodos y frecuencia de la estructura

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec
Modal	1	0,519	1,926
Modal	2	0,495	2,019
Modal	3	0,417	2,397
Modal	4	0,208	4,812
Modal	5	0,192	5,21
Modal	6	0,166	6,026
Modal	7	0,126	7,959
Modal	8	0,11	9,113
Modal	9	0,097	10,312
Modal	10	0,079	12,614
Modal	11	0,07	14,36
Modal	12	0,062	16,221

Fuente: Elaboración propia.

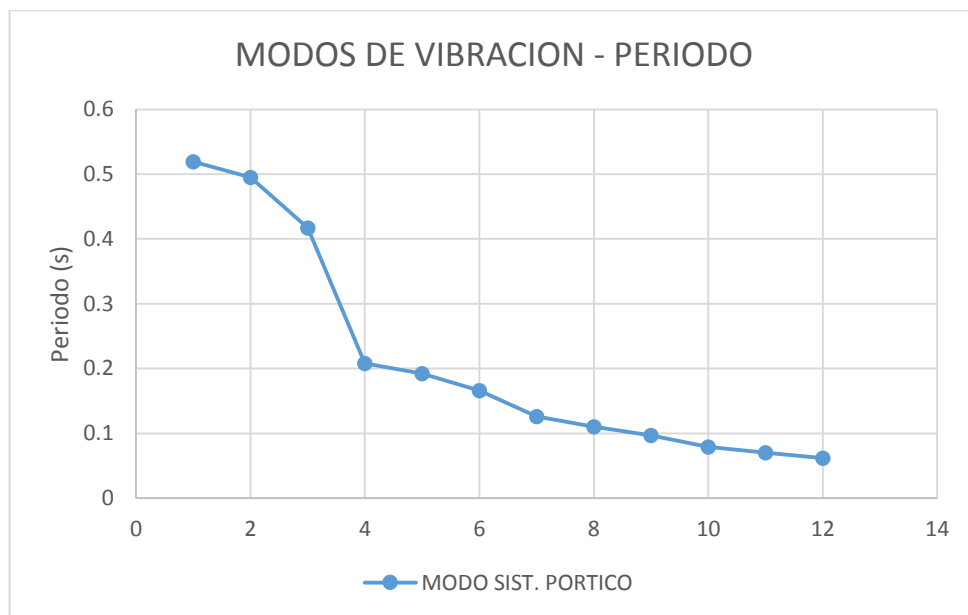


Figura 63. Visualización grafica de los periodos de vibración

Fuente: Elaboración propia.

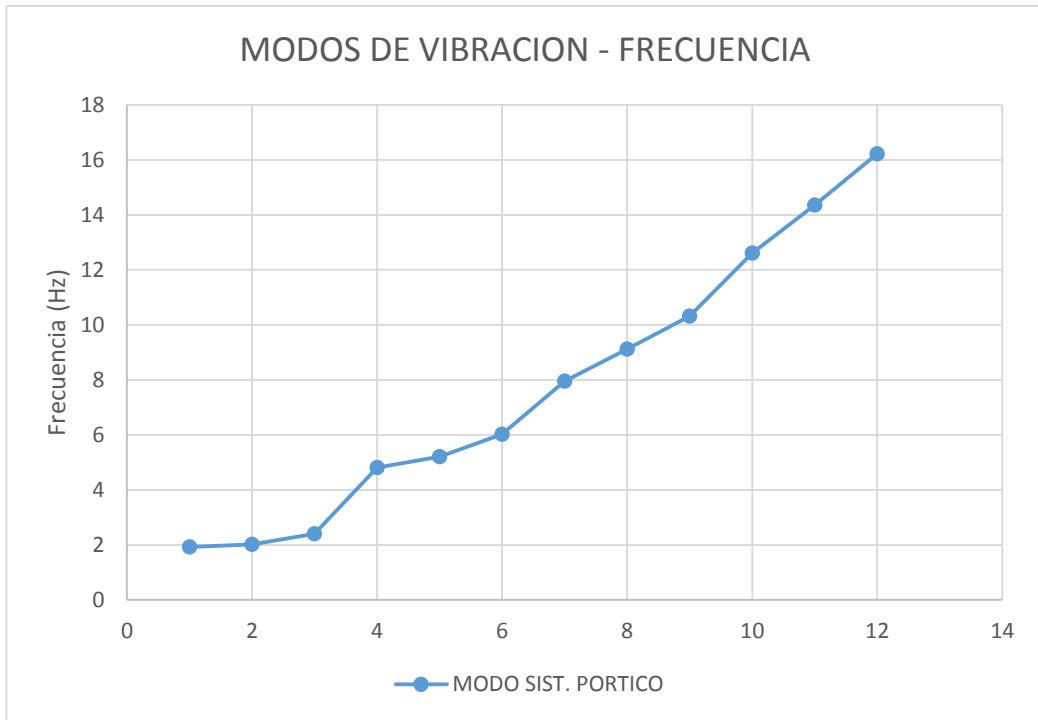


Figura 64. Visualización grafica de las frecuencias

Fuente: Elaboración propia.

4.1.9. Resultados del Análisis sísmico con un sistema estructural dual

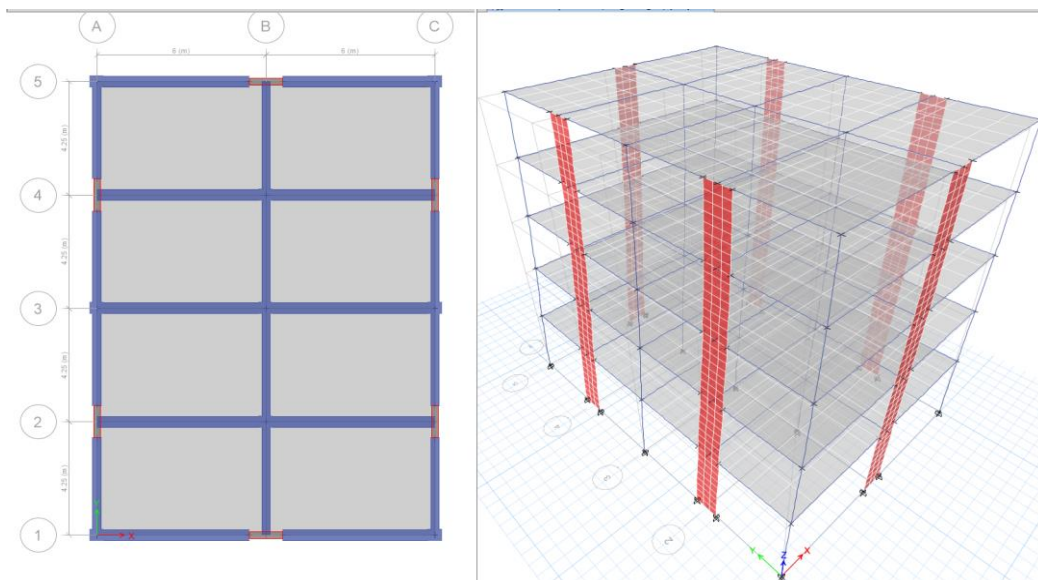


Figura 65. Visualización grafica del sistema estructural dual en planta y 3D

Fuente: Elaboración propia.

Dimensiones de los elementos estructurales de la edificación.

Columnas, vigas, y muros de concreto armado.

Tabla 44*Dimensiones de las columnas de la edificación.*

Piso N°	N° de Columnas	Perimetales y	Perimetales y
		esquinadas (b) m	esquinadas (h) m
5°	12	0,45	0,5
4°	12	0,45	0,5
3°	12	0,45	0,5
2°	12	0,45	0,5
1°	12	0,45	0,5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 45*Dimensiones de las vigas de la edificación*

Piso	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas
		Principales (b) m	Principales (h) m	Secundarias (b) m	Secundarias (h) m
5°	17	0,4	0,6	0,3	0,5
4°	17	0,4	0,6	0,3	0,5
3°	17	0,4	0,6	0,3	0,5
2°	17	0,4	0,6	0,3	0,5
1°	17	0,4	0,6	0,3	0,5

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 46*Dimensiones de los muros de la edificación de cinco pisos*

Piso	N ° Muros	P1-X	P1-Y
		(e=0.25m)	(e=0.25m)
5°	6	1,2	1,2
4°	6	1,2	1,2
3°	6	1,2	1,2
2°	6	1,2	1,2
1°	6	1,2	1,2

Fuente: Elaboración propia.

Derivas inelásticas en la dirección X-Y

Tabla 47*Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030*

Piso	Altura hi (m)	Desp. mm	Derivas Δelástica	Derivas inelásticas Δinelástica	Derivas inelásticas Δi/hi	Deriva límite Δlimite
Piso 5	3000	22,875	2,436000	12,789000	0,004263	0,007
Piso 4	3000	20,439	3,960000	20,790000	0,006930	0,007
Piso 3	3000	16,479	5,380000	28,245000	0,009415	0,007
Piso 2	3000	11,099	6,047000	31,746750	0,010582	0,007
Piso 1	3500	5,052	5,052000	26,523000	0,007578	0,007
Base	-	0,000	-	-	0	0,007

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 48*Derivas inelásticas en la dirección Y-Y, según la NTE E.030*

Piso	Altura hi (m)	Desp. mm	Derivas Δelástica	Derivas inelásticas Δinelástica	Derivas inelásticas Δi/hi	Deriva límite Δlimite
Piso 5	3000	17,789	2,02800	10,64700	0,00355	0,007
Piso 4	3000	15,761	3,15500	16,56375	0,00552	0,007
Piso 3	3000	12,606	4,21400	22,12350	0,00737	0,007
Piso 2	3000	8,392	4,65600	24,44400	0,00815	0,007
Piso 1	3500	3,736	3,73600	19,61400	0,00560	0,007
Base	-	0,000	-	-	0	0,007

Fuente: Elaboración propia.

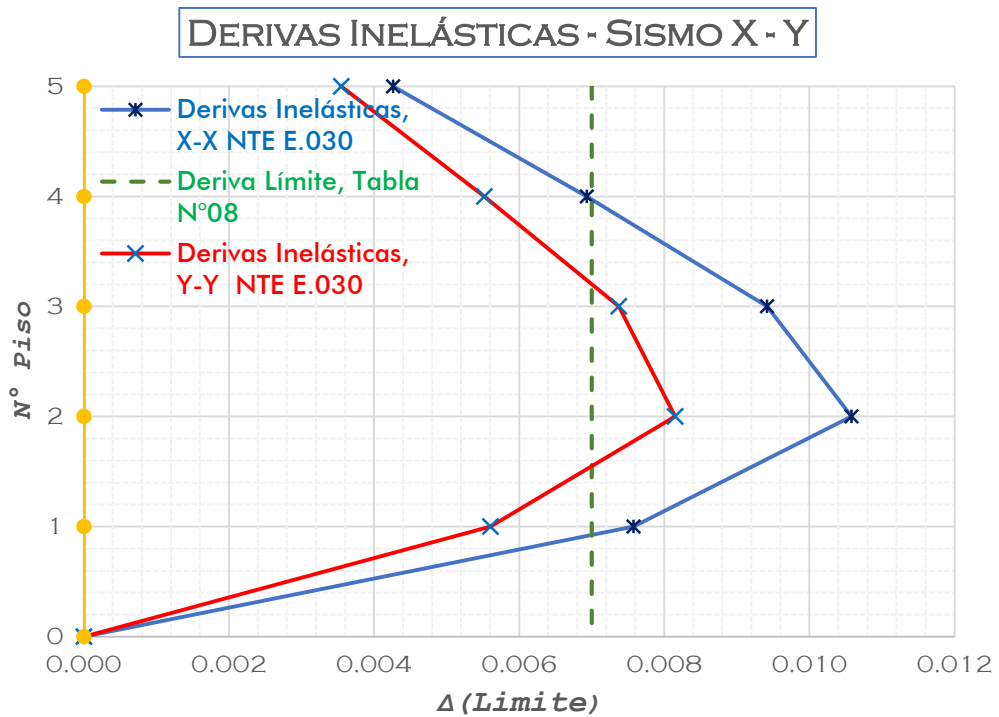


Figura 66. Visualización grafica de las derivas inelásticas calculadas en la dirección X y Y

Fuente: Elaboración propia.

Modificación de dimensiones de los elementos estructurales (segunda iteración)

Columnas

Tabla 49

Dimensiones de las columnas de la edificación.

Piso	Nº de Columnas	Columnas	
		(b) m	(h) m
5°	12	0,3	0,4
4°	12	0,4	0,5
3°	12	0,45	0,55
2°	12	0,45	0,55
1°	12	0,45	0,55

Fuente: Elaboración propia.

Vigas

Tabla 50

Dimensiones de las vigas de la edificación

Piso	N° Vigas	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas
		Principales (b)	Principales (h)	Secundarias (b)	Secundarias (h)
5°	17	0,3	0,5	0,3	0,4
4°	17	0,3	0,6	0,3	0,5
3°	17	0,35	0,65	0,3	0,5
2°	17	0,4	0,7	0,35	0,6
1°	17	0,4	0,7	0,35	0,6

Fuente: Elaboración propia.

Muros de concreto armado

Tabla 51

Dimensiones de los muros de la edificación de cinco pisos

Piso	N ° Muros	P1-X	P1-Y
		(e=0.25m)	(e=0.25m)
5°	6	1,2	1,2
4°	6	1,2	1,2
3°	6	1,2	1,2
2°	6	1,2	1,2
1°	6	1,2	1,2

Fuente: Elaboración propia.

Derivas laterales relativos permisibles y su grafica en la dirección X-Y

Tabla 52

Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030

Piso	Altura hi (m)	Desp. mm	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ i/hi	Deriva límite Δ limite
Piso 5	3000	19,738	3,304000	17,346000	0,005782	0,007
Piso 4	3000	16,434	3,961000	20,795250	0,006932	0,007
Piso 3	3000	12,473	4,293000	22,538250	0,007513	0,007
Piso 2	3000	8,180	4,384000	23,016000	0,007672	0,007
Piso 1	3500	3,796	3,796000	19,929000	0,005694	0,007
Base	-	0,000	-	-	0	0,007

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 53

Derivas inelásticas en la dirección Y-Y, según la NTE E.030

Piso	Altura hi (m)	Desp. mm	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ i/hi	Deriva límite Δ limite
Piso 5	3000	15,766	2,67300	14,03325	0,00468	0,007
Piso 4	3000	13,093	3,17600	16,67400	0,00556	0,007
Piso 3	3000	9,917	3,49600	18,35400	0,00612	0,007
Piso 2	3000	6,421	3,46900	18,21225	0,00607	0,007
Piso 1	3500	2,952	2,95200	15,49800	0,00443	0,007
Base	-	0,000	-	-	0	0,007

Fuente: Elaboración propia.

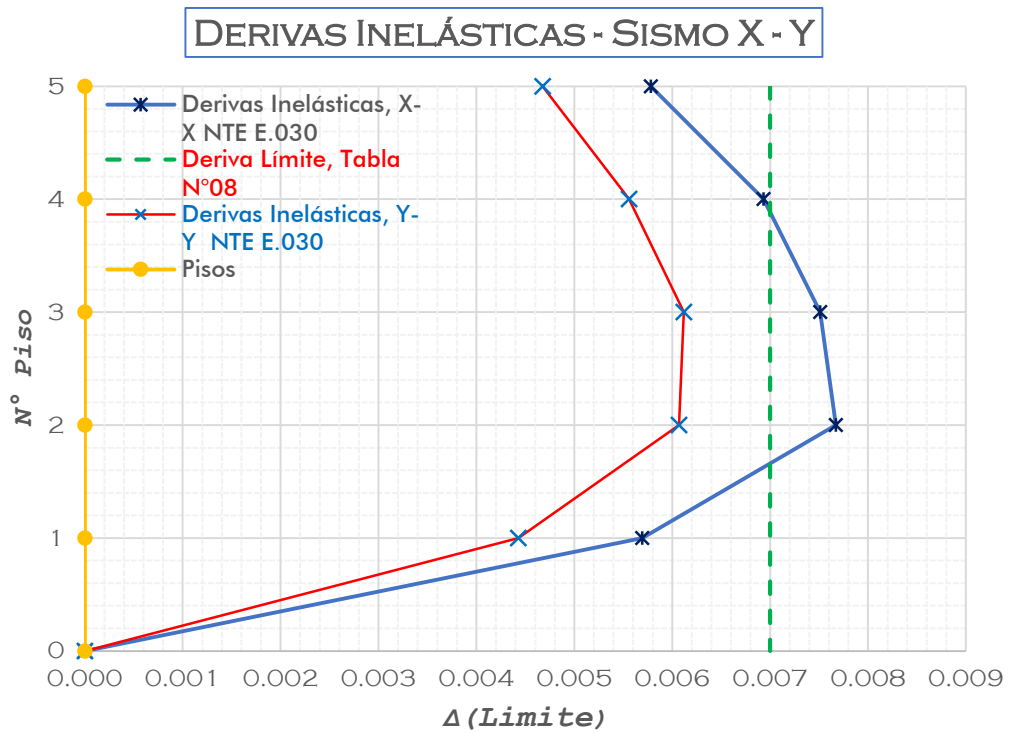


Figura 67. Visualización grafica de las derivas inelásticas calculadas en la dirección X y Y.

Fuente: Elaboración propia.

Modificación de dimensiones de los elementos estructurales (tercera iteración)

Columnas, vigas y muros de concreto armado.

Tabla 54

Dimensiones de las columnas de la edificación.

Piso	Nº de Columnas	Columnas (b) m	Columnas (h) m
5º	12	0,3	0,4
4º	12	0,4	0,5
3º	12	0,45	0,55
2º	12	0,45	0,55
1º	12	0,45	0,55

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 55*Dimensiones de las vigas principales y secundarias de la edificación*

Piso	N° Vigas	Vigas	Vigas	Vigas	Vigas
		Principales (b)	Principales (h)	Secundarias (b)	Secundarias (h)
5°	17	0,3	0,5	0,3	0,4
4°	17	0,3	0,6	0,3	0,5
3°	17	0,35	0,65	0,3	0,5
2°	17	0,4	0,7	0,35	0,6
1°	17	0,4	0,7	0,35	0,6

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 56*Dimensiones de los muros de la edificación de cinco pisos.*

Piso	N° Muros	P1-X	P1-Y
		(e=0.25m)	(e=0.25m)
5°	6	1,3	1,3
4°	6	1,3	1,3
3°	6	1,3	1,3
2°	6	1,3	1,3
1°	6	1,3	1,3

Fuente: Elaboración propia.

Derivas laterales relativos permisibles y su grafica en la dirección X-Y

Tabla 57*Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030*

Piso	Altura hi (m)	Desp. mm	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ i/hi	Deriva límite Δ limite
Piso 5	3000	17,025	2,852000	14,973000	0,004991	0,007
Piso 4	3000	14,173	3,415000	17,928750	0,005976	0,007
Piso 3	3000	10,758	3,699000	19,419750	0,006473	0,007
Piso 2	3000	7,059	3,784000	19,866000	0,006622	0,007
Piso 1	3500	3,275	3,275000	17,193750	0,004913	0,007
Base	-	0,000	-	-	0	0,007

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 58

Derivas inelásticas en la dirección Y-Y, según la NTE E.030

Piso	Altura hi (m)	Desp. mm	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ i/hi	Deriva límite Δ limite
Piso 5	3000	13,660	2,34800	12,32700	0,00411	0,007
Piso 4	3000	11,312	2,77200	14,55300	0,00485	0,007
Piso 3	3000	8,540	3,03500	15,93375	0,00531	0,007
Piso 2	3000	5,505	2,99200	15,70800	0,00524	0,007
Piso 1	3500	2,513	2,51300	13,19325	0,00377	0,007
Base	-	0,000	-	-	0	0,007

Fuente: Elaboración propia.

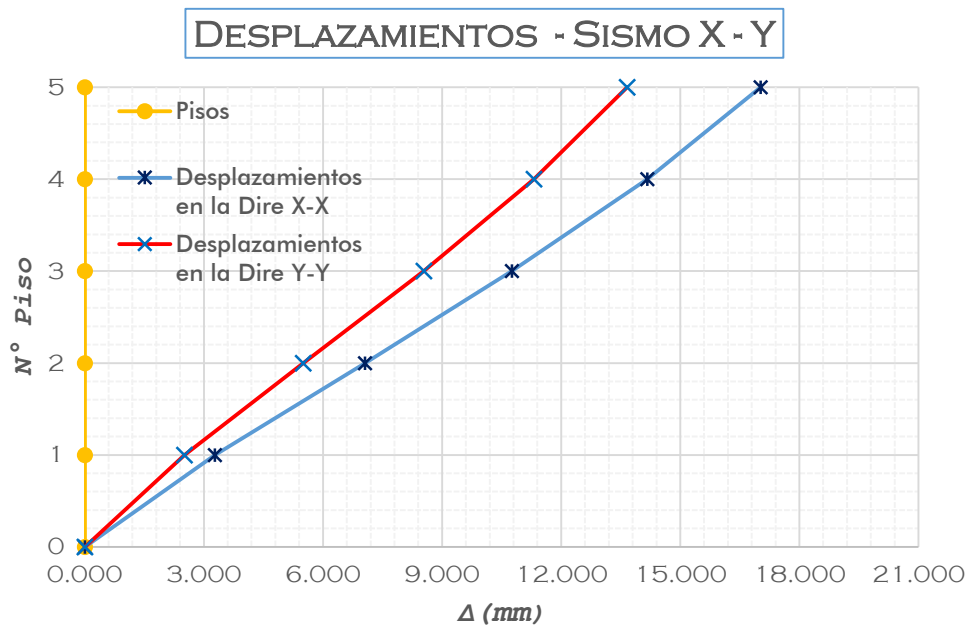


Figura 68. Visualización grafica de los desplazamientos calculadas en la dirección X y Y.

Fuente: Elaboración propia.

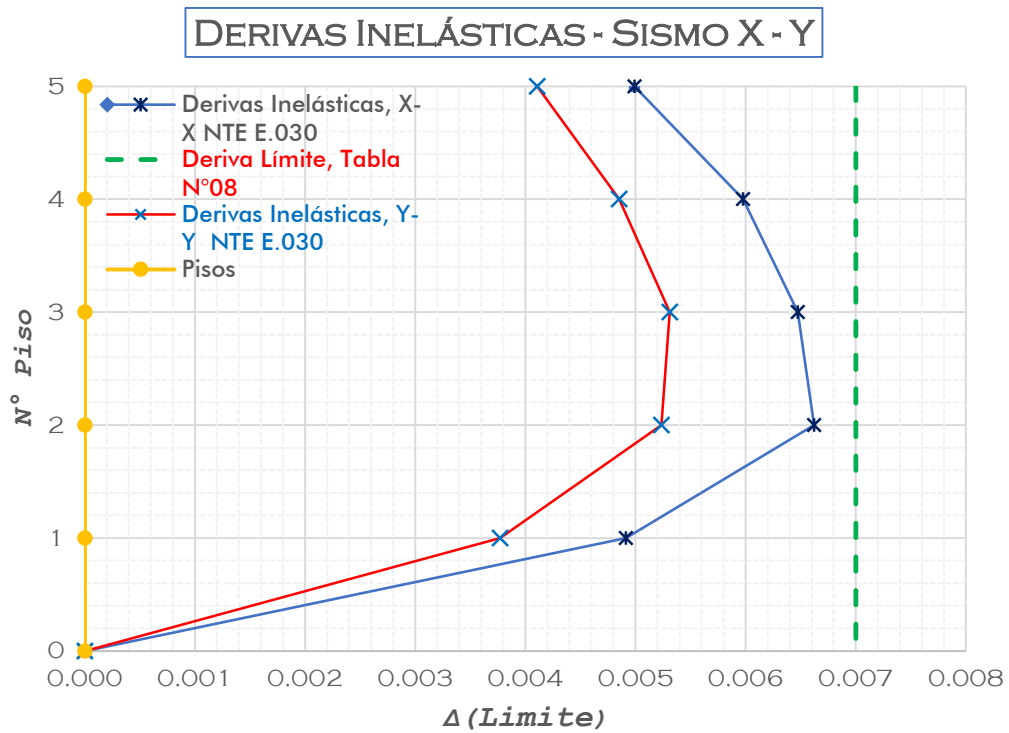


Figura 69. Visualización grafica de las derivas inelásticas calculadas en la dirección X y Y.

Fuente: Elaboración propia.

Cortante basal estático

Cortante basal estática en la dirección X-Y

Tabla 59

Fuerzas cortantes sísmicas estáticas en cada piso en la dirección X y Y

Load Pattern	Direction	Bottom Story	C	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sism_Est_X-X	X + Ecc. Y	Base	0,176786	992,7981	175,5125
Sism_Est_Y-Y	Y + Ecc. X	Base	0,176786	992,7981	175,5125

Fuente: Elaboración propia.

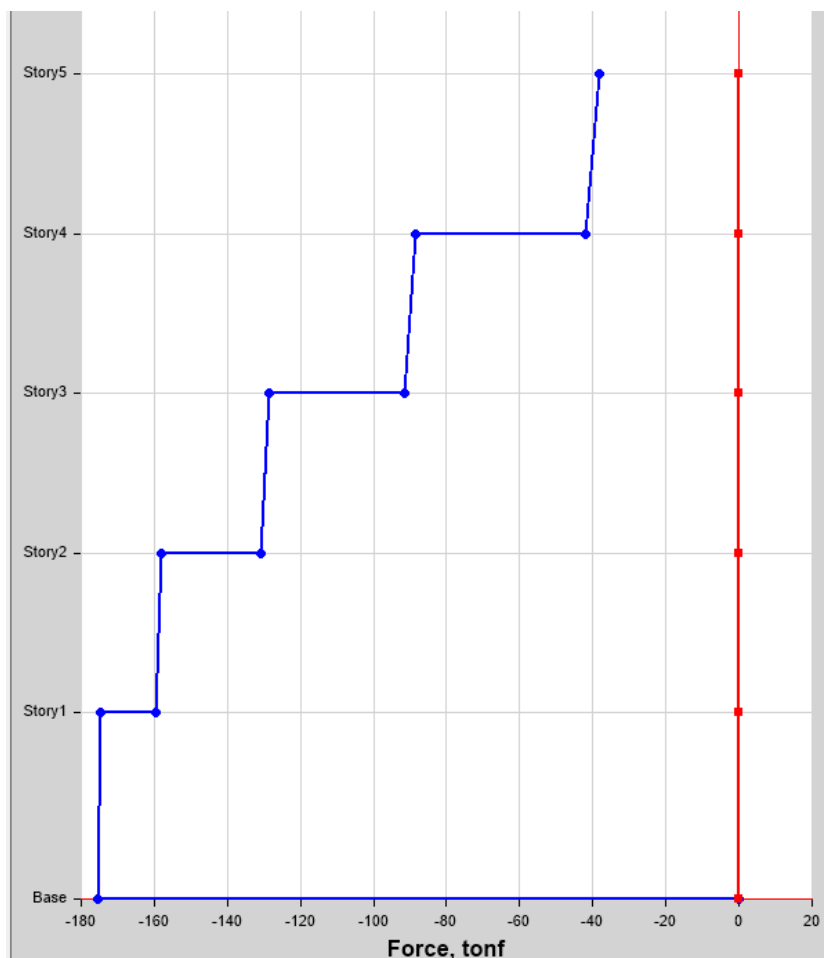


Figura 70. Fuerza cortante por piso en la dirección X-Y.

Fuente: Elaboración propia.

Cortante basal dinámica en la dirección X-X

Tabla 60

Fuerzas cortantes sísmicas dinámicas en cada piso en la dirección X

Story	Load Case/Combo	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story5	Sism_Dinam_X-X	36,998	5,20E-07	324,340	0	107,123
Story4	Sism_Dinam_X-X	76,713	7,27E-07	672,01	0	331,537
Story3	Sism_Dinam_X-X	107,959	5,41E-07	946,432	0	647,917
Story2	Sism_Dinam_X-X	131,049	0	1150,070	0	1031,682
Story1	Sism_Dinam_X-X	143,063	2,01E-06	1256,032	0	1522,187

Fuente: Elaboración propia.

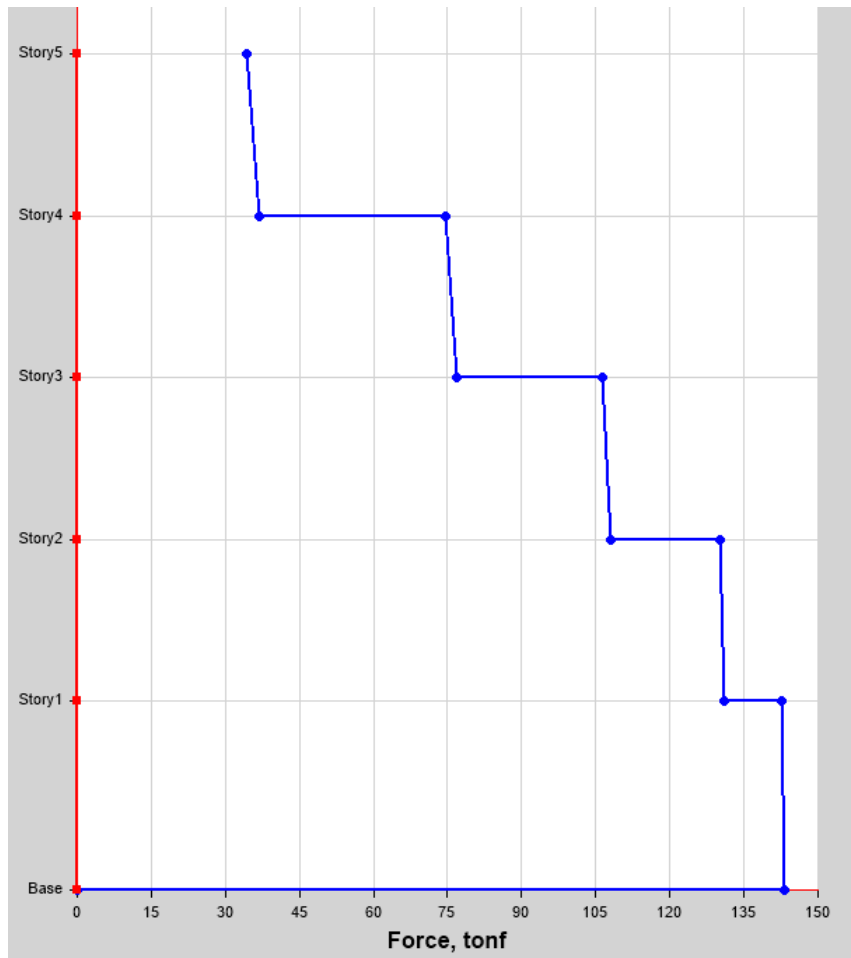


Figura 71. Fuerza cortante por piso en la Dirección X.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 61

Fuerzas cortantes sísmicas dinámicas en cada piso en la dirección Y

Story	Load Case/Combo	VX	VY	T	MX	MY
		tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story5	Sism_Dinam_Y-Y	0,000	37,158	229,934	107,600	0,000
Story4	Sism_Dinam_Y-Y	0,000	76,750	474,582	332,176	0,000
Story3	Sism_Dinam_Y-Y	0,000	107,689	666,392	647,639	0,000
Story2	Sism_Dinam_Y-Y	0,000	130,273	806,992	1028,648	0,000
Story1	Sism_Dinam_Y-Y	0,000	141,968	879,800	1514,755	0,000

Fuente: Elaboración propia.

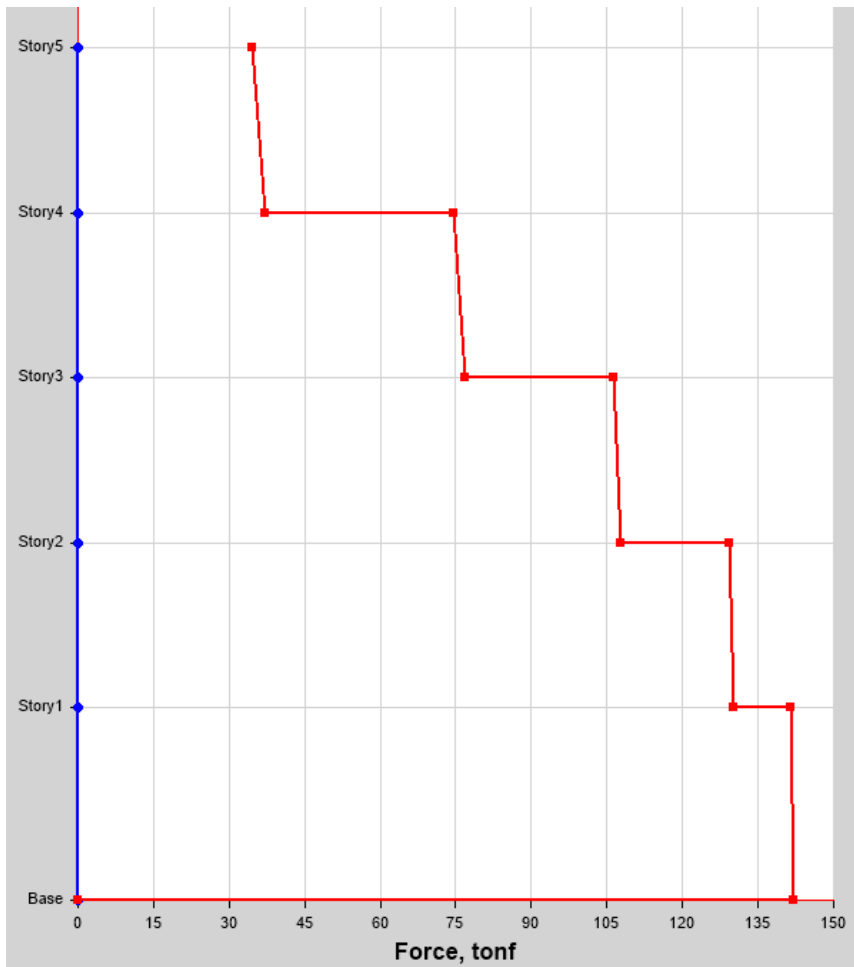


Figura 72. Fuerza cortante por piso en la Dirección Y.

Fuente: Elaboración propia.

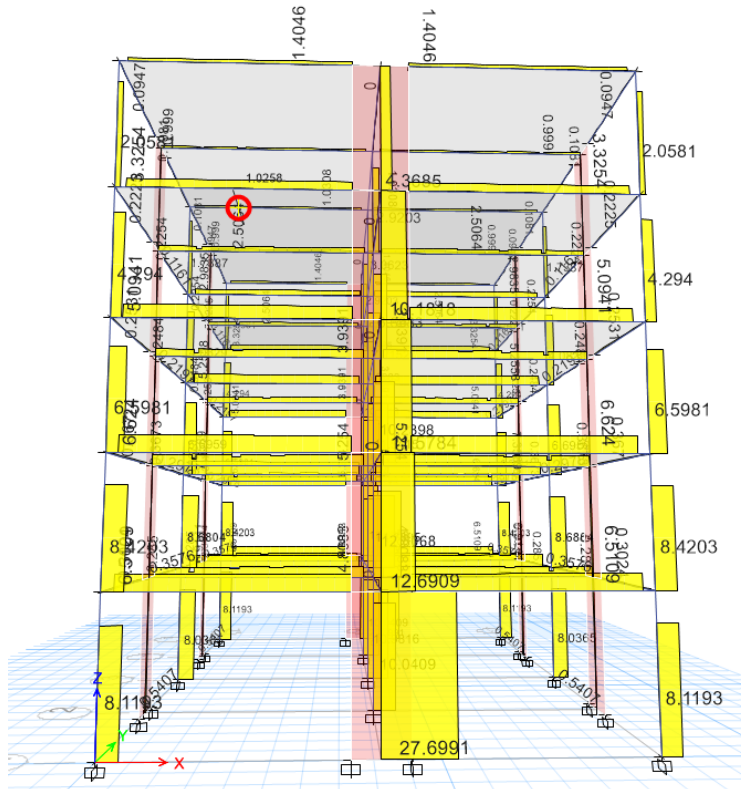


Figura 73. Fuerza cortante por piso en la Dirección X en 3D.

Fuente: Elaboración propia.

Periodo y frecuencia de la estructura

Tabla 62

Periodo y frecuencia de la estructura

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec
Modal	1	0,515	1,942
Modal	2	0,463	2,158
Modal	3	0,384	2,602
Modal	4	0,184	5,447
Modal	5	0,163	6,135
Modal	6	0,133	7,535
Modal	7	0,097	10,297
Modal	8	0,085	11,739
Modal	9	0,067	14,818
Modal	10	0,061	16,343
Modal	11	0,053	18,752
Modal	12	0,044	22,875

Fuente: Elaboración propia.

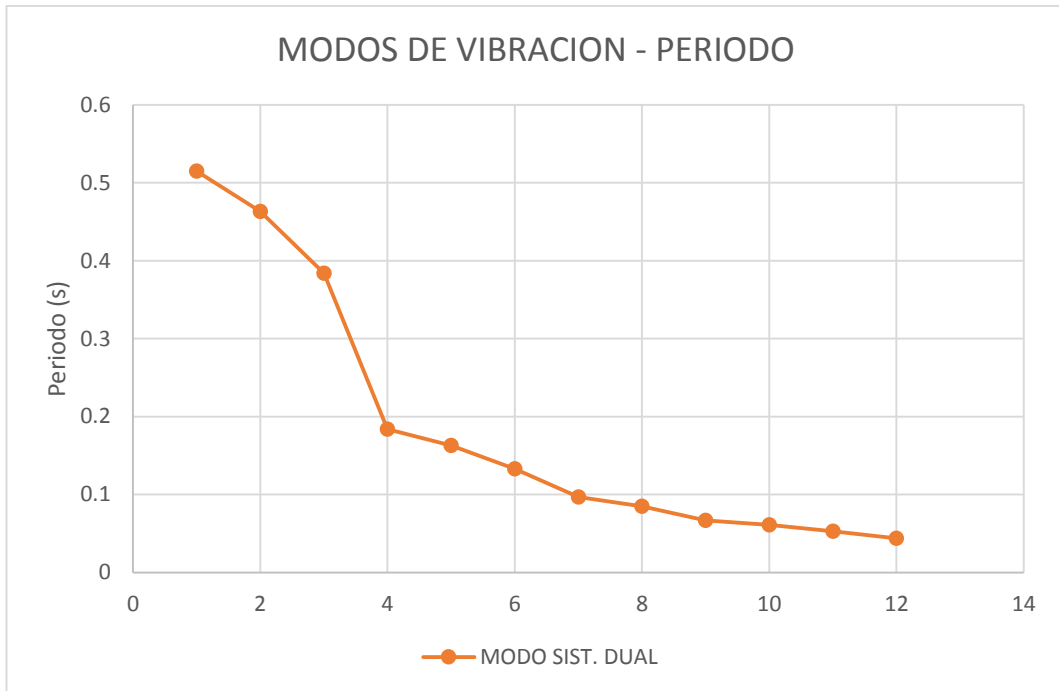


Figura 74. Periodos de vibración del sistema dual.

Fuente: Elaboración propia.

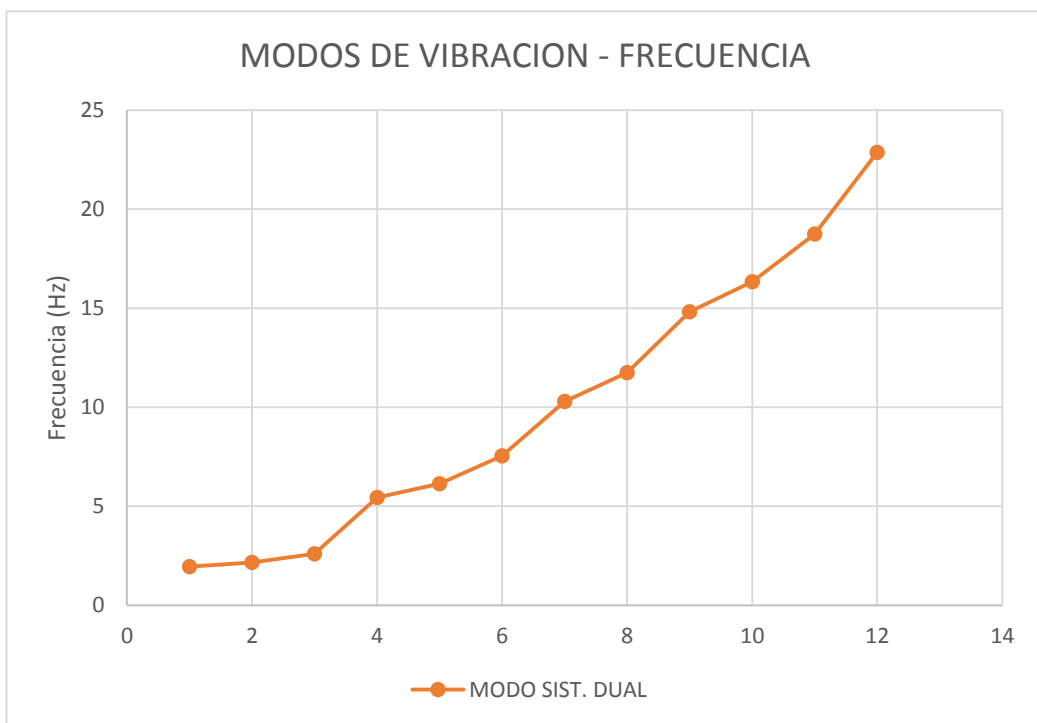


Figura 75. Frecuencia del sistema estructural dual

Fuente: Elaboración propia.

4.1.10. Resultados del Análisis sísmico con muros estructurales

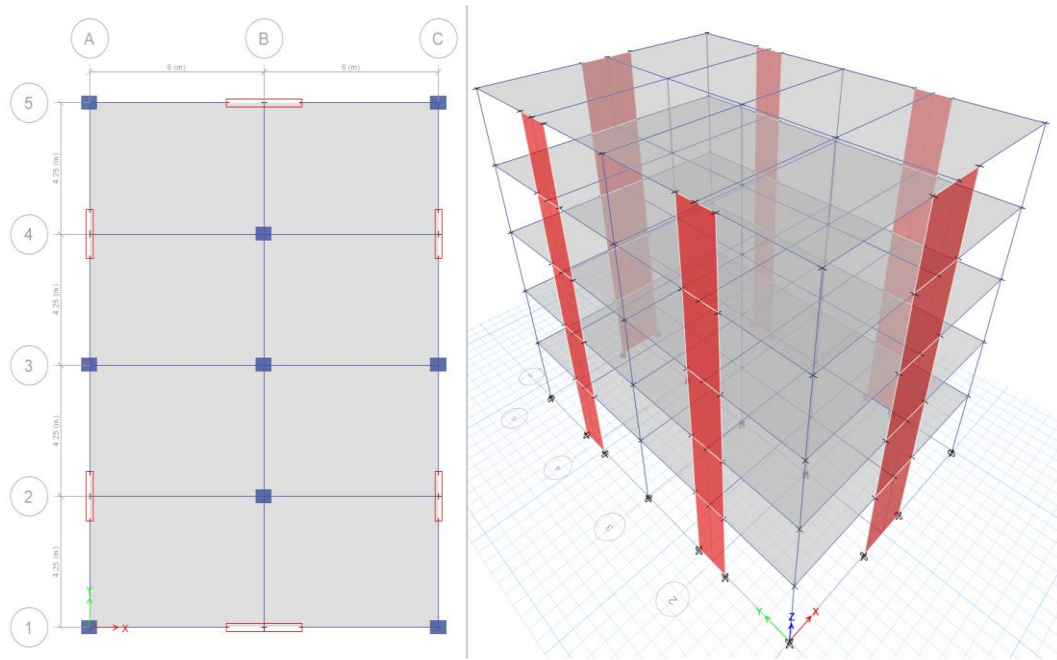


Figura 76. Visualización grafica del sistema muros estructurales en planta y 3D

Fuente: Elaboración propia.

Desplazamientos máximos y su grafica en la dirección X-Y

Tabla 63

Desplazamientos máximos en la dirección X-X, extraídos del programa Etabs

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Story5	Sism_Dinam_X-X Max	X	14,253	16,768	1,015
Story4	Sism_Dinam_X-X Max	X	11,225	13,960	1,015
Story3	Sism_Dinam_X-X Max	X	8,013	10,598	1,015
Story2	Sism_Dinam_X-X Max	X	4,813	6,956	1,015
Story1	Sism_Dinam_X-X Max	X	1,956	3,230	1,014
Base	-	-	0	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 64

Desplazamientos máximos en la dirección X-X, extraídos del programa Etabs

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Story5	Sism_Dinam_Y-Y Max	Y	13,692	14,054	1,009
Story4	Sism_Dinam_Y-Y Max	Y	11,116	11,068	1,009
Story3	Sism_Dinam_Y-Y Max	Y	8,199	7,901	1,009
Story2	Sism_Dinam_Y-Y Max	Y	5,120	4,746	1,009
Story1	Sism_Dinam_Y-Y Max	Y	2,231	1,930	1,009
Base	-	-	0	-	-

Fuente: Elaboración propia.

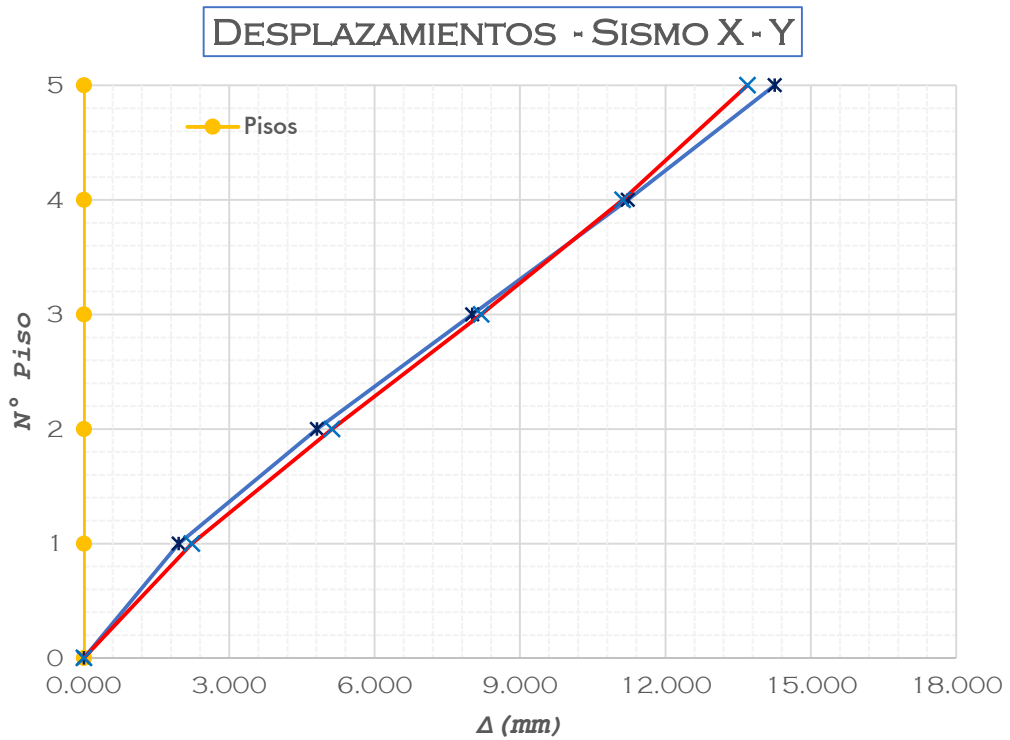


Figura 77. Visualización grafica de las derivas inelásticas calculadas en la dirección X y Y.

Fuente: Elaboración propia.

Derivas y su grafica en la dirección X-Y

Desplazamientos laterales relativos permisibles y su grafica en la dirección X-Y

Tabla 65

Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030

Piso	Altura hi (m)	Desp. mm	Derivas Δelástica	Derivas inelásticas Δinelástica	Derivas inelásticas Δi/hi	Deriva límite Δlimite
Piso 5	3000	14,253	3,028000	15,897000	0,005299	0,007
Piso 4	3000	11,225	3,212000	16,863000	0,005621	0,007
Piso 3	3000	8,013	3,200000	16,800000	0,005600	0,007
Piso 2	3000	4,813	2,857000	14,999250	0,005000	0,007
Piso 1	3500	1,956	1,956000	10,269000	0,002934	0,007
Base	-	0,000	-	-	0	0,007

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 66

Derivas inelásticas en la dirección Y-Y, según la NTE E.030

Piso	Altura hi (m)	Desp. mm	Derivas Δelástica	Derivas inelásticas Δinelástica	Derivas inelásticas Δi/hi	Deriva límite Δlimite
Piso 5	3000	13,692	2,57600	13,52400	0,00451	0,007
Piso 4	3000	11,116	2,91700	15,31425	0,00510	0,007
Piso 3	3000	8,199	3,07900	16,16475	0,00539	0,007
Piso 2	3000	5,120	2,88900	15,16725	0,00506	0,007
Piso 1	3500	2,231	2,23100	11,71275	0,00335	0,007
Base	-	0,000	-	-	0	0,007

Fuente: Elaboración propia.

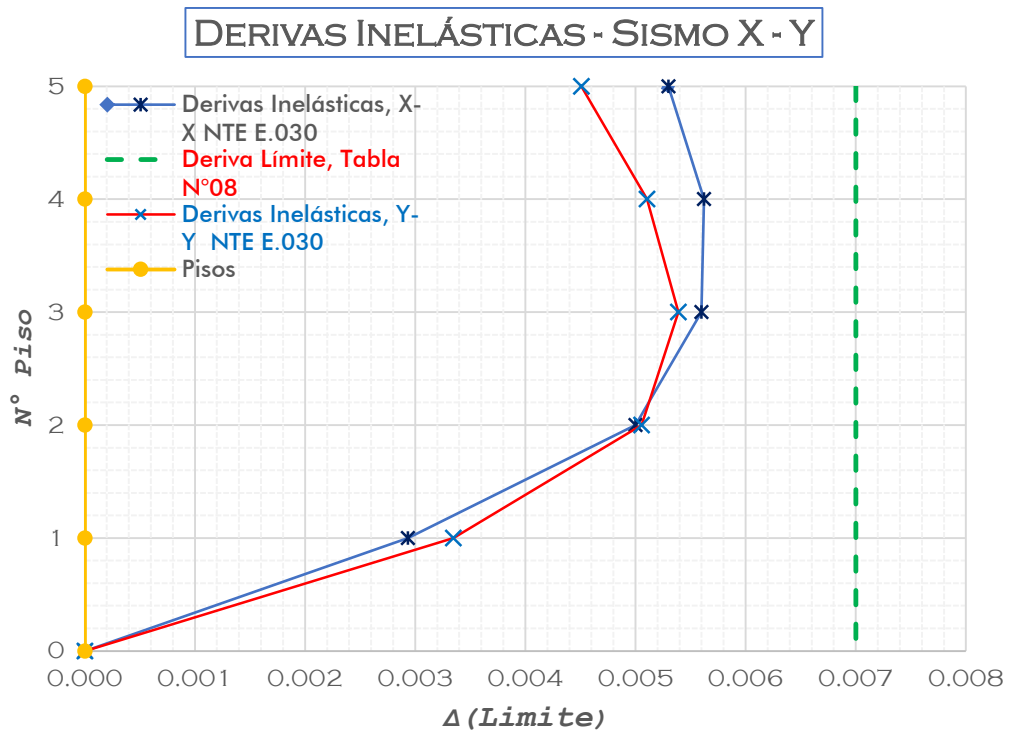


Figura 78. Visualización grafica de las derivas inelásticas calculadas en la dirección X y Y

Fuente: Elaboración propia.

Cortante basal estático y peso sísmico

Tabla 67

Fuerza cortante sísmica estática en la base y peso sísmico efectivo

Load Pattern	Type	Direction	C	Peso sísmico tonf	Base Shear tonf
Sism_Est_X-X	Seismic	X + Ecc. Y	0,206	1018,334	210,031
Sism_Est_Y-Y	Seismic	Y + Ecc. X	0,206	1018,334	210,031

Fuente: Elaboración propia.

Cortante basal estática por piso en la dirección X-X

Tabla 67

Fuerzas cortantes sísmicas estáticas en cada piso en la dirección X y X

Story	Load Case/Combo	VX	VY	T	MX	MY
		tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story5	Sism_Est_X-X	-49,1005	0	430,1817	0	-137,8599
Story4	Sism_Est_X-X	-108,5621	0	950,2818	0	-455,932
Story3	Sism_Est_X-X	-155,9138	0	1365,7625	0	-917,8866
Story2	Sism_Est_X-X	-190,8345	0	1673,621	0	-1486,4308
Story1	Sism_Est_X-X	-210,0314	0	1842,828	0	-2218,556

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 68

Fuerzas cortantes sísmicas estáticas en cada piso en la dirección Y y Y

Story	Load Case/Combo	VX	VY	T	MX	MY
		tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story5	Sism_Est_Y-Y	0	-49,1005	-303,6577	137,8599	0
Story4	Sism_Est_Y-Y	0	-108,5621	-670,7872	455,932	0
Story3	Sism_Est_Y-Y	0	-155,9138	-964,0677	917,8866	0
Story2	Sism_Est_Y-Y	0	-190,8345	-1181,3796	1486,4308	0
Story1	Sism_Est_Y-Y	0	-210,0314	-1300,8198	2218,556	0

Fuente: Elaboración propia.

Cortante basal dinámica en la dirección X-X

Tabla 69

Fuerzas cortantes sísmicas dinámicas en cada piso en la dirección X

Story	Load Case/Combo	VX	VY	T	MX	MY
		tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story5	Sism_Dinam_X-X	37,269	0,000	326,760	0,000	107,761
Story4	Sism_Dinam_X-X	76,856	0,000	673,299	0,000	332,423
Story3	Sism_Dinam_X-X	107,441	0,000	941,836	0,000	646,912
Story2	Sism_Dinam_X-X	129,909	0,000	1139,977	0,000	1026,897
Story1	Sism_Dinam_X-X	141,407	0,000	1241,376	0,000	1511,276

Fuente: Elaboración propia.

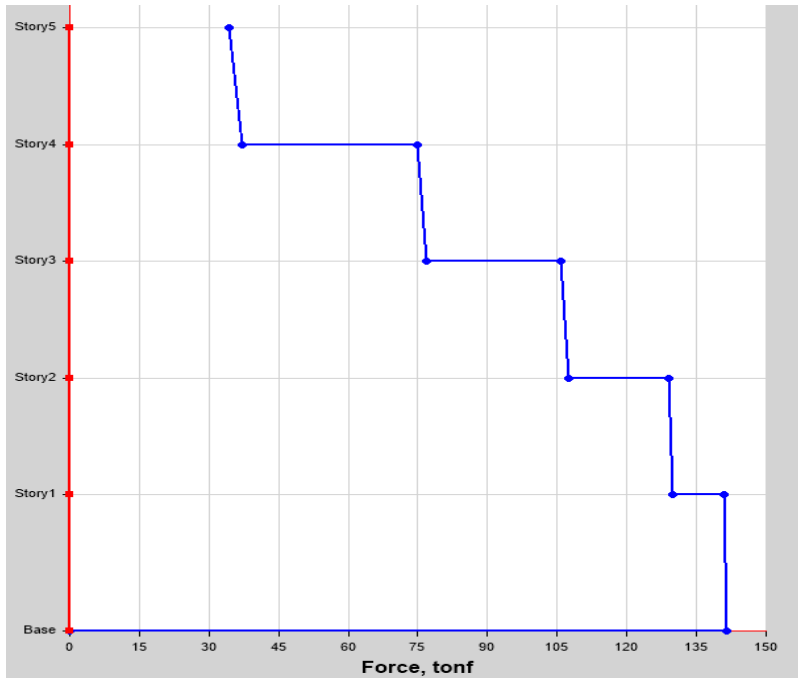


Figura 79. Fuerza cortante por piso en la Dirección X

Fuente: Elaboración propia.

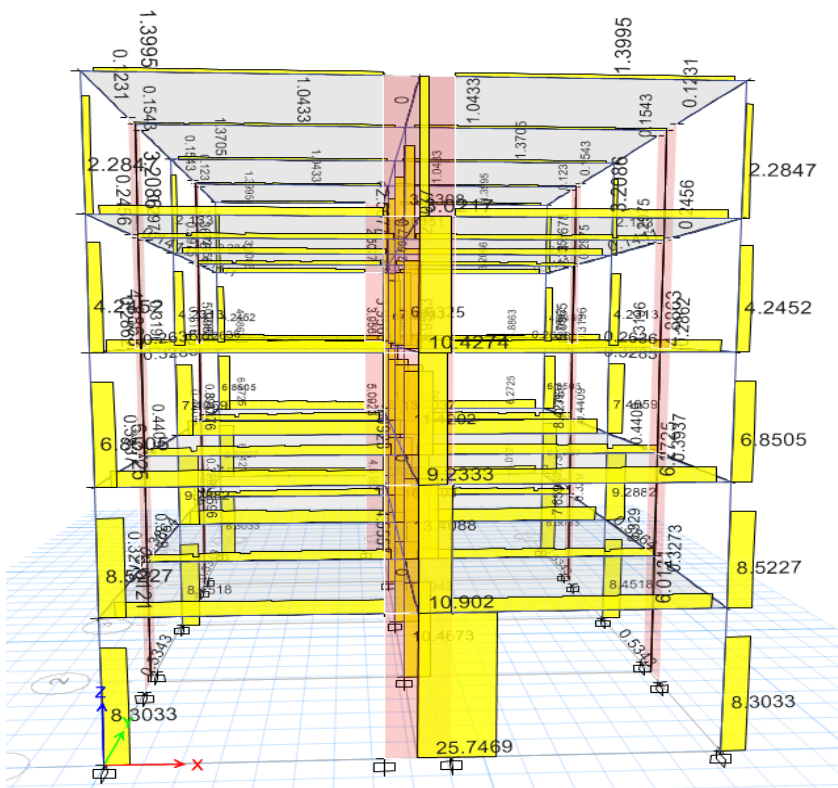


Figura 80. Fuerza cortante por piso en la Dirección X en 3D

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 70

Fuerzas cortantes sísmicas dinámicas en cada piso en la dirección Y-Y

Story	Load Case/Combo	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story5	Sism_Dinam_Y-Y	0,000	37,214	230,315	107,589	0,000
Story4	Sism_Dinam_Y-Y	0,000	76,818	475,038	332,327	0,000
Story3	Sism_Dinam_Y-Y	0,000	107,466	664,983	646,999	0,000
Story2	Sism_Dinam_Y-Y	0,000	129,870	804,450	1026,643	0,000
Story1	Sism_Dinam_Y-Y	0,000	141,369	876,030	1510,511	0,000

Fuente: Elaboración propia.

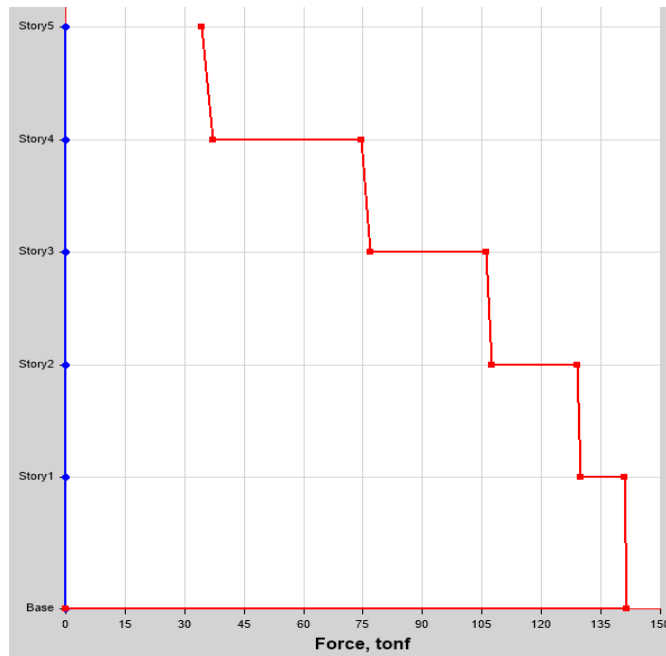


Figura 81. Fuerza cortante por piso en la Dirección Y-Y.

Fuente: Elaboración propia.

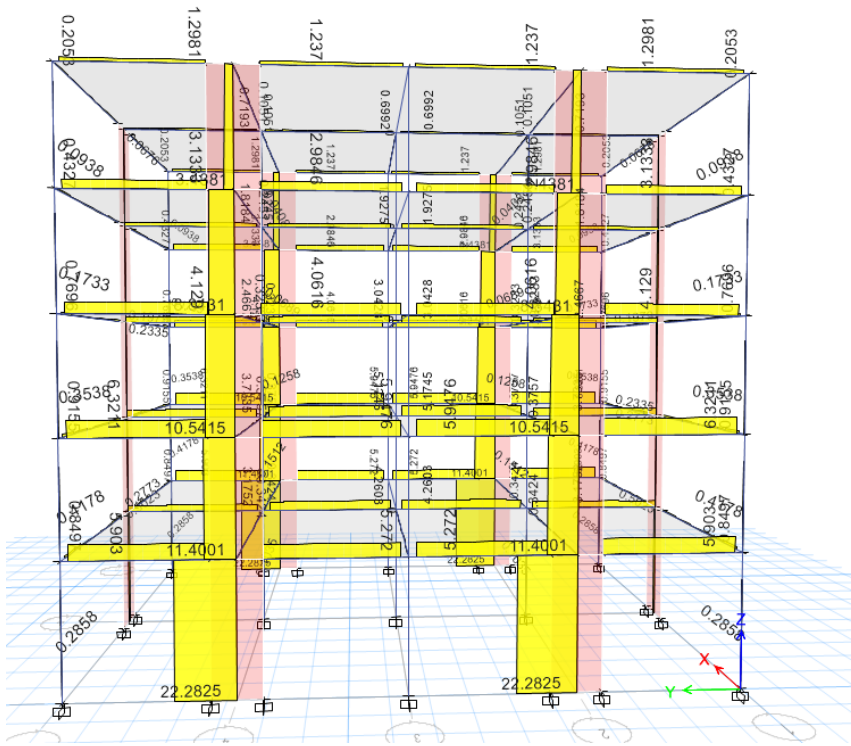


Figura 82. Fuerza cortante por piso en la Dirección Y en 3D.

Fuente: Elaboración propia.

Periodo y frecuencia de la edificación

Tabla 71

Periodo y frecuencia

Case	Mode	Periodo sec	Frecuencia cyc/sec
Modal	1	0,428	2,334
Modal	2	0,426	2,345
Modal	3	0,313	3,198
Modal	4	0,145	6,905
Modal	5	0,13	7,718
Modal	6	0,093	10,727
Modal	7	0,072	13,853
Modal	8	0,061	16,472
Modal	9	0,045	22,352
Modal	10	0,043	23,162
Modal	11	0,038	26,067
Modal	12	0,033	30,13

Fuente: Elaboración propia.

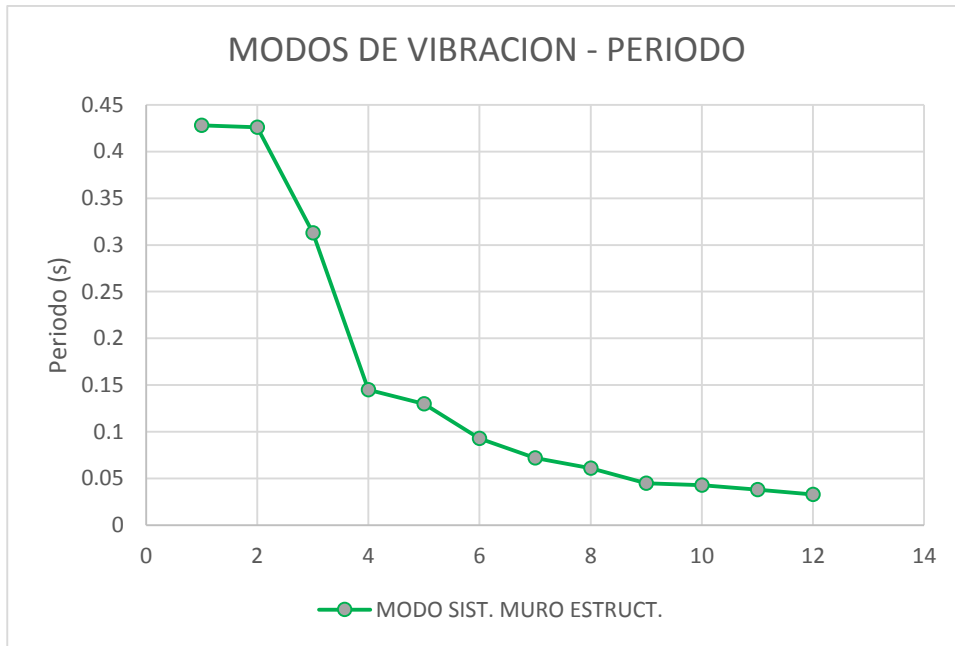


Figura 83. Visualización del periodo del sistema muros estructurales

Fuente: elaboración propia

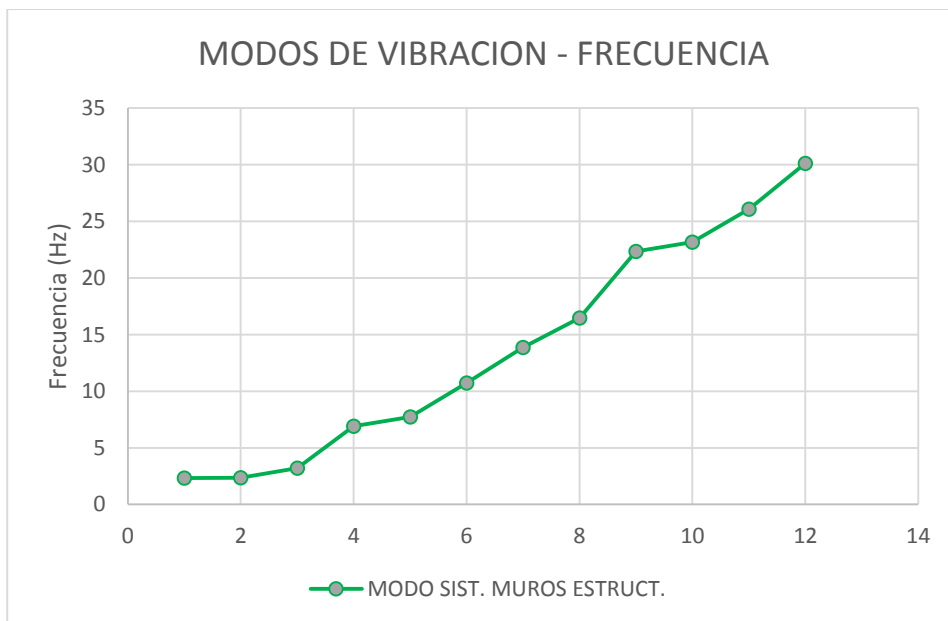


Figura 84. Visualización de las frecuencias del sistema muros estructurales

Fuente: elaboración propia

4.1.11. Resultados del Diseño estructural

Diseño de los elementos estructurales de la viga principal, piso 1 y piso 2 similares en el eje 3 tramo A-B

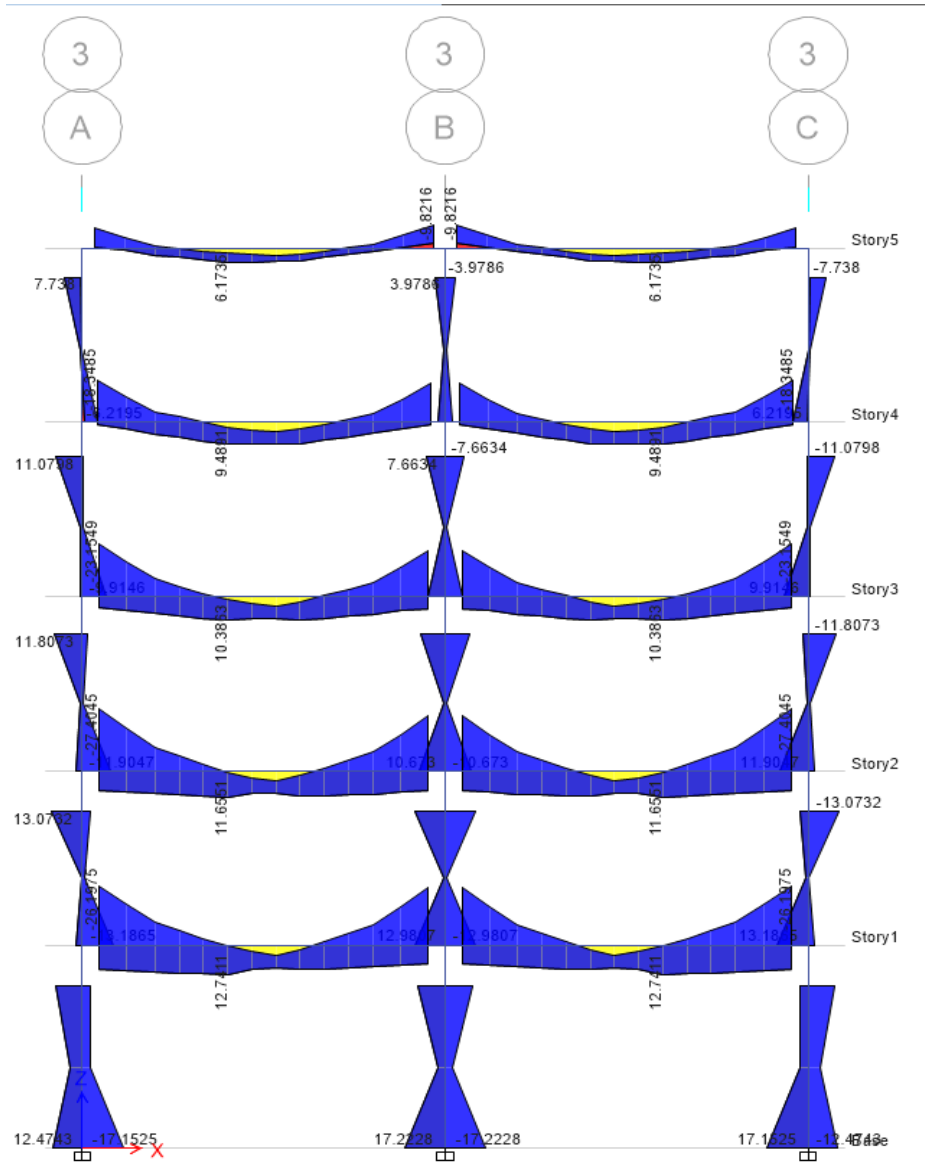


Figura 85. Visualización de los momentos por envoltorio

Fuente: Elaboración propia

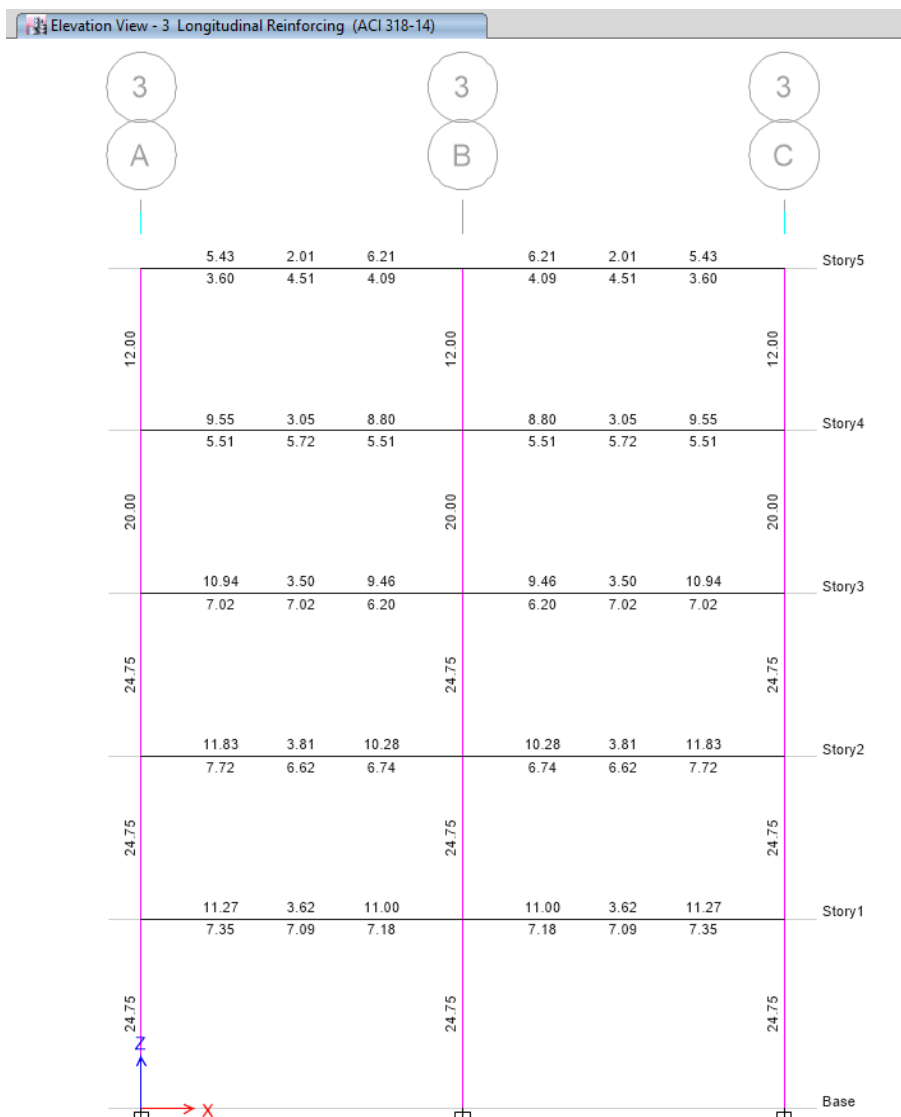


Figura 86. Visualización del acero de refuerzo de la elevación del eje 3

Fuente: Elaboración propia

Diseño de la viga principal, piso 1 y piso 2 similares en el eje 3 tramo A-B

Tabla 72

Acero de refuerzo por flexión debido momentos positivos y negativos

Story	Section cm	Location	(-) Moment tonf-m	As Top cm ²	(+) Moment tonf-m	As Bot cm ²
Story1	Viga_P_70X40	End-I	-26,1309	11,27	13,0655	6,27
Story1	Viga_P_70X40	Middle	-6,5327	6,27	12,6842	6,27
Story1	Viga_P_70X40	End-J	-25,5314	11	12,7657	6,27

Fuente: Elaboración propia.

Diseño por corte y torsión, piso 1 y piso 2 similares

Tabla 73

Acero de refuerzo por corte y torsión debido a fuerza cortante momentos, positivos y negativos

Story	Section cm	Location	V tonf	At cm ² /m	T for At tonf-m	At T cm ² /m	T for As tonf-m	As T cm ²
Story1	Vig_P_70X40	End-I	17,82	8,72	0,931	0	0,931	0
Story1	Vig_P_70X40	Middle	14,39	7,04	0,8316	0	0,8316	0
Story1	Vig_P_70X40	End-J	18,05	8,83	2,230	0	2,2303	0

Fuente: Elaboración propia.

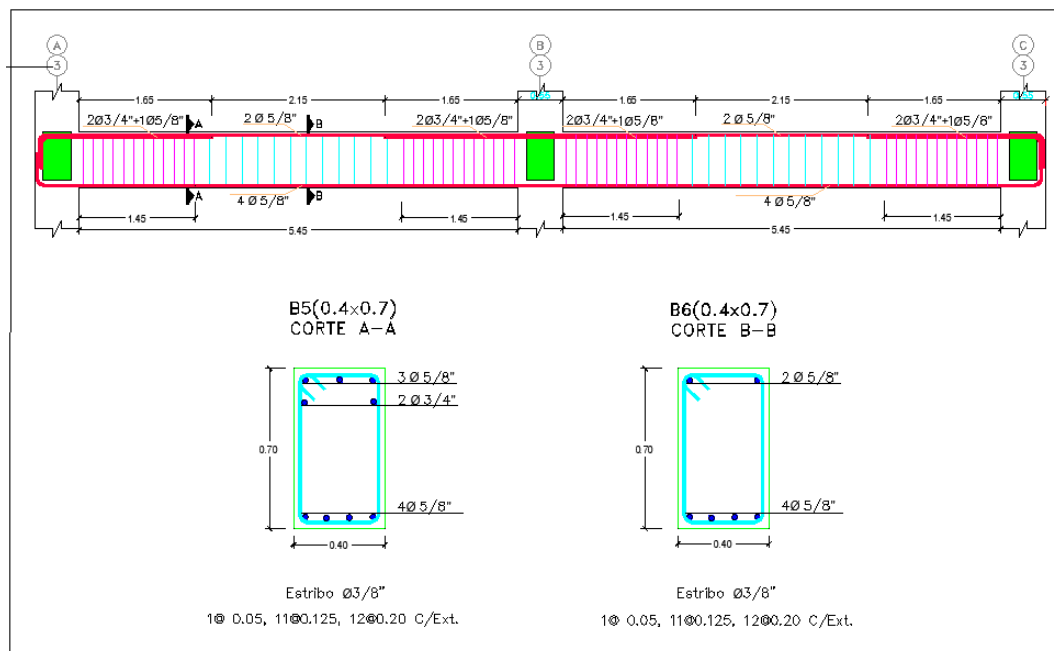


Figura 87. Visualización del acero de refuerzo de la elevación del eje 3

Fuente: elaboración propia

Diseño de la viga principal, piso 3

Tabla 74

Acero de refuerzo por flexión debido momentos positivos y negativos

Story	Section cm	Location	(-) Moment tonf-m	As Top cm ²	(+) Moment tonf-m	As Bot cm ²
Story3	Viga_P_65X35	End-I	-23,072	10,94	11,536	5,06
Story3	Viga_P_65X35	Middle	-5,768	5,06	11,5721	5,06
Story3	Viga_P_65X35	End-J	-20,0914	9,46	10,0457	5,06

Fuente: Elaboración propia.

Diseño por corte y torsión, piso 3

Tabla 75

Acero de refuerzo por corte y torsión debido a fuerza cortante momentos, positivos y negativos

Story	Section	Locatio n	V	At	T for At	At T	T for As	As T
	cm		tonf	cm ² / m	tonf-m	cm ² / m	tonf-m	cm ²
Story 3	Viga_P_65X3 5	End-I	16,216 2	8,6	0,75	0	0,75	0
Story 3	Viga_P_65X3 5	Middle	12,743 4	6,76	0,6781	0	0,6781	0
Story 3	Viga_P_65X3 5	End-J	15,768 1	8,36	2,1014	0	2,1014	0

Fuente: Elaboración propia.

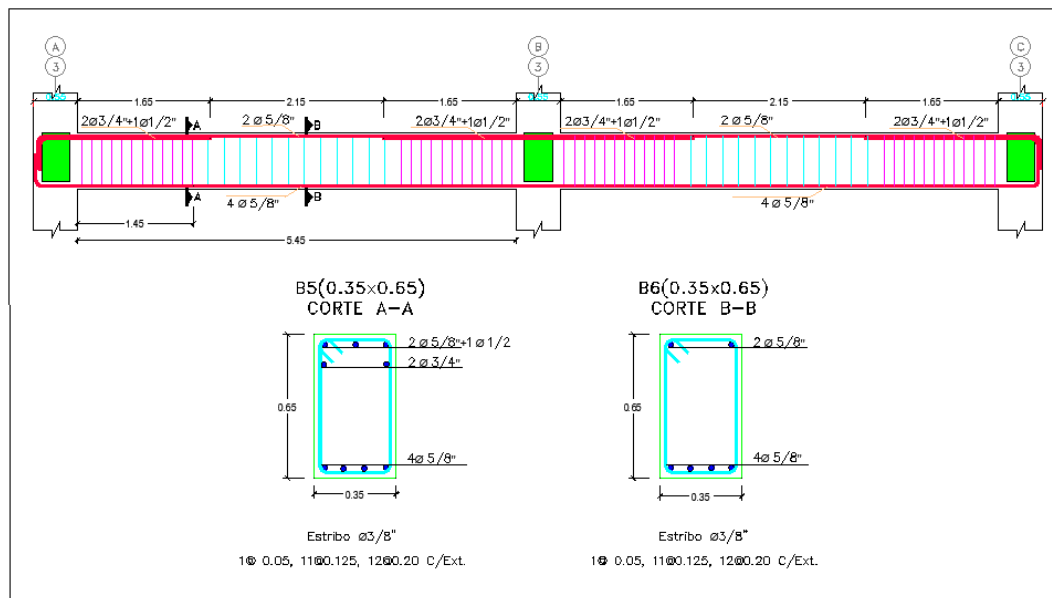


Figura 88. Visualización del acero de refuerzo de la elevación del eje 3

Fuente: elaboración propia

Diseño de viga principal, piso 4

Tabla 76

Acero de refuerzo por flexión debido momentos positivos y negativos

Story	Section cm	Location	(-) Moment tonf-m	As Top cm ²	(+) Moment tonf-m	As Bot cm ²
Story4	Viga_P_60X30	End-I	-18,2758	9,55	9,1379	3,98
Story4	Viga_P_60X30	Middle	-4,569	3,98	11,3825	3,98
Story4	Viga_P_60X30	End-J	-16,9245	8,8	8,4622	3,98

Fuente: Elaboración propia.

Diseño de corte y torsión piso 4

Tabla 77

Acero de refuerzo por corte y torsión debido a fuerza cortante, momento positivos y negativos

Story	Section cm	Location	V tonf	At cm ² /m	T for At tonf-m	At T cm ² /m	T for As tonf-m	As T cm ²
Story4	Vig_P_60X30	End-I	13,878	8,03	0,2972	0	0,2972	0
Story4	Vig_P_60X30	Middle	10,578	6,12	0,2689	0	0,2689	0
Story4	Vig_P_60X30	End-J	13,695	7,92	1,0764	0	1,0764	0

Fuente: Elaboración propia.

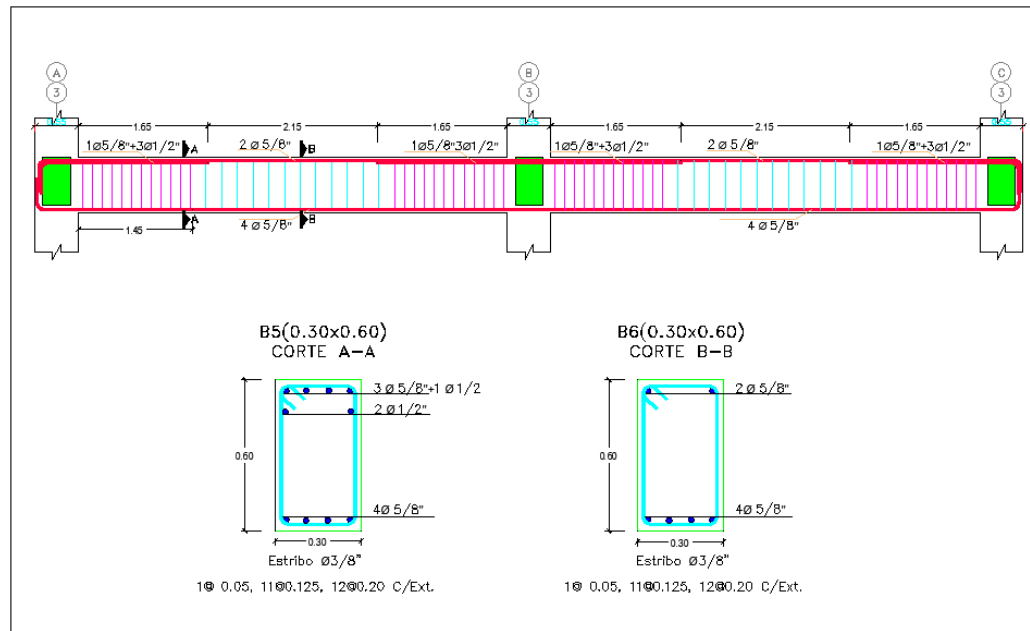


Figura 89. Visualización del acero de refuerzo de la elevación del eje 3

Fuente: elaboración propia

Diseño de viga principal, piso 5

Tabla 78

Acero de refuerzo por flexión debido momentos positivos y negativos

Story	Section	Location	(-) Moment tonf-m	As Top cm ²	(+) Moment tonf-m	As Bot cm ²
Story5	Viga_P_50X30	End-I	-8,639	5,43	4,3195	3,25
Story5	Viga_P_50X30	Middle	-2,4566	3,25	6,6356	3,25
Story5	Viga_P_50X30	End-J	-9,8263	6,21	4,9131	3,25

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 79

Acero de refuerzo por corte y torsión debido a fuerza cortante, momento positivos y negativos

Story	Section cm	Location	V tonf	At cm ² /m	T for At tonf-m	At To cm ² /m	T for As tonf-m	As To cm ²
Story5	Vig_P_50X30	End-I	7,809	2,51	0,1633	0	0,1633	0
Story5	Vig_P_50X30	Middle	7,826	0,05	0,1375	0	0,1375	0
Story5	Vig_P_50X30	End-J	11,582	2,7	0,447	0	0,4477	0

Fuente: Elaboración propia.

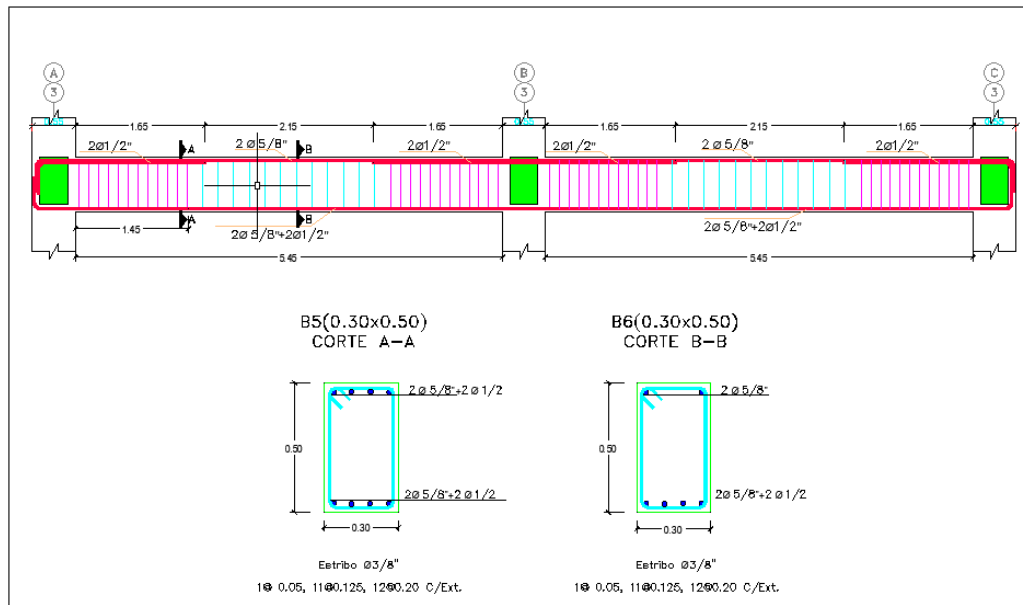


Figura 90. Visualización del acero de refuerzo de la elevación del eje 3

Fuente: elaboración propia

Diseño de viga Secundarias eje B tramo 2-3

Diseño de viga Secundario, piso 1 y piso 2

Tabla 80

Acero de refuerzo por flexión debido momentos positivos y negativos

Story	Section	Location	(-) Moment	As Top	(+) Moment	As Bot
			tonf-m	cm ²	tonf-m	cm ²
Story1	Viga_S_60X35	End-I	-13,1577	6,9	9,956	6,43
Story1	Viga_S_60X35	Middle	-4,2124	3,1	5,9764	3,92
Story1	Viga_S_60X35	End-J	-10,6728	6,43	10,599	6,43

Fuente: Elaboración propia.

Diseño por corte y torsión, piso 1 y piso 2

Tabla 81

Acero de refuerzo por corte y torsión debido a fuerza cortante, momento positivos y negativos

Story	Section	Location	V	At	T for At	At T	T for As	As T
			tonf	cm ² /m	tonf-m	cm ² /m	tonf-m	cm ²
Story1	Vig_S_60X35	End-I	11,5472	6,68	0,0273	0	0,0273	0
Story1	Vig_S_60X35	Middle	10,3606	5,99	0,0056	0	0,0056	0
Story1	Vig_S_60X35	End-J	11,3933	6,59	0,0076	0	0,0076	0

Fuente: Elaboración propia.

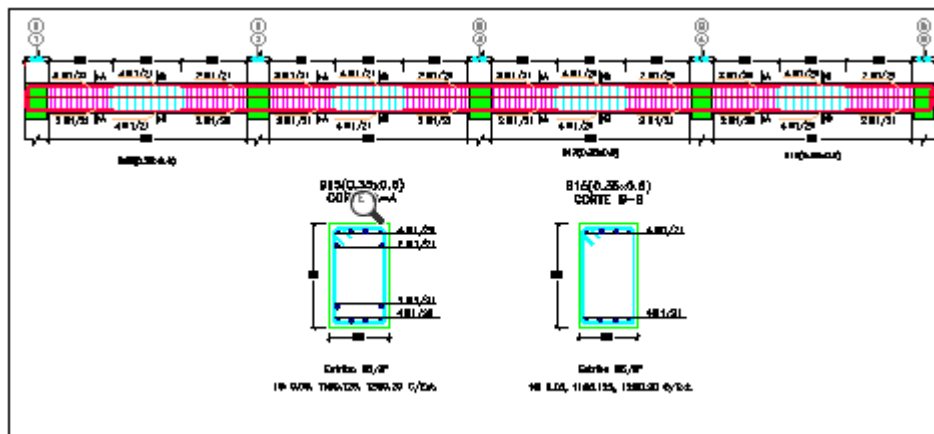


Figura 91. Visualización del acero de refuerzo de la elevación del eje 3

Fuente: elaboración propia

Diseño de viga Secundario, piso 3 y piso 4

Tabla 82

Acero de refuerzo por flexión debido momentos positivos y negativos

Story	Section cm	Location	(-) Moment tonf-m	As Top cm ²	(+) Moment tonf-m	As Bot cm ²
Story3	Vig_S_50X30	End-I	-8,1571	5,07	5,8543	4,51
Story3	Vig_S_50X30	Middle	-2,4179	1,95	2,9617	2,38
Story3	Vig_S_50X30	End-J	0	4,51	6,1362	4,51

Fuente: Elaboración propia.

Diseño por corte y torsión Secundario, piso 3 y piso 4

Tabla 83

Acero de refuerzo por corte y torsión debido a fuerza cortante, momento positivos y negativos

Story	Section cm	Location	V tonf	At cm ² /m	T for At tonf-m	At T cm ² /m	T for As tonf-m	As T cm ²
Story3	Vig_S_50X30	End-I	7,4643	5,28	0,0135	0	0,0135	0
Story3	Vig_S_50X30	Middle	6,5052	4,6	0,0197	0	0,0197	0
Story3	Vig_S_50X30	End-J	6,8071	4,81	0,038	0	0,038	0

Fuente: Elaboración propia.

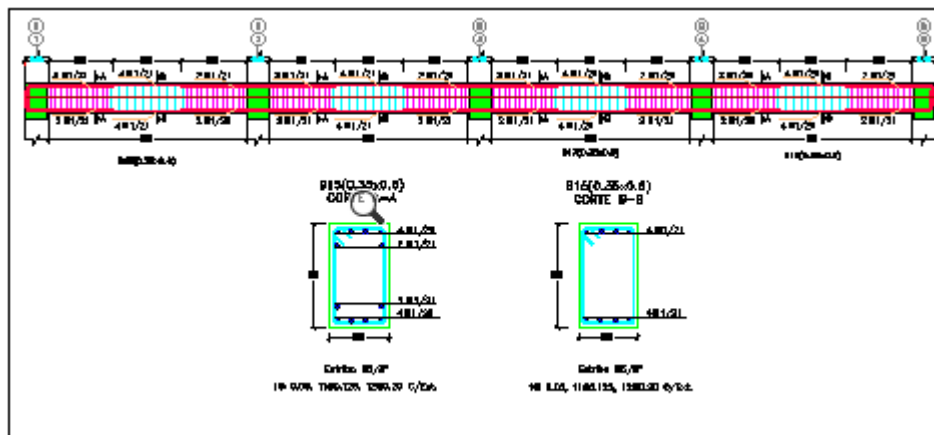


Figura 92. Visualización del acero de refuerzo de la elevación del eje 3

Fuente: elaboración propia

Diseño de viga Secundario, piso 5

Tabla 84

Acero de refuerzo por flexión debido momentos positivos y negativos

Story	Section	Location	(-) Moment	As Top	(+) Moment	As Bot
			tonf-m	cm ²	tonf-m	cm ²
Story5	Vig_S_40X30	End-I	-2,4237	2,57	1,7183	1,84
Story5	Vig_S_40X30	Middle	-0,6059	0,64	1,4434	1,5
Story5	Vig_S_40X30	End-J	0	2,36	1,2068	1,31

Fuente: Elaboración propia.

Diseño por corte y torsión, piso 5

Tabla 85

Acero de refuerzo por corte y torsión debido a fuerza cortante, momento positivos y negativos

Story	Section	Location	V	At	T for At	At T	T for As	As T
			tonf	cm ² /m	tonf-m	cm ² /m	tonf-m	cm ²
Story5	Vig_S_40X30	End-I	3,0108	2,74	0,0766	0	0,0766	0
Story5	Vig_S_40X30	Middle	2,3567	2,14	0,0361	0	0,0361	0
Story5	Vig_S_40X30	End-J	3,0799	2,8	0,0139	0	0,0139	0

Fuente: Elaboración propia.

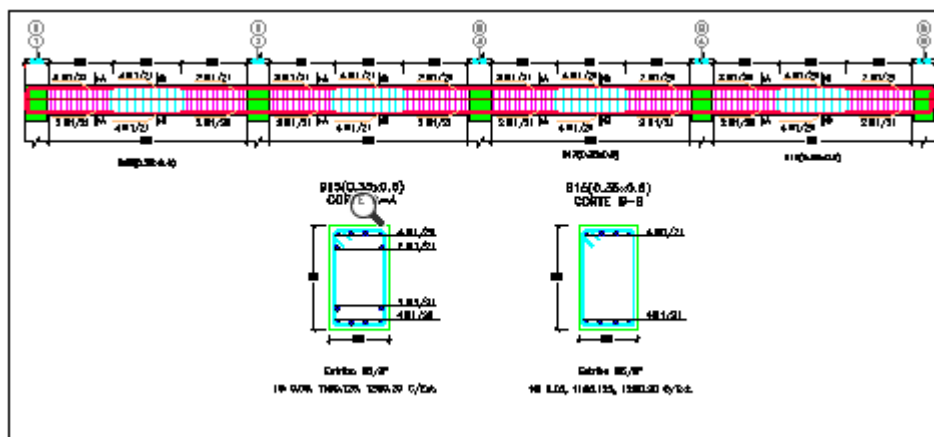


Figura 93. Visualización del acero de refuerzo de la elevación del eje 3

Fuente: elaboración propia

Diseño de columnas

Diseño de la columna con dimensiones de 55cm x 45cm, del primer al tercer piso ubicado entre el eje 3 y eje B

Tabla 86

Resistencia requerida Última debido a las combinaciones – según la NTE E.030

Story	Column	Load Case/Combo	Station m	Pu tonf	Mu tonf-m
Story1	C8	Comb1	0	-189,994	0,000
Story1	C8	Comb2 Max	0	-162,139	17,223
Story1	C8	Comb3 Max	0	-162,139	15,089
Story1	C8	Comb4 Max	0	-162,139	17,223
Story1	C8	Comb5 Max	0	-162,139	15,089
Story1	C8	Comb6 Max	0	-91,547	17,223
Story1	C8	Comb7 Max	0	-91,547	15,089
Story1	C8	Comb8 Max	0	-91,547	17,223
Story1	C8	Comb9 Max	0	-91,547	15,089
Story1	C8	ENVOLVENTE Max	0	-91,547	17,223
Story1	C8	ENVOLVENTE Max	1.4	-90,799	1,965
Story1	C8	ENVOLVENTE Max	2.8	-90,050	11,162
Story1	C8	ENVOLVENTE Min	0	-189,994	-15,089
Story1	C8	ENVOLVENTE Min	1.4	-188,829	-1,965
Story1	C8	ENVOLVENTE Min	2.8	-187,665	-11,162

Fuente: Elaboración propia.

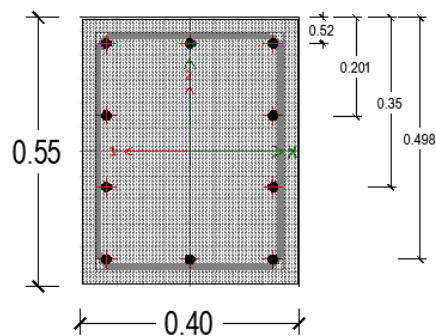


Figura 94. Columna rectangular, para la realización diagrama de interacción

Fuente: elaboración propia

Tabla 87

Área de cada fila de barras de acero que momenta y su ubicación.

Label	Story	Section	Location (d)	Diámetro	As
		cm	cm	in	cm²
C6	Story1	COL_55X45	5,2	3 Ø 3/4"	8,551
C6	Story1	COL_55X45	20,07	2 Ø 3/4"	5,7
C6	Story1	COL_55X45	34,93	2 Ø 3/4"	5,7
C6	Story1	COL_55X45	49,8	3 Ø 3/4"	8,551

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 88

Resistencia nominal y resistencia de diseño, para convertir un diagrama de interacción.

punto	Pn.Etabs	Mn.Etabs	ØPn.Etabs	ØMn.Etabs
	tonnef	Tonnef-m	tonnef	Tonnef-m
1	289,0919	0	444,7568	0
2	289,0919	12,03	444,7568	18,5076
3	266,8697	18,7814	410,5688	28,8945
4	226,3463	23,9806	348,2251	36,8932
5	182,8984	27,7582	281,3822	42,7049
6	132,6515	30,5635	204,0793	47,0208
7	111,7904	34,3729	147,5656	45,3729
8	82,0492	37,1295	91,1658	41,2549
9	22,6106	29,1256	25,1228	32,3618
10	-32,7761	17,6139	-36,4179	19,571
11	-107,303	0	-119,2256	0

Fuente: datos exportados del Sap2000 v20.1.0.

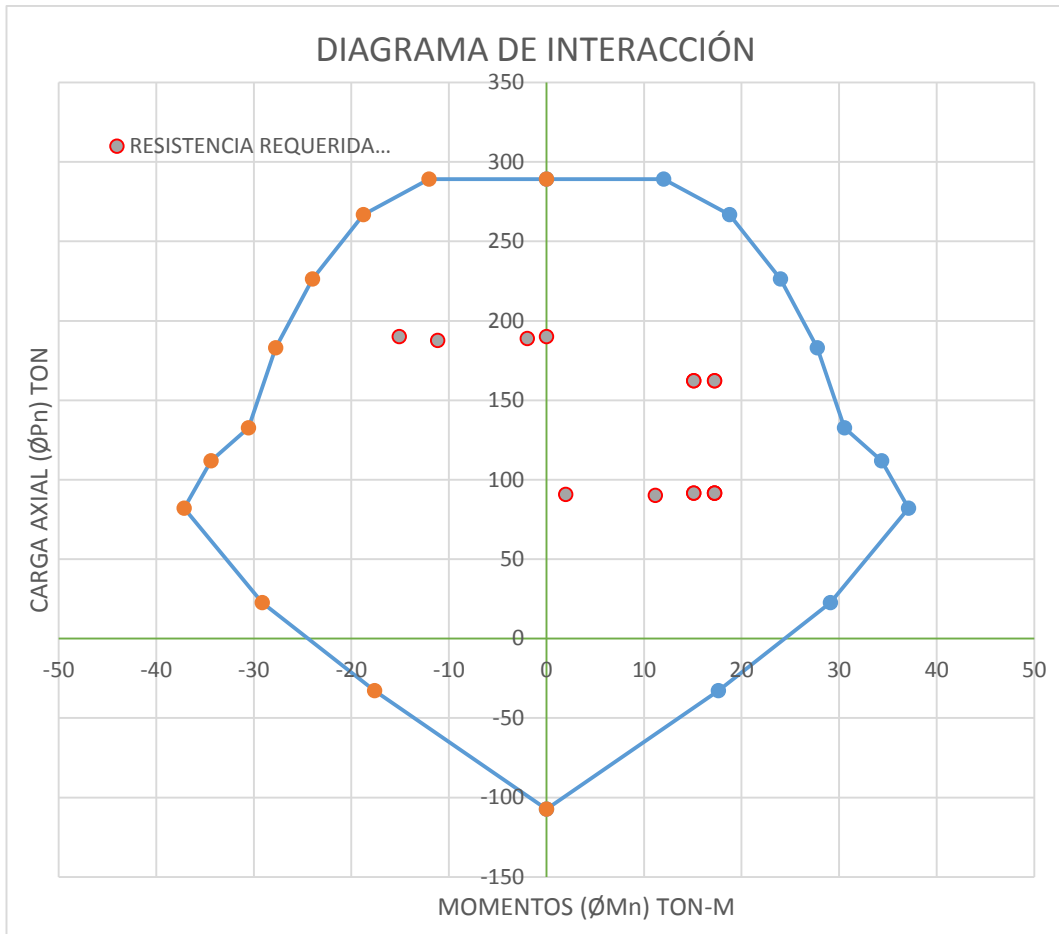


Figura 95. Diagrama de interacción de esfuerzos nominales, esfuerzos de diseño y cargas ultimas en la columna de 55x55cm.

Fuente: Elaboración propia.

Diseño de columnas del cuarto piso 50cm x 40cm

Tabla 89

Resistencia requerida Última debido a las combinaciones – según la NTE E.030

Story	Column	Load Case/Combo	Station m	Pu tonf	Mu tonf-m
Story4	C8	Comb1	0	-64,608	0,000
Story4	C8	Comb2 Max	0	-55,268	7,322
Story4	C8	Comb3 Max	0	-55,268	6,306
Story4	C8	Comb4 Max	0	-55,268	7,322
Story4	C8	Comb5 Max	0	-55,268	6,306
Story4	C8	Comb6 Max	0	-31,670	7,322
Story4	C8	Comb7 Max	0	-31,670	6,306
Story4	C8	Comb8 Max	0	-31,670	7,322
Story4	C8	Comb9 Max	0	-31,670	6,306
Story4	C8	ENVOLVENTE Max	0	-31,670	7,322
Story4	C8	ENVOLVENTE Max	1.2	-31,152	0,554
Story4	C8	ENVOLVENTE Max	2.4	-30,633	7,300
Story4	C8	ENVOLVENTE Min	0	-64,608	-6,306
Story4	C8	ENVOLVENTE Min	1.2	-63,802	-0,554
Story4	C8	ENVOLVENTE Min	2.4	-62,995	-7,300

Fuente: Elaboración propia.

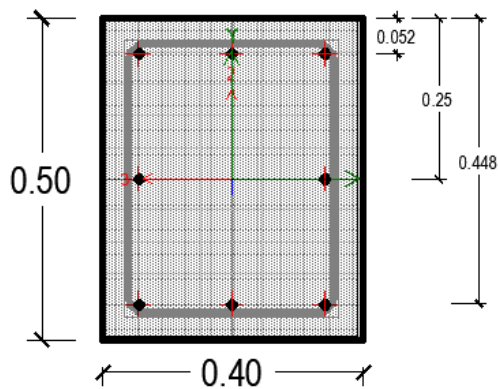


Figura 96. Columna rectangular de 0.5x0.4m, para la realización de diagrama de interacción.

Fuente: elaboración propia

Tabla 90

Área de cada fila de barras de acero que momenta y su ubicación.

Label	Story	Section cm	Location (d) cm	Diametro in	As cm ²
C6	Story4	COL_50X40	5,2	3Ø3/4"	8,551
C6	Story4	COL_50X40	25	2Ø3/4"	5,7
C6	Story4	COL_50X40	44,8	2Ø3/4"	8,551

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 91

Resistencia nominal y resistencia de diseño, para convertir un diagrama de interacción

punto	Pn.Sap tonnef	Mn.Sap Tonnef.m	ØPn.Sap tonnef	ØMn.Sap Tonnef.m
1	233,1299	0	358,6614	0
2	233,1299	9,1133	358,6614	14,0204
3	213,8735	14,1884	329,0361	21,8283
4	181,0378	18,1337	278,5197	27,898
5	145,3124	21,1036	223,5576	32,4671
6	105,2542	23,4022	161,9295	36,0034
7	92,0381	26,1358	121,4922	34,4997
8	67,6013	28,2941	75,1125	31,4379
9	27,2448	22,8123	30,272	25,347
10	-23,1458	13,2839	-25,7176	14,7598
11	-85,8424	0	-95,3805	0

Fuente: Elaboración propia.

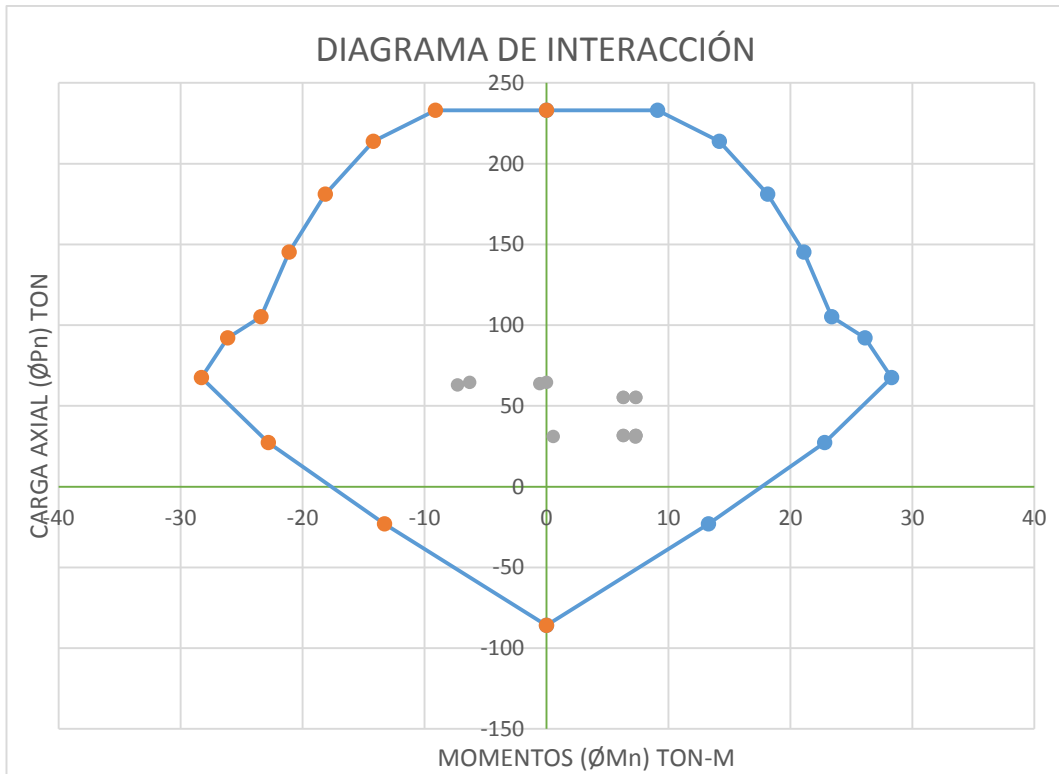


Figura 97. Diagrama de interacción de esfuerzos nominales, esfuerzos de diseño y cargas ultimas en la columna de 50x40cm.

Fuente: Elaboración propia.

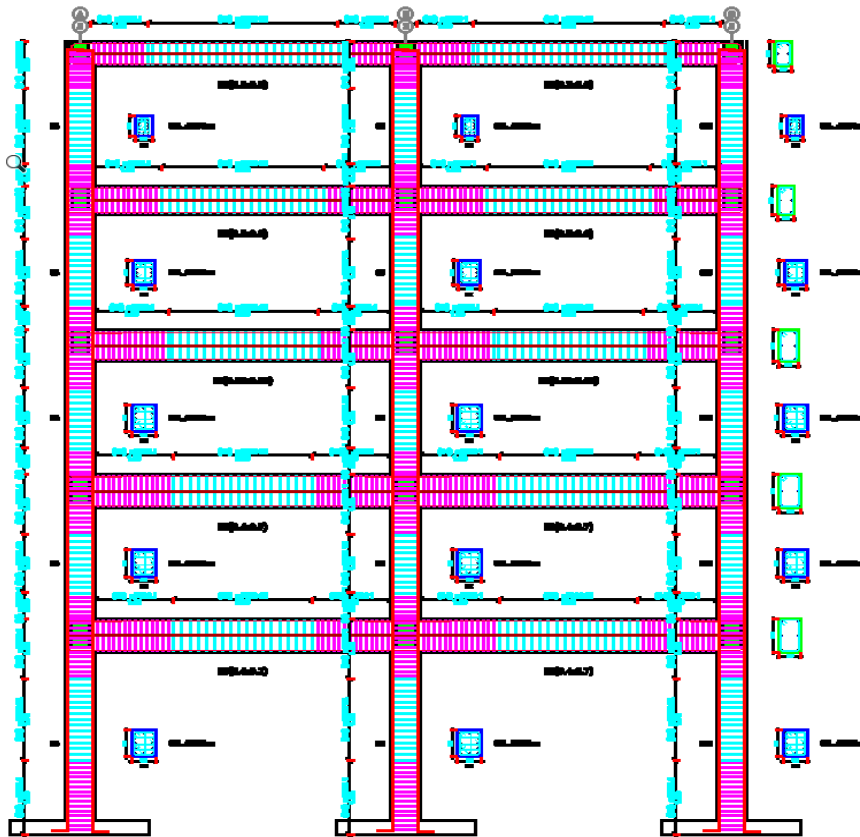


Figura 98. Detalla de columna y vigas – elevación eje 3

Fuente: elaboración propia

Diseño de zapata conectada

Se realizará el cálculo de una zapata conectada con los siguientes datos:

Tabla 92

Características del terreno con el que se realizara el diseño

características del terreno	valor
CL: clasificación SUCS	SW
Ys: peso volumétrico del suelo	1800 Kgf/m ³
Df: Profundidad de la cimentación	2,5 m
ϕ : Angulo de fricción	12 °
c: Cohesión	0,012 Kgf/cm ²
F:S: factor de seguridad	3

Fuente: Elaboración propia.

Características y propiedades del concreto

Tabla 93

Características y propiedades del concreto con el que se realizara el diseño

Características y propiedades del concreto	Valor
f _c : Resistencia ala compresion	210 Kgf/cm ²
Y _c : peso volumétrico	2400 Kgf/cm ³
F _y : Fluencia del acero	4200 Kgf/cm ²
E _s : Modulo de elasticidad	21881919,79Kgf/cm ²
G _c : Modulo de corte	91174,91Kgf/cm ²
v: Modulo de poisson	0,2

Fuente: Elaboración propia.

Capacidad admisible

Tabla 94

Capacidad admisible, capacidad neta admisible.

Q _{·adm} Kgf/cm ²	Q _{·adm_adm} Kgf/cm ²
2,5573	1,9783

Fuente: Elaboración propia.

Esfuerzos en el concreto

Tabla 95

Diseño del acero de refuerzo en la zapata

Zatapa	esfuerzo q_{·u1} Kgf/cm²	Momento Ult Mu Kgf-m	Área de acero As cm²	Separación S cm
Interior	2,974	18817,8	12,4376	15
Exterior	2,526	15982,1	10,4278	15

Fuente: Elaboración propia.

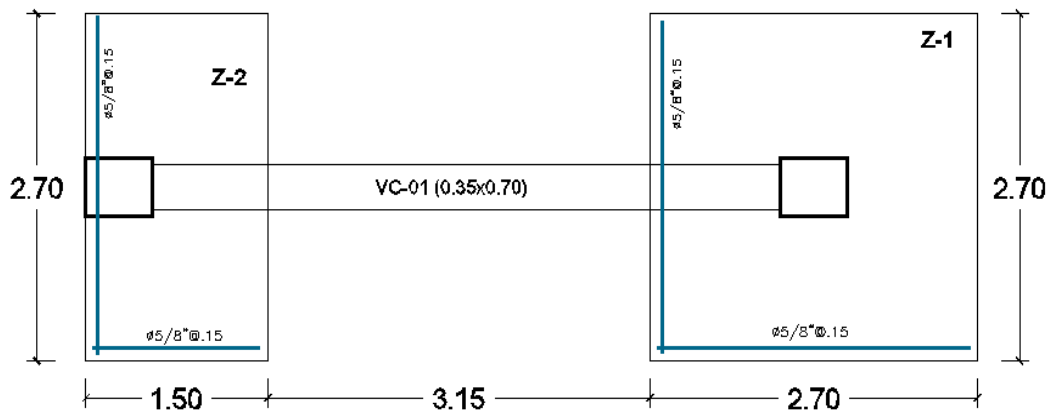


Figura 99

Fuente: Elaboración propia

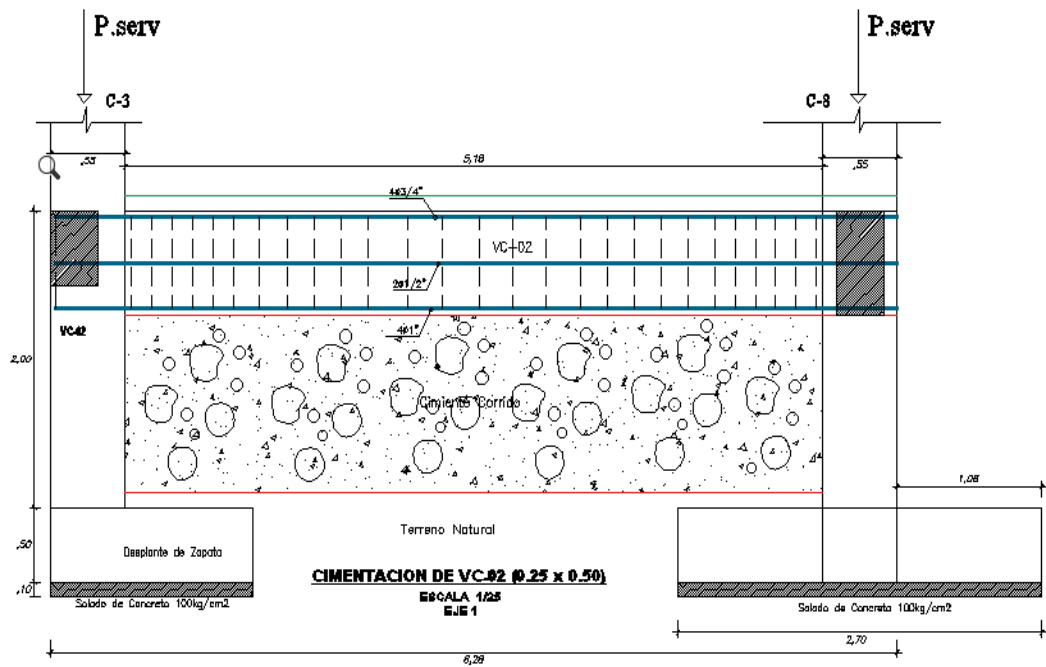


Figura 100. Visualización de las dimensiones de la zapata en elevación

Fuente: Elaboración propia

4.1.12. Resumen de cuadros comparativos

Análisis sísmico de los tres sistemas estructurales analizados

Tabla 96

Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030

Piso	Deriva límite Δ_{limite}	Derivas inelásticas Portico Δ_i/h_i	Derivas inelásticas Dual Δ_i/h_i	Derivas inelásticas Muros Estructurales Δ_i/h_i
Piso 5	0,007	0,005184	0,004991	0,004542
Piso 4	0,007	0,005742	0,005976	0,004818
Piso 3	0,007	0,005750	0,006473	0,004800
Piso 2	0,007	0,005872	0,006622	0,004286
Piso 1	0,007	0,004989	0,004913	0,002515
Base	0,007	0	0	0

Fuente: Elaboración propia.

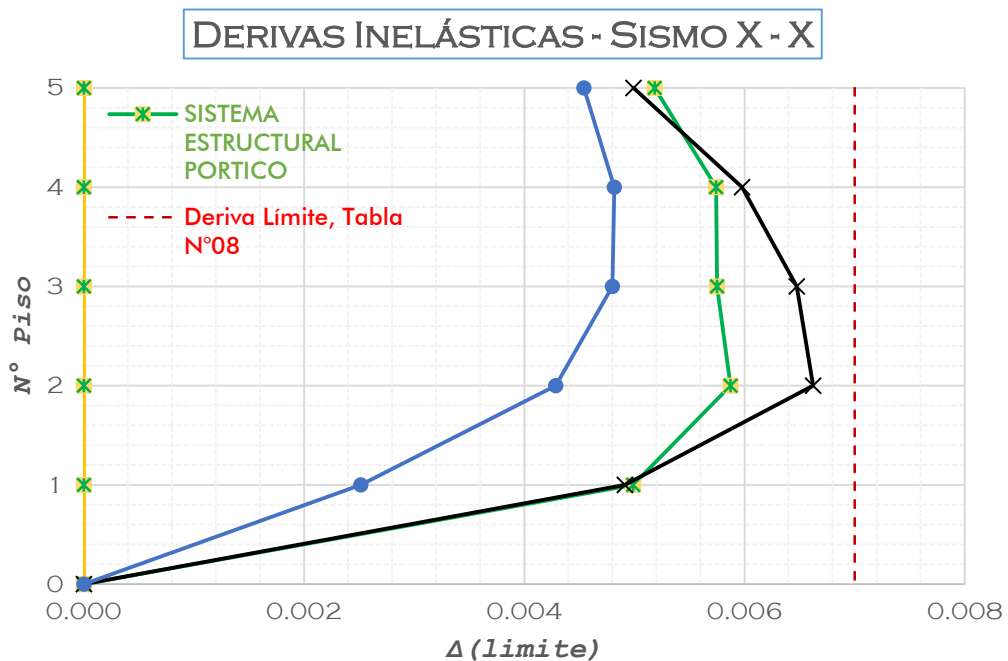


Figura 101. Derivas inelásticas de los tres sistemas estructurales X-X

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 97

Derivas inelásticas en la dirección Y-Y, según la NTE E.030

Piso	Deriva límite Δ_{limite}	Derivas inelásticas Portico Δ_i/h_i	Derivas inelásticas Dual Δ_i/h_i	Derivas inelásticas Muros Estructurales Δ_i/h_i
Piso 5	0,007	0,005682	0,004109	0,003864
Piso 4	0,007	0,005980	0,004851	0,004376
Piso 3	0,007	0,006162	0,005311	0,004619
Piso 2	0,007	0,006030	0,005236	0,004334
Piso 1	0,007	0,005733	0,003770	0,002868
Base	0,007	0	0	0

Fuente: Elaboración propia.

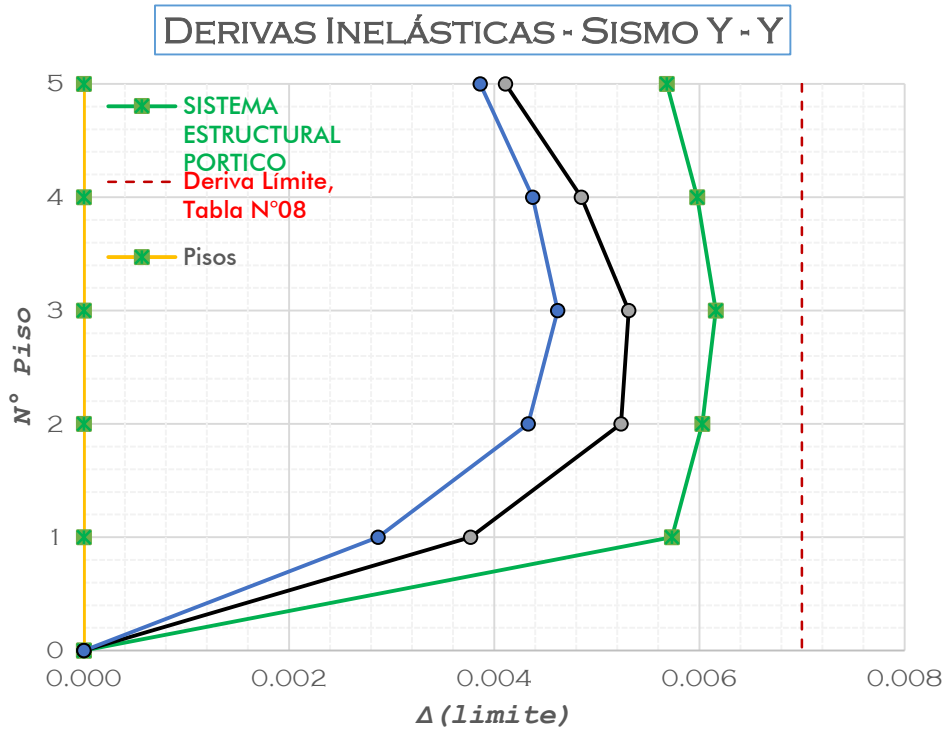


Figura 102. Derivas inelásticas de los tres sistemas estructurales Y-Y

Fuente: Elaboración propia.

Periodos de vibración de los tres sistemas estructurales analizados

Tabla 98

Periodos de vibración de los tres sistemas analizadas, según la NTE E.030

Case	Modo	Periodo Sistema pórtico seg	Periodo Sistema Dual seg	Periodo Muros Estructurales seg
Modal	1	0,519	0,515	0,428
Modal	2	0,495	0,463	0,426
Modal	3	0,417	0,384	0,313
Modal	4	0,208	0,184	0,145
Modal	5	0,192	0,163	0,13
Modal	6	0,166	0,133	0,093
Modal	7	0,126	0,097	0,072
Modal	8	0,11	0,085	0,061
Modal	9	0,097	0,067	0,045
Modal	10	0,079	0,061	0,043
Modal	11	0,07	0,053	0,038
Modal	12	0,062	0,044	0,033

Fuente: Elaboración propia.

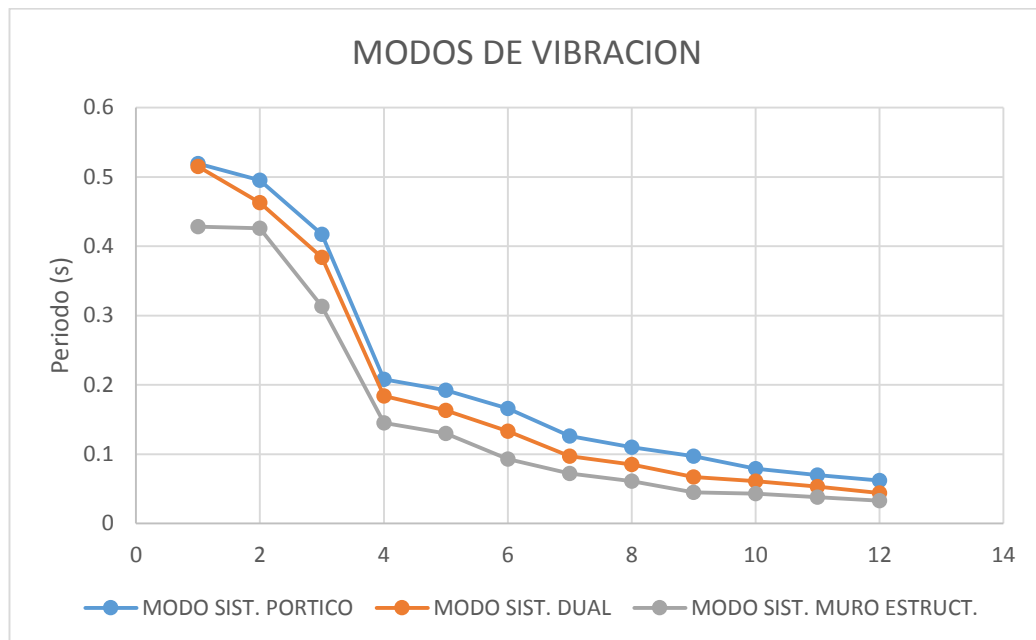


Figura 103. Visualización grafica de los periodos de vibración

Fuente: Elaboración propia.

Diseño estructural de concreto armado del sistema pórtico

Diseño de la viga principal, piso 1 al piso 5 en el eje 3 tramo A-B

Tabla 99

Acero de refuerzo por flexión debido momentos positivos y negativos

Piso	Sección cm	Ubicación	As Requerido (-) cm²	As Requerido (+) cm²
Piso 5	Viga_P_50X30	nudo-I	5,43	3,25
Piso 5	Viga_P_50X30	medio	3,25	3,25
Piso 5	Viga_P_50X30	nudo-J	6,21	3,25
Piso 4	Viga_P_60X30	nudo-I	9,55	3,98
Piso 4	Viga_P_60X30	medio	3,98	3,98
Piso 4	Viga_P_60X30	nudo-J	8,8	3,98
Piso 3	Viga_P_65X35	nudo-I	10,94	5,06
Piso 3	Viga_P_65X35	medio	5,06	5,06
Piso 3	Viga_P_65X35	nudo-J	9,46	5,06
Piso 2	Viga_P_70X40	nudo-I	11,27	6,27
Piso 2	Viga_P_70X40	medio	6,27	6,27
Piso 2	Viga_P_70X40	nudo-J	11	6,27
Piso 1	Viga_P_70X40	nudo-I	11,27	6,27
Piso 1	Viga_P_70X40	medio	6,27	6,27
Piso 1	Viga_P_70X40	nudo-J	11	6,27

Fuente: Elaboración propia.

Diseño de columnas del piso 1 al piso 5

Tabla 100

Acero de refuerzo por flexión compresión en las columnas

Piso	Sección cm	As Top cm²	Diámetro in
Piso 5	Viga_P_50X30	5,43	8 Ø 5/8"
Piso 4	Viga_P_60X30	9,55	7 Ø 3/4"
Piso 3	Viga_P_65X35	24,75	10 Ø 3/4"
Piso 2	Viga_P_70X40	24,75	10 Ø 3/4"
Piso 1	Viga_P_70X40	24,75	10 Ø 3/4"

Fuente: Elaboración propia.

4.2. Contrastación de hipótesis

Hipótesis general.

Ho. Con la aplicación del análisis sísmico comparativo de los tres sistemas estructurales, se conocerá el sistema que cumpla con las distorsiones de entrepiso para la realización del diseño en concreto armado de una edificación para uso de oficina con cinco niveles en el Centro Poblado de San Antonio.

Ha. Con la aplicación del análisis sísmico comparativo de los tres sistemas estructurales, no se conocerá el sistema que cumpla con las distorsiones de entrepiso para la realización del diseño en concreto armado de una edificación para uso de oficina con cinco niveles en el Centro Poblado de San Antonio.

Derivas de los tres sistemas estructurales analizados

Tabla 101

Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030

Piso	Deriva límite Δ_{limite}	Derivas inelásticas Portico Δ_i/h_i	Derivas inelásticas Dual Δ_i/h_i	Derivas inelásticas Muros Estructurales Δ_i/h_i
Piso 5	0,007	0,005682	0,004109	0,003864
Piso 4	0,007	0,005980	0,004851	0,004376
Piso 3	0,007	0,006162	0,005311	0,004619
Piso 2	0,007	0,006030	0,005236	0,004334
Piso 1	0,007	0,005733	0,003770	0,002868
Base	0,007	0	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Comparación de derivas del sistema estructural pórtico respecto a la deriva límite permitida de la NTP. E.030.

Tabla 102

Resumen estadístico de la contrastación de la hipótesis

Indicadores	Derivas del S. Pórtico Δ_i/h_i	Deriva límite $\Delta_{límite}$
Media	0,005917314	0,007
Varianza	4,15004E-08	9,40395E-37
Observaciones	5	5
Varianza agrupada	2,07502E-08	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	8	
Estadístico t	-11,88396936	
P(T<=t) dos colas	0,0000023	
Valor crítico de t (dos colas)	2,306004135	

Fuente: Elaboración propia.

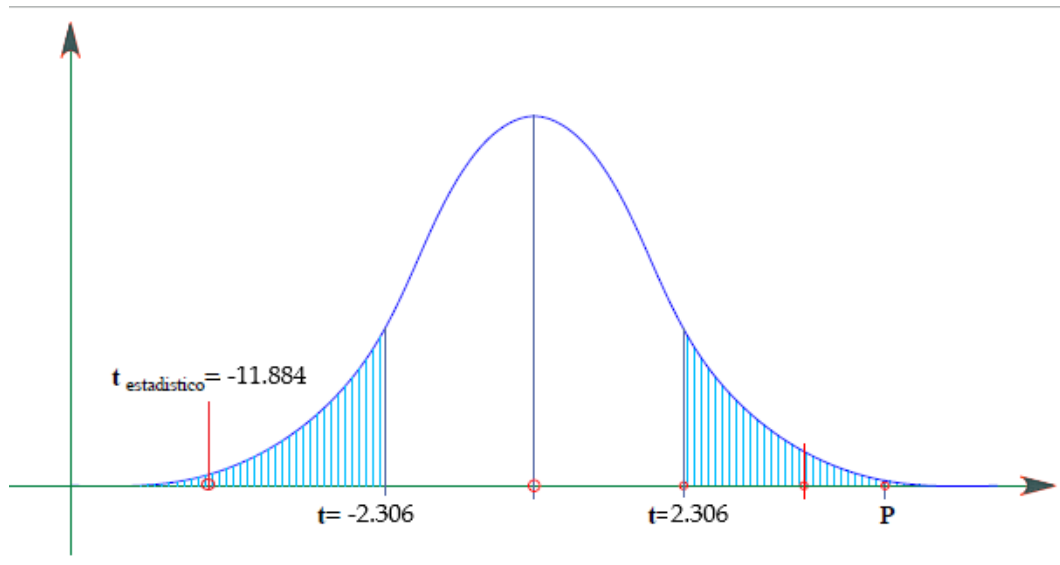


Figura 104. t de Student, para un valor crítico de 2,30 y, el valor estadístico $t=-11,884$

Fuente: Elaboración propia.

- $media1 \geq media2$ (la deriva pórtico es mayor igual que la deriva límite por piso)
- $media1 < media2$ (la deriva pórtico es menor que la deriva límite por piso)

Suponiendo varianzas iguales: $t = -11,884$, valor crítico de $t = -2,306$, Se rechaza la que la deriva p \acute{o} rtico sea mayor o igual que la deriva l \acute{i} mite para $\alpha = 0,05$

Con un error cometido de 0,000 es que existe una diferencia estad $\acute{i$ sticamente significativa entre las medias de las dos muestras, con un nivel de confianza del 95,0%.

La conclusi \acute{o} n es que la deriva p \acute{o} rtico es menor que la deriva limite por piso.

Comparaci \acute{o} n de derivas del sistema estructural dual respecto a la deriva limite permita por la norma.

Tabla 103

Resumen estad $\acute{i$ stico descriptiva

Indicadores Descriptivos	Resultados
Media	0,00465535
Error t \acute{i} pico	0,00030732
Mediana	0,004851
Desviaci \acute{o} n est \acute{a} ndar	0,00068718
Varianza de la muestra	4,7222E-07
Curtosis	-2,36564592
Coficiente de asimetr \acute{i} a	-0,47869908
Rango	0,00154175
M \acute{i} nimo	0,0037695
M \acute{a} ximo	0,00531125
Suma	0,02327675
Cuenta	5

Fuente: Elaboraci \acute{o} n propia.

Seg \acute{u} n la tabla 104, muestra que existe diferencia promedio, entre ambos m \acute{e} todos, es as \acute{i} que para la deriva p \acute{o} rtico muestra una capacidad media de 0.004655 en tanto que para la deriva limite, muestra una media de 0.007 demostrando de esta manera que la deriva del p \acute{o} rtico est \acute{a} por debajo de la capacidad limite; sin embargo, para verificar dicha afirmaci \acute{o} n, es necesario realizar los contrastes de hip \acute{o} tesis.

Tabla 104

Resumen estadístico de la contrastación de la hipótesis

Indicadores	Derivas del S. Dual $\Delta i/h_i$	Deriva límite Δlimite
Media	0,00465535	0,007
Varianza	4,7222E-07	9,404E-37
Observaciones	5	5
Varianza agrupada	2,3611E-07	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	8	
Estadístico t	-7,62943478	
P(T<=t) dos colas	6,1337E-05	
Valor crítico de t (dos colas)	2,30600414	

Fuente: Elaboración propia.

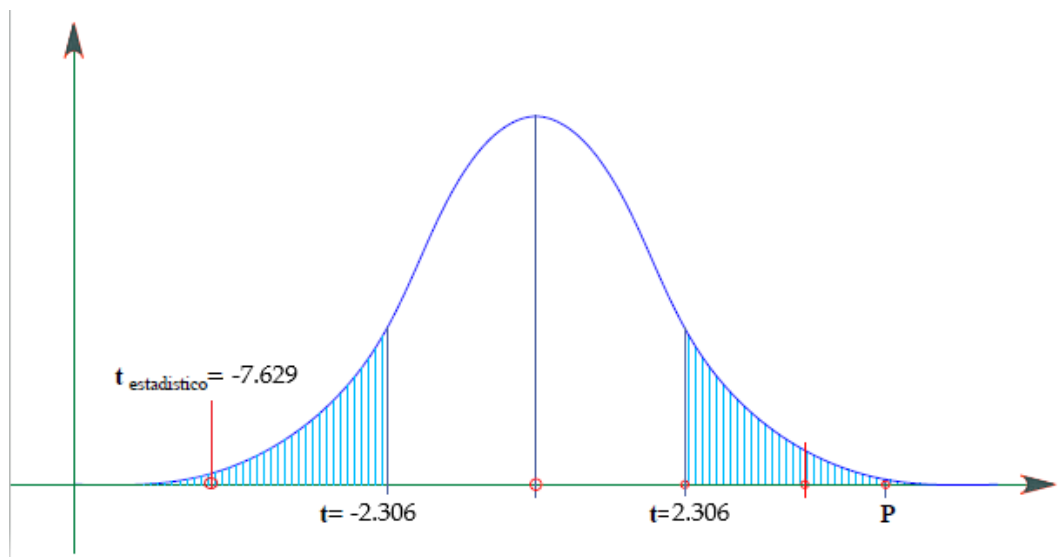


Figura 105. t de Student, para un valor crítico de 2,30 y, el valor estadístico $t=-7.629$

Fuente: Elaboración propia

- $\text{media1} \geq \text{media2}$ (la deriva del sistema dual es mayor igual que la deriva límite por piso)
- $\text{media1} < \text{media2}$ (la deriva del sistema portico es menor que la deriva límite por piso)

Suponiendo varianzas iguales: $t = -7,629$, valor crítico de $t = -2,306$, Se rechaza que la deriva del sistema dual sea igual o mayor que la deriva límite para $\alpha = 0,05$

Con un error cometido de 0,000 es que existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de las dos muestras, con un nivel de confianza del 95,0%.

La conclusión es que la deriva del sistema estructural dual es menor que la deriva límite por piso.

Comparación de derivas del sistema estructural muros estructurales respecto a la deriva límite permitida por la norma.

Tabla 105

Resumen estadístico descriptiva

Indicadores Descriptivos	Resultados
Media	0,004011986
Error típico	0,000310886
Mediana	0,0043335
Desviación estándar	0,000695161
Varianza de la muestra	4,83249E-07
Curtosis	2,031309824
Coficiente de asimetría	-1,481325665
Rango	0,001750071
Mínimo	0,002868429
Máximo	0,0046185
Suma	0,020059929
Cuenta	5

Fuente: Elaboración propia.

Según la tabla 105, muestra que existe diferencia promedio, entre ambos métodos, es así que para la deriva pórtico muestra una capacidad media de 0,00401 en tanto que para la deriva límite, muestra una media de 0,007 demostrando de esta

manera que la deriva del pórtico está por debajo de la capacidad límite; sin embargo, para verificar dicha afirmación, es necesario realizar los contrastes de hipótesis.

Tabla 106

Resumen estadístico de la contrastación de la hipótesis

Indicadores	Derivas Muros Est. $\Delta i/h_i$	Deriva límite Δl_{limite}
Media	0,00401199	0,007
Varianza	4,8325E-07	9,404E-37
Observaciones	5	5
Varianza agrupada	2,4162E-07	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	8	
Estadístico t	-9,61130035	
P(T<=t) dos colas	1,1403E-05	
Valor crítico de t (dos colas)	2,30600414	

Fuente: Elaboración propia.

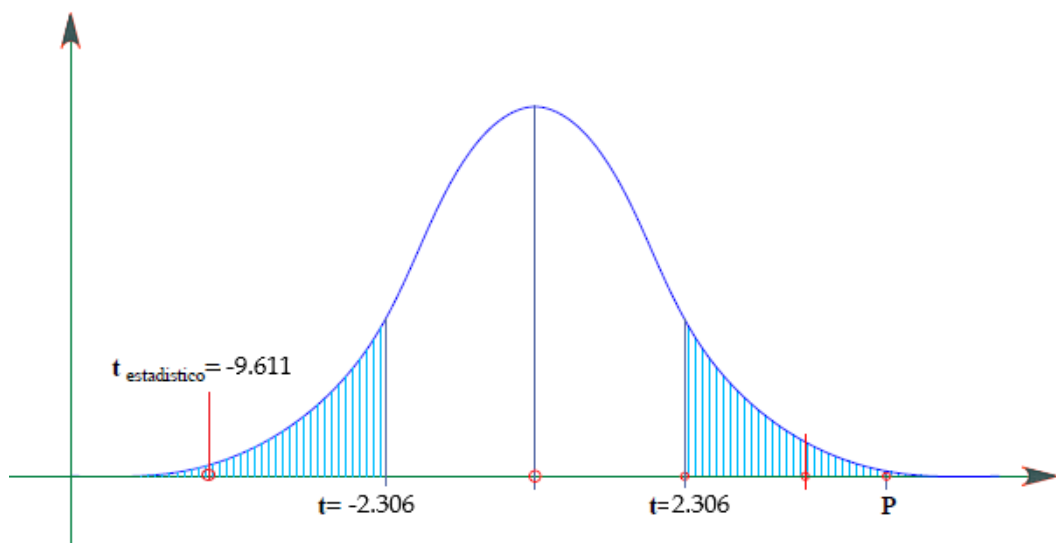


Figura 106. t de Student, para un valor crítico de 2,30 y, el valor estadístico $t=-9,611$

Fuente: Elaboración propia.

- $media1 \geq media2$ (la deriva del sistema muros estructurales es mayor igual que la deriva límite por piso)

- $media1 < media2$ (la deriva muros estructurales es menor que la deriva límite por piso)

Suponiendo varianzas iguales: $t = -9,611$, valor crítico de $t = -2,306$, Se rechaza que la deriva del sistema muros estructurales sea mayor o igual que la deriva límite para $\alpha = 0,05$

Con un error cometido de 0,000 es que existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medias de las dos muestras, con un nivel de confianza del 95,0%.

La conclusión es que la deriva del sistema estructural muros estructurales es menor que la deriva límite por piso.

La prueba estadística t Student muestra que comparando la deriva límite para concreto armado según la NTP E.030, con respecto a las derivas obtenidas de los tres sistemas analizadas, con una confiabilidad al 95% se corrobora que la deriva límite de 0,007 es mayor respecto a las derivas de los tres sistemas estructurales. En consecuencia, se acepta la hipótesis nula ya que los tres sistemas cumplen normativamente con el requisito de rigidez ductilidad y resistencia.

Hipótesis específica 1.

Ho: Al realizar el análisis sísmico de la edificación de los tres sistemas estructurales, el sistema pórtico no cumplirá con las derivas máximas permisibles de la Norma E.030.

Ha: Al realizar el análisis sísmico de la edificación de los tres sistemas estructurales, el sistema pórtico cumplirá con las derivas máximas permisibles de la Norma E.030

Tabla 107

Derivas inelásticas en la dirección X-X, según la NTE E.030

Piso	Deriva límite Δlímite	Derivas inelásticas Portico Δi/hi	Derivas inelásticas Dual Δi/hi	Derivas inelásticas Muros Estructurales Δi/hi
Piso 5	0,007	0,005184	0,004991	0,004542
Piso 4	0,007	0,005742	0,005976	0,004818
Piso 3	0,007	0,005750	0,006473	0,004800
Piso 2	0,007	0,005872	0,006622	0,004286
Piso 1	0,007	0,004989	0,004913	0,002515

Fuente: Elaboración propia

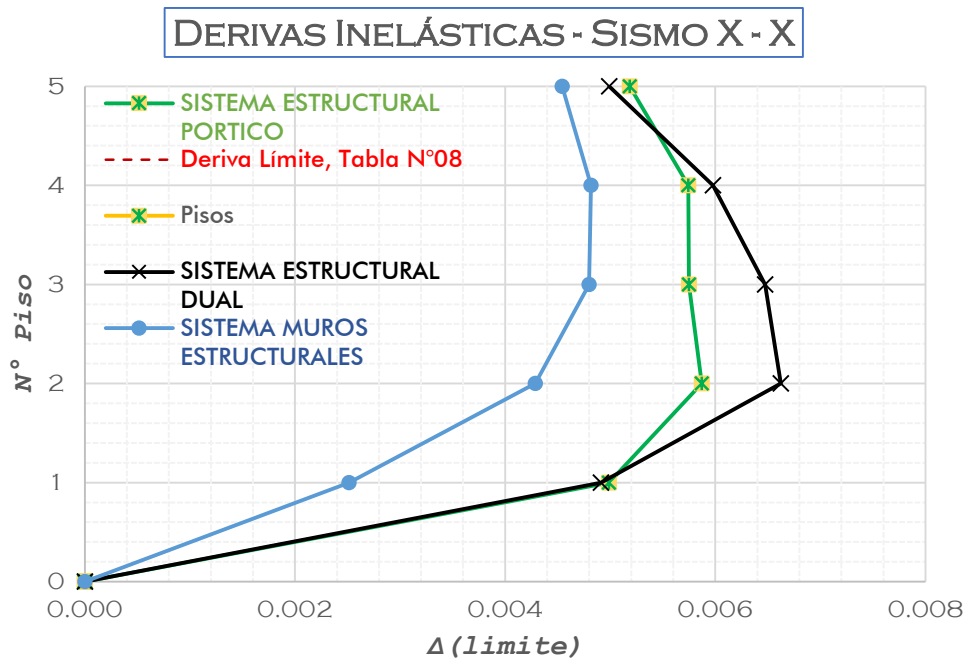


Figura 107. Derivas inelásticas de los tres sistemas estructurales en la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia.

Se realizará un comparativo de los tres sistemas estructurales analizados para lo cual se utilizará para realizar la comprobación la Diferencia de medias significativas (DMS)

Comparaciones múltiples

Tabla 108

Diferencia de medias significativas (DMS)

(I) SISTEMA ESTRUCTURAL	(J) SISTEMA ESTRUCTURAL	Diferencia de medias (I-J)	Desv. Error	Sig.	Intervalo de confianza al 95%	
					Límite inferior	Límite superior
S.E PORTICO	S.E DUAL	-0,000288	0,001117	0,832	-0,00257	0,00209
	S.E M. ESTRUCTURAL	0,001315	0,001117	0,338	-0,00123	0,00343
	DERIVALIMITE	0,005507*	0,001117	0,043	-0,00474	-0,00008
S.E DUAL	S.E PORTICO	0,000288	0,001117	0,832	-0,00209	0,00257
	S.E M. ESTRUCTURAL	0,001603	0,001117	0,246	-0,00099	0,00367
	DERIVALIMITE	-0,001205	0,001117	0,066	-0,00450	0,00016
S.E M. ESTRUCTURAL	S.E PORTICO	-0,001315	0,001117	0,338	-0,00343	0,00123
	S.E DUAL	-0,001603	0,001117	0,246	-0,00367	0,00099
	DERIVALIMITE	0,002807*	0,001117	0,044	-0,00584	-0,00118
DERIVA LIMITE	S.E PORTICO	0,001492*	0,001117	0,043	0,00008	0,00474
	S.E DUAL	0,001205	0,001117	0,066	-0,00016	0,00450
	S.E M. ESTRUCTURAL	0,002807*	0,001117	0,044	0,00118	0,00584

*. La diferencia de medias es significativa en el nivel 0,05.

Fuente: Elaboración propia.

La prueba de diferencia de medias significativas (dms) muestra que comparando la deriva límite, con respecto a la deriva del sistema estructural pórtico, los valores son positivos en la diferencia de medias (i-j) e intervalo de confianza, todas estas diferencias tienen una significancia de 0,043 con lo que se puede rechazar una hipótesis de igualdad de medias y concluir que existe una diferencia entre la deriva límite según reglamento y la deriva del sistema de pórticos, lo que evidencia de la prueba es significativa y confiable a un 95%

Prueba estadística HSD de Tukey

La prueba de derivas inelásticas con HSD de Tukey muestra un promedio de 0,00458943 para las derivas inelásticas del sistema pórtico.

Tabla 109*Resultados de las medias producto de la prueba Tukey*

Grupo	Media	n	ss	df	q-crit	alpha
Deriva límite Concreto Armado	0,007	5	3,7616E-36			
Deriva S.E. Portico	0,005507	5	6,206E-07			
Deriva S.E. Dual	0,005795	5	2,602E-06			
Deriva S.E. Muros Estructurales	0,004192	5	3,7056E-06			
Suma		20	6,9282E-06	16	4,046	0,05

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 110*Diferencia de medias significativas (HSD Tukey)*

group 1 (I)	group 2 (J)	Diferencia de Medias (I-J)	Desv. error	p-valor	Límite inferior	Límite superior
Deriva límite S. Concreto Armado	Deriva S.E. Portico	0,0014927	0,0002943	0,0118703	0,0011907	2,2683903
Deriva límite S. Concreto Armado	Deriva S.E. Dual	0,0012050	0,0002943	0,0468053	0,0011907	1,8312028
Deriva límite S. Concreto Armado	Deriva S.E. Muros Estructurales	0,0028079	0,0002943	0,0000254	0,0011907	4,2671260
Deriva S.E. Portico	Deriva S.E. Dual	0,0002877	0,0002943	0,8989329	0,0011907	0,4371875
Deriva S.E. Portico	Deriva S.E. Muros Estructurales	0,0013152	0,0002943	0,0279001	0,0011907	1,9987357
Deriva S.E. Dual	Deriva S.E. Muros Estructurales	0,0016029	0,0002943	0,0069314	0,0011907	2,4359231

Fuente: Elaboración propia.

La prueba de HSD de Tukey muestra que comparando la deriva límite, con respecto a la deriva del sistema estructural pórico, el p-valor es de 0,01187 menor que 0,005 rechazar una hipótesis de igualdad de medias y concluir que existe una diferencia entre la deriva limite según reglamento y la deriva del sistema de pórticos la que evidencia de la prueba es significativa y confiable a un 95%

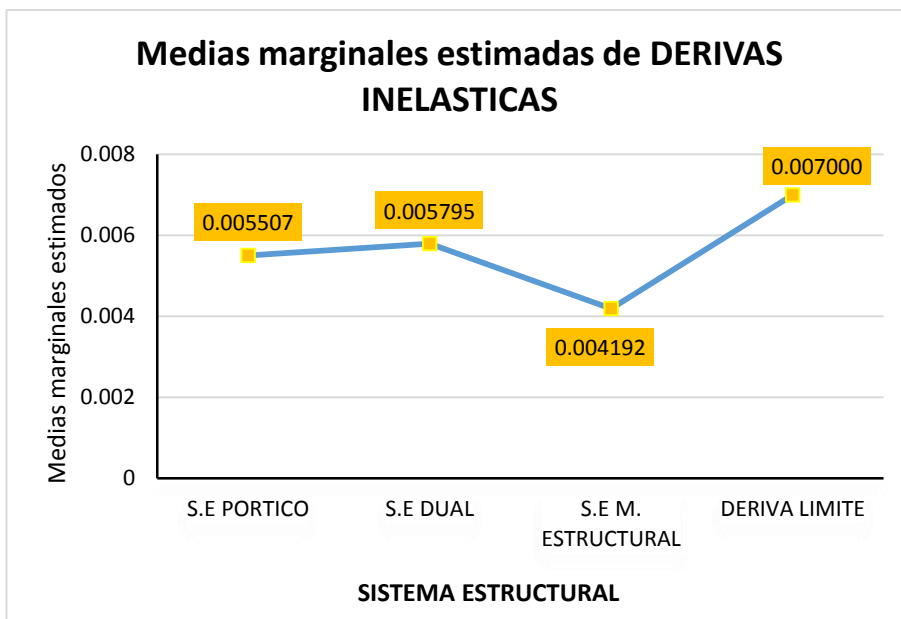


Figura 108. Medias marginales estimadas de derivas inelásticas

Fuente: Elaboración propia.

Diferencia de medias significativas (DMS)

Comparaciones múltiples

Tabla 111

Diferencia de medias significativas (DMS)

(I) SISTEMA ESTRUCTURAL	(J) SISTEMA ESTRUCTURAL	Diferencia de medias (I-J)	Desv. Error	Sig.	Intervalo de confianza al 95%	
					Límite inferior	Límite superior
S.E PORTICO	S.E DUAL	,024333333	,06628220	,716	-,11051882	,15918549
	S.E M. ESTRUCTURAL	,059500000	,06628220	,376	-,07535216	,19435216
S.E DUAL	S.E PORTICO	-,024333333	,06628220	,716	-,15918549	,11051882
	S.E M. ESTRUCTURAL	,035166667	,06628220	,599	-,09968549	,17001882
S.E M. ESTRUCTURAL	S.E PORTICO	-,059500000	,06628220	,376	-,19435216	,07535216
	S.E DUAL	-,035166667	,06628220	,599	-,17001882	,09968549

Fuente: Elaboración propia.

La prueba de diferencia de medias significativas (DMS) muestra que comparando los periodos según reglamento, con respecto al periodo de los tres sistemas estructurales, en la diferencia de medias (I-J) el sistema pórtico presenta mayor periodo que los sistemas dual y estructural, evidenciando también que el p-valor es mayor que 0,05 se puede aceptar la hipótesis de igualdad de medias ya que se diferencian como máximo con 0,2 y concluir que los periodos de los tres sistemas comparados no tienen gran diferencia.

El gráfico de las medias es el siguiente

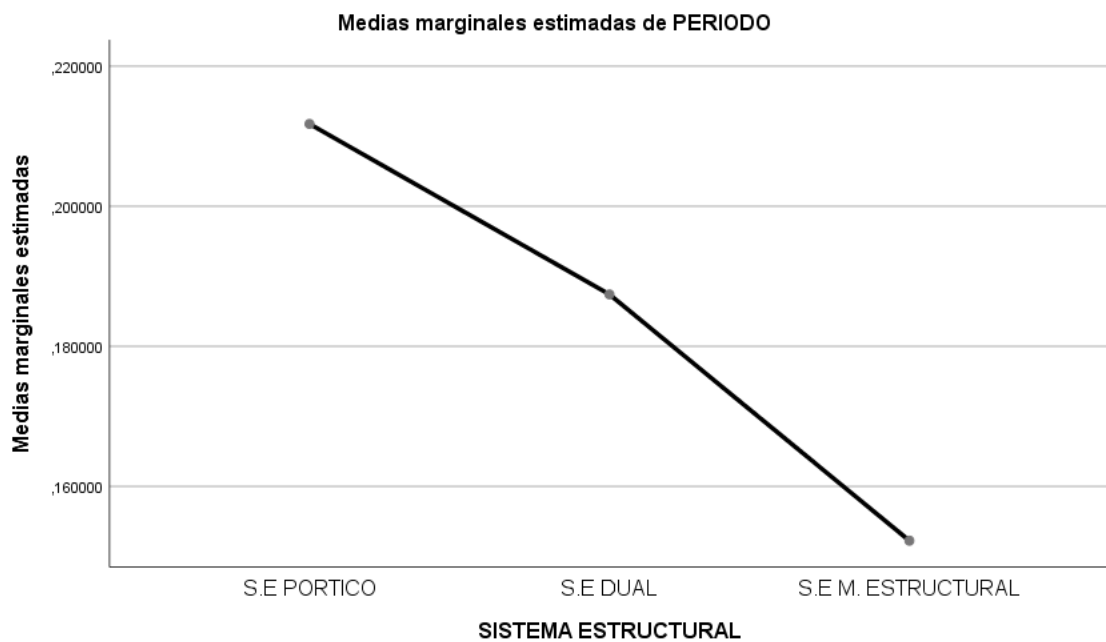


Figura 109. Medias marginales estimadas de los periodos de vibración

Fuente: Elaboración propia.

La prueba de diferencia de medias significativas (DMS) y la prueba de HSD tukey muestra que comparando la deriva límite, con respecto a la deriva del sistema estructural pórtico, tiene un significancia de 0,043 y el p-valor obtenido es de 0,01187, en ambos casos son menores que 0.05 con lo que se puede rechazar una

hipótesis de igualdad de medias y concluir que existe una diferencia entre la deriva limite según reglamento y la deriva del sistema de pórticos la que evidencia de la prueba es significativa y confiable a un 95%.

Finalmente se concluye mediante la prueba diferencia de medias significativas (DMS) y la prueba HSD Tukey que la deriva pórtico es menor que la deriva limite permisible por la norma, por tal razón se rechaza la hipótesis nula y se acepta hipótesis alterna.

Hipótesis específica 2.

Ho: Al realizar el diseño estructural del sistema pórtico para uso de oficinas con cinco niveles, las cuantías de acero obtenidas serán óptimos.

Ha: Al realizar el diseño estructural del sistema pórtico para uso de oficinas con cinco niveles, las cuantías de acero obtenidas no serán óptimos.

Tabla 112

Área de acero calculados del primero al quinto piso según E.060

As.min.Requerido	As.Requerido	As.max.Requerido
cm²	cm²	cm²
6,27	11,27	28,13
6,27	6,27	28,13
6,27	11,00	28,13
6,27	6,27	28,13
6,27	6,27	28,13
6,27	6,27	28,13
6,27	11,27	28,13
6,27	6,27	28,13
6,27	11,00	28,13
6,27	6,27	28,13
6,27	6,27	28,13
6,27	6,27	28,13
5,06	10,94	22,72
5,06	5,06	22,72
5,06	9,46	22,72
5,06	5,06	22,72
5,06	5,06	22,72
5,06	5,06	22,72
3,98	9,55	17,85
3,98	3,98	17,85
3,98	8,8	17,85
3,98	3,98	17,85
3,98	3,98	17,85
3,98	3,98	17,85
3,25	5,43	14,59
3,25	3,25	14,59
3,25	6,21	14,59
3,25	3,25	14,59
3,25	3,25	14,59
3,25	3,25	14,59

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 113*Cuantía de acero requerido según norma E.60*

Piso	As.Requerido cm ²	As.max.Requerido cm ²
Piso 1	24,75	148,5
Piso 2	24,75	148,5
Piso 3	24,75	148,5
Piso 4	20	120
Piso 5	12	72

Fuente: Elaboración propia.

Estadísticas de muestras emparejadas**Tabla 114***Prueba estadística de muestras emparejadas*

		Media	N	Desv. Desviación	Desv. Error promedio
Par 1	As.min.Requerido	4,9660	30	1,23119	0,22478
	As.Requerido	6,4750	30	2,66945	0,48737
Par 2	As.Requerido	6,4750	30	2,66945	0,48737
	As.max.Requerido	22,2840	30	5,52236	1,00824

Fuente: Elaboración propia.

En el cuadro se tiene a la prueba estadística propiamente dicha en la que se describen la diferencia media, la desviación estándar de las diferencias, el error estándar de las diferencias, y finalmente la prueba t.

Se observa un valor de t de $-3,657$, $gl = 29$ grados de libertad, el As min requerido de $4,96\text{cm}^2$ es diferente del valor del As requerido $6,475\text{cm}^2$ de igual forma para el As requerido con el As max requerido $22,284\text{cm}^2$, existiendo esta diferencia entre lo requerido y lo hallado, se concluye que es un valor óptimo por no encontrarse cerca al valor máximo tampoco al mínimo

Prueba de muestras emparejadas

Diferencias emparejadas

Tabla 115

Prueba t de muestras emparejadas

	Media	Desv. Error promedio	95% de intervalo de confianza de la diferencia		t	gl	Sig. (bilateral)
			Inferior	Superior			
Par 1							
As.min.Requerido - As.Requerido	-1,50900	0,41264	-2,35295	-0,66505	-3,657	29	0,001
Par 2							
As.Requerido - As.max.Requerido	-15,80900	0,85194	-17,55141	-14,06659	-18,556	29	0,000

Fuente: Elaboración propia.

Evidenciando también que el p-valor de 0,001 es menor que 0,05 se puede aceptar la hipótesis de investigación donde se asumía que los resultados difería del valor de acero mínimo y acero máximo requerido

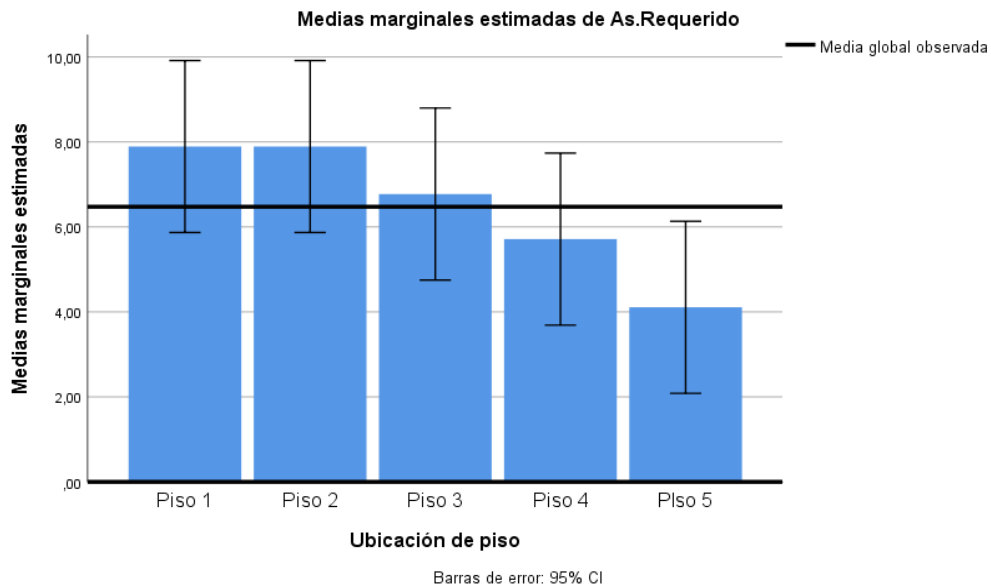


Figura 110. Medias marginales estimadas de las cuantías de acero de refuerzo

Fuente: Elaboración propia.

Estadísticas de muestras emparejadas

Tabla 116

Prueba t de muestras emparejadas

		Media	N	Desv. Desviación	Desv. Error promedio
Par 1	As.requerido	21,25000	5	5,564957	2,488725
	As.max.requerido	127,5000	5	33,38974	14,93235

Fuente: Elaboración propia.

Correlaciones de muestras emparejadas

Tabla 117

Prueba t de muestras emparejadas

		N	Correlación	Sig,
Par 1	As requerido y As max requerido	5	1,000	0,000

Fuente: Elaboración propia.

En el cuadro se observa el valor de 21,25cm² de la cuantía del acero requerido según la norma E 0,60 el valor de la media del acero máximo requerido 127,5 cm² es mayor al acero requerido

De los resultados del diseño estructural en base a la norma como se muestran en las figuras y tablas, Prueban que los cálculos obtenidos de cuantías de acero mínimos y máximos se encuentran dentro de los parámetros de la norma, demostrando la optimización de la edificación para uso de oficinas con cinco niveles en el Centro Poblado San Antonio Moquegua – 2017, por lo que se acepta la hipótesis nula.

4.3. Discusión de resultados

Análisis sísmico de la edificación

Los resultados obtenidos de acuerdo a las tablas y gráficos del capítulo V guardan relación con la norma NTE E.030 – 2018, que establece las condiciones mínimas para las edificaciones y también que toda edificación debe ser diseñada y construida para resistir las solicitaciones sísmicas. Ello es acorde con lo que en esta investigación se realizó.

Estos resultados guardan relación con lo que sostiene Chambilla (2015) y Guino (2018), de acuerdo a sus cálculos, las distorsiones entre piso del sistema estructural dual están por debajo de límite permitido. Pero en lo que no se concuerda con las referidas autoras es el sistema estructural pórtico, ya que en ambas sobre pasan dichos límites. En este estudio no se encuentra esos resultados.

Con estos resultados se afirma que los tres sistemas estructurales cumplen con la norma de diseño sismorresistente, sin embargo, para que cumpla el sistema estructural pórtico, las dimensiones que se obtiene son robustas.

Análisis sísmico comparativo entre los tres sistemas estructurales

A partir de los resultados encontrados, aceptamos la hipótesis alterna específica que establece una diferencia sistema estructural pórtico, sistema estructural dual y sistemas de muros estructurales, de los resultados del análisis sísmico de la edificación para uso de oficinas con cinco niveles, sin embargo, no exceden la fracción de la deriva límite 0,007.

En cuanto a los desplazamientos de la edificación a causa de una fuerza sísmica lateral, se pudo apreciar en las iteraciones que se realizó, al modificar las

dimensiones de las columnas, esta hacía que se disminuya los desplazamientos por ende generan mayor rigidez en comparación a las vigas.

Los muros de corte como dual y muros estructurales absorben mayor porcentaje de la capacidad de la cortante basal, lo cual se corrobora que la mayor rigidez frente a las columnas.

Diseño estructural

Los resultados obtenidos de acuerdo a las tablas y gráficos del capítulo V guardan relación con la norma NTE E.060 – 2009, que establece las condiciones mínimas para el diseño. Ello es acorde con lo que en esta investigación se realizó.

En cuanto al diseño de vigas por resistencia, hay mayor dotación de refuerzo en los extremos a flexión negativa como es de manera tradicional. Así mismo cumplen con el parámetro mínimo tengan una falla ductal y estén dentro del rango de las cuantías mínimas y máximas.

En el diseño de columnas se optó por utilizar las cuantías mínimas y su respectiva verificación con el diagrama de interacción.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Del análisis sísmico y diseño estructural de una edificación de oficinas de concreto armado de cinco niveles con la aplicación para el sistema estructural Aporticado, Dual y Muros estructurales. Así mismo de haber revisado la bibliografía y haber encontrado los resultados mostrados en los apartados anteriores se llegan a las siguientes conclusiones:

Primera. Con los datos obtenidos, mediante el análisis sísmico empleando como base la NTP. E.030, se observa que la máxima deriva hallada del sistema estructural pórtico es de $D= 0,006162$, para el sistema estructural dual es de $D= 0,006622$ y para el sistema estructural muros estructurales es de $D= 0,004818$. Con estos resultados se afirma que existe diferencia de derivas, pero se mantienen en el rango de seguridad frente a la deriva máxima permisible. De los resultados obtenidos mediante el análisis sísmico dinámicos de la estructura de concreto armado se concluye que los tres sistemas estructurales cumplen con los requisitos de rigidez, ductilidad y resistencia.

Segunda. La investigación realizada determina que la máxima media de deriva inelástica hallada en la dirección X-X se encuentra en el sistema estructural dual con un valor de $D= 0,005795$ y en la dirección Y-Y se encuentra en el sistema estructural Portico con un valor de $D= 0,005917$. Al aplicar la prueba estadística de diferencia de medias significativas (DMS) y la prueba HDS Tukey, ambos métodos corroboraron que existe una significancia de 0,043 y un p-valor de 0,01187, lo cual son menores que el valor 0,05, lo que nos indica que las derivas calculadas del sistema estructural portico es menor que la deriva limite máxima permisible de acuerdo a la NTP. E.030

El periodo con más duración se presenta en el sistema estructural pórtico con valor de $t=0,519\text{seg}$, el periodo del sistema dual es de $t=0,515\text{seg}$ y para el sistema muros estructurales es de $t=0,428\text{seg}$ lo cual demuestra que el sistema estructural de muros estructurales es más rígido que el sistema dual y pórtico. Así mismo cabe indicar que el que periodo de vibración de los tres sistemas estructurales analizadas se encuentran dentro del margen recomendadas.

La cortante basal del sistema estructural pórtico es de $v= 124,8277\text{ton}$, para el sistema estructural dual es de $v= 143,0058\text{ton}$ y para el sistema estructural muros estructurales es de $v= 165,834\text{ton}$.

Tercera. El acero de refuerzo longitudinal a utilizar en las vigas están dentro de los parámetros que establece la norma E.060 que son las cuantías mínimas y máximas.

Al aplicar la prueba de muestras emparejadas a las cuantías de acero de las vigas se evidencio que el p-valor 0,001 es menor que 0,05 con lo cual se puede aceptar la hipótesis de investigación donde se asumía que los resultados difería del valor de acero mínimo y acero máximo requerido, con lo cual se afirma que las cuantías de acero utilizado son óptimas.

El acero de refuerzo por torsión en vigas no fue necesario. En cuanto a las columnas se utilizó la cuantía mínima para realizar el diagrama de interacción, obteniendo resultados muy por debajo del rango máximo.

5.2. Recomendaciones

Primera. Se recomienda para la ejecución de la edificación para uso de oficinas en el centro poblado San Antonio utilizar sistema el estructural pórtico, por haber cumplido satisfactoriamente el análisis sísmico y el diseño estructural en concreto armado, obteniendo resultados de cuantías de acero óptimas. Así mismo se recomienda para obtener resultados con mayor aproximación a lo real, realizar investigaciones del análisis sísmico en el campo inelástico considerando el comportamiento no lineal de los elementos estructurales.

Segunda. Se recomienda obtener resultados de periodos de vibración menores que 0,55 segundos en el primer modo traslacional para los sistemas analizados sísmicamente, ello con el fin de evitar incremento muy elevados de rigidez. A su vez para mejorar la concentración de rigidez en una sola zona y generar torsión se recomienda colocar los muros de corte de manera simétrica. Para el proceso de predimensionamiento se recomienda realizar las iteraciones necesarias hasta cumplir con las derivas permisibles, este proceso permite optimizar y no tener columnas y vigas muy robustas por ende muy rígidas.

Tercera. Para elemento a flexo compresión con responsabilidad sísmica se recomienda el uso de cuantía mínima de 1,25% para cumplir con la demanda de cargas provenientes del sismo. Así mismo se recomienda en lo posible estructurar los elementos estructurales de manera simétrica,

tanto en la distribución de masa y rigideces, esto en función de que en la presente investigación se realizó tomando estas consideraciones, obteniéndose resultados de acero de refuerzo por torción nula.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI318SUS-14. (2015). *Requisitos de Reglamento*. U.S.A: ACI.
- Blanco, W. n. (2014). *Diseño Estructural de un Edificio de Vivienda de 8 Pisos*.
Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Fernández, F. (2019). "Análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado para oficinas en Cusco". Lima:
https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/15132/ALBITES_FERNANDEZ%20BACA_FRANCO_ANALISIS_DISEÑO_ESTRUCTURAL.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Flores Ortega, R. E. (2015). *VULNERABILIDAD, PELIGRO Y RIESGO SÍSMICO EN VIVIENDAS AUTOCONSTRUIDAS DEL DISTRITO DE SAMEGUA, REGIÓN MOQUEGUA*. Moquegua:
repositorio.ujcm.edu.pe/bitstream/handle/ujcm/.../Rogelio_Tesis_titulo_2015.pdf.
- Harmsen, T. (2005). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima: Fondo Editorial de la PUCP.
- Miisterio de Vivieda Construcción y Comuicaciones. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima: Digigraf Corp. sa.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2016). *Plan de desarrollo urbano sostenible Moquegua - Samegua 2016 - 2026 Diagnostico*.
Moquegua: www.munimoquegua.gob.pe.

Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2016). *Plan de desarrollo urbano sostenible Moquegua - Samegua 2016 – 2026 Propuesta*

Especifica. Moquegua: www.munimoquegua.gob.pe.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (24 de Enero de 2016).

Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente. *El Peruano*, págs. 4-5.

NTP E.030. (2014). Lima: SENCICO.

NTP E.060. (2009). Lima: SENCICO.

Ottazzi, G. (2011). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: PUC.

Pino Duymovich, A. R. (2016). *Diseño estructural en concreto armado de un edificio con seis pisos, ubicado en Jesús María - Lima*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú 2016 .

Salas, L. (15 de Julio de 2015). *Zonificación Geotécnica Sísmica de la Ciudad de Moquegua*. Obtenido de Zonificación Geotécnica Sísmica de la Ciudad de Moquegua: <http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/pdf/esp/doc2181/doc2181-contenido.pdf>

Lema, E. (2013). *Análisis de diseño de un edificio con aisladores sísmicos modelamiento en el ETBS*. Universidad Central del Ecuador.