



Universidad
Continental

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

Influencia del amortiguamiento en el comportamiento estructural de la Institución Educativa Integrada Puerto Yurinaki, distrito de Perené, provincia de Chanchamayo, Región Junín

Wilson Carlos Colqui Ventura

Huancayo, 2018

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil



Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Obra protegida bajo la licencia de [Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.5/peru/)

DEDICATORIA

A Dios.

Por cuidar de mí hermano Marino en el cielo, guiarme todo este tiempo ante situaciones difíciles de la vida y darme salud para lograr mis objetivos.

A mi padre Marino.

Por el sacrificio mostrado todos estos años, para poder cumplir mis metas y el respeto que me enseñó desde pequeño hacia las demás personas.

A mi madre Alejandrina.

Por sus consejos y la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien.

A Gabriela.

Por ser la pareja, amiga y confidente todos estos años compartidos, por la atención en mi bienestar y apoyarme en todos los momentos difíciles.

ASESOR DE TESIS

Ing. Angel Narcizo Aquino Fernández

SUMARIO

El presente trabajo consiste en el análisis de la influencia del amortiguamiento en el comportamiento estructural de la Institución Educativa Integrada Puerto Yurinaki, Distrito de Perené, Provincia de Chanchamayo, Región Junín. La estructura se encuentra configurada en la dirección longitudinal de pórticos de concreto armado y en la dirección transversal de albañilería estructural. La Institución Educativa consta de dos niveles, siendo el aligerado del primer nivel de 0.20m y el segundo nivel cuenta con un aligerado inclinado de 0.17m. Se desarrolló un modelo pseudotridimensional utilizando el programa ETABS 2016 para realizar el análisis lineal dinámico. En dicho modelo, la losa del primer nivel fue representada por diafragma rígido y para la losa del segundo nivel como un diafragma flexible debido a que esta es inclinada. Para lo cual se encontró una alta influencia en los desplazamiento y por consiguientes en las derivas de la estructura obteniendo que el comportamiento de la estructura para un espectro de diseño del 3%, 5% y del 7%, la deriva entre piso para un amortiguamiento de 3% incrementa en 11.8% con respecto al amortiguamiento normalizado de 5% y para un amortiguamiento de 7% disminuye en un 8.7%. Además de esto se concluye que para estructuras de pórticos se debe usar un amortiguamiento de 5% y para estructuras de albañilería estructural un amortiguamiento de 3%.

ABSTRACT

The present work consists in the analysis of the influence of the damping on the structural behavior of the Integrated Educational Institution Puerto Yurinaki, District of Perené, Province of Chanchamayo, Junín Region. The structure is configured in the longitudinal direction of reinforced concrete frames and in the transversal direction of structural masonry. The Educational Institution is of two levels being the lightened of the first level of 0.20m and the second level has a lightened inclined of 0.17m. A pseudotrídimensional model was developed using the ETABS 2016 program to perform dynamic linear analysis. In this model, the roof slab of the first level was represented by rigid diaphragm and for the slab of the second level as a flexible diaphragm as the slab was inclined. For which a high influence was found in the displacements and consequently in the drifts of the structure obtaining that the behavior of the structure for a design spectrum of 3%, 5% and 7%, the drift between floors for a damping of 3% increases by 11.8% with respect to the normalized damping of 5% and for a damping of 7% it decreases by 8.7%. In addition to this, it is concluded that for porch structures, a 5% damping should be used and for structural masonry structures a 3% damping should be used.

AGRADECIMIENTO

Al Ing. Ángel Narcizo Aquino Fernández por el
asesoramiento en la realización del presente trabajo.

A mi facultad por la formación académica que me
ayuda a progresar continuamente.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	2
ASESOR DE TESIS.....	3
SUMARIO.....	4
ABSTRACT	5
AGRADECIMIENTO	6
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	7
INDICE DE FIGURAS.....	12
INDICE DE TABLAS.....	17
INTRODUCCIÓN.....	19
CAPITULO I.....	20
PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO	20
1.1. PLANTAMIENTO DEL PROBLEMA.....	20
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	21
1.2.1. PROBLEMA GENERAL	21
1.2.2. PROBLEMAS ESPECIFICOS.....	22
1.2.3. DELIMITACIÓN	22
1.3. OBJETIVO DE LA TESIS.....	22
1.3.1. OBJETIVO GENERAL.....	22
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	22
1.4. HIPÓTESIS	23
1.4.1. HIPÓTESIS GENERAL	23
1.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICA.....	23
1.5. VARIABLES.....	23
1.6. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA.....	24
1.7. METODOLOGÍA	24
1.7.1. MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN	24
1.7.1.1. MÉTODO GENERAL O TEÓRICO DE LA INVESTIGACIÓN	24
1.7.1.2. MÉTODO ESPECÍFICO DE LA INVESTIGACIÓN	25
1.7.2. ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN	25
1.7.2.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	25

1.7.2.2.	NIVEL DE INVESTIGACIÓN	25
1.7.3.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	25
1.7.3.1.	TIPO DE DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	25
1.7.4.	POBLACIÓN Y MUESTRA	25
1.7.4.1.	POBLACIÓN.....	25
1.7.4.2.	MUESTRA	25
1.7.5.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	25
1.7.5.1.	TÉCNICAS UTILIZADAS EN LA RECOLECCIÓN DE DATOS	25
1.7.5.2.	INSTRUMENTOS UTILIZADOS EN LA RECOLECCIÓN DE DATOS	25
1.7.6.	TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO DE DATOS	26
1.7.7.	MODELACIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....	26
CAPITULO II.....		27
MARCO TEÓRICO		27
2.1.	ANTECEDENTES	27
2.1.1.	TRABAJOS PREVIOS.....	27
2.1.2.	AMORTIGUAMIENTO EN NORMAS INTERNACIONALES.....	31
2.2.	CONCEPTO DE AMORTIGUAMIENTO.....	31
2.2.1.	AMORTIGUAMIENTO INTERNO EN ESTRUCTURAS	32
2.2.1.1.	AMORTIGUAMIENTO VISCOSO LINEAL.....	32
2.2.1.2.	AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO	33
2.3.	AMORTIGUAMIENTO EN ESTRUCTURAS	34
2.4.1.	DISIPACION DE ENERGIA MEDIANTE AMORTIGUAMIENTO EN ESTRUCTURAS.....	35
2.4.2.	AMORTIGUAMIENTO EXPERIMENTAL EN ESTRUCTURAS.....	36
2.4.3.	METODOS PARA DETERMINACION DE AMORTIGUAMIENTO	37
2.4.3.1.	METODO DE DECREMENTO LOGARITMICO.....	37
2.4.3.2.	METODO DEL ANCHO DE BANDA	38
2.4.4.	ECUACIÓN DE MOVIMIENTO EN ESTRUCTURAS	39
2.4.4.1.	VIBRACIÓN LIBRE NO AMORTIGUADA	42
2.4.4.2.	VIBRACIÓN LIBRE AMORTIGUADA	46
2.4.4.3.	TIPOS DE MOVIMIENTO.....	47
2.4.4.3.1.	SISTEMA SUBAMORTIGUADO	51
2.4.	DEMANDA SÍSMICA	52
2.5.1.	PELIGRO SÍSMICO	52
2.5.1.1.	CUANTIFICACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO.....	53
2.5.1.2.	NIVELES DE PELIGRO SÍSMICO	54
2.5.2.	VULNERABILIDAD SÍSMICA.....	55

2.5.3.	RIESGO SÍSMICO	56
2.5.4.	REPRESENTACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA PARA FINES DE INGENIERIA ESTRUCTURAL	56
2.5.4.1.	ACELEROGRAMA	57
2.5.4.2.	ESPECTRO DE RESPUESTA.....	57
2.5.4.3.	RELACIÓN ENTRE S_a , S_v y S_d	63
2.5.4.4.	ESPECTROS ELÁSTICO DE DISEÑO.....	67
2.5.4.5.	AMPLIFICACION DE ONDAS SISMICAS	71
2.5.4.5.1.	FACTOR DE AMPLIFICACION DE SUELO	72
2.5.4.5.2.	FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA.....	74
CAPITULO III.....		76
ANALISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ANTE DIFERENTES AMORTIGUAMIENTOS.....		76
3.1.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO EN ESTUDIO	76
3.2.	NORMAS EMPLEADAS	78
3.3.	MATERIALES EMPLEADOS.....	78
3.3.1.	CONCRETO ARMADO	78
3.3.2.	ACERO.....	80
3.3.3.	ALBAÑILERÍA CONFINADA	80
3.4.	CRITERIOS Y CONCEPTOS DE ESTRUCTURACIÓN	81
3.4.1.	CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN	81
3.4.1.1.	SIMPLICIDAD Y SIMETRIA	81
3.4.1.2.	RESISTENCIA Y DUCTILIDAD	81
3.4.1.3.	HIPERESTICIDAD Y MONOLITISMO	82
3.4.1.4.	UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA	82
3.4.2.	CONCEPTOS IMPORTANTE PARA LA ESTRUCTURACIÓN	82
3.4.2.1.	DIFERENCIA ENTRE DIAFRAGMA RIGIDO Y FLEXIBLE	82
3.4.2.2.	SISTEMAS DE RESISTENCIA LATERAL	84
3.5.	ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO	86
3.6.	PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	87
3.6.1.	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL.....	87
3.6.2.	PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	88
3.6.3.	PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE ALBAÑILERIA	89
3.6.3.1.	Espesor de muro	89
3.6.3.2.	Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad	89
3.6.3.3.	Densidad de Muros	90

3.6.4.	PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	91
3.7.	ANÁLISIS SÍSMICO PREVIO	93
3.8.	ANÁLISIS SÍSMICO.....	99
3.8.1.	MODELO ESTRUCTURAL PARA CARGAS DE SISMO	99
3.8.1.1.	CENTRO DE MASAS.....	99
3.8.1.2.	CENTRO DE RIGIDEZ.....	100
3.8.1.3.	EXCENRICIDAD	101
3.8.1.4.	PESO O MASA DE LA ESTRUCTURA	102
3.8.1.5.	ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	103
3.8.1.6.	MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	104
3.8.1.7.	CÁLCULO DE LA MASA DE LA EDIFICACIÓN, CENTRO DE RIGIDECES Y CENTRO DE MASAS	105
3.8.2.	PELIGRO SÍSMICO	105
3.8.2.1.	ZONIFICACIÓN (Z)	106
3.8.2.2.	CONDICIONES GEOTECNICAS.....	106
3.8.2.3.	PARÁMETROS DE SITIO (S, TP y TL)	106
3.8.2.4.	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C).....	106
3.8.3.	CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DEL EDIFICIO	108
3.8.3.1.	CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL	108
3.8.3.2.	REGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA	108
3.8.4.	ANALISIS ESTÁTICO	116
3.8.4.1.	DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA.....	117
3.8.5.	ANALISIS MODAL.....	119
3.8.6.	ANALISIS DINÁMICO	120
3.8.7.	VERIFICACIÓN DE REGULARIDAD FINAL	123
3.9.	ANALISIS CON ESPECTROS DE RESPUESTA DE DIFERENTE AMORTIGUAMIENTO	127
3.9.1.	ESPECTROS DE RESPUESTA DE DIFERENTE AMORTIGUAMIENTO	127
3.9.2.	ANALISIS SÍSMICO	135
3.9.2.1.	ANALISIS DE DERIVAS.....	135
3.9.2.2.	ANALISIS DE CORTANTES	136
CAPITULO IV		139
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		139
4.1.	CONCLUSIONES.....	139
4.2.	RECOMENDACIONES	140
REFERENCIA BIBLIOGRAFICA.....		142

ANEXOS.....	144
1. ANEXO 01: ANÁLISIS MODAL.....	144
2. ANEXO 02: ANÁLISIS ESTÁTICO.....	144
3. ANEXO 03: ANALISIS LINEAL DINÁMICO	144
4. ANEXO04: PROCESAMIENTO DE DATOS PARA GENERAR ESPECTROS DE RESPUESTAS EXCEL-SEISMOSIGNAL	144
5. ANEXO 05: PLANOS	144

INDICE DE FIGURAS

Figura 01: Anillo de fuego del pacífico	21
Figura 02: Método específico de la tesis	26
Figura 03: Espectro de Respuesta frente a diferentes amortiguamientos	29
Figura 04: Edificio en planta y Elevación.....	30
Figura 05: Representación de las fuerzas actuantes para una estructura de 1 GL.	32
Figura 06: Idealización de la fuerza de amortiguamiento	33
Figura 07: Comportamiento Elástico e Inelástico de los Materiales.....	33
Figura 08: Ciclo de histéresis de una estructura	34
Figura 09: (a) Pórtico de Aluminio y Resina Sintética en mesa vibratoria, (b) Decaimiento del movimiento del Pórtico de Aluminio, (c) Decaimiento del movimiento del Pórtico de Resina Sintética.	35
Figura 10: Curva de Carga y Descarga para Materiales Inelásticos.....	36
Figura 11: Respuesta al impulso para un oscilador simple.....	38
Figura 12: Método del ancho de banda para la determinación de la amortiguación en un sistema con un grado de libertad.	38
Figura 13: Curva de Transmisibilidad vs Frecuencia.....	39
Figura 14: Idealización de una estructura de un grado de libertad y Diagrama de cuerpo libre.....	40
Figura 15: Ecuación de movimiento	41
Figura 16: Sistema de 1GDL: Vibración libre no amortiguada.....	42
Figura 17: Ejemplo 1, pórtico de 1GDL	44
Figura 18: Ejemplo 1, Vibración libre no amortiguada	46
Figura 19: Vibración libre de un sistema críticamente amortiguado, sobreamortiguado y subamortiguado	47
Figura 20: Respuesta del sistema con amortiguamiento crítico.	48
Figura 21: Amortiguamiento crítico con distintas velocidades iniciales.....	48
Figura 22: Amortiguamiento supercrítico.....	49

Figura 23: Movimiento armónico amortiguado con periodo constante.....	49
Figura 24: Amortiguamientos cada vez mayores, aumentan el periodo y el decremento de la amplitud.	50
Figura 25: Ejemplo 1, Vibración libre no amortiguada y amortiguada.....	52
Figura 26: Mapa de Peligro sísmico en suelo Firme.....	53
Figura 27: Daños en edificios de concreto armado y albañilería ante el sismo de Ica-2007	55
Figura 28: Datos que se pueden registrar en un acelerograma.....	57
Figura 29: Método de Kyoji Suyehiro	58
Figura 30: Construcción de un espectro de Respuesta de Desplazamientos.	59
Figura 31: Representación de Acelerograma 7035 del sismo de 17 de Octubre de 1966, Lima y Callao, T vs Aceleración	60
Figura 32: Representación de Acelerograma 7035 del sismo de 17 de Octubre de 1966, Lima y Callao, T vs Velocidad	60
Figura 33: Representación de Acelerograma 7035 del sismo de 17 de Octubre de 1966, Lima y Callao, T vs Desplazamiento	60
Figura 34: Espectro de Respuesta de Desplazamientos de Acelerograma 7035 del sismo de 17 de Octubre de 1966, Lima y Callao.....	61
Figura 35: Espectro de Respuesta de Velocidades de Acelerograma 7035 del sismo de 17 de Octubre de 1966, Lima y Callao.....	62
Figura 36: Espectro de Respuesta de Aceleraciones de Acelerograma 7035 del sismo de 17 de Octubre de 1966, Lima y Callao	62
Figura 37: Fuerza de Inercia Generada por Desplazamiento Sísmico en la Base.....	63
Figura 38: Equilibrio de Fuerzas en el Sistema con Excitación en la Base.....	63
Figura 39: Sistema sometido a excitación en su base.....	64
Figura 40: Sistema lineal amortiguado forzado.	65
Figura 41: Excitación arbitraria.	65
Figura 42: Espectros Elásticos de Aceleración y Espectro Suavizado para la Costa Peruana.....	68

Figura 43: Espectro de Respuestas de Aceleraciones Normalizado	69
Figura 44: Espectro de Respuestas de Velocidades Normalizado	70
Figura 45: Espectro de Respuestas de Desplazamientos Normalizado	70
Figura 46: Amplificación de las Solicitaciones Sísmicas en la Estructura.....	72
Figura 47: Amplificación de la Aceleración en la Superficie del Terreno Comparada con la Aceleración en la Roca a Profundidad.	72
Figura 48: Amplificación de las Solicitaciones Sísmicas por los Estrados de Suelo.	73
Figura 49: Tabla de Factor de Suelo.....	74
Figura 50: Espectro de Respuesta para Suelo Firme.....	74
Figura 51: Tabla para Periodos TP y TL	75
Figura 52: Planta Institución Educativa	77
Figura 53: Elevación Institución Educativa.....	78
Figura 54: Diferencia diafragma Rígido y Flexible	83
Figura 55: Muros de corte o muros estructurales	84
Figura 56: Pórticos arriostrados	85
Figura 57: Pórticos resistentes a momento	85
Figura 58: Estructuración planta Institución Educativa	87
Figura 59: Geometría de los aligerados convencionales utilizados en Perú.....	88
Figura 60: Densidad mínima de muros	91
Figura 61: Área tributaria de columnas	92
Figura 62: Sección de columna C2	93
Figura 63: Elementos estructurales predimensionados.....	94
Figura 64: Modelamiento análisis sísmico previo con ETABS.....	95
Figura 65: Flexibilidad en pórticos.....	96
Figura 66: Derivas del análisis sísmico previo dirección en X	96
Figura 67: Derivas del análisis sísmico previo dirección en Y	97
Figura 68: Modelamiento análisis sísmico previo con ETABS Secciones Definitivas ..	98

Figura 69: Derivas del sistema rigidizado del análisis sísmico previo dirección en X ..	98
Figura 70: Derivas del sistema rigidizado del análisis sísmico previo dirección en Y ..	98
Figura 71: Centro de masa	100
Figura 72: Centro de rigideces.....	101
Figura 73: Centro de Masas y Centro de Rigideces de la estructura cálculo manual	101
Figura 74: Peso sísmico	102
Figura 75: Configuración Estructural.....	103
Figura 76: Modelo en planta y tridimensional del Edificio.....	104
Figura 77: Zonificación Sísmica en Perú.....	106
Figura 78: Período Fundamental de la Estructura en Estudio graficado en el Espectro de Diseño según la Norma E030-2016	107
Figura 79: Planta de Edificio	108
Figura 80: Derivas de un edificio.....	109
Figura 81: Masas de un edificio	110
Figura 82: Irregularidad Geométrica Vertical.....	111
Figura 83: Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.....	112
Figura 84: Irregularidad Torsional	113
Figura 85: Esquinas entrantes	114
Figura 86: Discontinuidad del diafragma.....	115
Figura 87: Secciones del diafragma de la estructura	115
Figura 88: Sistemas no paralelos.....	116
Figura 89: Derivas del sismo estático en dirección en X	118
Figura 90: Derivas del sismo estático en dirección en Y	119
Figura 91: Espectro de Aceleraciones en el sentido X (R=8)	121
Figura 92: Espectro de Aceleraciones en el sentido Y (R=3)	121
Figura 93: Derivas del sismo dinámico en dirección en X	122
Figura 94: Derivas del sismo dinámico en dirección en Y	122

Figura 95: Regularidad Torsional 1er piso dirección en X	125
Figura 96: Regularidad Torsional 1er piso dirección en Y	125
Figura 97: Regularidad Torsional 2do piso dirección en X	125
Figura 98: Regularidad Torsional 2do piso dirección en Y	126
Figura 100: Generación de Espectros de Respuestas en el software Seismo Signal V4.0.0	128
Figura 101: Generación de Espectros de Respuestas para los seis registros sísmicos para un amortiguamiento del 3%.	130
Figura 102: Relación de Amortiguamiento y Factor de Amplificación sísmica.	131
Figura 103: Espectro de respuestas con 3% de amortiguamiento	133
Figura 104: Espectro de respuestas con 5% de amortiguamiento	133
Figura 105: Espectro de respuestas con 7% de amortiguamiento	134
Figura 106: Espectros de respuestas inelásticos, dirección en X.....	134
Figura 107: Espectros de respuestas inelásticos, dirección en Y.....	135
Figura 108: Derivas de entrepiso en función al amortiguamiento, dirección en X.....	135
Figura 109: Derivas de entrepiso en función al amortiguamiento, dirección en Y.....	136
Figura 110: Análisis de cortantes	138

INDICE DE TABLAS

Tabla 01: Operacionalización de la Variable Independiente.....	23
Tabla 02: Operacionalización de la Variable Dependiente.	23
Tabla 03: Técnicas e instrumentos utilizados en la investigación.....	26
Tabla 04: Valores de Amortiguamiento Recomendados	28
Tabla 05: Frecuencia natural y coeficiente de amortiguamiento equivalente.....	30
Tabla 06: Amortiguamiento para diferentes normas internacionales.	31
Tabla 08: Tipo de Obra vs. Vida Útil	54
Tabla 09: Niveles de peligro sísmico.....	55
Tabla 10: Acelerogramas de la Costa Peruana.....	68
Tabla 11: Coeficientes de amplificación sísmica para respuesta horizontal elástica ...	71
Tabla 12: Acelerogramas de la Costa Peruana.....	78
Tabla 13: Espesores típicos y luces máximas.....	88
Tabla 14: Vigas pre dimensionadas	88
Tabla 15: Expresiones para el predimensionamiento de Columnas que resisten cargas de gravedad.....	91
Tabla 16: Peso promedio de la estructura por Categoría de la Edificación	92
Tabla 17: Datos usados para el Predimensionamiento de Columnas	93
Tabla 18: Predimensionamiento y Verificación de Columnas.....	93
Tabla 19: Elementos estructurales predimensionados.....	93
Tabla 20: Distribución de carga lateral del análisis sísmico previo dirección X	95
Tabla 21: Distribución de carga lateral del análisis sísmico previo dirección Y	95
Tabla 22: Elementos estructurales Definitivos.....	97
Tabla 23: Centro de masas del 1° piso	100
Tabla 24: Diferencia de centro de rigideces de la estructura.....	101
Tabla 25: Excentricidad de la estructura	101
Tabla 26: Excentricidad accidental.....	102
Tabla 27: Peso de la estructura	102
Tabla 28: Elementos estructurales.....	103
Tabla 29: Peso de la Edificación (100%CM+50%CV+25%CVT).....	105
Tabla 30: Centro de masas y Centro de rigideces.	105
Tabla 31: Tabla de la Categoría y Sistema Estructural de la Edificación.....	108
Tabla 32: Parámetros sísmicos.....	116
Tabla 33: Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura (eje X-X).....	118
Tabla 34: Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura (eje Y-Y).....	118

Tabla 35: Factor de Masa Participativa.....	120
Tabla 36: Análisis de Deriva en Dirección X, menores a 0.005.....	123
Tabla 37: Análisis de Deriva en Dirección Y, menores a 0.005.....	123
Tabla 38: Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Dirección en X	124
Tabla 39: Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Dirección en Y	124
Tabla 40: Acelerogramas de la Costa Peruana.....	127
Tabla 41: Registros Sísmicos para un amortiguamiento del 3%.	128
Tabla 42: Escalamiento Registros Sísmicos para un amortiguamiento del 3%.	129
Tabla 43: Espectros de Diseño Elástico e Inelástico.	131
Tabla 44: Escalamiento de los Espectros de Diseño Elástico e Inelástico para un amortiguamiento del 3%..	132
Tabla 45: Cortante en la base amortiguamiento del $\xi = 3\%$	137
Tabla 46: Cortante de diseño amortiguamiento del $\xi = 3\%$	137
Tabla 47: Cortante en la base amortiguamiento del $\xi = 5\%$	137
Tabla 48: Cortante de diseño amortiguamiento del $\xi = 5\%$	137
Tabla 49: Cortante en la base amortiguamiento del $\xi = 7\%$	137
Tabla 50: Cortante de diseño amortiguamiento del $\xi = 7\%$	138

INTRODUCCIÓN

La presente investigación estudia la influencia del amortiguamiento en el comportamiento sísmico de la Institución Educativa de Puerto Yurinaki, medido por los desplazamientos provocados por un nivel de peligro sísmico. En las investigaciones (Chopra, 2014) hace una diferencia del amortiguamiento según el tipo de material de construcción que varía del 3 al 10%, pero para la Norma Técnica Peruana indica el 5% de amortiguamiento para cualquier estructura (puentes, edificaciones, etc).

Esta investigación evalúa el comportamiento sísmico de la Institución Educativa de Puerto Yurinaki con diferentes amortiguamientos incluyendo lo normado en el RNE, cumpliendo la filosofía de diseño de la Norma E0.30 Diseño Sismorresistente. Además, se verifica si la edificación cumple con las solicitaciones más críticas de amortiguamiento en mención de acuerdo al sistema estructural empleado.

Siendo el objetivo de esta investigación determinar qué porcentaje de amortiguamiento permite que la Institución Educativa tenga un comportamiento sísmico conservador bajo la NTP.

En el capítulo I, se realiza el planteamiento del estudio, desarrollando como problema general ¿Qué porcentaje de amortiguamiento permitirá que la Institución Educativa tenga un comportamiento sísmico conservador bajo la NTP?

En el capítulo II, se presentan los conceptos más utilizados del amortiguamiento en estructuras y la influencia de los porcentajes de amortiguamiento ante vibración libre y vibración forzada para un sistema de un grado de libertad.

En el capítulo III, se describe las características de los sistemas estructurales empleados en la estructura a analizar, también se verificaron los predimensionamientos de los elementos estructurales para luego analizar las estructuras ante los diferentes espectros de diseños de acuerdo a los porcentajes de amortiguamiento.

En el capítulo IV, se concluye que la Institución educativa de Puerto Yurinaki, cumple con las solicitaciones más críticas para un porcentaje del 3% de amortiguamiento, siendo este el adecuado por proporcionar solicitaciones más críticas a la estructura.

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1. PLANTAMIENTO DEL PROBLEMA

El Perú es un país localizado en una zona de alto peligro sísmico, ya que se encuentra próximo al anillo de fuego del pacífico, donde la mayoría de eventos sísmicos del mundo de gran magnitud, ocurren en este lugar. Dado por esto la mayoría de diseños estructurales, se realizan en base a un evento sísmico probable de gran magnitud en este caso para la normativa peruana un sismo raro con una probabilidad de 10 % de excedencia en 50 años.

La mayoría de normas sismorresistentes toman un especial cuidado a las estructuras de usos esencial, como es en este caso el estudio una institución educativa; es así que la norma sismorresistente confía en el correcto desempeño de estas estructuras ante un sismo de gran magnitud y este comportamiento se espera gracias a la correcta disipación de energía de los elementos estructurales por medio de las fuerzas de fricción entre ellas; a esta definición se le conoce como amortiguamiento, es así que (Chopra, 2014) hace una diferencia del amortiguamiento según el tipo de material de construcción que varía del 3 al 10%, pero para la mayoría de normas internacionales es 5%.



Figura 01: Anillo de fuego del pacífico

Fuente: Internet

Para estructuras esenciales como las instituciones educativas es necesario tener un valor significativo de amortiguamiento, puesto que el valor de 5% indicado en el RNE para todos los sistemas estructurales, no podría proporcionar buenos resultados al no ser conservador. Es por esto que la presente tesis evalúa el amortiguamiento y su afeción en el comportamiento sísmico medido por los desplazamientos provocados por un nivel de peligro sísmico.

Se hace evidente el estudio del amortiguamiento en función de los desplazamientos para tener mayor seguridad respecto al comportamiento estructural frente a un sismo de gran magnitud, debido a la importancia de estas edificaciones.

La presente investigación considerará la evaluación del comportamiento sísmico de una Institución Educativa con diferentes amortiguamientos incluyendo lo normado en el RNE, cumpliendo la filosofía de diseño de la Norma E0.30 Diseño Sismorresistente. Además, se verifica si la edificación cumple con las solicitaciones más críticas de amortiguamiento en mención de acuerdo al sistema estructural empleado.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿Qué porcentaje de amortiguamiento permitirá que la Institución Educativa tenga un comportamiento sísmico conservador bajo la NTP?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECIFICOS

- a) ¿Cuál es el porcentaje de amortiguamiento dentro de un rango de $\pm 2\%$ que establece la NTP, para obtener un comportamiento sísmico conservador del sistema estructural de la Institución educativa de Puerto Yurinaki construido de albañilería confinada?
- b) ¿Qué porcentaje de amortiguamiento será el adecuado para evaluar el comportamiento sísmico del sistema estructural de pórticos de concreto armado cumpliendo con la NTP en la Institución educativa de Puerto Yurinaki?
- c) ¿Qué porcentaje de amortiguamiento dentro de un rango de $\pm 2\%$ que establece la NTP, proporcionará cortantes de diseños mayores en los sistemas estructurales de la Institución Educativa de Puerto Yurinaki?

1.2.3. DELIMITACIÓN

- a) El estudio de la tesis se limita en realizar el análisis sísmico de una Institución Educativa, analizando su comportamiento sísmico con diferentes amortiguamientos (3%,5% y 7%).
- b) Para la evaluación de la variación de amortiguamiento, se hace uso de los acelerogramas usados por la normativa peruana E.030.
- c) Para el análisis sísmico se hace uso de la normativa peruana E.030.

1.3. OBJETIVO DE LA TESIS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar qué porcentaje de amortiguamiento permite que la Institución Educativa tenga un comportamiento sísmico conservador bajo la NTP.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a) Determinar el porcentaje de amortiguamiento de un rango de $\pm 2\%$ que establece la NTP, para obtener un comportamiento sísmico conservador del sistema estructural de la Institución educativa de Puerto Yurinaki construido en albañilería confinada.
- b) Determinar el porcentaje de amortiguamiento adecuado para evaluar el comportamiento sísmico del sistema estructural de pórticos de concreto armado cumpliendo con la NTP en la Institución educativa de Puerto Yurinaki.

- c) Determinar el porcentaje de amortiguamiento dentro de un rango de ± 2 que establece la NTP, que proporcione cortantes de diseños mayores en los sistemas estructurales de la Institución educativa de Puerto Yurinaki?

1.4. HIPÓTESIS

1.4.1. HIPÓTESIS GENERAL

El porcentaje de amortiguamiento influye directamente en el comportamiento sísmico de la Institución educativa bajo la NTP.

1.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICA

- a) El amortiguamiento de un rango de -2% de lo que establece la NTP proporciona un comportamiento sísmico conservador del sistema estructural de la Institución educativa de Puerto Yurinaki construido en albañilería confinada.
- b) El amortiguamiento de +2% es el adecuado para evaluar el comportamiento sísmico del sistema estructural de pórticos de concreto armado cumpliendo con la NTP en la Institución educativa de Puerto Yurinaki.
- c) El amortiguamiento de -2% de lo que establece la NTP, proporciona mayores cortantes de diseño en los sistemas estructurales de la Institución Educativa de Puerto Yurinaki.

1.5. VARIABLES

Independiente: AMORTIGUAMIENTO

Tabla 01: Operacionalización de la Variable Independiente.

Variable	Concepto	Dimensiones	Indicadores
Amortiguamiento	Es la capacidad de disipar energía mediante fuerzas de fricción interna entre sus elementos estructurales, ante una acción sísmica.	Porcentaje de Amortiguamiento	Razón de amortiguamiento respecto al amortiguamiento crítico.

Fuente: Elaboración propia

Dependiente: COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Tabla 02: Operacionalización de la Variable Dependiente.

Variable	Concepto	Dimensiones	Indicadores
	Es la respuesta de una estructura ante	Derivas	Desplazamientos relativos de una estructura se miden en centímetros o metros.

Comportamiento Sísmico	excitación de un evento sísmico.	Cortantes de Diseño	Fuerzas máximas de la estructura ante acciones sísmicas se miden en toneladas.
-------------------------------	----------------------------------	---------------------	--

Fuente: Elaboración propia

1.6. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

La mayoría de los reglamentos de diseño sísmico del mundo permiten reducir las fuerzas de diseño tomando en cuenta la ductilidad del sistema estructural que está en función del tipo de material y la configuración estructural del sistema, siendo la ductilidad ligada directamente a los desplazamientos causados por fuerzas laterales y estos desplazamientos dependen de la masa del sistema, rigidez y amortiguamiento del sistema estructural.

Es así que la variación de los amortiguamientos influye en el estudio de los desplazamientos laterales de una estructura, para la obtención de estos desplazamientos el RNE emplea la técnica de espectros de demanda considerando un amortiguamiento de 5%, lo cual genera una incertidumbre en el amortiguamiento real de la estructura puesto que el amortiguamiento varía para cada tipo de sistema estructural.

Es por esto que es necesario evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras en función al amortiguamiento, mediante la configuración estructural de la dirección en estudio de esta (X ó Y). Es así que la presente investigación evalúa el comportamiento sísmico de la Institución Educativa de Puerto Yurinaki, variando el amortiguamiento en cada dirección, puesto que tiene una configuración distinta para cada una de ellas. Y utiliza la técnica de espectros de respuesta para obtener los desplazamientos y analizarlos finalmente con respecto a la variación de amortiguamiento.

1.7. METODOLOGÍA

1.7.1. MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN

1.7.1.1. MÉTODO GENERAL O TEÓRICO DE LA INVESTIGACIÓN

El método general empleado es Hipotético – Deductivo, ya que desde la teoría deduciremos las características del comportamiento sísmico con diferentes porcentajes de amortiguamientos en los sistemas estructurales de la Institución educativa de Puerto Yurinaki.

1.7.1.2. MÉTODO ESPECÍFICO DE LA INVESTIGACIÓN

Se utilizó el método de análisis, para determinar las solicitaciones sísmicas de los sistemas estructurales de la Institución Educativa de Puerto Yurinaki con diferentes porcentajes de amortiguamiento planteados y poder comparar los resultados obtenidos.

1.7.2. ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN

1.7.2.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La investigación es de tipo aplicada, porque se basó en investigaciones, estudios previos, normas internacionales y el Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.7.2.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

Es explicativo, porque determinaremos las derivas y cortantes de diseño de los sistemas estructurales en un rango del $\pm 2\%$ de amortiguamiento de lo que establece la NTP.

1.7.3. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

1.7.3.1. TIPO DE DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

El diseño de la investigación es No Experimental, pues no se puede manipular las variables independientes.

1.7.4. POBLACIÓN Y MUESTRA

1.7.4.1. POBLACIÓN

La población está representada por las Instituciones Educativas del Centro Poblado de Puerto Yurinaki del Distrito de Perene, catalogadas como Edificaciones esenciales en la NTP.

1.7.4.2. MUESTRA

La muestra es por conveniencia no probabilística, ya que se selecciona la Institución Educativa de Puerto Yurinaki por tener acceso a la información y estar diseñada con la vigente NTP.

1.7.5. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

1.7.5.1. TÉCNICAS UTILIZADAS EN LA RECOLECCIÓN DE DATOS

La investigación utilizó dos técnicas que consisten en el acopio de datos primarios, revisión bibliográfica de datos y el procesamiento de la información.

1.7.5.2. INSTRUMENTOS UTILIZADOS EN LA RECOLECCIÓN DE DATOS

Los instrumentos utilizados son varios, a continuación se indica cada instrumento utilizado:

Tabla 03: Técnicas e instrumentos utilizados en la investigación.

Técnica	Instrumento
Acopio de datos Primarios	Revisión del Reglamento Nacional de Edificaciones.
	Revisión Normas Internacionales.
	Revisión Investigación y estudios en amortiguamiento de Estructuras.
Acopio de Datos Secundarios	Revisión de los Planos arquitectónicos y estructurales.
	Revisión del estudio de mecánica de suelos.
	Revisión de los Sistemas Estructurales de la Edificación

Fuente: Elaboración propia

1.7.6. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO DE DATOS

La técnica de procesamiento de datos se realizó mediante un procedimiento con computadora a través del software especializado en estructuras ETABS 2016 para el modelamiento.

1.7.7. MODELACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

Los materiales de construcción son productos procesados o fabricados para emplearse en la construcción de cualquier otra edificación o de ingeniería civil, cumpliendo con parámetros mínimos de calidad y requerimiento técnicos según especificaciones.

OBTENCIÓN DE ESPECTROS DE RESPUESTA CON DIFERENTES AMORTIGUAMIENTOS (3%, 5% Y 7%)

- Se obtienen acelerogramas característicos de la costa peruana 31 de Mayo de 1970, 17 de Octubre de 1966 y Sismo de Lima 1974 (dos componentes por cada uno).
- Se utilizan valores característicos de la zona de la costa peruana que es 0.45g. Y así se construyen espectros de respuesta con amortiguamientos variables (3%, 5% y 7%).

ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA FRENTE A DIFERENTES ESPECTROS DE RESPUESTA

- Análisis sísmico de la institución educativa frente a tres espectros de respuesta de diferentes amortiguamientos.
- Evaluación de comportamiento sísmico, analizando las derivas que cada espectro de respuesta ocasiona a la estructura.

Figura 02: Método específico de la tesis

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

El concepto de amortiguamiento de una estructura ha sido utilizado para el desarrollo de normas sismorresistentes a lo largo de muchos años en el mundo, gracias a que su aproximación en estructuras es de 5%. Mediante esta aproximación se pueden construir espectros de respuesta, siendo de gran ayuda para la solución de vibraciones de la estructura, tanto vibración libre amortiguada y vibración con excitación en la base.

El amortiguamiento de una estructura es fundamental en su comportamiento sísmico, ya que bajo esta propiedad mecánica, disipa la energía generada por los sismos.

Es evidente que este concepto ha sido estudiado por numerosos investigadores, y numerosos países, es así que se presenta a continuación un resumen de trabajos previos:

2.1.1. TRABAJOS PREVIOS

- 1) Anil K. Chopra - University of California at Berkeley (2014), en el capítulo 11 “Amortiguamiento en estructuras”, se realiza un ensayo experimental de las PROPIEDADES DE VIBRACIÓN DEL EDIFICIO DE LA BIBLIOTECA MILLIKAN, evaluando los valores de amortiguamiento experimentales con pruebas de vibración

forzada y valores reales encontrados cuando es afectado en un sismo. A su vez se realiza un cuadro resumen de amortiguamiento en función del nivel de esfuerzo y tipo y condición de la estructura:

Tabla 04: Valores de Amortiguamiento Recomendados

Nivel de esfuerzo	Tipo y condición de la estructura	% de Amortiguamiento
Esfuerzo de trabajo, menor de aproximadamente la mitad del punto de cedencia	Acero con conexiones soldadas, concreto presforzado, concreto debidamente reforzado (sólo agrietamiento leve)	2-3
	Concreto reforzado con grietas considerables	3-5
	Acero con conexiones atornilladas o remachadas, estructuras de madera con uniones clavadas o atornilladas	5-7
En el punto de cedencia o justo debajo de éste	Acero con conexiones soldadas, concreto presforzado (sin pérdida completa en el presfuerzo)	5-7
	Concreto presforzado con pérdida total del presfuerzo	7-10
	Concreto reforzado	7-10
	Acero con conexiones atornilladas o remachadas, estructuras de madera con uniones atornilladas	10-15
	Estructuras de madera con uniones clavadas	15-20

Fuente: Elaboración Propia

- 2) Roberto Aguiar Falconi – Escuela Politécnica del Ejercito (2008), desarrollo el libro “ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS”, donde realiza estudios del amortiguamiento ante diferentes espectros de respuesta dado un nivel de peligro sísmico. Donde concluye:

La forma del espectro elástico depende del factor de amortiguamiento ξ , si este valor es pequeño las ordenadas espectrales serán altas y viceversa. En la figura, se presentan tres espectros para un acelerograma artificial, para factores de amortiguamiento de 3, 5 y 9%.

Se aprecia que las mayores ordenadas espectrales se obtienen para el espectro correspondiente a $\xi = 0.03$; en consecuencia, si se diseña para ese espectro se tendrán fuerzas sísmicas muy altas. El caso contrario se tiene con el espectro $\xi = 0.09$ en el que las fuerzas sísmicas son bajas.

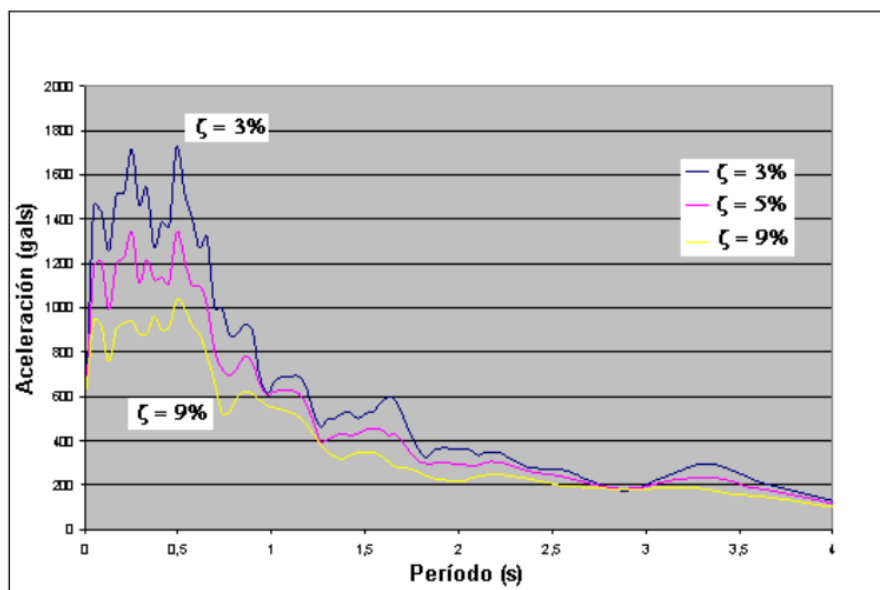


Figura 03: Espectro de Respuesta frente a diferentes amortiguamientos

Fuente: (Aguar Falconí, 2008)

La mayor parte de las normativas sísmicas, para estructuras de hormigón armado, establecen espectros de diseño para $\xi = 0.05$. Con este valor de ξ se espera un considerable agrietamiento en la estructura. Si no se desea ningún daño en la estructura habrá que considerar un $\xi = 0.02$ o menor, pero esto implica que se debe diseñar para fuerzas sísmicas muy altas y esto conduce a tener elementos estructurales de dimensiones considerables, debido a que las ordenadas espectrales son altas.

Finalmente, si se utiliza un espectro para un $\xi = 0.09$ se obtendrán elementos estructurales de pequeñas dimensiones, pero se espera un gran daño en la estructura. Esto es aplicado en la forma tradicional de diseñar y construir las estructuras.

3) Instituto de Ingeniería Civil de Eslovenia (1997), desarrolló el trabajo de investigación "Verification Of Seismic Resistance Of Confined Masonry Buildings, Miha Tomazevic y Iztok Klemenc", Este trabajo consistió en la construcción de 2 modelos típicos de edificios de mampostería confinada reales a una escala de 1:5, los cuales cumplieron con los requisitos del Eurocódigo 8, estos dos edificios fueron probados en una mesa vibratoria, uno en la dirección longitudinal (M1) y otro en la dirección transversal (M2). Mediante el método de la mitad del ancho de banda; el cual calcula la potencia de amortiguación mediante el análisis de la frecuencia de la señal de vibración derivada de la relación entre el ancho de banda y frecuencia

central de una resonancia; se determinó el amortiguamiento de las dos estructuras.
A continuación se muestran la estructura en planta y elevación.

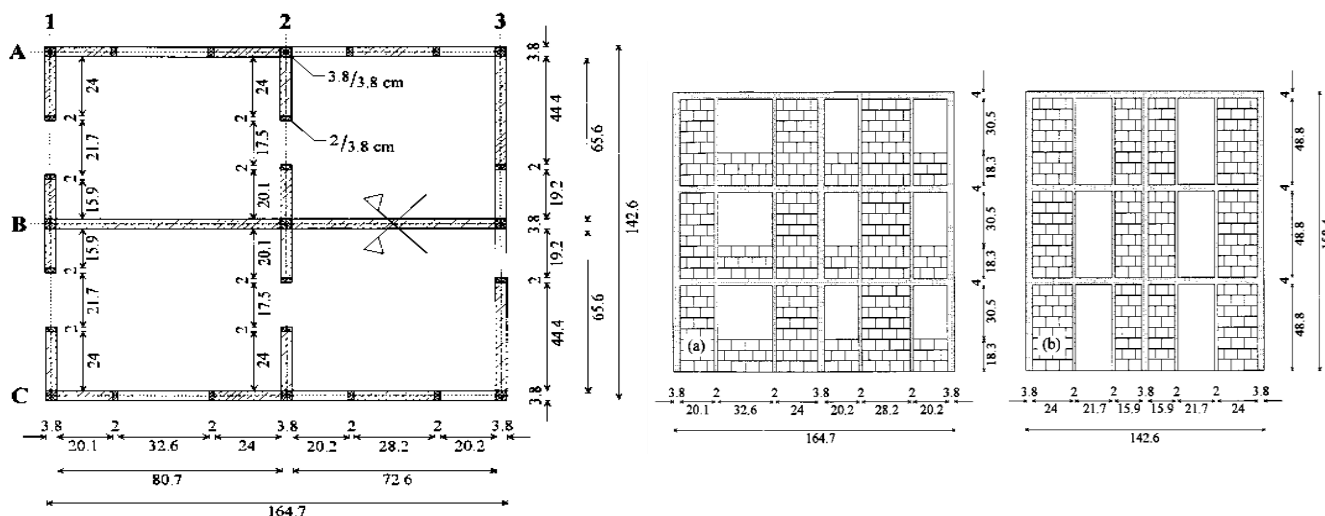


Figura 04: Edificio en planta y Elevación

Fuente: (Instituto de Ingeniería Civil de Eslovenia, 1997)

Los resultados de la medición del amortiguamiento se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 05: Frecuencia natural y coeficiente de amortiguamiento equivalente.

Table IV. First natural frequency and coefficient of equivalent viscous damping

	Test run	Model M1			Model M2		
		(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)
f (Hz)	Virgin model	22.0	21.9	—	21.4	21.9	—
	R50	21.4	20.3	15.6	15.9	15.8	15.2
	R75	17.4	17.2	14.3	13.5	12.9	10.9
	R100	15.6	14.1	11.9	8.5	8.2	8.8
	R150	7.1	6.3	7.0	4.5	4.1	3.3
ζ (%)	Virgin model	4.8	6.7	—	3.7	4.0	—
	R50	5.3	9.9	9.9	5.9	9.0	6.1
	R75	7.2	13.7	10.8	8.0	11.2	5.5
	R100	9.8	21.8	7.7	10.1	14.3	5.4
	R150	19.1	25.2	9.5	15.1	17.4	15.3

Frequency: (1) impact hammer response—after the test

(2) Fourier spectrum of impact hammer response—after the test

(3) Fourier spectrum of seismic response—during the test

Damping: (1) logarithmic decrement, impact hammer response—after the test

(2) half-power band-width, impact hammer response—after the test

(3) hysteretic damping, seismic response—during the test

Como se puede observar los modelos en etapa elástica tienen un amortiguamiento de 3.7 a 6.7%, mientras que en etapa inelástica llegan a un promedio de 17%.

- 4) Marco Risco, David Rojas y John Borja, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (2013), desarrollaron el trabajo de investigación “Diseño de un Edificio de Oficinas con 2% de Amortiguamiento y Evaluación de Costos”, este trabajo realiza el análisis sísmico dinámico de un edificio de 8 pisos, con 2 niveles de sótano para diferentes porcentajes de amortiguamientos. Comparando los costos de la edificación para los diferentes amortiguamientos del 2% Y 5%. Para dicho análisis modelaron la estructura y calcularon los desplazamientos máximos de entrepiso para cada uno de los niveles de amortiguamiento, obteniéndose una curva de drift vs amortiguamiento.

2.1.2. AMORTIGUAMIENTO EN NORMAS INTERNACIONALES

La gran mayoría de normas internacionales y la norma peruana, consideran un factor de amortiguamiento inherente de la estructura igual al 5%. Esto se debe a ensayos experimentales donde el valor promedio encontrado es de 5%, además este valor es usado para la obtención de espectros de respuesta, ya que este valor aproximado hace que la solución característica de la vibración excitada en la base sea simplificado y más fácil de utilizar. Además se hace un cuadro de resumen de los amortiguamientos en la mayoría de normas:

Tabla 06: Amortiguamiento para diferentes normas internacionales.

NORMAS INTERNACIONALES		
FEMA 273	NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS	5%
FEMA 303	NEHRP RECOMMENDED PROVISIONS FOR REGULATIONS FOR NEW BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES	5%
1998	CÓDIGO EUROPEO	5%
NCH 433	NORMA CHILENA	5%
NEC-11	NORMA ECUATORIANA	5%
E.030-16	NORMA PERUANA	5%

Fuente: Elaboración Propia

2.2. CONCEPTO DE AMORTIGUAMIENTO

El amortiguamiento es el proceso mediante el cual la amplitud de la vibración libre disminuye de manera constante en el tiempo. La razón de esta disminución está asociada con una pérdida de la energía presente en el sistema. Esta pérdida de energía es producida por fuerzas de amortiguamiento o de fricción que obran sobre el sistema.

La energía, ya sea cinética o potencial, se transforma en otras formas de energía tales como calor o ruido (Fierro y García, 2005).

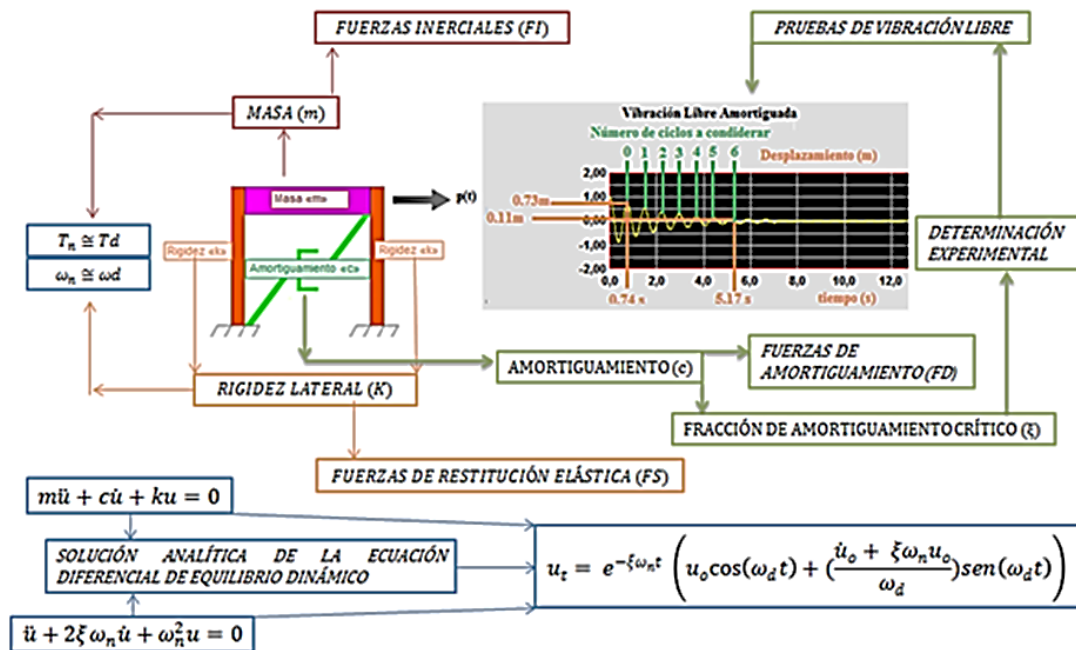


Figura 05: Representación de las fuerzas actuantes para una estructura de 1 GL.

Fuente: (Santana, 2018)

2.2.1. AMORTIGUAMIENTO INTERNO EN ESTRUCTURAS

El amortiguamiento interno es el resultado de la disipación de energía en el material del sistema estructural debido a varios procesos microscópicos y macroscópicos, produciéndose deformaciones elásticas y plásticas. (Cossolino y Pereira, 2010)

2.2.1.1. AMORTIGUAMIENTO VISCOSO LINEAL

El amortiguamiento real en las estructuras se representa por un amortiguador viscoso lineal para un sistema de un grado de libertad.

$$F_a = c\dot{x} \dots (2.1)$$

Donde F_a es la fuerza producida por el amortiguador, c es la constante del amortiguador y \dot{x} es la velocidad relativa entre los dos extremos del amortiguador.

El coeficiente de amortiguamiento debe reflejar la disipación de la energía por el amortiguador viscoso lineal representando los mecanismos combinados de disipación de la energía en la estructura real. (Chopra, 2014)

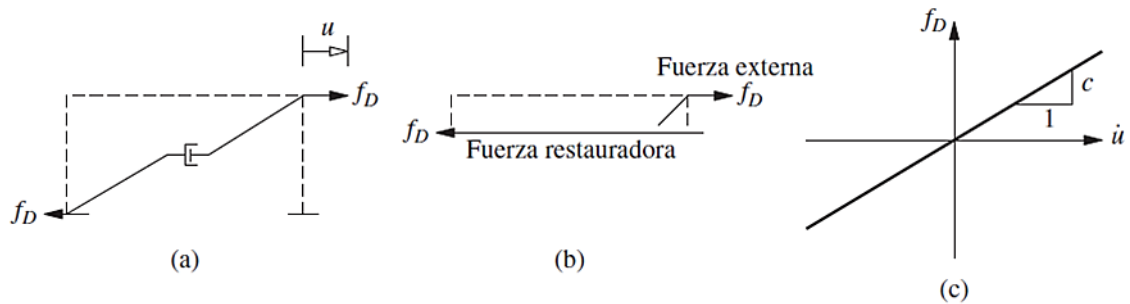


Figura 06: Idealización de la fuerza de amortiguamiento

Fuente: (Chopra, 2014)

El amortiguamiento viscoso se presta para una descripción matemática simple, lo cual permite resolver las ecuaciones diferenciales de movimiento de un sistema dinámico sin mayor problema. Por esta razón se utiliza aún en casos en los cuales la descripción matemática no corresponde exactamente al fenómeno físico (Fierro y García, 2005).

No es práctico determinar los coeficientes de amortiguamiento directamente a partir de las dimensiones de los elementos estructurales y las propiedades de amortiguamiento de los materiales estructurales utilizados.

2.2.1.2. AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO

La energía adicional disipada por la estructura se dará en el rango inelástico sufriendo grandes deformaciones.

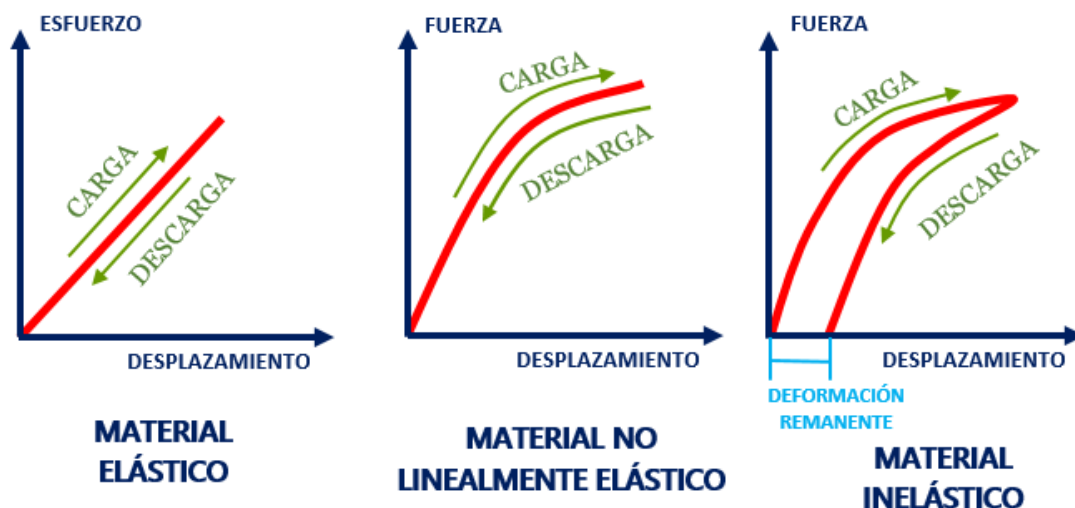


Figura 07: Comportamiento Elástico e Inelástico de los Materiales

Fuente: *Elaboración Propia*

Las fuerzas y deformaciones cíclicas originan la formación de un ciclo de histéresis fuerza – deformación. La energía de amortiguamiento disipada durante un ciclo de

deformación entre los límites de deformación $\pm u_0$ esta dado por el área dentro del ciclo de histéresis abcd de la Figura 08. (Chopra, 2014)

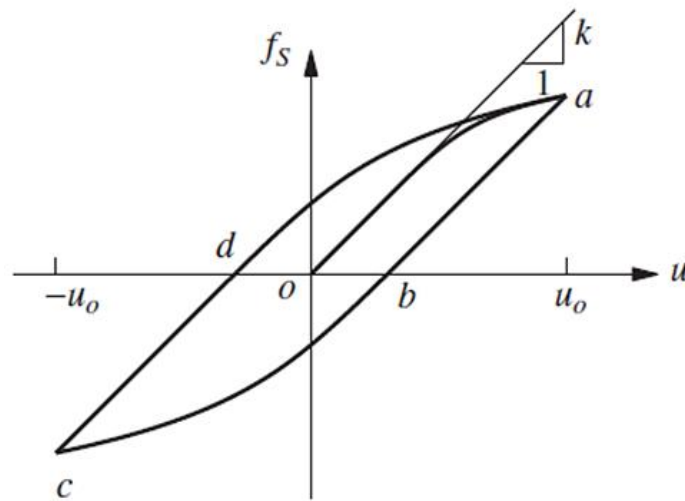


Figura 08: Ciclo de histéresis de una estructura

Fuente: (Chopra, 2014)

2.3. AMORTIGUAMIENTO EN ESTRUCTURAS

Una estructura que se encuentra sometida a cargas dinámicas como los sismos tiende a desplazarse y producir excitación externa en la estructura, para lo cual la estructura es capaz de disipar esta excitación a través de fricción entre sus elementos estructurales y a través de sus apoyos. Esta disipación de energía depende directamente de sus propiedades de amortiguamiento.

Como se observa en la figura 09 (a) se ensayan dos pórticos, uno de aluminio y otro de resina sintética en una mesa vibratoria y se mide la vibración de estas. Además se observa los resultados de la vibración libre, para el pórtico de aluminio figura 09 (b) se observa como el amortiguamiento es capaz de hacer decaer el movimiento de este pórtico, pero en la figura 09 (c) el pórtico de resina sintética posee un amortiguamiento mayor ya que hace disminuir el movimiento en un tiempo menor.

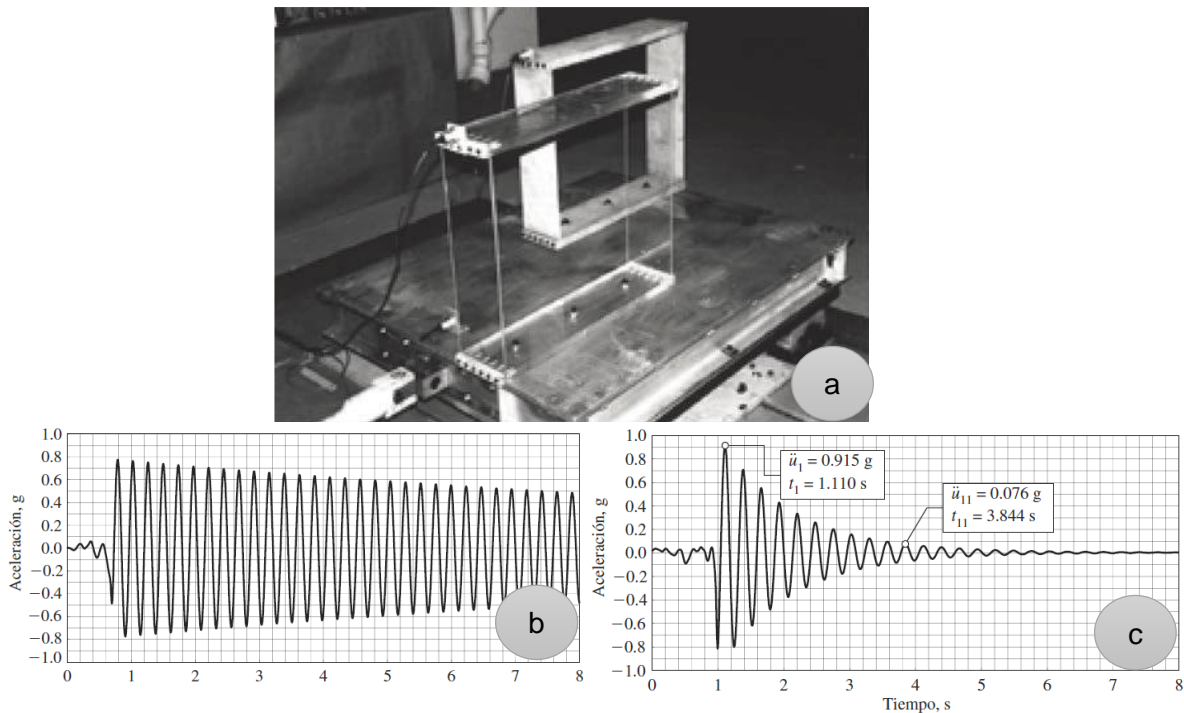


Figura 09: (a) Pórtico de Aluminio y Resina Sintética en mesa vibratoria, (b) Decaimiento del movimiento del Pórtico de Aluminio, (c) Decaimiento del movimiento del Pórtico de Resina Sintética.

Fuente: (Chopra, 2014)

Para entender la afección del amortiguamiento en las estructuras es necesario estudiar la vibración libre amortiguada y no amortiguada como se hace en los siguientes acápite.

Se dice que una estructura experimenta vibración libre cuando es perturbada de su posición de equilibrio estático y después se deja vibrar sin ninguna excitación dinámica externa. Al estudiar la vibración libre de una estructura se puede entender los conceptos frecuencia de vibración natural y la fracción de amortiguamiento de un sistema de 1GDL. Además la razón de decaimiento del movimiento en vibración libre está controlada por la fracción de amortiguamiento y es por esto que es importante estudiar la vibración libre no amortiguada (Chopra, 2014).

2.4.1. DISIPACION DE ENERGIA MEDIANTE AMORTIGUAMIENTO EN ESTRUCTURAS

En una vibración de la estructura la energía disipada se da por diversos mecanismos, dando se en algunos casos simultáneamente, entre ellos tenemos:

- Fricción entre las conexiones de acero
- Apertura y cierre de microgrietas en el concreto

- Esfuerzos en los elementos no estructurales (muros divisorios, equipo mecánico, elementos de protección contra incendio, etc.)
- Fricción entre la propia estructura y los elementos no estructurales.

Resulta imposible representar matemáticamente cada uno de estos mecanismos de disipación de energía en una estructura real. (Chopra, 2007)

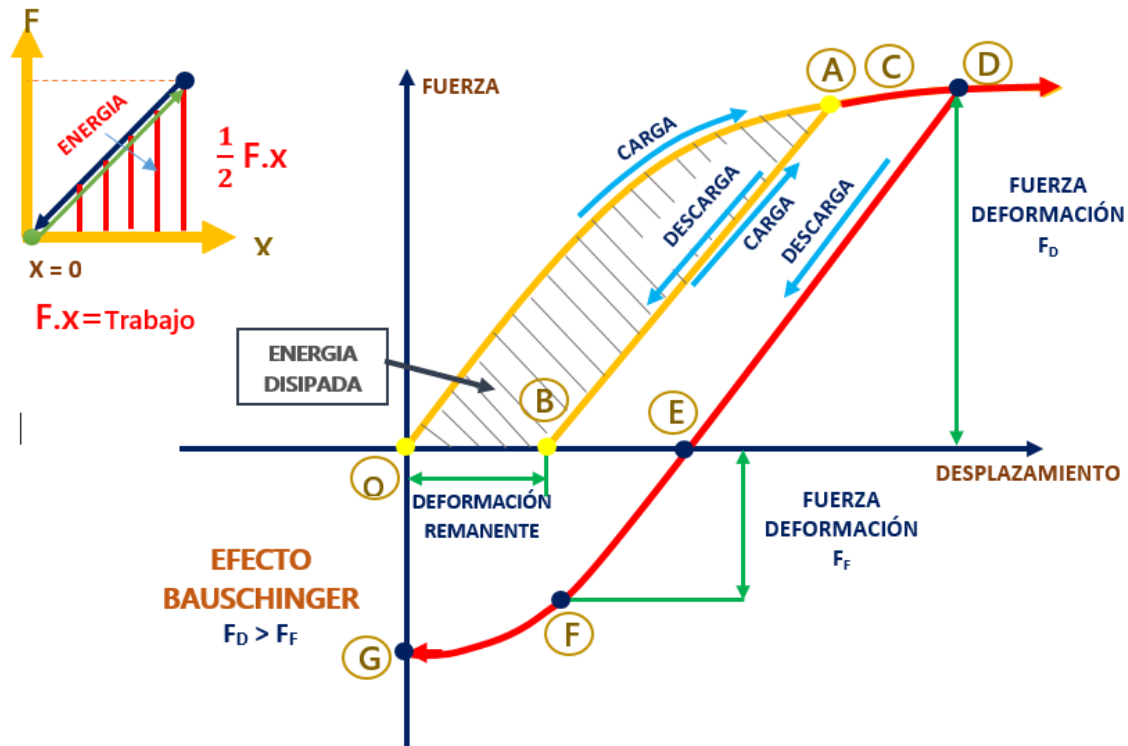


Figura 10: Curva de Carga y Descarga para Materiales Inelásticos

Fuente: Elaboración Propia

2.4.2. AMORTIGUAMIENTO EXPERIMENTAL EN ESTRUCTURAS

La estructura de la Biblioteca Robert A. Millikan es un edificio de nueve pisos, hecho con concreto reforzado y construido en 1966-1967, en el campus del California Institute of Technology en Pasadena, California, esta estructura fue elegida para analizar los amortiguamientos mediante pruebas de vibración forzada, utilizando el generador de masas concéntricas. Además la Biblioteca Millikan se encuentra aproximadamente a 19 millas del epicentro del sismo de magnitud 6.4 de San Fernando, California, ocurrido el 9 de febrero de 1971. Los acelerógrafos de movimiento fueron instalados en el sótano y el techo del edificio registrando tres componentes de las aceleraciones (dos horizontales y una vertical). (Chopra, 2014)

Tabla 07: Periodos Naturales de Vibración y Fracciones de Amortiguamiento Modal de la Biblioteca Millikan.

Dirección Norte - Sur				
Excitación	Modo Fundamental		Segundo Modo	
	Periodo (s)	ξ (%)	Periodo (s)	ξ (%)
Generador de Vibración	0.51 - 0.53	1.2 – 1.8	-	-
Sismo de Lytle Creek	0.52	2.9	0.12	1.0
Sismo de San Fernando	0.62	6.4	0.13	4.7
Dirección Este - Oeste				
Generador de Vibración	0.66 – 0.68	0.7 – 1.5	-	-
Sismo de Lytle Creek	0.71	2.2	0.18	3.6
Sismo de San Fernando	0.98	7.0	0.20	5.9

Fuente: Elaboración Propia

2.4.3. METODOS PARA DETERMINACION DE AMORTIGUAMIENTO

Los métodos de determinación de amortiguamiento son diversos y se escoge principalmente de la gama de amortiguación y de la frecuencia de vibración. Los más utilizados, es el decremento logarítmico y de ancho de banda.

2.4.3.1. METODO DE DECREMENTO LOGARITMICO

El decremento logarítmico, que es consecuencia de un simple impulso provocado en el sistema (en vibración libre) se obtiene a través de la razón entre dos amplitudes sucesivas de la señal. El término decremento logarítmico se refiere a la tasa de reducción logarítmica, relacionada con la reducción del movimiento después del impulso, pues la energía se transfiere a otras partes del sistema o es absorbida por el propio elemento. Representa el método más utilizado para calcular la amortiguación.

Cuando un sistema oscilatorio con un grado de libertad, con amortiguación viscosa es excitado por un impulso (técnica de excitación por impulso) su respuesta viene en la forma de decaimiento en el tiempo (Figura 11), dada por:

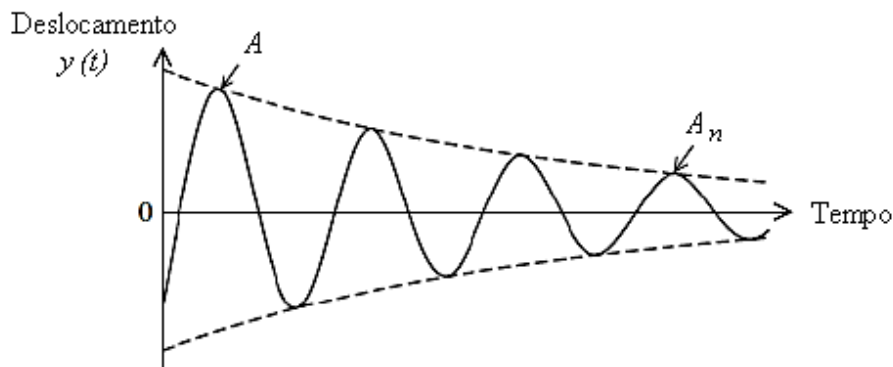


Figura 11: Respuesta al impulso para un oscilador simple.

Fuente: (Cossolino y Pereira, 2010)

2.4.3.2. METODO DEL ANCHO DE BANDA

En este método la medida de la amortiguación se basa en la respuesta de la frecuencia. El ancho de banda (la media potencia) se define como el ancho de la curva de respuesta de frecuencia cuando la magnitud (Q) es $(1 / \sqrt{2})$ veces el valor del pico. Este valor es denotado por $\Delta\omega$, como puede ser visto en la figura 08.

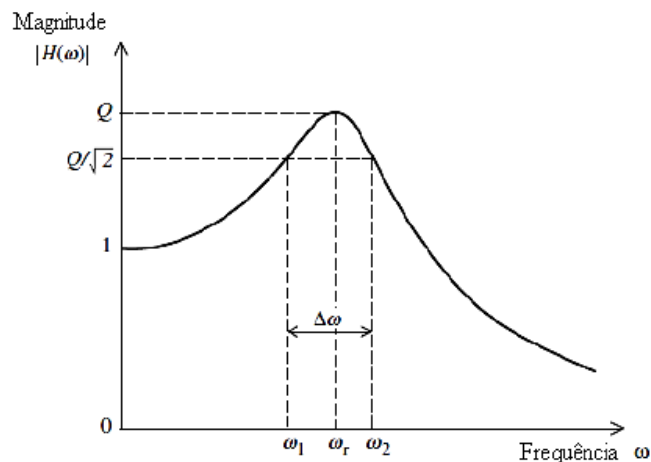


Figura 12: Método del ancho de banda para la determinación de la amortiguación en un sistema con un grado de libertad.

Fuente: (Cossolino y Pereira, 2010)

Para un amortiguamiento pequeño se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$\xi = \frac{\omega_b + \omega_a}{2\omega_n} \quad \text{O} \quad \xi = \frac{f_b + f_a}{2f_n}$$

- **EJEMPLO DE APLICACIÓN 1:**

Un marco de plexiglás es montado sobre una mesa vibradora, que se aplica movimiento armónico simple en la base a las frecuencias y amplitudes especificadas. En cada frecuencia de excitación ω , se registran amplitudes de aceleración \ddot{u}_{g0} y \ddot{u}_0 de la mesa y la parte superior del marco, respectivamente.

a) Cálculo de la frecuencia natural y el porcentaje del amortiguamiento

El pico de la curva de respuesta en la frecuencia se produce en los 3.59 Hz. Suponiendo que el amortiguamiento es pequeño, la frecuencia natural $f_n = 3.59 \text{ Hz}$. El valor pico de la curva de transmisibilidad es 12.8; Se traza una línea horizontal en $12.8/\sqrt{2} = 9.05$ como se muestra. Esta línea intersecta la curva de respuesta en la frecuencia en $f_b = 3.74 \text{ Hz}$ y $f_a = 3.44 \text{ Hz}$. Por lo tanto:

$$\xi = \frac{3.74 - 3.44}{2(3.59)} = 0.042 = 4.2\%$$

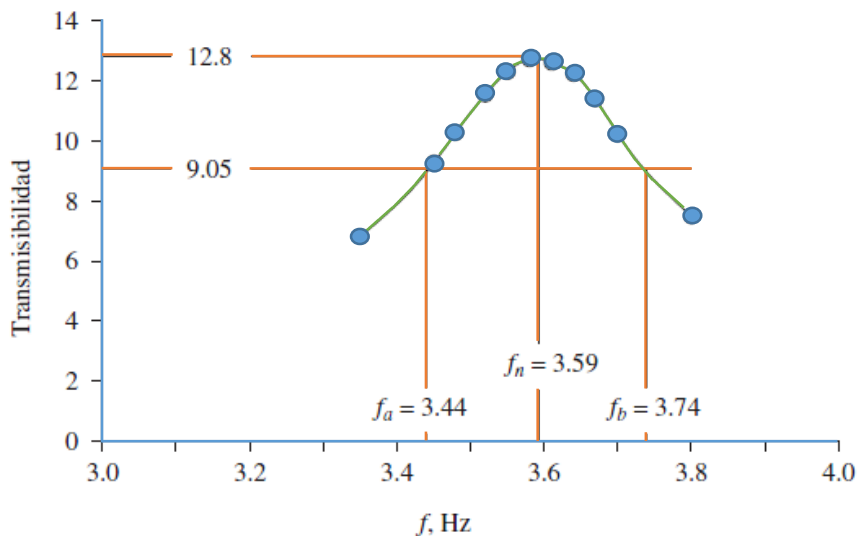


Figura 13: Curva de Transmisibilidad vs Frecuencia

Fuente: (Chopra, 2001)

2.4.4. ECUACIÓN DE MOVIMIENTO EN ESTRUCTURAS

A continuación se presenta un sistema de un grado de libertad idealizado (masa concentrada y la rigidez representada por un resorte), el cual presenta una fuerza aplicada, además de un coeficiente de amortiguamiento viscoso:

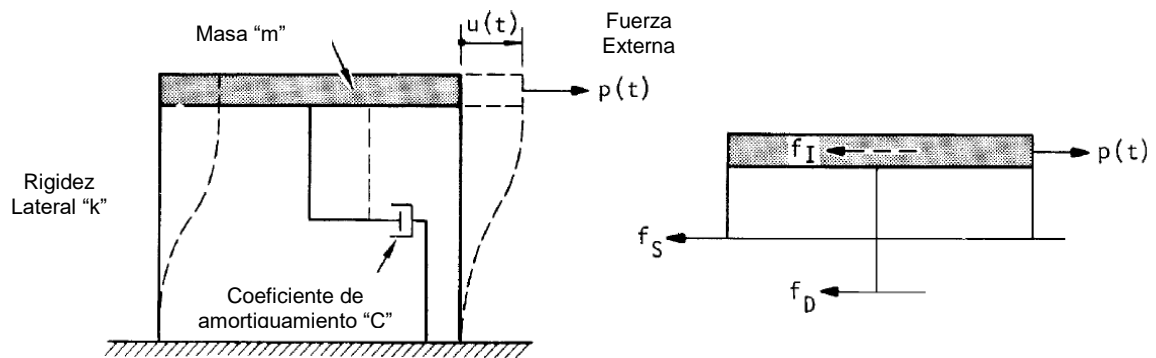


Figura 14: Idealización de una estructura de un grado de libertad y Diagrama de cuerpo libre.

Fuente: (Chopra, 1980)

La Figura 14 ilustra el modelo matemático de un sistema 1GDL sujeto a la acción de una fuerza dinámica $p(t)$ aplicada en la dirección del desplazamiento $u(t)$ las cuales varían con el tiempo (Goytia y Villanueva, 2001).

De la figura $p(t)$ es la fuerza externa aplicada a la masa de la estructura, f_s es la fuerza resistente elástica, f_D es la fuerza de amortiguamiento y f_I es la fuerza de inercia asociada a la rigidez de la estructura.

La ecuación diferencial que gobierna el desplazamiento $u(t)$ puede ser derivada utilizando dos métodos la 2da ley de Newton y el principio de equilibrio dinámico.

De la 2da ley de Newton "La fuerza que actúa sobre un cuerpo y causa su movimiento, es igual a la tasa de cambio del momentum del cuerpo." De este concepto se puede expresar: La resultante de las fuerzas que actúan sobre un cuerpo es igual a la masa del cuerpo multiplicada por su aceleración.

Entonces la fuerza externa es considerada positiva en la dirección del eje de desplazamiento $u(t)$, la velocidad $\dot{u}(t)$ y la aceleración $\ddot{u}(t)$ son también consideradas positivas en esa dirección. La fuerza elástica y de amortiguamiento actúa en dirección opuesta debido a que son fuerzas internas que resisten la deformación y la velocidad respectivamente. Al aplicar la segunda ley de Newton se obtiene:

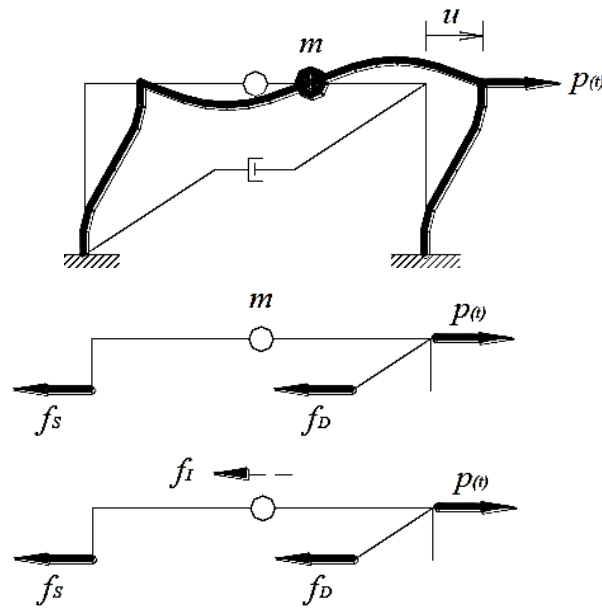


Figura 15: Ecuación de movimiento
Fuente: (Goytia y Villanueva, 2001)

$$p(t) - f_s - f_D = f_i = m\ddot{u}$$

$$p(t) - c\dot{u} - ku = f_i = m\ddot{u}$$

De la ecuación anterior se obtiene:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \dots (2.2)$$

La ecuación 2.2 es la que gobierna el movimiento en un comportamiento elástico de la estructura.

Del equilibrio dinámico de D'Alembert está basado en el sistema de equilibrio de fuerzas. Es considerada una fuerza de inercia ficticia que es igual al producto de la masa por la aceleración y actúa en dirección opuesta a la aceleración; este estado, incluida la fuerza de inercia, es un sistema equilibrado en todo instante. Es así que el diagrama de cuerpo libre (DCL) de la masa en movimiento puede ser dibujado para poder utilizar los principios de estática y desarrollar la ecuación de movimiento (Goytia y Villanueva, 2001).

El DCL en el tiempo t es representado en la Figura 15, con la masa reemplazada por la fuerza de inercia que es dibujada con trazo punteado para ser distinguida como fuerza ficticia de las fuerzas reales. Estableciendo la suma de todas las fuerzas igual a cero se tiene como resultado la ecuación 2.2.

2.4.4.1. VIBRACIÓN LIBRE NO AMORTIGUADA

Una estructura se encuentra en vibración libre cuando es perturbada de su posición estática de equilibrio y comienza a vibrar sin la excitación de fuerza externa $p(t) = 0$.

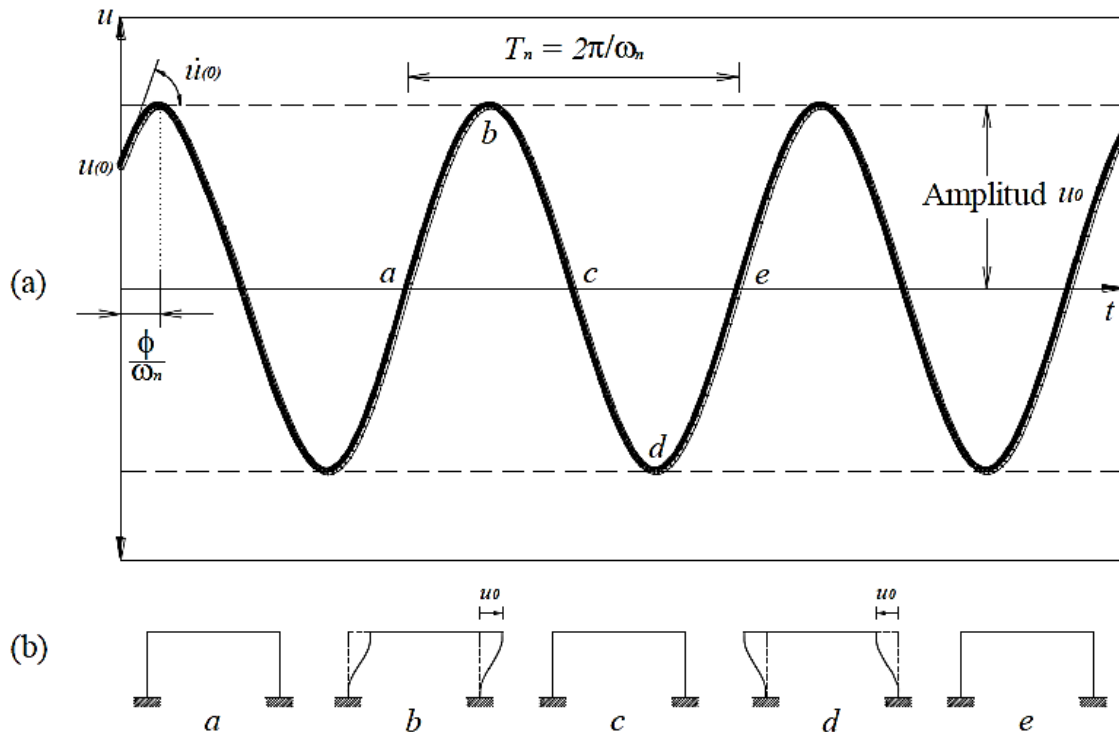


Figura 16: Sistema de 1GDL: Vibración libre no amortiguada

Fuente: (Chopra, 2014)

Al no hacer afectada por una fuerza externa y sin amortiguamiento la ecuación 2.2 se reduce a:

$$m\ddot{u} + ku = 0 \dots (2.3)$$

Dividiendo por m (masa) a la ecuación 2.3. y designando ω_n^2 a la relación k/m tenemos:

$$\ddot{u} + \omega_n^2 u = 0 \dots (2.4)$$

Donde m es la masa de la estructura, k la rigidez de la estructura y ω_n es la frecuencia natural en vibración libre de la estructura.

Finalmente se obtiene:

$$\ddot{u} + \omega_n^2 u = 0 \dots (2.5)$$

Y la solución de la ecuación diferencial 2.5. Es:

$$u(t) = A\cos(\omega_n t) + B\sin(\omega_n t) \dots (2.6)$$

Las constantes A y B se hallan a partir de condiciones iniciales del desplazamiento y la velocidad respectivamente: $u_{(0)}$ y $\dot{u}_{(0)}$. Al resolver se obtiene:

$$u(t) = u_{(0)}\cos(\omega_n t) + \frac{\dot{u}_{(0)}}{\omega_n}\sin(\omega_n t) \dots (2.7)$$

De la figura 16 se puede deducir que el tiempo requerido de un sistema no amortiguado para completar un ciclo de vibración libre es denominado periodo natural de vibración, t_n , y es:

$$t_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \dots (2.8)$$

La frecuencia cíclica natural de vibración, f_n , es definida como el número de ciclos que se repiten en 1 segundo de tiempo y su valor es:

$$f_n = \frac{1}{t_n} \dots (2.9)$$

Las propiedades naturales (ω_n , t_n y f_n) del sistema en estado de vibración libre dependen de la masa y rigidez de la estructura y se enfatiza el término "natural" por ser vibración libre de la estructura.

- **EJEMPLO DE APLICACIÓN 1:**

En la siguiente figura se muestra un pórtico de 1GDL, para lo cual se calculará el período fundamental natural de la estructura, con las siguientes características:

La sección de la viga es de 0.30x0.40 m y la sección de la columna es de 0.40x0.40m. Con un peso del concreto igual a 2400 kg/m³, además el concreto tiene una resistencia a la compresión de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

El acero una resistencia a la tensión de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. El módulo de elasticidad del concreto es $E_c = 217400 \text{ kg/cm}^2$, del acero $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$.

Para el análisis de la estructura se encuentra en las siguientes condiciones iniciales $u_{(0)} = 0.02m$ y $\dot{u}_{(0)} = 0 \frac{m}{s}$.

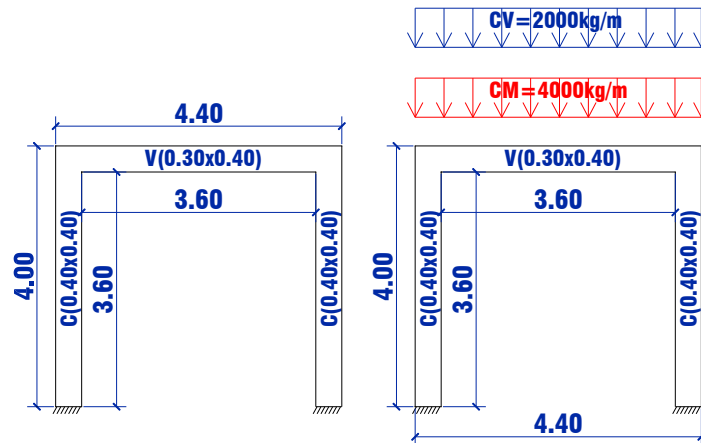


Figura 17: Ejemplo 1, pórtico de 1GDL

Fuente: Elaboración propia

b) Cálculo del peso de la estructura

Como primer paso se hace el cálculo del peso de la estructura para esto se usa la normativa peruana E.030 que dice 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 es: $P = 100\%CM + 25\%CV$.

$$CM = Pp_{columna} + Pp_{viga} + CM * Ln$$

$$CM = 2 * 2400 * 0.40 * 0.40 * 4 + 2400 * 0.30 * 0.40 * 3.6 + 4000 * 3.60$$

$$CM = 3072 + 1036.80 + 14400 = 18508.80kg$$

$$25\%CV = 0.25 * 2000 * 3.6 = 1800kg$$

Finalmente, el peso de la estructura es:

$$P = 18508.80kg + 1800kg = 20308.80kg$$

Y la masa es:

$$m = \frac{P}{g} = \frac{20308.80kg}{980.665 \frac{cm}{s^2}} = 20.709 \frac{kg * s^2}{cm}$$

c) Cálculo de la rigidez de la estructura

Como segundo paso se hace el cálculo de la rigidez de la estructura, para lo cual se suman las rigideces de las dos columnas que pertenecen a la estructura. Para esto debemos encontrar la inercia de la sección de la columna ya que la rigidez está en función de la inercia de la sección y el módulo de elasticidad, siendo el módulo de elasticidad un dato conocido.

$$I_{x,y} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{40 * 40^3}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4$$

Así la rigidez de la columna es:

$$K_{columna} = \frac{12EI}{h_{columna}^3} = \frac{12 * 217400 \frac{kg}{cm^2} * 213333.33 \text{ cm}^4}{(400cm)^3} = 8696 \text{ kg/cm}$$

Finalmente la rigidez de la estructura es:

$$K_{estructura} = 2 * K_{columna} = 17392 \text{ kg/cm}$$

d) Cálculo de la frecuencia natural, período natural y frecuencia cíclica natural del sistema

Usando la expresión 2.4 se puede encontrar la frecuencia natural de la estructura:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{17392 \text{ kg/cm}}{20.709 \frac{kg * s^2}{cm}}} = 28.98 \frac{1}{s}$$

Usando las expresiones 2.8 y 2.9 se pueden encontrar el período natural y frecuencia cíclica natural del sistema respectivamente:

$$t_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = \frac{2 * \pi}{28.98 \frac{1}{s}} = 0.217s$$

$$f_n = \frac{1}{t_n} = \frac{1}{0.217s} = 4.61 \frac{1}{s}$$

De las condiciones iniciales de vibración de la estructura se puede encontrar la ecuación de movimiento característica de la estructura:

$$u_{(t)} = A \cos(\omega_n t) + B \sin(\omega_n t) \dots (2.6)$$

Donde $A = y_0$ y $B = \frac{\dot{y}_0}{\omega_n}$, de estas premisas:

$$A = y_0 = 0.02m$$

$$B = \frac{\dot{y}_0}{\omega_n} = \frac{0}{\omega_n} = 0$$

Entonces la ecuación de movimiento es:

$$u_{(t)} = A \cos(\omega_n t) = 0.02m * \cos\left(28.98 \frac{1}{s} * 0.217s\right) = 0.02m = 2cm$$

Se puede graficar esta expresión:

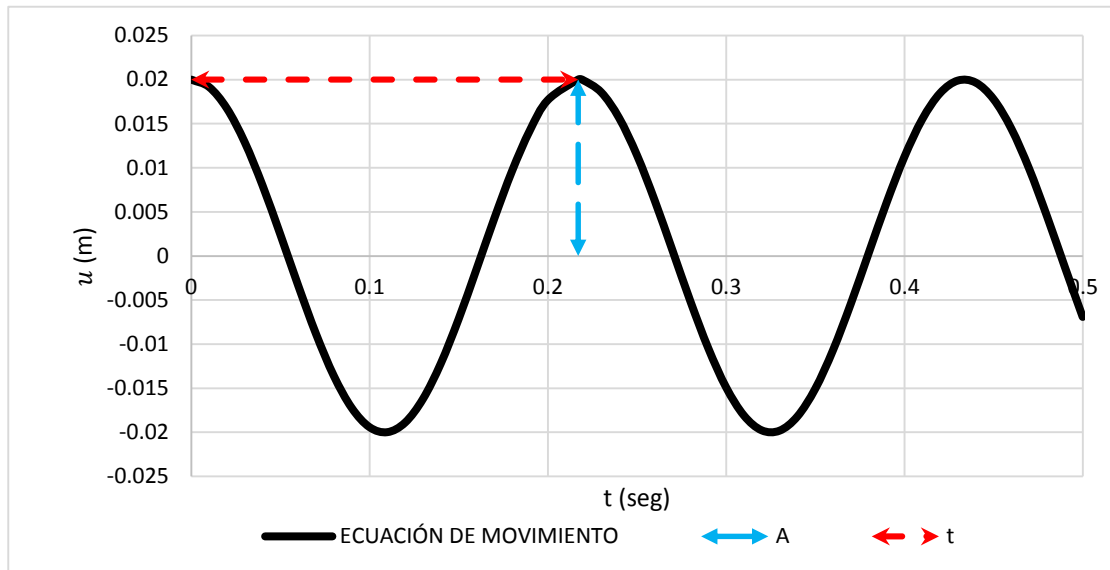


Figura 18: Ejemplo 1, Vibración libre no amortiguada

Fuente: Elaboración propia

2.4.4.2. VIBRACIÓN LIBRE AMORTIGUADA

De la ecuación 2.2 se puede deducir la ecuación de movimiento de la vibración libre amortiguada:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \dots (2.10)$$

La ecuación característica de la ecuación anterior es:

$$m\lambda^2 + c\lambda + k = 0 \dots (2.11)$$

De la cual sus raíces son:

$$\lambda_1 = \frac{-c + \sqrt{c^2 - 4mk}}{2m} \dots (2.12)$$

$$\lambda_2 = \frac{-c - \sqrt{c^2 - 4mk}}{2m} \dots (2.13)$$

Al igualar el radical $\sqrt{c^2 - 4mk}$ a 0, se puede obtener el amortiguamiento crítico:

$$c_c^2 - 4mk = 0$$

$$c_c = 2\sqrt{mk} = 2\sqrt{mk \left(\frac{m}{m}\right)} = 2m\omega_n \dots (2.14)$$

Y la razón de amortiguamiento ξ , es:

$$\xi = \frac{c}{c_c} \dots (2.15)$$

Reemplazando (2.12) en (2.11):

$$c = 2m\omega_n\xi \dots (2.16)$$

Finalmente las raíces se pueden expresar en función de la razón de amortiguamiento al reemplazar la ecuación (2.15) en (2.11) y (2.12):

$$\lambda_1 = \left[-\xi + \sqrt{\xi^2 - 1} \right] \omega_n \dots (2.17)$$

$$\lambda_2 = \left[-\xi - \sqrt{\xi^2 - 1} \right] \omega_n \dots (2.18)$$

2.4.4.3. TIPOS DE MOVIMIENTO

El tipo de movimiento que tiene una estructura depende de la razón de amortiguamiento (Fierro y García, 2005):

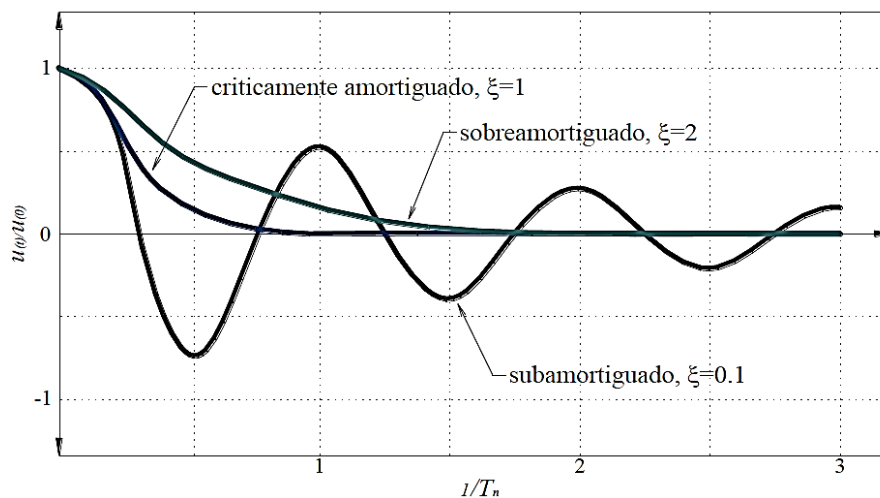


Figura 19: Vibración libre de un sistema críticamente amortiguado, sobreamortiguado y subamortiguado

Fuente: (Chopra, 2014)

- Si $c = c_c$ ó $\xi = 1$. El sistema retorna a su posición inicial de equilibrio sin oscilar, la velocidad inicial del sistema queda amortiguada rápidamente sin realizar un ciclo completo, frenándose en seguida para un tiempo muy pequeño, por tal razón es llamado sistema críticamente amortiguado o sistema con amortiguamiento crítico.

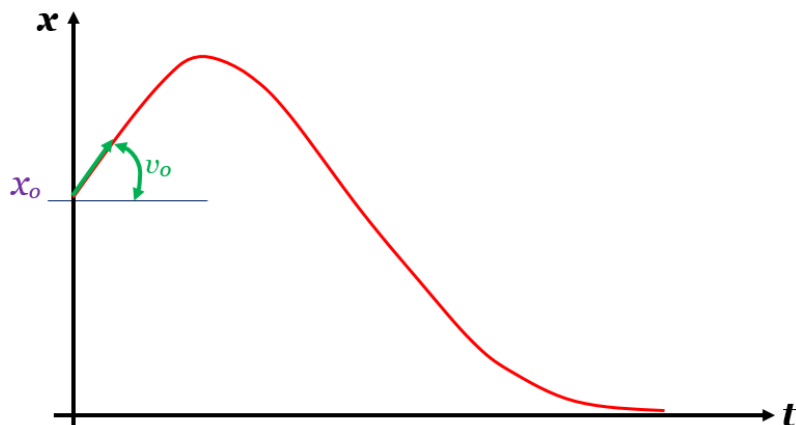


Figura 20: Respuesta del sistema con amortiguamiento crítico.

Fuente: Elaboracion propia

Para diferentes velocidades iniciales las amplitudes pueden ser mayores, si las velocidades son grande. También pueden ser las amplitudes menores, si las velocidades son pequeñas. En función de las velocidades iniciales, el sistema sufre un amortiguamiento muy rápido sin cumplir un ciclo de vibración.

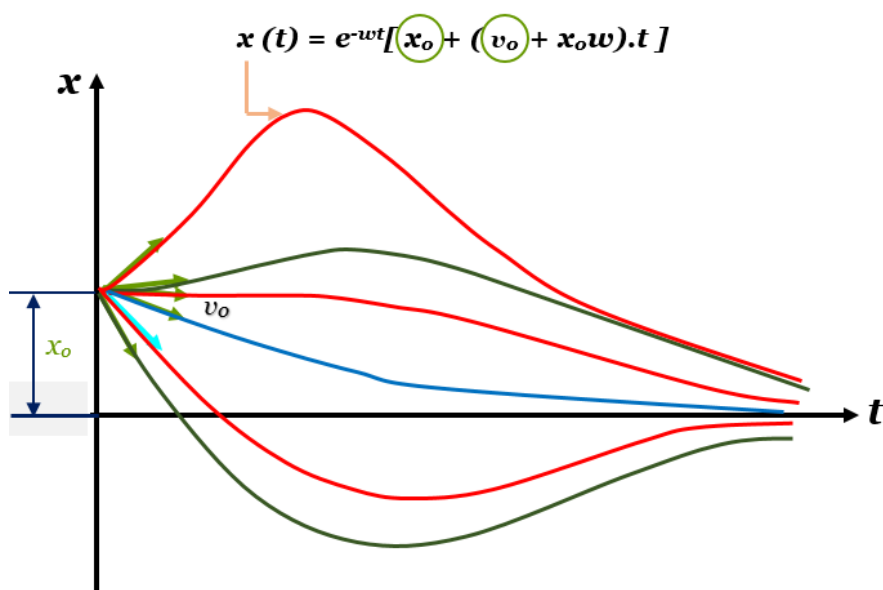


Figura 21: Amortiguamiento crítico con distintas velocidades iniciales.

Fuente: Elaboracion propia

- Si $c > c_c$ ó $\xi > 1$. El sistema no oscila, pero retorna a su posición de equilibrio lentamente, por tal motivo es denominado sistema sobreamortiguado.

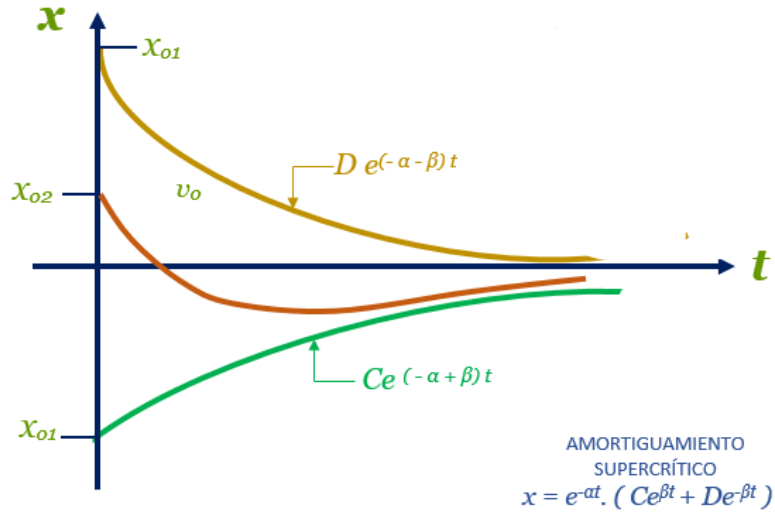


Figura 22: Amortiguamiento supercrítico.

Fuente: Elaboracion propia

- Si $c < c_c$ ó $\xi < 1$. El sistema oscila alrededor de la posición de equilibrio con una amplitud que decrece progresivamente, y es llamado sistema subamortiguado.

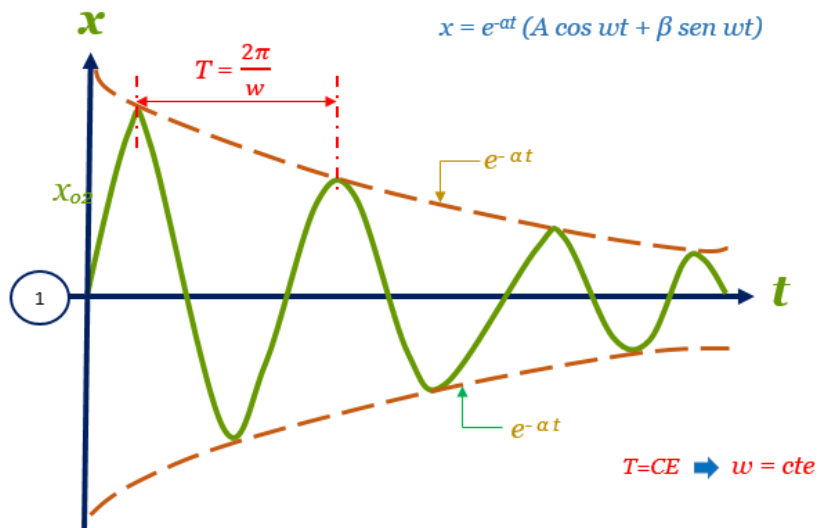


Figura 23: Movimiento armónico amortiguado con periodo constante.

Fuente: Elaboracion propia

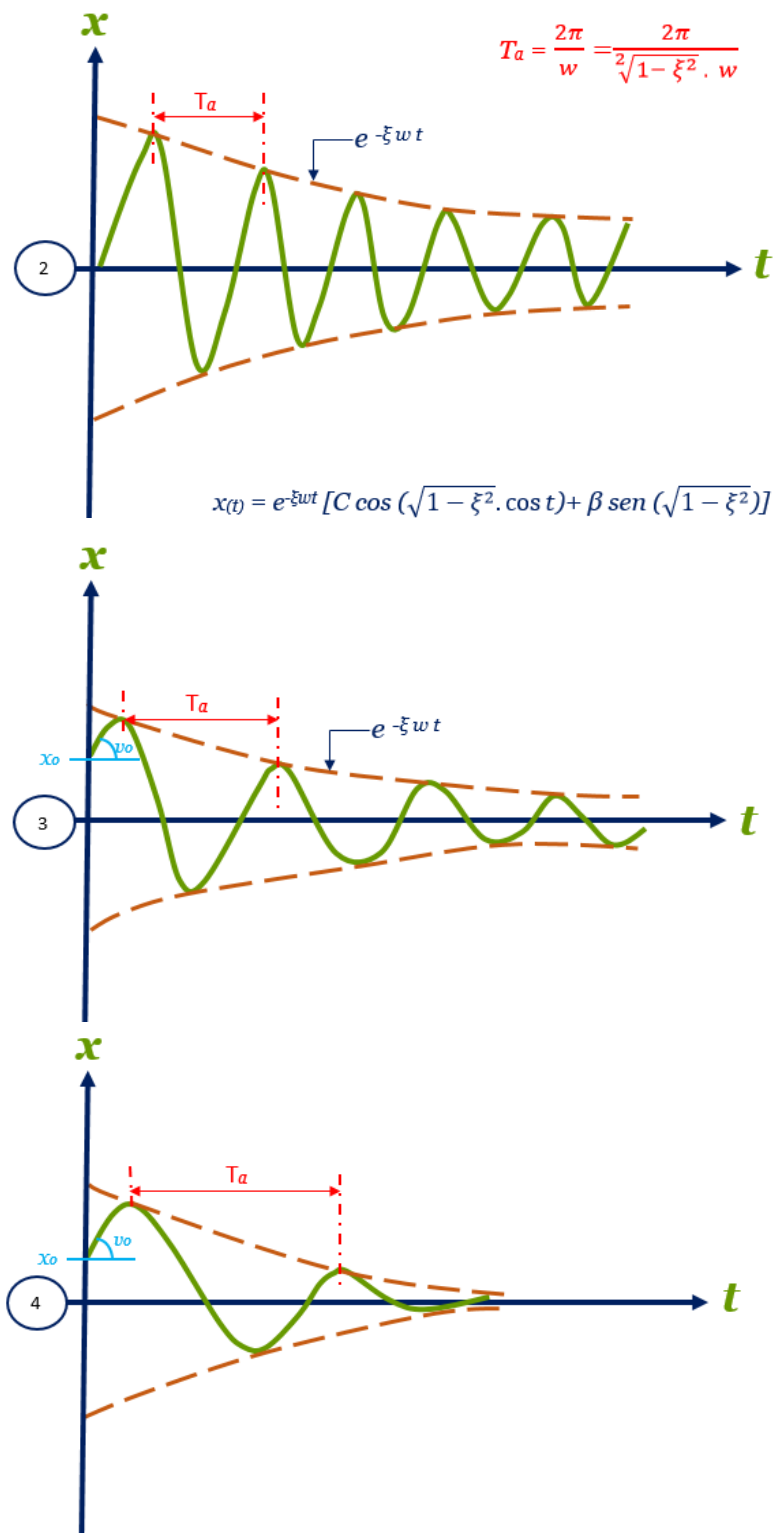


Figura 24: Amortiguamientos cada vez mayores, aumentan el periodo y el decremento de la amplitud.

Fuente: Elaboracion propia

Estructuras de concreto armado como los edificios tienen un sistema subamortiguado.

2.4.4.3.1. SISTEMA SUBAMORTIGUADO

Para un sistema subamortiguado ($\xi < 1$) el desarrollo de la ecuación 2.10 es:

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left[u_{(0)} \cos(\omega_D t) + \frac{\dot{u}_{(0)} + \xi\omega_n u_{(0)}}{\omega_n} \text{sen}(\omega_D t) \right] \dots (2.19)$$

Donde ω_D es la frecuencia natural de vibración amortiguada y su valor es:

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} \dots (2.20)$$

El valor del periodo natural de vibración amortiguado es:

$$T_D = \frac{2\pi}{\omega_D} = \frac{T_n}{\sqrt{1 - \xi^2}} \dots (2.21)$$

- **EJEMPLO DE APLICACIÓN 2:**

Para este ejemplo se calcula el período de vibración amortiguado en función al ejemplo de aplicación 1, para lo cual se tiene una razón de amortiguamiento de 5%.

Utilizando la ecuación 2.20 permite encontrar la frecuencia natural de vibración amortiguada y su valor es:

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} = 28.98 \frac{1}{s} * \sqrt{1 - 0.05^2} = 28.94 \frac{1}{s}$$

Al utilizar la ecuación 2.21 se puede encontrar el período natural de vibración amortiguado:

$$T_D = \frac{T_n}{\sqrt{1 - \xi^2}} = \frac{0.217s}{\sqrt{1 - 0.05^2}} = 0.217s$$

Como se observa los valores son aproximadamente iguales con referencia a un amortiguamiento de 5% que para estructuras es un valor típico que se toma. Para entender la variación se encuentra estos valores con una razón de amortiguamiento de 20%, que es un valor aproximado cuando una estructura ingresa en un rango no lineal.

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} = 28.98 \frac{1}{s} * \sqrt{1 - 0.20^2} = 28.39 \frac{1}{s}$$

$$T_D = \frac{T_n}{\sqrt{1 - \xi^2}} = \frac{0.217s}{\sqrt{1 - 0.20^2}} = 0.221s$$

Al tener valores de amortiguamiento, se demuestra que al ser valores considerables de razón de amortiguamiento se puede encontrar una variación considerable de los valores de vibración libre no amortiguada, como se muestra en la siguiente figura los resultados obtenidos del ejemplo uno y dos:

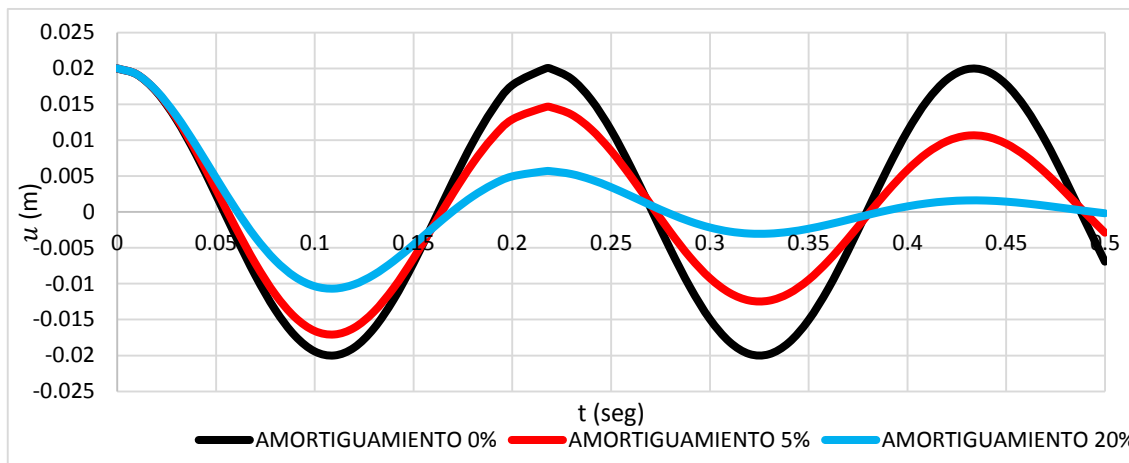


Figura 25: Ejemplo 1, Vibración libre no amortiguada y amortiguada

Fuente: Elaboración propia

2.4. DEMANDA SÍSMICA

Para poder evaluar una estructura ante un nivel de peligro sísmico determinado es necesario cuantificar este peligro sísmico para esto se evalúa los valores máximos de movimiento del terreno y después de haber hecho esto se evalúa la representación de la demanda sísmica según la norma peruana.

2.5.1. PELIGRO SÍSMICO

El peligro sísmico es una característica propia del lugar donde se situará una determinada estructura y puede ser evaluada pero no modificada. Además se define como la probabilidad de ocurrencia de un determinado peligro sísmico en este lugar.

El peligro sísmico depende de las características sismotécnicas de la zona, de las condiciones geotécnicas y de la topografía del lugar (Quintana y León, 2004).

Además el peligro sísmico aumenta con la cercanía a las fuentes sismogénicas como los son las condiciones del suelo, las irregularidades del terreno (montañas o depresiones).

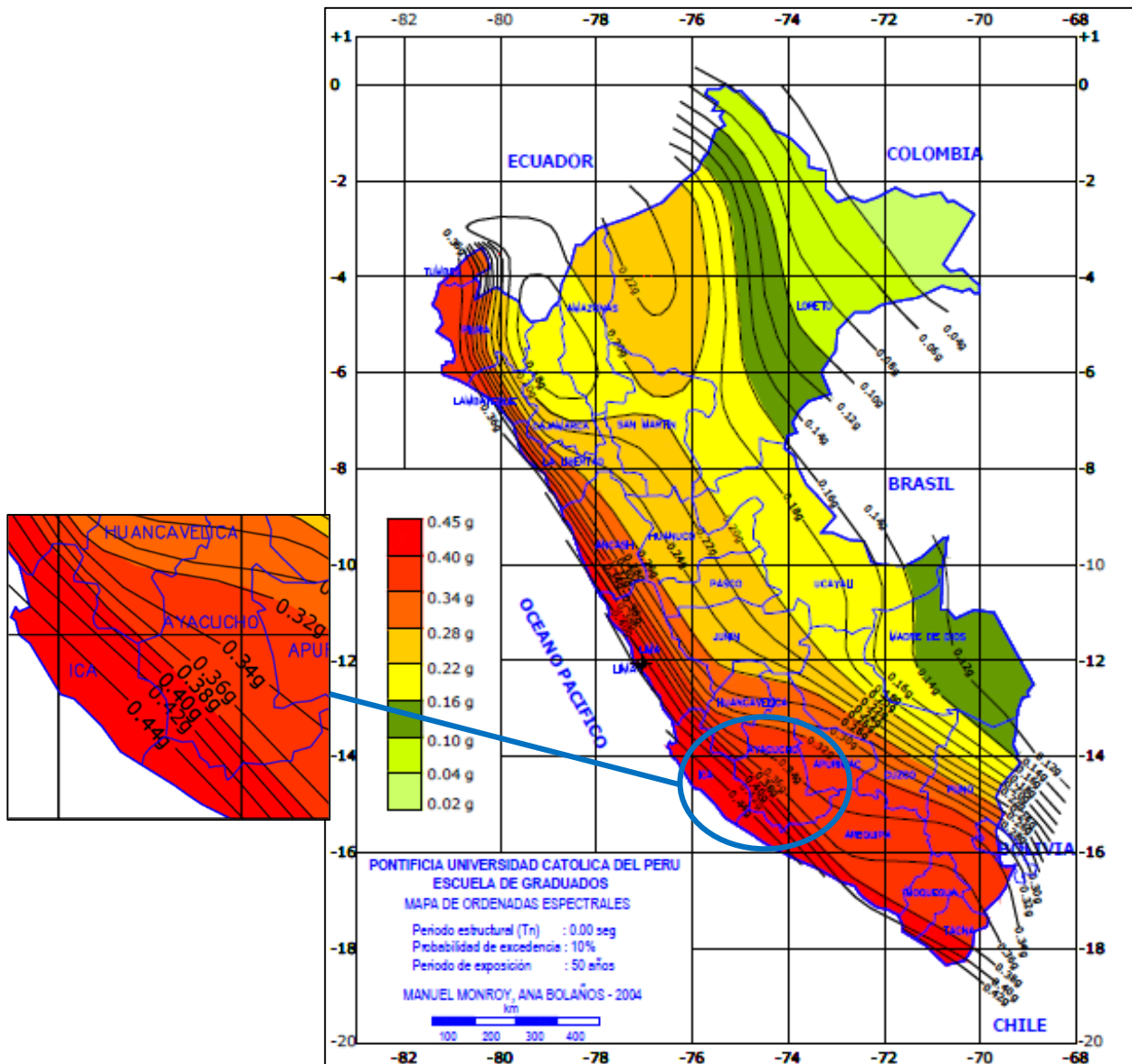


Figura 26: Mapa de Peligro sísmico en suelo Firme

Fuente: (Monroy y Bolaños, 2004)

2.5.1.1. CUANTIFICACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO

Para trabajos y proyectos de ingeniería es necesario cuantificar el peligro sísmico, de alguna manera cuantificar la severidad de los sismos, entonces, el peligro sísmico se puede cuantificar en términos del valor máximo que podría alcanzar un parámetro sísmico determinado (estudio determinístico), como por ejemplo la aceleración máxima del suelo, la intensidad, la Magnitud, etc. También se puede cuantificar el peligro sísmico como la probabilidad de que un determinado parámetro sísmico sea igualado o sea superado durante el tiempo de vida de la edificación (estudio probabilístico), esto ya que los valores máximos que se esperan en eventos excepcionales suelen ocurrir en lapsos

de tiempos largos, y son poco probables que ocurran en el tiempo de vida de una estructura (MUÑOZ, 1999).

Es necesario entonces que el peligro sísmico sea cuantificado probabilísticamente y en función del tiempo de vida de la edificación.

A continuación, se presenta un cuadro donde se identifica la vida útil de una obra civil según su tipo:

Tabla 08: Tipo de Obra vs. Vida Útil

TIPO DE OBRA	VIDA UTIL (t años)	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA	TIEMPO DE RETORNO (años)
Instalaciones esenciales con capacidad muy limitada para resistir deformaciones inelásticas y peligro de contaminación (contenedor de reactores nucleares).	50 a 100	0.01	>5,000
Equipos de eléctricas de alto voltaje.	50	0.03	1,600
Puentes o viaductos de arterias principales.	100	0.1	950
Tanques de almacenamiento de combustible.	30	0.05	590
Edificaciones para viviendas.	50	0.10-0.20	225/500
Construcciones temporales que no amenacen obras de importancia mayor.	15	0.3	40

Fuente: (Grasses, 1989)

2.5.1.2. NIVELES DE PELIGRO SÍSMICO

Para entender el comportamiento sísmico de una estructura y la evaluación de desplazamientos máximos que propone la normativa peruana con una deriva máxima para estructuras de albañilería confinada y concreto armado de 0.005 y 0.007 respectivamente.

Es necesario saber que esta evaluación se hace ante un sismo raro con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. Este es uno de los niveles de peligro sísmico propuesto por el SEAOC y se definen como los posibles daños físicos en los elementos estructurales y no estructurales, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes debido a estos daños y la importancia de la edificación.

Cada nivel de peligro sísmico está caracterizado por una probabilidad de excedencia (p_e) en 50 años de exposición (t , en años) que se relaciona directamente con un período

de retorno (T_R , intervalo de recurrencia) definido por la vida útil de la edificación. A continuación, se presenta una expresión que identifica la relación de estas variables:

$$T_R = -\frac{t}{\ln(1 - pe)}$$

La siguiente tabla muestra la probabilidad de excedencia (pe), periodo de retorno (T_R) y los valores de aceleración máxima en la roca asociados a los cuatro niveles sugeridos en la costa Peruana (Muñoz, 1999), para un tiempo de exposición de 50 años.

Tabla 09: Niveles de peligro sísmico

	Tipo de Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de Retorno, T_R	Aceleración Máxima en la Roca
Peligro	Sismo Frecuente	69%	43 años	0.20g
Sísmico	Sismo Ocasional	50%	72 años	0.25g
	Sismo Raro	10%	475 años	0.40g
	Sismo Muy Raro	5%	975 años	0.50g

Fuente: (SEAOC, 1995)

Como se dijo anteriormente el nivel de peligro sísmico usado por la norma peruana es un sismo raro, y es por el cual la evaluación sísmica se hace en el presente trabajo.

2.5.2. VULNERABILIDAD SÍSMICA

Se denomina vulnerabilidad al grado de daño que sufre una estructura debido a un evento sísmico de determinadas características. Estas estructuras se pueden calificar en “más vulnerables” o “menos vulnerables” ante un evento sísmico (Bozzo, 1995).



Figura 27: Daños en edificios de concreto armado y albañilería ante el sismo de Ica-2007

Fuente: (CERESIS, 2008)

Como se observa en la figura 27, estos edificios han sido atacados ante un sismo de gran magnitud, pero además de esto se observa que los daños causados son multiplicados por la vulnerabilidad de estas ante este sismo. Es por esto que es necesario tener un cuidado en el diseño sismorresistente y hacer que las estructuras no sean tan vulnerables.

Es preciso resaltar que no existen metodologías estándares para estimar la vulnerabilidad de las estructuras. El resultado de los estudios de vulnerabilidad es un índice de daño que caracteriza la degradación que sufriría una estructura de una tipología estructural dada, sometida a la acción de un sismo de determinadas características (Kuroiwa, 1990).

2.5.3. RIESGO SÍSMICO

Se denomina peligro a la probabilidad de que se produzca un fenómeno natural potencialmente destructivo en un determinado lugar y tiempo. Y se denomina vulnerabilidad a los probables daños a ocasionarse, en la que influyen las características físicas socioeconómicas de la zona (Oviedo, 2004).

Entonces podemos precisar que el riesgo sísmico es la multiplicación de sus dos componentes, ya que si una estructura es vulnerable, cuantifica el riesgo sísmico abismalmente:

$$\text{PELIGRO SÍSMICO} \times \text{VULNERABILIDAD SÍSMICA} = \text{RIESGO SÍSMICO}$$

2.5.4. REPRESENTACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA PARA FINES DE INGENIERIA ESTRUCTURAL

El movimiento del suelo es captado por sismógrafos y por acelerógrafos. Los sismógrafos registran la historia de desplazamientos o velocidades del terreno y son empleados principalmente en trabajos de sismología; en cambio, los acelerógrafos registran la aceleración del terreno y son de utilidad directa en la Ingeniería Estructural (Quintana y León, 2004).

Los registros de aceleración en un determinado sismo respecto al tiempo se denominan acelerogramas y estos son usados para representar la demanda sísmica, ya que estos caracterizan a las curvas espectrales ante sollicitaciones sísmicas de una estructura cualquiera.

2.5.4.1. ACELEROGRAMA

Como se definió anteriormente un acelerograma representa la aceleración que experimenta un suelo temporalmente durante la duración de un terremoto y se pueden tomar datos en sus tres tipos de direcciones: dos horizontales y uno vertical.

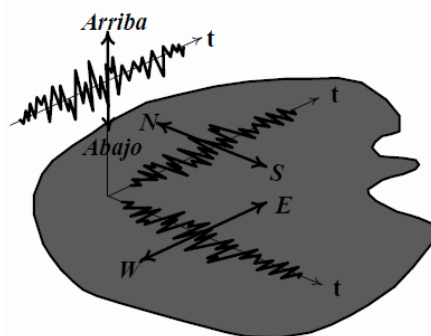


Figura 28: Datos que se pueden registrar en un acelerograma

Fuente: (Farbiarz, 2016)

Un acelerograma registra las aceleraciones máximas, pero la respuesta máxima de una estructura no solo es dependiente de un solo acelerograma, puesto que un acelerograma con aceleraciones menores puede tener mayores respuestas, esto se da mientras este acelerograma de menores aceleraciones tenga un número de ciclos mayores al acelerograma con aceleraciones mayores.

2.5.4.2. ESPECTRO DE RESPUESTA

El espectro de respuesta elástica representa el máximo parámetro de respuesta en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento, para osciladores simples de 1 GDL con un periodo T de vibración y un amortiguamiento relativo ζ . Estos valores son los que caracterizan un terremoto determinado.

Este concepto comenzó a gestarse gracias a la idea del profesor Kyoji Suyehiro, Director del instituto de investigaciones de la Universidad Tokyo, quien en 1920 ideó un instrumento de medición formado por 6 péndulos con diferentes periodos de vibración, con objeto de registrar la respuesta de los mismos ante la ocurrencia de un terremoto. Años después Hugo Benioff, publicó un artículo en el que proponía un aparato similar al del profesor Suyehiro, que permitía medir el desplazamiento de los péndulos, con los cuales podía determinar el valor máximo de la respuesta y construir una curva (espectro de desplazamiento elástico), cuya área sería el parámetro indicador de la destructividad del terremoto. Maurice Biot, en el Instituto tecnológico de California, propuso la idea de

espectros de respuesta elástica; luego Housner, Newmark y muchos otros implementaron los conceptos de aplicación práctica.

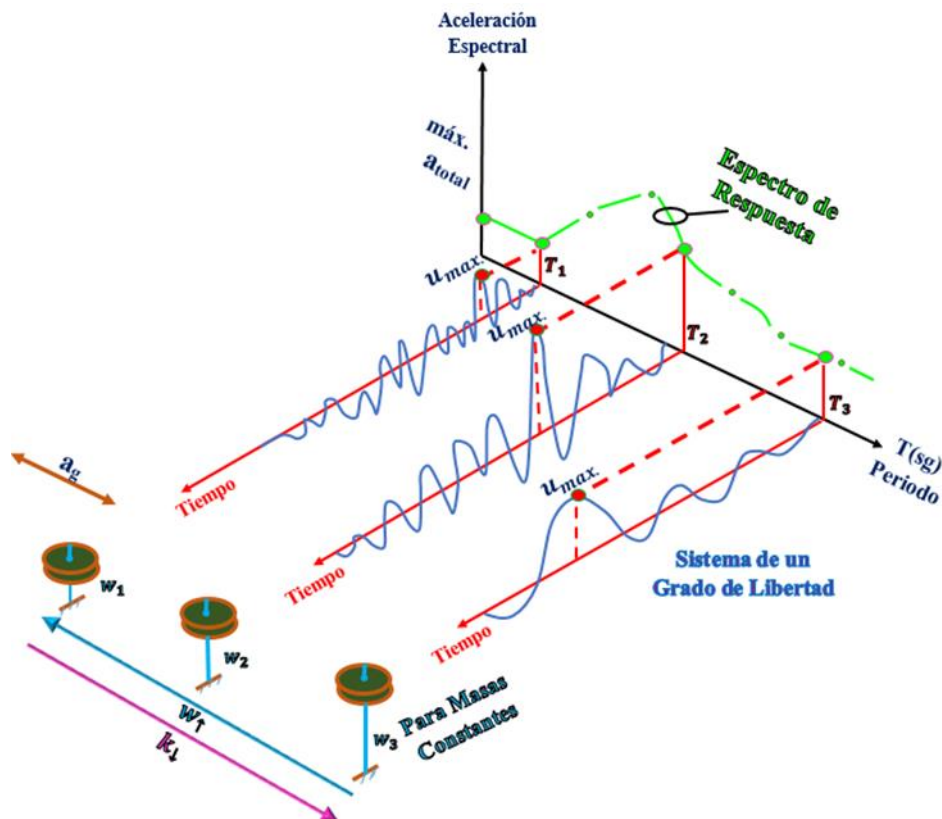


Figura 29: Método de Kyoji Suyehiro

Fuente: Elaboración Propia.

Un espectro de respuesta se obtiene al asociar un acelerograma con cada una de las respuestas máximas (ya sea aceleración, velocidad y desplazamiento) de diferentes osciladores de 1 grado de libertad con diferentes periodos.

Como se observa en la siguiente figura 30, la obtención de un espectro de respuesta de desplazamiento, esto se hace a través de diferentes osciladores y se representa cada respuesta máxima, en este caso desplazamiento para cada período.

Además se representa en la figura 31, 32 y 33 el espectro de respuesta de aceleración, velocidad y desplazamiento para este acelerograma respectivamente, para lo cual se sigue el mismo procedimiento de obtención de la figura 34.

Cabe señalar que este espectro de respuesta representa la respuesta máxima de un acelerograma, pero la mayoría de normas utiliza un grupo de acelerogramas y usa un espectro de respuesta de envolventes de estos acelerogramas y los normaliza.

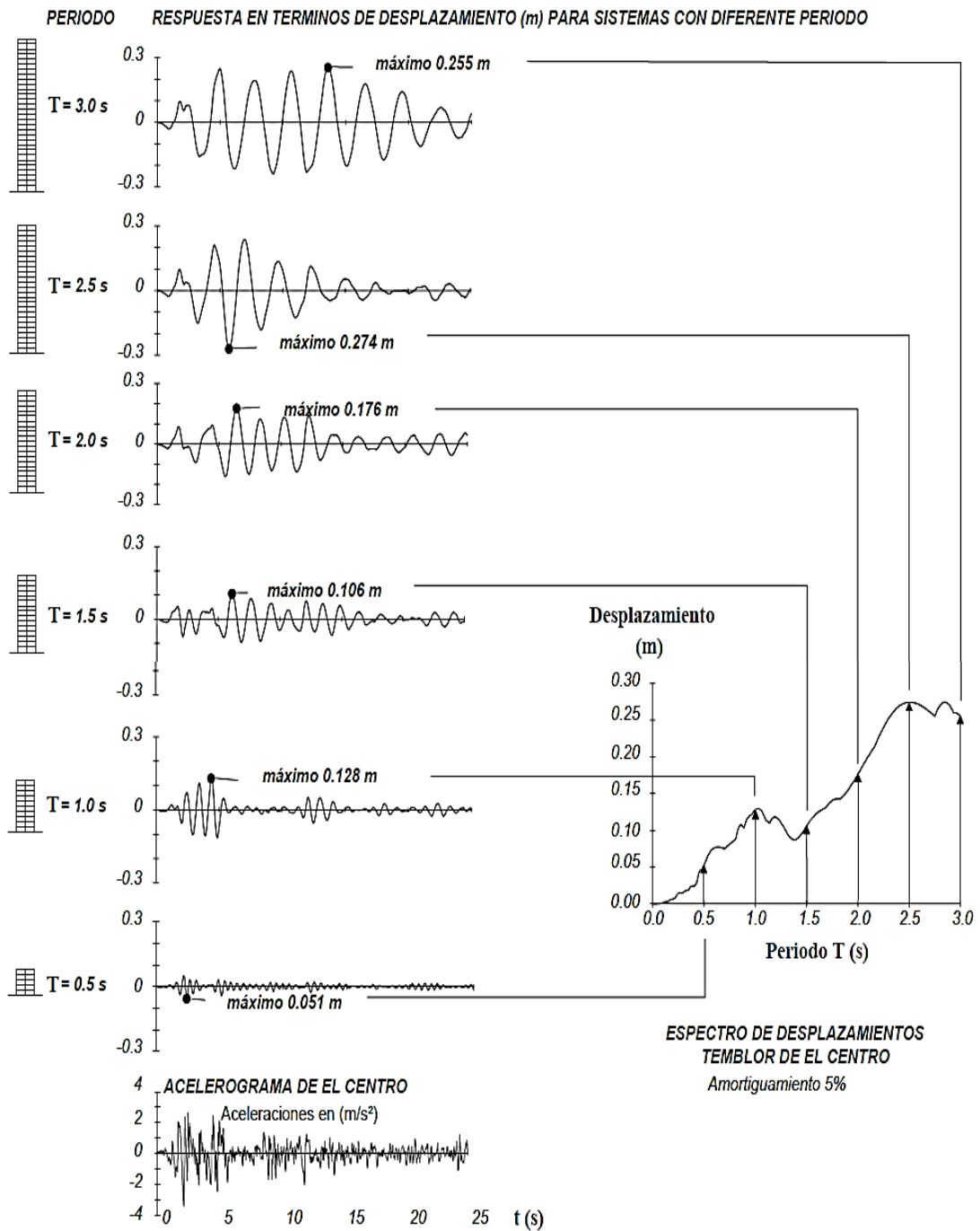


Figura 30: Construcción de un espectro de Respuesta de Desplazamientos.

Fuente: (Fierro y García, 2005) y (Chopra, 2014)

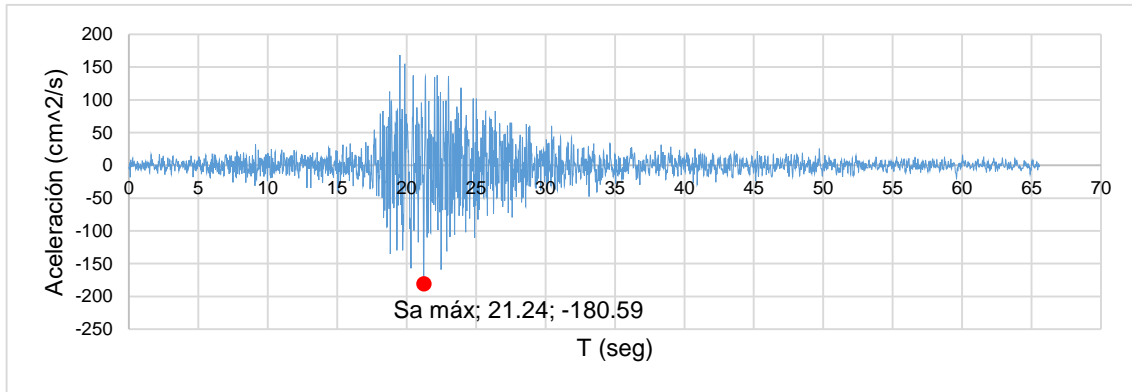


Figura 31: Representación de Acelerograma 7035 del sismo de 17 de Octubre de 1966, Lima y Callao, T vs Aceleración
Fuente: Elaboración propia

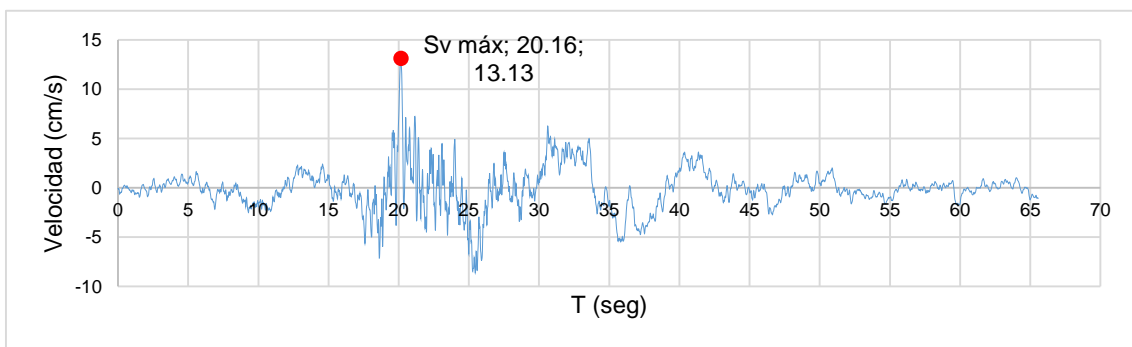


Figura 32: Representación de Acelerograma 7035 del sismo de 17 de Octubre de 1966, Lima y Callao, T vs Velocidad
Fuente: Elaboración propia

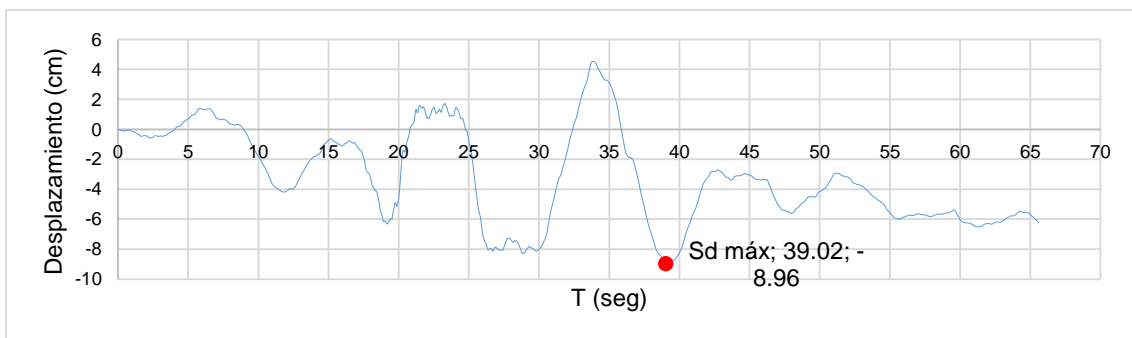


Figura 33: Representación de Acelerograma 7035 del sismo de 17 de Octubre de 1966, Lima y Callao, T vs Desplazamiento
Fuente: Elaboración propia

Una característica importante de representar el acelerograma en estos formatos en función de aceleración, velocidad y desplazamiento es mencionar que la aceleración

máxima, velocidad máxima y desplazamiento máximo se da en periodos diferentes como se pueden observar.

Como se puede observar en la figura 33 en espectro de respuestas de desplazamiento se puede expresar también:

$$S_d(T, \xi) = |u|_{m\acute{a}x} \dots (2.18)$$

Entonces el valor del espectro de respuesta de desplazamientos, para un período de vibración T y un coeficiente de amortiguamiento ξ , es el máximo valor del desplazamiento relativo u , en valor absoluto, que tendría un sistema de un grado de libertad con estas propiedades al verse sometido al acelerograma (Fierro y García, 2005). De igual manera, se tiene el espectro de velocidades y espectro de aceleraciones:

$$S_v(T, \xi) = |\dot{u}|_{m\acute{a}x} \dots (2.19)$$

$$S_a(T, \xi) = |\ddot{u} + \ddot{x}_0|_{m\acute{a}x} \dots (2.20)$$

De las expresiones (2.18), (2.19) y (2.20), (Fierro y García, 2005) y (Chopra, 2014), se grafican los espectros de respuesta de el mismo acelerograma utilizado en la figura 33 para ilustrar el espectro de respuestas:

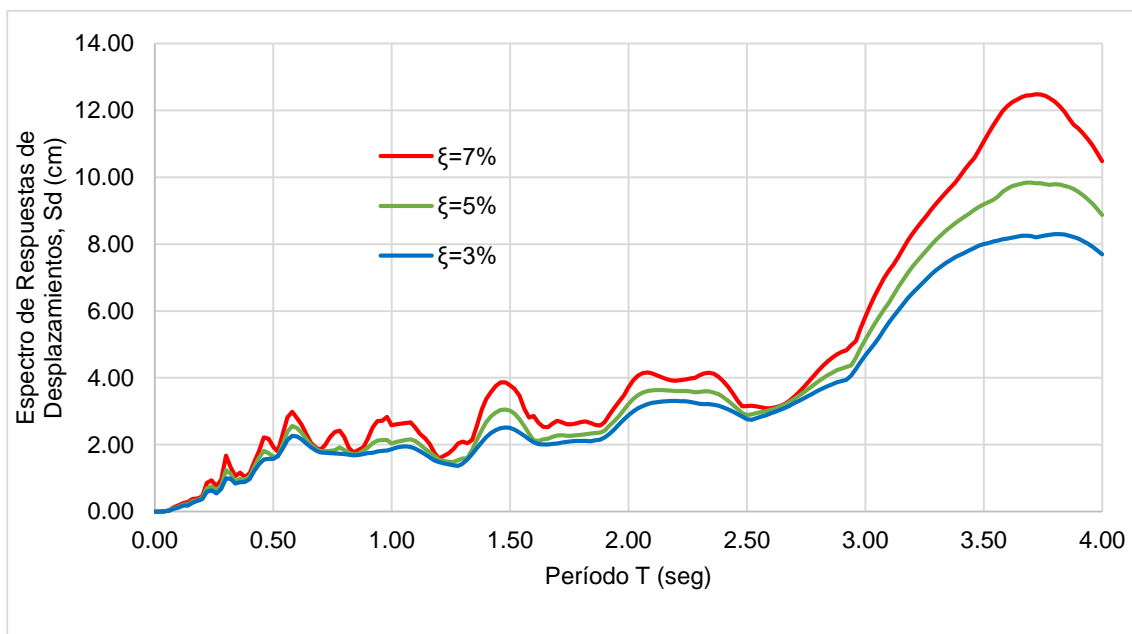


Figura 34: Espectro de Respuesta de Desplazamientos de Acelerograma 7035 del sismo de 17 de Octubre de 1966, Lima y Callao

Fuente: Elaboración propia

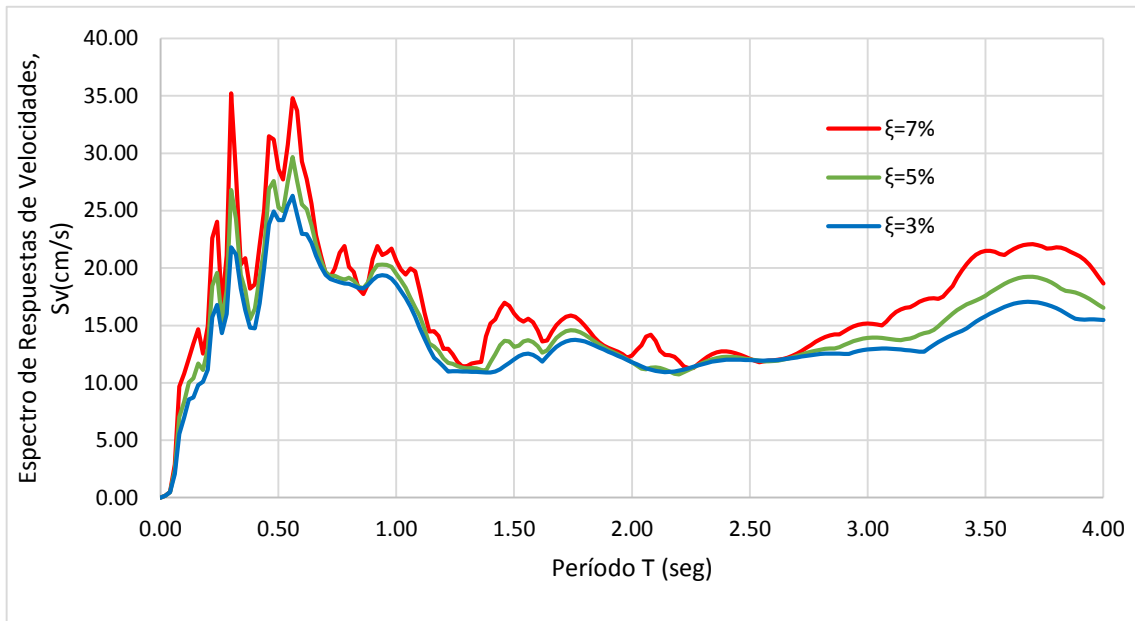


Figura 35: Espectro de Respuesta de Velocidades de Acelerograma 7035 del sismo de 17 de Octubre de 1966, Lima y Callao

Fuente: Elaboración propia

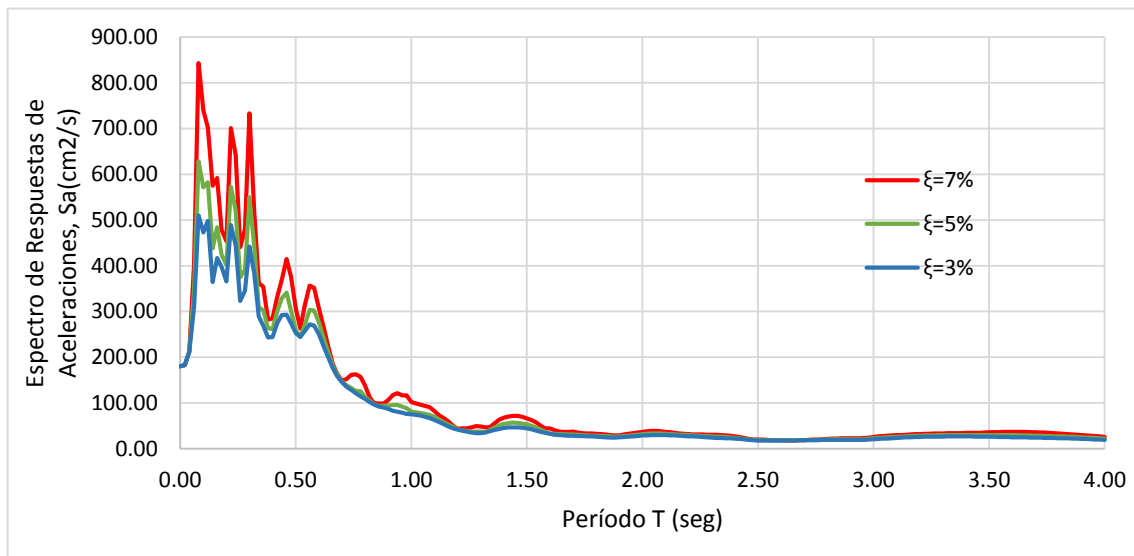


Figura 36: Espectro de Respuesta de Aceleraciones de Acelerograma 7035 del sismo de 17 de Octubre de 1966, Lima y Callao

Fuente: Elaboración propia

Como se observa la respuesta máxima de una estructura de 1GDL ya sea desplazamiento, velocidad o aceleración dependen directamente del periodo fundamental de esta y el amortiguamiento de esta estructura. Además se observa que para los espectros de respuesta contruidos, la respuesta máxima de desplazamiento,

velocidad y aceleración se da en diferentes períodos al igual que la representación del acelerograma.

2.5.4.3. RELACIÓN ENTRE S_a , S_v y S_d

Para poder encontrar una relación entre estas tres variables debemos estudiar la vibración con excitación en la base y analizar su respuesta dinámica, ya que el acelerograma puede ser representado como una función de la aceleración:

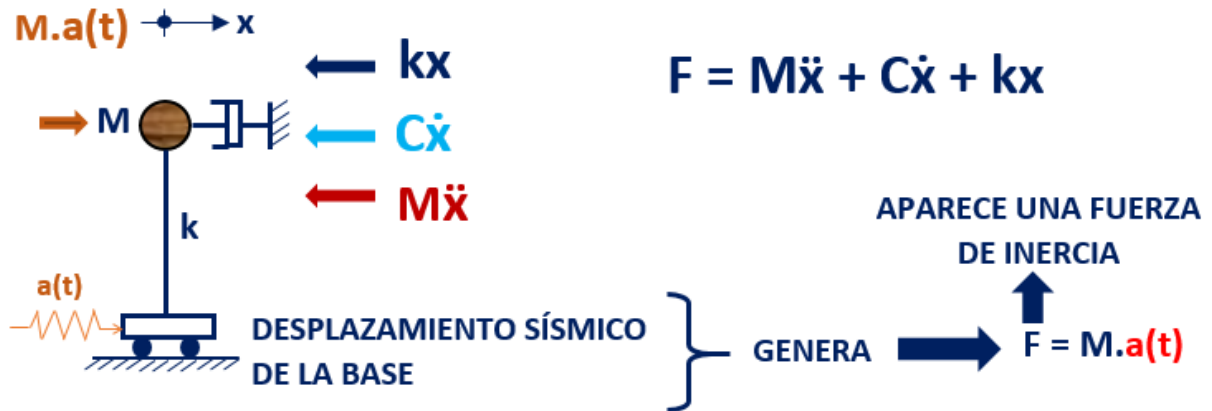


Figura 37: Fuerza de Inercia Generada por Desplazamiento Sísmico en la Base.

Fuente: Elaboración Propia.



Figura 38: Equilibrio de Fuerzas en el Sistema con Excitación en la Base.

Fuente: Elaboración Propia.

La ordenada x_0 describe el movimiento de la base de la estructura y la ordenada x corresponde a la posición de la masa. De la figura 39 (a) Representa el sistema antes de la excitación en la base y (b) Representa el sistema después de la excitación en la base.

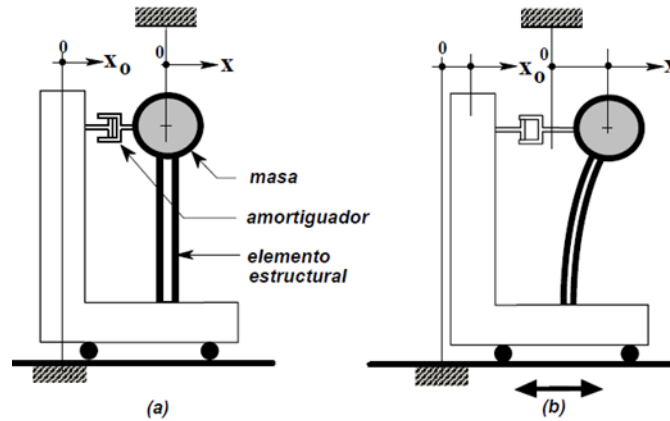


Figura 39: Sistema sometido a excitación en su base.

Fuente: (Fierro y García, 2005)

Del cuerpo libre de la estructura:

$$F_i = -m\ddot{x} \dots (2.21)$$

$$F_r = k(x - x_0) \dots (2.22)$$

$$F_a = c(\dot{x} - \dot{x}_0) \dots (2.23)$$

Donde F_i es la fuerza inercial de la estructura que resulta del producto de la masa por la aceleración producida en la base de la estructura, F_r es la fuerza en el resorte que resulta del producto de la rigidez de la estructura y el desplazamiento resultante y F_a es la fuerza producida por el amortiguamiento y resulta del producto del coeficiente de amortiguamiento y la velocidad resultante.

Con la sumatoria de fuerzas obtenemos:

$$F_r + F_a - F_i = 0 \dots (2.24)$$

Lo cual conduce a la siguiente ecuación diferencial de equilibrio:

$$m\ddot{x} + c(\dot{x} - \dot{x}_0) + k(x - x_0) = 0 \dots (2.25)$$

Si se define una variable u para describir el desplazamiento resultante entre la masa y la base de apoyo fija:

$$u = x - x_0 \dots (2.26)$$

Al derivar en función al tiempo se obtiene:

$$\dot{u} = \dot{x} - \dot{x}_0 \dots (2.27)$$

Y al derivar nuevamente:

$$\ddot{u} = \ddot{x} - \ddot{x}_0 \dots (2.28)$$

Finalmente al reemplazar las expresiones (2.26), (2.27) y (2.28) en la expresión (2.25) se obtiene:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{x}_0 \dots (2.29)$$

Esta expresión representa a un sistema excitado en la base que es equivalente al decir que este sistema empotrado en la base aplicando una fuerza equivalente a la masa multiplicada por el negativo de la aceleración en el terreno.

Entonces al representar la aceleración del terreno como una excitación arbitraria expresada en términos de fuerza, que son divididos en una serie de impulsos que se aplican en un tiempo τ y tienen una duración $d\tau$.

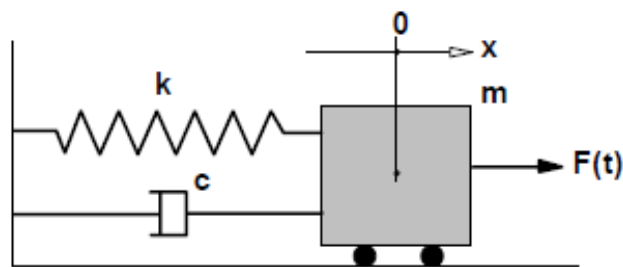


Figura 40: Sistema lineal amortiguado forzado.

Fuente: (Fierro y García, 2005)

Al integrar cada impulso con la variación del tiempo τ se obtiene:

$$u(t) = \frac{-1}{\omega\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen} \left\{ \sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau) \right\} d\tau \dots (2.30)$$

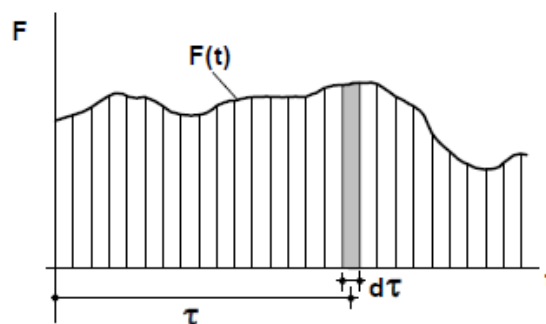


Figura 41: Excitación arbitraria.

Fuente: (Fierro y García, 2005)

La expresión (2.30) representa la integral de convolución o de Duhamel, y es la respuesta de la solución de un sistema excitado en la base. De esta expresión al ser derivada se puede encontrar la expresión que representa la velocidad $\dot{u}(t)$ y al ser derivada esta nueva expresión también se puede encontrar la aceleración $\ddot{u}(t)$:

$$\dot{u}(t) = \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos\{\sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau)\} d\tau + \frac{\xi}{\omega\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \operatorname{sen}\{\sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau)\} d\tau \dots (2.31)$$

$$\ddot{u}(t) + \ddot{x}_0(t) = 2\xi\omega \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos\{\sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau)\} d\tau + \frac{\omega(1-2\xi^2)}{\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \operatorname{sen}\{\sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau)\} d\tau \dots (2.32)$$

Bajo las siguientes condiciones se pueden simplificar las expresiones (2.30), (2.31) y (2.32):

- a) En la mayoría de las aplicaciones prácticas el coeficiente de amortiguamiento ξ , es menor del 10%:

$$\sqrt{1-\xi^2} = \sqrt{1-0.01^2} \cong 1$$

- b) Además ya que el temblor es suficientemente largo de tal manera que el *coseno* que aparece en las ecuaciones (2.31) y (2.32) puede ser aproximado a un *seno*.

Es así que las expresiones (2.31), (2.32) y (2.33) se reducen ah:

$$u(t) = \frac{-1}{\omega} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \operatorname{sen}\{\sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau)\} d\tau \dots (2.33)$$

$$\dot{u}(t) = - \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \operatorname{sen}\{\sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau)\} d\tau \dots (2.34)$$

$$\ddot{u}(t) + \ddot{x}_0(t) = -\omega \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \operatorname{sen}\{\sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau)\} d\tau \dots (2.35)$$

De las expresiones (2.33), (2.34) y (2.35) se obtiene la relación entre desplazamiento, velocidad y aceleración:

$$S_d(T, \xi) \cong \frac{S_v(T, \xi)}{\omega} \cong \frac{S_a(T, \xi)}{\omega^2} \dots (2.36)$$

Al multiplicar al espectro de desplazamiento la frecuencia angular natural del sistema se encuentra el espectro de pseudovelocidades y al multiplicarla otra vez por la frecuencia angular se obtiene el espectro de pseudoaceleraciones. Esto se da ya que se hacen aproximaciones para poder llegar a esta relación vistas anteriormente.

2.5.4.4. ESPECTROS ELÁSTICO DE DISEÑO

Para el diseño sísmico de una estructura se utiliza lo que se denominan movimientos sísmicos de diseño, los cuales se definen a través de un espectro suavizado de diseño, o bien mediante familias de acelerogramas. Los picos que ocurren en el espectro de respuesta son característicos de cada temblor en particular, por lo tanto no tiene sentido en un espectro de diseño tener grandes variaciones dentro de un rango pequeño de períodos, más bien se utilizan tendencias generales en rangos de períodos. Por esta razón su forma es suavizada y de ahí su denominación (Fierro y García, 2005).

En general cuando se habla de un espectro de diseño éste se define en suelo duro o roca y por lo tanto no incluye el efecto que puede tener la estratigrafía del suelo en el lugar. Para poder representar la demanda sísmica de un determinado lugar en este caso Perú, se pueden construir espectros de acelerogramas característicos del lugar y aproximarla a un espectro suavizado. En la siguiente figura muestra los espectros de aceleración correspondientes a seis acelerogramas de la Costa Peruana para esto se usó un amortiguamiento del 5%, junto al espectro suavizado propuesto por la Norma Peruana Sismorresistente para esta zona (0.45g) y que se puede representar para las cuatro zonas sísmicas propuestas por la Norma (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2010).

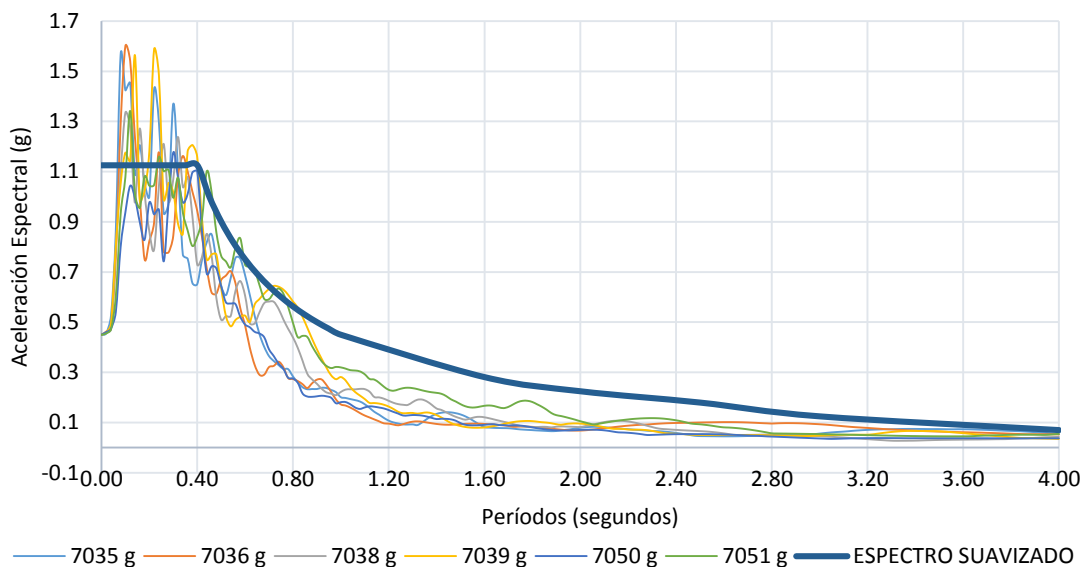


Figura 42: Espectros Elásticos de Aceleración y Espectro Suavizado para la Costa Peruana

Fuente: Adaptado de (CISMID, 2013)

Tabla 10: Acelerogramas de la Costa Peruana

SISMO	LOCALIZACIÓN	ACELEROGRAMA	ESPECTRO
17 DE OCTUBRE DE 1966	LIMA Y CALLAO	7035	66-N08E
		7036	66-N82W
31 DE MAYO DE 1970	ANCASH	7038	70-N08E
		7039	70-N82W
03 DE OCTUBRE DE 1974	LIMA Y CALLAO	7050	74-N08E
		7051	74-N82W

Fuente: (SEAOC, 1995)

Como se puede observar en la Figura 42, el espectro suavizado es una envolvente de los 6 acelerogramas, esto se entiende como envolvente, ya que en periodos entre 0.1 y 0.3 segundos no se alcanzan los picos máximos.

Dado que en general los espectros de diseño se obtienen del estudio estadístico de registros que por su naturaleza propia no pueden ser iguales, esto conduce a que se tengan que normalizar de alguna manera, para lo cual existen diferentes procedimientos, dentro de los que se destacan la normalización con respecto a una intensidad espectral y la normalización con respecto a algunos de los parámetros máximos del terreno, ya sea aceleración, velocidad o desplazamiento: *Ate*, *Vte* o *Dte*.

A continuación se presenta el método más utilizado para definir el espectro de diseño en la roca que es el método de Newmark-Hall, posterior se trata las familias de acelerogramas, los efectos de amplificación de onda causados por el suelo subyacente y otros factores que influyen en la selección y utilización de los diferentes tipos de movimientos sísmicos de diseño.

- **MÉTODO DE NEWMARK-HALL**

A mediados de la década de 1960, Newmark y Hall iniciaron una serie de investigaciones sobre las formas espectrales, principalmente para ser empleadas en el diseño de plantas nucleares. Con base en estos estudios, recomendaron que era posible describir el espectro por medio de líneas rectas dibujadas en un papel tripartita (Newmark y Hall, 1982), se presenta la metodología para construir un espectro de diseño, que se presenta a continuación. El método se basa en el supuesto de que sea posible estimar independientemente, por medio de procedimientos la máxima aceleración horizontal del terreno, A_{te} , la máxima velocidad horizontal del terreno, V_{te} , y el máximo desplazamiento horizontal del terreno, D_{te} , para el temblor de diseño.

Con base en el estudio de numerosos temblores, autores como (Newmark y Hall, 1982) encontraron que dentro de las tres zonas del espectro en las cuales la aceleración es aproximadamente constante, la velocidad es aproximadamente constante y el desplazamiento es aproximadamente constante, era posible definir coeficientes de amplificación que permiten dibujar un espectro normalizado. Como se presenta a continuación los espectros de respuesta normalizado, donde se pueden identificar zonas constantes para cada tipo de espectro:

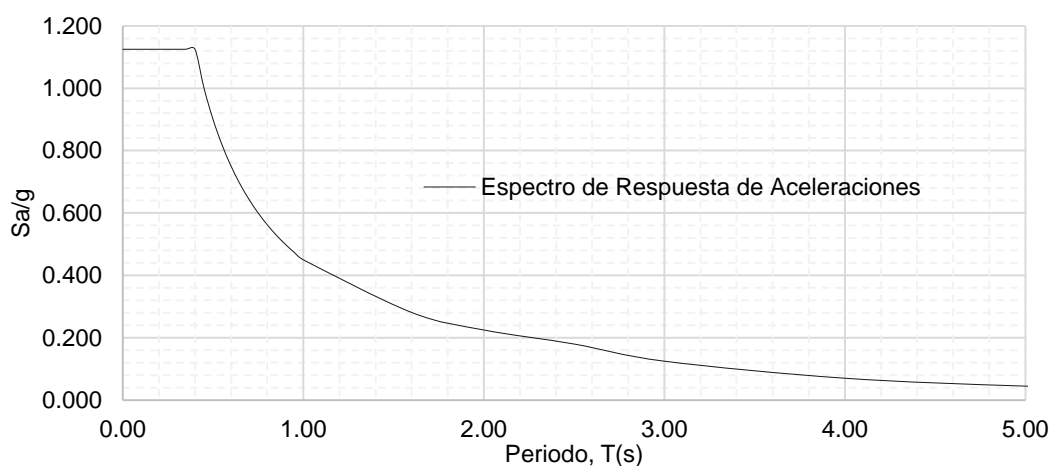


Figura 43: Espectro de Respuestas de Aceleraciones Normalizado

Fuente: Elaboración Propia

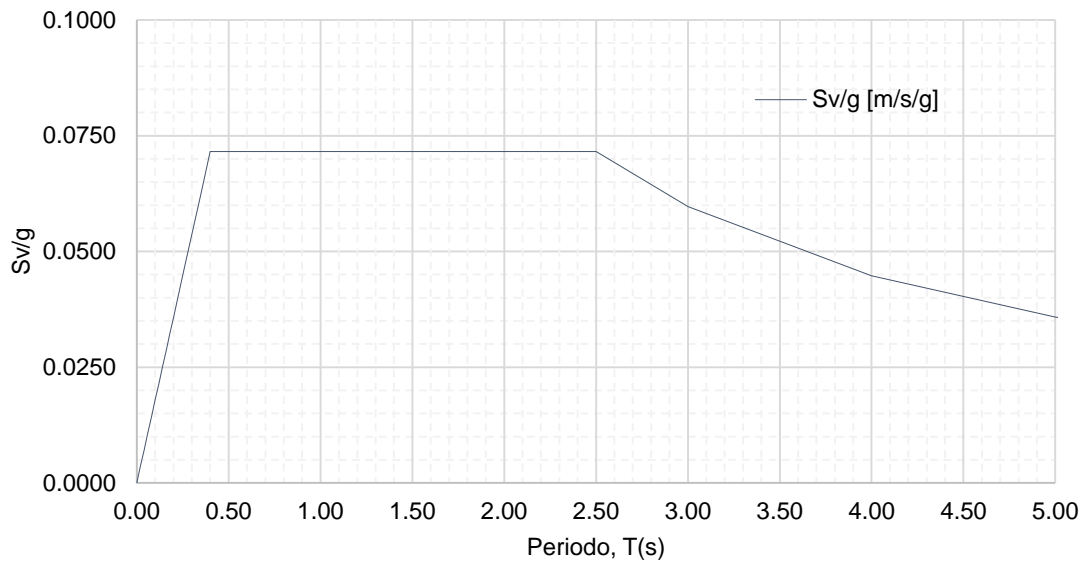


Figura 44: Espectro de Respuestas de Velocidades Normalizado

Fuente: Elaboración Propia

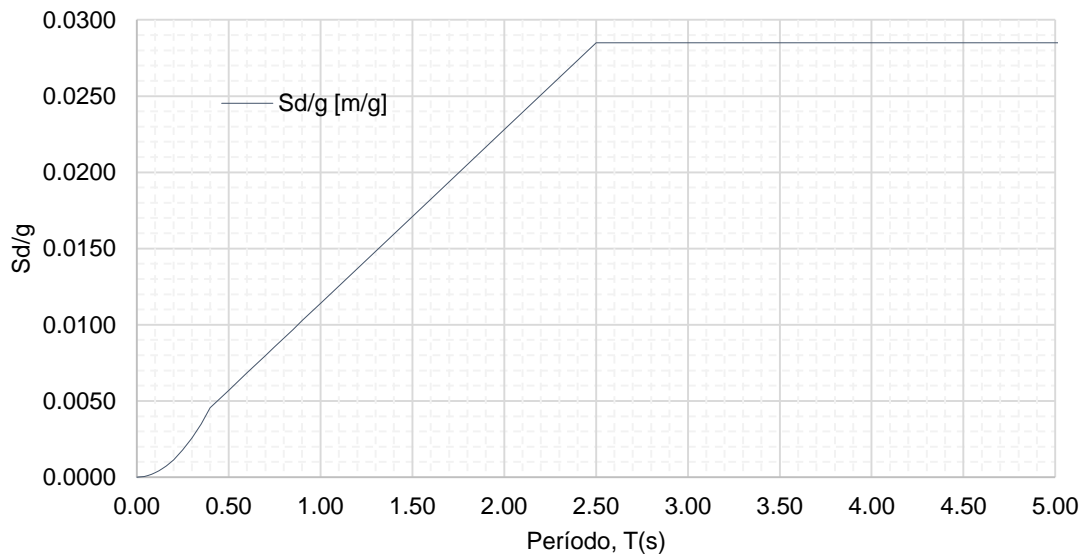


Figura 45: Espectro de Respuestas de Desplazamientos Normalizado

Fuente: Elaboración Propia

En la investigación de (Newmark y Hall, 1982) presenta los coeficientes de amplificación para varios valores del coeficiente de amortiguamiento, los cuales corresponden a dos niveles diferentes de probabilidad de que las ordenadas del espectro de diseño no sean excedidas cuando se presente un evento que tenga los mismos movimientos máximos del terreno:

Tabla 11: Coeficientes de amplificación sísmica para respuesta horizontal elástica

Amortiguamiento ξ (%)	Media más una desviación estándar (84.1%)			Media -50%		
	α_A	α_V	α_D	α_A	α_V	α_D
1	4.38	3.38	2.73	3.21	2.31	1.82
2	3.66	2.92	2.42	2.74	2.03	1.63
3	3.24	2.64	2.24	2.46	1.86	1.52
5	2.71	2.3	2.01	2.12	1.65	1.39
7	2.36	2.08	1.85	1.89	1.51	1.29
10	1.99	1.84	1.69	1.64	1.37	1.2
20	1.26	1.37	1.38	1.17	1.08	1.01

Fuente: (Newmark y Hall, 1982)

Los valores que se encontró en esta investigación se pueden expresar en forma de expresión para un nivel de probabilidad del 84.1% (media más una desviación estándar) de que no sean excedidas:

$$\alpha_A = 4.38 - 1.04 \ln(\xi\%)$$

$$\alpha_V = 3.38 - 0.67 \ln(\xi\%)$$

$$\alpha_D = 2.73 - 0.45 \ln(\xi\%)$$

Y para un nivel de probabilidad del 50% (media) de que no sean excedidas las ordenadas espectrales:

$$\alpha_A = 3.21 - 0.68 \ln(\xi\%)$$

$$\alpha_V = 2.31 - 0.41 \ln(\xi\%)$$

$$\alpha_D = 1.82 - 0.27 \ln(\xi\%)$$

Pero esta es una investigación hecha para la representación de espectros en Estados Unidos, para el caso de Perú se usa un factor de amplificación de 2.5 para un amortiguamiento del 5%, en la presente tesis se realiza la investigación del cambio de estos amortiguamientos para lo cual se obtienen valores de amplificación sísmica para amortiguamientos de 3% y 7%. Además se presenta una relación para poder representar espectros de diseño fácilmente en un intervalo de 3% a 7%.

2.5.4.5. AMPLIFICACION DE ONDAS SISMICAS

Cuando se produce un terremoto en la litosfera (en la roca), sufre transformaciones hasta salir a la superficie y las transformaciones no solo son en el tamaño de las

aceleraciones, también en la cadencia de cómo se acelera el suelo (contenido de frecuencias).

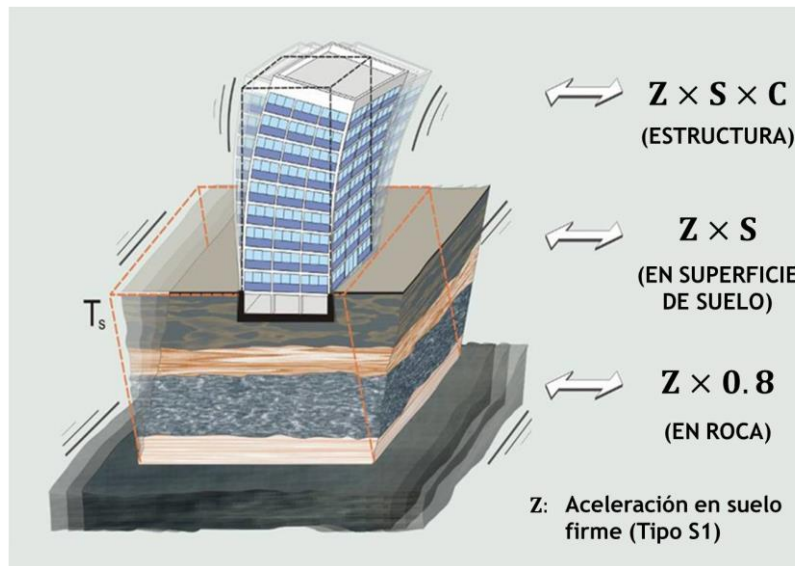


Figura 46: Amplificación de las Solicitaciones Sísmicas en la Estructura.

Fuente: (SENCICO, 2016)

2.5.4.5.1. FACTOR DE AMPLIFICACION DE SUELO

El factor de amplificación de suelo es el aumento de la aceleración en la superficie del terreno comparada con la aceleración en la roca a profundidad. Además se aumenta también la duración del sismo y se modifican las características del movimiento.

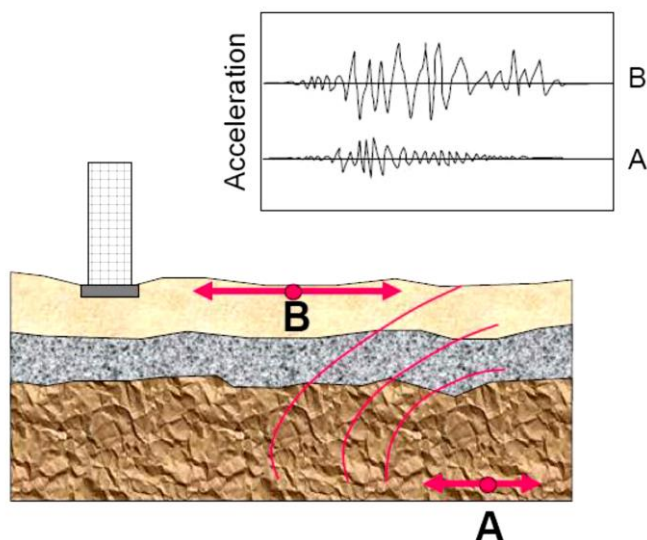


Figura 47: Amplificación de la Aceleración en la Superficie del Terreno Comparada con la Aceleración en la Roca a Profundidad.

Fuente: (Bray, 1995)

Para determinar el factor de amplificación de suelo, la NTP nos indica que debe clasificarse el tipo de suelo, realizando estudios debajo de la cimentación de la estructura hasta una profundidad de 30 m; el tipo de suelo que se determine debe representar las propiedades de los diferentes estratos encontrados. El suelo encontrado determinara en que magnitud amplificara las aceleración, se dice que en suelo malo las aceleraciones son más grandes que en un suelo bueno, en consecuencia a ello la plataforma se del espectro se desplazara más hacia la derecha.

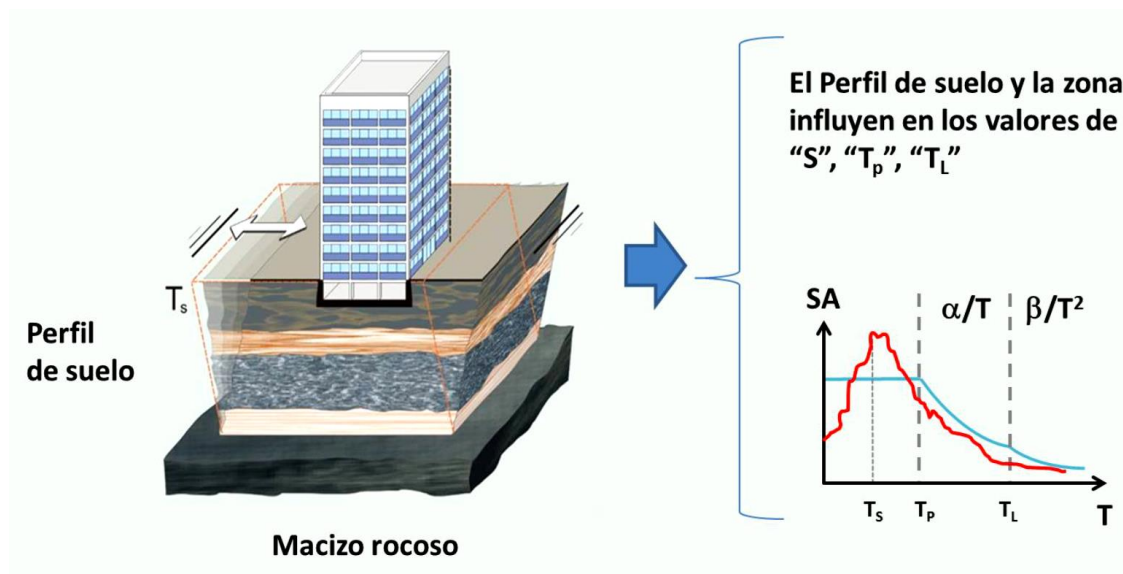


Figura 48: Amplificación de las Solicitaciones Sísmicas por los Estratos de Suelo.

Fuente: (SENCICO, 2016)

La norma también nos dice que para la zona Z_4 (costa) en un suelo S_3 (suelo malo), se amplifica el suelo respecto al S_1 (suelo bueno) en un 10%, pero si este mismo perfil de suelo se encuentra en la Z_1 (selva), se va amplificar la aceleración en un factor 2.00 respecto al S_1 , esto se debe porque el perfil del suelo que está en la costa va recibir aceleraciones tan grandes que van a dañarse durante un terremoto y no van a poder acelerarse, pero el mismo perfil por estar en la selva recibe una aceleración mucho menor por lo tanto si se puede amplificar en un factor de 2.00.

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

Figura 49: Tabla de Factor de Suelo

Fuente: (SENCICO, 2016)

2.5.4.5.2. FACTOR DE AMPLIFICACION SIMICA

La estructura amplifica la aceleración que recibe en su cimentación, en función de su periodo fundamental de vibración de acuerdo a la forma del espectro. El factor de amplificación sísmica depende del periodo de la estructura y las características del suelo de cimentación. La NTP E 0.30-2016, considera esta amplificación mediante el factor C, es decir que la aceleración de respuesta de una estructura queda definida por el producto ZSC.

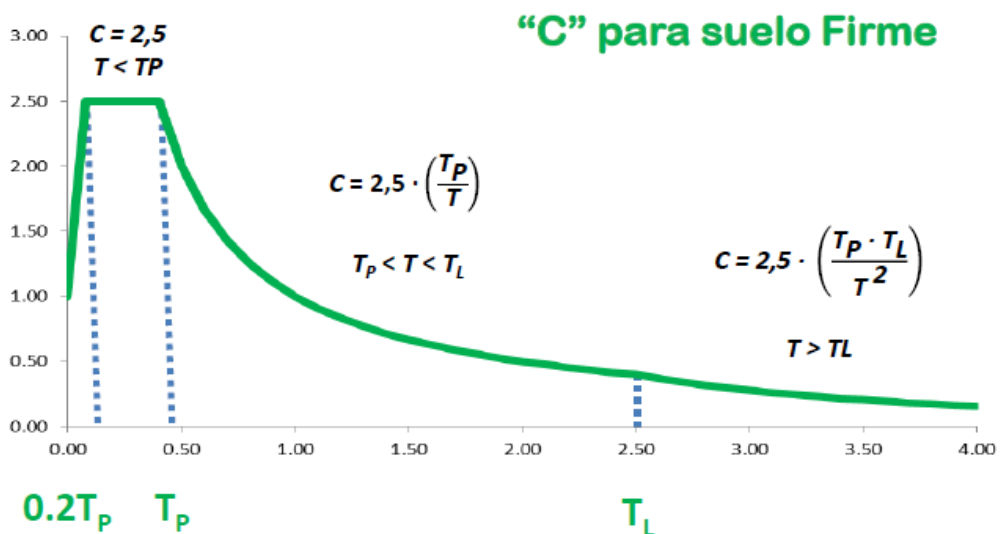


Figura 50: Espectro de Respuesta para Suelo Firme

Fuente: (SENCICO, 2016)

Tabla N° 4 PERÍODOS “ T_p ” Y “ T_L ”				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Figura 51: Tabla para Periodos T_p y T_L

Fuente: (SENCICO, 2016)

T_p : Periodo límite de la meseta

T_L : Periodo de inicio del comportamiento inelástico del suelo.

CAPITULO III

ANALISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS ANTE DIFERENTES AMORTIGUAMIENTOS

3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO EN ESTUDIO

El presente capítulo consiste en realizar el análisis sísmico del proyecto en estudio, donde se evalúa el comportamiento estructural mediante el análisis de derivas ante diferentes espectros con diferentes amortiguamientos.

La estructura consiste en la evaluación sísmica del Pabellón A de la Institución Educativa Integrada Puerto Yurinaki, Distrito de Perené, Provincia de Chanchamayo, Región Junín.

Este Pabellón tiene una altura de 2 pisos consta de 6 aulas (3 por piso), en la dirección "X" la configuración estructural es de pórticos y en la dirección "Y" la configuración estructural es de albañilería:

- Los pórticos son conformados por las columnas de sección rectangular (laterales) y sección tipo "T" (intermedias), conectados con vigas peraltadas de VP - 25x60 y VP01 30x60, Secc. Variable y VS -25x40, conforme se muestran en los planos estructurales. La losa del primer nivel es aligerada de 20 cm de

espesor (5 cm espesor de losa, 15 centímetros de espesor de ladrillo). Y la losa del segundo nivel es aligeradas de 17 cm de espesor (5 cm espesor de losa, 12 centímetros de espesor de ladrillo).

- La albañilería tiene un aparejo de cabeza.

El terreno de cimentación en la zona donde se va a construir es arcilloso gravoso con esfuerzo admisible de 1.66 kg/cm² a 1.30 m de profundidad según el estudio de mecánica de suelos del presente proyecto.

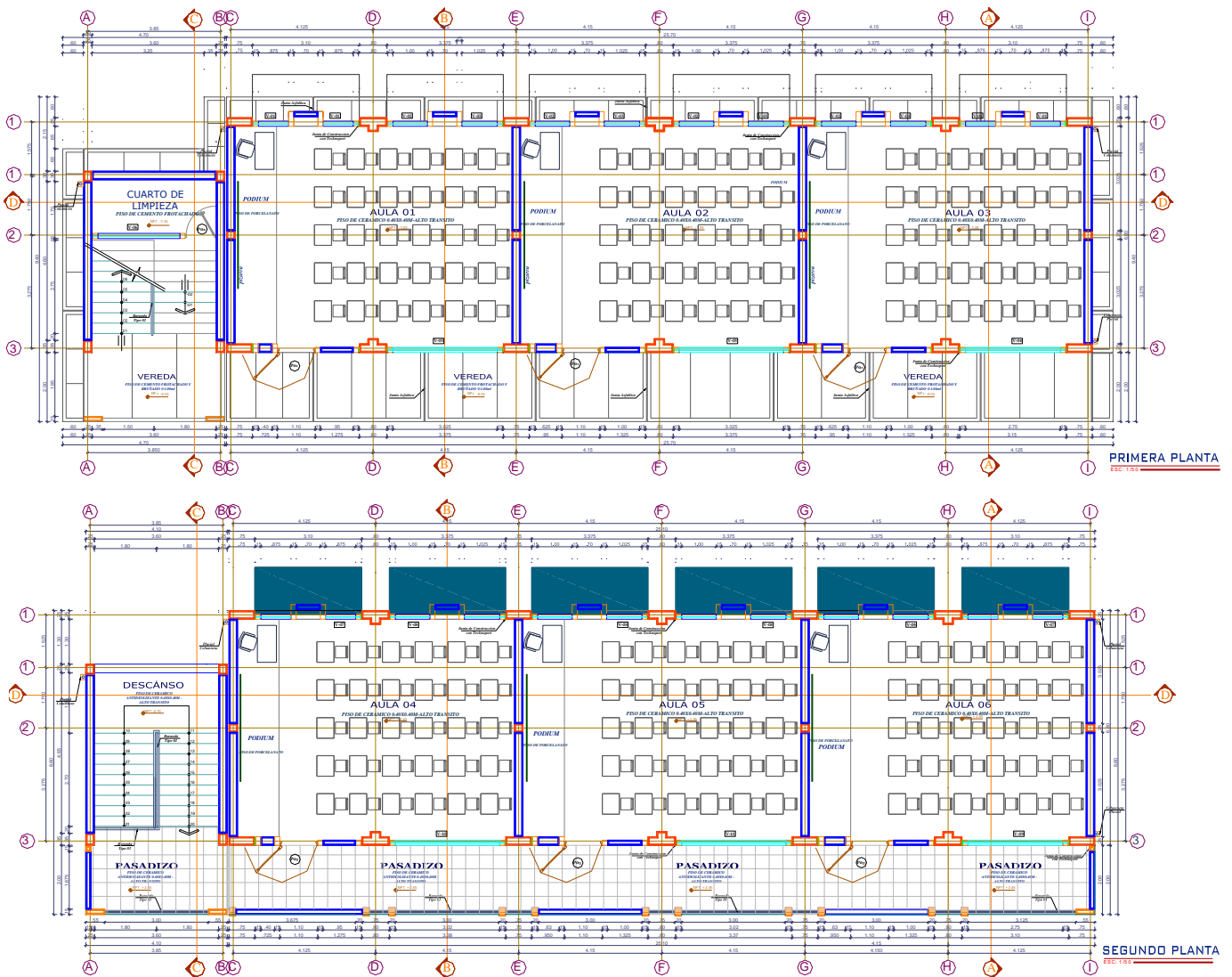


Figura 52: Planta Institución Educativa

Fuente: Elaboración Propia

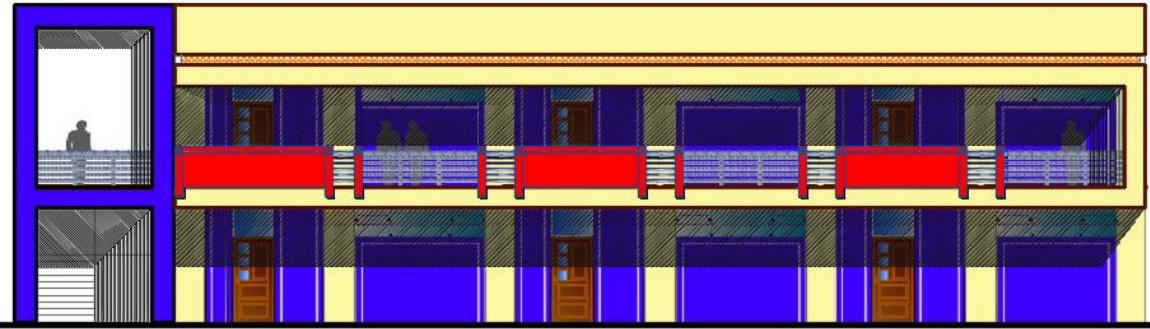


Figura 53: Elevación Institución Educativa

Fuente: Elaboración Propia

3.2. NORMAS EMPLEADAS

Como primer paso, antes de proceder al diseño, se debe realizar una estructuración adecuada al edificio, teniendo en cuenta los planos de arquitectura, luego se procede a predimensionar los elementos estructurales para después metrar las cargas que soportaran estos elementos y realizar el análisis estructural de los mismos usando el programa estructural ETABS.

Tabla 12: Acelerogramas de la Costa Peruana

NORMA	VERSIÓN
E 0.20 CARGAS	Mayo, 2006
E 0.30 DISEÑO SISMORRESISTENTE	Enero, 2016
E 0.50 SUELOS Y CIMENTACIONES	Mayo, 2006
E 0.60 CONCRETO ARMADO	Mayo, 2006
E 0.70 ALBAÑILERIA	Mayo, 2006

Fuente: Elaboración Propia

3.3. MATERIALES EMPLEADOS

3.3.1. CONCRETO ARMADO

El concreto armado es el material de construcción predominante en casi todos los países del mundo. Esta aceptación universal se debe en parte, a la disponibilidad de los elementos con los cuales se fabrica el concreto armado, también a su economía en comparación a otros materiales de construcción y a la facilidad de colocado en su estado plástico, consiguiendo cualquier forma y tamaño (Otazzi, 2014).

(Harmsen, 2012), hace una comparación de las ventajas y desventajas del concreto armado frente a otros materiales:

VENTAJAS:

- Es durable a lo largo del tiempo y no requiere de una gran inversión para su mantenimiento.
- Tiene una vida útil extensa.
- Tiene gran resistencia a la compresión en comparación con otros materiales.
- Es resistente al efecto del agua.
- En fuegos de intensidad media, el concreto armado sufre daños superficiales si se provee de un adecuado recubrimiento al acero. Es más resistente al fuego que la madera y el acero estructural.
- Se le puede dar la forma que uno desee, haciendo uso del encofrado adecuado.
- Le confiere un carácter monolítico a las estructuras, lo que le permite resistir más eficientemente las cargas laterales de viento o sismo.
- No requiere mano de obra muy calificada.
- Su gran rigidez y masa evitan problemas de vibraciones en las estructuras erigidas con él.
- En la mayoría de lugares, es el material más económico.
- Por su gran peso propio, la influencia de las variaciones de cargas móviles es menor.

DESVENTAJAS:

- Tiene poca resistencia a la tracción, aproximadamente la décima parte de su resistencia a la compresión. Aunque el acero se coloca de modo que absorba estos esfuerzos, la formación de grietas es inevitable.
- Requiere de encofrado lo cual implica su habilitación, vaciado, la espera hasta que el concreto alcance la resistencia requerida y desencofrado. con el tiempo que estas operaciones implican. El costo del encofrado puede alcanzar entre un tercio y dos tercios del costo total de la obra.
- Su relación, resistencia a la compresión versus peso está muy por debajo que la correspondiente al acero, el cual es más eficiente cuando se trata de cubrir grandes luces. El concreto requiere mayores secciones y por ende el peso propio es una carga muy importante en el diseño.
- Requiere de un permanente control de calidad, pues ésta se ve afectada por las operaciones de mezcla, colocación, curado, etc.
- Presenta deformaciones variables con el tiempo. Bajo cargas sostenidas, las deflexiones en los elementos se incrementan con el tiempo.

En el presente trabajo se usan las siguientes características mecánicas del concreto:

Resistencia a la Compresión	:	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Deformación Unitaria Máxima	:	$\epsilon_{cu} = 0.003$
Módulo de Elasticidad	:	$E_c = 15,000\sqrt{f'c};$ $E_c = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	:	$\nu = 0.15$
Módulo de Corte	:	$G = E_c/2.3; G = 94,508.99 \text{ kg/cm}^2$

3.3.2. ACERO

El acero es un material que tiene mucha mayor resistencia que el concreto, numéricamente el acero tiene una resistencia a compresión de orden 10 veces mayor que el concreto, y a tracción la relación es de 100 veces mayor, pero el costo del acero es mucho mayor que el concreto, por lo tanto la combinación de ambos es un balance adecuado para fabricar elementos resistentes y económicos (Ortega, 2000).

El acero para ser utilizado en concreto armado se fabrica bajo las normas ASTM A 615 y NTP 314.031. Las varillas corrugadas son de sección circular y presenta corrugaciones en su superficie para favorecer la adherencia con el concreto. El acero usado en el presente proyecto presenta las siguientes características mecánicas:

Esfuerzo de Fluencia:	$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
Deformación Unitaria Máxima:	$\epsilon_s = 0.0021$
Módulo de Elasticidad:	$E_s = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia mínima a la tracción a la rotura:	$f_r = 6300 \text{ kg/cm}^2$

3.3.3. ALBAÑILERÍA CONFINADA

Se define por construcción de albañilería a todo aquel sistema donde se ha empleado básicamente elementos de albañilería (muros, vigas, pilastras, etc.). Estos elementos a su vez están compuestos por unidades de arcilla, sílice-calce de concreto, adheridas con mortero de cemento o concreto fluido (grout).

Albañilería:	King Kong Industrial (Tabla 9, Artículo 13 NTE E.070)
Resistencia a Compresión Axial de las Unidades:	$f'b = 145 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a Compresión Axial en Pilas:	$f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia al Corte en Muretes:	$\nu'm = 8.1 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad:	$E_m = 500 f'm$ $E_m = 32500 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Corte:

$$G_m = 0.4E_m$$

$$G_m = 13000 \text{ kg/cm}^2$$

Las unidades de albañilería cumplen con la Tabla 1 del Artículo 5.2 de la norma E.070 de Albañilería, siendo un ladrillo tipo V. Para los propósitos de este proyecto, se necesitan ladrillos industriales de arcilla King Kong. Posterior a diversas comparaciones entre diferentes marcas se optó por utilizar unidades producidas por la ladrillera LARK.

Especificaciones técnicas del fabricante:

- Tipo King Kong de 18 huecos, tipo V.
- Medidas 9 x 13 x 24 cm.
- Peso 3.80 kg.
- Rendimiento 36 und / m².
- Absorción 13.50 %

3.4. CRITERIOS Y CONCEPTOS DE ESTRUCTURACIÓN

Mientras más compleja es la estructura, más difícil resulta predecir su comportamiento sísmico. Por esta razón, es aconsejable que la estructuración sea lo más simple posible, de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmico se acerque lo más posible a la estructura real (Blanco, 2010).

3.4.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

Los principales criterios necesarios a tomar en cuenta para lograr una estructura sismorresistente son:

3.4.1.1. SIMPLICIDAD Y SIMETRÍA

La simetría de la estructura en las dos direcciones es muy importante puesto que si no tratamos de tener por lo menos una simetría mínima en la estructura sufrirá solicitaciones de torsión y esto puede provocar vulnerabilidad mayor ante un sismo (Blanco, 2010).

3.4.1.2. RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

Las estructuras deben de tener resistencia sísmica en sus dos direcciones, estas direcciones deben ser lo más ortogonales posibles, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como de cada uno de los elementos que la componen. La probabilidad que ocurra un sismo, hace posible dotar a la estructura de valores menores a los solicitados por sismo, dándole una ductilidad necesaria que le hará incursionar en la etapa inelástica, pero sin ocasionar fallas considerables (Blanco, 2010).

3.4.1.3. HIPERESTICIDAD Y MONOLITISMO

Las estructuras hiperestáticas tienen una mayor capacidad resistente, puesto que tienden a producirse mayores rótulas plásticas, que ayudan a disipar de manera mucho más satisfactoria la energía sísmica, obteniendo mayor seguridad ante estos eventos.

3.4.1.4. UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación con elementos que no cambien bruscamente de rigidez, de manera evitar concentración de esfuerzos (Blanco, 2010).

3.4.2. CONCEPTOS IMPORTANTE PARA LA ESTRUCTURACIÓN

Los principales conceptos que son necesarios para considerar que una estructura es sismorresistente, son:

3.4.2.1. DIFERENCIA ENTRE DIAFRAGMA RIGIDO Y FLEXIBLE

El término "diafragma" se usa para identificar miembros de resistencia horizontal que transfieren fuerzas laterales entre elementos de resistencia vertical (muros de cortante o pórticos). Los diafragmas generalmente son los elementos de piso y techo del edificio; a veces, sin embargo, los sistemas de arriostramiento horizontales independientes del techo o la estructura del piso sirven como diafragmas. El diafragma es un elemento importante en todo el sistema de resistencia sísmica (FEMA454, 2006).

Un diafragma que forma parte de un sistema resistente puede actuar de manera flexible o rígida, dependiendo en parte de su tamaño (el área entre los elementos de resistencia que lo rodea o sus rigideces) y también en su material (Figura 54-A).

En diafragmas flexibles hechos de madera o cubiertas de acero sin concreto, las paredes toman cargas de acuerdo a las áreas tributarias (si la masa está distribuida uniformemente). Con diafragmas rígidos (generalmente losas de concreto), las paredes comparten las cargas en proporción a su rigidez (Figura 54-B).

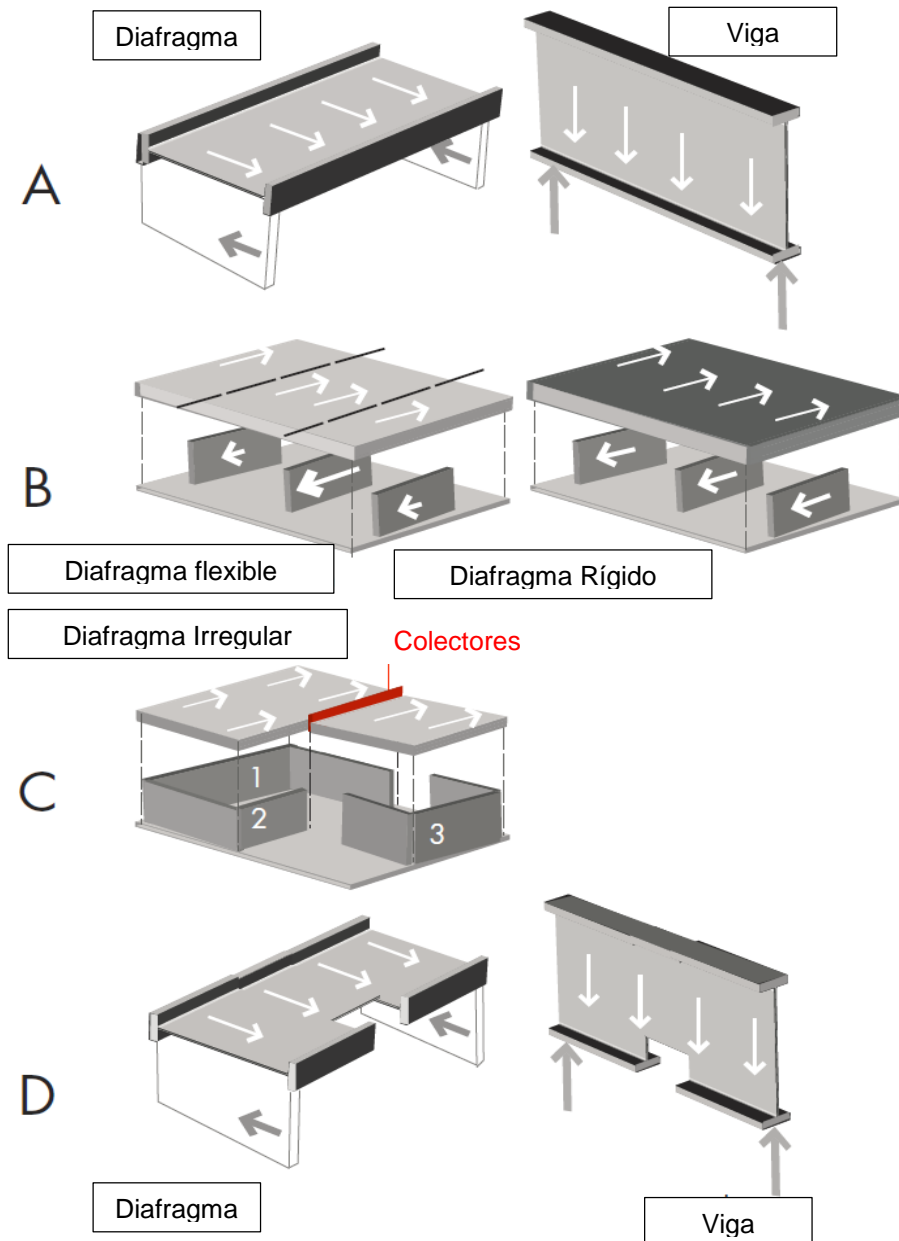


Figura 54: Diferencia diafragma Rígido y Flexible

Fuente: (FEMA454, 2006)

Los colectores, también denominados puntales de arrastre o ataduras, son elementos de armazón de diafragma que "recogen" o "arrastran" las fuerzas de corte del diafragma de las áreas lateralmente no soportadas a los elementos de resistencia vertical (Figura 54-C).

Los pisos y techos deben ser atravesados por escaleras, elevadores y conductos, tragaluces y atrios. El tamaño y la ubicación de estas penetraciones son fundamentales para la efectividad del diafragma. La razón de esto no es difícil de ver cuando el diafragma se visualiza como una viga. Por ejemplo, se puede ver que las aberturas

cortadas en la brida de tensión de una viga debilitarán seriamente su capacidad de carga. En una situación de carga vertical, una penetración a través de una brida de la viga ocurriría en una región de tracción o de compresión. En un sistema de carga lateral, el orificio estaría en una región de tensión y compresión, ya que la carga alterna rápidamente en dirección (Figura 54-D).

3.4.2.2. SISTEMAS DE RESISTENCIA LATERAL

Los diseñadores tienen la opción de tres tipos básicos alternativos de sistemas de resistencia lateral, además el sistema debe seleccionarse al comienzo del proceso de diseño. Estos sistemas básicos tienen una serie de variaciones, principalmente relacionadas con los materiales estructurales utilizados y las formas en que los miembros están conectados (FEMA454, 2006).

- **Muros de corte o muros estructurales**

Los muros de corte están diseñados para recibir fuerzas laterales de los diafragmas y transmitirlos al suelo. Las fuerzas en estas paredes son predominantemente fuerzas de corte en las cuales las fibras de los materiales dentro de la pared intentan deslizarse una sobre la otra. Para ser efectivos, las paredes de corte deben correr desde la parte superior del edificio hasta la base sin desplazamientos y un mínimo de aberturas.

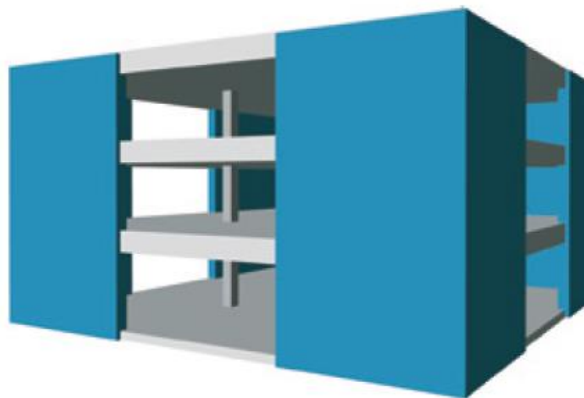


Figura 55: Muros de corte o muros estructurales

Fuente: (FEMA454, 2006)

- **Pórticos arriostrados**

Los pórticos arriostrados actúan de la misma manera que las paredes de corte; sin embargo, generalmente proporcionan menos resistencia, pero una mejor ductilidad dependiendo de su diseño detallado, también proporcionan más libertad de diseño arquitectónico que las paredes de corte. Hay dos tipos generales de pórticos

arriostrados: convencionales concéntricos y excéntricos. En el pórtico concéntrico, las líneas centrales de los miembros de arriostramiento se encuentran con la viga horizontal en un único punto. En el pórtico excéntrico arriostrado, los refuerzos se diseñan deliberadamente para encontrarse con la viga a una cierta distancia uno de otro: la viga corta los extremos de los arriostres se denomina viga de enlace. El propósito de la viga de enlace es proporcionar ductilidad al sistema: bajo fuertes fuerzas sísmicas, la viga de enlace distorsionará y disipará la energía del terremoto de forma controlada, protegiendo así el resto de la estructura.

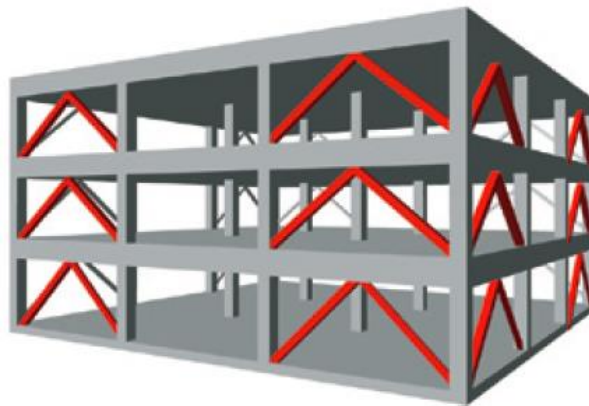


Figura 56: Pórticos arriostrados

Fuente: (FEMA454, 2006)

- **Pórticos resistentes a los momentos**

Un pórtico resistente a los momentos es el término de ingeniería para una estructura de la que las fuerzas laterales se resisten principalmente al deformarse en las vigas y columnas.

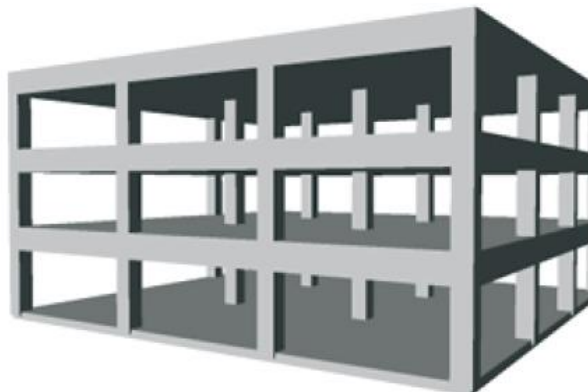


Figura 57: Pórticos resistentes a momento

Fuente: (FEMA454, 2006)

En la mayoría de edificaciones se usan configuraciones que utilicen dos sistemas de resistencia laterales en cada sentido, para lo cual la norma identifica el sistema lateral predominante en función a la carga lateral que soporta, esto se contempla en la norma E.030 de diseño sismorresistente:

- **Pórticos.** Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
- **Muros Estructurales.** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.
- **Dual.** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.

Para analizar el sistema de resistencia lateral de una estructura se analiza en cada dirección, es así que este análisis se hace al final del análisis sísmico.

3.5. ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO

La estructuración es la correcta selección de materiales, dimensiones y ubicaciones de los elementos que conforman la estructura para garantizar que ella se comporte de manera satisfactoria frente a las solicitaciones a la que estará expuesta durante su vida útil (PÓMEZ, 2012).

En el proyecto se definen 7 ejes en la dirección "X" (C, D, E, F, G, H, I) y 4 ejes en la dirección "Y" (1, 2, 3, 4).

El sistema estructural empleado se basa en pórticos en el eje X y se basa principalmente en albañilería en el eje Y, que son conectadas por vigas peraltadas de concreto armado, que a su vez consiguen sostener losas aligeradas en una dirección, teniendo así un sistema sismorresistente. Para lo cual se presenta a continuación la planta típica de la edificación de donde comienza el inicio de la estructuración:

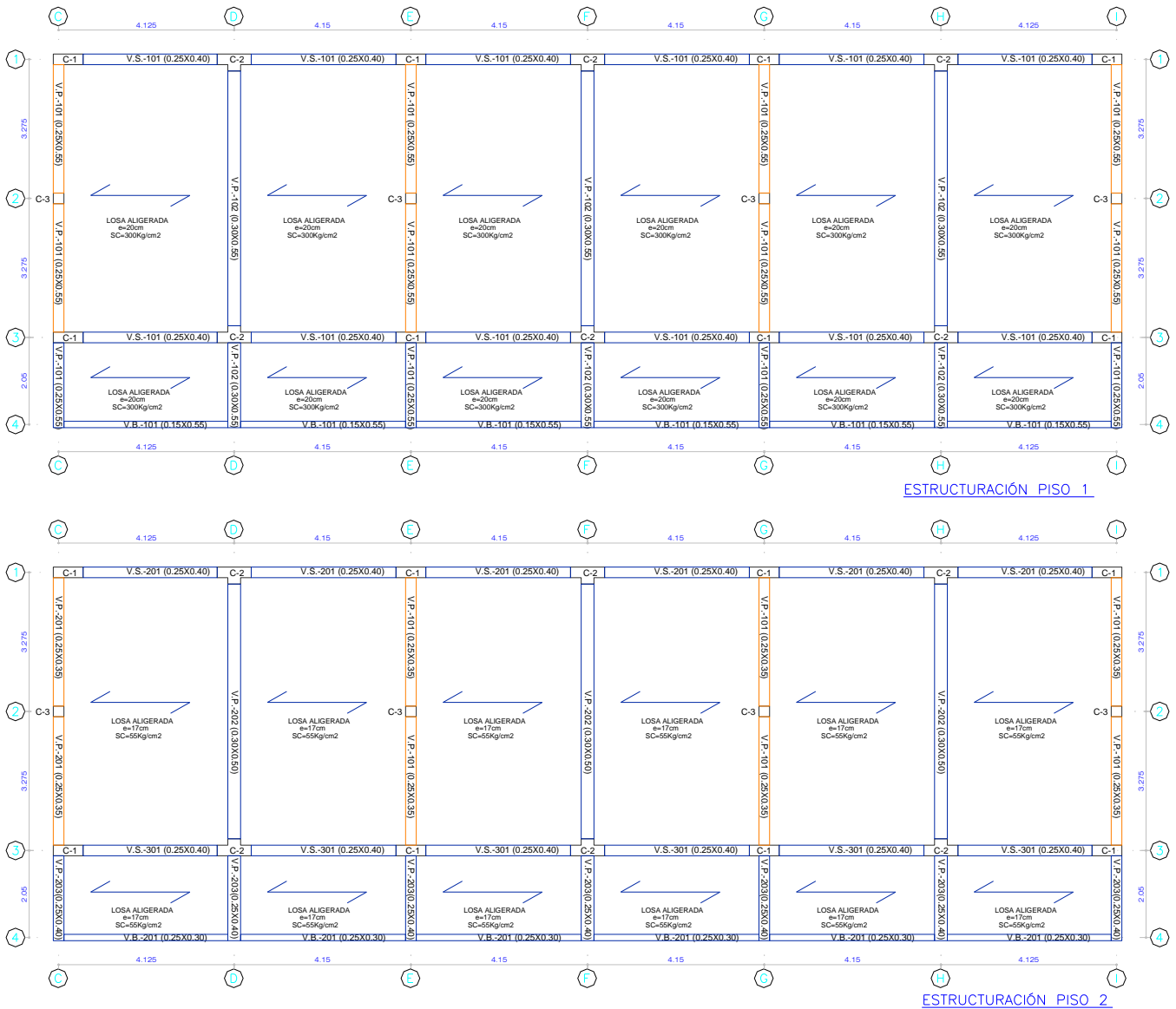


Figura 58: Estructuración planta Institución Educativa

Fuente: Elaboración Propia

3.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.6.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL

En el Perú las losas aligeradas se hacen con viguetas de 10 cm. de ancho, separadas una distancia libre de 30 cm., debido a que los ladrillos se fabrican con este ancho; en otros países es usual considerar ladrillos de 40cm. de ancho, lo que permite un mayor espaciamiento entre viguetas, (Blanco, 2010).

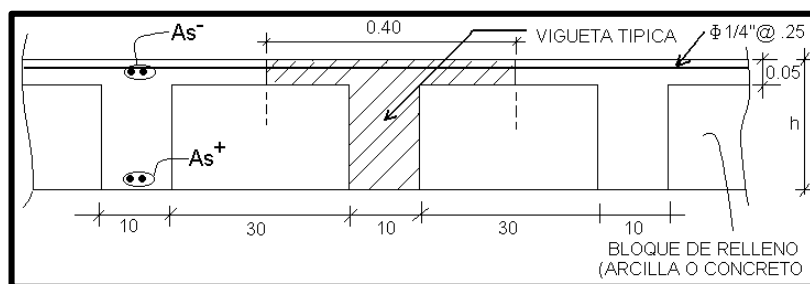


Figura 59: Geometría de los aligerados convencionales utilizados en Perú.

Fuente: (OTTAZZI, 2011)

La siguiente tabla resume los espesores más utilizados en nuestro medio, así como el peso propio aproximado, teniendo en consideración que se pueden usar para sobrecargas de hasta 300 kg/m² y en ausencia de cargas concentradas provenientes, por ejemplo, de tabiques pesados no estructurales, (Blanco, 2010).

Tabla 13: Espesores típicos y luces máximas

h (m)	Peso propio (aproximado)	Luces máximas recomendadas
0.17	280 kg/m ²	$L_n \leq 4$ m
0.20	300	$4 \leq L_n \leq 5.5$
0.25	350	$5 \leq L_n \leq 6.5$
0.30	420	$6 \leq L_n \leq 7.5$

Fuente: (OTTAZZI, 2011)

Para la institución educativa el primer piso consta de luces menores a 4 metros, lo cual, al comparar con la tabla anterior, da un espesor de 0.17 m, pero por motivos de sobrecarga para las aulas se usa un espesor de 0.20 m y para el techo del segundo piso se usa un espesor de 0.17 m.

3.6.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de luz libre; debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa del techo o piso. El ancho de la viga es variable de $h/3$ a $3/4h$, teniendo en cuenta un ancho mínimo de 25cm, para poder evitar el congestionamiento de aceros (Blanco, 2010).

Tabla 14: Vigas pre dimensionadas

EJE	DESCRPCIÓN	BASE (b)	PERALTE (h)
X	VX	25 cm	40 cm
Y	VY-1	30 cm	50 cm

3.6.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE ALBAÑILERIA

3.6.3.1. Espesor de muro

Para el uso del muro de albañilería se elige ladrillos clase V sólidos (30% de huecos) tipo King Kong Industrial, según la Tabla N° 9 de la NTE E.070, en un amarre de cabeza con un espesor efectivo de 0.24 m. Se verifica el espesor mínimo requerido mediante el Artículo 19 de la NTE E.070 en relación a la altura libre “h” entre los elementos de arriostre horizontales:

$$t \geq \frac{h}{20} = \frac{3.10 \text{ m}}{20} = 0.155 \text{ m}$$

Por tanto, el amarre de cabeza será utilizado para los muros de albañilería confinada con un espesor 0.24 m.

3.6.3.2. Verificación del Esfuerzo Axial por Cargas de Gravedad

Se debe de verificar el esfuerzo axial máximo producido por la carga de gravedad máxima de servicio incluyendo el 100% de la sobrecarga.

La resistencia admisible (F_a) a compresión en los muros de albañilería está dada por la expresión:

$$F_a = 0.2f'_m * \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$$

$$F_a = 0.2 * 650 * \left[1 - \left(\frac{3.10}{35 * 0.24} \right)^2 \right] = 112.29 \text{ Tn/m}^2 \leq 0.15f'_m$$

Valor que no debe superar a:

$$0.15f'_m = 0.15 * 650 = 97.5 \text{ Tn/m}^2 \text{ Gobierna } F_a = 112.29 \text{ Tn/m}^2$$

Se hace el análisis del muro más esforzado del eje E-E y contemplando al 100% de sobrecarga, se tiene sobre una longitud unitaria de muro:

Peso de la viga del 2do Nivel = $2.40 \text{ Tn/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 6.30 \text{ m} = 1.89 \text{ Tn}$

Peso de la viga del 2do Nivel = $2.40 \text{ Tn/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 0.55 \text{ m} \times 6.30 \text{ m} = 2.08 \text{ Tn}$

Peso proveniente de la losa del 2do Nivel = $0.28 \text{ Tn/m}^2 \times 3.90 \text{ m} \times 6.30 \text{ m} = 6.88 \text{ Tn}$

Peso proveniente de la losa del 1er Nivel = $0.30 \text{ Tn/m}^2 \times 3.90 \text{ m} \times 6.30 \text{ m} = 7.37 \text{ Tn}$

Peso propio del muro del 2do Nivel = $0.325 \text{ Tn/m}^2 \times 3.10 \text{ m} \times 6.30 \text{ m} = 6.35 \text{ Tn}$

Sobrecarga del 2do Nivel = $0.10 \text{ Tn/m}^2 \times 3.90 \text{ m} \times 6.30 \text{ m} = 2.46 \text{ Tn}$

Sobrecarga del 1er Nivel = $0.30 \text{ Tn/m}^2 \times 3.90 \text{ m} \times 6.30 \text{ m} = 7.37 \text{ Tn}$

Carga axial total = $P_m = 1.89 + 2.08 + 6.88 + 7.37 + 6.35 + 2.46 + 7.37 = 34.40 \text{ Tn}$

Esta carga produce un esfuerzo axial máximo:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L*t} = \frac{34.40}{6.30*0.24} = 22.75 \text{ Tn/m}^2$$

Se observa que el esfuerzo axial en este muro resulta ser menor que los valores límites establecidos: $\sigma_m = 22.75 \text{ Tn/m}^2 \leq 97.5 \text{ Tn/m}^2$.

3.6.3.3. Densidad de Muros

Como parte del pre dimensionamiento y estructuración del edificio, se debe calcular la densidad mínima de muros portantes mediante la siguiente expresión del artículo 19.2 de la NTE E.070:

$$\frac{\text{Área de corte de los muros reforzados}}{\text{Área de planta típica}} = \frac{\sum Lt}{A_p} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

Dónde L es Longitud total del muro incluyendo columnas (m) (mayor a 1.20 m), t es el Espesor efectivo del muro (m), A_p es el Área de la planta típica (m^2) y N es el Número de pisos del edificio.

Además, de la NTE E.030 se tiene Z que es el Factor de zona sísmica. En Perené, Junín (Zona 2) corresponde $Z = 0.25$, U es el Factor de importancia que para este caso de una Institución Educativa (categoría A), $U = 1.50$ y S es el Factor de suelo (intermedio), le corresponde $S = 1.20$. Además, la Institución Educativa es de 2 pisos por lo tanto $N = 2$.

Por lo tanto:

$$\frac{ZUSN}{56} = \frac{0.25 * 1.50 * 1.20 * 2}{56} = 0.0161$$

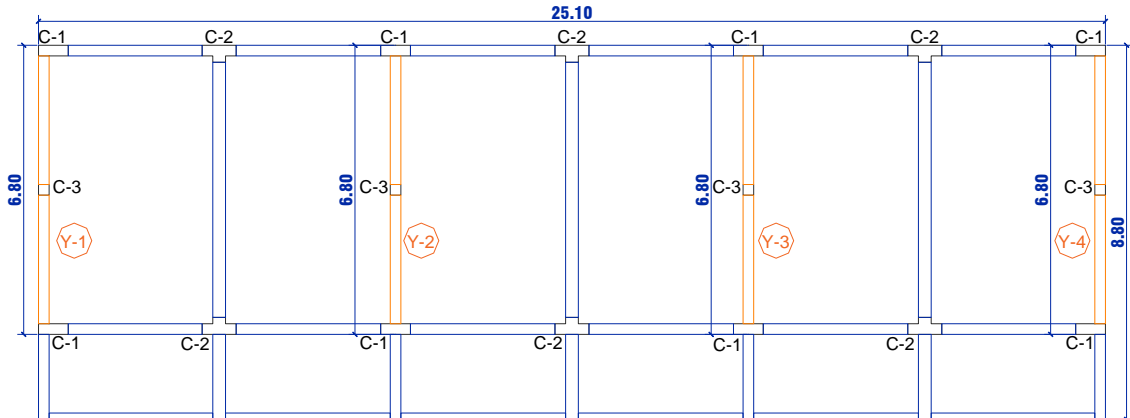


Figura 60: Densidad mínima de muros

Fuente: Elaboración Propia

$$\frac{\sum Lt}{A_p} = \frac{(6.8m + 6.8m + 6.8m + 6.8m)0.24m}{25.10m * 8.80m} = 0.0296 \geq 0.0161$$

Se observa que la densidad de muros es correcta por lo tanto el predimensionamiento es correcto, se verificará esto después del análisis sísmico.

3.6.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Si se tiene una estructura en relación mucho mayor de la carga axial sobre el momento flector podemos buscar una sección de tal modo que la carga axial en servicio produzca un esfuerzo en compresión del orden de $0.45f'c$, pero siendo a la realidad lo contrario; se tiene que usar un sección con más peralte en la dirección de momento más crítico (Blanco, 2010).

Por con siguiente (Blanco, 2010) recomienda hallar el área requerida de las columnas que resisten carga de gravedad con las siguientes expresiones, clasificando por la ubicación en la estructura:

Tabla 15: Expresiones para el predimensionamiento de Columnas que resisten cargas de gravedad

TIPO DE COLUMNA	EXPRESIÓN A USAR
Columnas centrales	$A = P/(0.45*f'c)$
Columnas excéntricas y esquinadas	$A = P/(0.35*f'c)$

Fuente: Elaboración Propia

La carga P se obtiene de calcular el metrado de cargas en servicio que son afectadas en la estructura y se multiplican por el área tributaria de cada columna, a su vez por el N° de pisos.

En la etapa de predimensionamiento se toma una carga promedio la cual se puede considerar la recomendación dada por (Villareal, 2015):

Tabla 16: Peso promedio de la estructura por Categoría de la Edificación

CATEGORÍA EDIFICACIONES (E030-TABLA N°5)	PESO DE LA ESTRUCTURA (P)
A	1500 kg/m ²
B	1250 kg/m ²
C	1000 kg/m ²
D	1000 kg/m ²

Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en la tabla anterior, se usa el peso promedio de la estructura de 1500 kg/m².

En el siguiente gráfico se presenta el área tributaria de cada columna, así como las columnas que se predimensionaron.

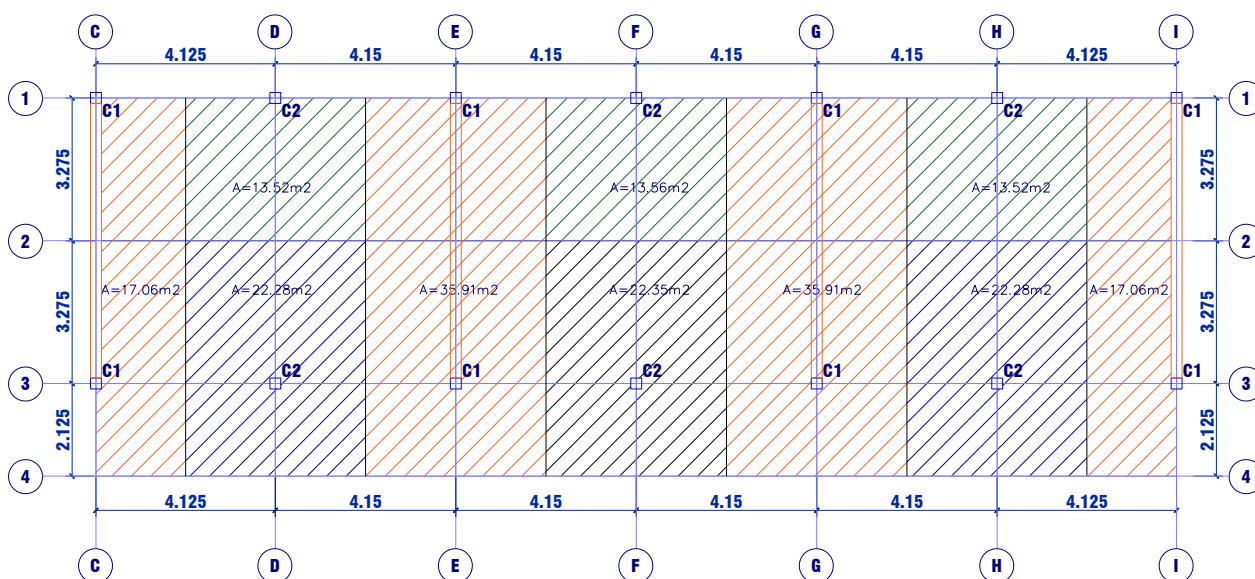


Figura 61: Área tributaria de columnas

Fuente: Elaboración Propia

En la estructura en estudio se usa un concreto con resistencia a la compresión igual a 210 kg/cm² y se predimensiona cada columna, resumiéndola en los siguientes cuadros:

Tabla 17: Datos usados para el Predimensionamiento de Columnas

Pservicio =	1500 kg/m ²
N°pisos =	2
f'c =	210 kg/cm ²

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 18: Predimensionamiento y Verificación de Columnas

TIPO DE COLUMNA	COLUMNA	EJE	A tributaria (m ²)	P (Tn)	Ac (cm ²)	Ac col (cm ²)	VERIFICACIÓN
COLUMNAS CENTRALES	C2	F3	22.35	67.05	710	2450	OK

Fuente: Elaboración Propia

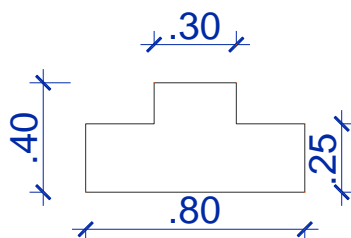


Figura 62: Sección de columna C2

Fuente: Elaboración Propia

3.7. ANÁLISIS SÍSMICO PREVIO

Una vez predimensionados los elementos estructurales, se debe hacer un análisis sísmico, tratando de simplificar este análisis, para lo cual se usa un programa para este análisis (ETABS), esto sirve para poder encontrar una configuración estructural que pueda controlar los efectos sísmicos:

Tabla 19: Elementos estructurales predimensionados

ELEMENTO ESTRUCTURAL	b (m)	h (m)
VIGAS X		
1°-2° VX	0.25	0.40
VIGAS Y		
1°-2° VY-1	0.30	0.50
VY-2	0.25	0.40
COLUMNAS		
C1	0.25	0.25
C2	0.40	0.80
C3	0.25	0.25

Fuente: Elaboración Propia

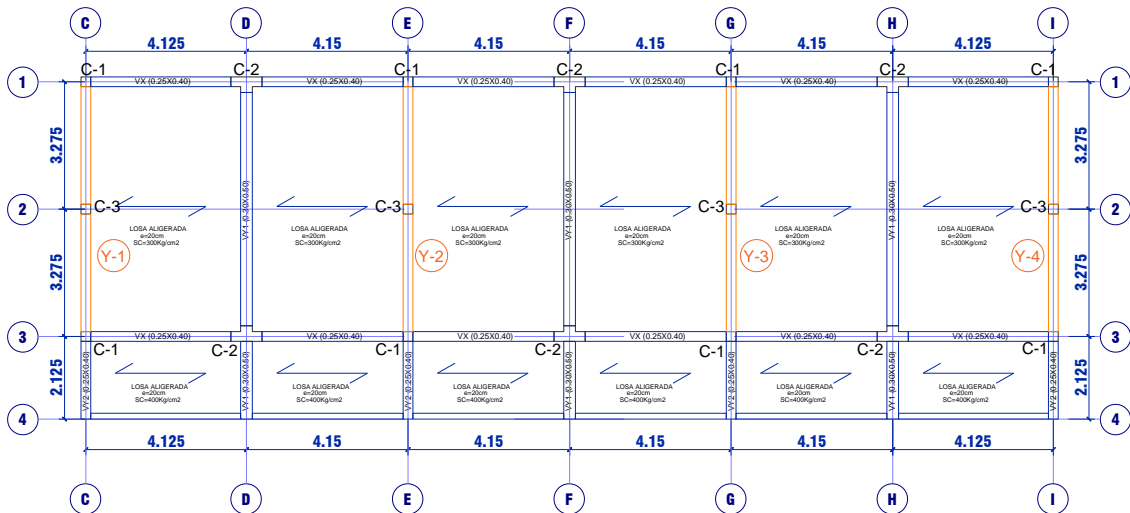


Figura 63: Elementos estructurales predimensionados

Fuente: Elaboración Propia

Los parámetros sísmicos, así como las cargas aplicadas a la losa y vigas son aproximados, ya que estas serán encontradas a precisión en los siguientes acápite. Para el análisis sísmico previo se usa las siguientes consideraciones:

- Los parámetros sísmicos, son los que se explican y usan en el acápite 3.9:

$$Z = 0.25, U = 1.5, S = 1.201 R_x = 8 \text{ y } R_y = 3.$$

- Mediante estos parámetros se pueden encontrar los periodos fundamentales para cada dirección con el uso de un programa computacional, obteniendo:

$$T_x = 0.420 \text{ s}$$

$$T_y = 0.193 \text{ s}$$

- Al encontrar el período fundamental en cada dirección de la estructura se puede obtener la distribución de la fuerza cortante por piso de la estructura y por dirección:

$$V_x = \frac{ZUCS}{R_x} * P = 53.74 \text{ ton}$$

$$V_y = \frac{ZUCS}{R_y} * P = 143.31 \text{ ton}$$

- Después de haber encontrado la cortante, se debe distribuir usando las siguientes expresiones propuesta en la E.030-2016:

$$F_i = \alpha_i V$$

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

Dónde: n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T). El valor de k se calcula de la siguiente manera, para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1$ y Para T mayor que 0.5 segundos: $k = (0.75 + 0.5 T) \leq 2$. De lo encontrado T es menor a 0.5 en los dos sentidos, es así que $k = 1$.

Tabla 20: Distribución de carga lateral del análisis sísmico previo dirección X

PISO	PESO	Alturas h_i	$P_i \cdot (h_i)^k$	Alfa i	Fi
	T_n	m			T_n
PISO 2	144.98	6.15	829.15	0.509	27.35
PISO 1	237.17	3.55	800.36	0.491	26.40
	382.15	Σ	1629.51	1	53.74

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 21: Distribución de carga lateral del análisis sísmico previo dirección Y

PISO	PESO	Alturas h_i	$P_i \cdot (h_i)^k$	Alfa i	Fi
	T_n	m			T_n
PISO 2	144.98	6.15	674.67855	0.493	70.69
PISO 1	237.17	3.55	693.15918	0.507	72.62
		Σ	1367.8377		143.31

Fuente: Elaboración Propia

Al hacer este análisis previo se busca comprobar si los elementos predimensionados podrán resistir la carga sísmica, además esto nos permite rigidizar la estructura para poder encontrar la configuración estructural correcta.

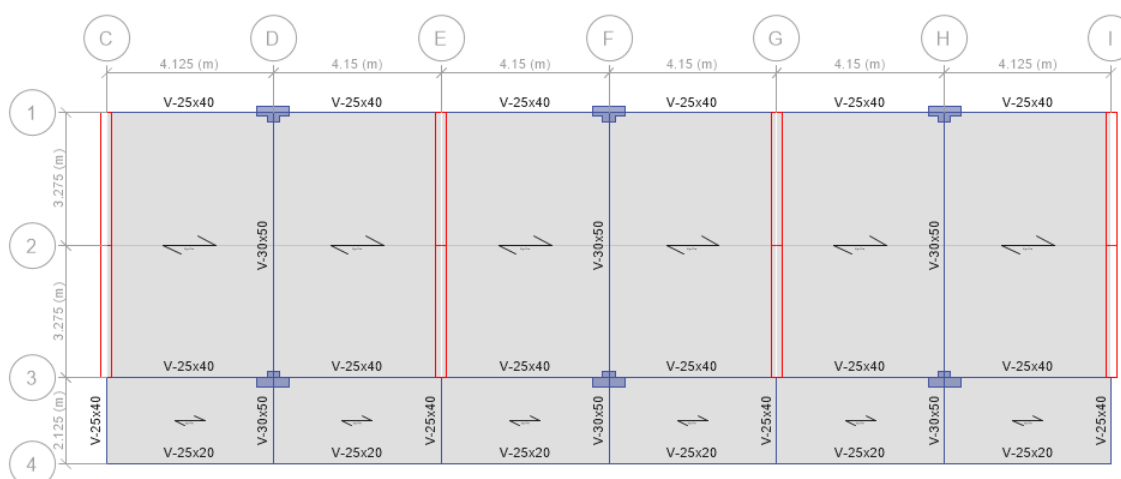


Figura 64: Modelamiento análisis sísmico previo con ETABS

Fuente: Elaboración Propia

Antes de hacer el análisis de derivas cabe señalar que para edificaciones mixtas donde los muros confinados están orientados en una sola dirección, mientras que en la dirección transversal (generalmente la de la fachada), se opta por una solución aporticada, utilizando las columnas de confinamiento como columnas del pórtico. Puesto que los pórticos son muy flexibles, la albañilería no puede seguir su deformada y termina agrietándose, ya sea por carga vertical cuando las luces son grandes y la carga es importante o por carga sísmica. La solución a este problema se logra peraltando a las columnas en la dirección aporticada, de tal forma que las derivas máximas sean menores que 0.005, inferior a la deriva máxima (0.007) especificada para los sistemas aporticados de concreto armado en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 (San Bartolomé, 2005).

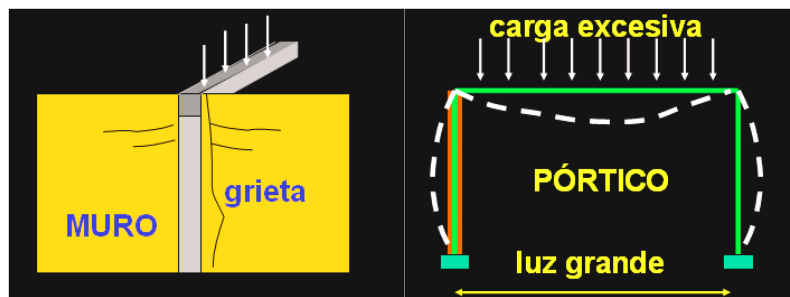


Figura 65: Flexibilidad en pórticos

Fuente: (San Bartolomé, 2005)

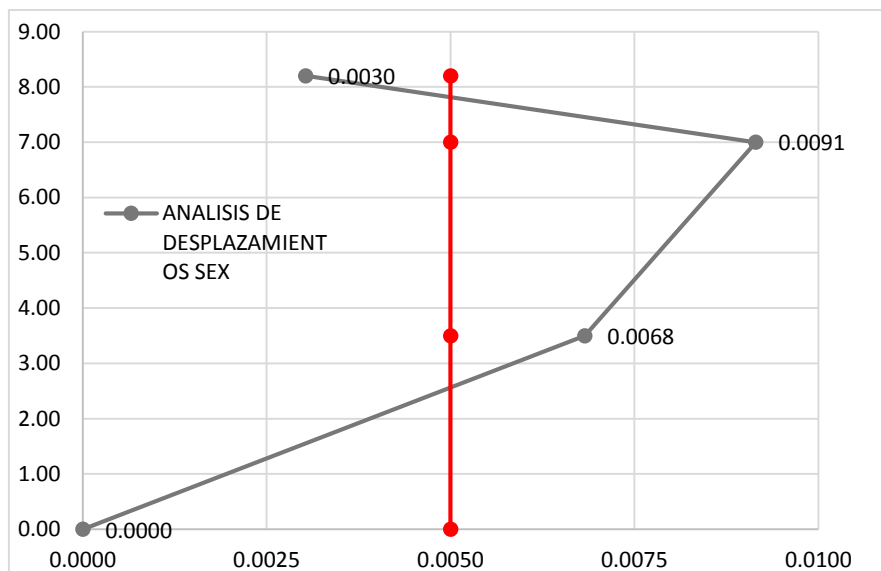


Figura 66: Derivas del análisis sísmico previo dirección en X

Fuente: Elaboración Propia

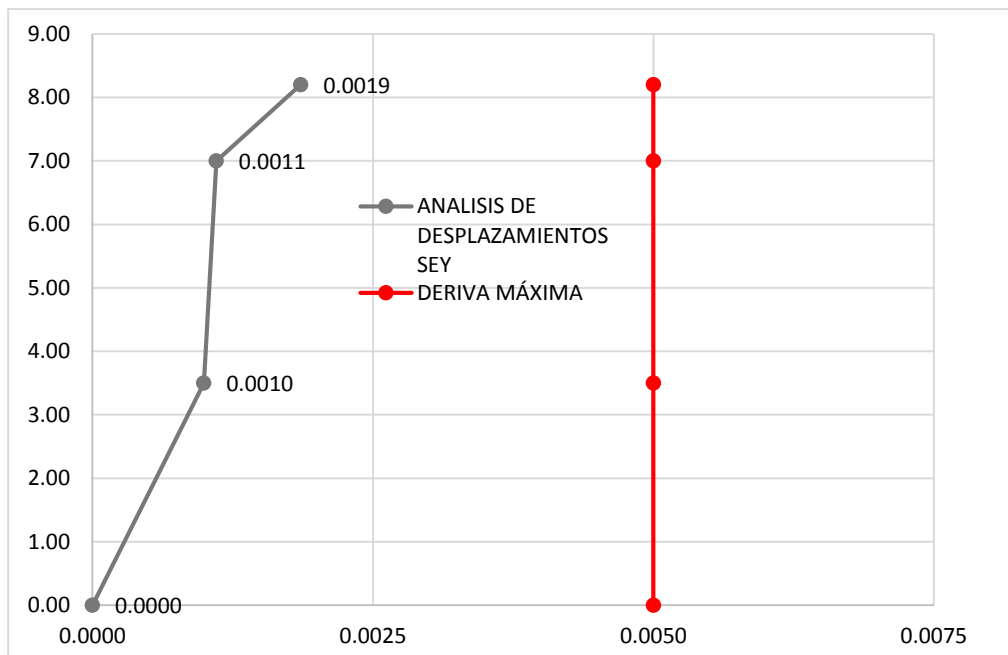


Figura 67: Derivas del análisis sísmico previo dirección en Y

Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en el análisis de derivas, es necesario rigidizar la estructura en la dirección X, las columnas C1 se rigidizan a 0.25x0.70m, además se rigidiza algunas vigas en las dos direcciones:

Tabla 22: Elementos estructurales Definitivos

EJE	DESCRPCIÓN	BASE (b)	PERALTE (h)
X	VS-101	25 cm	40 cm
	VB-101	15 cm	55 cm
	VS-201	25 cm	40 cm
	VS-301	25 cm	40 cm
	VB-201	25 cm	30 cm
	VP-101	25 cm	55 cm
Y	VP-102	30 cm	55 cm
	VP-201	25 cm	35 cm
	VP-202	30 cm	50 cm
	VP-203	25 cm	40 cm

Fuente: Elaboración Propia

Con estas dimensiones tanto para vigas y columnas se obtuvieron valores de deriva, menores a la deriva límite de 0.005, cabe señalar que se debe verificar estas derivas en los siguientes acápites, ya que estos valores se obtuvieron de valores aproximados de la masa y período de la estructura.

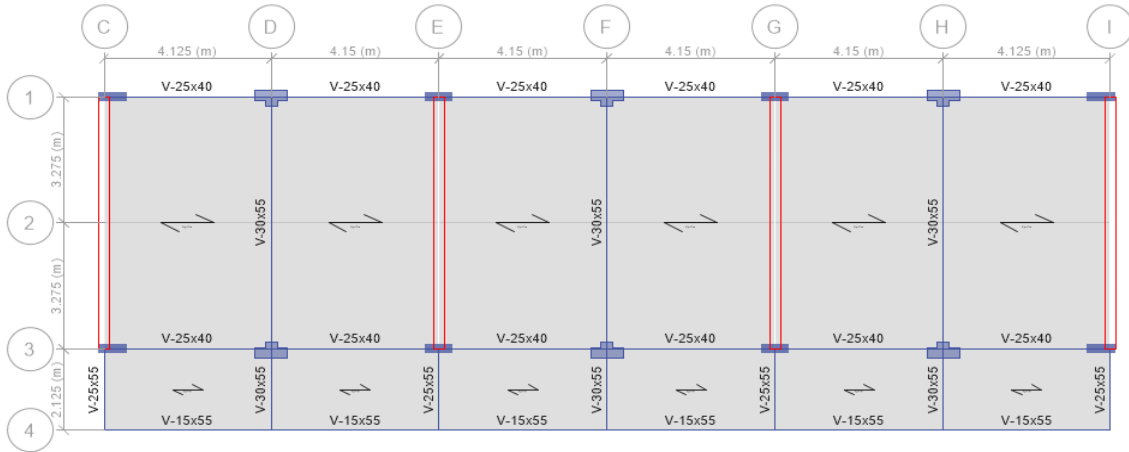


Figura 68: Modelamiento análisis sísmico previo con ETABS Secciones Definitivas

Fuente: Elaboración Propia

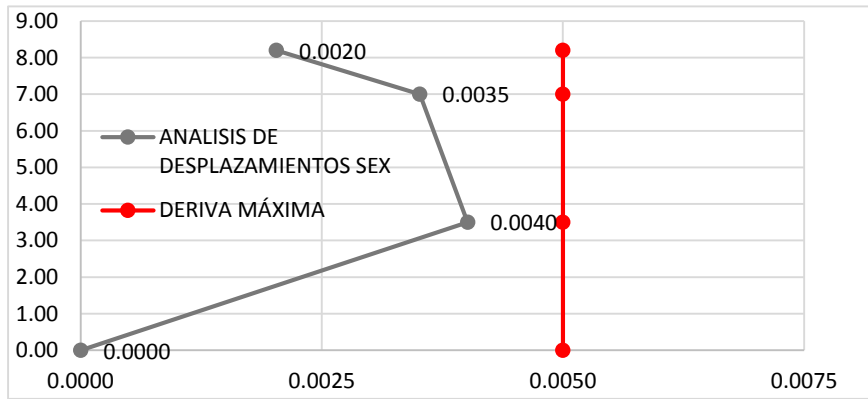


Figura 69: Derivas del sistema rigidizado del análisis sísmico previo dirección en X

Fuente: Elaboración Propia

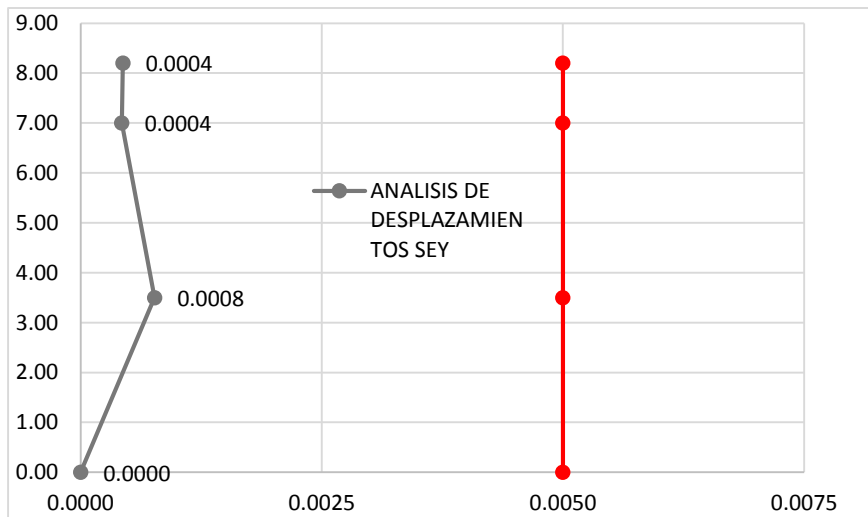


Figura 70: Derivas del sistema rigidizado del análisis sísmico previo dirección en Y

Fuente: Elaboración Propia

3.8. ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico permite conseguir estructuras sismorresistentes, para así poder evitar la pérdida de vidas ante la ocurrencia de un sismo de gran magnitud.

Uno de los objetivos de la presente tesis es encontrar el comportamiento de la estructura primero ante el espectro de respuesta con un 5% de amortiguamiento propuesto por la norma peruana, y así poder encontrar una configuración estructural sismorresistente cumpliendo con esta normativa. Pero además de esto se evalúa esta configuración estructural ante dos espectros de respuesta con diferentes amortiguamientos (3% y 7%).

3.8.1. MODELO ESTRUCTURAL PARA CARGAS DE SISMO

Para realizar el modelo estructural de la institución educativa se utiliza las siguientes características de entrada en el programa ETABS:

- El edificio estará destinado a una institución educativa, por esta razón la sobrecarga usada para las aulas es de 300 kg/m² y para corredores de 400 kg/m².
- Para el caso de sobrecarga en el techo, al ser un techo inclinado se usa una sobrecarga de 55 kg/m².
- La altura del primer nivel es de 3.50 m, la altura del 2do nivel es de 4.70 m.
- De acuerdo a la estructuración se modelaron losas aligeradas de 20 cm para el primer nivel, y para los techos inclinados losas de 17 cm de espesor. Las losas fueron modeladas como elementos tipo MEMBRANA, ya que se utilizan para repartir cargas.
- Para el caso de los muros de albañilería se utiliza elementos tipo Shell.
- Las vigas y columnas fueron modeladas como FRAME.
- El tipo de apoyo que se usó en la base fue empotrado.

3.8.1.1. CENTRO DE MASAS

El centro de masas o centro de gravedad es el punto por donde pasa la resultante de cargas axiales concentradas en cada piso y entrepiso, así como la línea de referencia por donde pasan las fuerzas cortantes horizontales en cada nivel, así pudiendo hallar las coordenadas del centro de masas con la siguiente expresión (Fratelli, 2001):

$$X_{cm} = \frac{\sum(P_i \cdot X_i)}{P_i} ; Y_{cm} = \frac{\sum(P_i \cdot Y_i)}{P_i}$$

Donde P_i es la carga axial y X_i, Y_i son las Coordenadas de cada elemento estructural.

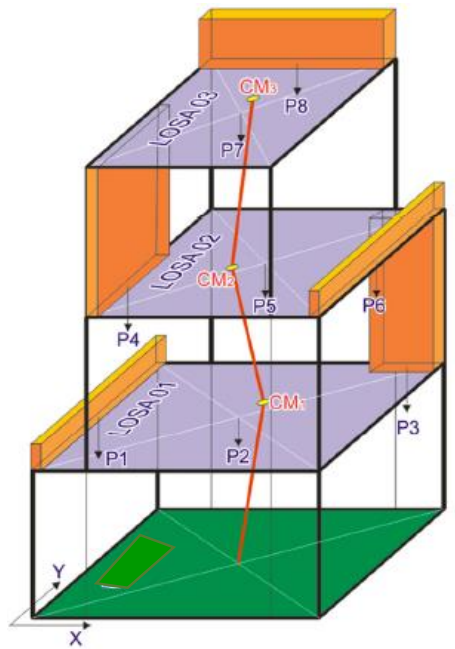


Figura 71: Centro de masa

Fuente: (Condori, 2014)

Tabla 23: Centro de masas del 1° piso

ELEMENTO ESTRUCTURAL	PESO	C.M. RELATIVO		P.X	P.Y
		X	Y		
LOSA ALIGERADA	90886.00	12.550	4.379	1140619.30	397969.900
VIGAS	55758.75	12.550	4.114	699772.31	229411.279
COLUMNAS	24696.00	12.582	5.481	310728.60	135348.900
ALBAÑILERIA	42840.00	12.550	5.400	537642.00	231336.000
Σ	214180.75			2688762.21	994066.08
CENTRO DE MASA				X	Y
				12.554	4.641

Fuente: Elaboración Propia

3.8.1.2. CENTRO DE RIGIDEZ

Se define por centro de rigideces (CR), por el punto donde la fuerza cortante actúa, solo trasladándose horizontalmente sin rotar con respecto al nivel inferior. Usando la siguiente expresión se puede obtener el CR (Fratelli, 2001):

$$X_{CR} = \frac{\Sigma Ki \cdot Xi}{\Sigma Ki} \quad ; \quad Y_{CR} = \frac{\Sigma Ki \cdot Yi}{\Sigma Ki}$$

Dónde Ki es la Rigidez del elemento estructural de soporte, Xi, Yi son las Coordenadas del centroide del elemento y ΣKi es la Rigidez del piso en estudio.

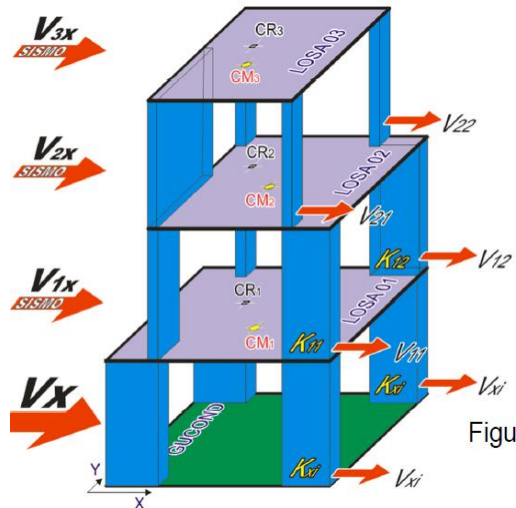


Figura 72: Centro de rigideces

Fuente: (Condori, 2014)

Tabla 24: Diferencia de centro de rigideces de la estructura

PISO	CR MANUAL		CR ETABS		% DIFERENCIA	
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X	Y
1	12.55	5.40	12.55	5.30	0%	1.79%

Fuente: Elaboración Propia

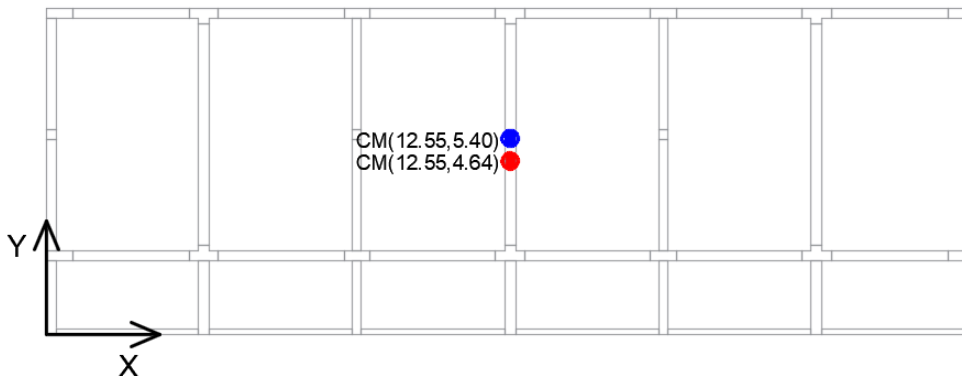


Figura 73: Centro de Masas y Centro de Rigideces de la estructura cálculo manual

Fuente: Elaboración propia

3.8.1.3. EXCENRICIDAD

La excentricidad es la distancia entre el centro de gravedad CG y el centro de rigidez CR, obtenidos en los acápite 3.8.1.1. y 3.8.1.2.

Tabla 25: Excentricidad de la estructura

PISO	EXCENRICIDAD MANUAL		EXCENRICIDAD ETABS	
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
1	0.000	-0.76	0.000	-1.03

Fuente: Elaboración Propia

La Norma E.030 (en su ítem 4.6.5) considera una excentricidad accidental, la cual considera el traslado del centro de masas en el momento que se produce un sismo, ya que puede haber ambientes libres de cargas vivas. La excentricidad accidental en cada nivel se considera como el 5 % de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección del análisis:

Tabla 26: Excentricidad accidental

	X (m)	Y (m)
DISTANCIA	25.10	8.80
EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL	1.255	0.44

Fuente: Elaboración Propia

3.8.1.4. PESO O MASA DE LA ESTRUCTURA

Según el ítem 4.3 de la Norma de Diseño Sismorresistente se estimará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga, que, en este caso por ser una edificación tipo A, será el 50% de la carga viva para entresijos y 25% de la carga viva para el techo (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2010).

El peso o la masa de la estructura son muy importantes en el comportamiento dinámico de esta, ya que las fuerzas cortantes son proporcionales a la masa, y estas son parte esencial en el diseño de la estructura afectando considerablemente a la estructura.

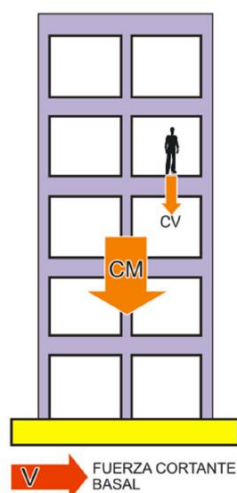


Figura 74: Peso sísmico

Fuente: (Condori, 2014)

Tabla 27: Peso de la estructura

PISO	MANUAL (kg) 100%CM+50%CV	ETABS (kg)
1	236742.75	248561.16
2	143550.56	147655.71

3.8.1.5. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Los elementos estructurales predimensionados en el ítem 3.6 y verificados en el ítem 3.7, se muestran a continuación como resumen y en la figura siguiente se muestra la configuración final:

Tabla 28: Elementos estructurales

EJE	DESCRPCIÓN	BASE (b)	PERALTE (h)
X	VS-101	25 cm	40 cm
	VB-101	15 cm	55 cm
	VS-201	25 cm	40 cm
	VS-301	25 cm	40 cm
	VB-201	25 cm	30 cm
	VP-101	25 cm	55 cm
Y	VP-102	30 cm	55 cm
	VP-201	25 cm	35 cm
	VP-202	30 cm	50 cm
	VP-203	25 cm	40 cm

Fuente: Elaboración Propia

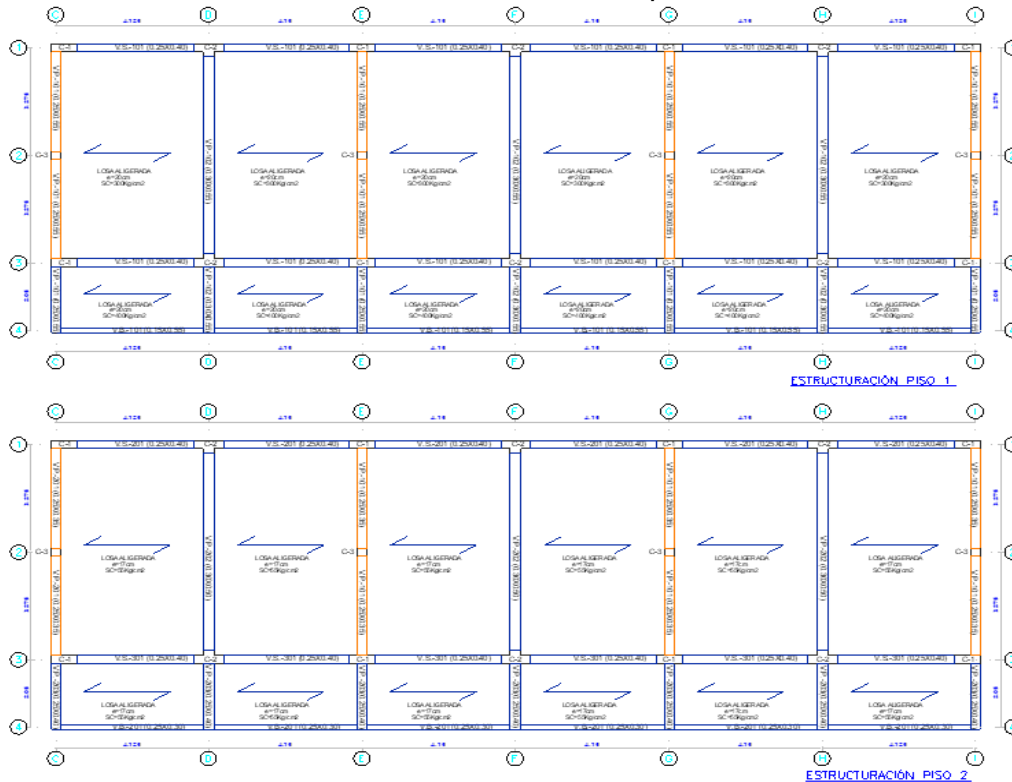


Figura 75: Configuración Estructural

Fuente: Elaboración propia

3.8.1.6. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Para el modelamiento de la estructura se utiliza el programa ETABS y se toma en cuenta las siguientes características para modelar la estructura (Taboada García y Martín de Izcue Uceda, 2009):

- Se utiliza como espesor de los objetos área para la modelación de losas aligeradas un espesor muy pequeño (0.001), para anular su peso propio, el mismo que se asignará directamente de manera manual como una carga por unidad de área (Tn/m^2). Esta característica es necesaria ya que los materiales que la conforman son de diferentes pesos específicos.
- Para simular un comportamiento de diafragma rígido en todos los nudos de un nivel, se relacionan los grados de libertad de todos los nudos.
- Definimos el peso de la estructura, a través de las cargas asignadas y según los casos de carga.
- Asignar para el análisis dinámico, 3 modos dinámicos por cada planta del edificio, sobre el nivel del terreno. De esta manera se asignó $3 \cdot (2) = 6$ modos dinámicos.

A continuación, se muestra el modelo usado para el análisis sísmico:

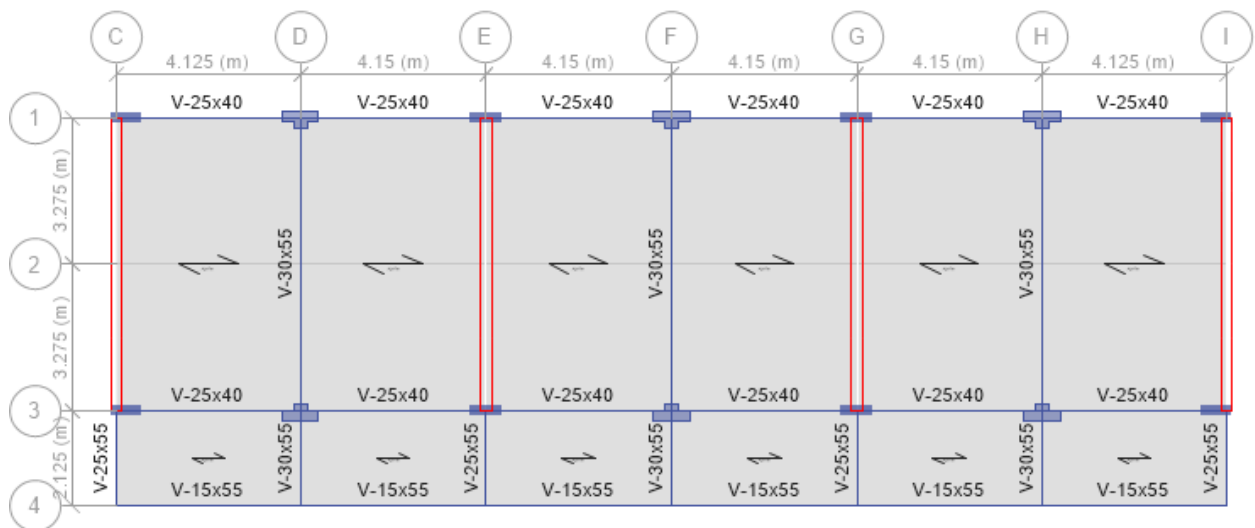


Figura 76: Modelo en planta y tridimensional del Edificio

Fuente: Elaboración propia

3.8.1.7. CÁLCULO DE LA MASA DE LA EDIFICACIÓN, CENTRO DE RIGIDECES Y CENTRO DE MASAS

Al hacer el análisis mediante un programa computacional se tiene una mejor aproximación del peso total, gracias a que el programa considera el aporte hiperestático de la edificación. Es así que podemos considerar también los resultados del centro de masas y centro de rigideces, los cuales se han evaluado en este acápite. A continuación, se presentan en tablas:

Tabla 29: Peso de la Edificación (100%CM+50%CV+25%CVT)

PISO	ÁREA (m ²)	PESO (Tn)	DENSIDAD
			PESO/ÁREA (Tn/m ²)
PISO 2	220.88	147.66	0.67
PISO 1	220.88	248.56	1.13

Fuente: Elaboración Propia

En la etapa de predimensionamiento se considera 1.5 Tn/m² para el cálculo del peso aproximado de la edificación, en esta etapa se puede comprobar que esta aproximación es muy útil para la verificación del predimensionamiento, aunque un poco conservador. Pero esto también se debe a que la sobrecarga en el segundo piso por ser un techo inclinado es de 55 kg/m², además se usa un aligerado de 17 cm de espesor para este piso.

Tabla 30: Centro de masas y Centro de rigideces.

PISO	CENTRO DE MASAS		CENTRO DE RIGIDECES	
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
PISO 1	12.55	4.27	12.55	5.30

Fuente: Elaboración Propia

3.8.2. PELIGRO SÍSMICO

Para cuantificar los efectos de los sismos en las obras civiles es necesario tomar en cuenta la vulnerabilidad de las obras civiles y la sismicidad del lugar. La vulnerabilidad de las obras civiles se estima al conocer las características de las edificaciones y la sismicidad es obtenida mediante un análisis de peligro o amenaza sísmica. El peligro se suele representar por medio de los valores máximos del movimiento del terreno y la intensidad del movimiento (Bolaños y Monroy, 2004).

Según la Norma E030-2016 podemos calcularla mediante la Zonificación, Condiciones Geotécnicas, Parámetros de Sitio (S, TP y TL) y Factor de Amplificación Sísmica (C) que se detallan en los siguientes Ítems.

3.8.2.1. ZONIFICACIÓN (Z)

Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años (Sismo Raro para el SEAOC). El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad y se asigna según la zona donde se encuentra una estructura (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2010). En este caso la estructura en estudio se encuentra en la zona 2. Teniendo como valor de Zonificación (Z) a 0.25.

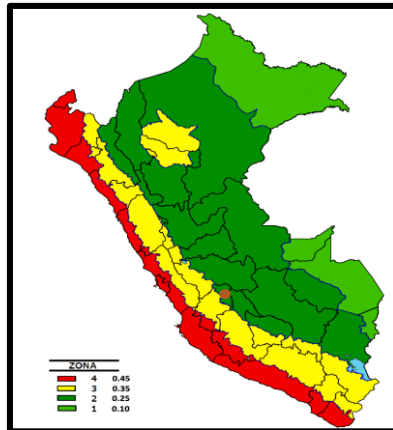


Figura 77: Zonificación Sísmica en Perú

Fuente: (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2010)

3.8.2.2. CONDICIONES GEOTECNICAS

La estructura en estudio se encuentra sobre un perfil de suelo intermedio S2.

3.8.2.3. PARÁMETROS DE SITIO (S, TP y TL)

Para poder tener un valor que se adecue a las condiciones locales de la estructura usaremos la zonificación y las condiciones geotécnicas para poder hallar los parámetros de sitio, según la Norma E030-2016.

Factor de Sitio (S) igual a 1.15, Período Límite de la Meseta (Tp) igual a 0.6 y el Período del inicio del comportamiento inelástico del Suelo (TL) igual a 2.00.

3.8.2.4. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)

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

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

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

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

Los periodos se calculan mediante la aplicación de la expresión del acápite 4.5.4 de la Norma E030-2016:

$$T = 0.85.2\pi. \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2)}{(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i)}}$$

Donde P_i es el peso en el nivel i , f_i es la fuerza lateral aplicada en el nivel i , d_i es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i , g es la aceleración de la gravedad y n es el número de pisos.

El factor multiplicado por 0.85 en la expresión de la Norma es porque en el modelamiento de la estructura no se consideró el modelamiento de elementos No estructurales.

Se encuentra un período para cada dirección: $T_x=0.298$ segundos con el 90.00% de ratio de participación de masa y $T_y=0.147$ segundos con el 56.70% de ratio de participación de masa.

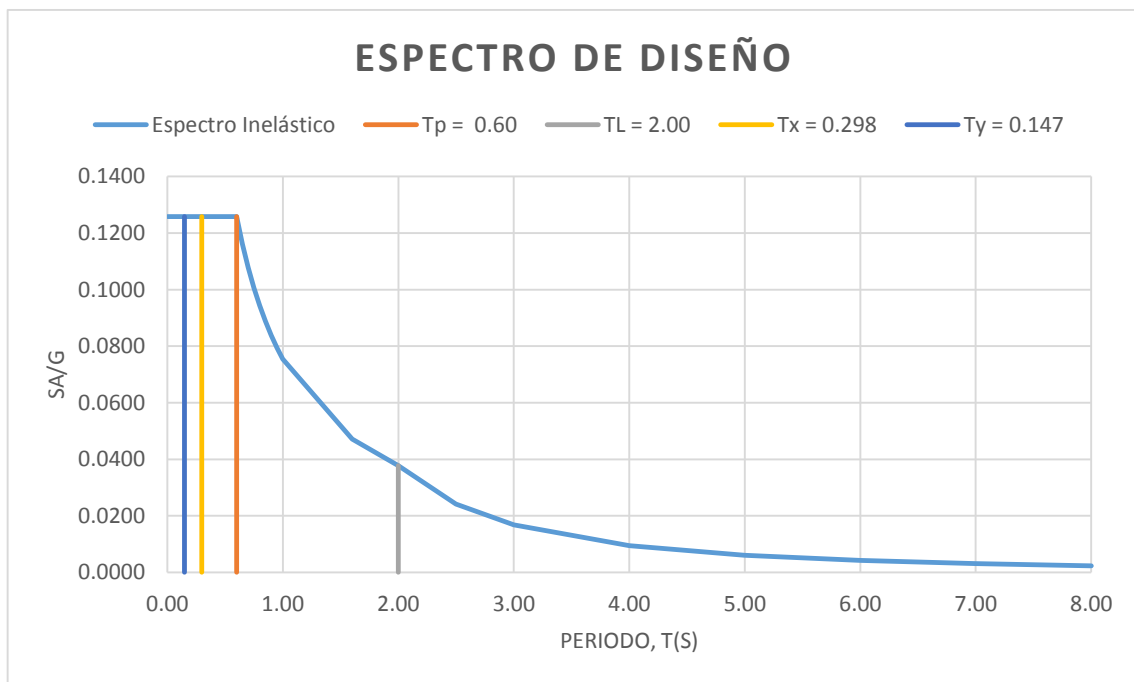


Figura 78: Período Fundamental de la Estructura en Estudio graficado en el Espectro de Diseño según la Norma E030-2016

Fuente: Elaboración propia

Como el Período Fundamental de la estructura en los dos sentidos es menor al Período Límite de la Meseta (T_p) el valor del Factor de Amplificación Sísmica es hallada por la siguiente expresión:

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad C_x = 2.50 \quad C_y = 2.50$$

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2010).

3.8.3. CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DEL EDIFICIO

3.8.3.1. CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL

Tabla 31: Tabla de la Categoría y Sistema Estructural de la Edificación.

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	DIRECCIÓN	Edificación de Categoría Tipo Esencial (A2) por ser un Institución Educativa.
FACTOR DE USO	X Y	U=1.50
SISTEMA ESTRUCTURAL	X Y	Sistema estructural de Pórticos. Sistema estructural de Albañilería.
COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R_o)	X Y	$R_o = 8$ $R_o = 3$

Fuente: Elaboración Propia

3.8.3.2. REGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA

En este acápite se debe demostrar que la estructura no presenta ninguna irregularidad normalizada en la Tablas 08 y 09 de la Norma E030-2016. El análisis se hace tanto para evaluar irregularidades en planta y altura.

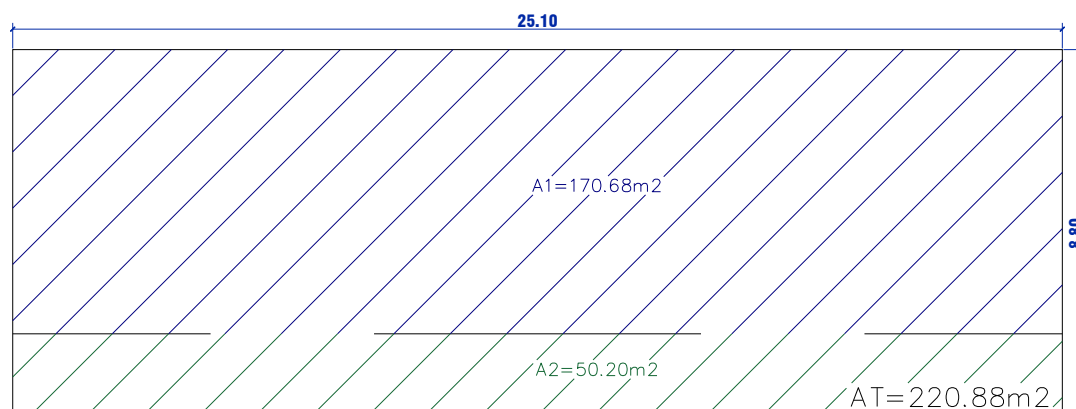


Figura 79: Planta de Edificio

Fuente: Elaboración propia

1. Irregularidades Estructurales en Altura

a) Irregularidad de Rigidez – Piso Blando ($Ia = 0.75$)

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso. Esta irregularidad se comprueba después del análisis sísmico. Y existe esta irregularidad si se cumplen las siguientes desigualdades:

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq 1.4 \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right) \quad \text{ó}$$

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq \frac{1.25}{3} \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}} + \frac{\Delta_{i+3}}{h_{i+3}} \right)$$

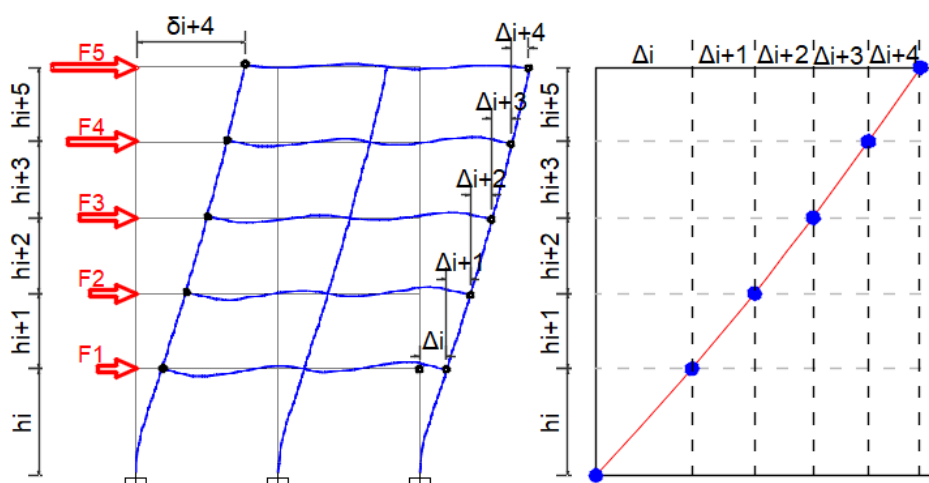


Figura 80: Derivas de un edificio

Fuente: Elaboración propia

Para poder comprobar la existencia de esta irregularidad se debe hacer el análisis sísmico, la comprobación se hace posterior al análisis sísmico.

b) Irregularidad Extrema de Rigidez ($Ia = 0.50$)

Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1.6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los

extremos del entrepiso. Y existe esta irregularidad si se cumplen las siguientes desigualdades:

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq 1.6 \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right) \quad \text{ó}$$

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq \frac{1.4}{3} \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}} + \frac{\Delta_{i+3}}{h_{i+3}} \right)$$

c) Irregularidad de Resistencia – Piso Débil ($I_a = 0.75$)

Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior al 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior. Esta irregularidad se presenta cuando hay cambio de secciones de un piso i a un piso $i+1$ de mayores secciones resistentes. Para el caso en estudio no se presenta esta condición.

d) Irregularidad Extrema de Resistencia ($I_a = 0.50$)

Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior al 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

e) Irregularidad de Masa o Peso ($I_a = 0.90$)

Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

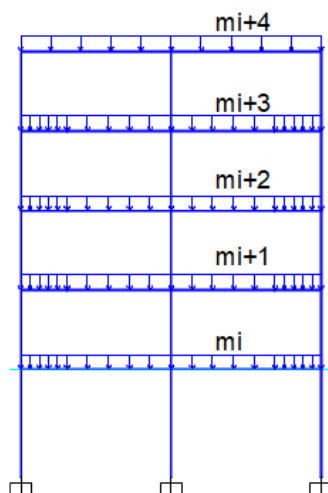


Figura 81: Masas de un edificio

Fuente: Elaboración propia

Y existe esta irregularidad si se cumplen las siguientes desigualdades:

$$\frac{m_i}{m_{i+1}} > 1.5 \quad \text{ó}$$

$$\frac{m_{i+1}}{m_i} > 1.5$$

Esta comprobación de irregularidad no es aplicable ya que la estructura es de dos pisos y este criterio no es aplicable para azoteas.

f) Irregularidad Geométrica Vertical (***Ia* = 0.90**)

La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

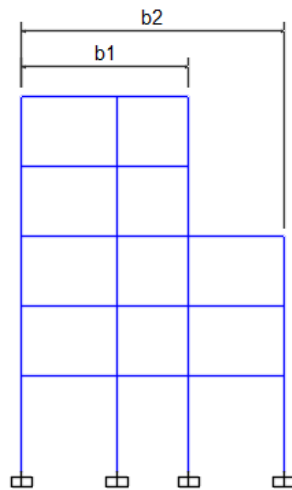


Figura 82: Irregularidad Geométrica Vertical

Fuente: Elaboración propia

Y existe esta irregularidad si se cumple la siguiente desigualdad:

$$\frac{b_2}{b_1} > 1.3$$

El presente proyecto no cuenta con esta irregularidad, ya que no existen cambios geométricos verticales.

g) Discontinuidad en los Sistemas Resistentes (***Ia* = 0.80**)

Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más del 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio

de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

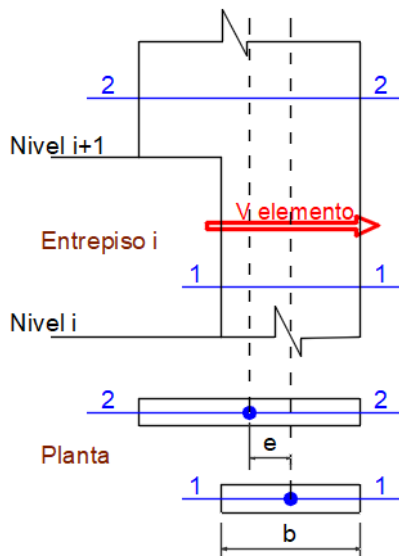


Figura 83: Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

Fuente: Elaboración propia

Y existe esta irregularidad si se cumplen las dos desigualdades:

$$\frac{V_{elemento}}{V_{edificio}} \geq 0.10 \quad y \quad e > 0.25b$$

No existe esta irregularidad ya que no se hace cambio de orientación ni de sección de ningún elemento vertical resistente a cargas laterales.

h) Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes ($I_a = 0.60$)

Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.

Y existe esta irregularidad si se cumplen las dos desigualdades:

$$\frac{V_{elemento}}{V_{edificio}} \geq 0.25 \quad y \quad e > 0.25b$$

2. Irregularidades Estructurales en Planta

a) Irregularidad Torsional ($I_p = 0.75$)

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado

incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condici3n de carga (Δ_{CM}).

Este criterio s3lo se aplica en edificios con diafragmas r3gidos y s3lo si el m3ximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible.

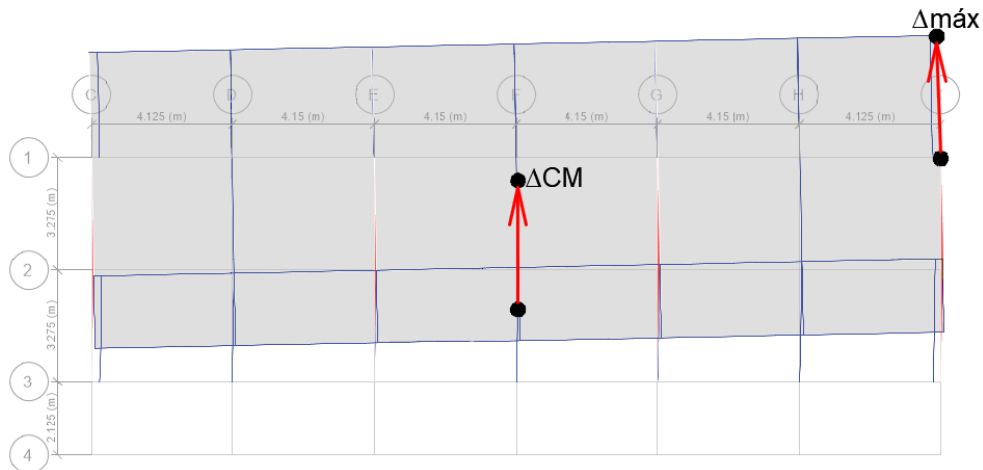


Figura 84: Irregularidad Torsional

Fuente: Elaboraci3n propia

Y existe est3 irregularidad si se cumplen las dos desigualdades:

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 1.2 \frac{\Delta_{CM}}{h_i} \quad y$$

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 0.5 \left(\frac{\Delta}{h} \right)_{permisible}$$

Para poder comprobar la existencia de esta irregularidad se debe hacer el an3lisis s3smico, la comprobaci3n se hace posterior al an3lisis s3smico.

b) Irregularidad Torsional Extrema ($I_p = 0.60$)

Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de an3lisis, el m3ximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condici3n de carga (Δ_{CM}).

Este criterio s3lo se aplica en edificios con diafragmas r3gidos y s3lo si el m3ximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento.

Y existe esta irregularidad si se cumplen las dos desigualdades:

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 1.5 \frac{\Delta_{CM}}{h_i} \quad y$$

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 0.5 \left(\frac{\Delta}{h} \right)_{permissible}$$

Para poder comprobar la existencia de esta irregularidad se debe hacer el análisis sísmico, esto se hace posterior al análisis sísmico.

c) Esquinas Entrantes ($I_p = 0.90$)

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que el 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

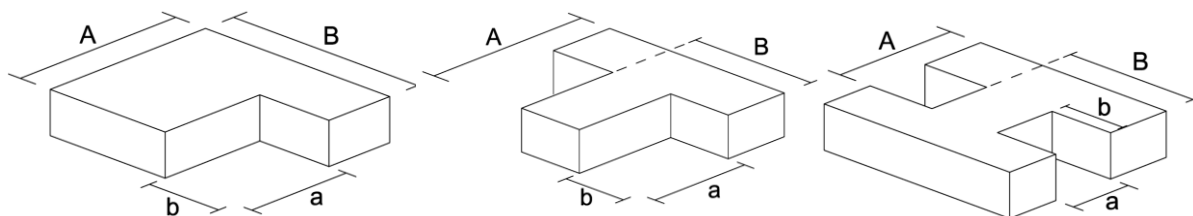


Figura 85: Esquinas entrantes

Fuente: (Padilla, 2010)

Y existe esta irregularidad si se cumplen estas desigualdades:

$$\frac{a}{A} \geq 0.20 \quad y$$

$$\frac{b}{B} \geq 0.20$$

La estructura en estudio no cuenta con esquinas entrantes es por esto que no hay presencia de esta irregularidad.

d) Discontinuidad del Diafragma ($I_p = 0.85$)

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma.

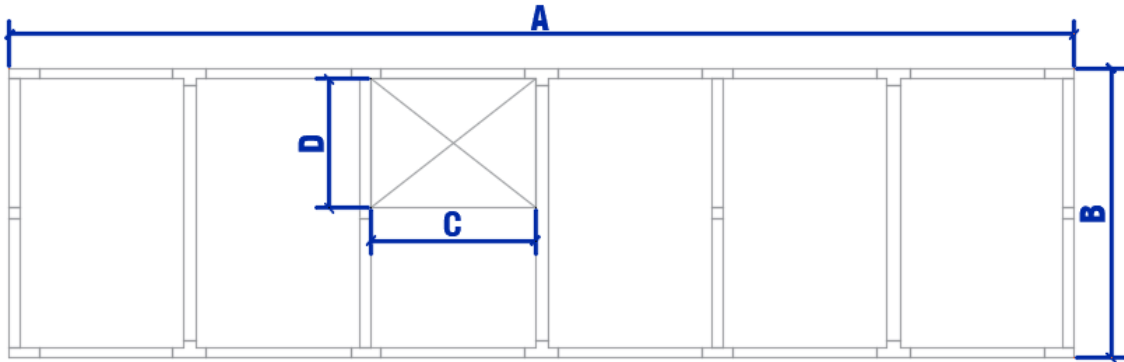


Figura 86: Discontinuidad del diafragma

Fuente: *Elaboración Propia*

Y existe esta irregularidad si se cumplen esta desigualdad:

$$\frac{A_{huecos}}{A_{bruta}} = \frac{AB}{CD} \geq 0.50$$

También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.

$$\frac{A_{SECCIÓN\ 2-2}}{A_{SECCIÓN\ 1-1}} < 0.25$$

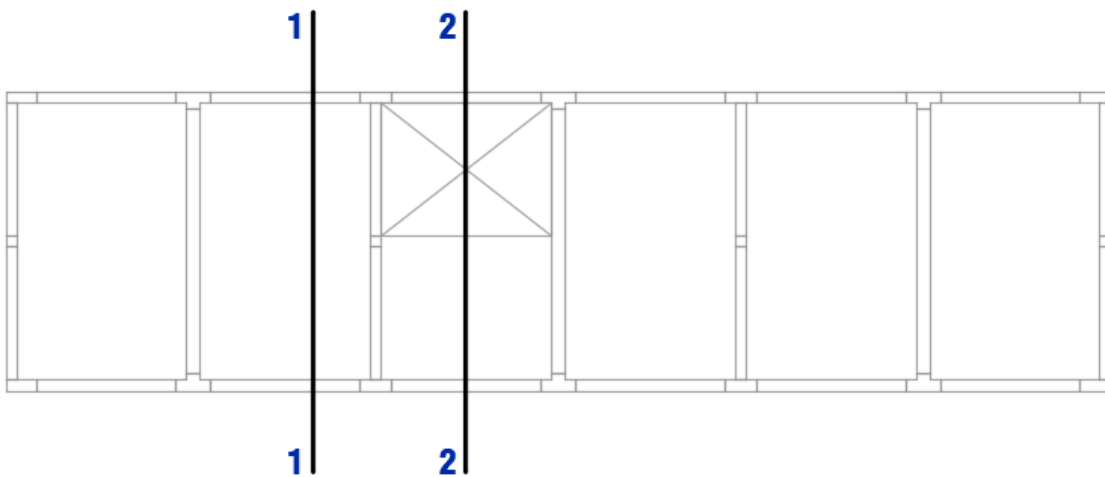


Figura 87: Secciones del diafragma de la estructura

Fuente: *Elaboración propia*

El presente proyecto no cuenta con aberturas o cambios abruptos de diafragmas.

e) Sistemas no Paralelos ($I_p = 0.90$)

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.

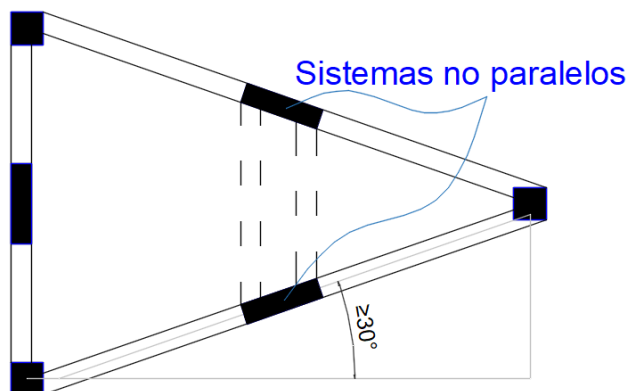


Figura 88: Sistemas no paralelos
Fuente: Adaptado de (Padilla, 2010)

Finalmente no se tiene ninguna Irregularidad tanto en planta como en altura ($I_a = 1$ y $I_p = 1$), el Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas ($R = I_a \cdot I_p \cdot R_o$) es Igual al Coeficiente Básico de Reducción de las fuerzas sísmicas (R_o) que es 8 y 3, para “X” y “Y” respectivamente. Teniendo en consideración que luego de comprobar las derivas del edificio mediante un análisis sísmico, se tiene que comprobar las irregularidades por Rigidez e irregularidad Torsional.

3.8.4. ANALISIS ESTÁTICO

El método de análisis estático se usa para poder escalar el análisis dinámico, el cual se usa en el diseño. La Fuerza Cortante en la Base se halló siguiendo las indicaciones de la Norma E030-2016, con la siguiente expresión (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2010):

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

El valor de C/R no deberá considerarse menor que 0.125.

Tabla 32: Parámetros sísmicos

PÁRAMETROS SÍSMICOS	SENTIDO	VALOR
Z = Factor de zona	X e Y	0.25
S = Factor de Sitio	X e Y	1.20
Tp = Período Límite de la Meseta	X e Y	0.60

TL = Período del inicio del comportamiento inelástico del Suelo	X e Y	2.00
C = Factor de amplificación sísmica	X e Y	2.50
U = Coeficiente de uso. La Categoría de una Edificación Importante	X e Y	1.50
R=Coeficiente de reducción	X	8
	Y	3
P=Peso de la edificación	X e Y	

Fuente: Elaboración Propia

Es así que la cortante basal es:

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

$$V_x = \frac{0.25 \cdot 1.50 \cdot 2.50 \cdot 1.20}{8} \cdot 396.22 \text{ ton} = 55.72 \text{ Tn}$$

$$V_y = \frac{0.25 \cdot 1.50 \cdot 2.50 \cdot 1.20}{3} \cdot 396.22 \text{ ton} = 148.58 \text{ Tn}$$

3.8.4.1. DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA

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

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i \cdot (h_i)^k}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot (h_i)^k}$$

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura T , en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a: a) Para T menor o igual a 0.50 segundos: $k = 1.00$ y b) Para T mayor que 0.50 segundos: $k = (0.75 + 0.50 T) \leq 2.00$.

En el Ítem 3.8.2.4 se calcularon los períodos para cada sentido $T_x = 0.298$ segundos y $T_y = 0.147$ segundos. El período en la dirección “X” es menor a 0.50 por lo tanto $k = 1.000$ y en la dirección “Y” es mayor que 0.50 por lo tanto $k = 1.015$. Finalmente se obtiene la distribución de la fuerza sísmica en altura tanto para “X” como “Y”:

Tabla 33: Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura (eje X-X)

PISO	PESO (Tn)	Alturas hi (m)	Pi*(hi)^k	Alfa i	Fi (Tn)
PISO 2	147.66	8.2	978.97	0.561	31.25
PISO 1	248.56	3.5	766.57	0.439	24.47
Σ	396.22			1.000	55.72

Fuente: Elaboración Propia

El siguiente cuadro muestra la distribución de la fuerza sísmica en altura (eje Y-Y):

Tabla 34: Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura (eje Y-Y)

PISO	PESO (Tn)	Alturas hi (m)	Pi*(hi)^k	Alfa i	Fi (Tn)
PISO 2	147.66	8.20	835.17	0.545	80.97
PISO 1	248.56	3.50	697.39	0.455	67.61
Σ	741.23			1.000	148.58

Fuente: Elaboración Propia

Una vez modelado el edificio y tanto las cargas verticales como laterales, se comprueban las derivas encontrando una deriva máxima en el sentido "X" de 4.00‰ y en el sentido "Y" de 0.80‰. La cual es menor a la deriva límite de 5‰ por ser una estructura de albañilería estructural:

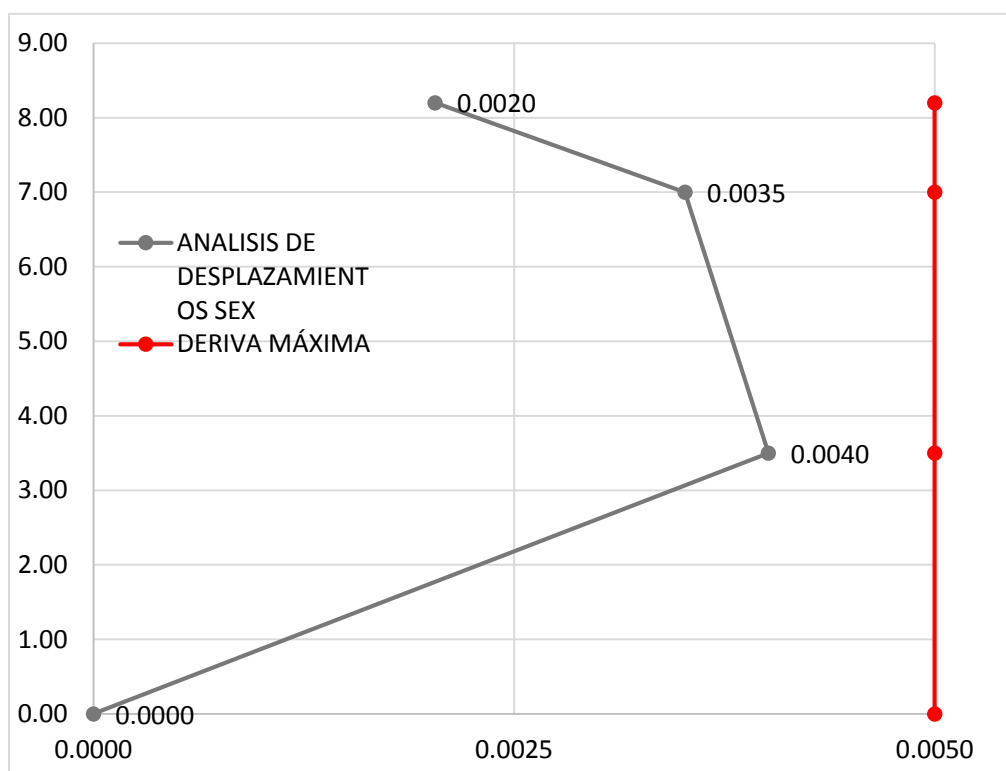


Figura 89: Derivas del sismo estático en dirección en X

Fuente: Elaboración propia

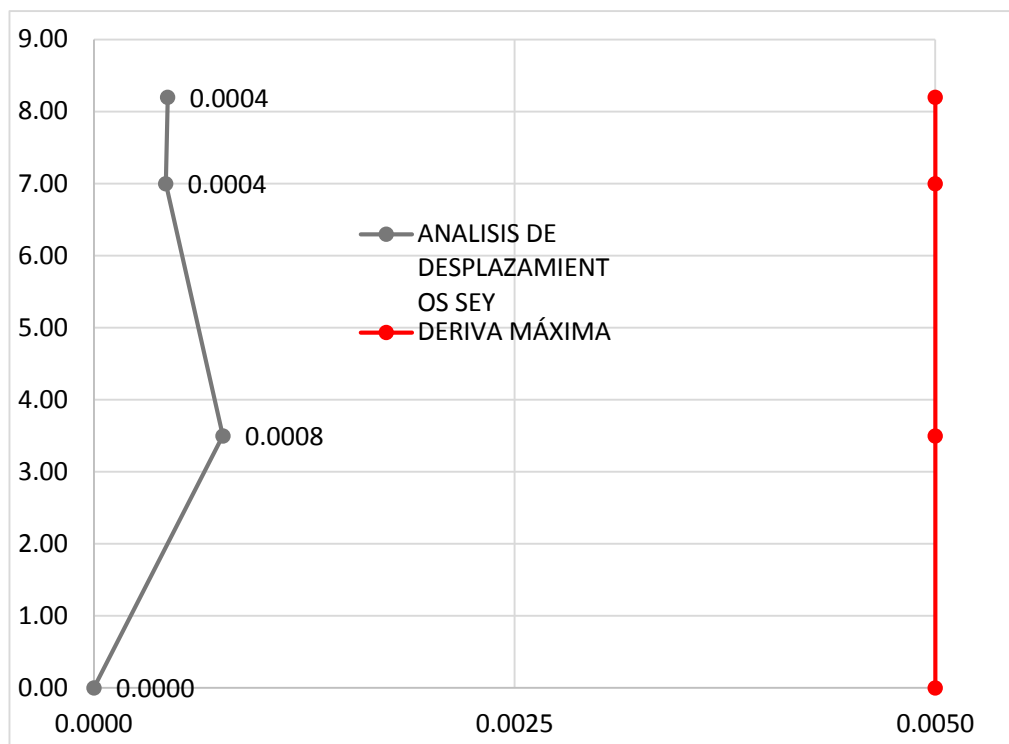


Figura 90: Derivas del sismo estático en dirección en Y

Fuente: Elaboración propia

Como se observa las derivas encontradas en el análisis sísmico estático cumplen con ser menores al desplazamiento máximo permitido, para lo cual la configuración estructural encontrada en el acápite 3.7. cumple satisfactoriamente.

3.8.5. ANÁLISIS MODAL

Los edificios, así como cualquier material, poseen diferentes formas de vibrar frente a cargas dinámicas. Estos modos de vibrar, se producen a diferentes periodos, por lo que, durante un terremoto, pueden afectar la estructura en mayor o menor medida, dependiendo del contenido frecuencial del sismo. Estas formas de vibrar se conocen como modos de vibración. En la forma más básica, las estructuras oscilan de un lado hacia otro, esto corresponde con el modo fundamental o primer modo de vibración. Considerando el edificio como un cuerpo tridimensional, los modos de vibración pueden ser rotacionales o torsionales. Para edificios regulares en altura y elevación, y sin irregularidades en la distribución de masas y rigideces, el principal modo de vibración se corresponderá con el fundamental (De Montserrat, 2013).

Se detalla con mayor precisión los cálculos obtenidos en el ítem 3.8.2.3, en la siguiente tabla:

Tabla 35: Factor de Masa Participativa

PERIODO (SEG.)	UX	UY	RZ
0.298	0.900	0.000	0.000
0.147	0.000	0.567	0.000
0.138	0.000	0.000	0.490
0.121	0.000	0.127	0.000
0.116	0.001	0.000	0.142
0.105	0.012	0.000	0.000
Σ	1.00	1.00	1.00

Fuente: Elaboración Propia

- En sentido “X” como se puede observar la estructura tiene un 100.00% de la masa participativa y en el sentido “Y” un 100.00% de la masa participativa, lo cual es mayor al mínimo del 90% que nos refiere la Norma E030-2016.
- Además, se observa que el primer modo de vibración tiene una traslación en “X”, el segundo modo traslación en “Y”, y el tercer modo es rotacional “Z”.
- El periodo fundamental de la estructura en dirección en “X” es 0.298 segundos y en la dirección “Y” es 0.147 segundos.
- Al observar los dos primeros modos de vibración, son casi perfectos, ya que la participación de la masa en los otros sentidos, no son predominantes en cada modo de vibración es casi nula, evidenciando una distribución simétrica de elementos resistentes a cargas laterales, disminuyendo las rotaciones indeseadas.
- Se puede entonces tener una idea de que la estructura tendrá un comportamiento bueno ante la demanda sísmica. Esto se comprueba en el análisis sísmico dinámico.

3.8.6. ANALISIS DINÁMICO

Según La Norma E030 - 2016 el espectro de aceleraciones se obtiene con la siguiente expresión:

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

Donde Z = 0.25, U = 1.50, S = 1.20, Rx = 8 y Ry = 3 son valores conocidos que se vieron en el análisis estático de la estructura. Y g es la aceleración de la gravedad.

Para ambas direcciones se utiliza un espectro de pseudo aceleraciones que se obtiene y gráfica a continuación:

$$S_{ax} = \frac{ZUCS}{R} * g = \frac{0.25 * 1.50 * C * 1.20}{8} * 9.8067 * \frac{m}{s^2} = 0.552C * \frac{m}{s^2}$$

$$S_{ay} = \frac{ZUCS}{R} * g = \frac{0.25 * 1.50 * C * 1.20}{3} * 9.8067 * \frac{m}{s^2} = 1.471C * \frac{m}{s^2}$$

Donde C está en función al periodo:

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

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

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

Al variar el periodo se puede encontrar el espectro de pseudo aceleraciones:

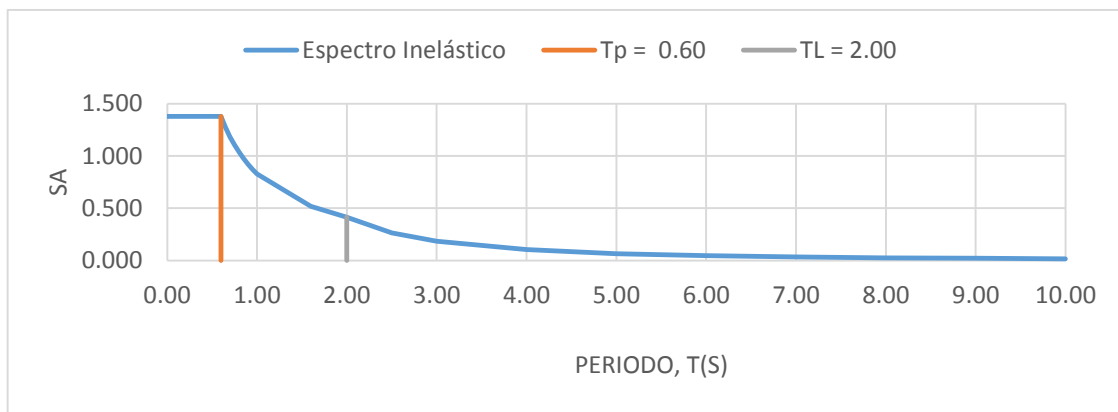


Figura 91: Espectro de Aceleraciones en el sentido X (R=8)

Fuente: Elaboración propia

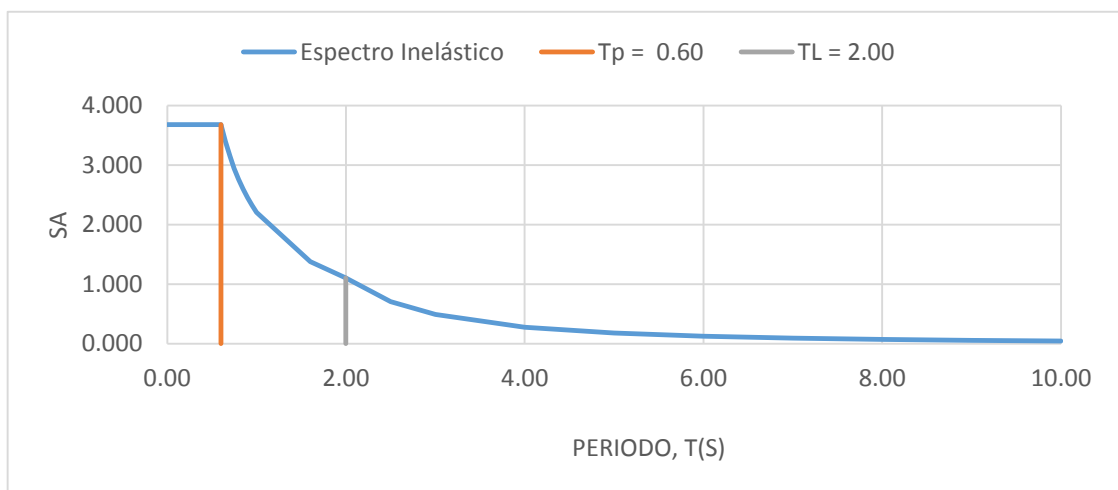


Figura 92: Espectro de Aceleraciones en el sentido Y (R=3)

Fuente: Elaboración propia

El criterio de superposición utilizado para obtener la respuesta es el de Combinación Cuadrática Completa (CQC) para el cual se emplea un 5% de amortiguamiento y una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0.05.

Se analiza la estructura, para lo cual se obtienen los siguientes valores de derivas por dirección:

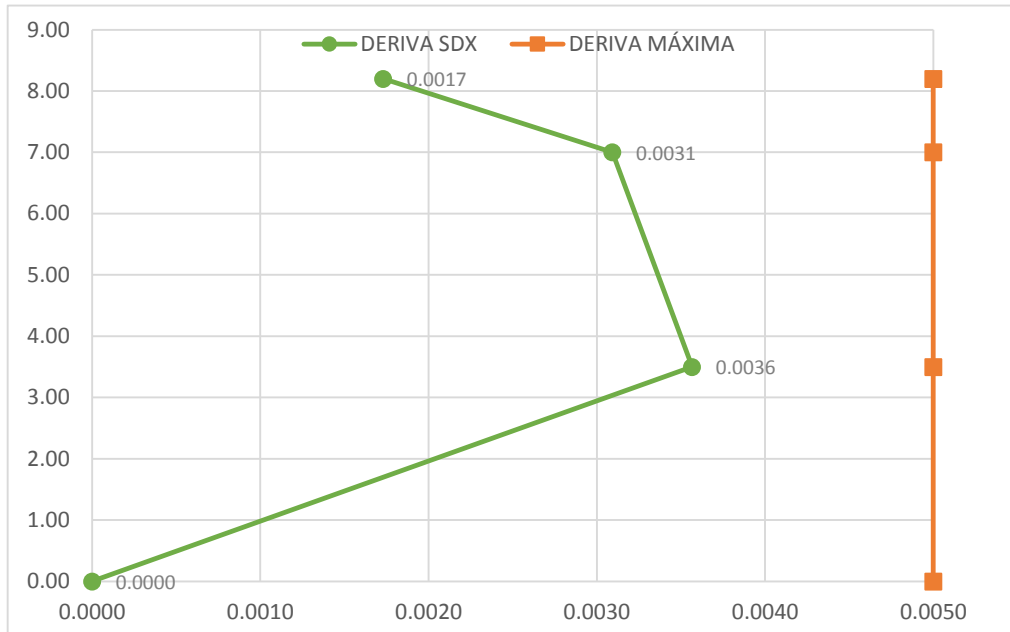


Figura 93: Derivas del sismo dinámico en dirección en X

Fuente: Elaboración propia

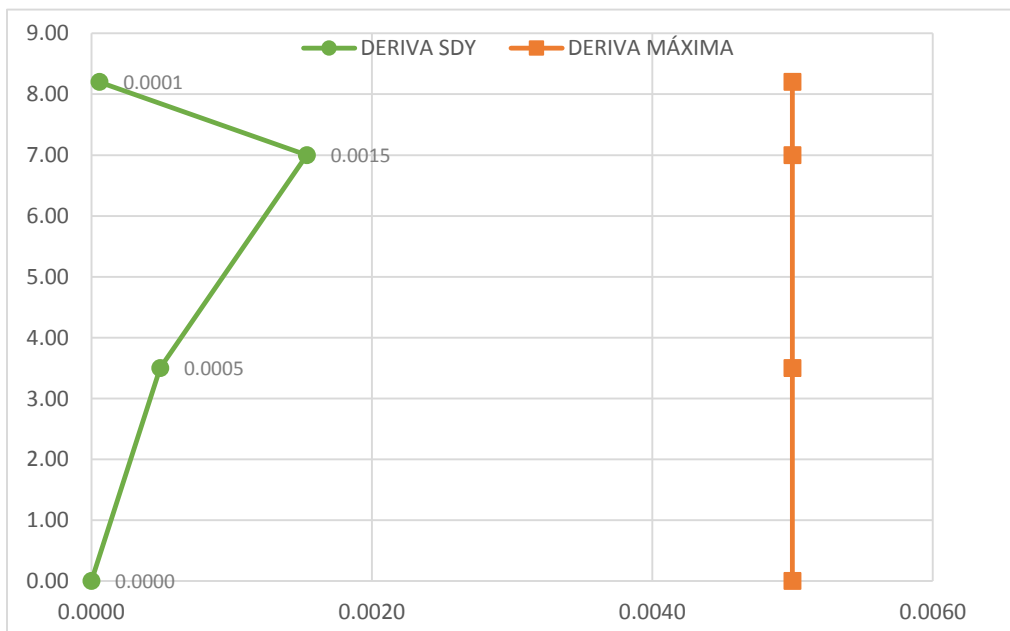


Figura 94: Derivas del sismo dinámico en dirección en Y

Fuente: Elaboración propia

Tabla 36: Análisis de Deriva en Dirección X, menores a 0.005

PISO	H (m)	ETABS	
		DESP. ABSOLUTO (m)	DERIVA
1	3.50	0.002069	0.0036
2	8.20	0.004235	0.0017

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 37: Análisis de Deriva en Dirección Y, menores a 0.005

PISO	H (m)	ETABS	
		DESP. ABSOLUTO (m)	DERIVA
1	3.50	0.000764	0.0005
2	8.20	0.003186	0.0001

Fuente: Elaboración Propia

Se observa en las anteriores tablas que la deriva máxima en el sentido “X” alcanza el 3.6‰ y en el sentido “Y” alcanza el 0.5‰, estos valores son menores a 5‰ que es la deriva límite según la Norma E.030-2016. Por lo cual se valida las secciones utilizadas para el análisis.

3.8.7. VERIFICACIÓN DE REGULARIDAD FINAL

Como lo visto en el acápite 3.8.3.2. existen irregularidades por comprobar tanto en planta como en altura, para lo cual se debe hacer el análisis sísmico antes de comprobar estas. Al comprobar el análisis sísmico, como siguiente paso se debe comprobar la regularidad de la estructura en estudio.

Para esto se comprueba si existe irregularidad en planta:

a) Irregularidad de Rigidez – Piso Blando ($Ia = 0.75$)

Según la E.030-2016 existe esta irregularidad si se cumple las siguientes desigualdades:

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq 1.4 \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right) \quad \text{ó}$$

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq \frac{1.25}{3} \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}} + \frac{\Delta_{i+3}}{h_{i+3}} \right)$$

Para lo cual se analiza:

Tabla 38: Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Dirección en X

PISO	ALTURA (m)	$\Delta_{elástico}$ (mm)	$\Delta_{inelástico}/H = \Delta_{el} * 0.75 * R/H$ ‰
1	3.50	2.095	3.6
2	4.70	1.789	3.1

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 39: Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Dirección en Y

PISO	ALTURA (m)	$\Delta_{elástico}$ (mm)	$\Delta_{inelástico}/H = \Delta_{el} * 0.75 * R/H$ ‰
1	3.50	0.8	0.5
2	4.70	0.4	0.3

Fuente: Elaboración Propia

Al hacer el análisis para el primer nivel, se comprueba que no existe esta irregularidad, Dirección en “X”:

$$\frac{\Delta_i}{h_i} = 0.5 \geq 1.4 \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right) = 1.40 * 0.3 = 4.34$$

$$\frac{\Delta_i}{h_i} = 0.5 \geq \frac{1.25}{1} \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right) = \frac{1.25}{1} (3.1) = 3.875$$

En la dirección en “Y” no existe esta irregularidad ya que la albañilería es continua desde la base de la estructura sin ningún cambio.

Se comprueba que no existe irregularidad por rigidez o piso blando, ahora se debe hacer el análisis de la existencia de la irregularidad en planta:

a) Irregularidad Torsional ($I_p = 0.75$)

Existe esta irregularidad si se cumplen las dos desigualdades:

$$\frac{\Delta_{máx}}{h_i} > 1.2 \frac{\Delta_{CM}}{h_i}$$

$$\frac{\Delta_{máx}}{h_i} > 0.5 \left(\frac{\Delta}{h} \right)_{permisible}$$

Para lo cual se analiza la planta de primer piso y el techo del segundo piso, y se analizan los nodos de mayor desplazamiento y el desplazamiento del centro de masas en cada sentido “X” y “Y”. A continuación, se presenta el cálculo hecho para la dirección en X en el 1er piso de la estructura:

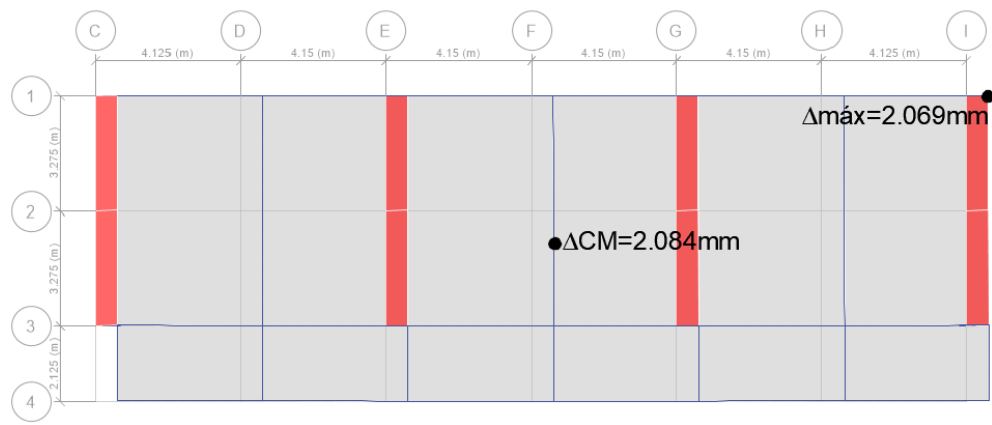


Figura 95: Regularidad Torsional 1er piso dirección en X

Fuente: Elaboración propia

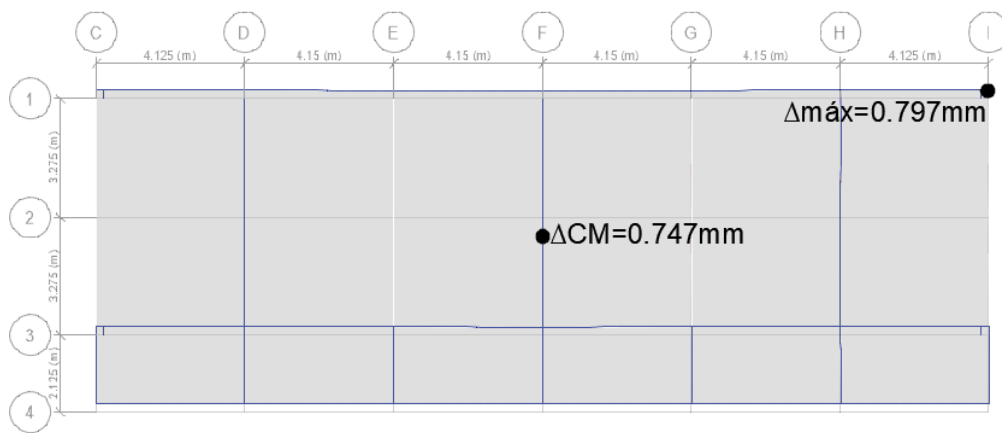


Figura 96: Regularidad Torsional 1er piso dirección en Y

Fuente: Elaboración propia

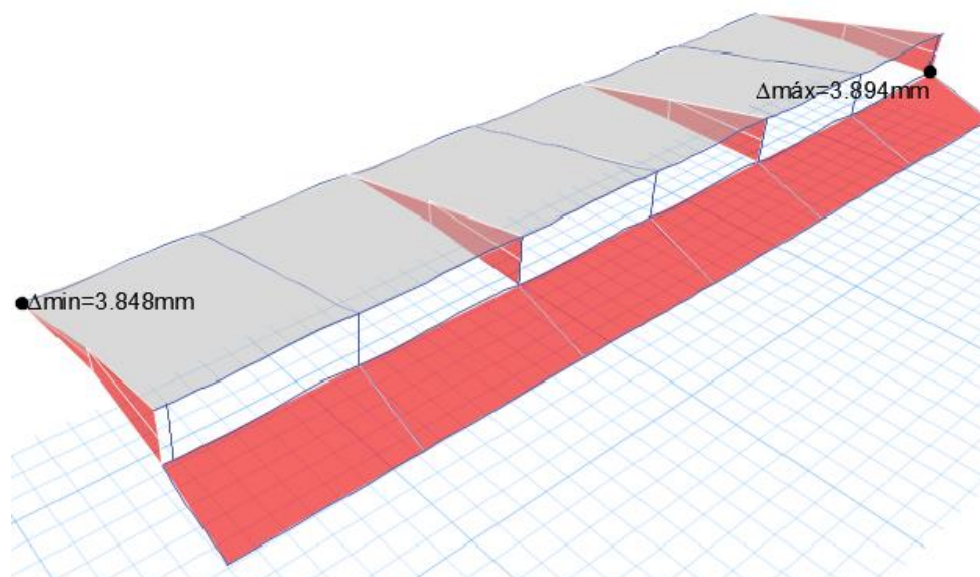


Figura 97: Regularidad Torsional 2do piso dirección en X

Fuente: Elaboración propia

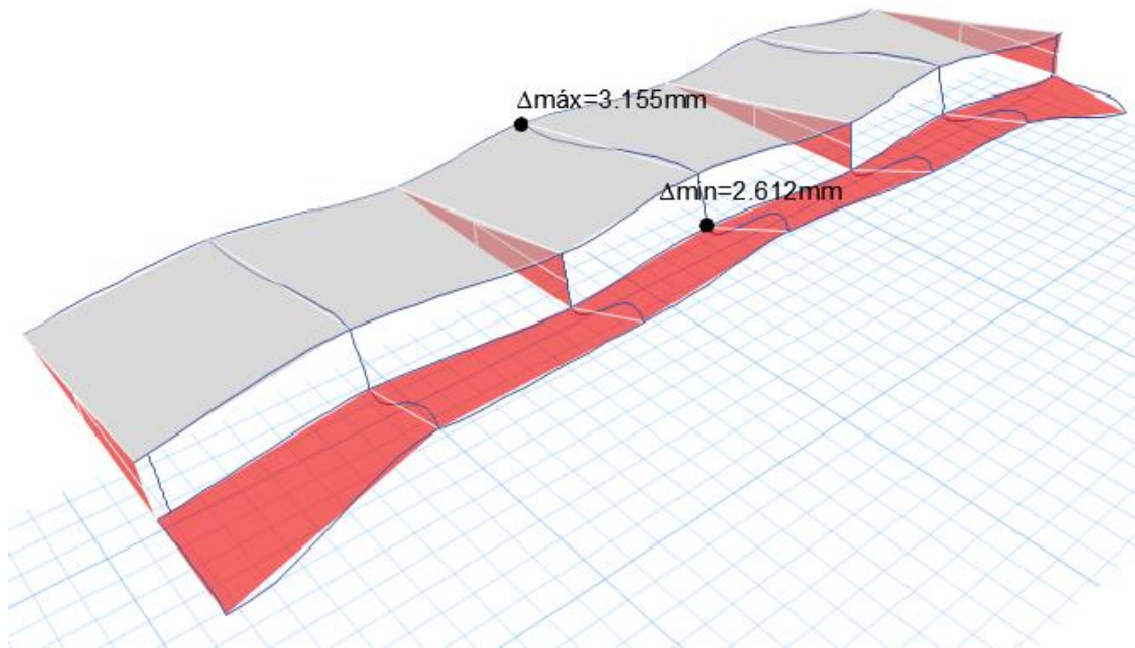


Figura 98: Regularidad Torsional 2do piso dirección en Y

Fuente: Elaboración propia

Para poder analizar esta irregularidad debemos comprobar que la deriva máxima es mayor al 50% de la deriva límite=0.005, para el sentido en “X”:

$$\frac{\Delta_{máx}}{h_i} = \mathbf{0.0036} > 0.5 \left(\frac{\Delta}{h} \right)_{permisible} = 0.5 * 0.005 = \mathbf{0.0025}$$

Para el sentido en “Y”:

$$\frac{\Delta_{máx}}{h_i} = \mathbf{0.0005} > 0.5 \left(\frac{\Delta}{h} \right)_{permisible} = 0.5 * 0.005 = \mathbf{0.0025}$$

Como se observa la deriva máxima en la dirección Y es menor al 50%, es por esto que para la dirección en “Y” no se analiza esta irregularidad.

Una vez hecho esto se debe comprobar que la relación de deriva máxima y deriva del centro de masas no deba exceder 1.20, en la dirección en “X”:

$$\frac{\Delta_{máx}}{h_i} = \mathbf{0.0035} > 1.2 \frac{\Delta_{CM}}{h_i} = 1.20 * 0.0036 = \mathbf{0.0043}$$

Al analizar estas dos irregularidades se comprueba que no existen irregularidades en la estructura en estudio, y la estructura es completamente regular.

3.9. ANALISIS CON ESPECTROS DE RESPUESTA DE DIFERENTE AMORTIGUAMIENTO

En este apéndice se analiza la estructura con amortiguamientos del 3% y 7% respecto del 5% establecido NTP, verificando que cumpla la estructura las solicitudes más críticas ante una acción sísmica.

3.9.1. ESPECTROS DE RESPUESTA DE DIFERENTE AMORTIGUAMIENTO

A continuación, se procesa los seis registros sísmicos utilizados para la construcción de los espectros elásticos de respuesta de Diseño Sismo Resistente de la NTP, mediante el software Seismo Signal V4.0.0 de la compañía Seismo Soft.

Tabla 40: Acelerogramas de la Costa Peruana

SISMO	LOCALIZACIÓN	ACELEROGRAMA	ESPECTRO
17 DE OCTUBRE DE 1966	LIMA Y CALLAO	7035	66-N08E
		7036	66-N82W
31 DE MAYO DE 1970	ANCASH	7038	70-N08E
		7039	70-N82W
03 DE OCTUBRE DE 1974	LIMA Y CALLAO	7050	74-N08E
		7051	74-N82W

Fuente: (SEAOC, 1995)

Se importan los registros sísmicos de los acelerogramas al programa en formato de texto para el procesamiento, asignando el amortiguamiento y las unidades. (Centímetro y segundos al cuadrado).

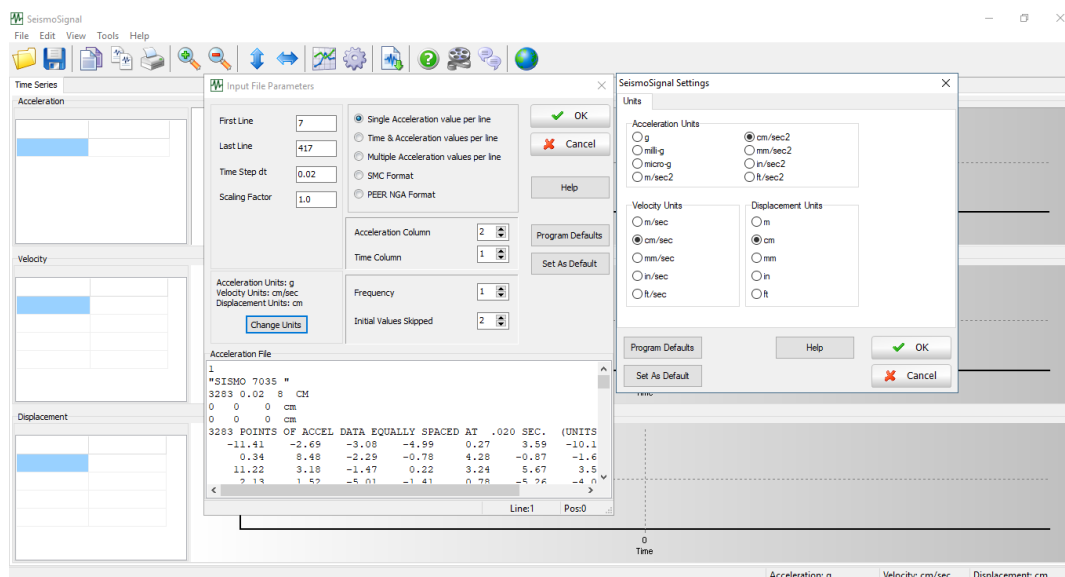


Figura 99: Definición de los parámetros de amortiguamiento y las unidades en el software Seismo Signal V4.0.0

Fuente: Elaboración propia

El programa genera el espectro de respuestas aceleración, velocidad y desplazamiento vs periodo para los diferentes amortiguamientos.

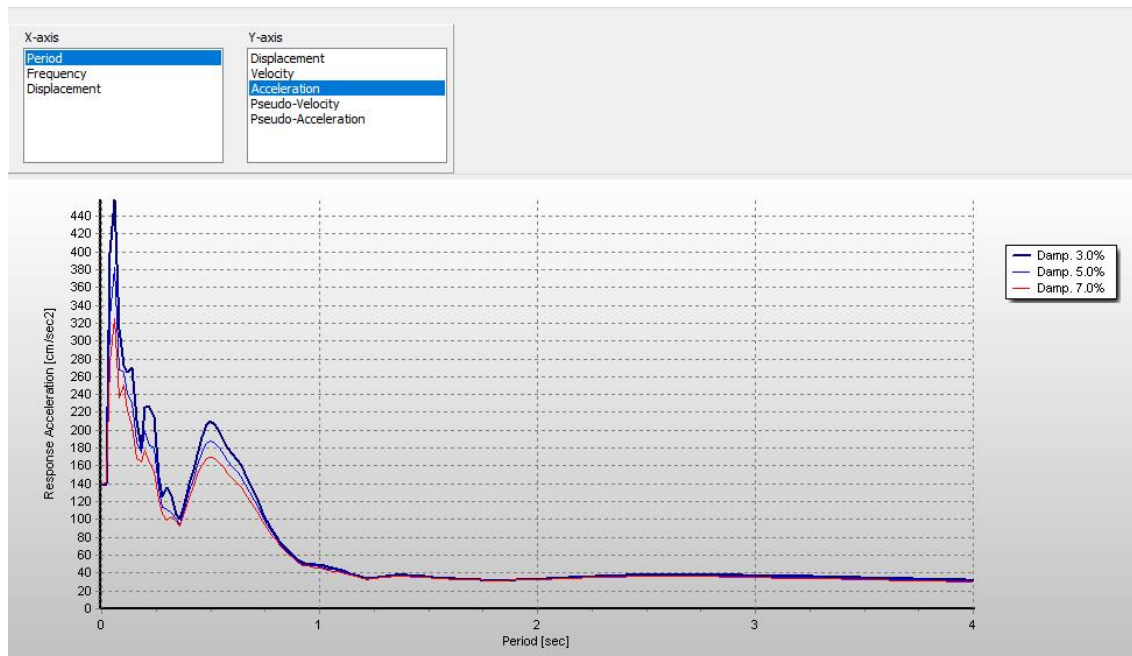


Figura 100: Generación de Espectros de Respuestas en el software Seismo Signal V4.0.0

Fuente: Elaboración propia

Una vez obtenidos los espectros de respuestas, los datos se exportan en una hoja de cálculo Excel. Los rangos de periodo se toman de 0.00 s hasta 4 s en intervalos de 0.02 s para los amortiguamientos del 3%, 5% y 7%.

Tabla 41: Registros Sísmicos para un amortiguamiento del 3%.

3% BASE	7035	7036	7038	7039	7050	7051
PERIODO	g	g	g	g	g	g
0.00	0.184151	0.274650	0.106887	0.099677	0.182478	0.196285
0.02	0.186004	0.280081	0.108626	0.101236	0.185583	0.198028
0.04	0.215700	0.294697	0.112666	0.109275	0.193392	0.207556
0.06	0.411492	0.487823	0.207436	0.188505	0.229980	0.277453
0.08	0.859683	0.858147	0.305464	0.258373	0.425188	0.532409
0.10	0.754028	1.282712	0.418439	0.334345	0.452667	0.549951
0.12	0.716334	1.180283	0.349742	0.269667	0.527502	0.709302
0.14	0.586429	0.927330	0.292089	0.444886	0.470998	0.495626
0.16	0.603238	0.758614	0.384320	0.244947	0.442780	0.481749
0.18	0.487933	0.507930	0.306360	0.282778	0.399080	0.597289

0.20	0.463069	0.598345	0.250668	0.327461	0.508415	0.511286
0.22	0.714438	0.669686	0.229287	0.467437	0.455661	0.555550
0.24	0.655137	0.917424	0.296950	0.393373	0.483267	0.642244
0.26	0.449433	0.520390	0.350179	0.260594	0.329263	0.564645
0.28	0.488901	0.550465	0.277768	0.268297	0.435373	0.539845
0.30	0.747596	0.613379	0.301219	0.286124	0.542856	0.562150

Fuente: Elaboración propia

Obtenido la data se escala el registro para un nivel de 0.45g; se divide cada registro entre la aceleración máxima (aceleración máxima para el periodo T=0) y se multiplica por 0.45, obteniendo los siguientes valores (esto se hace para cada tipo de amortiguamiento).

Tabla 42: Escalamiento Registros Sísmicos para un amortiguamiento del 3%.

3% -0.45g	7035	7036	7038	7039	7050	7051
PERIODO	g	g	g	g	g	g
0.00	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
0.02	0.454530	0.458898	0.457322	0.457037	0.457656	0.453996
0.04	0.527096	0.482846	0.474330	0.493329	0.476913	0.475839
0.06	1.005544	0.799272	0.873320	0.851017	0.567141	0.636083
0.08	2.100767	1.406028	1.286024	1.166443	1.048535	1.220592
0.10	1.842583	2.101656	1.761656	1.509422	1.116299	1.260808
0.12	1.750472	1.933831	1.472438	1.217431	1.300845	1.626132
0.14	1.433028	1.519380	1.229716	2.008468	1.161503	1.136263
0.16	1.474104	1.242948	1.618015	1.105829	1.091916	1.104449
0.18	1.192339	0.832216	1.289795	1.276619	0.984150	1.369335
0.20	1.131579	0.980356	1.055327	1.478347	1.253777	1.172165
0.22	1.745837	1.097245	0.965314	2.110275	1.123682	1.273644
0.24	1.600928	1.503150	1.250177	1.775912	1.191760	1.472398
0.26	1.098258	0.852631	1.474275	1.176470	0.811978	1.294496
0.28	1.194703	0.901907	1.169423	1.211245	1.073650	1.237640
0.30	1.826865	1.004990	1.268150	1.291725	1.338708	1.288776

Fuente: Elaboración propia

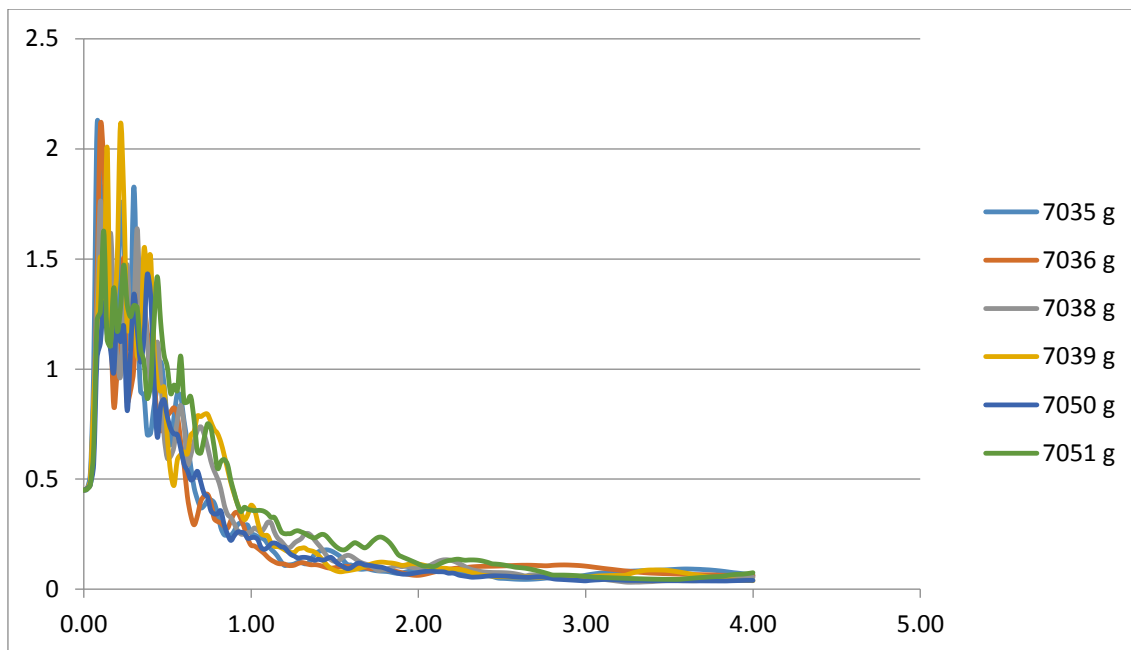


Figura 101: Generación de Espectros de Respuestas para los seis registros sísmicos para un amortiguamiento del 3%.

Fuente: Elaboración propia

Posterior a ello se determina media geométrica (MG), la desviación estándar (DS), y se traza $MG + 1DS$ y CZ. Se calibra el valor de C para cada nivel de amortiguamiento de manera gráfica para que la platea de la curva corte de manera similar $MG+1DS$ tal como ocurre para el nivel de amortiguamiento del 3% ($C_{\text{máx}} = 2.795$). Para lo cual se usa para construir los espectros de respuestas suavizadas para un amortiguamiento del 3%.

Amortiguamiento	C máx.
3%	2.795
5%	2.500
7%	2.282

Además de esto se puede identificar una relación de amortiguamiento con el factor de amplificación sísmica, que para nuestra norma es denominado "C".

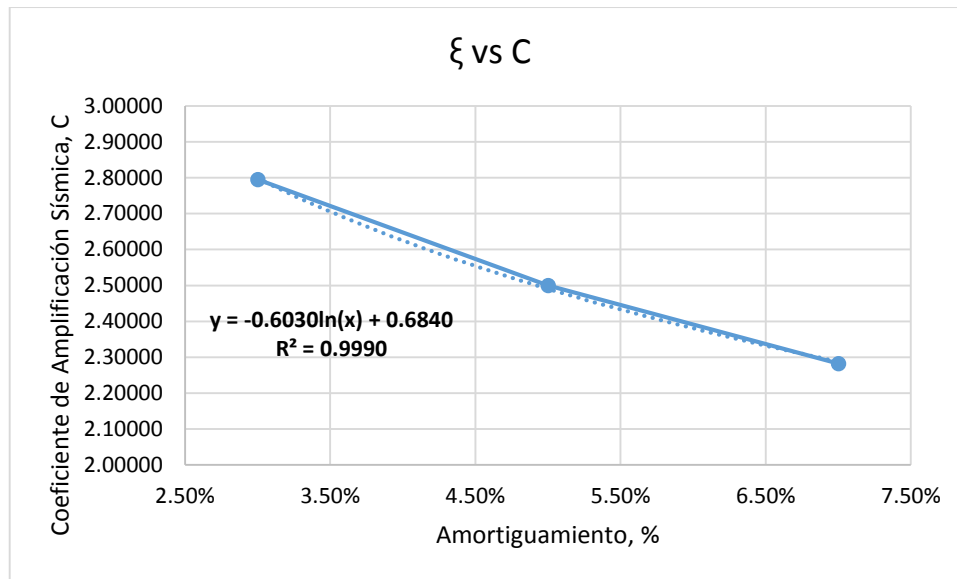


Figura 102: Relación de Amortiguamiento y Factor de Amplificación sísmica.

Fuente: Elaboración propia

De la anterior figura se puede deducir la expresión capaz de representar la relación entre amortiguamiento y el coeficiente de amplificación sísmica, siendo la ecuación válida cuya aproximación es del 99.90% de los datos:

$$C = 0.6840 - 0.603 \ln(\xi\%)$$

A través de esta relación se puede representar diversos espectros de diseño en intervalos de 3% a 7%, fácilmente para cualquier estructura.

Luego, se construyen los espectros de diseño elástico para un amortiguamiento del 3% y el coeficiente de amplificación sísmica máxima de 2.795.

Tabla 43: Espectros de Diseño Elástico e Inelástico.

T	C	Sa	INELÁSTICO	ELÁSTICO
			Sa=ZUCS/R	Sa/g=ZUCS
0.00	2.7949	1.2577	0.1572	12.3339
0.02	2.7949	1.2577	0.1572	12.3339
0.04	2.7949	1.2577	0.1572	12.3339
0.06	2.7949	1.2577	0.1572	12.3339
0.08	2.7949	1.2577	0.1572	12.3339
0.10	2.7949	1.2577	0.1572	12.3339
0.12	2.7949	1.2577	0.1572	12.3339
0.14	2.7949	1.2577	0.1572	12.3339
0.16	2.7949	1.2577	0.1572	12.3339
0.18	2.7949	1.2577	0.1572	12.3339
0.20	2.7949	1.2577	0.1572	12.3339
0.25	2.7949	1.2577	0.1572	12.3339

0.30	2.7949	1.2577	0.1572	12.3339
0.35	2.7949	1.2577	0.1572	12.3339
0.40	2.7949	1.2577	0.1572	12.3339

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en las figuras anteriores los espectros encontrados son espectros elásticos sin ninguna modificación por los parámetros sísmicos vistos en el acápite 3.8., es decir:

$$Z = 0.45, U = 1.00, S = 1.00, \quad R = 1$$

$$Sa_i = 0.45C * g$$

Para esto se debe relacionar el valor encontrado sin modificación con los valores usados característicos del lugar de estudio para encontrar los espectros suavizados (Costa peruana) y el valor de los parámetros sísmicos encontrados en el acápite 3.8.(Caso aplicativo):

$$Z = 0.45, U = 1.50, S = 1.20, R_x = 8 \text{ y } R_y = 3$$

$$Sax_f = \frac{0.25 * 1.50 * 1.20 * C}{8} = 0.05625C * g \quad \frac{Sax_f}{Sa_i} = 0.125 = \frac{1}{8}$$

$$Say_f = \frac{0.25 * 1.50 * 1.20 * C}{3} = 0.15C * g \quad \frac{Say_f}{Sa_i} = 0.333 = \frac{1}{3}$$

Tabla 44: Escalamiento de los Espectros de Diseño Elástico e Inelástico para un amortiguamiento del 3%..

FACTORES DE ESCALAMIENTO		X	Y
		1/8	1/3
PARA UN AMORTIGUAMIENTO DEL 3%			
Periodo	Sa	X	Y
0.00	1.257700	0.157213	0.419233
0.02	1.257700	0.157213	0.419233
0.04	1.257700	0.157213	0.419233
0.06	1.257700	0.157213	0.419233
0.08	1.257700	0.157213	0.419233
0.10	1.257700	0.157213	0.419233
0.12	1.257700	0.157213	0.419233
0.14	1.257700	0.157213	0.419233
0.16	1.257700	0.157213	0.419233
0.18	1.257700	0.157213	0.419233
0.20	1.257700	0.157213	0.419233
0.25	1.257700	0.157213	0.419233

0.30	1.257700	0.157213	0.419233
0.35	1.257700	0.157213	0.419233
0.40	1.257700	0.157213	0.419233

Fuente: Elaboración propia

Con estas expresiones se pueden encontrar los espectros de respuesta para cada tipo de amortiguamiento, los cuales nos sirven para evaluar el comportamiento sísmico de la estructura (los datos solo se muestran para un periodo de 0.40 segundos, el resto se adjunta en los anexos):

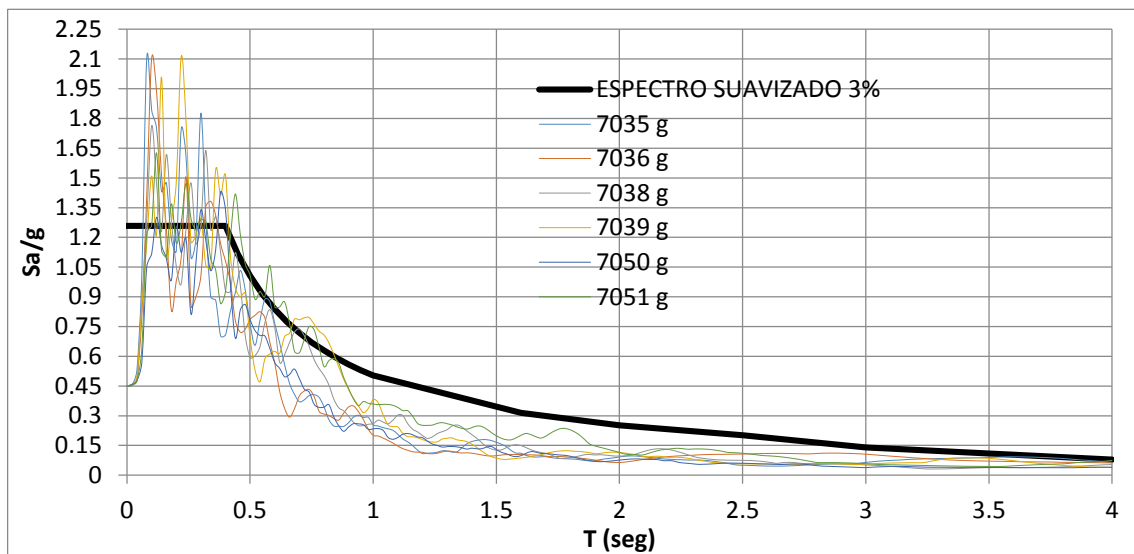


Figura 103: Espectro de respuestas con 3% de amortiguamiento

Fuente: Elaboración propia

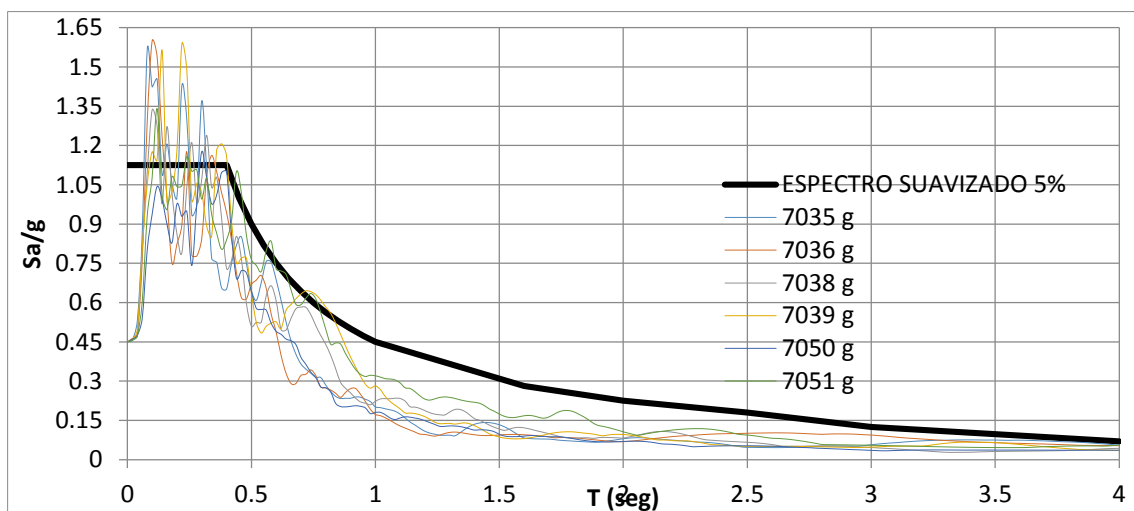


Figura 104: Espectro de respuestas con 5% de amortiguamiento

Fuente: Elaboración propia

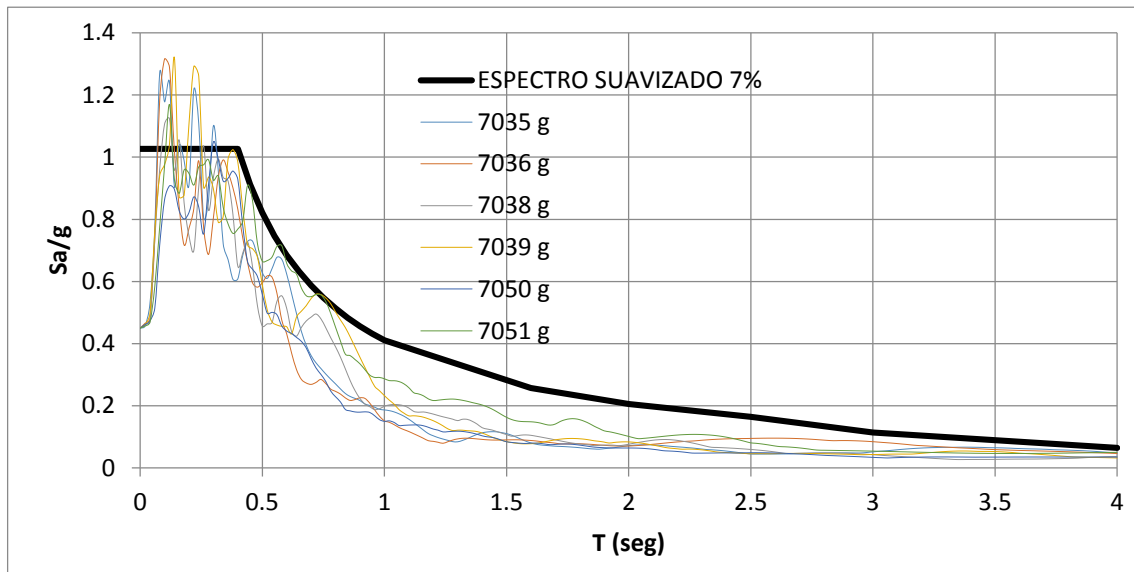


Figura 105: Espectro de respuestas con 7% de amortiguamiento

Fuente: Elaboración propia

Además, se grafican los espectros de Diseño Inelásticos para los diferentes amortiguamientos.

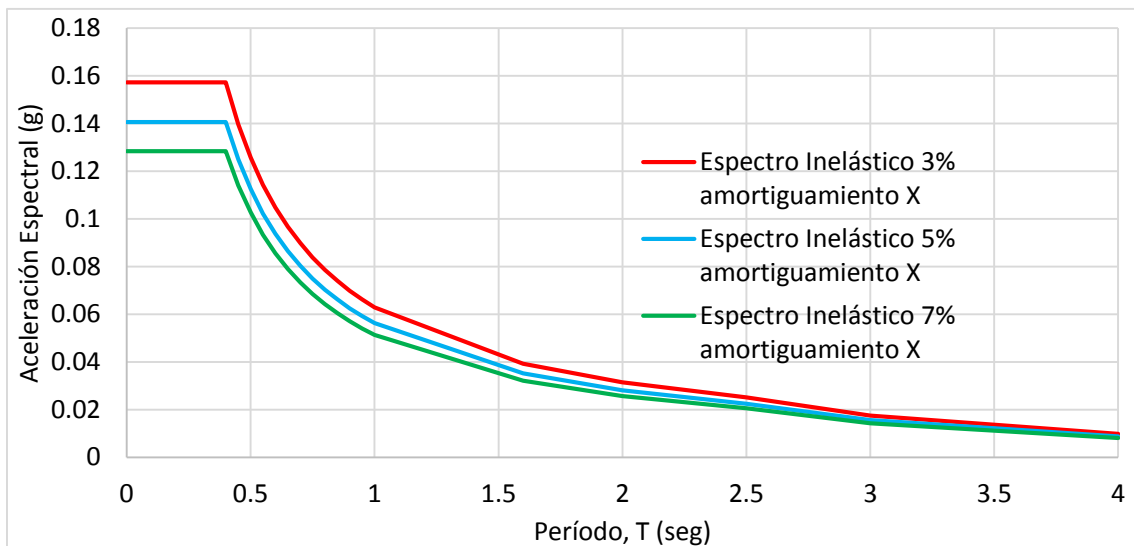


Figura 106: Espectros de respuestas inelásticos, dirección en X

Fuente: Elaboración propia

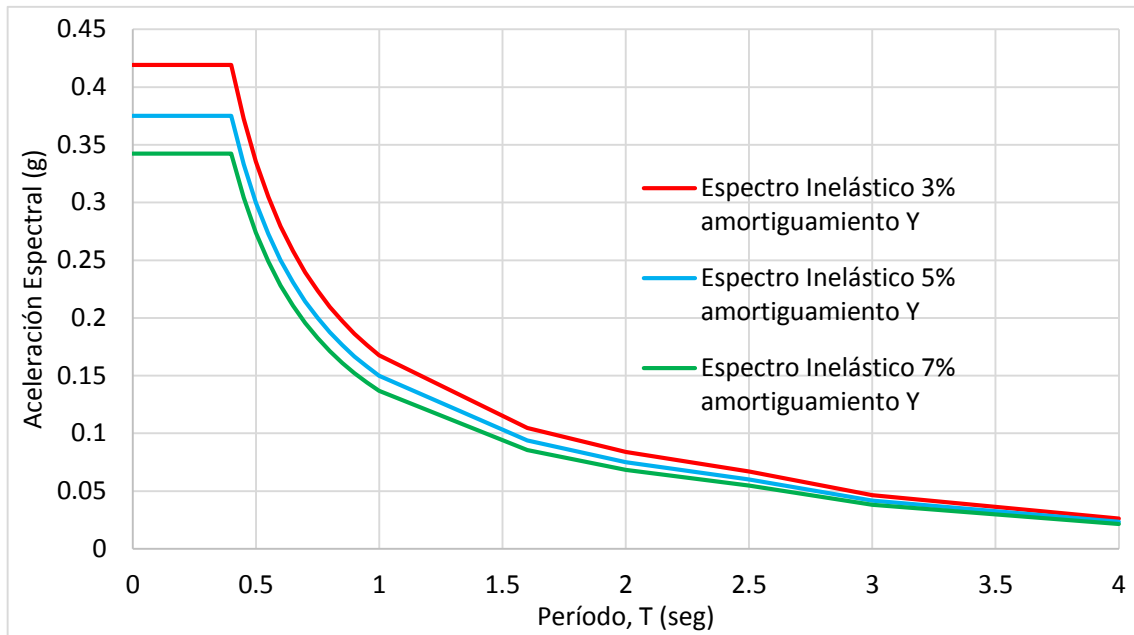


Figura 107: Espectros de respuestas inelásticos, dirección en Y

Fuente: Elaboración propia

3.9.2. ANALISIS SÍSMICO

3.9.2.1. ANALISIS DE DERIVAS

El análisis sísmico se hace para cada caso de amortiguamiento evaluando las derivas para cada caso, así como las cortantes de diseño para cada nivel de la estructura:

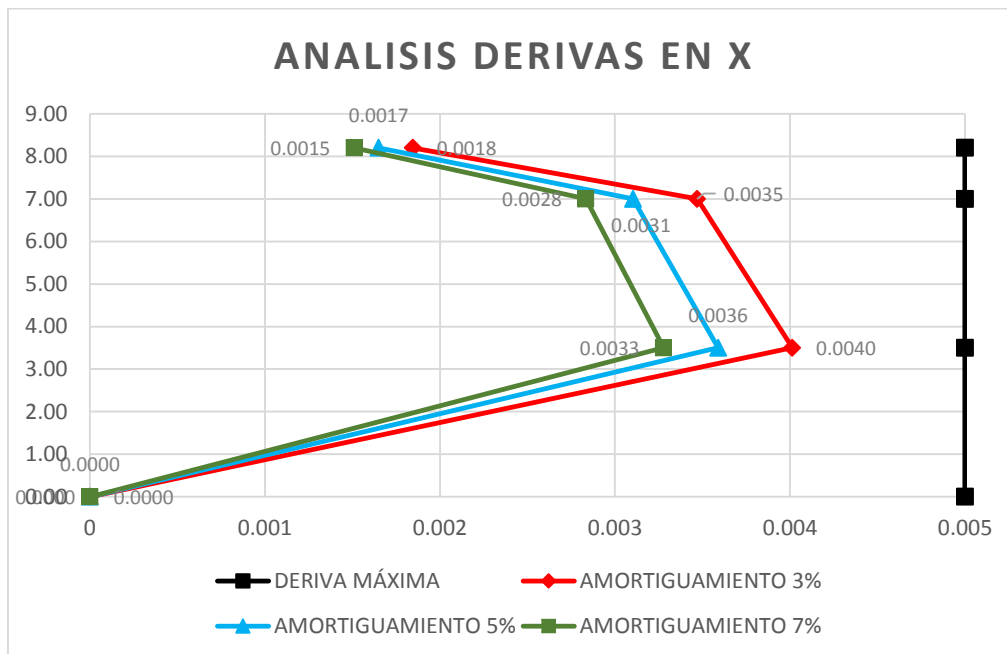


Figura 108: Derivas de entrepiso en función al amortiguamiento, dirección en X

Fuente: Elaboración propia

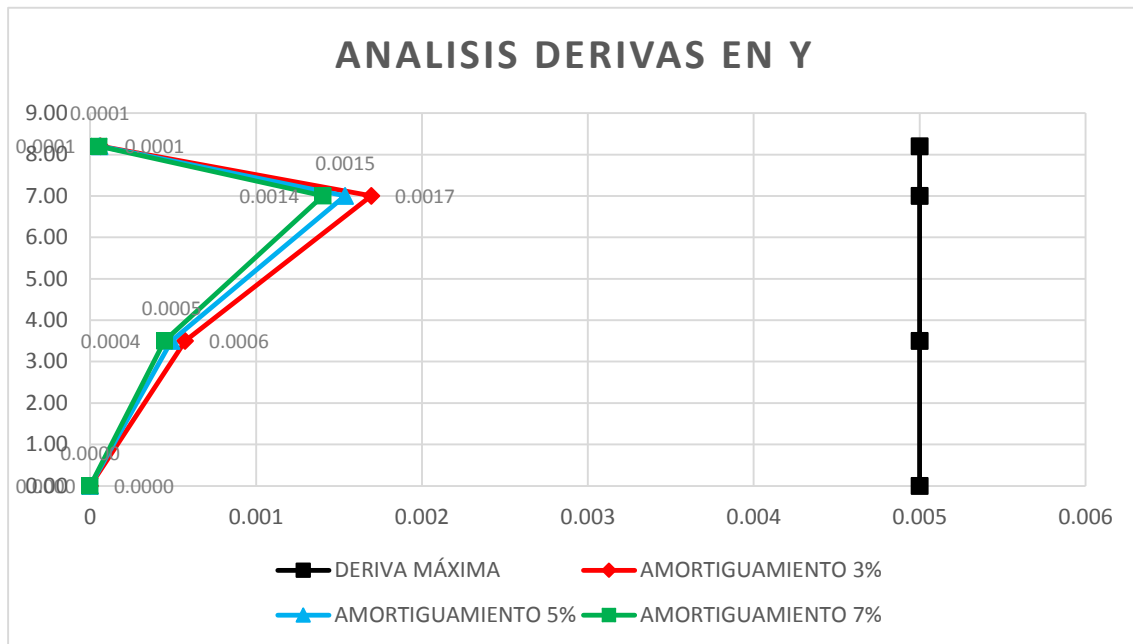


Figura 109: Derivas de entrepiso en función al amortiguamiento, dirección en Y

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar la variación de derivas en la dirección “X” es considerable siendo aceptable evaluar a la estructura con un amortiguamiento del 3%, puesto que se tiene un mejor comportamiento de la estructura al ser más conservadores los resultados, y en la dirección “Y” no es considerable, puesto que es una estructura de 2 pisos con un techo inclinado en el segundo nivel, y los niveles de cambio no son perceptibles, pero aun así la estructura en esta dirección es de albañilería confinada, siendo este un material frágil, se obtienen mejores resultados al proponer un amortiguamiento de 3%, proponiendo un mejor comportamiento de este material.

3.9.2.2. ANALISIS DE CORTANTES

En este acápite se evalúan las cortantes encontradas para cada caso de análisis con espectros de respuesta de 3%, 5% y 7%.

A continuación, se presenta los resultados de la cortante basal para cada amortiguamiento, así como para cada dirección. Además se hace el cálculo de la cortante de diseño, como lo contempla la norma E.030 de diseño sismorresistente:

“La fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.”

Como la estructura es una estructura regular la cortante de diseño es la mayor entre las siguientes expresiones:

$$V_{diseño} \geq \left\{ \begin{array}{l} V_{estática} * 0.80 \\ V_{dinámica} \end{array} \right\}$$

Para lo cual se obtiene para un amortiguamiento del $\xi = 3\%$:

Tabla 45: Cortante en la base amortiguamiento del $\xi = 3\%$

V (Tn)	SISMO ESTÁTICO		SISMO DINÁMICO	
	X (Tn)	Y (Tn)	X (Tn)	Y (Tn)
	62.293	83.059	56.250	55.201

Fuente: Elaboración propia

Tabla 46: Cortante de diseño amortiguamiento del $\xi = 3\%$

80% CORTANTE ESTÁTICO		CORTANTE DINÁMICO		Factor de escala		CORTANTE DISEÑO	
80%X	80%Y	X (Tn)	Y (Tn)	X	Y	X (Tn)	Y (Tn)
49.835	66.447	56.250	55.201	1.000	1.204	56.250	66.447

Fuente: Elaboración propia

Para lo cual se obtiene para un amortiguamiento del $\xi = 5\%$:

Tabla 47: Cortante en la base amortiguamiento del $\xi = 5\%$

V (Tn)	SISMO ESTÁTICO		SISMO DINÁMICO	
	X (Tn)	Y (Tn)	X (Tn)	Y (Tn)
	55.720	74.291	50.310	49.381

Fuente: Elaboración propia

Tabla 48: Cortante de diseño amortiguamiento del $\xi = 5\%$

80% CORTANTE ESTÁTICO		CORTANTE DINÁMICO		Factor de escala		CORTANTE DISEÑO	
80%X	80%Y	X (Tn)	Y (Tn)	X	Y	X (Tn)	Y (Tn)
44.576	59.433	50.310	49.381	1.000	1.204	50.310	59.433

Fuente: Elaboración propia

Para lo cual se obtiene para un amortiguamiento del $\xi = 7\%$:

Tabla 49: Cortante en la base amortiguamiento del $\xi = 7\%$

V (Tn)	SISMO ESTÁTICO		SISMO DINÁMICO	
	X (Tn)	Y (Tn)	X (Tn)	Y (Tn)
	50.858	67.813	45.945	45.075

Fuente: Elaboración propia

Tabla 50: Cortante de diseño amortiguamiento del $\xi = 7\%$

80% CORTANTE ESTÁTICO		CORTANTE DINÁMICO		Factor de escala		CORTANTE DISEÑO	
80%X	80%Y	X (Tn)	Y (Tn)	X	Y	X (Tn)	Y (Tn)
40.687	54.250	45.945	45.075	1.000	1.204	45.945	54.250

Fuente: Elaboración propia

Resumiendo, los resultados se obtiene la siguiente figura:

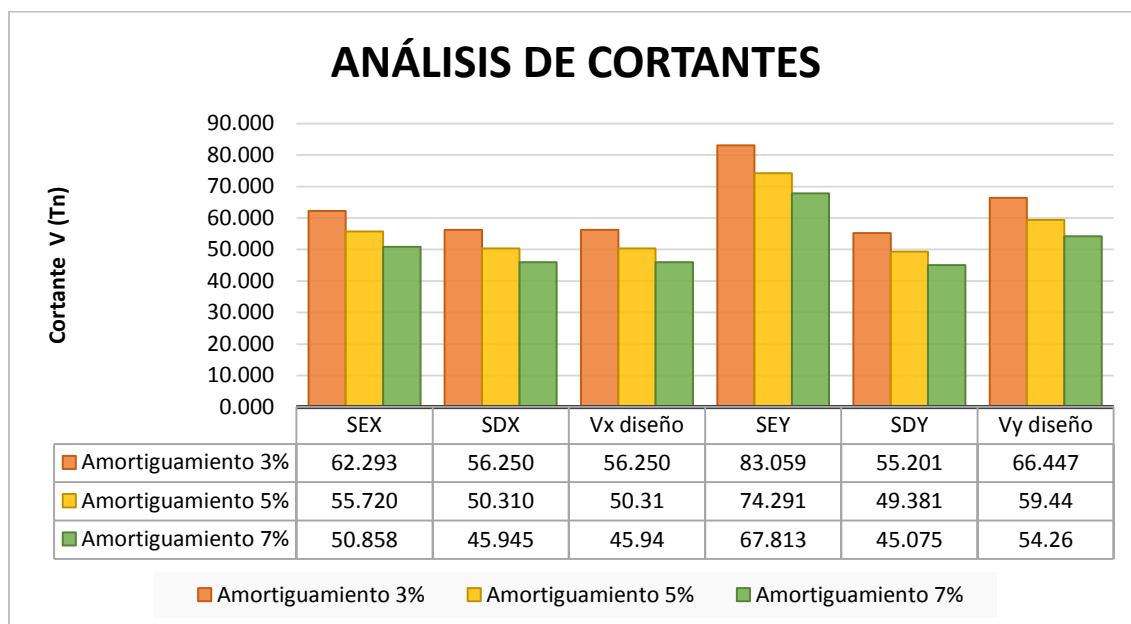


Figura 110: Análisis de cortantes

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la anterior figura las cortantes con un amortiguamiento del 3% obtiene cortantes mayores en la base, esto conduce a estructuras con una mayor sollicitación sísmica en la base y en el diseño para lo cual se tendrán mejores resultados en el comportamiento sísmico de estas ya que el análisis sísmico será conservador frente a las sollicitaciones sísmicas presentes en ellas.

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

- La estructura de la Institución Educativa de Puerto Yurinaki, analizada con un espectro suavizado de amortiguamiento del 3% proporcionan derivas más conservadoras respecto al amortiguamiento 5% indicado en la NTP. Además, al catalogarse la estructura como una edificación esencial se debe prever que la estructura se mantenga en condiciones operativas ante un sismo severo, esto se puede asegurar obteniendo agrietamientos leves para un amortiguamiento 3% de la estructura.
- El porcentaje de amortiguamiento del sistema estructural de albañilería confinada influye directamente en el comportamiento sísmico de la estructura, debido que para un amortiguamiento del 3% se obtienen derivas de 0.0017 y para un amortiguamiento del 7% se obtienen derivas 0.0014, al ser la albañilería de un material de falla frágil se deben reducir los esfuerzos en estos elementos disminuyendo el amortiguamiento de 3% para obtener diseños conservadores.
- Para el análisis sísmico del sistema estructural de pórticos de concreto armado la deriva máxima que se obtiene es del 0.0036 para un amortiguamiento del 5%, siendo este el adecuado; siendo los pórticos ampliamente flexibles en comparación a la albañilería y su deriva máxima (0.005) es castigada para

asegurar que los pórticos y la albañilería, se asemejen en su deformada para no sufrir agrietamientos en los elementos de confinamiento entre los sistemas estructurales.

- Al realizar el análisis comparativo entre el comportamiento de la estructura para un espectro de diseño del 3%, 5% y del 7%, la deriva entre piso para un amortiguamiento de 3% incrementa en 11.8% con respecto al amortiguamiento normalizado de 5% y para un amortiguamiento de 7% disminuye en un 8.7%. A pesar que este incremento en el desplazamiento se mantiene dentro de los límites establecidos por la norma, esto hace concluir que para efectos de estructuras de mayor altura se observaran mayores cambios en los desplazamientos.
- Los mayores cortantes de diseño se obtienen con un porcentaje de amortiguamiento del 3%, siendo para el sistema estructural de albañilería 56.250 toneladas y para el sistema estructural de pórticos de concreto armado 66.447 toneladas, esto conduce a la estructura a una mayor sollicitación sísmica en la base y en el diseño; para lo cual se tendrán mejores resultados en el comportamiento sísmico de estas; ya que el análisis sísmico será conservador frente a las sollicitaciones sísmicas presentes en ellas.
- Se llega a la conclusión que el amortiguamiento es una característica importante y se debe evaluar para cada configuración estructural y estructura, que para pórticos de concreto armado se debe usar 5% y para estructuras de albañilería estructural se debe usar 3% de amortiguamiento.

4.2. RECOMENDACIONES

- Los resultados han sido obtenidos para una Edificación Esencial (Clasificada con este nombre según la Norma E.030) y cimentado en un Suelo Intermedio, pero estos pueden ser extendidos ante otra clasificación de tipo de estructura y tipo de suelo. Para lo cual se recomienda ampliar el estudio ante diferentes tipos de suelo y categoría estructural.
- En este trabajo se empleó el Procedimiento de Espectro de Respuesta (análisis lineal dinámico) para estimar el desempeño los desplazamientos laterales. Se recomienda hacer un estudio comparativo con el análisis no lineal dinámico propuesto por el FEMA 273.
- Se recomienda hacer estudios adicionales del efecto del amortiguamiento en análisis no lineales y su incremento al incursionar en este rango.

- Se recomienda hacer ensayos en campo de la excitación de estructuras para poder evaluar el amortiguamiento inherente en estas, ya que los valores promedio son valores propuestas por normativa norteamericana.

REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

Arango Ortiz, Julio. *Analisis, Diseño y Construcción en Albañilería.* 1. Lima : s.n., 2002. pág. 168.

Bolaños, Ana y Monrroy, Manuel. *Espectros de Peligro Sísmico Uniforme.* Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima - Perú : 2004.

Casimiro Victorio, Sebastian. *DESEMPEÑO SISMICO DE EDIFICACIONES BAJO EL SISMO DE NIVEL OCASIONAL.* Universidad Nacional de Ingeniería, Lima - Perú : 2012.

CERESIS; *El Terremoto de Pisco-Perú 15 de Agosto de 2007.* Lima - Perú : UNESCO, 2008.

Chopra, Aniel K. *Dynamics of Structures a Primer.* California : National Science Foundation, 1980. ISBN 81-65052.

Chopra, Anil k. *Dinámica de Estructuras.* 4. Mexico : PEARSON EDUCACION, 2014. pág. 752. ISBN: 978-607-32-2239-6.

Falconi, Roberto Aguilar. *Analisis Sísmico de Edificios.* Quito : Escuela Politécnica del Ejército, 2008. pág. 704. Vol. 1. ISBN-978-9978-30-104-3.

FEMA 454. *Designing for Earthquakes A Manual for Architects.* 2006.

Fratelli, Maria Graciela. *Estructuras Sismo - Resistentes.* 2001. pág. 182.

García Reyes, Enrique. *NOTAS DE CLASE.* PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA MADRE Y MAESTRA, Santiago de los Caballeros : 2005.

García, Taboada. *Analisis y Diseño de Edificios Asistido por Computadoras.* Universidad Pontificia Católica del Perú, Lima : 2009.

GENERACIÓN DE ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS PARA LA COSTA DEL PERÚ.
CISMID. LIMA - PERU : s.n., 2013.

Harmsem, Teodoro. *Diseño de Estructuras de Concreto Armado.* 5. Lima : s.n., 2017. pág. 967. ISBN: 9786123172978.

Instituto de la Construcción y Gerencia. *Reglamento Nacional de Edificaciones.* Sexta. Lima : s.n., 2014. pág. 224. ISBN: 978-612-46252-5-2.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO. *Reglamento Nacional de Edificaciones.* III. Lima : Megabyte, 2012. pág. 654.

Montserrat Navarro, Albert. *Relación entre el periodo fundamental de vibración y el índice de daño de un edificio de hormigón armado.* Universidad Politecnica de Cataluña, Barcelona : 2013.

Ortega Garcia, Juan Emilio. *Diseño de Estructuras de Concreto Armado.* Lima : Macro, 2015. ISBN 978-612-304-217-2.

Pomez. *Estudio de Alternativas Estructurales para el Techado de un Edificio de Oficinas.* Pontificia Universidad Catolica del Peru, Lima : 2012.

San Bartolome. *Comentarios de la Norma Tecnica de Edificacion E. 0.70 - Albañileria.* Pontificia Universidad Catolica del Peru, Lima : 2005.

SEAOC. *Seismic Design Manual.* 1995.

ANEXOS

- 1. ANEXO 01: ANÁLISIS MODAL**
- 2. ANEXO 02: ANÁLISIS ESTÁTICO**
- 3. ANEXO 03: ANALISIS LINEAL DINÁMICO**
- 4. ANEXO04: PROCESAMIENTO DE DATOS PARA GENERAR ESPECTROS DE RESPUESTAS EXCEL-SEISMOSIGNAL**
- 5. ANEXO 05: PLANOS**