



Universidad Nacional
Federico Villarreal

Vicerrectorado de
INVESTIGACIÓN

ESCUELA UNIVERSITARIA DE POSGRADO

AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE PARA MINIMIZAR LOS DAÑOS EN EL CENTRO
DE SALUD “PEDRO SÁNCHEZ MEZA”- CHUPACA 2016

TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADEMICO DE:
MAESTRO EN GERENCIA DE LA CONSTRUCCIÓN MODERNA

AUTOR:

QUISPE SOLÓRZANO HENRY ALFREDO

ASESOR:

DR. SÁNCHEZ CRISTOBAL ROQUE ALBERTO

JURADO:

MG. WILSON HUAMANCHUMO MARTIN HAMILTON

MG. CARO ZALDIVAR RAQUEL ROSARIO

MG. MAVILA HINOJOZA DANIEL HUMBERTO

LIMA-PERÚ

2018

DEDICATORIA

Con todo cariño, para mi hermosa familia y mi madre...

Henry A. Quispe Solórzano

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi agradecimiento a mi asesor de tesis Dr. Ing. Roque Sánchez Cristobal por su apoyo, orientación y aliento incondicional durante el desarrollo del presente trabajo, sus enseñanzas y filosofía de vida son de un gran valor y aprecio para mi persona.

Agradezco a la UNFV, por la formación que me brindo durante el estudio del post grado. De manera especial, al postgrado en Gerencia de la Construcción Moderna y su plana de profesores, quienes me brindaron valiosos conocimientos y experiencias.

Agradezco de manera especial a mis profesores, Dr. Ing. Andrés Pantoja Marín, Ing. Carlos Briceño Oliveira y al Ph.D. Mohamed Mehdi Hadi por sus esfuerzos y dedicación a favor de la formación de los estudiantes de Ingeniería Civil en el área de Estructuras de la Universidad Peruana los Andes de Huancayo.

Por último, me gustaría dar las gracias a mis amigos más cercanos y la familia por su apoyo, comprensión y aliento a lo largo de mi vida.

Henry A. Quispe Solórzano

INDICE GENERAL

Índice General	ii
Lista de Figuras	xi
Lista de Tablas	xviii
Dedicatoria	xxiv
Agradecimientos	xxv
Resumen	xxvi
Abstract	xxvii

I. Introducción

1.1 Planteamiento del Problema	2
1.2 Descripción del problema.	2
1.3 Formulación del problema.	3
1.4. Antecedentes.	3
1.5. Justificación de la investigación	6
1.6. Limitaciones de la investigación	7
1.7. Objetivos.	9
1.8. Hipótesis	10

II. Marco Teórico

2.1 Fundamentos de la Dinámica Estructural	11
2.1.1 Preámbulo	11
2.1.2 Sistemas de un Grado de Libertad	11
2.1.3 Respuesta de los Sistemas de un Grado de Libertad	13

2.1.3.1 Vibraciones libres sin amortiguamiento	13
2.1.3.2 Vibraciones libres amortiguadas	15
2.1.3.3 Vibraciones armónicas	19
2.1.3.4 Fenómeno de resonancia	22
2.1.3.5 Respuesta a excitaciones sísmicas	23
2.1.3.6 Espectro de respuesta	27
2.1.3.6.1 Formas de Representación	27
2.1.3.6.2 Valores límites los espectros de respuesta	29
2.1.3.7 Espectros de diseño	30
2.1.3.7.1 Espectros de diseño de aceleración	30
2.1.4 Comportamiento Elástico-plástico de un Sistema con un Grado de Libertad	32
2.1.4.1 Respuesta Sísmica de los Sistemas Elástico - plástico	32
2.1.4.2 Espectro de Diseño de la Norma Peruana	34
2.1.5 Sistemas de N Grados de Libertad	36
2.1.6 Comportamiento Elástico de los Sistemas con Varios Grados de Libertad	36
2.1.6.1 Vibraciones Libres no Amortiguadas	38
2.1.6.1.1 Propiedad de Ortogonalidad de los Modos Naturales	39
2.1.6.2 Vibraciones Libres en Sistemas Amortiguados	41
2.1.6.3 Respuesta Sísmica	42
2.1.6.4 Análisis Dinámico Modal Espectral	46
2.1.6.4.1 Análisis Modal	46
2.1.6.4.2 Análisis Espectral	49
2.1.6.4.3 Métodos de Combinación Espectral de la Respuesta Modal	53
2.2 Estado del Arte en el Aislamiento Sísmico de Estructuras	56
2.2.1 Análisis de Riesgo en el Diseño de Hospitales en Zonas Sísmicas	56

2.2.1.1	Funcionabilidad de los hospitales frente a los terremotos.	56
2.2.1.2	Diseño Sismorresistente de Hospitales	58
2.2.2	Filosofía de Diseño Sísmico Convencional	59
2.2.3	Estrategia Moderna de Protección Sísmica	60
2.2.4	Balance Energético	62
2.2.5	Posibilidades Actuales de las Técnicas de Control de Respuesta Sísmica	65
2.2.6	Conceptos Básicos del Sistema de Aislamiento Sísmico	67
2.2.7	Aisladores Elastoméricos	68
2.2.7.1	Aisladores Elastoméricos de bajo Amortiguamiento (LRD)	69
2.2.7.2	Aisladores Elastoméricos de Caucho de alto Amortiguamiento (HDR)	70
2.2.7.3	Aisladores Elastoméricos con Núcleo de Plomo (LRB)	71
2.2.8	Aislador de Péndulo de Fricción	72
2.2.9	Configuración del Edificio Aislado	74
2.2.10	Localización de los Aisladores	75
2.2.11	Beneficios y Desventajas del Sistema de Aislamiento	77
2.2.12	Comportamiento del Sistema Aislado	78
2.2.12.1	Prólogo	78
2.2.12.2	Flexibilidad	80
2.2.12.3	Amortiguamiento y Disipación de Energía	81
2.2.12.4	Los Suelos Blandos y los Sistemas Aislados	83
2.2.12.5	Libertad Compositiva	83
2.3	Aplicación de Aisladores Sísmicos en Centros Médicos a Nivel Mundial	91
2.3.1.	Prefacio	91
2.3.2.	USC University Hospital (EE.UU.)	94
2.3.3	Hospital in Frosinone (Italia)	99

2.3.4. Hamamatsu Medical Center (Japón)	105
2.3.4.1 Presentación	105
2.3.4.2 Descripción de los Edificios del Hamamatsu Medical Center	106
2.3.4.3 Metodología de Reforzamiento Sísmico	108
2.3.4.3.1 Esquema de Reforzamiento Sísmico	108
2.3.4.3.2 La Integración de los dos Edificios y Mediciones de Microtemblores.	108
2.3.4.3.3 Reforzamiento con Aislamiento Sísmico	110
2.3.4.4 Resultados de la Evaluación	111
2.3.5. Hospital Militar La Reyna (Chile)	113
2.3.5.1 Hospital Militar en el Sismo de Chile – 27 de febrero de 2010	117
2.4 Modelización Dinámica de Estructuras Aisladas	119
2.4.1 Teoría Lineal	119
 III. Método	
3.1. Tipo de Investigación	134
3.2. Población y Muestra	134
3.2.1. Universo.	134
3.2.2. Muestra.	134
3.3 Operacionalización de variables.	135
3.3.1. Definición de Variables	136
3.3.2. Variables e indicadores de la investigación.	136
3.4. Instrumento	137
3.5. Procedimientos	137
3.6. Análisis de datos	138

3.6.1. Investigación Documental.	138
IV. Resultados	139
4.1 Análisis de la Estructura Convencional	139
4.1.1 Aplicación a un Caso de Estudio	139
4.1.2 Descripción General del Edificio Convencional	139
4.1.3 Geometría y Configuración Estructural	141
4.1.4 Análisis Modal Espectral de la Estructura Convencional Según la N.T.E. E-030 (2016)	145
4.1.5 Respuesta Sísmica del Edificio Convencional	152
4.2 Análisis de la Estructura Aislada	162
4.2.1 Caracterización Estructural del Edificio Aislado	162
4.2.2 Análisis Modal espectral de la Estructura Aislada Según la N.T.E. E-030 (2016)	164
4.2.2.1 Espectro de la N.T.E. E-030 (2016)	164
4.2.3 Desempeño del Sistema de Aislamiento	169
4.2.3.1 Objetivos de Desempeño según NCh 2745 2003	170
4.2.4 Criterios de Selección de los Aisladores	171
4.2.5 Diseño Preliminar de los Aisladores Sísmicos	172
4.2.6 Características Mecánicas de los Aisladores Elastoméricos de Alto Amortiguamiento (HDR)	173
4.2.6.1 Características Iniciales para el Sistema de Aislamiento	173
4.2.6.2 Desplazamientos Laterales Mínimos y Máximos	175
4.2.6.2.1 Desplazamiento de Diseño	175

4.2.6.2.2 Desplazamiento Máximo	177
4.2.6.2.3 Desplazamiento Total de Diseño y Máximo	178
4.2.6.3 Rigidez Horizontal Total del Sistema de Aislación ($K_{H \text{ TOTAL}}$)	181
4.2.6.4 Rigidez de cada Aislador (K_H)	181
4.2.6.5 Área del Aislador (A_b)	182
4.2.6.6 Altura de la Goma (t_r)	183
4.2.6.7 Módulo de Corte de la Goma (G)	184
4.2.6.8 Factor de Forma (S)	185
4.2.6.9 Espesor de la Capa de Goma (t)	186
4.2.6.10 Número de Capas de Goma (n)	186
4.2.6.11 Tensión de Trabajo de las Placas de Acero (σ_s)	187
4.2.6.12 Altura Total del Aislador (H)	188
4.2.6.13 Rigidez Vertical (K_v)	189
4.2.6.14 Frecuencia Vertical (F_v)	190
4.2.6.15 Verificación de la Rigidez Horizontal (K_H) y del Periodo Objetivo (T_D)	191
4.2.6.16 Deformación Angular Máxima. ($\gamma_{\text{máx}}$)	192
4.2.6.17 Carga Crítica de Pandeo (P_{crit})	194
4.2.6.18 Verificación al Volcamiento (Roll-out)	198
4.2.6.19 Configuración Final del Aislador HDR	200
4.2.7 Características Mecánicas de los Aisladores Elastoméricos con Corazón de Plomo (LRB)	201
4.2.7.1 Amortiguamiento Efectivo del Sistema (β)	201
4.2.7.2 Desplazamiento de Diseño LRB (D_D)	201

4.2.7.3 Desplazamiento Máximo LRB (D_M)	202
4.2.7.4 Rigidez Horizontal Total del Sistema de Aislación LRB ($K_{H\ TOTAL}$).	202
4.2.7.5 Rigidez de cada Aislador LRB (K_H)	202
4.2.7.6 Área del Aislador LRB (A_b)	203
4.2.7.7 Diámetro del Núcleo de Plomo LRB (d_L)	203
4.2.7.8 Altura de la Goma LRB (t_r)	205
4.2.7.9 Módulo de Corte de la Goma LRB (G)	205
4.2.7.10 Espesor de la Capa de Goma LRB (t)	205
4.2.7.11 Factor de Forma LRB (S)	206
4.2.7.12 Número de Capas de Goma LRB (n)	206
4.2.7.13 Tensión de Trabajo de las Placas de Acero LRB (σ_s)	207
4.2.7.14 Altura Total del Aislador LRB (H)	207
4.2.7.15 Rigidez Post fluencia (K_2) y Rigidez Efectiva (K_{eff}) del Aislador con Núcleo de Plomo	207
4.2.7.16 Desplazamiento de Fluencia (D_y) y Fuerza de Fluencia (F_y) del aislador	209
4.2.7.17 Verificación del Amortiguamiento del Sistema Aislado	211
4.2.7.18 Rigidez Vertical LRB (K_V)	212
4.2.7.19 Frecuencia Vertical (F_V)	212
4.2.7.20 Verificación de la Rigidez Horizontal (K_H) y del Periodo Objetivo Para LRB (T_D)	213
4.2.7.21 Deformación Angular Máxima LRB. ($\gamma_{m\acute{a}x}$)	214
4.2.7.22 Carga Crítica de Pandeo LRB (P_{crit})	214
4.2.7.23 Verificación al Volcamiento LRB (Roll-out)	215

4.2.7.24 Configuración Final del Aislador LRB	215
4.2.8 Resumen de Datos para el Ingreso al Software	216
4.2.9 Especificaciones del Fabricante para Aisladores	218
4.2.10 Detalle del Modelamiento en Software para los Aisladores	220
4.2.11 Eficacia en la Selección y Ubicación de los Aisladores Elastoméricos HDR y LRB	224
4.2.12 Respuesta Sísmica del Edificio Aislado	234
4.2.12.1 Desplazamiento del Sistema de Aislación	237
4.2.12.2 Distorsión Lateral de la Superestructura	238
4.2.12.3 Aceleraciones Absolutas en la Superestructura	241
4.2.12.4 Cortante Dinámica de la Superestructura	242
V. Discusión de resultados	245
5.1 Respuesta Sísmica de la Estructura Convencional Versus Estructura Aislada	245
5.2 Desplazamientos Relativos de la Estructura de Base Fija y Base Aislada	246
5.3 Aceleraciones Absolutas de la Estructura de Base Fija y Base Aislada	249
5.4 Fuerza Cortante Sísmica de la Estructura de Base Fija y Base Aislada	251
5.5 Discusión de los Resultados	253
VI. Conclusiones	255
VII. Recomendaciones	258
VIII. Referencias	259

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Oscilador simple	11
Figura 2.2: Casos reales de estructuras con un grado de libertad	12
Figura 2.3: Diagrama de cuerpo libre del oscilador simple	12
Figura 2.4: Vibración Libre no Amortiguada	13
Figura 2.5: Respuesta de un sistema con vibraciones libres no amortiguadas	14
Figura 2.6: Oscilador simple con amortiguamiento	15
Figura 2.7: Composición característica de las vibraciones amortiguadas	17
Figura 2.8: Clasificación de las vibraciones libres amortiguadas	17
Figura 2.9: Respuesta de movimiento de las vibraciones libres amortiguadas	18
Figura 2.10: Representación gráfica de una vibración armónica	19
Figura 2.11: FAD máximo vs relación de frecuencias	21
Figura 2.12: Factor de amplificación dinámica de deformación	22
Figura 2.13: Oscilador viscoelástico sometido a una excitación sísmica (movimiento de la base)	23
Figura 2.14: Amplificación de la aceleración absoluta	24
Figura 2.15: Espectro de aceleración absoluta	26
Figura 2.16: Ejemplo de un espectro de desplazamiento, velocidad y aceleración espectral para distintos valores del factor de amortiguamiento	28
Figura 2.17: Comparación de espectros de velocidad relativa y pseudo-velocidad para el terremoto de Cauçete, 1997 (factores de amortiguamiento del 2 y 7%)	29
Figura 2.18: Comportamiento de una estructura muy rígida y muy flexible	30
Figura 2.19: Ejemplo de determinación del espectro de diseño a partir de cuatro	

espectros de respuestas	31
Figura 2.20: Curva resistencia - deformación idealizada y real	32
Figura 2.21: Espectro de respuesta elástico a ductilidad asignada	34
Figura 2.22: Concepto de igual desplazamiento entre un sistema elástico y otro elasto-plástico	34
Figura 2.23: Concepto de igual energía entre un sistema elástico y otro elasto-plástico	35
Figura 2.24: Cortante basal vs desplazamiento lateral	35
Figura 2.25: Espectro inelástico de pseudo - aceleración de la norma peruana E-030	36
Figura 2.26: Modelo de edificio de cortante	37
Figura 2.27: Edificio de N pisos sometido a movimiento sísmico en su base	43
Figura 2.28: Sistema de sollicitaciones equivalentes	44
Figura 2.29: Respuesta sísmica de un edificio de tres pisos	47
Figura 2.30: Respuesta dinámica de diferentes sollicitaciones	48
Figura 2.31: Ejemplo de edificio de 5 pisos	50
Figura 2.32: Espectro de respuesta sísmica	51
Figura 2.33: Valores máximos de desplazamiento para los 5 primeros modos de vibración de un edificio de 5 pisos	53
Figura 2.34: Ciclo de histéresis en un sistema estructural, energía elástica e inelástica	64
Figura 2.35: Comportamiento del edificio de base fija y con aislamiento de base	68
Figura 2.36: Aislador elastomérico	68
Figura 2.37: (a) Componentes del LRD y (b) Gráfico de fuerza de corte versus deformación lateral para un ciclo	70
Figura 2.38: (a) Componentes del HDR y (b) Gráfico de fuerza de corte versus deformación lateral para un ciclo	71
Figura 2.39: (a) Componentes del HDR y (b) Gráfico de fuerza de corte versus	

deformación lateral para un ciclo	72
Figura 2.40: Sistema de péndulo de fricción (FPS)	73
Figura 2.41: Configuración de la estructura de un edificio con sistema de aislación	74
Figura 2.42: Esquema de los componentes de un sistema de aislamiento	75
Figura 2.43: Aisladores elastoméricos instalados en el Hospital del Mares, Italia	75
Figura 2.44: Ubicación de aisladores en los edificios	76
Figura 2.45: Aisladores colocados directamente sobre capitel de las zapatas	76
Figura 2.46: Comportamiento de la estructura de un Edificio de base fija vs edificio con aislamiento de base	79
Figura 2.47: Espectro de aceleraciones (a) y desplazamientos. (b)	81
Figura 2.48: Cortante de base vs periodo	81
Figura 2.49: Incremento del periodo y de la capacidad de disipación de energía.	82
Figura 2.50: Efecto del amortiguamiento sobre el desplazamiento.	82
Figura 2.51: Efecto de las condiciones del suelo en la respuesta de estructuras aisladas	83
Figura 2.52: Vista isométrica del edificio	84
Figura 2.53: Elevación del edificio	85
Figura 2.54: Planta nivel típico de la estructura de base fija	86
Figura 2.55: Modelo 3D del edificio con base aislada	87
Figura 2.56: Planta niveles 1 y 2.	88
Figura 2.57: Planta niveles 3, 4, 5 y 6	88
Figura 2.58: Sección transversal de la estructura	89
Figura 2.59: Modelación 3D del edificio con base aislada	90
Figura 2.60: University of Southern California University Hospital	96
Figura 2.61: Ubicación de los aisladores de base en el nivel de cimentación	97
Figura 2.62: Elevación y respuesta del edificio frente al Terremoto de Northridge 1994	98

Figura 2.63: Disminución de las aceleraciones en la superestructura	99
Figura 2.64: Proyecto Nuevo Hospital de Frosinone - Italia	100
Figura 2.65: Elevación frontal del Hospital de Frosinone	100
Figura 2.66: Sección transversal del edificio	101
Figura 2.67: Sección transversal con aisladores sísmicos	101
Figura 2.68: Plano estructural en el nivel 5, 6, 7 y 8	102
Figura 2.69: (a) aceleraciones, (b) desplazamientos y (c) derivas de la estructura con base fija y aislada. Bloque B, Estado Límite Ultimo (SLU), dirección X	104
Figura 2.70: Vista aérea del Hamamatsu Medical Center	107
Figura 2.71: Primera planta (izquierda) y planta típica (derecha)	107
Figura 2.72: Elevación del pórtico de los edificios No.1 y No.2	108
Figura 2.73: Planta (arriba) y la sección (abajo) de losa de conexión	109
Figura 2.74: direcciones predominantes utilizando microtemblores antes y después de conexión No.1 y No.2	109
Figura 2.75: Disposición de los dispositivos de aislamiento sísmico	110
Figura 2.76: Proceso de construcción por el método de apoyo temporal	111
Figura 2.77: Modelo de pórtico tridimensional	112
Figura 2.78: Resultados de respuesta en el análisis Tiempo - Historia de la estructura aislada para 5 terremotos	112
Figura 2.79: Planta general del Hospital Militar La Reina	114
Figura 2.80: Edificio A con aislamiento, Hospital Militar La Reyna – Santiago, Chile	115
Figura 2.81: Ubicación de los aisladores sísmicos en la parte superior del sótano	116
Figura 2.82: Elevación del Hospital la Reyna	116
Figura 2.83: Formación de rótulas plásticas en todas las columnas del sótano del área no aislada	117

Figura 2.84: Esquema de un sistema con aislación basal de dos grados de libertad	119
Figura 2.85: Formas de modo para un sistema aislado de dos grados de libertad	124
Figura 2.86: Edificio de base aislada (a) Esquema. (b) Modelo dinámico	130
Figura 2.87: Diagrama fuerza- desplazamiento horizontal para deformaciones $\gamma \leq 400\%$. Ensayos experimentales (SMIRT11, 1991) de dispositivos de alto amortiguamiento en escala reducida (1/1.83). P = Carga vertical de ensayo, Po = Carga vertical de diseño	132
Figura 4.1: Modelo tridimensional del Centro de Salud	140
Figura 4.2: Elevación Jr. Rufino Echenique	142
Figura 4.3: Planta – Sótano	142
Figura 4.4: Planta – Primer Nivel	143
Figura 4.5: Planta – Segundo Nivel	144
Figura 4.6: Planta – Tercer Nivel	144
Figura 4.7: Perfil estratigráfico de calicatas C-7, C-8 y C-9	146
Figura 4.8: Ubicación de calicatas	147
Figura 4.9: Esquema en planta y elevación del edificio convencional.	150
Figura 4.10: Valores de C_T para la Determinación del Periodo Fundamental de la Estructura	151
Figura 4.11: Planta y modelo tridimensional del centro de salud con estructura convencional.	152
Figura 4.12: Definición de las fuentes de masas	153
Figura 4.13: Primer modo del edificio convencional, modo rotacional en Z	155
Figura 4.14: Segundo modo del edificio convencional, modo traslacional en Y	156
Figura 4.15: Tercer modo del edificio convencional, modo traslacional en X	156
Figura 4.16: Control por carga lateral (sismo)	157
Figura 4.17: Definición del patrón de carga sísmica estática	160

Figura 4.18: Espectro de diseño para un suelo muy rígido (S1)	167
Figura 4.19: Espectro de diseño de la Nch 433 reducido para un sistema aislado.	168
Figura 4.20: Definición en el software del amortiguamiento efectivo del aislador.	169
Figura 4.21: Desplazamiento total máximo D_{TD} y D_{TM}	180
Figura 4.22: Evaluación de la rigidez horizontal para un aislador HDRB	184
Figura 4.23: Factor de forma S	185
Figura 4.24: Componentes y dimensiones de un aislador HDR	188
Figura 4.25: Condiciones de borde para un cojinete de aislamiento bajo una carga vertical “P”	195
Figura 4.26: Comportamiento a flexión de un aislador elastomérico	196
Figura 4.27: Mecánica de volcamiento para aisladores con conexión por corte	199
Figura 4.28: Dimensiones definitivas del aislador con alto amortiguamiento HDR	200
Figura 4.29: Idealización de la relación bilineal fuerza-desplazamiento de un aislador de goma con núcleo de plomo.	203
Figura 4.30: Parámetros básicos de la curva de histéresis	208
Figura 4.31: Dimensiones definitivas del aislador con núcleo de plomo LRB	215
Figura 4.32: Vista en 3D de la estructura aislada	220
Figura 4.33: Propiedades lineales para el modelamiento de aisladores	221
Figura 4.34: Propiedades no lineales para el modelamiento de Aisladores	221
Figura 4.35: Ventana de ingreso de propiedades para el aislador (a) HDR y (b) LRB	222
Figura 4.36: Ventana de ingreso de propiedades del aislador HDR en la dirección vertical y en las direcciones horizontales	223
Figura 4.37: Ventana de ingreso de propiedades del aislador LRB en la dirección vertical y en las direcciones horizontales	223
Figura 4.38: Esquema en planta con la ubicación de los aisladores HDR	225

Figura 4.39: Esquema en planta con la ubicación de los aisladores LRB	227
Figura 4.40: Esquema en planta con ubicación de los aisladores HDR y LRB – 1ra opción	229
Figura 4.41: Esquema en planta con ubicación de los aisladores HDR y LRB – 2da opción	231
Figura 4.42: Primer modo de vibración edificio aislado (traslacional en Y)	236
Figura 4.43: Segundo modo de vibración del edificio aislado (traslacional en X)	236
Figura 4.44: Tercer modo de vibración del edificio aislado (rotacional en Z)	237
Figura 4.45: Respuesta de desplazamientos en X e Y del edificio aislado para el sismo en la dirección X	239
Figura 4.46: Respuesta de desplazamientos en X e Y del edificio para el sismo en la dirección Y	239
Figura 4.47: Deriva de piso en X e Y del edificio aislado para el sismo en la dirección X	240
Figura 4.48: Deriva de piso en X e Y del edificio aislado para el sismo en la dirección Y	240
Figura 4.49: Respuesta en altura del edificio aislado para los cortes basales, en cada dirección con el sismo en X	243
Figura 4.50: Respuesta en altura del edificio aislado para los cortes basales, en cada dirección con el sismo en Y	243
Figura 5.1: Desplazamientos máximos por nivel según el análisis modal espectral	247
Figura 5.2: Aceleraciones máximas por nivel según el análisis modal espectral	251
Figura 5.3: Fuerza cortante sísmica por nivel según el análisis modal espectral	252

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1: Clasificación de las técnicas de control de respuesta sísmica	66
Tabla 2.2: Cuadro comparativo de los distintos tipos de aisladores elastoméricos	73
Tabla 2.3: Modos de vibración del edificio con base fija	90
Tabla 2.4: Modos de vibración del edificio con base aislada	90
Tabla 2.5: Algunos hospitales con sistemas de protección sísmica y sus características	92
Tabla 2.6: Costos de construcción y el porcentaje del costo de los aisladores según cada componente del edificio	104
Tabla 2.7: Descripción de los edificios Hamamatsu Medical Center	107
Tabla 3.1: Matriz de consistencia	135
Tabla 4.1: Áreas generales del Centro de Salud Pedro Sánchez Meza	140
Tabla 4.2: Factor de zona para el edificio convencional	146
Tabla 4.3: Resumen de valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo	147
Tabla 4.4: Parámetros S del suelo para el edificio convencional	148
Tabla 4.5: Parámetros T_P y T_L del suelo para el edificio convencional	148
Tabla 4.6: Categoría de las edificaciones	148
Tabla 4.7: Coeficiente básico de reducción R_0	149
Tabla 4.8: Tipos de irregularidades en altura	150
Tabla 4.9: Tipos de irregularidades en planta	150
Tabla 4.10: Masas de los entrepisos y ubicación del CM. Y CR. del edificio convencional	153
Tabla 4.11: Periodos y frecuencias del edificio convencional.	154
Tabla 4.12: Participación modal del edificio convencional	154
Tabla 4.13: Límites de derivas de piso	157
Tabla 4.14: Desplazamientos horizontales de cada nivel del edificio convencional	158

Tabla 4.15: Distorsiones laterales del edificio convencional en las direcciones X e Y	158
Tabla 4.16: Valores máximos de las aceleraciones absolutas por cada nivel del edificio convencional en las direcciones X e Y	159
Tabla 4.17: Cálculo de la cortante basal estática	160
Tabla 4.18: Valores de las fuerzas cortantes máximos por cada nivel del edificio convencional en las direcciones X e Y	161
Tabla 4.19: Factor de zona para el edificio aislado	164
Tabla 4.20: Parámetros S del suelo para el edificio convencional	165
Tabla 4.21: Parámetros T_P y T_L del suelo para el edificio aislado	165
Tabla 4.22: Factor de reducción para edificios de base fija (R) y base aislada (R_I)	166
Tabla 4.23: Determinación del factor de escala (F.E.) para el análisis modal espectral del edificio aislado	167
Tabla 4.24: Especificaciones necesarias para el diseño de los aisladores HDR y LRB	174
Tabla 4.25: Factor de Reducción de Amortiguamiento B en los códigos y especificaciones	176
Tabla 4.26: Cálculo del desplazamiento de diseño para el aislador HDR	177
Tabla 4.27: Cálculo del desplazamiento máximo para el aislador HDR	178
Tabla 4.28: Cálculo del desplazamiento total de diseño y máximo para el aislador HDR	180
Tabla 4.29: Cálculo de la rigidez horizontal total para el aislador HDR	181
Tabla 4.30: Cálculo de la rigidez horizontal de cada aislador HDR	182
Tabla 4.31: Cálculo del área del aislador HDR	182
Tabla 4.32: Cálculo del diámetro exterior del aislador HDR	183
Tabla 4.33: Cálculo de la altura de la goma del aislador HDR	183
Tabla 4.34: Cálculo del módulo de corte de la goma para el aislador HDR	184
Tabla 4.35: Propiedades de las gomas especificadas para los aisladores	185
Tabla 4.36: Cálculo del espesor de la capa de goma para el aislador HDR	186

Tabla 4.37: Cálculo del número de capas de goma para el aislador HDR	187
Tabla 4.38: Cálculo de la tensión de trabajo de las placas de acero del aislador HDR	188
Tabla 4.39: Cálculo de la altura total del aislador HDR	189
Tabla 4.40: Cálculo de la rigidez vertical del aislador HDR	190
Tabla 4.41: Cálculo de la frecuencia vertical del aislador HDR	191
Tabla 4.42: Verificación de la rigidez horizontal del aislador HDR	191
Tabla 4.43: Verificación del periodo objetivo con el aislador HDR	192
Tabla 4.44: Propiedades mecánicas de la goma	193
Tabla 4.45: Cálculo de la deformación angular máxima del aislador HDR	194
Tabla 4.46: Cálculo de la carga crítica de pandeo para el aislador HDR	197
Tabla 4.47: Verificación al volcamiento para el aislador HDR	200
Tabla 4.48: Cálculo del amortiguamiento efectivo inicial del sistema de aislación	201
Tabla 4.49: Cálculo del desplazamiento de diseño con HDR y LRB	201
Tabla 4.50: Cálculo del desplazamiento máximo con HDR y LRB	202
Tabla 4.51: Cálculo de la rigidez horizontal total con HDR y LRB	202
Tabla 4.52: Cálculo de la rigidez horizontal promedio para el aislador HDR y LRB	202
Tabla 4.53: Cálculo del área del aislador LRB	203
Tabla 4.54: Cálculo del diámetro exterior del aislador LRB	203
Tabla 4.55: Parámetros variables de la relación “Q / W”	204
Tabla 4.56: Cálculo del diámetro del núcleo de plomo para el aislador LRB	204
Tabla 4.57: Cálculo de la altura de goma para el aislador LRB	205
Tabla 4.58: Cálculo del módulo de corte de la goma para el aislador LRB	205
Tabla 4.59: Cálculo del espesor de la capa de goma para el aislador LRB	206
Tabla 4.60: Cálculo del factor de forma para el aislador LRB	206
Tabla 4.61: Cálculo del número de capas de goma del aislador LRB	206

Tabla 4.62: Cálculo de la tensión de trabajo para la placa de acero del aislador LRB	207
Tabla 4.63: Cálculo de la altura total del aislador LRB	207
Tabla 4.64: Cálculo de la rigidez post fluencia y rigidez efectiva del aislador LRB	209
Tabla 4.65: Cálculo del desplazamiento de fluencia y fuerza de fluencia del aislador LRB	211
Tabla 4.66: Verificación del amortiguamiento efectivo del sistema con HDR y LRB	211
Tabla 4.67: Cálculo de la rigidez vertical del aislador LRB	212
Tabla 4.68: Cálculo de la frecuencia vertical del aislador LRB	212
Tabla 4.69: Verificación de la rigidez horizontal promedio de los aisladores HDR y LRB	213
Tabla 4.70: Verificación del periodo objetivo con los aisladores HDR y LRB	213
Tabla 4.71: Cálculo de la deformación angular máxima para el aislador LRB	214
Tabla 4.72: Cálculo de la carga crítica de pandeo con el aislador LRB	214
Tabla 4.73: Verificación al volcamiento con el aislador LRB	215
Tabla 4.74: Resumen de propiedades del aislador HDR actuando en el sistema de aislación sin el LRB	216
Tabla 4.75: Resumen de propiedades del aislador HDR actuando conjuntamente con el LRB	217
Tabla 4.76: Resumen de propiedades del aislador LRB actuando conjuntamente con el HDR	218
Tabla 4.77: Propiedades geométricas del aislador con núcleo de plomo LRB	219
Tabla 4.78: Propiedades mecánicas del aislador con núcleo de plomo LRB	219
Tabla 4.79: Porcentaje de masa participativa – alternativa 1	226
Tabla 4.80: Desplazamientos absolutos – alternativa 1	226
Tabla 4.81: aceleraciones absolutas – alternativa 1	226
Tabla 4.82: Fuerzas cortantes dinámicas – alternativa 1	227

Tabla 4.83: Porcentaje de masa participativa – alternativa 2	227
Tabla 4.84: Desplazamientos absolutos – alternativa 2	228
Tabla 4.85: aceleraciones absolutas – alternativa 2	228
Tabla 4.86: Fuerzas cortantes dinámicas – alternativa 2	229
Tabla 4.87: Porcentaje de masa participativa – alternativa 3	230
Tabla 4.88: Desplazamientos absolutos – alternativa 3	230
Tabla 4.89: aceleraciones absolutas – alternativa 3	230
Tabla 4.90: Fuerzas cortantes dinámicas – alternativa 3	231
Tabla 4.91: Porcentaje de masa participativa – alternativa 4	232
Tabla 4.92: Desplazamientos absolutos – alternativa 4	232
Tabla 4.93: aceleraciones absolutas – alternativa 4	232
Tabla 4.94: Fuerzas cortantes dinámicas – alternativa 4	233
Tabla 4.95: Participación modal del edificio aislado	234
Tabla 4.96: Periodos y frecuencias del edificio aislado	235
Tabla. 4.97: Desplazamientos horizontales de cada nivel del edificio aislado para sismo X y sismo Y	238
Tabla 4.98: Distorsiones laterales del edificio aislado en las direcciones X e Y	241
Tabla 4.99: Valores máximos de las aceleraciones absolutas por cada nivel del edificio aislado en las direcciones X e Y	242
Tabla 4.100: Valores de las fuerzas cortantes máximas por cada nivel del edificio aislado en las direcciones X e Y	244
Tabla 5.1: Valores de los desplazamientos máximos absolutos	246
Tabla 5.2: Valores de las distorsiones laterales máximas	249
Tabla 5.3: Valores de las aceleraciones absolutas máximas	250
Tabla 5.4: Valores de las fuerzas cortantes sísmicas máximas	252

RESUMEN

En este trabajo se presenta el marco teórico del aislamiento sísmico con aisladores elastoméricos y un análisis en términos de respuesta sísmica de un caso en particular: el edificio del Centro de Salud Pedro Sánchez Meza de la Provincia de Chupaca, Departamento de Junín. Este establecimiento de salud pertenece a la categoría de edificaciones esenciales que consta de tres niveles y un sótano destinado a estacionamiento. Se realiza un análisis dinámico modal espectral utilizando el programa ETABS 2015 considerando el edificio con base fija y base aislada, ello según el diseño preliminar de los aisladores de alto amortiguamiento (HDR) y con núcleo de plomo (LRB) tomando en cuenta la combinación y ubicación más adecuada de los mismos, comparando los resultados obtenidos en términos de desplazamientos relativos, aceleraciones absolutas y fuerzas cortantes sísmicas.

Para el análisis sísmico de la estructura con base fija y base aislada se utiliza la norma peruana de diseño sismorresistente N.T.E. E-030 (2016) y para el diseño de los aisladores el ASCE/SEI 7-10 y el FEMA 274.

Los resultados del estudio miden la reducción de la demanda sísmica y muestran la importancia del uso del sistema de protección sísmica según lo exigido por la actual norma sismorresistente peruana.

Palabras clave: aisladores elastoméricos, respuesta sísmica, modal espectral, ETABS, ASCE, FEMA, demanda sísmica.

ABSTRACT

Building Health Center Pedro Sánchez Meza Chupaca Province, Junin Department: In this paper the theoretical framework of seismic isolation with elastomeric isolators and analysis in terms of seismic response of a particular case is presented. This health facility belongs to the category of essential buildings consisting of three levels and a basement for parking. a dynamic analysis modal spectral is performed using the ETABS 2015 program considering the building with fixed base and isolated base, this according to the preliminary design of insulators high damping (HDR) and lead core (LRB) taking into account the combination and best thereof, comparing the results obtained in terms of relative displacement, absolute accelerations and seismic shear forces location.

For the seismic analysis of the structure with fixed base and the base isolated Peruvian earthquake resistant design standard used N.T.E. E-030 (2016) and for the design of insulators ASCE / SEI 7-10 and FEMA 274.

The results of the study measured the seismic demand reduction and show the importance of using seismic protection system as required by the current Peruvian earthquake resistant standard.

Key words: elastomeric isolators, seismic response, spectral modal, ETABS, ASCE, FEMA, seismic demand

I. Introducción

El territorio peruano tiene gran actividad sísmica ya que se encuentra comprendido en el llamado “cinturón de fuego del Pacífico”, una de las zonas más destructivas del planeta. Esto obliga a tomar medidas eficaces con la finalidad de proteger las estructuras frente a los terremotos.

Es por ello que, en el diseño sísmico de los edificios, se debe garantizar la integridad de las estructuras, de sus contenidos y la defensa de la vida de las personas en su interior. Las metodologías de diseño tradicionales permiten la ocurrencia de daños ante sismos severos, por lo que era necesario modificar la filosofía de diseño sismorresistente tradicional y dar paso al desarrollo de nuevas técnicas, impulsadas por la innovación tecnológica y al mismo tiempo por la necesidad de identificar métodos más cuidadosos para mejorar el comportamiento sísmico de las edificaciones. Nuestro país no ajeno a estos avances tecnológicos, incluyó en la norma de diseño sismorresistente E-030 (2016), el uso obligatorio de sistemas de protección sísmica en centros hospitalarios.

En las últimas dos décadas ha ganado aceptación entre la comunidad profesional el uso de sistemas de protección sísmica en estructuras. Entre ellos, los sistemas de aislación sísmica y de disipación de energía son los más utilizados. En términos generales, los sistemas de aislación sísmica limitan la energía que el sismo trasfiere a la superestructura, reduciendo considerablemente los esfuerzos y deformaciones de la estructura aislada, previniendo el daño estructural y no estructural

A falta de una normativa peruana para edificios aislados sísmicamente, se tiene que recurrir a normas internacionales tales como el ASCE/ SEI 7-10, la norma chilena NCh 2745 – 2003 entre otros.

1.1. Planteamiento del Problema

El mal desempeño que han exhibido algunas edificaciones y sus contenidos durante sismos recientes (Northridge 1994, Kobe 1995, Taiwan 1999, Sichuan 2008, Perú 2007, Chile 2010), y el nivel tan alto de pérdidas sociales y económicas que esto representa, ha creado desconcierto en la comunidad internacional de la ingeniería estructural. Dentro de un contexto donde el desempeño de los nuevos edificios debe satisfacer las múltiples y complejas necesidades de las sociedades modernas, se han planteado nuevos procedimientos de diseño con la aspiración de dar lugar a sistemas estructurales que sean capaces de controlar adecuadamente su nivel de daño cuando se les sujeta a excitaciones sísmicas con diferente intensidad. Considerando que el costo de los contenidos de estructuras altamente especializadas, como las que alojan hospitales, museos, centros de operación y otras estructuras esenciales, pueden llegar a ser muy altos, se requieren enfoques de diseño con nuevas tecnologías debidamente comprobadas.

1.2. Descripción del Problema.

Por su naturaleza, las construcciones hospitalarias tienden a ser construcciones de gran envergadura y complejidad, lo que conduce a que en muchos casos presenten esquemas de configuraciones complejas. Respecto a la configuración, no se puede designar a la mera forma espacial de la construcción en abstracto, sino a ella en cuanto se halla en estrecha relación con el tipo, disposición, fragmentación, resistencia y geometría de la estructura de la edificación, relación de la cual se derivan ciertos problemas de respuesta estructural ante sismos. Asimismo,

los hospitales disponen de una compleja red de instalaciones eléctricas, mecánicas y sanitarias, así como de un gran número de equipos generalmente costosos, dotaciones todas indispensables para la vida normal del hospital, así como para la atención de una emergencia. En la ocurrencia de sismos intensos, el movimiento de la estructura muchas veces genera fallas en dichas instalaciones y equipos, lo cual a su vez es la causa de un colapso funcional de la edificación. Si el hospital sufre graves daños no podrá cumplir con su función cuando más se necesita y se convertirá en objeto de la atención del desastre.

1.3. Formulación del Problema.

a) Problema general.

Las edificaciones convencionales de base fija, presentan daños tanto a la estructura y sus contenidos frente a un sismo severo, produciendo un impacto severo sobre la economía y vida social de nuestro país.

b) Problemas específicos.

- ¿Por qué nuestro país no cuenta con una norma específica para sistemas de protección sísmica, estando comprendido en el Cinturón de Fuego del Pacífico?
- ¿Por qué no es un tema recurrente el aislamiento de base con elastómeros para el diseño sísmico de edificaciones en los casos que su uso sea adecuado y favorable?

1.4. Antecedentes.

Los eventos sísmicos son un fenómeno natural que nos ha acompañado desde siempre y que inevitablemente nos seguirá acompañando en el futuro, esta afirmación tiene su base en que como es sabido la distribución de los sismos en el mundo no es igualitaria, existen lugares

donde estos eventos se concentran más, ya sea en cantidad como en intensidad, Perú está ubicado en una de las regiones sísmicamente más activas del mundo, nuestro país se encuentra sobre una región de convergencia tectónica entre las placas Oceánica (Nazca) y Continental Sudamericana). “esta interacción de placas se da en una zona de subducción, pues estas placas se acercan y se mete una debajo de otra a razón de aproximadamente 9 cm/año”. (Kuroiwa, 2010, pág. 22) . Un segundo tipo de actividad sísmica está producida por las deformaciones corticales presentes a lo largo de la cordillera Andina, con terremotos menores en magnitud y frecuencia. Silgado (1978) ha realizado un estudio histórico de los sismos más notables ocurridos en el Perú desde el siglo XVI hasta el siglo XIX detallando 216 sismos en el orden cronológico de su ocurrencia, precisando que los datos con que se cuentan son incompletos y se encuentran esparcidos en diversas obras inéditas o poco conocidas, por lo que no son totalmente representativas, ya que pueden haber ocurrido sismos de gran magnitud en regiones remotas, que no fueron reportados. Dorbath et al (1990) citado en (Castillo & Alva, 1993) menciona que se analizaron los grandes sismos históricos y obtuvieron cantidades estimadas de longitudes de ruptura en un diagrama espacio-tiempo de los grandes sismos históricos del Perú. Se muestra la existencia de tres zonas diferentes correspondientes a la segmentación de la placa de Nazca subducida en la placa Sudamericana. La actividad sísmica en el Norte y Centro del país es compleja debido a la irregularidad de las longitudes de ruptura, la zona Sur tiene un modelo sísmico simple y regular, ya que ha experimentado cuatro grandes sismos cuyo tiempo de recurrencia es del orden de un siglo; ésta es una zona de alto riesgo sísmico

Hay que tener en claro que los efectos adversos generados por los terremotos no son directas del mecanismo del sismo, más bien de las fallas de estructuras construidas por el ser humano, por lo que aunque los sismos son inevitables está en nuestras manos reducir sus consecuencias a límites aceptables mediante el control del medio construido. Por todo lo

anterior nuestro país presenta múltiples desafíos ante el problema sísmico y toma una relevancia importante la investigación de estructuras resistentes a los sismos tanto del punto de vista estructural como funcional, ya que se presta un servicio directo a toda la población del país. Ante la alta sismicidad del país se han generado normativas que intentan evitar daños severos en las edificaciones y pérdida de vidas humanas. De acuerdo a MVCS, en 1970 se publicó uno de los primeros Reglamentos Nacionales de Construcción pero solo hasta 1977 se difunde las normas de diseño sismorresistente, donde se muestra, por primera vez, un mapa de zonificación sísmica del Perú, mapa que ha servido de base para la NTE-E030 (2003). Especial importancia se da a las edificaciones esenciales para hacer frente a las situaciones de emergencia de cualquier índole, y en particular, la necesidad que dichas instalaciones estén preparadas para actuar en caso de crisis sísmicas, ha sido puesta de manifiesto por terremotos históricos y recientes. La experiencia de sismos pasados, ha demostrado que las edificaciones esenciales y en especial los hospitales, pueden ser altamente vulnerables a dicho fenómeno, al no poder responder adecuadamente ni garantizar su normal funcionamiento tras la ocurrencia de un evento sísmico.

Las estadísticas dadas a conocer por la Organización Panamericana de la Salud OPS muestran cómo sólo en América, durante las dos últimas décadas, más de 100 hospitales han sido afectados por terremotos, con diferentes niveles de daño, que van desde daños menores que han reducido su capacidad funcional, hasta daños severos que incluso han provocado su colapso total. Esto ha representado importantes pérdidas de vidas humanas y un alto costo económico que en términos de salud pública, ha representado la desaparición de más de 10,000 camas hospitalarias, cuyo valor de reposición a los costos actuales ascendería a más de 700 millones de dólares americanos (1993). Investigaciones a nivel mundial buscan aplicar nuevas tecnologías que reduzcan los riesgos sísmicos, es así que en la actualidad muchas edificaciones en el mundo ya cuentan con sistemas modernos de protección sísmica, uno de los cuáles es el

aislamiento de base. El aislamiento de base ha demostrado en sismos severos como el de Northridge en EE.UU. (1994), el de Kobe en Japón (1995), el de Chile (2010) y en otros más, que el aislamiento de base protege de los sismos tanto a la estructura, así como el contenido y a las personas permitiendo que las estructuras sigan funcionando durante e inmediatamente después de un sismo severo. Nuestro país no ajeno a la aplicación exitosa de estos avances tecnológicos, el Estado mediante Decreto Supremo N° 002-2014-VIVIENDA del 13 de Marzo del 2014, dispone la incorporación del Anexo 03 “Sistemas de Protección Sísmica, específica para el caso de Establecimientos de Salud” a la Norma Técnica de Edificación E.030 “Diseño Sismorresistente”, del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE. La experiencia peruana de edificaciones de salud con aislamiento sísmico comienza el 2014 con el proyecto del Hospital Regional de Moquegua, La obra se hará en los terrenos donde actualmente funciona el hospital antiguo (Av. Simón Bolívar), que será demolido.

En la presente memoria de título se estudia y desarrolla la implementación de un sistema de protección sísmica basado en aisladores elastoméricos de base, para un caso particular, que es la propuesta del nuevo centro de salud para la Provincia de Chupaca de la Región Junín, compuesto de tres niveles más un sótano y posee una configuración estructural tipo aporticado.

1.5. Justificación de la Investigación

(Lezama, 2011) nos recuerda que nuestra norma N:T:E: E-030 DISEÑO SISMORRESISTENTE y las normas mundiales convencionales, en su filosofía de diseño permiten que se produzcan daños en la estructura durante un evento sísmico severo, teniendo consecuencias muy desfavorables como el no tener en servicio una infraestructura justamente cuando se produce la mayor demanda de atención médica como es el caso de las

infraestructuras hospitalarias, otra gran desventaja es la falta de protección de las personas, equipos y contenidos frente a los movimientos sísmicos cuyos efectos se incrementan a medida que aumenta la altura del edificio. Los costos económicos y los tiempos de reparación que demandan son muy onerosos, así como los seguros tienden a incrementar su costo de operación y mantenimiento.

Las estructuras con aisladores de base es la mejor solución para construir en zonas sísmicas, de ahí que la temática debería orientarse a la reducción del riesgo sísmico de edificaciones esenciales como hospitales y centros educativos, mientras que los disipadores de energía fluido -viscosos podrían ser particularmente convenientes para el mejoramiento sísmico de edificios vulnerables. La efectividad de muchos de estos sistemas para mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras ha sido demostrada en los terremotos recientes. Es así que el sistema de aislamiento sísmico puede resultar económico y ventajoso para la protección de estructuras importantes o esenciales en nuestro medio. Como se manifestó anteriormente, la alternativa del aislamiento sísmico ha sido eficiente en varios países donde ocurrieron sismos severos, sin embargo, debido al bajo desarrollo tecnológico de nuestro país no se ha dado impulso a este sistema innovador, complementado al hecho de que se requiere de profesionales especialistas en el diseño y en la etapa constructiva, no obstante se anhela una venturosa incursión del Perú en el prometedor campo del aislamiento sísmico.

1.6. Limitaciones de la Investigación

Para lograr el propósito del trabajo de investigación, el enfoque se realiza a través del desarrollo de cinco grandes partes.

En la primera parte se da un enfoque detallado de los fundamentos de la dinámica estructural aplicado al análisis sísmico de edificios, el mismo que se complementa con el

desarrollo de la modelización dinámica de estructuras aisladas, de esta manera se tiene la visión de los parámetros que influyen en el comportamiento dinámico de las estructuras, específicamente para el caso de edificios sometidos a movimientos sísmicos.

En la segunda parte se expone los principios, configuración y comportamiento del sistema de aislamiento sísmico, ello nos permite conocer los beneficios y desventajas del uso de este sistema de protección sísmica, y las posibilidades de elección que se ajuste mejor a nuestra estructura. Se complementa con el desarrollo de casos reales de centros médicos a nivel mundial donde se utilizó con éxito los aisladores sísmicos, lo que nos brinda confianza y una data importante de experiencias de edificios que han tenido buen comportamiento frente a terremotos.

La tercera parte consiste en el análisis de la estructura convencional, esto quiere decir sin el sistema de aislación basal, usando la norma N.T.E. E-030 (2016), apoyado por el programa computacional ETABS 2015 a través de un análisis dinámico modal espectral, de esta manera se tiene la visión y comportamiento del edificio si se realizara en forma tradicional sin ningún sistema de aislación sísmica, como es que se realizan la mayoría de los edificios en nuestro país.

La cuarta parte consiste en el análisis del edificio aislado, partiendo del modelado matemático de los aisladores a través de la exposición detallada de las propiedades geométricas y mecánicas de los aisladores elastoméricos, para ello se utiliza la norma ASCE/SEI 7-10 y FEMA 274 entre otros, con los resultados numéricos obtenidos se procede al modelamiento de nuestra estructura aislada haciendo un análisis dinámico modal espectral con el apoyo del software ETABS 2015. Los resultados obtenidos nos brindan una visión sobre las nuevas características estructurales, funcionales y de serviciabilidad; se podrá tener parámetros de la metodología, desarrollo y desempeño de la norma aplicada a un edificio real.

En la quinta parte se realiza un análisis comparativo de los resultados obtenidos para el caso de estudio del edificio convencional versus el mismo edificio utilizando los aisladores sísmicos, en base a la respuesta sísmica obtenida basado en el control de desplazamientos relativos, aceleraciones absolutas y las cortantes sísmicas actuantes.

Se pretende que el presente trabajo de tesis sea una herramienta útil en el conocimiento y estudio de la aislación basal, una ayuda al entendimiento y masificación de la nueva tecnología en los casos que justifique su aplicación, incentivando además nuevas investigaciones en el área de la protección sísmica.

1.7. Objetivos.

a) Objetivo general.

Comparar la respuesta estructural de la edificación hospitalaria aislada versus la misma edificación con base empotrada, de acuerdo a los parámetros establecidos por la normatividad, demostrando la reducción de la demanda sísmica en el sistema aislado

b) Objetivos específicos.

- Analizar y diseñar la estructura utilizando el ASCE/SEI 7-10 para estructuras con aislamiento sísmico y sus aplicaciones en un proyecto real.
- Dar una mejor comprensión del comportamiento de los edificios de base aislada y una mayor confianza en el comportamiento de la superestructura bajo excitación del suelo.

1.8. Hipótesis

a) Hipótesis general.

Con la inclusión de los elastómeros en la base de la estructura propuesta para el Centro de Salud de Chupaca, se puede reducir en más del 50% las derivas y fuerza cortante de entrepisos en comparación con la misma estructura con base fija.

b) Hipótesis específicas.

- Los parámetros de respuesta de la estructura, definidas por el periodo, modos de vibración, fuerza cortante sísmica, aceleración absoluta de entrepisos y desplazamientos relativos de entrepisos, influyen en la elección del tipo de aislador y la ubicación que debe poseer.

- Los diseños que incluyen el uso del aislamiento sísmico desde la concepción del proyecto, mejoran el rendimiento estructural y arquitectónico de los edificios que utilizan este tipo de tecnología

II. Marco Teórico

2.1. Fundamentos de la Dinámica Estructural

2.1.1. Preámbulo.

La aplicación de la dinámica estructural a la ingeniería inició con la necesidad de entender el comportamiento de las máquinas, que es diferente aplicarla a estructuras cuyas características de rigidez y resistencia no se conocen plenamente al igual que las excitaciones que le son producidas por los movimientos sísmicos. Pique et ál (1991) afirma que:

Para el estudio de la vibración de sistemas estructurales es necesario hacer uso de algunos conceptos relativos a la respuesta de sistemas de un grado de libertad (1 GDL) que son aplicables a sistemas de muchos grados de libertad como son las estructuras de edificios por lo que es imprescindible comenzar por una revisión de estas ideas (p. 1).

2.1.2. Sistemas de un grado de libertad.

“El oscilador viscoelástico de un grado de libertad se usa para representar sistemas estructurales sencillos desde el punto de vista dinámico” (Tarque & Loaiza, 2003, p. 3).

El oscilador viscoelástico es un modelo ideal constituido por una masa concentrada m que puede moverse en una dirección, limitado por un resorte de rigidez k .

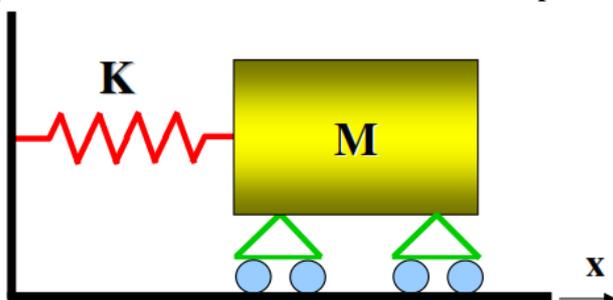


Figura 2.1: Oscilador simple
Fuente: (Ponzo & Ditommaso , s.f.)

Diversas estructuras reales pueden representarse de este modo, por ejemplo, un tanque elevado, un pórtico de un solo piso ó una viga simplemente apoyada.

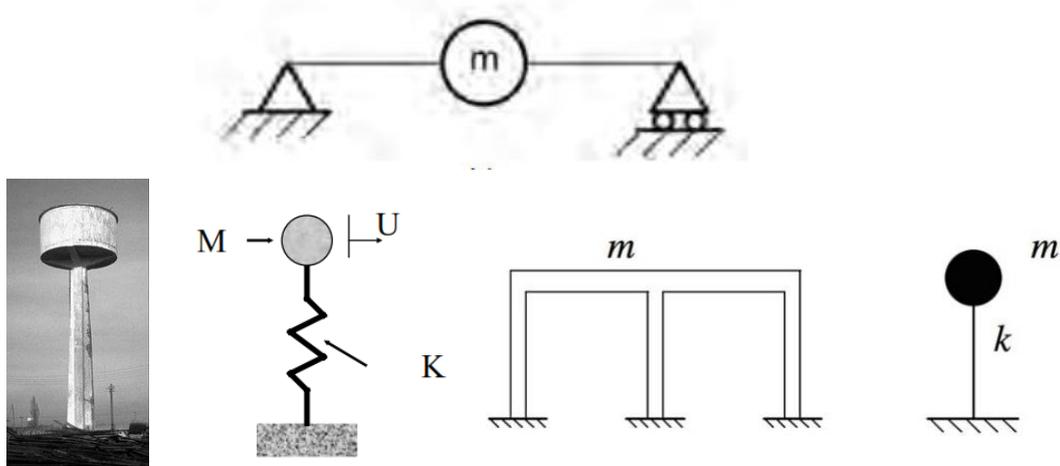


Figura 2.2: Casos reales de estructuras con un grado de libertad

Fuente: Salinas R., 2001

Como se muestra, el resorte del modelo representa la rigidez del fuste del tanque o la rigidez de las columnas del pórtico, La constante de proporcionalidad entre la fuerza de restitución elástica y el desplazamiento lateral, se denomina rigidez lateral de la estructura k ; la rigidez k es la fuerza que produce un desplazamiento unitario,

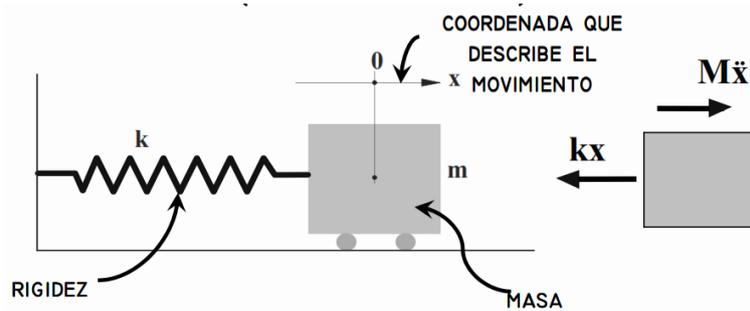


Figura 2.3: Diagrama de cuerpo libre del oscilador simple

Fuente: (Farbiarz, s.f.)

Donde:

X = desplazamiento relativo respecto al origen.

$f_e = k * x$, fuerza elástica.

$f_i = m * \ddot{x}$, fuerza de inercia.

2.1.3. Respuesta de los sistemas de un grado de libertad.

2.1.3.1. Vibraciones libres sin amortiguamiento.

Recordemos que una vibración es el movimiento oscilatorio de un cuerpo o sistema de cuerpos conectados desplazados desde una posición de equilibrio.

En la figura 2.4 se muestra un sistema elástico de un grado de libertad compuesto por una masa m , la cual puede deslizarse sin fricción sobre una superficie horizontal y cuya posición se describe por medio de la coordenada u , y por un resorte que conecta la masa con un apoyo inmóvil (García, 1998, p. 15).

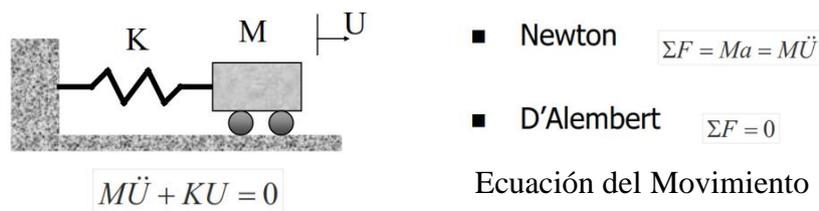


Figura 2.4: Vibración Libre no Amortiguada

Fuente: Salinas R., 2001

La fuerza de inercia y la fuerza elástica deben estar en equilibrio:

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad \text{Ecuación de equilibrio dinámico.} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

$$\ddot{u}(t) + \frac{k}{m}u(t) = 0$$

$$\omega_n^2 = \frac{k}{m}$$

$$\ddot{u}(t) + \omega_n^2 u(t) = 0 \quad \text{Ecuación del movimiento armónico}$$

Y la solución de la ecuación diferencial lineal homogénea de segundo orden viene dado por:

$$u(t) = A \sin(\omega_n t) + B \cos(\omega_n t) \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Donde A y B dependen de las condiciones iniciales que indujeron el movimiento.

Sustituyendo en las condiciones iniciales:

$$\begin{cases} u(0) = u_0 \\ \dot{u}(0) = \dot{u}_0 = 0 \end{cases} \quad \text{Desplazamiento inicial.}$$

$$u(t) = u_0 \sin(\omega_n t) \quad \text{Velocidad inicial nula.}$$

La función armónica con:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{Frecuencia natural del sistema en radianes por segundo (rad/s)} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad \text{Periodo natural del sistema en segundos (s).} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

La masa seguirá oscilando alrededor de la posición de reposo, ya que no hay amortiguamiento, manteniendo la misma amplitud inicial.

El período de vibración libre T depende sólo de las características del sistema y no del desplazamiento inicial impuesto.

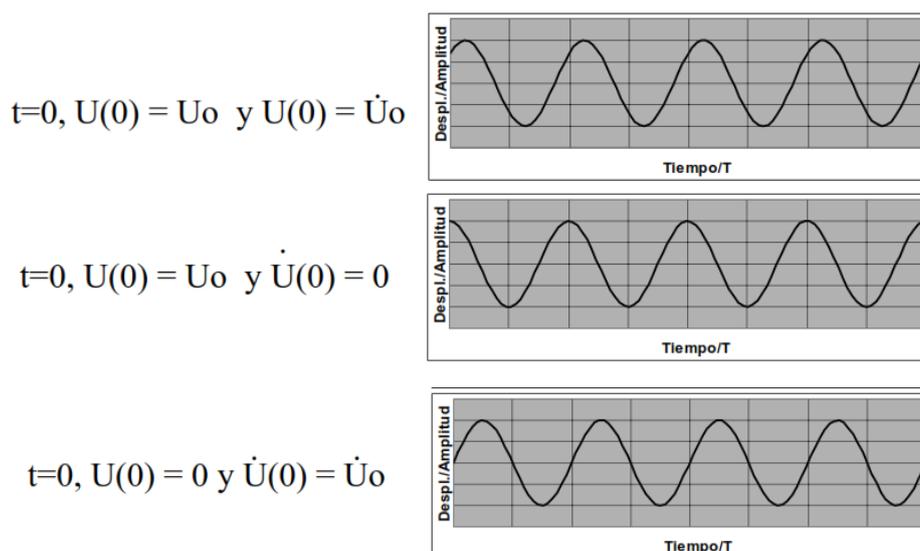


Figura 2.5: Respuesta de un sistema con vibraciones libres no amortiguadas

Fuente: Salinas R., 2001

2.1.3.2. Vibraciones libres amortiguadas.

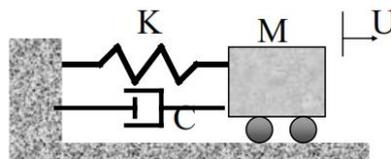
La experiencia nos muestra que la amplitud de un cuerpo vibrante por ejemplo un péndulo ó resorte disminuye gradualmente hasta detenerse.

Los movimientos oscilatorios tienden a disminuir con el tiempo hasta desaparecer. Esto se debe al amortiguamiento que se presenta, el cual hace que parte de la energía se disipe. Las causas de este amortiguamiento están asociadas con diferentes fenómenos dentro de los cuáles se puede contar la fricción de la masa sobre la superficie de apoyo, el efecto del aire que rodea la masa, el cuál tiende a impedir que ocurra el movimiento, la no linealidad del material del resorte, entre otros.

Existen numerosas maneras de describir matemáticamente el efecto de fricción. Dentro de estos modelos, uno de los más utilizados es el que se conoce como amortiguamiento viscoso.

En el amortiguamiento viscoso la fuerza de amortiguamiento es directamente proporcional a la velocidad relativa entre los extremos del amortiguador, lo cual se puede describir por la ecuación -c \dot{u} . (Garcia, 1998, pp. 20-21),

Donde el coeficiente de proporcionalidad c se llama coeficiente de amortiguamiento viscoso.



$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = 0$$

Figura 2.6: Oscilador simple con amortiguamiento.

Fuente: Salinas R., 2001

Utilizando el principio de D´Alembert puede plantearse la siguiente ecuación:

$$f_i + f_a + f_e = 0$$

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad \text{Ecuación de equilibrio dinámico.} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Es de suponer una solución de la forma:

$$\left. \begin{array}{l} u = e^{st} \\ \dot{u} = se^{st} \\ \ddot{u} = s^2 e^{st} \end{array} \right\} e^{st} \left(s^2 + \frac{c}{m}s + \frac{k}{m} \right) = 0 \quad \left. \begin{array}{l} s_1 \\ s_2 \end{array} \right\} - \frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \left(\frac{k}{m}\right)} = 0$$

Las dos raíces pueden ser reales y distintas, reales e iguales, ó complejas conjugadas, según el signo del radicando. El caso límite es aquel en el que dicho radicando es cero.

Evaluamos el amortiguamiento crítico (c_c) cuando el radicando es cero:

$$\boxed{c_c = 2m\sqrt{\frac{k}{m}} = 2m\omega_n} \quad \boxed{\xi = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2\sqrt{km}}} \rightarrow \text{Razón de amortiguamiento.} \quad (\text{Ec. 2.6})$$

“El amortiguamiento crítico marca la transición entre una respuesta oscilatoria y una respuesta no oscilatoria de una estructura” (Salinas, 2001, párr. 38).

Se reescribe la ecuación del movimiento del oscilador teniendo en cuenta que:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{c}{m} = 2\xi\omega_n \\ \frac{k}{m} = \omega_n^2 \end{array} \right\} \ddot{u}(t) + 2\xi\omega_n\dot{u}(t) + \omega_n^2 u(t) = 0$$

$$e^{st}(s^2 + 2\xi\omega_n s + \omega_n^2) = 0 \quad \left. \begin{array}{l} s_1 \\ s_2 \end{array} \right\} - \xi\omega_n \pm \sqrt{(\xi\omega_n)^2 - (\omega_n^2)} = \omega_n \left(-\xi \pm \sqrt{\xi^2 - 1} \right)$$

$$\left. \begin{array}{l} s_1 \\ s_2 \end{array} \right\} \omega_n \left(-\xi \pm i\sqrt{1 - \xi^2} \right) \quad \rightarrow \quad \boxed{u(t) = Ae^{(-\xi + i\sqrt{1 - \xi^2})\omega_n t} + Be^{(-\xi - i\sqrt{1 - \xi^2})\omega_n t}}$$

(Ec. 2.7)

Como podemos observar esta función se compone de dos partes, la primera es una exponencial decreciente ($e^{-\xi\omega_n t}$), mientras que la segunda parte depende de lo que tenemos bajo

los exponentes radicales. De hecho, si $(\xi^2 - 1)$ es un valor negativo, significa que tengo un número complejo, es decir, una función armónica.

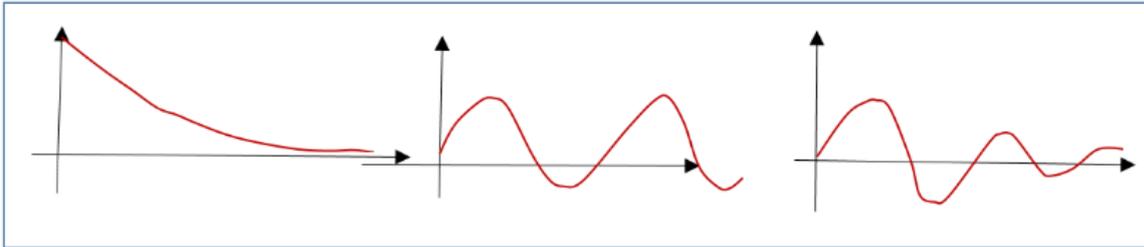


Figura 2.7: Composición característica de las vibraciones amortiguadas

Fuente: (Pasquetto, 2014)

Si:

a) $\xi^2 - 1 < 0$, $\xi^2 < 1$ estado sub crítico o sub amortiguado (se aplica a todos los edificios).

b) $\xi^2 - 1 = 0$, $\xi^2 = 1$ estado crítico.

c) $\xi^2 - 1 > 0$, $\xi^2 > 1$ estado supercrítico o sobreamortiguado.

En la figura 2.8 se muestra el esquema con la clasificación de las vibraciones libres amortiguadas, en función al coeficiente de amortiguamiento.

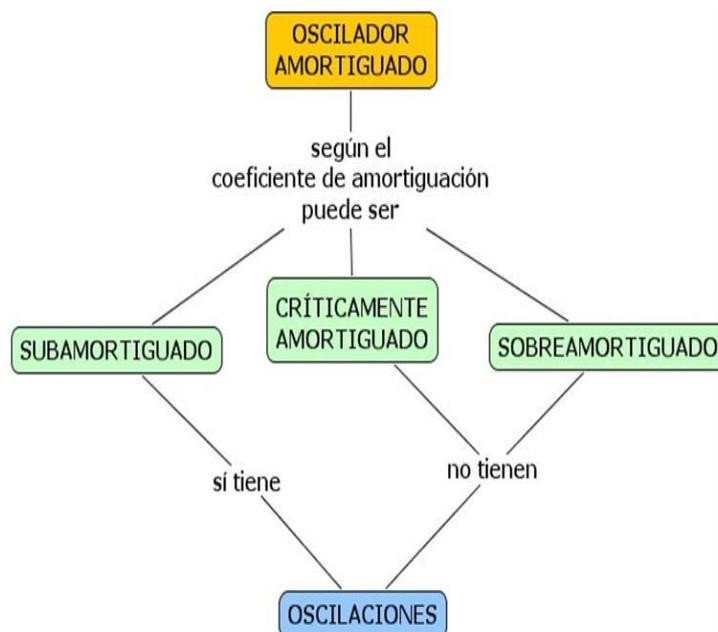


Figura 2.8: Clasificación de las vibraciones libres amortiguadas

Fuente: (LICEO AGB, s.f.)

Vamos a ocuparnos del primer caso, que mas nos interesa, tenemos lo siguiente:

Se sabe que:

$$\begin{cases} e^{-i\omega_n t} = \cos(\omega_n t) - i \sin(\omega_n t) \\ e^{i\omega_n t} = \cos(\omega_n t) + i \sin(\omega_n t) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \cos(\omega_n t) = \frac{e^{i\omega_n t} + e^{-i\omega_n t}}{2} \\ \sin(\omega_n t) = \frac{e^{i\omega_n t} - e^{-i\omega_n t}}{2i} \end{cases}$$

Dos maneras diferentes de escribir la misma función armónica amortiguada:

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left[C_1 \sin(\sqrt{1-\xi^2}\omega_n t) + C_2 \cos(\sqrt{1-\xi^2}\omega_n t) \right]$$

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left[\chi \sin(\sqrt{1-\xi^2}\omega_n t) \right]$$

De acuerdo a las condiciones iniciales $x_{t=0}=x_0$ y $\dot{x}_{t=0}=\dot{x}_0$

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} \left[\frac{\dot{x}_0 + x_0\omega}{\omega_d} \text{sen}(\omega_d t) + x_0 \text{cos}(\omega_d t) \right] \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Siendo:

$$\boxed{\omega_D = \sqrt{1-\xi^2}\omega_n} \quad \omega_D < \omega_n \quad \text{Frecuencia del sistema amortiguado} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

$$\boxed{T_D = \frac{2\pi}{\omega_D} = \frac{2\pi}{\sqrt{1-\xi^2}\omega_n}} \quad T_D > T_n \quad \text{Periodo del sistema amortiguado} \quad (\text{Ec. 2.10})$$

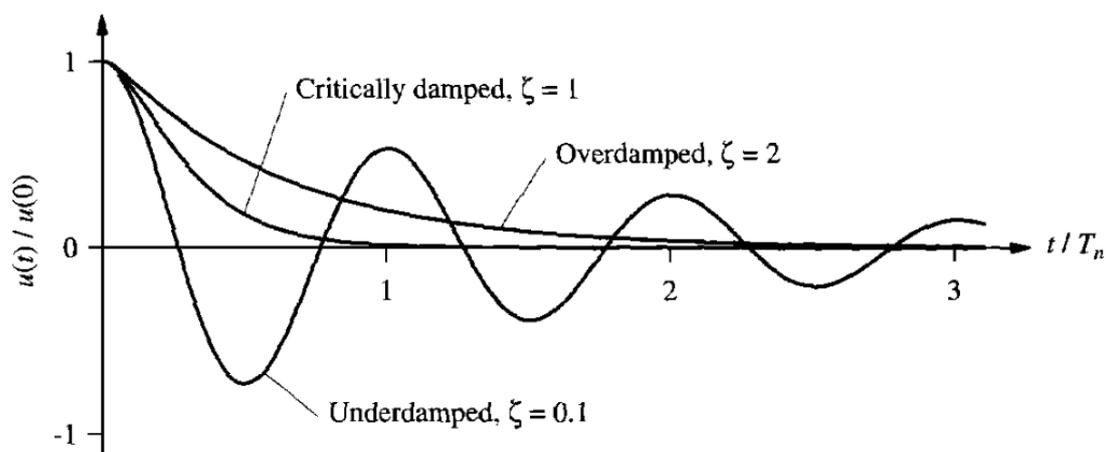


Figura 2.9: Respuesta de movimiento de las vibraciones libres amortiguadas

Fuente: (Chopra, 1995)

En estructuras de hormigón armado el amortiguamiento se debe principalmente a los elementos no estructurales, como tabiques y revestimientos; en menor medida contribuye la no linealidad inherente en el comportamiento del hormigón con el crecimiento de deformaciones.

El valor del amortiguamiento usado normalmente en estructuras de hormigón armado es igual a 5 %.

2.1.3.3 Vibraciones armónicas.

Se estudia ahora el caso en que la estructura se encuentra sometida a una fuerza externa variable armónicamente en el tiempo.

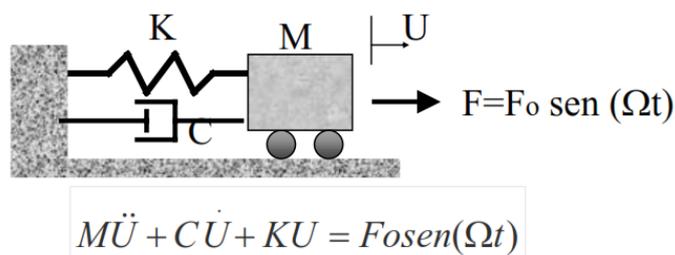


Figura 2.10: Representación gráfica de una vibración armónica

Fuente: Salinas R., 2001

El término F_0 representa la magnitud máxima de la fuerza externa, que varía según la función: $\text{sen}(\Omega t)$, donde Ω es la frecuencia circular de excitación.

Por lo tanto, teniendo en cuenta el equilibrio dinámico:

$$f_i + f_a + f_e = F = f(t)$$

Teniendo en cuenta una fuerza armónica.

$$f(t) = f_0 \text{sen}(\omega t) \quad (\text{Ec. 2.11})$$

Con frecuencia ω y periodo $T = 2\pi / \omega$

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = f_0 \text{sen}(\omega t)$$

Ecuación de equilibrio dinámico.

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega_n\dot{u}(t) + \omega_n^2u(t) = \frac{f_0}{m}\sin(\omega t) \quad (\text{Ec. 2.12})$$

$U(t) = \text{Integral general} + \text{Integral particular.}$

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left[C_1 \sin(\sqrt{1-\xi^2}\omega_n t) + C_2 \cos(\sqrt{1-\xi^2}\omega_n t) \right] + \frac{f_0}{k} \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_n^2}\right)^2 + 4\xi^2 \frac{\omega^2}{\omega_n^2}}} \sin(\omega t) \quad (\text{Ec. 2.13})$$

La respuesta del sistema viene dada por la suma de dos componentes armónicas, la primera se llama estacionaria, mientras que la segunda se llama transitoria.

El componente transitorio está amortiguado y su amplitud se disipa en el tiempo, luego de que la respuesta transitoria se disipa, la estructura vibra en un estado denominado respuesta de régimen permanente, durante el tiempo que dure la carga armónica. Las máximas deformaciones se pueden producir antes de que la estructura alcance el régimen permanente. La amplitud de la componente estacionaria viene dada por el producto de los siguientes factores a y b:

a) $f_0 / k = \mathbf{\text{desplazamiento estático}}$, que viene a ser la respuesta estática a una fuerza constante de magnitud f_0 .

b) Factor de amplificación dinámica.

$$\frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_n^2}\right)^2 + 4\xi^2 \frac{\omega^2}{\omega_n^2}}} = F_A \quad (\text{Ec. 2.14})$$

Se llama **Factor de amplificación dinámica** F_A a la relación existente entre el módulo de la respuesta dinámica (amplitud de la vibración resultante, X) y el desplazamiento estático.

Considerando la relación $\beta = \omega / \omega_n$

$$\gamma = \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}}$$

$$X = \frac{f_0}{k} \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}}$$

Amplitud de la vibración resultante en el sistema. (Ec. 2.15)

$$\phi = \arctg \left(\frac{2\xi\beta}{1-\beta^2} \right)$$

Desfase presente entre la excitación y la respuesta del sistema.

(Ec. 2.16)

En la figura 2.11 se muestra la evolución del factor de amplificación F_A en función de $\beta = \omega / \omega_n$ (relación entre la frecuencia circular de excitación y la frecuencia natural del sistema) para algunos valores de amortiguamiento ξ .

Si $\xi \ll 1$, la amplificación máxima se produce para $\beta = 1$ (cuando $\omega = \omega_n$) y el factor de amplificación es igual a $F_A = 1 / 2\xi$, para valores pequeños de ξ .

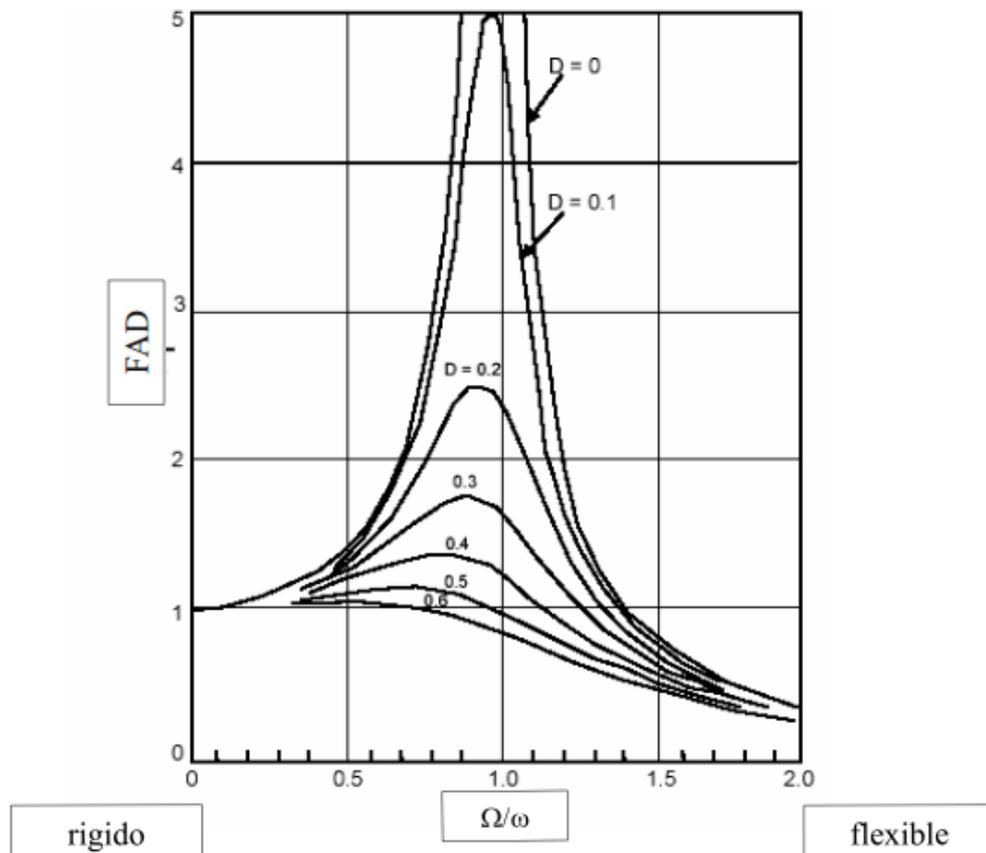


Figura 2.11: FAD máximo vs relación de frecuencias

Fuente: Salinas R., 2001

2.1.3.4. Fenómeno de resonancia.

Como se puede ver de la expresión de la amplitud, en ausencia de amortiguamiento ($c=0$), si la frecuencia angular de la fuerza aplicada coincide con la natural, la amplitud se hace infinita. Se dice entonces que hay resonancia

La amplificación máxima que se produce en la resonancia crece en sentido inverso al amortiguamiento; en los sistemas débilmente amortiguados (para $\xi \rightarrow 0 \Rightarrow F_A \rightarrow \infty$) y tiende al infinito en el caso de amortiguamiento nulo. De ello se deduce que, en los sistemas débilmente amortiguados, si la frecuencia de la fuerza aplicada se aproxima a la frecuencia natural del oscilador, el movimiento de respuesta resulta grandemente amplificada, de esta forma incluso una pequeña fuerza, si pulsa según la frecuencia de resonancia de la estructura, puede producir desplazamientos y sollicitaciones, muy grandes y peligrosas.

Se puede graficar en un diagrama el desplazamiento máximo causado por una fuerza actuante de período asignado, en función al período del oscilador simple.

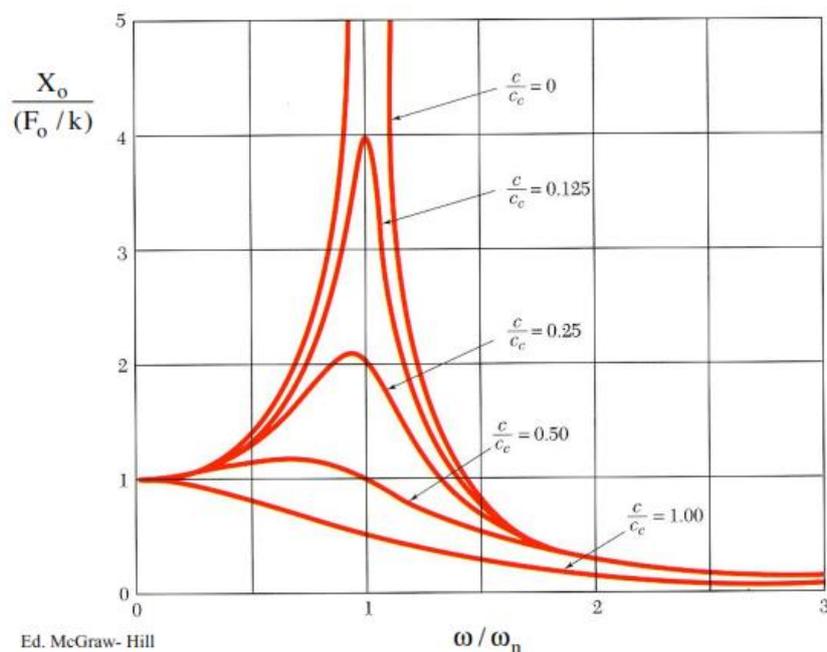


Figura 2.12: Factor de amplificación dinámica de deformación

Fuente: Monti D., 2014

Se puede ver cómo la amplificación, en ausencia de amortiguamiento, se hace infinito cuando el período de la fuerza actuante coincide con el periodo del sistema. Para un amortiguamiento elevado, o cuando la fuerza actuante tiene un período mucho menor que del propio sistema, tiene lugar una reducción en la amplitud del movimiento.

En extremo, las acciones aplicadas en estructuras muy rígidas ($T_n \rightarrow 0$) o con un período muy largo ($T \rightarrow \infty$) causan desplazamientos coincidentes con los estáticos; y viceversa, las acciones aplicadas en estructuras altamente deformables desde el punto de vista dinámico ($T_n \rightarrow \infty$ es decir, la rigidez tiende a cero y la masa tiende a infinito) o un período mucho más corto ($T \rightarrow 0$) no provocan desplazamiento (Monti, 2014).

2.1.3.5. Respuesta a excitaciones sísmicas.

Cuando realizamos la evaluación de la respuesta de un oscilador viscoelástico a una excitación sísmica, es necesario distinguir entre el desplazamiento $Y(t)$ ó $U(t)$ de la masa respecto a la base y el desplazamiento $U_G(t)$ de la base del oscilador, o el terreno.

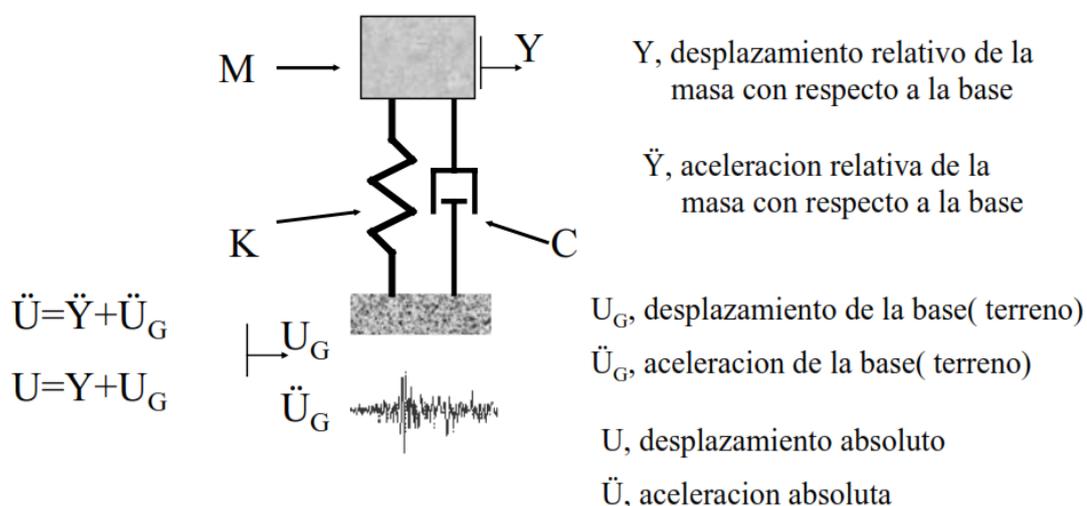


Figura 2.13: Oscilador viscoelástico sometido a una excitación sísmica (movimiento de la base)

Fuente: Salinas R., 2001

La fuerza de recuperación elástica y el amortiguamiento dependen, respectivamente, de u y \dot{u} . La fuerza de inercia está vinculado a la aceleración absoluta $\ddot{u} + \ddot{u}_g$.

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad \text{Ecuación de equilibrio dinámico. (Ec. 2.17)}$$

Teniendo en cuenta el movimiento del terreno descrito por una función armónica.

$$\ddot{u}_g(t) = \ddot{u}_{g,0}(t) \sin(\omega t) \quad \text{(Ec. 2.18)}$$

Su solución es la misma que la obtenida para un oscilador simple sometido a una fuerza armónica.

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left[C_1 \sin(\sqrt{1-\xi^2}\omega_n t) + C_2 \cos(\sqrt{1-\xi^2}\omega_n t) \right] + \frac{f_0}{k} \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_n^2}\right)^2 + 4\xi^2 \frac{\omega^2}{\omega_n^2}}} \sin(\omega t)$$

Con $f_0 = -m\ddot{u}_{g,0}(t)$ y por lo tanto hay una amplificación similar.

En la figura se muestra la amplificación de la aceleración absoluta $\ddot{u} + \ddot{u}_g$ en función del período del oscilador.

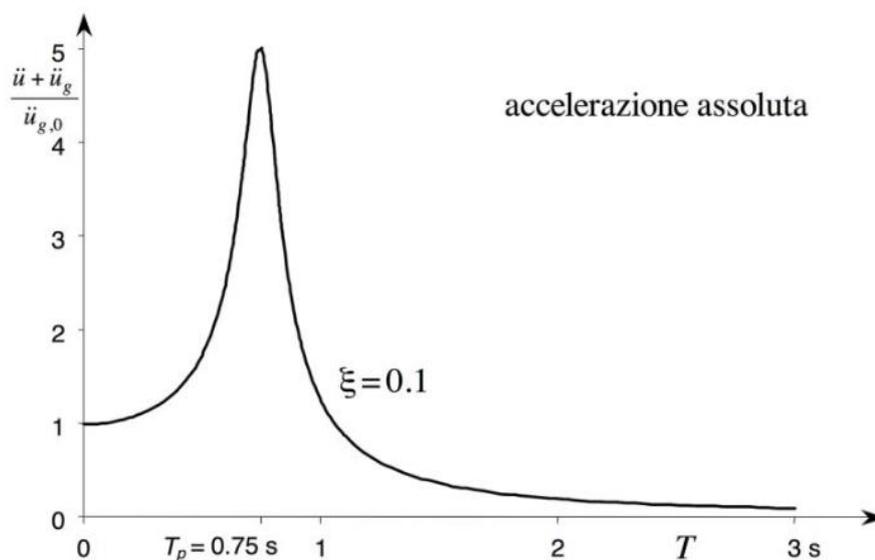


Figura 2.14: Amplificación de la aceleración absoluta

Fuente: Monti D., 2014

Cuando el periodo natural del oscilador es igual al periodo de la fuerza actuante se registra la resonancia que determina una fuerte amplificación de la aceleración absoluta.

Cuando el periodo natural del oscilador tiende a cero, la aceleración absoluta tiende a ser igual a la aceleración máxima en la base. Esto corresponde al hecho de que una estructura muy rígida ($T_n \rightarrow 0$) se deforma poco y por lo tanto tienden a tener la misma aceleración tanto la base como la correspondiente masa. Por el contrario, cuando la estructura es muy deformable ($T_n \rightarrow \infty$) el movimiento de la base no se transmite a la masa, que permanece casi estacionario (Monti, 2014).

La respuesta del sistema es notablemente diferente, instante a instante, de acuerdo con el período natural del oscilador y la razón de amortiguamiento.

A efectos prácticos no interesa toda la historia de la respuesta en el tiempo, pero lo que se quiere saber principalmente son las solicitaciones máximas que la estructura sufrirá debido a un determinado terremoto.

Para un esquema de un grado de libertad los valores máximos de las características de las solicitaciones causadas por un terremoto se pueden determinar fácilmente mediante la aplicación de una fuerza estática proporcional al desplazamiento máximo $u_{m\acute{a}x}$.

$$F = k \cdot u_{m\acute{a}x}.$$

Porque cuando el desplazamiento alcanza el máximo de su primera derivada se anula.

Para $u = u_{m\acute{a}x}$, la ecuación de equilibrio dinámico toma la forma:

$$m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) = -ku$$

Por consiguiente, la fuerza aplicada se puede evaluar multiplicando la masa por la aceleración absoluta en el instante en que el desplazamiento es máximo:

$$F = m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) \quad \text{(Ec. 2.19)}$$

Donde:

$$(\ddot{u} + \ddot{u}_g) = \frac{k}{m} u_{max} = \omega^2 u_{max} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 u_{max}$$

La cantidad $\omega^2 u$ es la pseudo-aceleración. Si el amortiguamiento es cero coincide en cada instante con la aceleración absoluta. En caso contrario, la igualdad se da sólo en el instante en que el desplazamiento es máximo; el valor máximo de la aceleración absoluta por lo tanto puede ser ligeramente mayor que el valor máximo de la pseudo aceleración, pero las diferencias son tan pequeñas, por lo que, para todos los propósitos prácticos, se puede hablar indistintamente de aceleración o pseudo-aceleración.

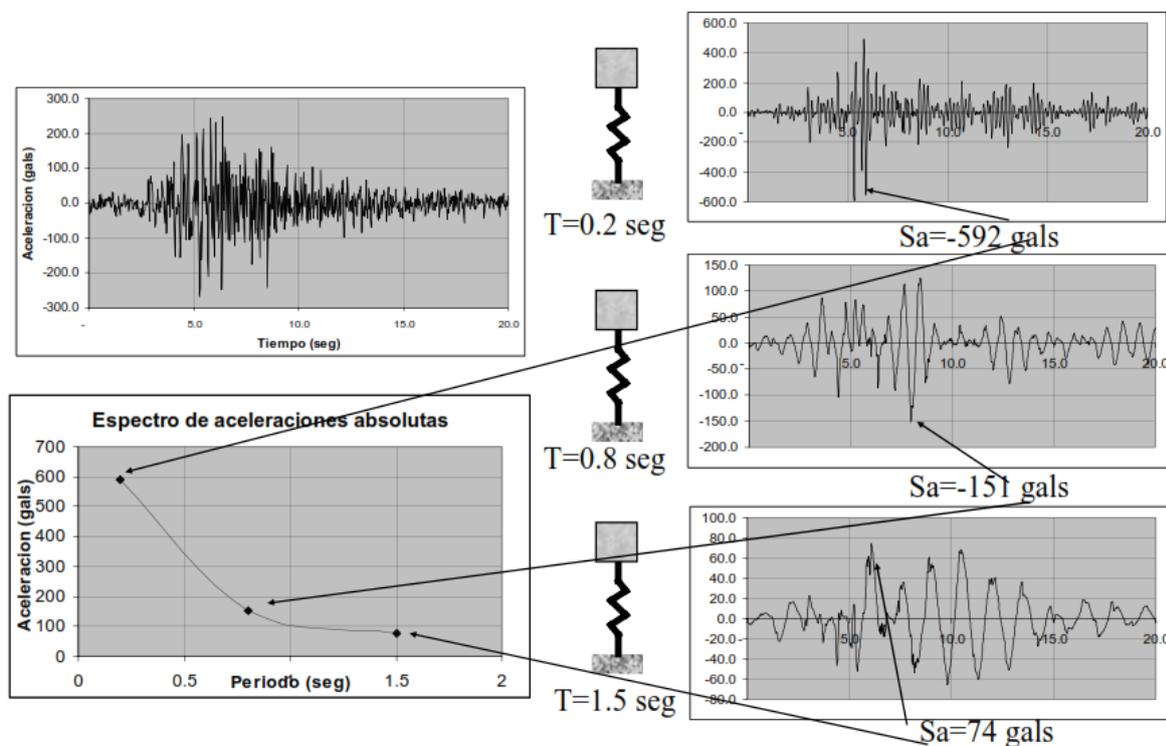


Figura 2.15: Espectro de aceleración absoluta

Fuente: Salinas R., 2001

2.1.3.6. Espectro de respuesta.

Este tipo de espectro es muy usado en la ingeniería sísmica. El espectro de respuesta describe la máxima respuesta de un sistema de un grado de libertad para un movimiento sísmico de entrada, como una función de la frecuencia natural (o periodo natural) para una razón de amortiguamiento dada.

El espectro de respuesta refleja indirectamente las características de la intensidad del movimiento sísmico del terreno, ya que este es filtrado por la respuesta de una estructura de un grado de libertad, sin embargo, el espectro de respuesta es una importante y útil herramienta para caracterizar la intensidad del movimiento sísmico del terreno.

2.1.3.6.1. Formas de representación.

Los espectros constituyen actualmente una de las herramientas más usadas para representar el peligro sísmico con fines de diseño sismorresistente.

Existen distintas formas de representar los espectros. Una de las más usuales es la utilizada en las Figuras 2.16 y 2.17 donde se grafica en abscisas el periodo de vibración (o la frecuencia) y en ordenadas el valor espectral, ya sea aceleración, velocidad, desplazamiento u otra variable de interés. Otra forma de representación se basa en una idea de Edward Fisher, quien desarrolló un sistema de representación usando un papel especial, con 4 escalas logarítmicas, que permite presentar en forma compacta una gran cantidad de información. Mediante esta técnica, es posible construir un único gráfico donde se incluyen los espectros de desplazamiento, pseudo-velocidad y pseudo-aceleración. Ello es posible debido a las simples relaciones que vinculan dichas variables (Crisafulli & Villafañe, 2002, p. 11)

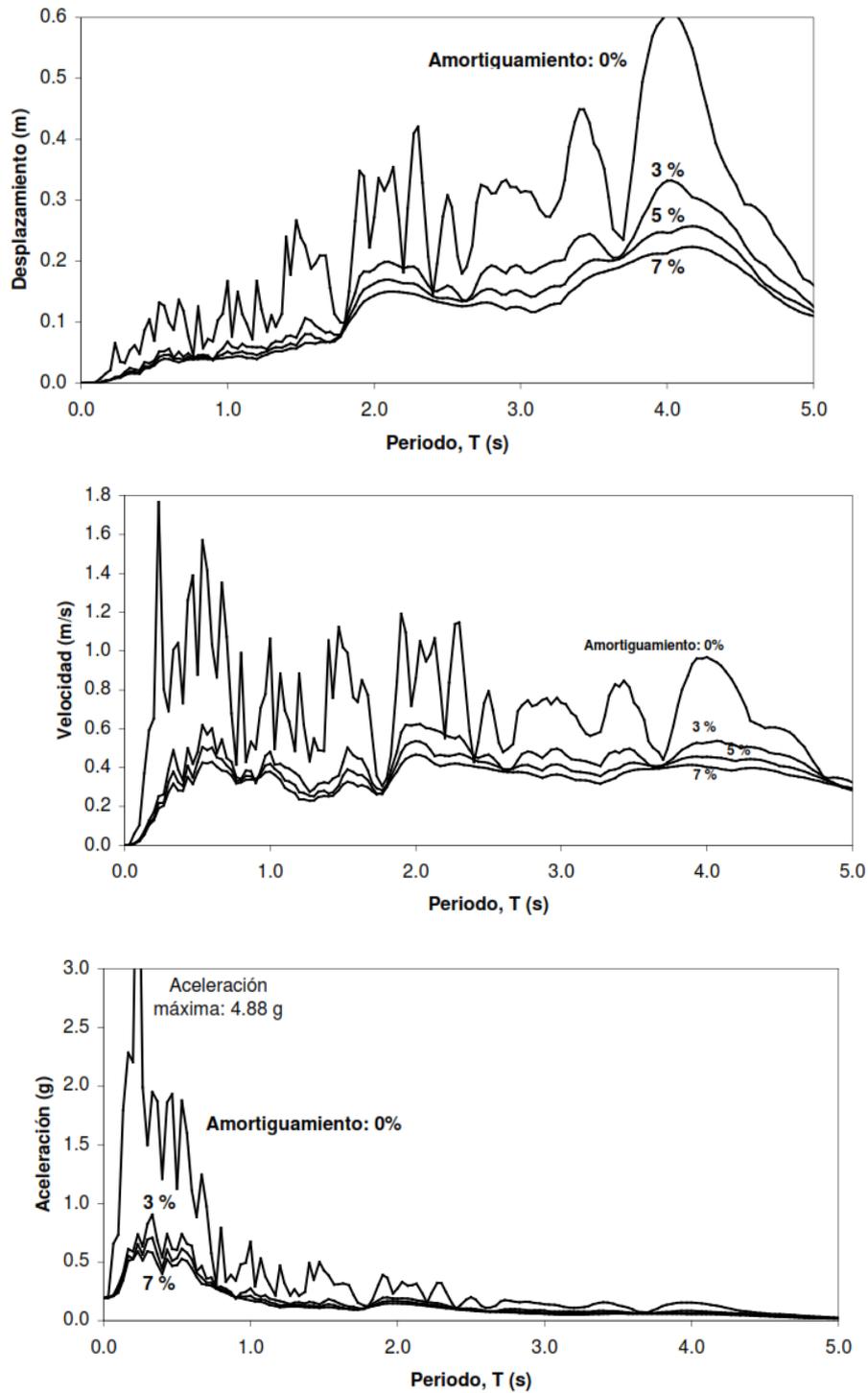


Figura 2.16: Ejemplo de un espectro de desplazamiento, velocidad y aceleración espectral para distintos valores del factor de amortiguamiento

Fuente: Crisafulli et al, 2002

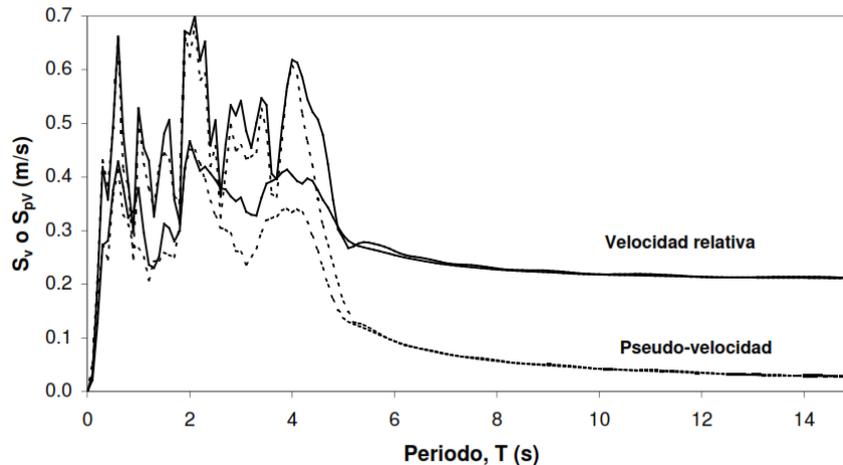


Figura 2.17: Comparación de espectros de velocidad relativa y pseudo-velocidad para el terremoto de Cauce, 1997 (factores de amortiguamiento del 2 y 7%)

Fuente: Crisafulli et al, 2002

2.1.3.6.2. Valores límites de los espectros de respuesta.

Es conveniente realizar ciertas consideraciones conceptuales para determinar los valores límites de los espectros de respuesta.

Es conveniente que realicemos ciertas consideraciones conceptuales para determinar los valores límites de los espectros de respuesta. En primer lugar analicemos el caso de una estructura muy rígida, que por lo tanto tendrá un periodo de vibración cercano a cero. Esta estructura vibrará por acción del terremoto, el desplazamiento relativo será prácticamente nulo debido a que no hay deformaciones internas por la gran rigidez de la estructura (ver Figura 2.18), mientras que el desplazamiento y la aceleración total tenderán a ser iguales a los del terreno. Es decir, que la aceleración total máxima, S_A , será prácticamente igual a la aceleración máxima del terreno, $\ddot{u}_{g\text{máx}}$.

Si por el contrario, suponemos ahora el caso de una estructura muy flexible, cuyo periodo de vibración tiende a infinito, el desplazamiento total es nulo (al igual que la aceleración total) porque la masa no vibra por acción del terremoto.

Sin embargo, el desplazamiento relativo tiende a ser igual al desplazamiento máximo del terreno. Por lo tanto el desplazamiento y la velocidad espectral tiende a los valores máximos de desplazamiento y velocidad del terreno, $u_{g\text{máx}}$ y $\dot{u}_{g\text{máx}}$ (Crisafulli & Villafañe, 2002, p. 10).

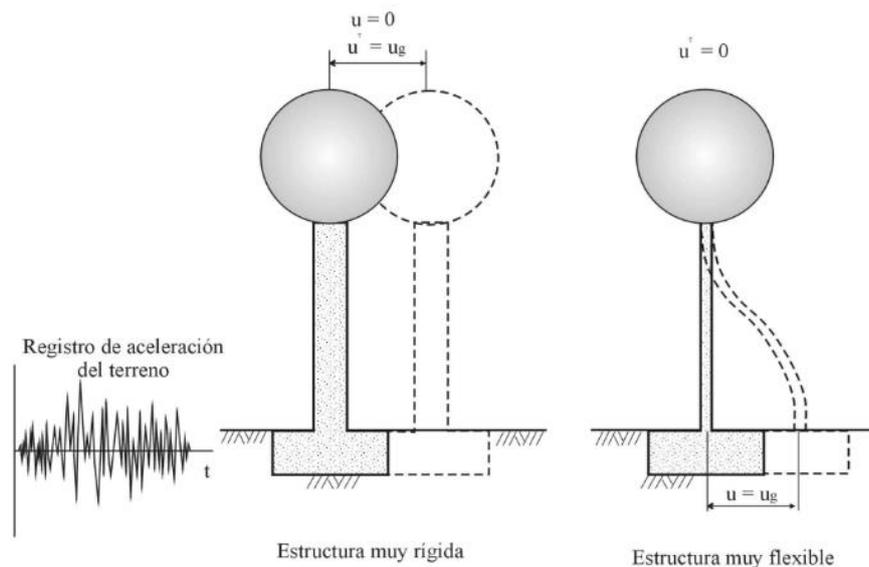


Figura 2.18: Comportamiento de una estructura muy rígida y muy flexible

Fuente: Crisafulli et al, 2002

2.1.3.7. Espectros de diseño.

2.1.3.7.1. Espectros de diseño de aceleración.

Los espectros son una herramienta de gran utilidad en el diseño de construcciones sismorresistentes debido a que el ingeniero estructural puede estimar el valor máximo de la respuesta (usualmente en términos de aceleración) sin necesidad de evaluar la historia temporal completa. Sin embargo, en el diseño de estructuras no pueden utilizarse los espectros de respuesta ya que ellos se obtienen para un terremoto dado. Las curvas espectrales para diseño deben considerar el efecto de varios terremotos, es decir deben ser representativos de la sismicidad propia de cada región.

Se ha desarrollado varias metodologías, basadas en procedimientos estadísticos, para obtener los espectros de diseño. El procedimiento más usual es considerar el valor promedio más la desviación estándar de los espectros de respuesta de varios terremotos representativos. Si los valores de los espectros de respuesta son similares, la desviación estándar es baja y la curva espectral se asemeja al promedio. Por el contrario, si los valores presentan diferencias significativas, la desviación estándar es alta y la curva espectral se acerca al valor máximo, o incluso puede superarlo (Crisafulli & Villafañe, 2002, p. 16).

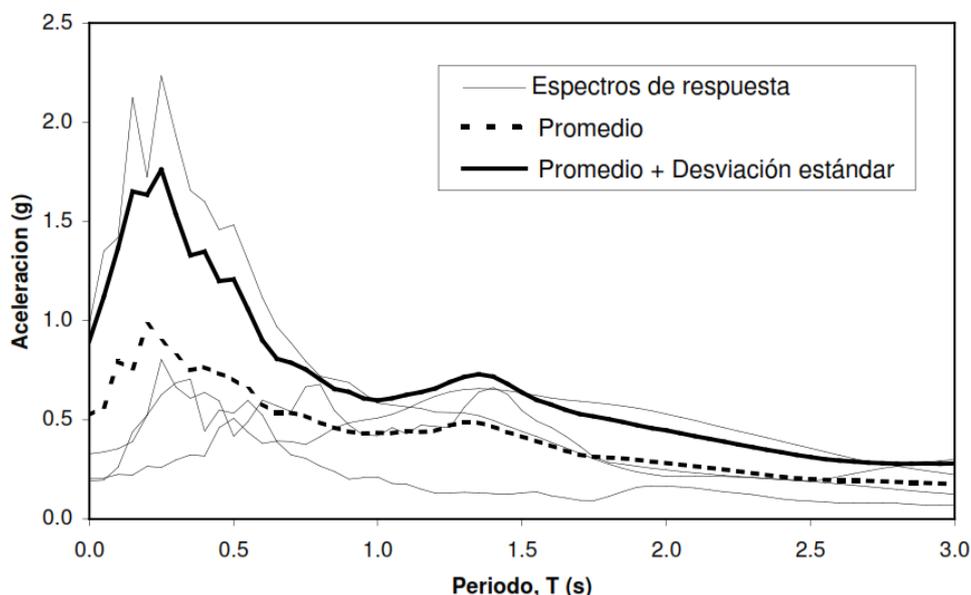


Figura 2.19: Ejemplo de determinación del espectro de diseño a partir de cuatro espectros de respuestas

Fuente: Crisafulli et al, 2002

A los efectos del diseño resulta conveniente que las curvas espectrales se suavicen con líneas envolventes para evitar los valles o variaciones bruscas que surgen de las formas complejas que presentan los espectros de respuesta. Es por ello que los espectros de diseño que definen los códigos están formados por una serie de líneas o curvas, las cuales pueden expresarse mediante ecuaciones simples. Los espectros de diseño de aceleración típicamente suelen presentar una rama lineal creciente (con origen en el valor de aceleración máxima del

terreno, luego una zona de aceleración constante, o plafón, con un valor 2 a 3 veces superior a la aceleración máxima del terreno y finalmente una o más curvas decrecientes. A manera de ejemplo, se grafica en la Figura 2.25 el espectro de pseudo - aceleración de la norma peruana de diseño sismo resistente para condiciones de suelo intermedio en la costa peruana.

Las propiedades dinámicas de las estructuras de pórticos de hormigón armado conducen a períodos correspondientes al tramo de mayor amplificación del espectro de respuesta; tales estructuras luego son sometidas a aceleraciones mucho más altas que la del terreno. Las estructuras de pórticos de acero presentan períodos mayores y por lo tanto menores aceleraciones. Finalmente, los sistemas estructurales con aislamiento en la base están dimensionados, precisamente con el fin de colocarlos en la zona del espectro de respuesta caracterizado por aceleraciones muy bajas (Monti, 2014).

2.1.4. Comportamiento elástico-plástico de un sistema con un grado de libertad.

2.1.4.1. Respuesta sísmica de los sistemas elástico – plástico.

La relación entre el desplazamiento de colapso (U_m) y el desplazamiento correspondiente a la plasticidad (U_y) se llama ductilidad disponible en la estructura ó factor de ductilidad U_D .

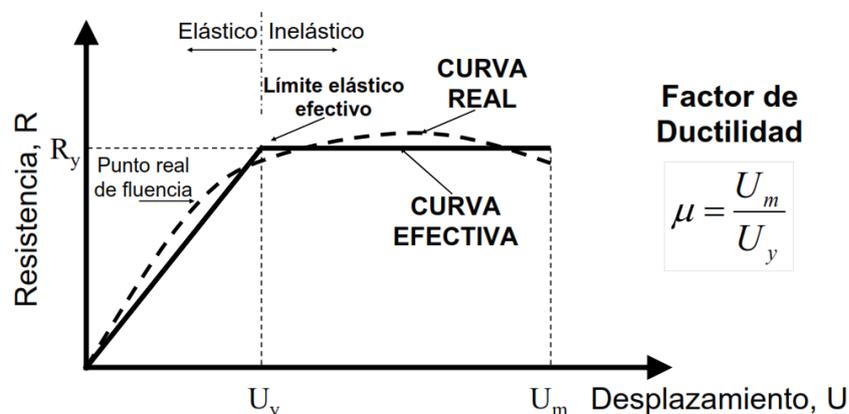


Figura 2.20: Curva resistencia - deformación idealizada y real

Fuente: Salinas R., 2001

$$\mu_D = \frac{u_u}{u_y} \quad (\text{Ec. 2.20})$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + k(u)u = -m\ddot{u}_g \quad \text{Condición de equilibrio dinámico.}$$

La rigidez del sistema ya no es constante, sino que depende del valor del desplazamiento, por lo que la resolución sólo puede ser numérica.

La relación u_R entre el máximo desplazamiento relativo u_{\max} obtenido como respuesta al terremoto, y el desplazamiento correspondiente a la plasticidad se llama demanda de ductilidad.

$$\mu_R = \frac{u_{\max}}{u_y} \quad (\text{Ec. 2.21})$$

Se dirá, por lo tanto, que la estructura es capaz de soportar el terremoto si la ductilidad disponible U_D es al menos igual a la demanda de ductilidad U_R .

Si el sistema tiene un valor asignado de ductilidad es posible calcular a lo que puede ser reducida la fuerza de diseño para asegurar que la estructura está en el límite, es decir, que la ductilidad disponible coincide con la demanda de ductilidad.

Debido a que la fuerza de diseño puede expresarse como el producto de la masa por la aceleración, se puede llevar a un gráfico la aceleración para utilizar en el diseño, en función del período, para una ductilidad asignada. El espectro obtenido se llama el espectro de respuesta elástico a ductilidad asignada.

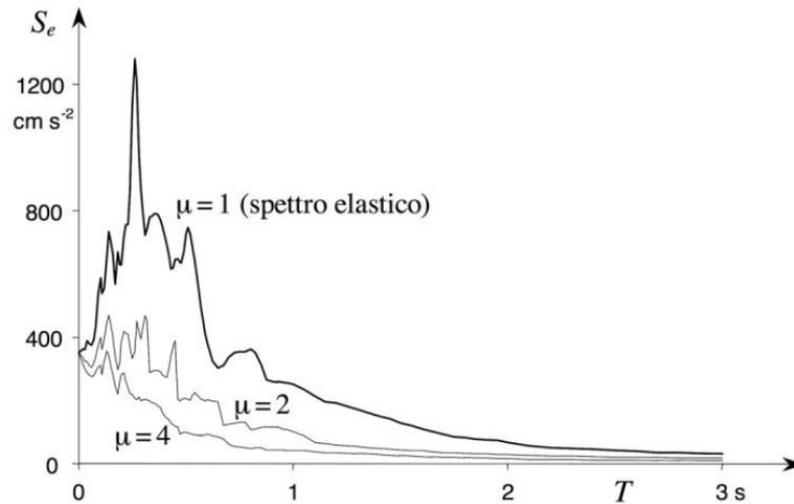


Figura 2.21: Espectro de respuesta elástico a ductilidad asignada
Fuente: Monti D., 2014

2.1.4.2. Espectro de diseño de la norma peruana.

Para pasar del espectro elástico al espectro inelástico, la mayor parte de normativas sísmicas lo hacen por medio del factor de reducción R . Esto debido a que, para el espectro de diseño, que tiene un período de retorno de 475 años, se espera que la estructura incurriera en el rango no lineal.

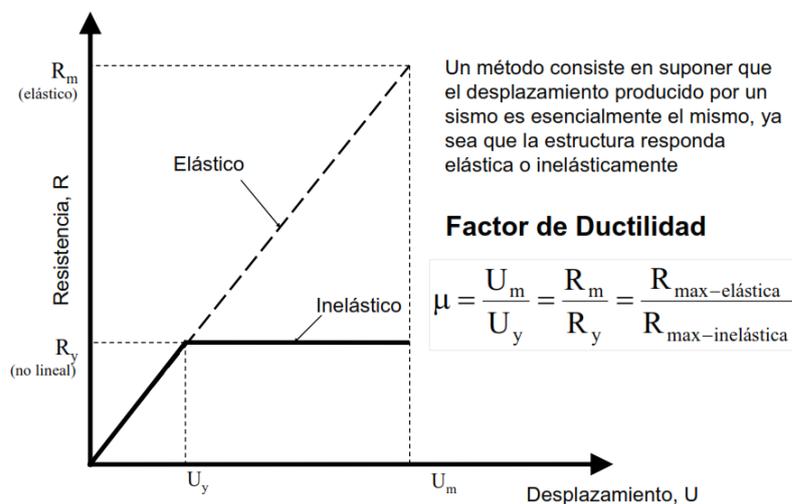


Figura 2.22: Concepto de igual desplazamiento entre un sistema elástico y otro elasto-plástico

Fuente: Salinas R., 2001

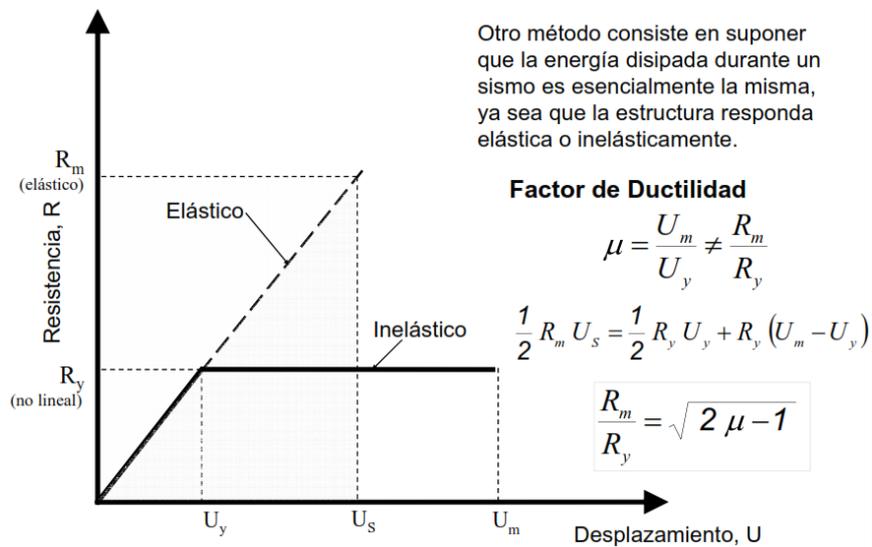


Figura 2.23: Concepto de igual energía entre un sistema elástico y otro elasto- plástico
 Fuente: Salinas R., 2001

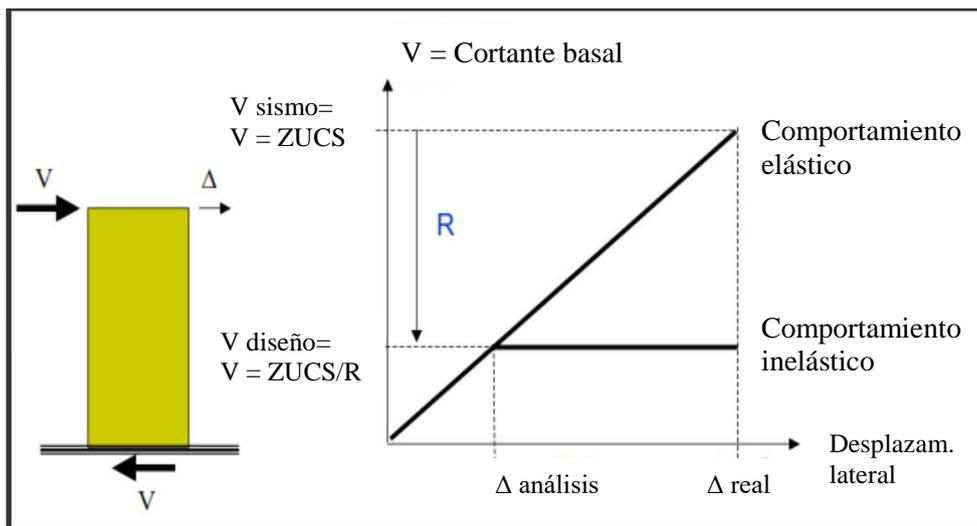


Figura 2.24: Cortante basal vs desplazamiento lateral
 Fuente: (Córdova, 2012)

La figura 2.25 muestra el espectro de pseudo - aceleración de la norma peruana de diseño sismo resistente para condiciones de suelo intermedio en la costa peruana.

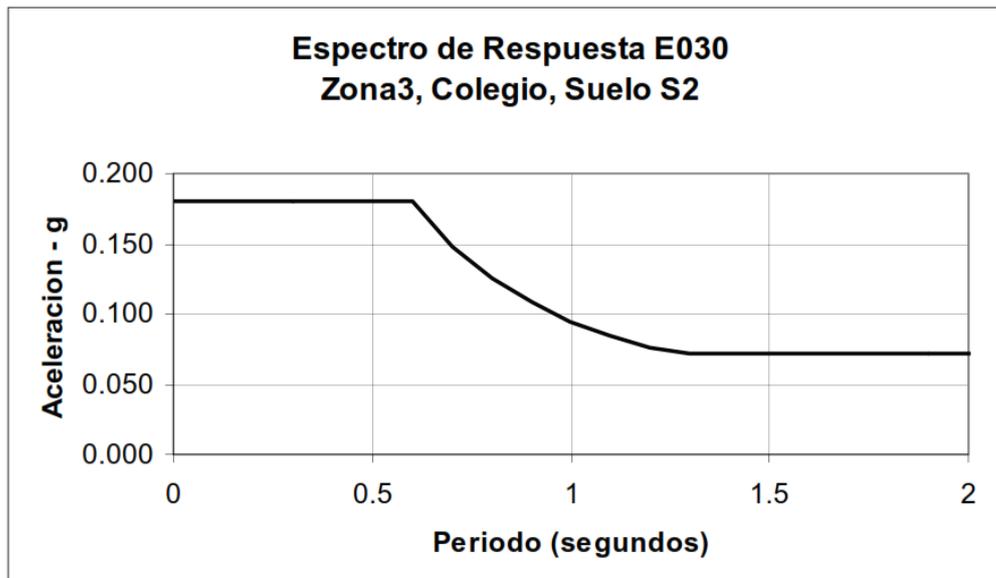


Figura 2.25: Espectro inelástico de seudo - aceleración de la norma peruana E-030
Fuente: Salinas R., 2001

2.1.5. Sistemas de N grados de libertad.

En la sección 2.2 se analizó como un sistema amortiguado de un grado de libertad, estaba regido por la ecuación de equilibrio dinámico.

Ahora debemos extender esto mismo a sistemas de varios grados de libertad, para lo cual seguiremos el mismo tipo de planteamiento utilizando masas concentradas y resortes, para luego entrar dentro del problema de la idealización dinámica de sistemas estructurales complejos, como puede ser un edificio de varios pisos (García, 1998, p. 323)

En edificios se puede asumir que las masas están concentradas en los entrepisos y que las fuerzas de inercia importantes son sólo las laterales (Bazán & Meli, 1999).

2.1.6. Comportamiento elástico de los sistemas con varios grados de libertad.

Las expresiones matemáticas que gobiernan la respuesta dinámica de las estructuras se conocen con el nombre de ecuaciones del movimiento. Dichas ecuaciones se obtienen

2.1.6.1. Vibraciones libres no amortiguadas.

Vale la pena aclarar que el manejo del amortiguamiento en sistemas de varios grados de libertad es mucho más complejo que las simplificaciones introducidas en los sistemas de un grado de libertad.

La condición de equilibrio dinámico en el caso de movimiento libre no amortiguado es:

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (\text{Ec. 2.23})$$

Se trata de un sistema homogéneo (término independiente nulo). Para encontrar una solución no trivial ($\phi_{i,j} \neq 0$) al problema, se propone una solución armónica del tipo:

$$u_i(t) = \phi_{i,j} \sin(\omega_j t) \quad (\text{Ec. 2.24})$$

Derivando 2 veces la ecuación (Ec. 2.24) se tiene:

$$\ddot{u}_i(t) = -\omega_j^2 \phi_{i,j} \sin(\omega_j t) \quad (\text{Ec. 2.25})$$

Donde:

$\phi_{i,j}$: es un vector “forma” (independiente del tiempo), es la amplitud del movimiento armónico de frecuencia circular ω , por ahora desconocida.

Llevando (Ec. 2.24) y (Ec. 2.25) a (Ec. 2.23):

$$(k \phi_{i,j} - \omega_j^2 m \phi_{i,j}) \sin(\omega_j t) = 0$$

Para $\omega \neq 0$ se tiene que:

$$(k - \omega_j^2 m) \phi_{i,j} = 0 \quad (\text{Ec. 2.26})$$

La ecuación (Ec. 2.26) es un sistema de ecuaciones algebraicas (no diferenciales) para el cual se requiere que exista una solución no trivial ($\phi_{i,j} \neq 0$), lo que ocurre cuando se anula el determinante del sistema.

$$\det(\mathbf{k} - \omega_j^2 \mathbf{m}) = 0 \quad (\text{Ec. 2.27})$$

Al desarrollar explícitamente el determinante se obtiene una ecuación polinómica, de orden igual al orden de las matrices K y M , en la incógnita ω_j^2 .

La ecuación (Ec. 2.26) es lo que se denomina un “problema de valores y vectores propios”. Cuando el determinante de la matriz K es distinto de cero, el número de soluciones no triviales de la (Ec. 2.27) depende del número de elementos no nulos que tenga la diagonal principal de la matriz de masa. Cada solución de (Ec. 2.27) ω_j^2 da origen a un “modo natural de vibración” con esa frecuencia circular.

De lo dicho surge que el número de modos de vibrar libremente coincide con el número de GLD.

2.1.6.1.1. Propiedad de ortogonalidad de los modos naturales.

En las estructuras civiles en general tanto K como M son matrices simétricas y positivas.

Para que esto sea válido es suficiente que la estructura sea inicialmente estable y que todas las masas sean distintas de cero.

$$\Phi_i^T k \Phi_j = 0 \quad \text{Ortogonalidad del modo respecto a la rigidez.} \quad (\text{Ec. 2.28})$$

$$\Phi_i^T m \Phi_j = 0 \quad \text{Ortogonalidad del modo respecto a la masa.} \quad (\text{Ec. 2.29})$$

Las expresiones (Ec. 2.28) y (Ec. 2.29) indican que los modos naturales de vibración son ortogonales respecto a las matrices de rigidez y de masa. Estas dos propiedades son fundamentales para desarrollar el método de descomposición modal.

Multiplicando la ecuación de movimiento por Φ_j^T .

$$-\Phi_j^T \omega_j^2 \mathbf{m} \Phi_j + \Phi_j^T \mathbf{k} \Phi_j = 0$$

obtenemos:

$$\omega_j^2 = \frac{\Phi_j^T \mathbf{k} \Phi_j}{\Phi_j^T \mathbf{m} \Phi_j} \quad (\text{Ec. 2.30})$$

Luego continúa el desacoplamiento de la ecuación del movimiento.

Dado que las deformadas modales son linealmente independientes, cualquier deformada u puede ser descrito como una combinación lineal de aquellos modos:

$$u_i(t) = \sum_{j=1}^n \phi_{i,j} q_j(t) \quad \rightarrow \quad \ddot{u}_i(t) = \sum_{j=1}^n \phi_{i,j} \ddot{q}_j(t) \quad (\text{Ec. 2.31})$$

o en forma matricial:

$$u = \Phi q$$

Siendo Φ la matriz modal cuyas columnas son los vectores ϕ_j .

Se Sustituye tal relación sobre las condiciones de equilibrio dinámico y, multiplicando por Φ^T , se obtiene:

$$\mathbf{M} \ddot{q} + \mathbf{K} q = 0$$

Por la propiedad de ortogonalidad de los modos de vibración:

$$\Phi^T \mathbf{m} \Phi = \begin{cases} 0 & i \neq j \\ M & i = j \end{cases} \quad \Phi^T \mathbf{k} \Phi = \begin{cases} 0 & i \neq j \\ K & i = j \end{cases} \quad (\text{Ec. 2.32})$$

Dado que en un pórtico plano, la matriz de masas tiene términos distintos de cero sólo en la diagonal principal:

$$M = \sum_{j=1}^n m_j \phi_{i,j}^2 \quad K = \omega_j^2 M$$

El sistema se transforma entonces en n ecuaciones diferenciales desacopladas, es decir, conteniendo cada uno una sola función desconocida. La única ecuación también puede ser escrita como:

$$\ddot{q}_j + \omega_j^2 q_j = 0$$

Que tiene solución similar a la del oscilador simple:

$$q_j(t) = q_j(0) \sin(\omega_j t)$$

Por consiguiente, el movimiento libre (no amortiguado) de un sistema con n grados de libertad es, en general, una combinación lineal de las oscilaciones de acuerdo con las diferentes deformadas modales, con coeficientes que varían en el tiempo de acuerdo con las funciones armónicas con períodos iguales a del propio sistema. En el caso en que la deformada inicial es proporcional a la de un modo principal del sistema todos los coeficientes se anulan, excepto el correspondiente a la deformada modal impuesta; la estructura a continuación, oscila solamente según ese modo (Monti, 2014).

2.1.6.2. Vibraciones libres en sistemas amortiguados.

En los sistemas amortiguados hay disipación de energía, por lo que las oscilaciones se frenan, decreciendo la amplitud con el tiempo.

La presencia de amortiguamiento complica considerablemente la resolución del problema, tanto en su formulación analítica como en las implicaciones conceptuales que conlleva. Así, en ocasiones, el método más eficaz de resolver las ecuaciones diferenciales del movimiento será el de integrarlas numéricamente paso a paso (Universidad de Navarra, p. 5.10)

La ecuación diferencial matricial para el movimiento de un sistema de N grados de libertad con amortiguamiento viscoso lineal es:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0$$

De modo que suponiendo $C = \phi^T c \phi$ se obtiene un sistema de “n” ecuaciones desacopladas, cada una correspondiente a un oscilador simple con amortiguamiento C.

$$M\ddot{q} + C\dot{q} + Kq = 0$$

Siendo q el vector columna de coordenadas y la matriz $C = \phi^T c \phi$ es una matriz diagonal en el caso de los sistemas clásicamente amortiguados. La ecuación también se puede escribir como:

$$\ddot{q}_j + 2\xi\omega_j\dot{q}_j + \omega_j^2 q_j = 0 \quad (\text{Ec. 2.33})$$

La solución es idéntica al del oscilador simple amortiguado. El movimiento es entonces una combinación lineal de las oscilaciones de acuerdo con las diferentes deformadas modales, con coeficientes que varían en el tiempo de acuerdo a las funciones armónicas de una amplitud que se reduce gradualmente (Monti, 2014).

2.1.6.3. Respuesta sísmica.

Como se describió, existen determinadas características en las matrices que determinan la ecuación del movimiento. Por ejemplo, la matriz de masas es del tipo diagonal, y las matrices de rigidez y amortiguamiento son simétricas. Por otro lado, cuando no existen fuerzas externas aplicadas a la estructura, y se tiene un movimiento sísmico en su base, las ecuaciones que rigen

el comportamiento de la estructura es similar al oscilador simple como se muestra a continuación:

$$m\ddot{\mathbf{u}} + c\dot{\mathbf{u}} + k\mathbf{u} = \mathbf{f}(t)$$

$$m\ddot{\mathbf{u}} + c\dot{\mathbf{u}} + k\mathbf{u} = -m\mathbf{1}\ddot{u}_g \quad (\text{Ec. 2.34})$$

En esta ecuación, el vector desplazamiento se representa por \mathbf{u} , el vector aceleración por $\ddot{\mathbf{u}}$, y las matrices de masa y de rigidez por \mathbf{m} y \mathbf{k} , respectivamente. El vector $\mathbf{1}$ representa el desplazamiento resultante de la masa que se obtiene al aplicar estáticamente un desplazamiento unitario en la base del edificio. Finalmente, si se considera que la estructura presenta amortiguamiento viscoso, se debe considerar la matriz de amortiguamiento por el vector velocidad en la ecuación de movimiento (Tarque & Loaiza, 2003, p. 26)

La ecuación (Ec. 2.34) es válida para edificios de corte de N pisos, como el mostrado en la figura 4.8.

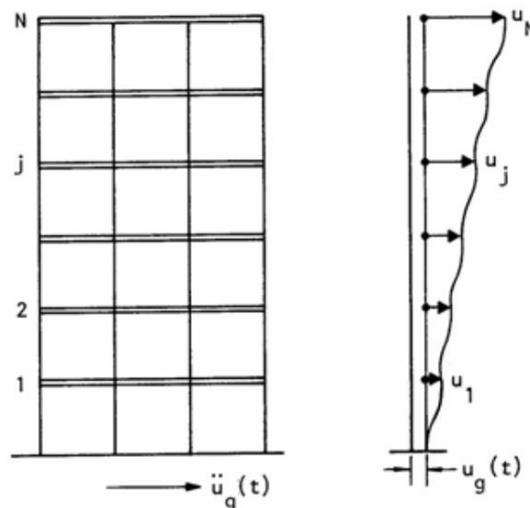


Figura 2.27: Edificio de N pisos sometido a movimiento sísmico en su base

Fuente: Tarque et al, 2003

En este caso si el edificio de N pisos, se encuentra sometido a una excitación en su base, todo el bloque del edificio presenta un movimiento de cuerpo rígido de desplazamiento $\mathbf{u}_g(t)$, más una configuración deformada representada por $\mathbf{u}_j(t)$ con valores de $j=1,\dots,N$; relativos.

Donde la fuerza externa se representa con la siguiente expresión:

$$\underline{P}_{\text{efect}}(t) = -\underline{m} \underline{1} \ddot{u}_g(t)$$

La figura 2.28 muestra la equivalencia entre aplicar una sollicitación sísmica en la base del edificio y un sistema de fuerzas efectivas $-m_j \ddot{u}_g(t)$, para un edificio de corte de N pisos.

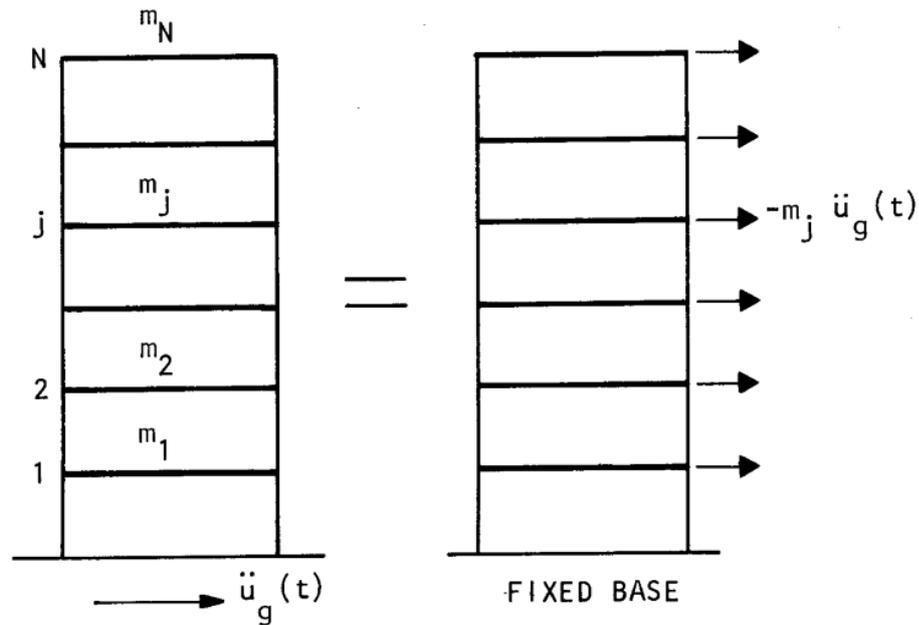


Figura 2.28: Sistema de sollicitaciones equivalentes

Fuente: Tarque et al, 2003

En conclusión, el desplazamiento total de cada nivel se expresa como la suma del desplazamiento total de la base del edificio, más el desplazamiento producido por la fuerza efectiva aplicada en cada nivel.

Si tenemos un pórtico, la matriz de masa m se multiplica por un vector unitario $\underline{1}$.

Expresando los desplazamientos en función de la deformada modal y multiplicando por Φ^T , se obtiene:

$$\underline{M}\ddot{q} + \underline{C}\dot{q} + \underline{K}q = -\Phi^T \underline{m} \underline{1} \ddot{u}_g \quad (\text{Ec. 2.35})$$

Para la idealización de un edificio de N pisos, esta ecuación matricial tiene N ecuaciones diferenciales ordinarias. Estas ecuaciones se descomponen en N ecuaciones desacopladas, las que contienen las matrices modales y espectrales. La solución de este sistema de ecuaciones es igual al de sistemas de un grado de libertad.

La respuesta de cada modo natural de vibración se calcula independientemente con cada una de las ecuaciones desacopladas (Ec. 2.36). Cada una de las respuestas modales presenta un modo natural de vibración ϕ_j , una frecuencia circular ω_j , una frecuencia natural f_j y una razón de amortiguamiento ξ_j (Tarque & Loaiza, 2003, p. 35)

Con las N ecuaciones desacopladas, se establece la amplitud para cada modo natural de vibración:

$$\ddot{\mathbf{q}}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{\mathbf{q}}_n + \omega_n^2 \mathbf{q}_n = -\frac{\mathbf{L}_n}{\mathbf{M}_n} \ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (\text{Ec. 2.36})$$

Donde:

$$\mathbf{L}_n = \underline{\phi}_n^T \underline{\mathbf{m}} \mathbf{1} \quad (\text{masa asociada al modo } n \text{ que moviliza el sismo}).$$

$$\mathbf{M}_n = \underline{\phi}_n^T \underline{\mathbf{m}} \underline{\phi}_n \quad (\text{masa total asociada al modo } n).$$

$$\ddot{q}_j + 2\xi \omega_j \dot{q}_j + \omega_j^2 q_j = -\Gamma_j \ddot{u}_g$$

Siendo: $\Gamma_j = \frac{\Phi_j^T \mathbf{m} \mathbf{1}}{\Phi_j^T \mathbf{m} \Phi_j}$ (coeficiente de participación modal). (Ec. 2.37)

o, para un pórtico plano

$$\Gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j}^2} \quad (\text{Ec. 2.38})$$

La ecuación es idéntica a la de un oscilador simple, con un período igual a la del modo considerado y sujetos al mismo acelerograma, excepto por el hecho de que el movimiento sísmico se escala por el coeficiente Γ_j . La respuesta sísmica de un sistema con varios grados de libertad se puede determinar entonces de nuevo como una combinación de oscilaciones lineales de acuerdo con las diferentes deformadas modales.

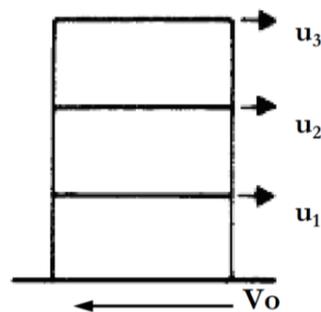
La contribución individual del modo varía con el tiempo, como si los modos fueran sometidos por separado al terremoto, y es escalado a través del término Γ_j que indicará si la contribución del modo j -ésimo al movimiento total del sistema es más o menos relevante de acuerdo al coeficiente de participación Modal (Monti, 2014).

2.1.6.4. Análisis dinámico modal espectral.

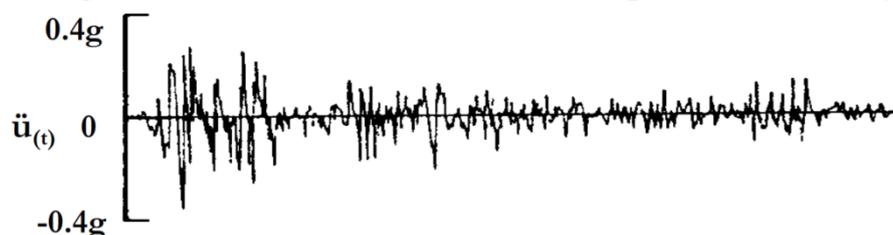
2.1.6.4.1. Análisis modal.

“La respuesta de la estructura ante un movimiento sísmico, se obtiene por combinación o superposición modal de las respuestas de todos los modos naturales de vibración. La figura 2.29 ilustra este proceso” (Tarque & Loaiza, 2003, p. 36).

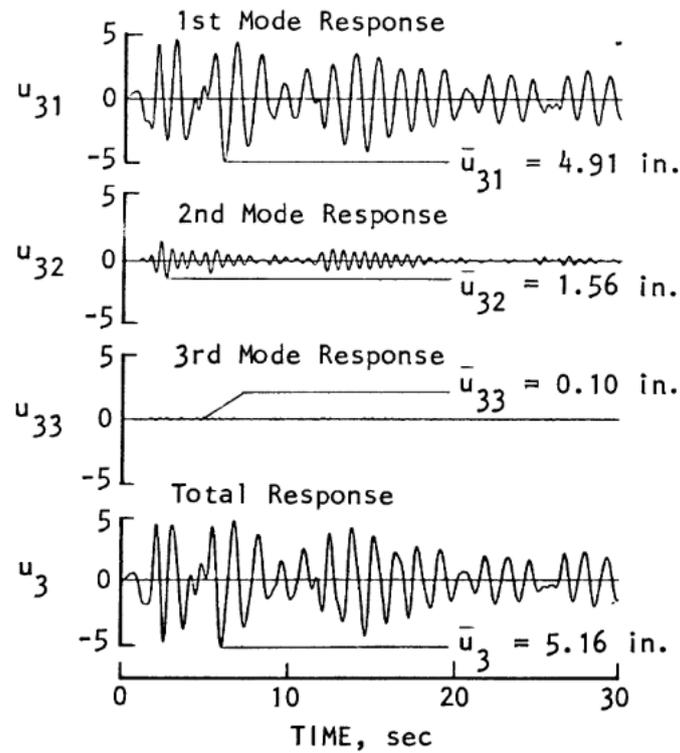
a) Idealización de un edificio de tres pisos.



(b) Registro sísmico terremoto El Centro, componente SE, 18 mayo 1940.



© Desplazamiento del último nivel para cada modo y respuesta total.



(d) Fuerza cortante en la base por cada modo y respuesta total.

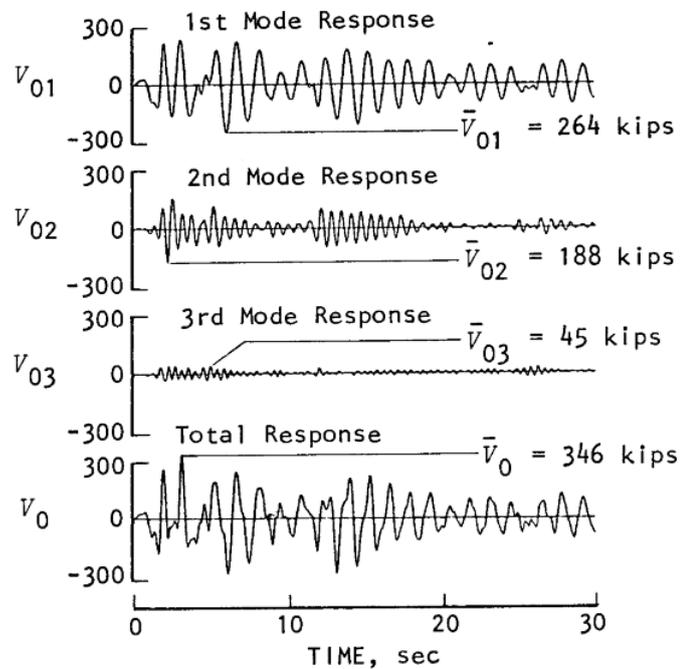


Figura 2.29: Respuesta sísmica de un edificio de tres pisos

Fuente: Tarque et al, 2003

$$\mathbf{u}_{j,max} = \Phi_j q_{j,max} = \Phi_j \frac{\Gamma_j S_e(T_j)}{\omega_j^2} \quad \text{Vector de desplazamiento máximo para el modo j-esimo.} \quad (\text{Ec. 2.39})$$

$$\mathbf{F}_j = \mathbf{k} \mathbf{u}_{j,max} = \mathbf{k} \Phi_j \frac{\Gamma_j S_e(T_j)}{\omega_j^2} \quad \text{Vector de los esfuerzos máximos para el modo j-ésimo en función de la rigidez} \quad (\text{Ec. 2.40})$$

$$\mathbf{F}_j = \mathbf{m} \Phi_j \Gamma_j S_e(T_j) \quad \text{Vector de los esfuerzos máximos para el modo j-ésimo en función de las masas} \quad (\text{Ec. 2.41})$$

$$F_{i,j} = m_i \phi_{i,j} \Gamma_j S_e(T_j) \quad \text{Fuerza en la viga i-esimo.} \quad (\text{Ec. 2.42})$$

$$V_{b,j} = \sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j} \Gamma_j S_e(T_j) \quad \text{El corte en la base para el modo j-ésimo.} \quad (\text{Ec. 2.43})$$

En general cualquier valor de la respuesta $\mathbf{r}(t)$ es una combinación de la contribución de todos los modos naturales de vibración (ver figura 2.29), y se expresa como:

$$\mathbf{r}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{r}_n(t) \quad (\text{Ec. 2.44})$$

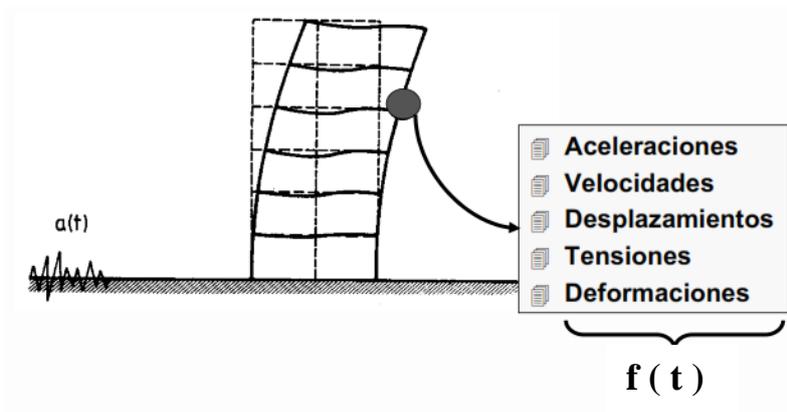


Figura 2.30: Respuesta dinámica de diferentes solicitaciones

Fuente: (Farbiarz, s.f.)

El corte en la base también se puede expresar como:

$$V_{b,j} = M_j^* S_e(T_j) \quad (\text{Ec. 2.45})$$

$$M_j^* = \sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j} \Gamma_j = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j})^2}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j}^2} \quad (\text{Ec. 2.46})$$

La cantidad M_j^* , que representa a la masa multiplicada por la ordenada espectral proporciona la cortante en la base con respecto al modo j -ésimo, se denomina masa participativa, o masa excitada del modo. La suma de las masas de todos los modos de participación es igual a la masa total del edificio. La masa participativa, expresa un porcentaje del total, por tanto, indica un mejor coeficiente de participación modal, como el importe global de la contribución de un solo modo.

Para los modos con masa participativa muy pequeña, por ejemplo menos del 5% de la masa total, sus contribuciones de daño generalmente son insignificantes. Por esta razón, las normativas exigen tener en cuenta una serie de modos en que la masa participativa sea en total, al menos 90 % o la totalidad de los modos con masa participativa mayores que 5%

El desacoplamiento del movimiento le permite examinar por separado la contribución de los diversos modos, ya sea como solicitaciones ó como desplazamientos. Es simplemente más fácil de calcular el valor máximo producido por el modo único, el problema surge del hecho de que los movimientos no son síncronos; por tanto, el máximo se alcanza en diferentes instantes y no se pueden añadir directamente entre sí (Monti, 2014).

2.1.6.4.2. Análisis espectral.

El análisis espectral es un método ventajoso para estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural. Tarque & Loaiza (2003) afirman que:

Los valores máximos de la respuesta estructural de un edificio frente a un movimiento sísmico, generalmente son usados para calcular las fuerzas internas máximas de la estructura.

Por ejemplo, la figura 2.31 muestra un modelo de un edificio de corte de 5 pisos, para el cual se han calculado los periodos de cada uno de sus modos naturales de vibración. La máxima respuesta en el n -ésimo modo natural de vibración se expresa en términos de S_{dn} , S_{vn} y S_{an} , que representan las ordenadas de la respuesta espectral de desplazamiento, pseudo-velocidad y pseudo-aceleración, respectivamente (p. 39).

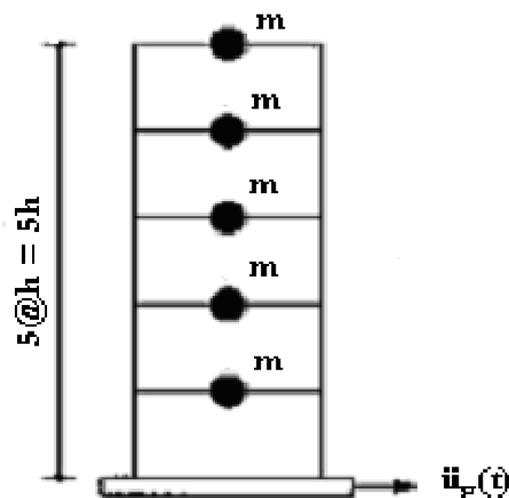


Figura 2.31: Ejemplo de edificio de 5 pisos

Fuente: Tarque et al, 2003

Para cada uno de estos parámetros espectrales y para cada modo de análisis, corresponde un periodo natural T_n y una razón de amortiguamiento ξ_n . Estos parámetros espectrales se pueden obtener directamente del espectro de respuesta sísmica mostrado en la figura 2.32 (Tarque & Loaiza, 2003, p. 40).

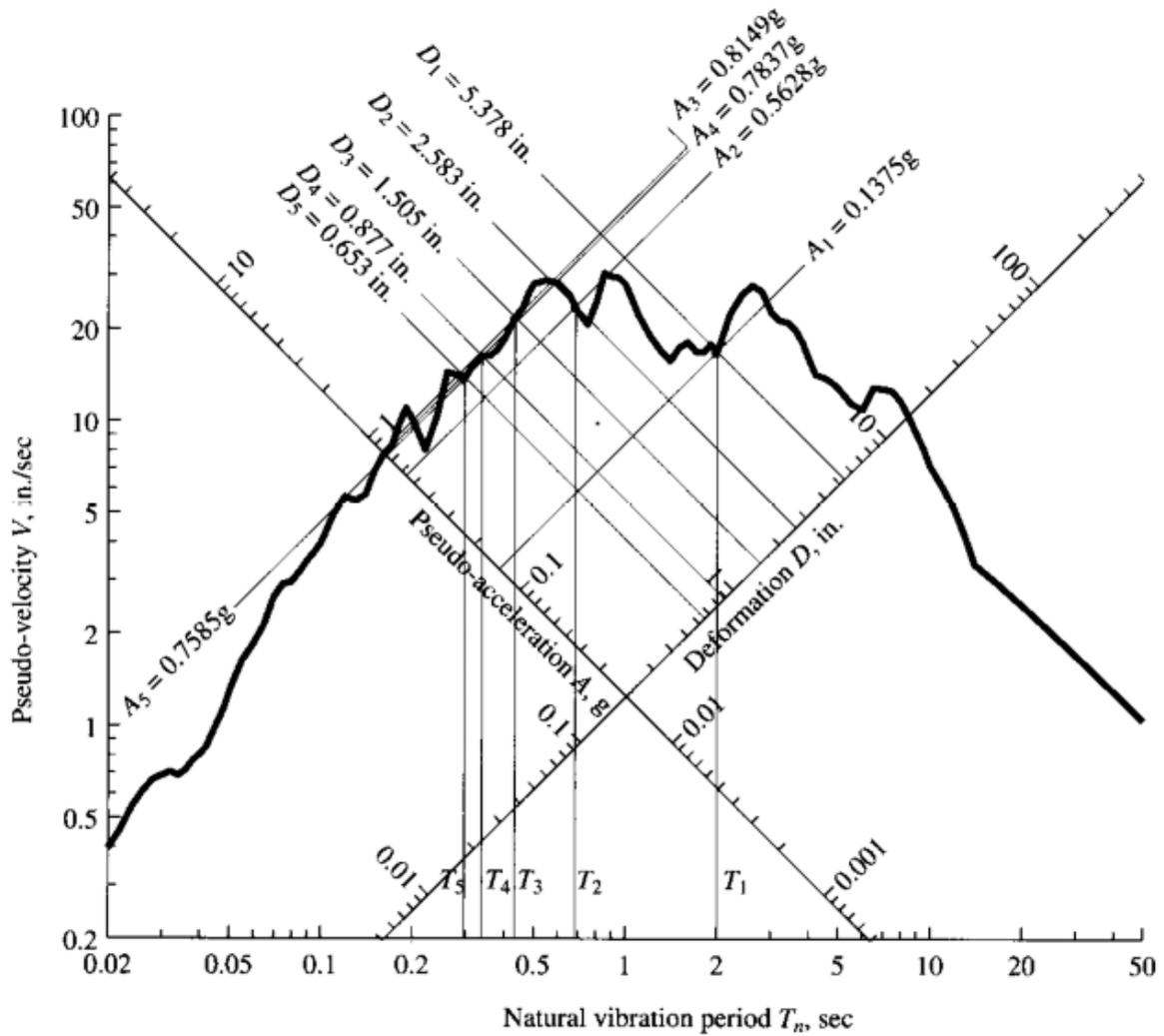


Figura 2.32: Espectro de respuesta sísmica

Fuente: Tarque et al, 2003

El máximo desplazamiento modal se expresa como:

$$\mathbf{q}_n = \frac{\mathbf{L}_n}{\mathbf{M}_n} \mathbf{S}_{dn} \quad (\text{Ec. 2.47})$$

El máximo desplazamiento del j-ésimo piso como:

$$\mathbf{u}_{jn} = \frac{\mathbf{L}_n}{\mathbf{M}_n} \mathbf{S}_{dn} \phi_{jn} \quad (\text{Ec. 2.48})$$

y la máxima deformación en el j-ésimo nivel como:

$$\Delta_{jn} = \frac{L_n}{M_n} S_{dn} (\phi_{jn} - \phi_{j-1,n}) \quad (\text{Ec. 2.49})$$

donde el máximo valor de la fuerza lateral equivalente se determina como:

$$f_{jn} = \frac{L_n}{M_n} S_{an} m_j \phi_{jn} \quad (\text{Ec. 2.50})$$

Los valores de cortante y momento basal se pueden calcular con las expresiones:

$$V_{0n} = \frac{L_n^2}{M_n} S_{an} \quad (\text{Ec. 2.51})$$

$$M_{0n} = \frac{L_n}{M_n} S_{an} \sum_{n=1}^N h_j \cdot m_j \cdot \phi_{jn} \quad (\text{Ec. 2.52})$$

Cada uno de los valores de **S_{dn}**, **S_{vn}** y **S_{an}** se relacionan mediante:

$$S_{an} = \omega_n S_{vn} = \omega_n^2 S_{dn} \quad (\text{Ec. 2.53})$$

$$S_{an} = \left(\frac{2\pi}{T_n} \right) S_{vn} = \left(\frac{2\pi}{T_n} \right)^2 S_{dn} \quad (\text{Ec. 2.54})$$

La figura 2.33 muestra los valores máximos de desplazamiento para los 5 primeros modos de vibración de un edificio de 5 pisos, obtenido del espectro de respuesta sísmica.

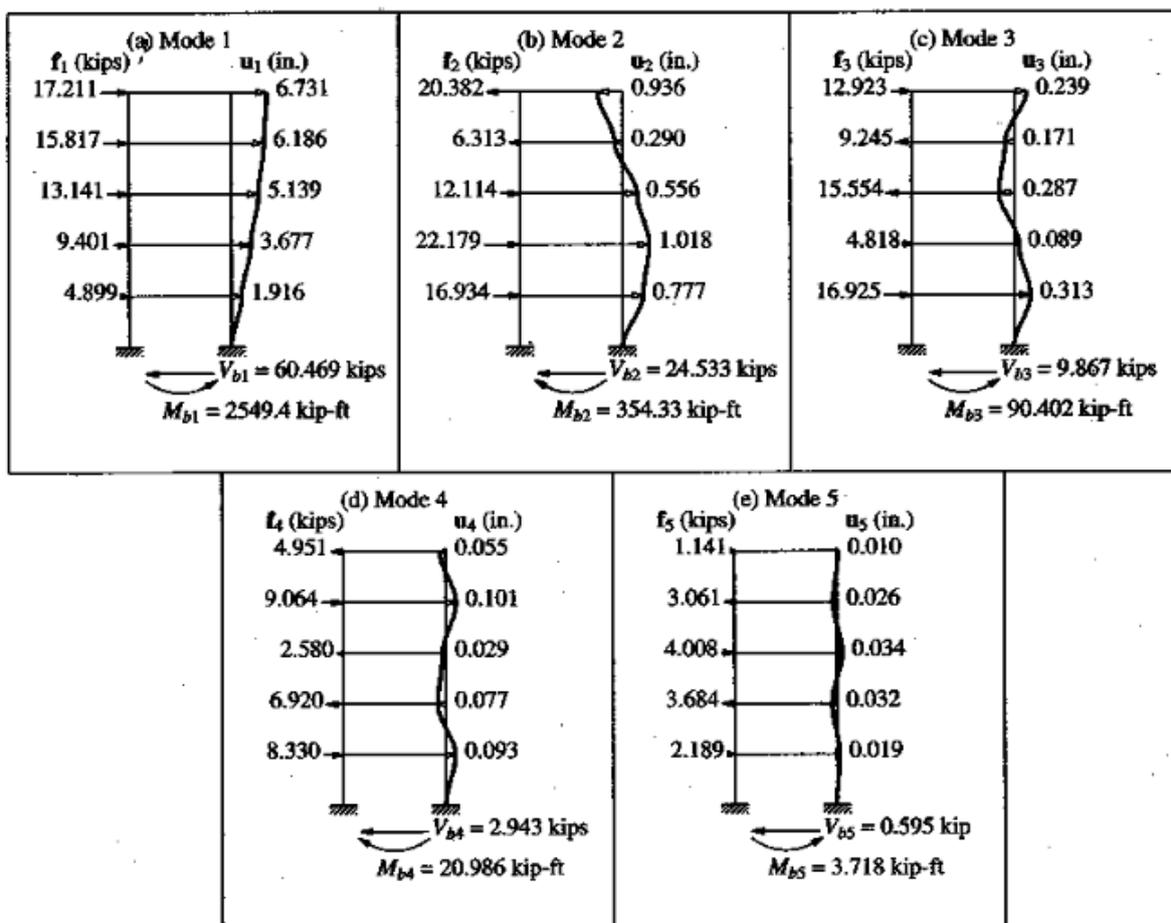


Figura 2.33: Valores máximos de desplazamiento para los 5 primeros modos de vibración de un edificio de 5 pisos

Fuente: Tarque et al, 2003

2.1.6.4.3. Métodos de combinación espectral de la respuesta modal.

La respuesta final será el producto de la combinación de todas las respuestas (combinación modal) a través de una especie de promedio ponderado (cada modo posee un factor de participación que dependerá de las masas y dirección del sismo). Tarque & Loiza (2003) nos explican que:

La respuesta $\mathbf{r}(t)$ de un edificio se describe como la superposición de las contribuciones $\mathbf{r}_n(t)$ de cada uno de los modos naturales de vibración, para un análisis de la variación de las aceleraciones en el tiempo de una estructura. Sin embargo, para un análisis espectral, la máxima respuesta en cada uno de los modos se determina directamente del espectro de respuesta sísmica.

Debido a que las máximas respuestas para cada modo no ocurren simultáneamente, estas no pueden ser superpuestas de forma directa para obtener el máximo valor de respuesta (p. 42).

El método más conocido de combinación modal espectral es el de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS), es decir:

$$\bar{r} = \sqrt{\sum \bar{r}_n^2} \quad (\text{Ec. 2.55})$$

Donde r representa la máxima respuesta de desplazamiento, deformación, cortante, o momento en un determinado nivel del edificio.

Finalmente, Tarque & Loaiza (2003) nos aclara que este método se aplica sólo a los resultados máximos modales, es decir, a los valores máximos de desplazamientos horizontales (Ec. 2.56), derivas de entrepiso (Ec. 2.57), cortantes de entrepiso (Ec. 2.58), momentos volcantes de entrepiso (Ec. 2.59), momento volcante en la base (Ec. 2.60) y fuerzas horizontales estáticas correspondientes a las fuerzas máximas modales (p. 42).

A continuación se presentan cada una de las ecuaciones mencionadas:

$$u_{j\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N (u_{j\text{mod}}^i)^2} \quad (\text{Ec. 2.56})$$

$$\Delta_{j\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N (\Delta_{j\text{mod}}^i)^2} \quad (\text{Ec. 2.57})$$

$$V_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N (V_{\text{mod}}^i)^2} \quad (\text{Ec. 2.58})$$

$$M_{j\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N (M_{j\text{mod}}^i)^2} \quad (\text{Ec. 2.59})$$

$$\mathbf{M}_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N (\mathbf{M}_{\text{mod}}^i)^2} \quad (\text{Ec. 2.60})$$

Otro método también utilizado es el llamado Método de la Combinación Cuadrática Completa (CQC), que representa la forma de combinar la respuesta de los diferentes parámetros modales como:

$$\bar{\mathbf{r}} = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N (\mathbf{r}_i \cdot \mathbf{r}_j \cdot \rho_{ij})} \quad (\text{Ec. 2.61})$$

Donde \mathbf{r}_i y \mathbf{r}_j representan las respuestas modales máximas del parámetro de estudio para los modos i , j respectivamente, mientras que ρ_{ij} corresponde al parámetro de relación entre ambos modos.

Donde:

$$\rho_{j,k} = \frac{8\xi^2(1+\beta_{j,k})\beta_{j,k}^{3/2}}{(1-\beta_{j,k}^2)^2+4\xi^2\beta_{j,k}(1+\beta_{j,k})^2} \quad \beta_{j,k} = \frac{\omega_j}{\omega_k} \quad (\text{Ec. 2.62})$$

2.2. Estado del Arte en el Aislamiento Sísmico de Estructuras

2.2.1. Análisis de riesgo en el diseño de hospitales en zonas sísmicas.

2.2.1.1. *Funcionabilidad de los hospitales frente a los terremotos.*

A continuación, se describe algunas características propias de la funcionabilidad y desempeño sísmico de los centros hospitalarios, Stewart (1989) afirma que:

El hospital es normalmente una de las instalaciones más imprescindibles y esenciales de toda comunidad, pero tras un terremoto devastador es aún más esencial e imprescindible. Por esa razón, es sumamente importante tomar precauciones antes que se produzca un terremoto de gran intensidad, a fin de garantizar el funcionamiento ininterrumpido del hospital durante el temblor e inmediatamente después del mismo. Varios tipos de desastres y epidemias pueden crear una carga temporaria considerable para los hospitales, pero esa carga nunca será mayor que después de un terremoto devastador. Si los hospitales no están preparados para una catástrofe de este tipo, no podrán responder y mucha gente morirá

Entre los edificios e instituciones de un vecindario, el hospital es no sólo uno de los más necesarios para responder a los estragos de un terremoto, sino también uno de los más vulnerables. En la ciudad tal vez haya otros edificios y grupos de edificios de tamaño y construcción similares, pero posiblemente ninguno sean tan complejo desde el punto de vista funcional, tecnológico y administrativo (párr. 1,3).

- **Distribución arquitectónica compleja.** La distribución arquitectónica de los Centros hospitalarios tienen diversos ambientes con variedad de funciones y características propias

tales como habitaciones, residencias, oficinas, almacenes diversos, lavanderías, consultorios, central de gases, talleres de mantenimiento, etc. Asimismo, gran cantidad de áreas de circulación y hall de espera. Ante la ocurrencia de un terremoto, el caos reinará, más aún si se suspende los servicios básicos tales como la energía eléctrica, complementado con el posible desplome de los elementos no estructurales y equipamientos que obstruyan las circulaciones y escaleras.

- **Usuarios.** Como es evidente, los centros hospitalarios albergan personas enfermas que en muchos casos no pueden valerse por sí solas, conectados a aparatos y sistemas especiales que pueden ser peligrosos. Del mismo modo, los hospitales albergan gran cantidad de personas entre médicos, empleados, pacientes y visitantes.
- **Registros documentarios y suministros.** Los Centros hospitalarios prescinden de las historias y registros de los pacientes, información que no se puede perder con la ocurrencia de un sismo, de igual manera se debe salvaguardar los medicamentos para las atenciones inmediatas ya que son los hospitales donde llegarán las personas heridas y los evacuados.
- **Servicios públicos básicos.** Un hospital a diferencia de otras infraestructuras no puede quedarse sin los servicios básicos de energía eléctrica, agua potable, comunicaciones, desagüe y evacuación de desechos; simplemente quedarían suspendidos los servicios y atenciones, incluyendo el funcionamiento de los equipamientos y sistemas electromecánicos. Ahora, el escenario post sismo es complicado en términos de reparaciones y reposiciones.
- **Sustancias peligrosas.** El terremoto no sólo daña la infraestructura sino también los contenidos que en muchos casos son productos muy peligrosos que al derramarse pueden ocasionar incendios ya que se producirían reacciones químicas.

- **Otras características:**

- Equipamientos pesados
- Desesperación en el vecindario
- Incremento del tráfico a consecuencia de la llegada de los bomberos, policías, heridos y familiares.
- Muerte de algunos enfermos graves
- Interrupción del funcionamiento del hospital

Finalmente, debemos tener muy en claro que ante la ocurrencia de un terremoto, los daños ocasionados a los contenidos serán más costosos que la propia edificación, asimismo, aún si no se produzca daños a los elementos estructurales, el hospital puede dejar de funcionar debido a daños en el equipamiento y en elementos no estructurales

Se concluye en que un Centro hospitalario no debe dejar de funcionar frente a la ocurrencia de un terremoto, ya que es en estas circunstancias que más se les necesita, por ello, no basta que la estructura se mantenga en pie sino también, preste el servicio requerido por la población.

2.2.1.2. Diseño sismorresistente de hospitales.

Los hospitales se clasifican como estructuras importantes en todas las normas sismorresistentes de Latinoamérica. Esto implica un sobrediseño que intenta garantizar el que estos edificios permanezcan en pie aún en situaciones extremas. Iglesias (1989) nos recuerda que:

El sismo de 1985 en la Ciudad de México demostró que un sobrediseño del 30% no fue suficiente para evitar el colapso de: varios hospitales y el daño severo de muchos más, lo que produjo un enorme déficit de camas en los momentos en

que estas más se necesitaron. Las causas principales de que los daños en hospitales fueran tan grandes a pesar del sobrediseño fueron los problemas de diseño conceptual: irregularidades en planta y elevación; torsiones excesivas; existencia de columnas cortas; etc., que limitaron el buen comportamiento de las estructuras en el intervalo, inelástico ante un sismo extraordinario. Como consecuencia de lo anterior, el nuevo reglamento de construcciones para la ciudad incrementó el sobrediseño hasta 50%. Sin embargo, esta experiencia hace evidente que no basta especificar un sobrediseño para evitar problemas, es necesario ir más allá del reglamento y formular diseños que conceptualmente sean adecuados, aún cuando con esto se sacrifique en algo la estética y la funcionalidad.

Esto es indispensable en este tipo de estructuras cuya supervivencia resulta vital para las acciones de recuperación después de un desastre sísmico (párr. 24).

2.2.2. Filosofía de diseño sísmico convencional.

Los códigos de diseño sismorresistente usualmente indican el nivel general de protección que debe esperarse de ellos. Para las estructuras sismorresistentes la mayoría de los códigos establece requerimientos mínimos para asegurar la protección de la vida humana (esto es, evitar el colapso parcial o total) pero sin controlar el daño que puede resultar de la acción sísmica. Como menciona Lezama (2011) nuestra norma N:T:E: E-030 DISEÑO SISMORRESISTENTE y las normas mundiales convencionales, en su filosofía de diseño permiten que se produzcan daños en la estructura durante un evento sísmico severo.

2.2.3. Estrategia moderna de protección 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” (Villegas, 2014, p. 19).

La vulnerabilidad es entonces una condición previa que se manifiesta durante el desastre, cuando no se ha invertido suficiente en prevención y mitigación, y se ha aceptado un nivel de riesgo demasiado elevado. De aquí se desprende que la tarea prioritaria para definir una política preventiva es reducir la vulnerabilidad, pues no es posible enfrentarse a las fuerzas naturales con el objeto de anularlas.

Porque no se puede actuar sobre la amenaza sísmica, o la intensidad del terremoto que afecta a los elementos en riesgo, sólo se puede predecir a través de un adecuado modelado, la única manera de limitar las pérdidas es la de disminuir la vulnerabilidad, evaluar el nivel de las diferentes clases de elementos en riesgo y la elección, sobre esa base, la rehabilitación más efectiva. Oviedo & Duque (2006) afirman que:

Las técnicas convencionales estipuladas por la reglamentación actual para mitigar y controlar la respuesta de una edificación ante un evento sísmico se basan en la combinación de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de la estructura, tomando como condición su ductilidad. En estructuras de hormigón armado y otros materiales convencionales, estos métodos exigen una cuidadosa disposición del refuerzo, de la configuración estructural, de los tipos de conexiones y otros, que aumentan su costo frente a una estructura no sismorresistente, presentando, además, el inconveniente de que la estructura, por su mismo trabajo inelástico, sufre daños permanentes, muchas veces sin posibilidad de reparación (p. 106).

La **ductilidad** se refiere a la capacidad de un sistema estructural de sufrir deformaciones considerables (por encima del límite elástico) bajo una carga aproximadamente constante, sin padecer daños excesivos. Esta es una propiedad muy importante en una estructura que debe resistir efectos sísmicos, ya que elimina la posibilidad de una falla frágil y además suministra una fuente adicional de amortiguamiento. Es por ello que una parte importante del diseño sísmico consiste en proporcionar a la estructura (además de la resistencia necesaria), la capacidad de deformación que permita la mayor ductilidad posible para salvar así un edificio del colapso (Bazán & Meli, 1999), pero consecuentemente, este hecho puede requerir intervenciones de reforzamiento (o incluso demolición y reconstrucción) importantes y costosas, así como hacer la estructura más vulnerable a los acontecimientos posteriores.

La **resistencia y la rigidez** son los dos aspectos más importantes del diseño sísmico. La resistencia es el parámetro de diseño donde se busca que las dimensiones de los elementos garanticen la integridad de la estructura sometida a todas las combinaciones de carga posibles y la rigidez relaciona la deformación de la estructura con las cargas aplicadas; este parámetro asegura que la estructura cumpla con las funciones impuestas

Para evitar estos problemas, en lugar de tratar de aumentar la capacidad se trata de reducir la demanda sobre la estructura.

En otros países, las técnicas convencionales de disipación de energía se han complementado con sistemas adicionales a los componentes estructurales de la edificación, los cuales modifican las características dinámicas de la estructura, controlando o disipando parte de la energía impuesta por el sismo. El uso de estas técnicas de control de respuesta sísmica tiene como objetivo reducir la demanda sísmica de la propia estructura controlando su deformación y, por lo tanto, su daño.

Debido a las grandes ventajas que presenta esta metodología frente a la convencional y a la necesidad inminente de difundir el conocimiento en el medio peruano, se considera de gran importancia realizar una revisión de los conceptos básicos de funcionamiento de estas técnicas, de los dispositivos disponibles comercialmente en el mundo y de los métodos de diseño (Oviedo & Duque, 2006, p. 106).

El control del comportamiento estructural se obtiene mediante la inserción de una manera oportuna, en la construcción, los sistemas auxiliares capaces de modificar, durante el breve intervalo de duración de la acción dinámica, las características estructurales, esencialmente, la rigidez y amortiguamiento.

2.2.4. Balance Energético.

La respuesta del sistema se puede obtener integrando la ecuación (Ec. 2.63). Si el sistema se mantiene elástico, será posible encontrar una solución analítica a dicha integral. En el caso de que se plastifique habrá que recurrir a la integración numérica.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (\text{Ec. 2.63})$$

Donde:

$m\ddot{u}$ representa la fuerza inercial de la masa de la edificación.

$c\dot{u}$ es el amortiguamiento inherente del sistema.

ku es la fuerza elástica del sistema.

\ddot{u}_g es la aceleración del suelo

(Oviedo & Duque, 2006) hacen referencia utilizar el concepto de energía como herramienta para determinar el comportamiento y la respuesta de una estructura ante cargas dinámicas. Debido a que la ecuación de equilibrio dinámico está planteada en términos de fuerzas, éstas se multiplican por el desplazamiento du , expresado como $\dot{u}dt$, que es una función de la velocidad, para encontrar el trabajo realizado. Al integrar la ecuación resultante respecto al tiempo de aplicación de la carga (sismo, viento u otras) se obtiene la ecuación de balance de energía desarrollado en el sistema estructural (p. 107).

En la ecuación de movimiento, si se integran las fuerzas respecto al desplazamiento:

$$\int \mathbf{m} \ddot{u}_t du + \int \mathbf{c} \dot{u} du + \int \mathbf{k} u du = 0 \quad (\text{Ec. 2.64})$$

Donde:

$$\int \mathbf{m} \ddot{u}_t du = \int \mathbf{m} \ddot{u}_t (du_t - du_g) = \int \mathbf{m} \frac{d\dot{u}_t}{dt} du_t - \int \mathbf{m} \ddot{u}_t du_g = \frac{\mathbf{m}\dot{u}_t^2}{2} - \int \mathbf{m} \ddot{u}_t du_g$$

Se Sustituye en la ecuación de movimiento obteniendo la ecuación de balance de energía:

$$\frac{\mathbf{m}\dot{u}_t^2}{2} + \int \mathbf{c} \dot{u} du + \int \mathbf{k} u du = \int \mathbf{m} \ddot{u}_t du_g$$

$$\boxed{E_K + E_V + E_A = E_{In}}$$

(Ec. 2.65)

Donde:

E_K = Energía cinética de la masa m .

E_V = Energía disipada por el amortiguamiento inherente de la estructura.

E_A = Energía de deformación elástica del sistema.

E_{In} = Energía impuesta por las cargas dinámicas (energía total impuesta por el sismo).

En el caso de que el sistema alcance a responder en el rango inelástico de los materiales, en el término E_A se debe incluir y distinguir la participación de la estructura dentro del rango elástico y el inelástico.

Esto se logra introduciendo la función $f_A(u)$ que incluye la respuesta elástica y la inelástica hysterética en el cálculo de la energía total proporcionada por la estructura, y quedan como:

$$E_A = \int f_A(u)du = E_E + E_H$$

Donde E_H es la energía disipada por efectos hysteréticos de deformación plástica y daño de los elementos estructurales, y el término E_E es la energía de deformación elástica no disipada (figura 2.34).

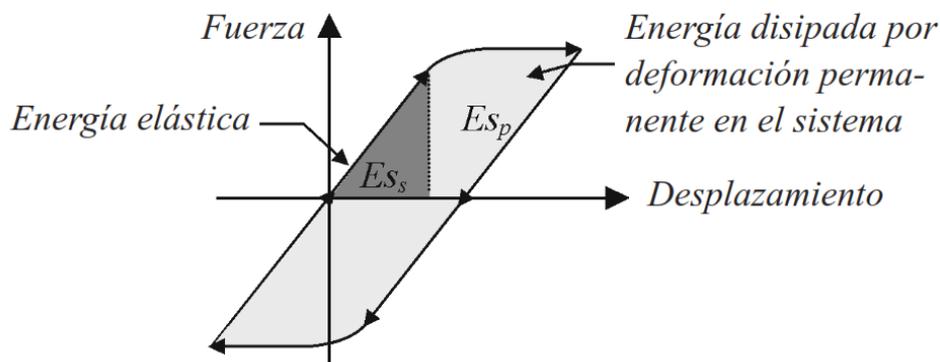


Figura 2.34: Ciclo de histéresis en un sistema estructural, energía elástica e inelástica
Fuente: Oviedo et al, 2006

En definitiva:

$$E_{In} \leq E_K + E_V + E_E + E_H \quad (\text{Ec. 2.66})$$

Como se expuso anteriormente, los sistemas constructivos convencionales se basan en la ductilidad para reducir la acción sísmica. Sustancialmente la ductilidad permite reducir los efectos de la acción sísmica disipando energía, a través de los daños de los elementos estructurales y no estructurales.

El sistema innovador de protección sísmica mediante el uso de aisladores de base, buscan reducir los efectos de la acción del sismo sin contar con la disipación de la energía que proviene del daño de los elementos estructurales y no estructurales, sino que la mayor parte de la energía total impuesta por el sismo (lado derecho de la ecuación de balance energético), será absorbida por el ciclo de histéresis del aislador en el lado izquierdo de la ecuación. El primer término de la ecuación, corresponde a la energía cinética, esta desaparecerá cuando el sismo haya concluido. El segundo término, es la energía disipada por el amortiguamiento viscoso. El tercer término, representa la energía absorbida por la histéresis del sistema de aislación más la energía potencial almacenada por la componente lineal de la deformación de los elementos (Monti, 2014).

2.2.5. Posibilidades actuales de las técnicas de control de respuesta sísmica.

En la actualidad existen diferentes sistemas de protección sísmica, los cuales poseen varias ventajas sobre los sistemas convencionales. Se encuentran desde simples dispositivos de control pasivo hasta complejos sistemas completamente activos; los más conocidos incluyen los sistemas de aislamiento sísmico y los sistemas de disipación de energía.

Según Kitamura et al (1991) citado en (Oviedo & Duque, 2006), los japoneses y estadounidenses utilizan dos nomenclaturas diferentes de clasificación de acuerdo con el mecanismo de funcionamiento. Los japoneses los clasifican en

cuatro categorías: sistemas aislados en la base, sistemas de absorción de energía, sistemas de efecto de masa y sistemas de control activo.

Tabla 2.1: Clasificación de las técnicas de control de respuesta sísmica

Fuente: (Higashino & Okamoto, 2006)

Sistema de Control	Tipo	Tipo	Dispositivo
Control pasivo	Aislamiento sísmico	Mecanismos deslizantes o de rodillos	Apoyo de rodillos
			Apoyo de placa deslizante, tipo péndulo, basculante
			Capa deslizante
			Otros
		Elemento flexible	Elastómero de multicapas
			Dispositivo flexible
	Otros		
	Disipación de energía	De tipo histerético	Acero
			Plomo
			Otros
		De tipo friccionante	
		De tipo fluido	Hidráulico
			Viscoso
	Otros		
Efecto de masa adicional	De tipo viscoelástico		
	De masa y resorte		
	De tipo pendular		
	Vibración de líquido		
	Otros		
Otro			
Control semiactivo	Control de amortiguamiento	Sistema de amortiguamiento variable	De tipo hidráulico
			Otro
	Control de rigidez	Sistemas de rigidez variable	Riostra
			Otro
Otro			
Control activo e híbrido	Efecto de masa	Amortiguamiento activo de masa	
		Amortiguamiento híbrido de masa	
	Control de fuerza	Tendón activo	
		Otro	
	Otro		

Los estadounidenses plantean tres categorías: sistemas aislados, sistemas de disipación pasiva de energía y sistema de control activo. La diferencia entre las clasificaciones radica en que los estadounidenses incluyen los sistemas de efecto de masa dentro de los sistemas de control pasivo o activo de energía (p. 108).

Ante la existencia de diversas formas de clasificar los sistemas de protección sísmica, es conveniente tener en cuenta una clasificación estándar a nivel mundial, es por ello que Kitamura et ál (1991) citado en (Oviedo & Duque, 2006) hace referencia que la ISO 3010 International Standard “Basis for design of structures –Seismic action on structures” se plantea una clasificación que pretende ser internacional, que consiste en tres sistemas de control de respuesta sísmica: control pasivo, control activo e híbrido y control semiactivo”, el mismo que se muestra en la tabla 2.1.

2.2.6. Conceptos básicos del sistema de aislamiento sísmico.

El aislamiento sísmico es un sistema de protección de las estructuras frente a los efectos de los terremotos basado en un principio claro: desacoplar parcialmente la estructura de los movimientos sísmicos del terreno, mediante dispositivos instalados entre la estructura y su cimentación. En la figura 2.35 se muestra esquemáticamente la diferencia de comportamiento entre un edificio de diseño antisísmico convencional (base fija) y uno con aislamiento de base.

Los edificios de base fija reducen las fuerzas dinámicas mediante plastificación de ciertas zonas de la estructura y de componentes no estructurales. Los edificios de base aislada reducen estas fuerzas mediante dispositivos que pueden ser, básicamente, una superficie con bajo coeficiente de fricción y/o capas de elastómero y acero con gran flexibilidad horizontal. (Salomón, Oller, & Barbat, 2000, p. 15)

En los edificios la discontinuidad estructural a menudo se da en la base, entre la fundación y la elevación o inmediatamente por encima de un piso (sótano).

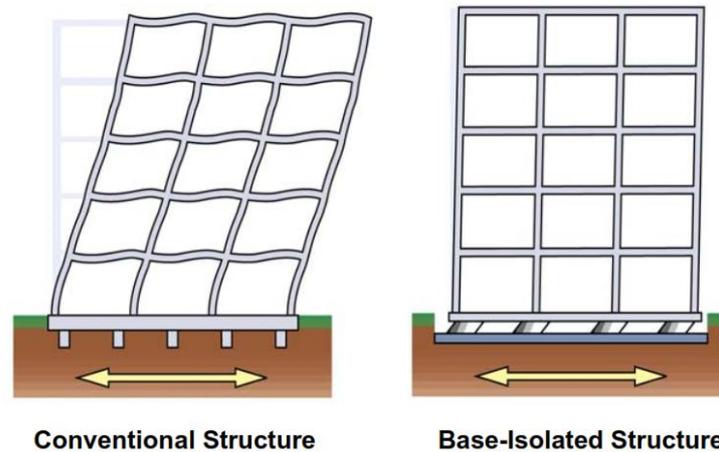


Figura 2.35: Comportamiento del edificio de base fija y con aislamiento de base
Fuente: (Symans, 2003)

2.2.7. Aisladores elastoméricos.

La imagen de la figura 2.36 muestra un aislador de goma. El dispositivo está constituido de varias capas de caucho colocadas de forma alterna con láminas de acero utilizando un proceso de vulcanizado. (Aguiar, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008) manifiesta que:

la rigidez del apoyo es controlada por el espesor de las capas de goma, de esta manera, mientras más gruesas son estas capas más flexibles es el apoyo en la dirección horizontal. En cambio, la rigidez vertical del apoyo es controlada por la alta rigidez en planta de las placas de acero que inhibe la expansión lateral de la goma que resulta de la presión vertical (p. 11).

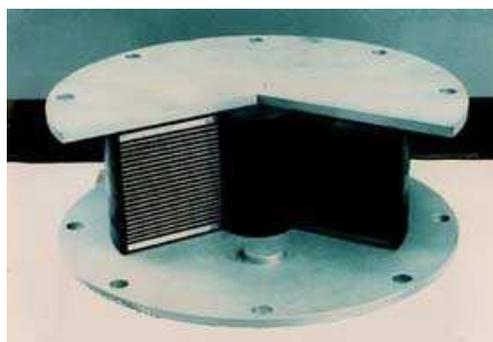


Figura 2.36: Aislador elastomérico
Fuente: Aguiar et al, 2008

Del mismo modo, (Aguiar et al, 2008) complementa que a objeto de aumentar la capacidad de disipación de un sistema de aislación basal como el mostrado, se puede elegir entre varias alternativas tales como: a) Agregar aditivos a la goma para aumentar sus propiedades de amortiguamiento. b) Incorporar un corazón de plomo en el centro del disipador para aprovechar las propiedades disipativas del plomo y así aumentar la disipación del aislador y c) Acoplar a los aisladores otros dispositivos tales como los amortiguadores viscosos, de fricción o por extrusión de plomo (p. 12).

2.2.7.1. Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LRD).

Este tipo de aisladores son los más simples y fueron los primeros en utilizarse a nivel de prototipos, una de las edificaciones emblemáticas donde se utilizó ha sido en la Escuela Pestalozzi de Skopje Macedonia.

También llamados aisladores elastoméricos de caucho natural. Al principio fueron usados sin ningún tipo de refuerzo ni placa de conexión; sin embargo, luego se notó que si se deseaba aumentar la rigidez vertical se debía reforzar intercalando láminas de acero con capas de caucho, así se obtenía una rigidez vertical que era cientos de veces la rigidez horizontal.

El proceso de fabricación de los LRD consiste en intercalar capas de acero y caucho que se colocan en un molde y se les aplica presión a una temperatura de 140°C por aproximadamente seis horas. Durante ese tiempo se produce la reacción del epóxico colocado entre las capas y el caucho se vulcaniza y adquiere su propiedad elástica. La adhesión entre el acero y el caucho debe ser tan resistente que antes que falle el pegamento debería fallar la goma. Al intercalar el caucho con el acero la capacidad para resistir cargas de gravedad

aumenta y les da estabilidad a soportes laterales altos ante cargas laterales. Las placas de acero que se colocan en la zona superior e inferior sirven para confinar el núcleo y evitar la compresión del caucho ante cargas de gravedad. En la Figura 2.37.a. se muestran los componentes del LRD.

El amortiguamiento de este tipo de aisladores está entre el 5 y 10%, lo cual obliga muchas veces a usar sistemas de amortiguadores adicionales. La fuerza cortante y la deformación lateral tienen una relación lineal (Figura 2.37.b). Las principales ventajas de usar este tipo de aisladores es que son fáciles de modelar y fabricar. (Korswagen, Arias, & Huaranga, 2012, p. 7)

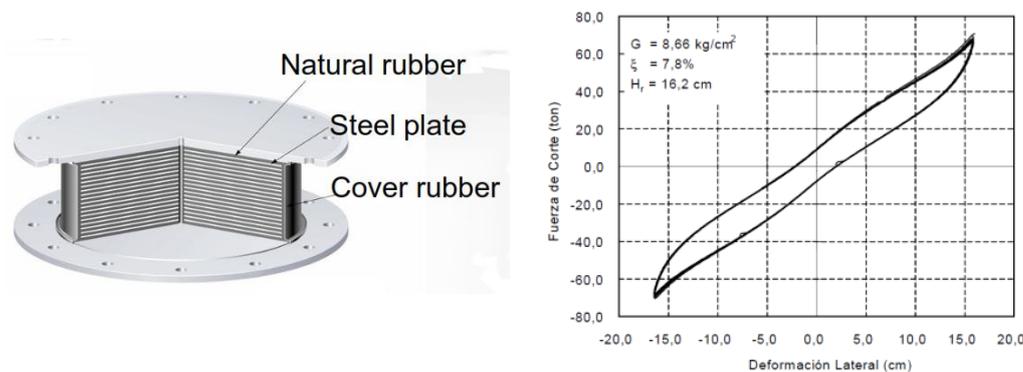


Figura 2.37: (a) Componentes del LRD y (b) Gráfico de fuerza de corte versus deformación lateral para un ciclo

Fuente: (BRIDGESTONE, s.f.)

2.2.7.2 Aisladores elastoméricos de caucho de alto amortiguamiento (HDR).

El aislador de alto amortiguamiento elimina el uso de un núcleo de plomo, proporcionando la misma funcionalidad.

Los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) están elaborados de caucho modificado con aditivos (tales como aceites, carbón en polvo, resinas, polímeros u otros elementos que le permiten alcanzar un mayor amortiguamiento por sí solos), intercalado con láminas de acero y en la parte superior e inferior se les coloca una placa de acero para confinar el núcleo. En

la Figura 2.38.a se muestran los componentes del HDR. El amortiguamiento de éste tipo de aisladores varía entre el 10 y 20% para deformaciones angulares menores a =2. (Korswagen et al, 2012, p. 12)

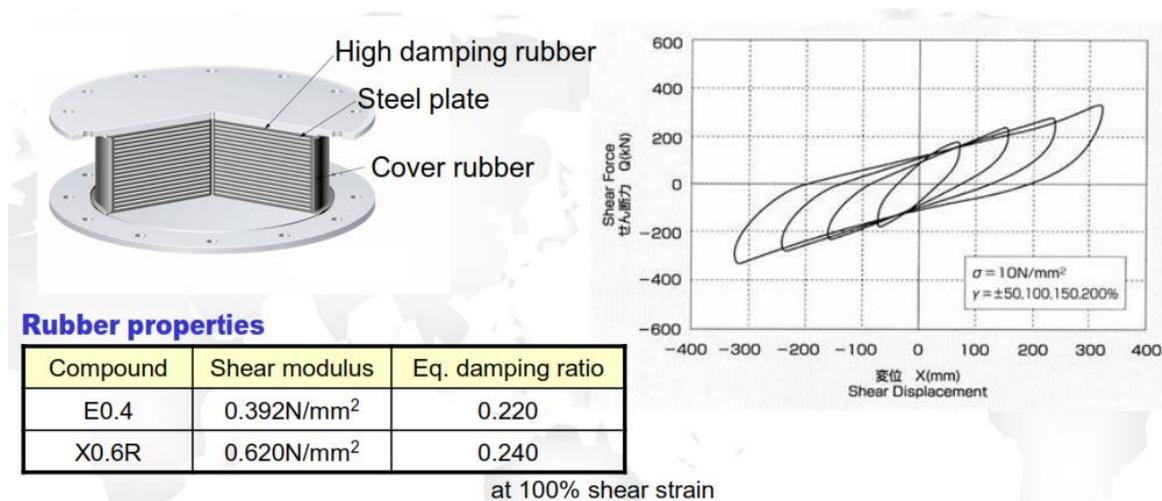


Figura 2.38: (a) Componentes del HDR y (b) Gráfico de fuerza de corte versus deformación lateral para un ciclo

Fuente: (BRIDGESTONE, s.f.)

2.2.7.3. Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).

Los aisladores con núcleo de plomo son aisladores con un núcleo central de plomo en forma cilíndrica, con el fin de incrementar la capacidad de disipación y las deformaciones del mismo.

Los aisladores con núcleo de plomo (LRB) se construyen generalmente de caucho de bajo amortiguamiento intercalado con láminas de acero y en el centro se deja un agujero en el que se introduce el núcleo de plomo, que es un poco más ancho que el agujero, bajo presión y se convierten en una unidad. El núcleo de plomo se coloca para producir numerosos ciclos histeréticos estables ya que este fluye (a una tensión de 10 MPa) y recristaliza a temperatura ambiente; esto hace que tenga una buena resistencia a la fatiga. Entre las ventajas del LRB podemos encontrar que el amortiguamiento aumenta con respecto al aislador elastomérico de caucho natural (LRD) y varía entre el 15 y 35%. Además

produce de forma natural un nivel de rigidez inicial importante para las cargas de servicio o de viento. (Korswagen et al, 2012, p. 10)

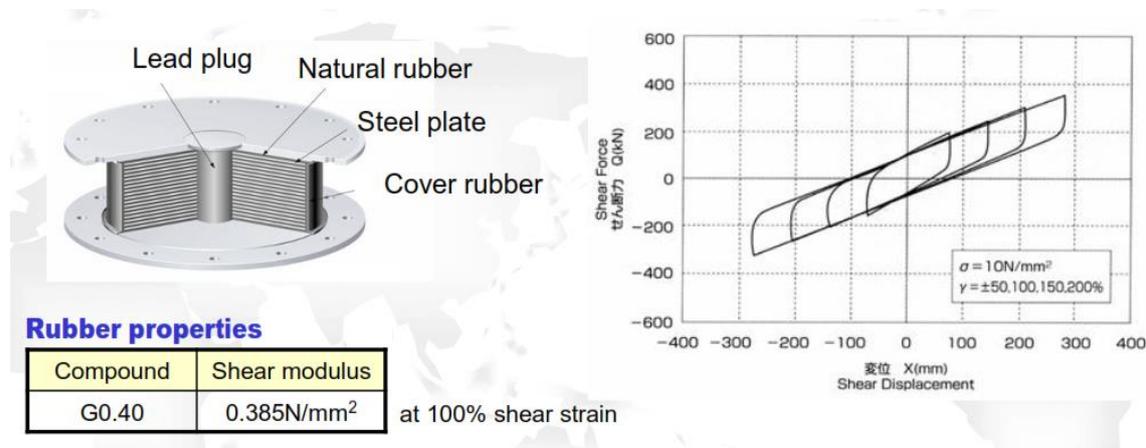


Figura 2.39: (a) Componentes del HDR y (b) Gráfico de fuerza de corte versus deformación lateral para un ciclo

Fuente: (BRIDGESTONE, s.f.)

2.2.8. Aislador de péndulo de fricción

Sobre este dispositivo de aislamiento sísmico, (Aguiar et al, 2008) explica algunas de las propiedades y características precisando que:

Dentro de los sistemas de aislación basal existen los sistemas deslizantes (friccional). Uno de los representantes más conocidos de esta clase es el sistema de péndulo friccional FPS (Frictional Pendulum System). El apoyo FPS consiste de un deslizador (resbalador) articulado sobre una superficie de acero inoxidable esférica como se muestra esquemáticamente en la figura 2.40. Características de estos apoyos son la superficie deslizante esférica de acero inoxidable pulido y el deslizador articulado, que está revestido con un material compuesto de alta capacidad de soporte basado en politetrafluoroetileno (teflón) que tiene un bajo coeficiente de fricción (aproximadamente 5 a 7%). Los apoyos están sellados e instalados con la superficie deslizante boca abajo para evitar la contaminación de la interface de deslizamiento. (p. 13)

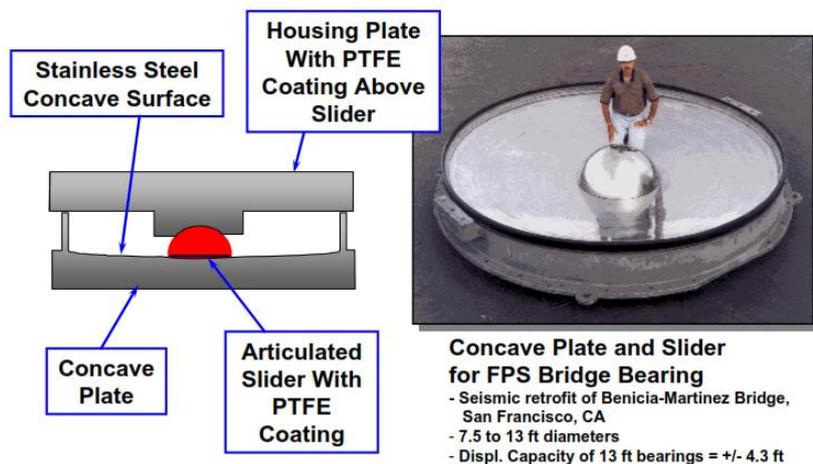


Figura 2.40: Sistema de péndulo de fricción (FPS)

Fuente: (Symans, 2003)

Tabla 2.2: Cuadro comparativo de los distintos tipos de aisladores elastoméricos

Fuente: (Molina, 2011)

Dispositivo	Ventajas	Desventajas
Elastomérico de bajo amortiguamiento	Baja aceleración en las estructuras Bajo costo	Grandes desplazamientos. Bajo amortiguamiento. No resistente a condiciones de servicio.
Goma de alto amortiguamiento	Aceleración moderada en las estructuras. Resistente a condiciones de servicio. Moderado a alto amortiguamiento.	La deformación depende de la rigidez y amortiguamiento. Complejos de analizar. Limitada elección de amortiguamiento y rigidez.
Corazón de plomo	Aceleración moderada en las estructuras. Amplia gama de amortiguamiento y rigidez.	Cambios cíclicos en las propiedades.

2.2.9. Configuración del edificio aislado.

La "interfaz de aislamiento" es la frontera entre la parte superior de la estructura, que es aislada, y la parte inferior de la estructura, la cual se mueve rígidamente con el suelo (ASCE/SEI 7-10), podemos distinguir lo siguiente:

- a) **Subestructura:** la parte de la estructura situada debajo de la interfaz del sistema de aislamiento, y eso incluye a las cimentaciones, que tiene generalmente deformabilidad horizontal insignificante y sujeta directamente al desplazamiento impuesto por el movimiento sísmico del terreno.
- b) **Superestructura:** la parte de la estructura que se encuentra por encima de la interfaz de aislamiento y, por lo tanto, aislado.
- c) **Dispositivos de aislamiento:** componentes del sistema de aislamiento, cada uno de los cuales proporciona un único o una combinación de las siguientes funciones:

- ✓ Soportar las cargas verticales debido a la alta rigidez en la dirección vertical, en oposición a la baja rigidez en la dirección horizontal que induce importantes desplazamientos en el plano horizontal;

- ✓ disipación de energía a través de mecanismos de histéresis y/o viscoso;

- ✓ recentrado del sistema;

- d) **Restricción lateral**, con rigidez elástica adecuada, para hacer frente a las acciones horizontales inevitables de servicio (de viento y microsismos).

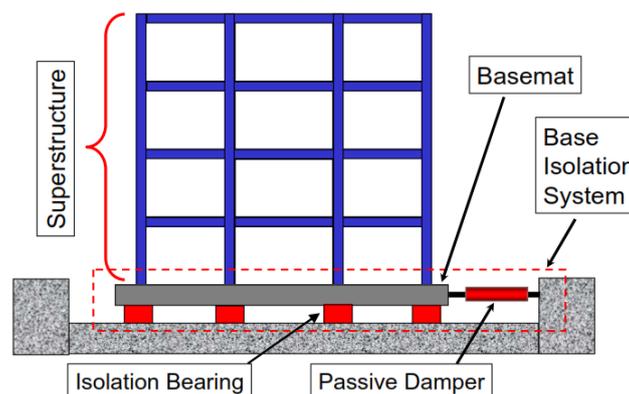


Figura 2.41: Configuración de la estructura de un edificio con sistema de aislamiento

Fuente: (Symans, 2003)

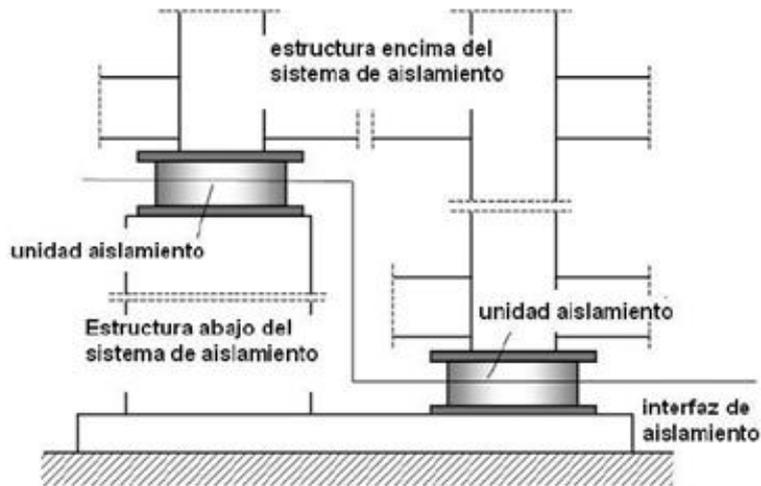


Figura 2.42: Esquema de los componentes de un sistema de aislamiento

Fuente: (Kircher, 2013)

2.2.10. Localización de los aisladores.

La localización de los aisladores sísmicos en elevación puede estar en diferentes zonas, de acuerdo a la configuración arquitectónica y estructural del edificio.

Puede realizarse directamente sobre la cimentación en el caso de aquellas estructuras que no tienen sótano, si la estructura tiene sótano se puede instalar en la parte superior, media o baja de las columnas. La configuración estructural más empleada es generar un diafragma inmediatamente sobre los aisladores, esto permite que los desplazamientos en los aisladores sean iguales y que las cargas del sismo se distribuyan de acuerdo a su rigidez. (Guerrero, 2011, p. 32)



Figura 2.43: Aisladores elásticos instalados en el Hospital del Mares, Italia

Fuente: (Luders, 2013)

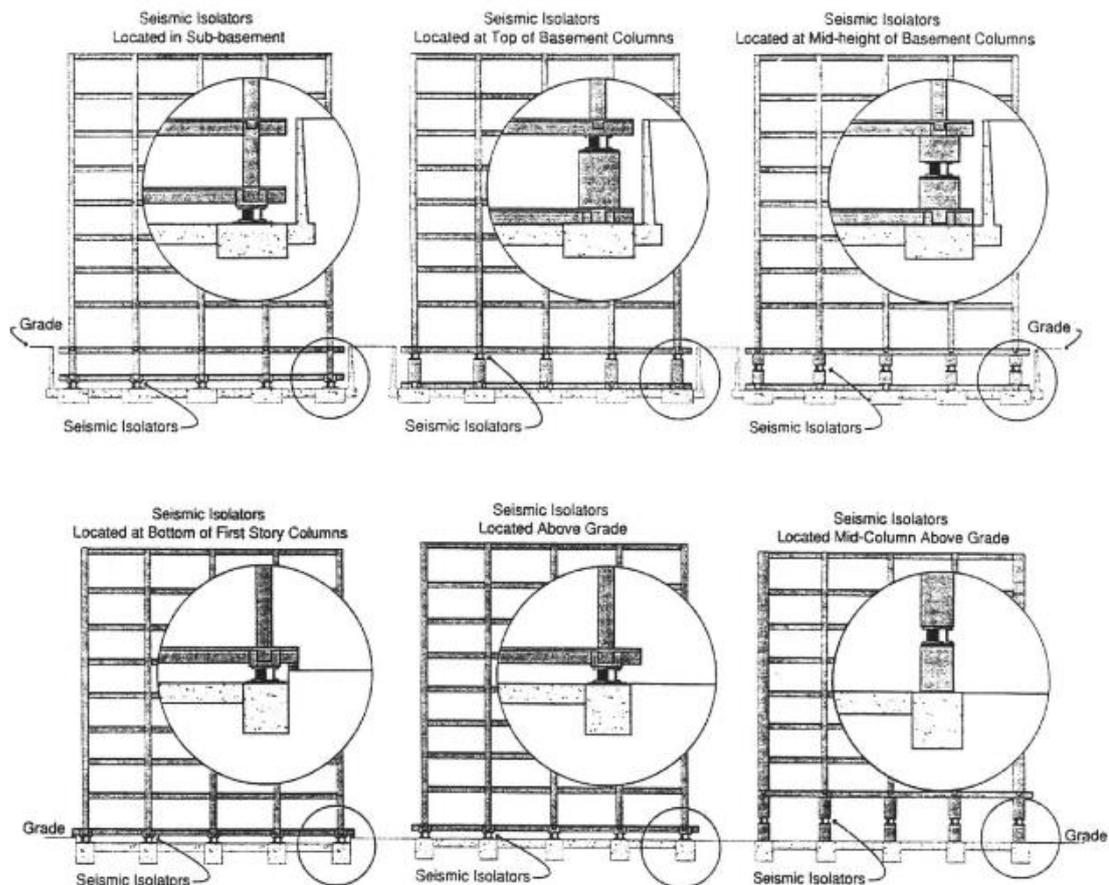


Figura 2.44: Ubicación de aisladores en los edificios

Fuente: (Anders, 1999)

Es necesario que en el diseño se prevea el espacio suficiente entre el piso de la estructura y la interfaz de aislamiento para permitir el ingreso de personal calificado para la inspección y calibración, y de ser el caso tener el espacio suficiente para el reemplazo de alguno de los aisladores. (Guerrero, 2011, p. 32)



Figura 2.45: Aisladores colocados directamente sobre capitel de las zapatas

Fuente: (Abarca, s.f.)

2.2.11. Beneficios y desventajas del sistema de aislamiento.

De acuerdo a (Boroschek, Aislación Sísmica de Edificios, s.f), la aislación sísmica utilizando goma permite los siguientes beneficios:

- a) Debido a la gran flexibilidad de la interface de aislación ubica el período fundamental de la estructura en una banda de períodos donde la energía del sismo es menor.
- b) Limita la participación de modos superiores en la respuesta, debido a la ortogonalidad de estos con la acción, que se asemeja en forma al primer modo de vibrar, es decir generar un bajo factor de participación sísmica para los modos superiores.
- c) Si el sistema de aislación posee amortiguamiento, como es el caso de aisladores con goma de alto amortiguamiento o aisladores con núcleo de plomo, es posible reducir aun más las aceleraciones.
- d) Al no participar en mayor medida los modos superiores, la respuesta está controlada por el modo fundamental que posee una forma lineal en la estructura y una amplitud importante en la aislación. Esto significa que el sistema se puede modelar como de 1 grado de libertad lo que simplifica considerablemente su análisis y prediseño.
- e) La libertad de ubicación y características en el diseño de los aisladores permite eliminar los problemas de excentricidades en planta, controlar la torsión y la retracción en caso de que la estructura sea de hormigón.
- f) Al existir una capa de baja rigidez en la estructura, la aceleración disminuye y el período asociada a ellas también, produciéndose una baja distorsión de entrepiso y una baja aceleración de piso. Esto contribuye a limitar el daño estructural y no estructural del sistema.

- g) La fuerza en el sistema o superestructura se reduce considerablemente permitiendo en algunos casos su diseño elástico y por tanto una mejor predicción con las herramientas de análisis actuales y la capacidad de generar sistemas con protección de función e inversión.
- h) Debido a su dimensión y proceso de elaboración de los aisladores en fábricas con ambiente controlado, es posible garantizar sus propiedades mecánicas y establecer su estabilidad en el tiempo.
- i) Reduce los costos de reparaciones en terremotos futuros. (p. 1)

Asimismo, (Boroschek, s.f), indica que la aislación sísmica utilizando goma tiene las siguientes desventajas:

- a) La ubicación del primer modo de la estructura en la zona de demanda asociada a períodos largos genera desplazamientos considerablemente mayores. Esto sin embargo puede ser controlado parcialmente con el amortiguamiento.
- b) Requiere de la generación de un piso adicional donde se ubicarán los aisladores.
- c) Requiere de cambios importantes arquitectónicos y de servicios.
- d) Aumenta los costos constructivos.

2.2.12. Comportamiento del sistema aislado.

2.2.12.1. Prólogo.

Los beneficios de aislamiento son atribuibles no sólo a la reducción drástica de aceleraciones que actúan sobre las masas estructurales y, por consiguiente, de las solicitaciones,

pero en paralelo, hay una reducción significativa de las deformaciones de entrepiso (Drift) que permite evitar cualquier daño a los elementos no estructurales.

Este último efecto implica beneficios considerables para la protección de los contenidos, ya que reduce el riesgo de vuelco de los muebles (a veces muy pesados y peligrosos para las personas, como en bibliotecas, archivos y almacenes), la caída de objetos (a veces, de alto valor, como por ejemplo en los museos), las vibraciones de alta frecuencia en las máquinas de alta tecnología (por ejemplo, en hospitales, centros de procesamiento de datos, etc.) y resulta en una menor percepción del terremoto por parte de personas presentes en la parte del edificio aislado, este último aspecto, particularmente importante para reducir el pánico en lugares con mucha gente, como escuelas y hospitales.

La diferencia de comportamiento entre una estructura de base aislada y una estructura convencional se esquematiza en la siguiente figura:

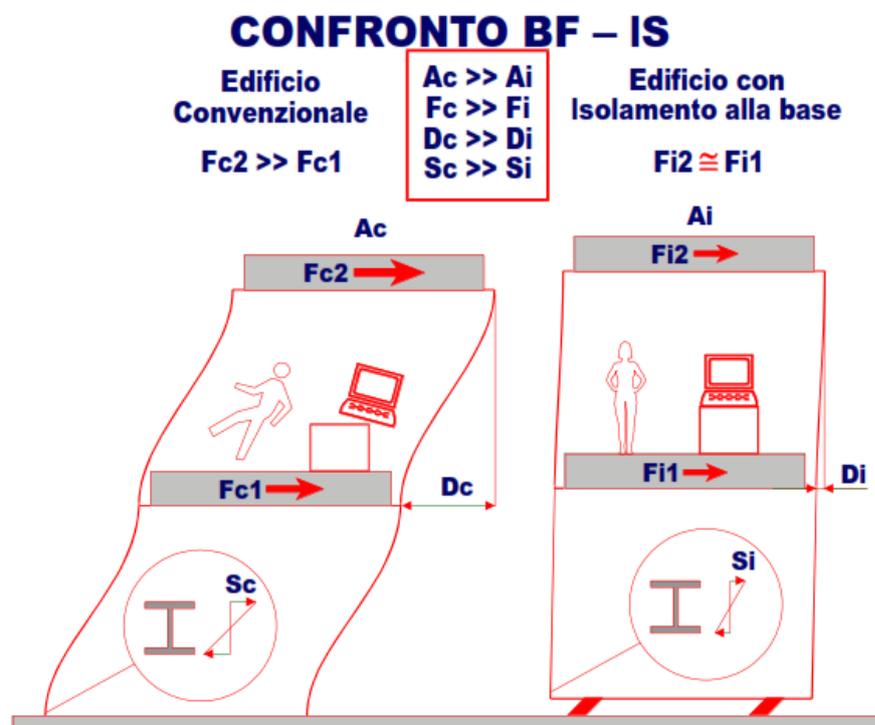


Figura 2.46: Comportamiento de la estructura de un Edificio de base fija vs edificio con aislamiento de base

Fuente: (Clemente, 2010)

El primer modo de vibración de la estructura aislada está configurado casi como el de un cuerpo rígido e implica, en la práctica sólo las deformaciones del sistema de aislamiento. Dado que los modos de orden superior, que producirían deformaciones en la estructura, son ortogonales al primer modo, que no participan en el movimiento, por consiguiente, la energía del terremoto en frecuencias más altas no se puede transmitir eficazmente a la estructura. (Monti, 2014)

2.2.12.2. Flexibilidad.

La flexibilidad en edificios con aislamiento sísmico de base está directamente relacionado con el periodo de vibración.

Según (Universidad de Santiago de Chile, s.f), al colocar los aisladores se alarga considerablemente el período fundamental de vibración de la estructura llevándolo a zonas en donde las aceleraciones espectrales son reducidas y, consecuentemente, las fuerzas que producen resultan de menor cuantía. Como la frecuencia disminuye, las aceleraciones introducidas disminuyen al igual que los efectos dañinos del movimiento del suelo en la estructura. El mayor beneficio se encuentra en estructuras con períodos del orden de un segundo o un poco menor, o edificios con ciertas características en donde se acentúa la torsión. (p. 12)

Lo anterior puede describirse por referencia a las formas típicas de los espectros de respuesta elástico normalizado en aceleraciones y desplazamientos. De la figura 2.47 y 2.48 se puede entender cómo es posible lograr reducciones significativas de la aceleración espectral y de la cortante de base aumentando el período natural del sistema.

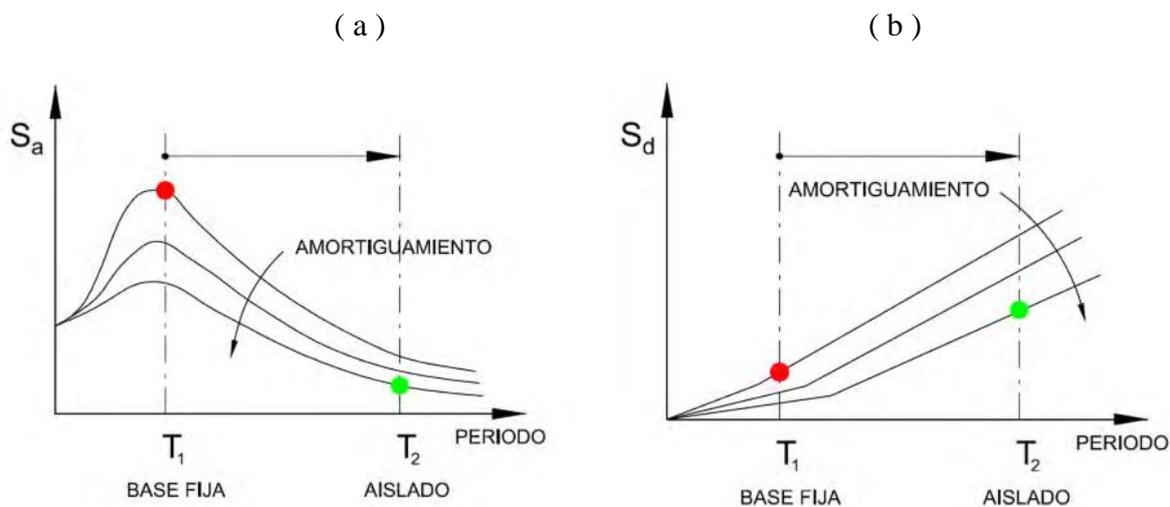


Figura 2.47: (a) Espectro de aceleraciones y (b) desplazamientos

Fuente: (Luders, 2013)

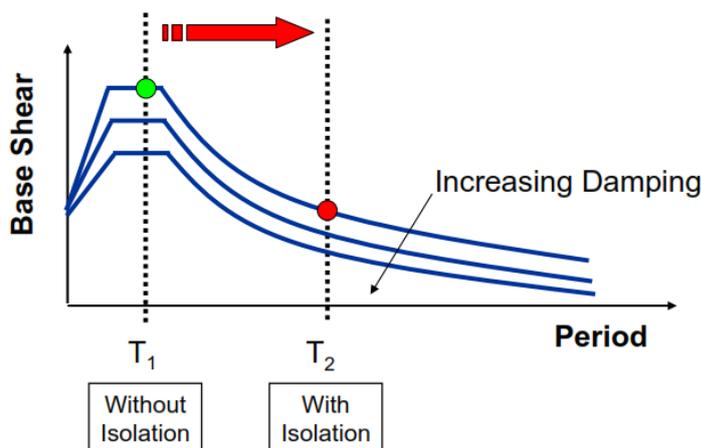


Figura 2.48 Cortante de base vs periodo

Fuente: (Symans, 2003)

2.2.12.3. Amortiguamiento y disipación de energía.

Al aumentar el amortiguamiento, las fuerzas laterales disminuyen, (Figura 2.48), esta disminución en las fuerzas laterales también se ve beneficiada con una reducción de los desplazamientos necesarios para llegar a dichas fuerzas sin incurrir en un incremento del periodo. Véase Figura 2.47 (b). De la Llera (1998) citado en (Saavedra, 2005) indica que:

El aumento del amortiguamiento viene dado principalmente por el sistema de aislación utilizado. Este aumento de amortiguamiento busca reducir la demanda de deformaciones sobre el sistema de aislación y la superestructura sin producir un aumento sobre las aceleraciones de esta última. (p. 4)

consecuentemente, un efecto beneficioso sobre el nivel de las fuerzas solicitantes que reducen las fuerzas en correspondencia de un determinado período de vibración.

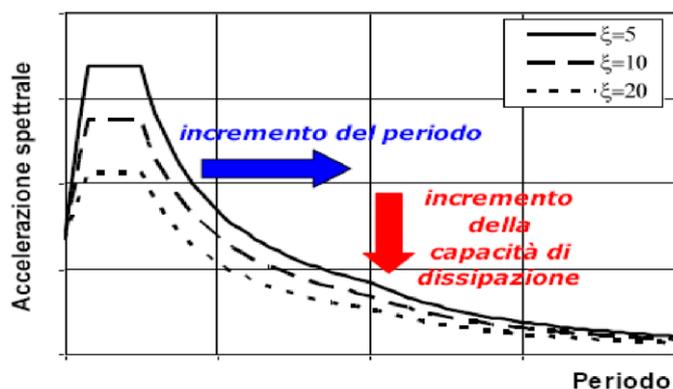


Figura 2.49: Incremento del período y de la capacidad de disipación de energía

Fuente: (Giamba, 2012)

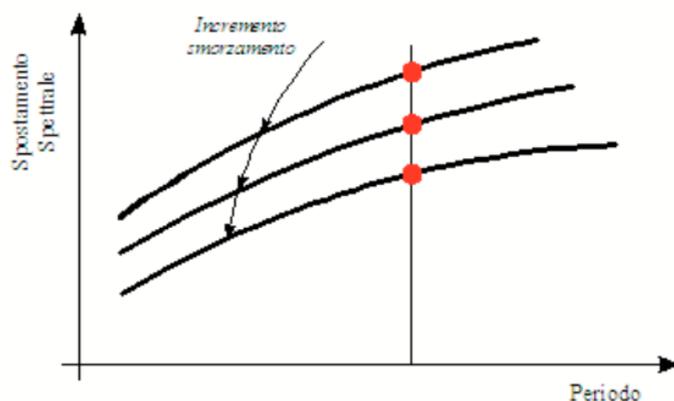


Figura 2.50: Efecto del amortiguamiento sobre el desplazamiento

Fuente: (Brancati, s.f.)

Note que un aumento de período se ve reflejado en una reducción considerable de la demanda de aceleración. Aunque esta disminución se ve acompañada por un incremento en la demanda de desplazamiento, esta tiende a concentrarse en el sistema de aislamiento. Conforme

a lo mostrado en la Figura 2.50 las demandas de desplazamiento pueden reducirse si se proporciona al sistema de aislamiento una capacidad importante de disipación de energía

2.2.12.4. Los suelos blandos y los sistemas aislados.

La aislación sísmica es muy efectiva para estructuras rígidas en suelos firmes. Y menos efectiva para estructuras flexibles en suelos blandos. En la Figura 2.51, la línea roja representa la respuesta del suelo suave y la línea azul la respuesta del suelo firme, se aprecia que las estructuras flexibles estarían sometidas a mayores fuerzas cortantes en el caso de suelos suaves

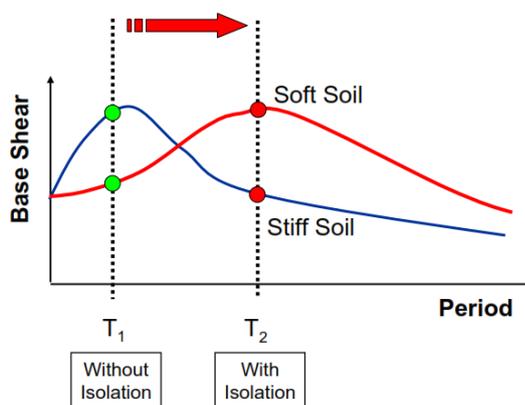


Figura 2.51: Efecto de las condiciones del suelo en la respuesta de estructuras aisladas
Fuente: (Symans, 2003)

2.2.12.5. Libertad compositiva.

A las ventajas antes señaladas hay que añadir también las relativas a la resolución de problemas relacionados al diseño arquitectónico usuales en edificios de base fija tales como: irregularidades en planta o altura, la incorporación de juntas de separación de los edificios con características diferentes, la falta de simetría en la localización de los núcleos de escaleras y ascensores y la falta de uniformidad y continuidad de las masas y rigideces en la elevación, que dan lugar a importantes efectos torsionales y de concentraciones tensionales.

Como resultado del desacoplamiento del movimiento entre el suelo y la superestructura, este último se comporta como un cuerpo rígido, y la

distribución de los elementos sismo resistentes puede ser liberados de las condiciones de la regularidad estructural, lo que resulta en una mayor libertad compositiva. (Monti, 2014)

A continuación, se muestra dos ejemplos en los que el aislamiento sísmico, adicionalmente de ofrecer las bondades de carácter estructural, también permite al diseñador una amplia libertad en las elecciones arquitectónicas en relación con los requisitos de carácter tanto estético como funcional. Esta libertad se extiende también a la disposición en planta y elevación de la tabiquería, que para un edificio con base fija esto podría ocasionar distorsiones e irregularidades estructurales.

Caso I: Cuarteles de carabinieri de Nápoles – Italia

La estructura del edificio es irregular tanto en planta como en elevación, tiene la forma de una “U”, con un área de 2500 m². La elevación tiene cinco niveles sobre el nivel del terreno y un sótano destinado para el estacionamiento; Sólo una de las alas del edificio tiene un sexto nivel, alcanzando una altura máxima de 24.20 m sobre el terreno.

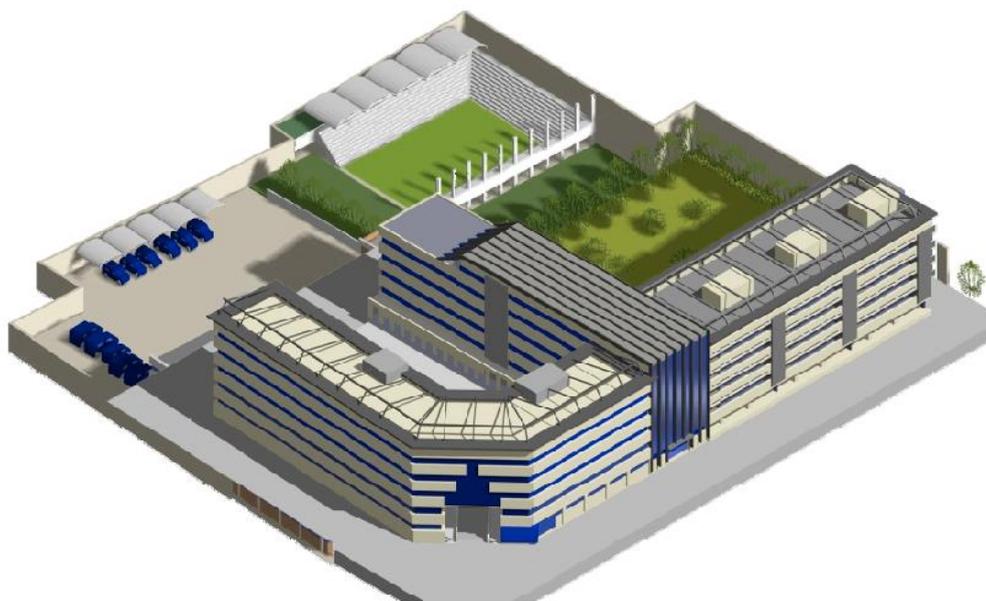


Figura 2.52: Vista isométrica del edificio

Fuente: (Brancati, s.f.)



Figura 2.53: Elevación del edificio

Fuente: (Brancati, s.f.)

Si se construyera el edificio con base fija, la necesidad de minimizar los efectos de torsión relacionados con la fuerte irregularidad en planta, nos orienta hacia las opciones de diseño de dividir la estructura en tres edificios independientes separados por juntas sísmicas, pero funcionalmente unidas recíprocamente. De acuerdo a la configuración estructural, cada bloque sería diseñado como estructuras mixtas conformadas por pórticos y muros o núcleos de concreto armado, en donde los pórticos absorben las cargas verticales, mientras que los muros y núcleos las cargas laterales.

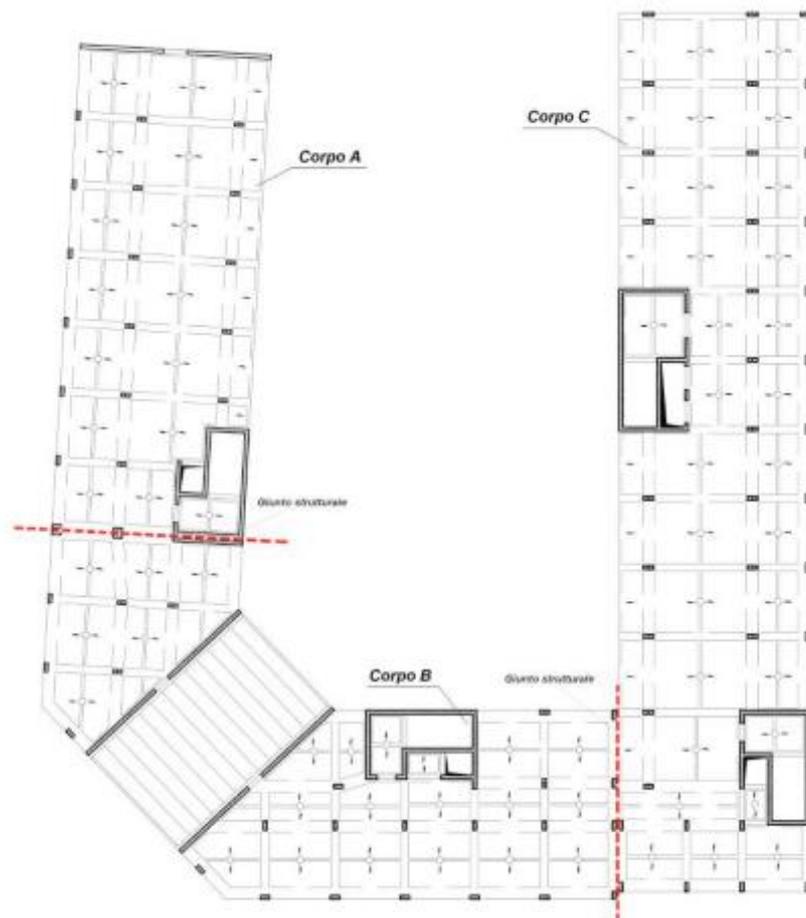


Figura 2.54: Planta nivel típico de la estructura de base fija

Fuente: (Brancati, s.f.)

En contraste, la construcción del edificio con sistema de aislación sísmica, hace posible eliminar completamente los muros y núcleos de concreto armado, con lo que pasamos de una estructura mixta pórticos-muros a una exclusiva de pórticos. Este aspecto nos da una mayor libertad en la distribución de los ambientes con más áreas libres para iluminación y ventilación.

La fuerte reducción en los esfuerzos también ha limitado significativamente los efectos de torsión relacionados con la irregularidad en la planta evitando así tener que dividir la estructura en varios edificios, integrados entre sí. Este hecho también es muy favorable, ya que las juntas sísmicas acarrearán numerosos problemas económicos, estéticos y resistentes, en proyecto, construcción, uso y mantenimiento.

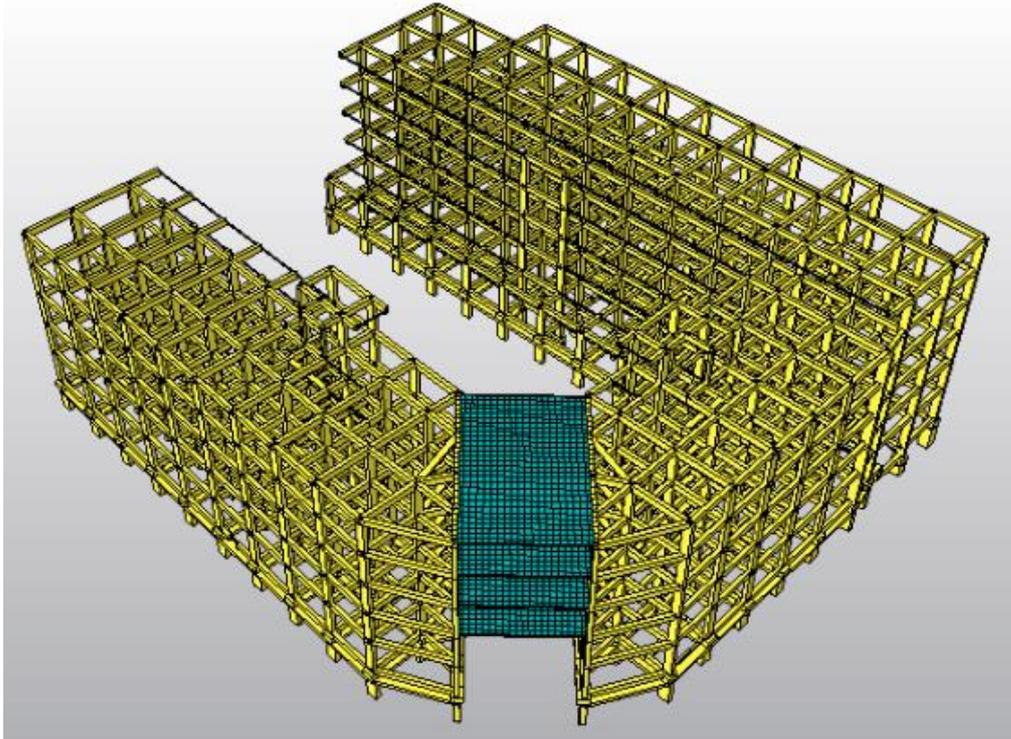


Figura 2.55: Modelo 3D del edificio con base aislada

Fuente: (Brancati, s.f.)

Caso II: Proyecto Edificio Público – Italia

La estructura en análisis es un edificio de seis pisos, con función pública o importancia estratégica, también disponible para la gestión de la protección civil en caso de un desastre. El sistema estructural es un sistema de pórticos sobre una platea de cimentación.

El edificio tiene una planta pentagonal, con cuatro plantas superiores que tienen las vigas dispuestas a 45° respecto a la dirección x, con una altura de entrepiso de 3,20 m cada uno, y una altura total de 27,60 m por encima del terreno. Hay tres escaleras uno en el lado largo del edificio y los otros en los lados inclinados de forma simétrica. Las dimensiones máximas del edificio son 103.0 x 53.3 m.

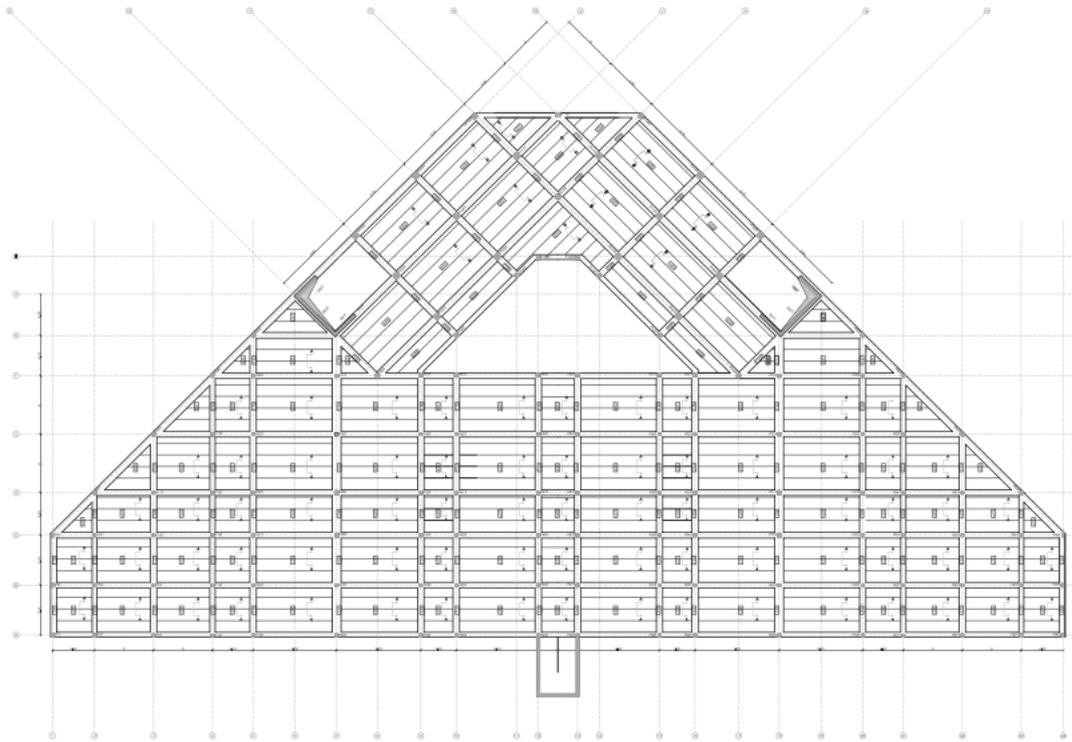


Figura 2.56: Planta niveles 1 y 2
Fuente: (Alpoggio, 2015)

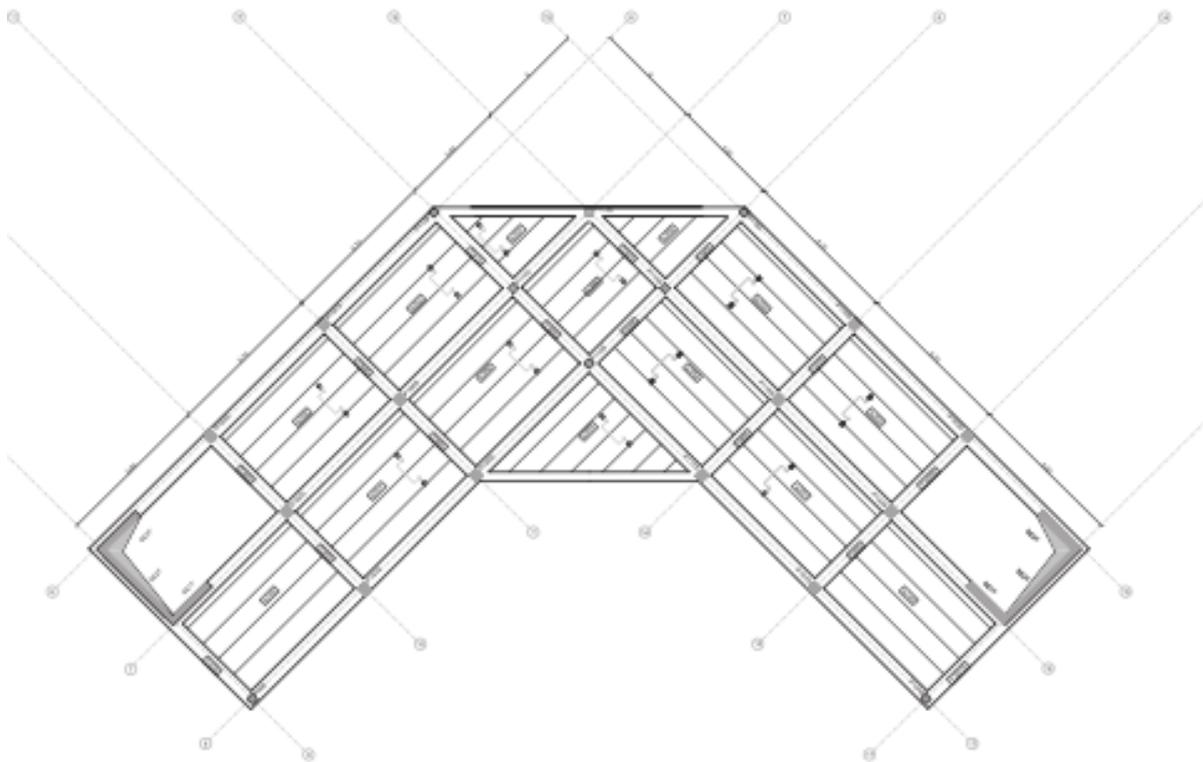


Figura 2.57: Planta niveles 3, 4, 5 y 6
Fuente: (Alpoggio, 2015)

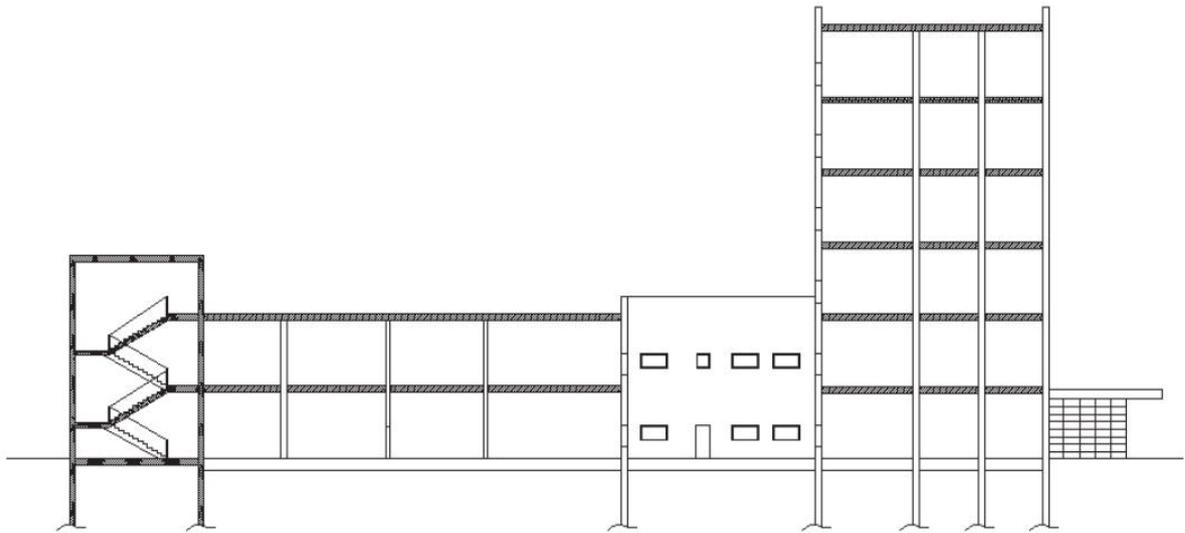


Figura 2.58: Sección transversal de la estructura

Fuente: (Alpoggio, 2015)

Como podemos observar, la estructura tiene una configuración irregular tanto en planta con sistemas no paralelos y en elevación presentando cambio brusco de rigidez y de masa, En ese sentido, si se construye el edificio con base fija, tendríamos grandes concentraciones de esfuerzo en secciones determinadas, asimismo, el efecto torsional tendría gran importancia y los requerimientos de esfuerzos se incrementarían. En cambio, si incorporamos el sistema de aislación al edificio, todos los inconvenientes señalados prácticamente desaparecen, por lo que se deja de lado las restricciones a la arquitectura.

A continuación, se muestra los modos de vibración con los porcentajes de masa participativa tanto para el edificio con base fija y base aislada, lo que nos muestra que en el caso del edificio convencional, el efecto torsional se presenta en el primer modo de vibración, lo que es inaceptable, comparativamente, en el caso del edificio aislado la participación torsional en los primeros modos desaparece.

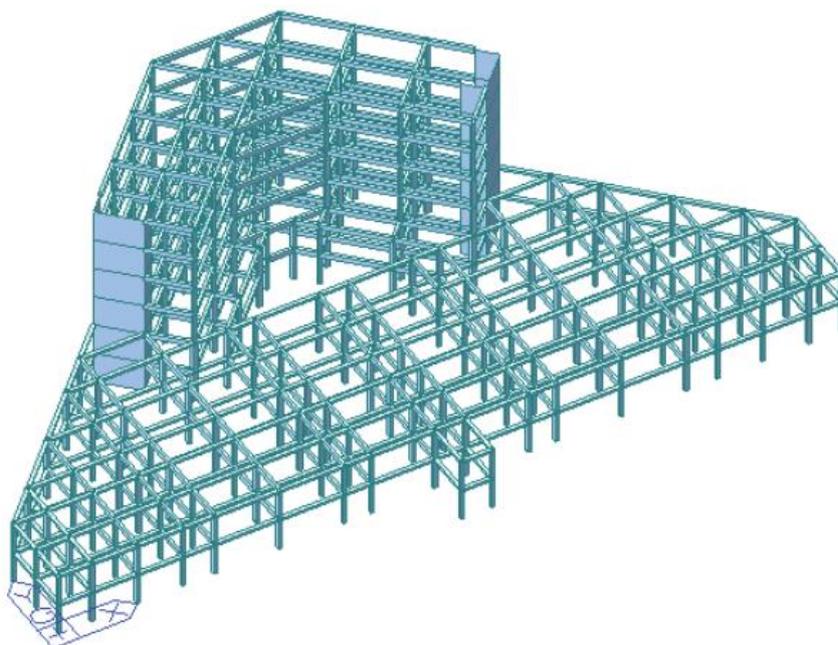


Figura 2.59: Modelación 3D del edificio con base aislada

Fuente: (Alpoggio, 2015)

Tabla 2.3: Modos de vibración del edificio con base fija

Fuente: (Alpoggio, 2015)

Modo di vibrare	Periodo [sec]	TRAN-X		TRAN-Y	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0,8735	34,7169	34,7169	0,0004	0,0004
2	0,6437	0,0007	34,7177	50,8981	50,8985
3	0,3845	24,5502	59,2678	0,0003	50,8988
4	0,2612	14,6397	73,9075	0,0004	50,8992
5	0,2177	0,0010	73,9085	39,4011	90,3003
6	0,1935	14,7864	88,6949	0,0008	90,3011
7	0,1216	56,9620	94,3911	0,0001	90,3011
8	0,1013	0,0002	94,3914	65,8840	96,8895
9	0,0959	22,2040	96,6118	0,0002	96,8897
10	0,072	0,0054	96,6171	30,5560	99,9453

Tabla 2.4: Modos de vibración del edificio con base aislada

Fuente: (Alpoggio, 2015)

Modo di vibrare	Periodo [sec]	TRAN-X		TRAN-Y	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	3,0089	73,2523	73,2523	36,615	36,6150
2	2,6675	47,917	78,0440	95,1291	98,7906
3	2,0314	21,8678	99,9117	1,1344	99,9250
4	0,5993	0,0811	99,9928	0,0007	99,9257
5	0,4700	0,0000	99,9928	0,0732	99,9989
6	0,2761	0,0059	99,9987	0,0000	99,9989
7	0,1723	0,0006	99,9994	0,0000	99,9989
8	0,1288	0,0000	99,9994	0,0009	99,9998
9	0,1171	0,0004	99,9998	0,0000	99,9999
10	0,0892	0,0001	99,9999	0,0000	99,9999

2.3. Aplicación de Aisladores Sísmicos en Centros Médicos a Nivel Mundial

2.3.1. Prefacio.

En la ocurrencia de sismos intensos, el movimiento de la estructura muchas veces genera fallas en las instalaciones y equipos médicos, lo cual a su vez es la causa de un colapso funcional de la edificación. Si un hospital sufre graves daños no podrá cumplir con su función cuando más se necesita y se convertirá en objeto de la atención del desastre. Es por ello, la importancia de la implementación de modernos sistemas de protección sísmica en las edificaciones, más aún en las zonas sísmicamente potenciales.

Nuevos requisitos para preservar la funcionalidad y proteger al usuario, equipos y componentes en los hospitales llevó a la importancia del uso del aislamiento de base, en los últimos años, un número importante de edificios de hospitales en Estados Unidos, Japón, Italia, Nueva Zelanda, Chile y la India se han diseñado considerando el aislamiento de base. (Boroschek & Retamales, 2002)

A continuación, en la Tabla 2.5 se muestra algunos hospitales a nivel mundial con aislamiento sísmico y disipadores de energía, con sus características principales y antecedentes.

Tabla 2.5: Algunos hospitales con sistemas de protección sísmica y sus características

Fuente: Boroschek R, et al 2002

Hospital	Location	Description / Other antecedents
Hsien Dien/Tzu Chi Hospital	Taiwan/Taipei	Year: 2002 New construction, dampers (Taylor Fluid Dampers) used to add energy dissipation to a base isolation system. Total: 48 dampers
Tokyo Rinkai Hospital	Japan/Tokyo	Year: 2001 New construction, dampers (Taylor Fluid Dampers) used to add energy dissipation to a base isolation system. Total: 45 dampers
Tillamook Hospital	USA/Tillamook	Year: 1998 Retrofit of an existing hospital to meet current seismic protection code levels. Dampers (Taylor) Fluid Dampers used in chevron braces to dissipate earthquake energy. Total: 30 dampers
Long Beach V.A. Hospital	California/Long Beach	Year: 1995 12-story 350,000 sq.ft. Retrofit of nonductile- concrete-shear-wall building 110 lead-rubber bearing 18 natural rubber bearing (DIS/Furon)
Arrowhead Regional Medical Center	California/Colton	six-story 341234 sq. Ft 414 beds The isolators are 20 inches high and 35 inches in diameter High Damping Rubber Isolators used in conjunction with viscous damping devices
USC University of Southern California University Hospital	California/Los Angeles	1991 350,000 sq.ft Eight-story concentrically braced steel frame supported on 68 lead rubber Isolators and 81 elastomeric isolators 68 lead-rubber bearing 81 natural rubber bearing (DIS/Furon)
Martin Luther King Drew Medical Center	Los Angeles, CA	1995 Five story 13,000 m2 (140,000 ft2) 70 high-damping natural rubber bearings (1.0 m in diameter) and 12 sliding bearings with lead bronze plates that slide on stainless Steel surface fabricated in United States.
Los Angeles County Hospital	Los Angeles, CA	1993 Base-isolated hospital
LAC + USC Medical Center	Los Angeles, CA	2000 550,000 sq.ft Base-isolated hospital. 150 high damping rubber (BTR/Andre) (Under design)
St. John's Health Center	Los Angeles, CA	1996 Base-isolated hospital.
Hoag Memorial Hospital	California/Newpor t Beach	1995 100,000 sf 150 beds Base isolation retrofit project
San Bernardino County Medical Center		1997 373-bed facility six-story 367,722 square-foot patient tower 480,878 square-foot diagnostic and treatment center 102,203 square-foot mental health center 21,845 square-foot central plan New construction Base-isolated hospital (400 high damping rubber (DIS)). Dampers used to add energy dissipation to rubber bearing isolation system in five independently isolated buildings (186 Viscous Dampers (Taylor))

Hospital	Location	Description / Other antecedents
Hays Hospital		1987 Base isolation retrofit project
Washington Hospital	Fremont, California	This two-story, 100,000 sf The building consists of a structural steel moment frame supported on a base isolation system.
Kyorin University School of Medicine	Shinkawa, Mitaka City, Tokyo	Project name: Extension Work of Kyorin University School of Medicine University. Building use: University, hospital Design: Takenaka Corporation (building) & Sanki Engineering Co., Ltd. (facilities). Construction: Takenaka Corporation (building) & Sanki Engineering Co., Ltd. (facilities). Site area: 58,389.84 m ² Building area: 5,877.20 m ² Total floor space: 34,601.98 m ² Number of floors: Outpatient building: 2 Fl. below ground, 10 Fl. Above ground, 1 Fl. Penthouse New hospital ward building: 1 Fl. below ground, 5 Fl. above ground, 1 Fl. Penthouse Maximum height: 40.30 m Construction type: Outpatient building: Steel-framed reinforced concrete New hospital ward building: Reinforced concrete Number of beds: 320 Work period: December 1996 to December 2000 Design: Takenaka Corporation. Construction: Takenaka Corporation. Location of devices: Foundation base isolation (foundation beam) Devices: 4 LRB- 650(200 mm in rubber thickness) 10 LRB- 700(200 mm in rubber thickness) 21 LRB-750(200 mm in rubber thickness) 9 LRB- 800(200 mm in rubber thickness) 21 LRB-850(198 mm in rubber thickness) 7 LRB- 900(198 mm in rubber thickness) 7 LRB- 950(198 mm in rubber thickness) 4 LRB-1000(198 mm in rubber thickness) 8 RB – 650(200 mm in rubber thickness) 2 RB – 700(200 mm in rubber thickness)
Maiya Matsumoto	Kyoto City	Project Name: Maiya Matsumoto Client: Toshi Matsumoto Use: Hospital Design: YX Corporation, Konoike Construction Co., Ltd. Construction: Takenaka Corporation Year of completion: March 1997 Location of devices: Foundation base isolation (foundation beam) Devices: 15 RB-500(98 mm in rubber thickness) 9 RB-600(117 mm in rubber thickness) 8 Lead dampers 14 Steel bar dampers
Newly added building of Kitazato University Hospital	Sagamihara City	Client: Kitazato Gakuin Use: Hospital Design: Nissei Design and Architects Construction: Takenaka Corporation Year of completion: February 1998 Location of devices: Foundation base isolation (foundation beam) Devices: 48 LRB-850(198 mm in rubber thickness) 19 LRB-1000(203 mm in rubber thickness) 4 LRB-1100(203 mm in rubber thickness)
Bhuj District Hospital	India	300-bed Bearings have been contract manufactured and tested by cluster member Robinson Seismic Ltd

Hospital	Location	Description / Other antecedents
Hutt Valley Health Ltd. Hospital	New Zealand	First seismic base-isolated hospital building constructed in New Zealand. 36 lead rubber bearings
Capital Coast Health	Wellington, NZ	Under design
Hospital Siena	Siena/Tuscany	1988 Friction dissipators
Navy Medical Centre	Augusta (Siracusa, Sicily)	1992-93 High Damping Rubber Bearings 16 Isolators 400 mm in diameter (H=354 mm) 8 Isolators 500 mm in diameter (H=328 mm)
New Hospital	Perugia (Umbria)	Under Design
New Hospital	Frosinone (Lazio)	Under Design
Kanto Teishin Hospital	Tokyo	1996 73,654 m ² 208 Viscous Damping Wall
Centro Clínico San Carlos de Apoquindo Universidad Católica	Santiago/Chile	6 story First isolated hospital to the south of Mexico 52 isolators
Nuevo Hospital Militar La Reina	Santiago/Chile	See text

Como ejemplos emblemáticos, se presentan a continuación los detalles y principales características de uso del aislamiento sísmico en el USC University Hospital (EE.UU.), Hospital en Frosinone (Italia), en el Hamamatsu Medical Center (Japón) y el Hospital Militar La Reyna (Chile).

2.3.2. USC University Hospital (EE.UU.).

El terremoto de Northridge, que fue de magnitud Mw 6,7 y ocurrió el 17 de enero de 1994 a las 4:31 am, fue el terremoto más fuerte en golpear el área metropolitana de Los Ángeles. Mientras hubo numerosas estructuras y sistemas que sufrieron un grave daño que demostraron las costosas consecuencias por no dedicar suficiente atención a las medidas de mitigación sísmica, también hubo algunos ejemplos de casos de éxito que ilustraban los beneficios y rentabilidad de un control estructural aplicado a las estructuras reales.

The California Office of Statewide Health Planning and Development informó que 18 de Los Hospitales ubicados en la zona de Los Ángeles sufrieron daños moderada o graves. Se estimó que el terremoto ocasionó gastos de reparación de los daños a los hospitales cerca al \$ 1 billón de dólares americanos, de los cuales cerca de \$ 390 millones fue para daños en Los Angeles County USC Medical Center, una instalación del County-run administrado por el USC Medical School; dos edificios de este centro (el pabellón de pediatría y psiquiatría) tuvo daños severos prolongados que requirió su cierre. Los hospitales privados que sufrieron daños graves fueron: Northridge Hospital Medical Center, Holy Cross Medical Center, Cedars-Sinai Medical Center, St. John's Hospital and Health Center, y el Santa Mónica Hospital Medical Center. Adicionalmente, dos hospitales públicos de importancia habían interrumpido sus operaciones durante el período crítico tras el terremoto debido a daños graves en los elementos no estructurales: el Olive View Hospital y el Veteran's Administration Hospital.

En contraste con la lista anterior de instalaciones médicas que sufrieron graves daños durante el terremoto de Northridge, resalta la excelente actuación de lo que fue hasta entonces el único hospital de base aislada en el mundo: el USC University Hospital. El University Hospital se encuentra en el Campus médico de la Universidad del Sur de California en el Este de Los Ángeles, a unos 36 km de distancia del epicentro del terremoto de Northridge. (Housner & Masri, 1994).



Figura 2.60: *University of Southern California University Hospital*

Fuente: *Photo: P. W. Clark*

La estructura del USC University Hospital es de acero de ocho niveles tipo marco arriostrado concéntricamente, con base aislada por medio de una combinación de aisladores elastómericos (NRB) y aisladores con núcleo de plomo (LRB), ambos apoyados sobre zapatas de concreto armado. Un total de 68 aisladores LRB se utilizaron en las columnas exteriores, y 81 aisladores elastoméricos en las columnas interiores. Debido a la topografía del terreno y requerimientos arquitectónicos, la estructura tiene una configuración del tipo irregular, lo que conlleva a ciertos problemas de dinámica estructural. Debido a la importancia de la instalación, *the California Office of the State Architect* participó en la evaluación del diseño de este hospital. Tanto en el diseño convencional de base fija y en el diseño de base aislada, determinándose que este último diseño cumplía con el costo global óptimo y nivel óptimo de reducción de daños producidos por futuros terremotos.

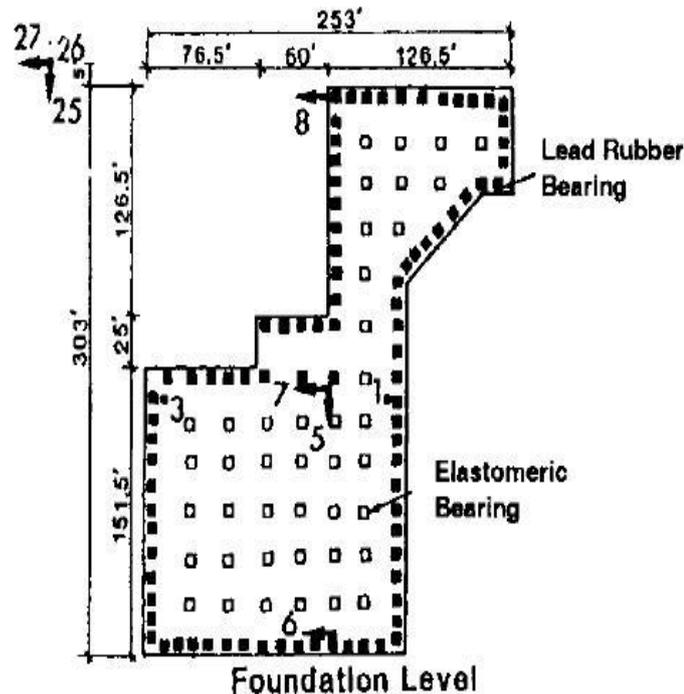


Figura 2.61: Ubicación de los aisladores de base en el nivel de cimentación

Fuente: (Housner & Masri, 1994)

Uno de los factores importantes a favor de la ingeniería sismorresistente fue que se obtuvo los registros del desempeño sísmico de la estructura durante el terremoto de Northridge de 1994.

Los periodos para el primer modo de la estructura fue de 1,32 segundos. en la dirección este-oeste y 1.38 segundos. en la dirección norte-sur, frente a los 0,92 segundos. y 0,76 segundos, respectivamente, si la estructura tenía una base fija. Las aceleraciones registradas en su base fueron 0.49g. en campo libre y 0.37g. Por debajo del sistema de aislamiento. Asimismo, (Boroschek, s.f) precisa:

Que sobre los aisladores las aceleraciones fueron 0.13, 0.10, 0.11 0.21 g. en forma ascendente. Los desplazamientos a nivel de aislación fueron mucho menores a lo esperado lo que implicó un efecto parcial de la aislación. A pesar que la distorsión de la goma fue cercano al 10% y por tanto muy inferior a lo esperado en el diseño (10.25 pulgadas) la aislación permitió reducir

considerablemente la distorsión de piso, siendo la deriva pico menor en 30 % de lo especificado por el código, permitiendo su funcionamiento inmediatamente después de ocurrido el evento sísmico. Que el desplazamiento para un evento severo, como el de Northridge, haya sido relativamente pequeño indica que no es conveniente suponer desplazamientos de diseño en exceso por que impiden el correcto funcionamiento del sistema de aislación.

La superestructura tuvo un comportamiento elástico debido a la eficacia del aislamiento de la base. En este terremoto la estructura se aisló efectivamente de los movimientos del terreno lo suficientemente fuertes como para causar un daño significativo a otros edificios en el centro médico. Los registros obtenidos del hospital USC son particularmente alentadores, ya que representan una de las pruebas más severas de un edificio aislado hasta la fecha.

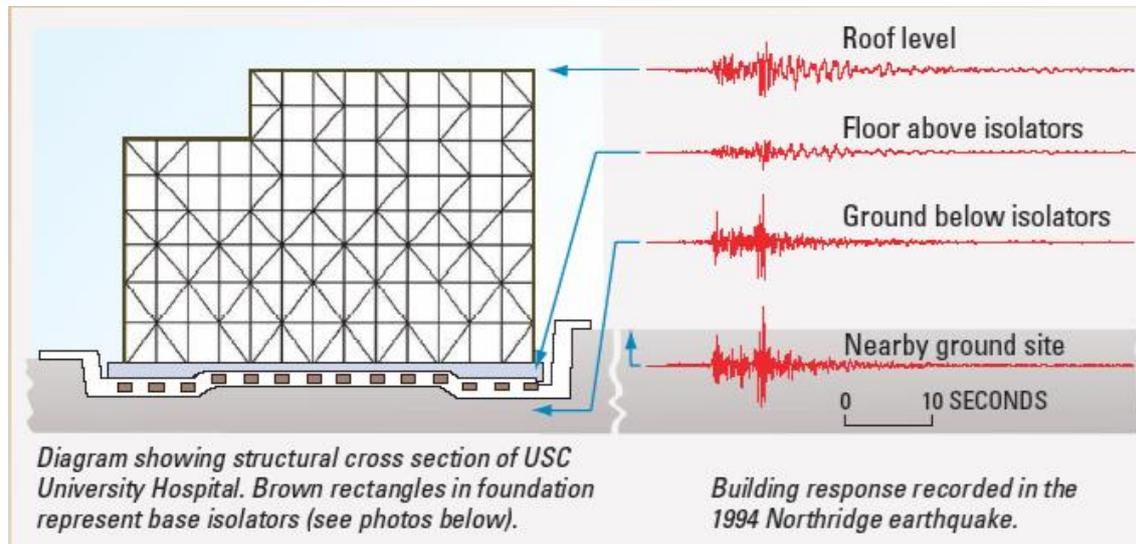


Figura 2.62: Elevación y respuesta del edificio frente al Terremoto de Northridge 1994

Fuente: (Nagarajaiah & Sun, 1996)

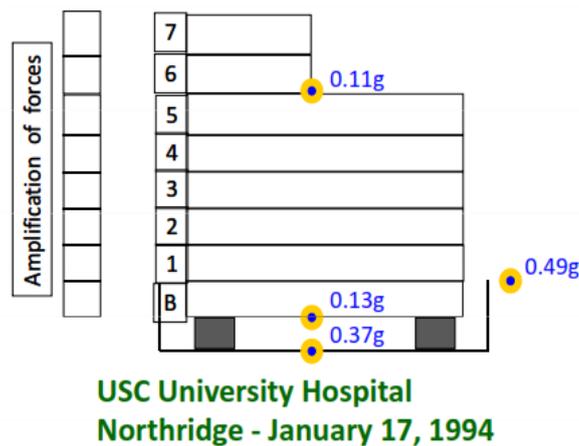


Figura 2.63: Disminución de las aceleraciones en la superestructura

Fuente: (Burgos, 2012)

2.3.3. Hospital in Frosinone (Italia).

En 1999 el Estudio Speri de Italia ganó el concurso internacional para un nuevo hospital en Frosinone, ubicado a una hora de distancia de Roma, en una zona sísmica media-alta. El hospital es un edificio de 10 niveles que incluye dos niveles subterráneos, el sistema estructural es aporticado de hormigón armado. Desde el primer hasta el cuarto nivel se encuentran los departamentos de diagnóstico y tratamiento, mientras que los demás niveles se utilizan para la hospitalización. Un helipuerto está ubicado sobre el nivel del techo del hospital. El nuevo hospital inaugurado el 21 de diciembre de 2010 se convirtió en el primer hospital aislado sísmicamente diseñado en Europa y ha sido elegido por el Servicio Sísmico Italiano, una agencia gubernamental que se encarga de la protección contra terremotos en Italia, como piloto de ejemplo para futuras aplicaciones.

En vista de la importancia fundamental de un hospital en caso de un terremoto, se fijó como requisito básico la funcionalidad completa del hospital después de un evento sísmico con un periodo de retorno de 500 años.



Figura 2.64: Proyecto Nuevo Hospital de Frosinone - Italia
Fuente: (Ecodellarete, 2010)

El sistema de aisladores colocados entre las cimentaciones y la superestructura permite desacoplar el movimiento del terreno disipando una gran cantidad de energía sísmica antes de que golpee el edificio. Arquitectónicamente el principal reto ha sido lograr la máxima eficiencia, técnica y económica, sin comprometer la comodidad de los pacientes.

En particular se ha prestado atención al diseño de los ambientes haciéndolos funcionales para los médicos, pacientes y los visitantes. Además, estudios para el "control de la luz" se han llevado a cabo con el fin de dar a cada habitación la exposición correcta.



Figura 2.65: Elevación frontal del Hospital de Frosinone
Fuente: (Ecodellarete, 2010)

El nuevo hospital en la ciudad de Frosinone está sísmicamente protegido por un sistema de aislamiento de base hecho con aisladores de caucho laminado de acero de alto amortiguamiento (HDR), una forma circular se ha elegido para los aisladores con el fin de tener igual respuesta en todas las direcciones. El espesor total del caucho es el mismo para todos los aisladores: $t = 14.5$ cm Frosinone se encuentra a 80 km al sur de Roma en una zona sísmica. El requisito fundamental para el nuevo hospital de Frosinone es permanecer plenamente operativo durante y después de un gran terremoto

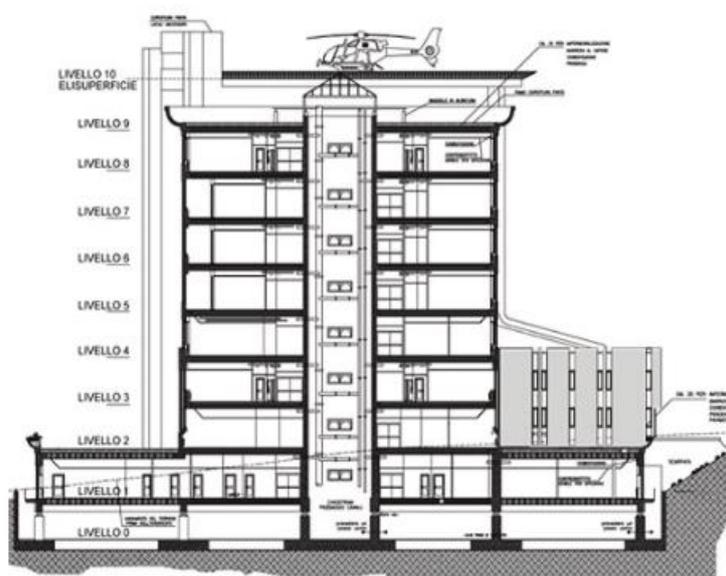


Figura 2.66: Sección transversal del edificio

Fuente: (INARK Limited, s.f.)

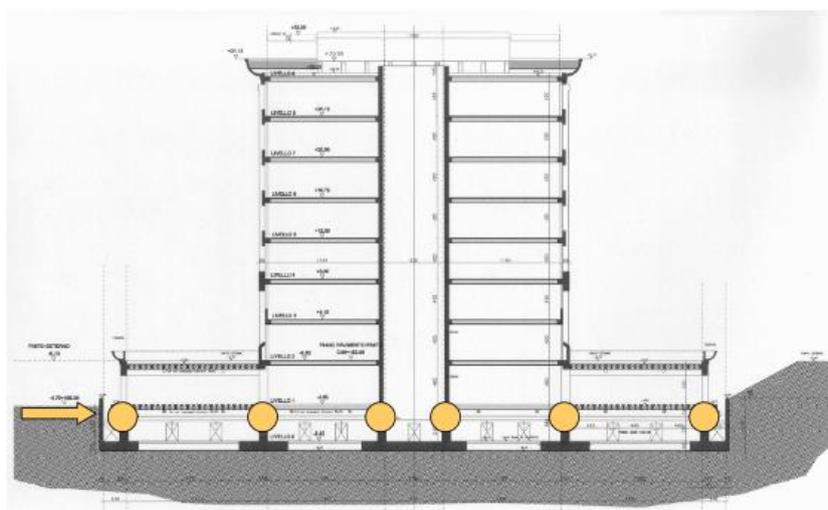


Figura 2.67: Sección transversal con aisladores sísmicos

Fuente: Lupoi G. et al, 2000.

El hospital se compone de tres bloques que tienen plantas rectangulares (bloque A y C de 58 m. x 30 m. y bloque B de 22 m. x 30 m.), la altura de los entrepisos es de 4.2 m. y cada planta típica tiene aproximadamente 3650 metros cuadrados. Cada bloque está separado de los adyacentes por juntas estructurales que están dimensionadas adecuadamente para dar lugar a los desplazamientos sísmicos relativos esperados.

La planta común contiene la mayor parte de los equipos y su base es de unos 60 metros de ancho, Los dispositivos de aislamiento se encuentran debajo de la base del piso común a unos 8 metros por debajo del nivel del terreno. El diseño de la estructura y del sistema de aislamiento se hizo de acuerdo con el Código Sísmico Italiano (DM 16 de enero 1996) y la “*Guidelines for design, execution, testing of seismic isolated structures* “, elaborado por el Ministerio de Obras Públicas en junio de 1996.

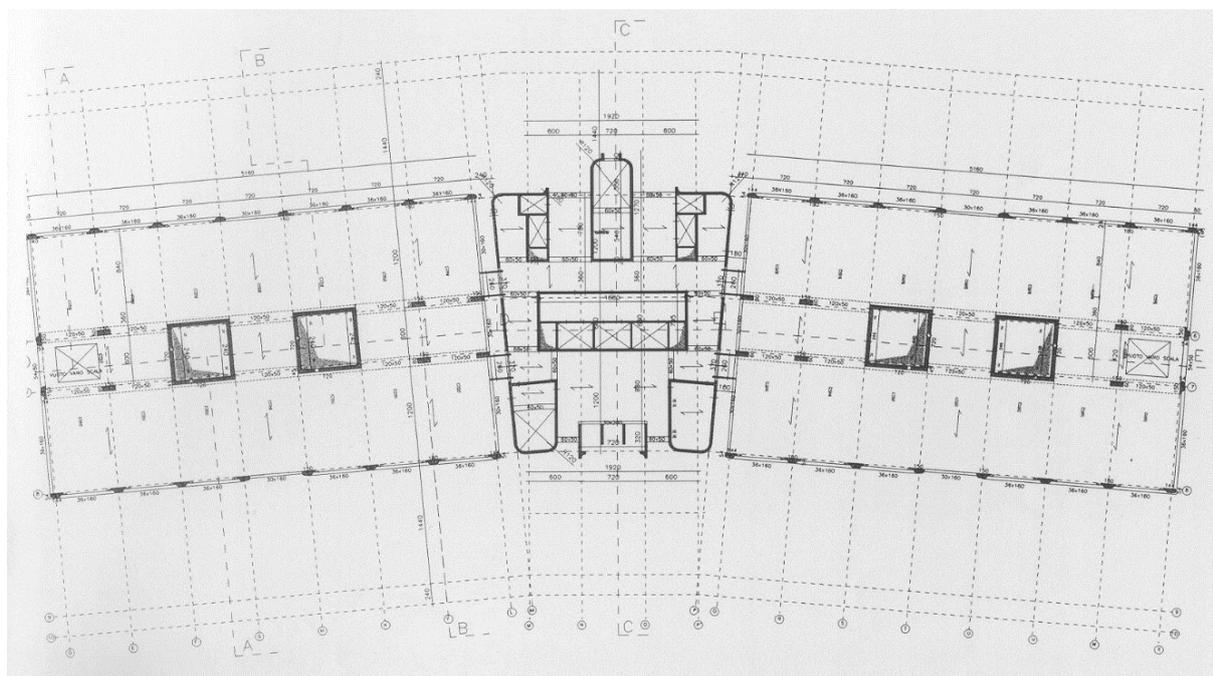


Figura 2.68: Plano estructural en el nivel 5, 6, 7 y 8

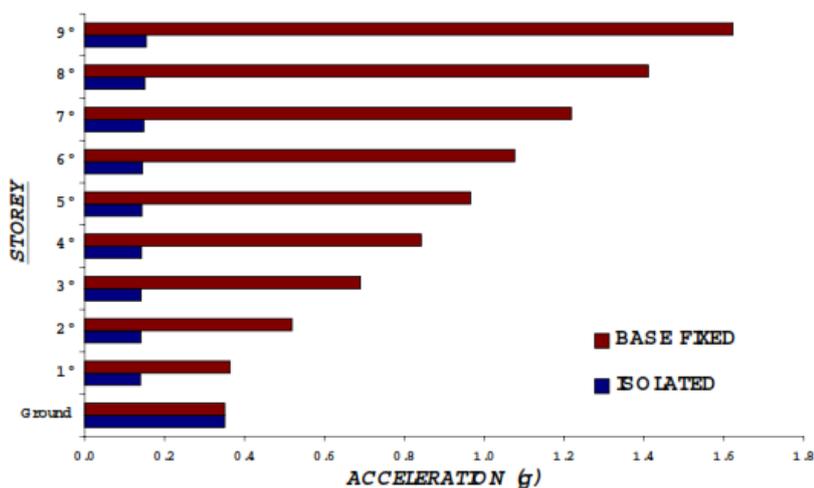
Fuente: Lupoi G. et al, 2000.

De los resultados de los análisis dinámicos se pueden concluir que las principales ventajas del sistema de aislamiento sísmico respecto a la construcción de base fija son:

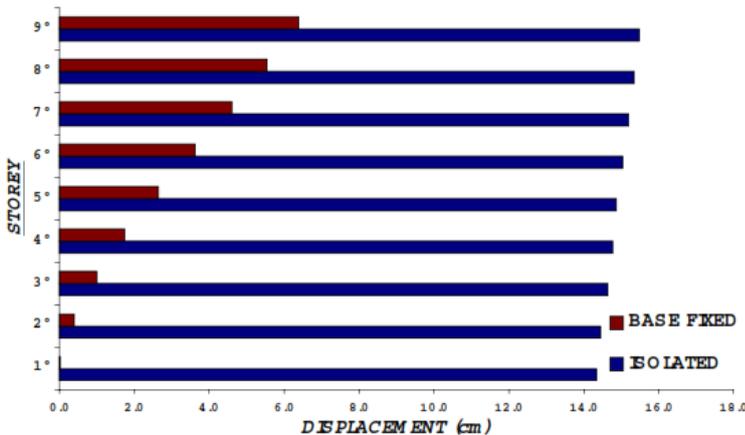
- Las aceleraciones máximas son reducidas aproximadamente en 5 veces.
- Los desplazamientos máximos, aunque de mayor tamaño (15 cm. vs. 6 cm.), están casi completamente localizados a nivel de los aisladores.
- Las derivas de piso se reducen drásticamente (0,2 cm vs. 1,0 cm), hasta ser insignificantes.

La comparación de la respuesta sísmica entre el edificio con base fija y superestructura aislada en términos de aceleración, desplazamiento y deriva se muestran en la Figura 2.69, para el caso del bloque B,

(a)



(b)



(c)

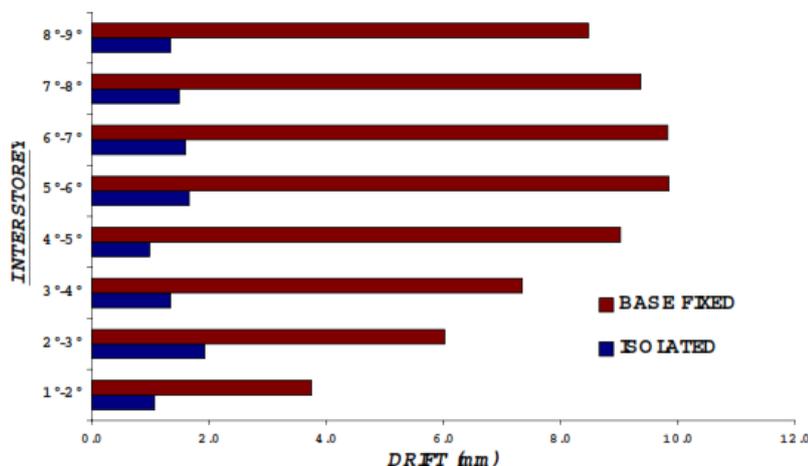


Figura 2.69: (a) aceleraciones, (b) desplazamientos y (c) derivas de la estructura con base fija y aislada. Bloque B, Estado Límite Ultimo (SLU), dirección X

Fuente: Lupoi G. et al, 2000.

Desde el punto de vista económico, los costos adicionales debido al aislamiento son muy bajos, en el orden del 1.3 % del costo total del proyecto. De hecho, una considerable cantidad de acero de refuerzo ha sido ahorrado debido a la respuesta estructural de la estructura aislada. El costo adicional parece ser totalmente aceptable, en particular si se compara con la posible pérdida de dinero debido a la interrupción de los servicios y daños al equipo médico costoso. (Lupoi, Lupoi, & Callari, 2001)

Tabla 2.6: Costos de construcción y el porcentaje del costo de los aisladores según cada componente del edificio

Fuente: Lupoi G. et al, 2001

Type	Euro	%costo totale	%isol.+giunti	% isolatori
Struttura	11.759.000	19,3%	6,6%	6,4%
Finitura	13.555.000	22,2%	5,8%	5,5%
Impianti Elettrici	8.921.000	14,6%	8,7%	8,4%
Impianti Termici ed Idraulici	9.289.000	15,2%	8,4%	8,1%
Ascensori	1.203.000	2,0%	64,8%	62,3%
Sistemazioni esterne	4.783.000	7,8%	16,3%	15,7%
Arredi	9.475.575	15,5%	8,2%	7,9%
Costi per la sicurezza	1.956.339	3,2%	39,9%	38,3%
Costo totale	60.941.914	100,0%	1,3%	1,2%
Costo totale IVA inclusa	74.968.367			

2.3.4. Hamamatsu Medical Center (Japón).

2.3.4.1. Presentación.

A continuación, se detalla el uso del aislamiento sísmico de base para el reforzamiento de un edificio antiguo en Japón usado como centro médico, ello con la finalidad de que cumpla con las normas actuales de diseño sismorresistente.

El Hamamatsu Medical Center, es el primer hospital reforzado con aislamiento sísmico en Japón. Los dos edificios reforzados son de tipo marco de concreto armado de diez niveles que incluye un sótano. Ellos fueron construidos en 1973 y 1975, basado en el antiguo código de construcción antes de 1981. En el esquema de reforzamiento propuesto, los dos edificios fueron integrados en una unidad estructural siendo conectados en cada piso mediante el uso de cables de postensado a través de las losas. Se confirmó que la integración ha funcionado bien mediante la comparación de microtrepidaciones de los edificios antes y después de la integración. Los dispositivos de aislamiento sísmico se ubicaron principalmente en las columnas de la planta del sótano. Se adoptó el método de apoyo temporal utilizando unidades de postensado para instalar los dispositivos de aislamiento sísmico de forma segura y económica. (Masuzawa & Hisada, 2008)

El Hamamatsu Medical Center, que consta de cinco edificios para funciones de tratamiento médico con más de 600 camas, es uno de los hospitales más importantes de la Provincia de Shizuoka en Japón. A pesar de que se espera que el centro médico tiene que mantener el funcionamiento del edificio y la operación de emergencia médica para un gran terremoto, los dos edificios en cuestión fueron diseñados por el antiguo código sísmico y requieren un reforzamiento sísmico según evaluación sísmica. Como un ejemplo de la

necesidad para el reforzamiento de los antiguos hospitales, el Ojiya hospital en la Ciudad de Ojiya sufrió graves daños durante el terremoto de 2004 en la Provincia de Niigata, y no pudo continuar eficientemente las operaciones de emergencia médica. A pesar de que los nuevos tres edificios del hospital sufrieron pocos daños, la mayoría de las funciones médicas se perdieron por el daño de los otros tres edificios antiguos.

Asimismo, se requiere una gran cantidad de tiempo para restaurar y recuperar los edificios y sus funciones.

El Hamamatsu Medical Center perderá sus funciones y operaciones de emergencia para un terremoto de gran magnitud, debido al daño de los antiguos dos edificios. Por lo tanto, era necesario reforzar con eficacia los dos edificios colindantes. También se requiere que las instalaciones no dejen de funcionar durante el reforzamiento y la construcción. De tales antecedentes, se desarrolló una metodología de reforzamiento con aislamiento sísmico mediante la integración de los dos edificios en una unidad.

2.3.4.2. Descripción de los edificios del Hamamatsu Medical Center.

La figura 2.70 muestra una vista aérea del Hamamatsu Medical Center, y la Figura 2.71 muestra la primera planta y la planta típica. Los dos edificios para el reforzamiento sísmico son las construcciones No. 1 y No.2 de la figura 2.71.

La Tabla 2.7 muestra la descripción de los dos edificios. La planta del Edificio No.1 está girado aproximadamente 30 grados desde el eje principal de los edificios del hospital; su longitud es de aproximadamente 72 m. con once tramos, y su ancho es de aproximadamente 22 m. con tres tramos. El edificio No.2 es casi rectangular, con 50.4 m. de longitud de ocho tramos, y con el ancho de 22.6 m. de tres tramos. (Masuzawa & Hisada, 2008)

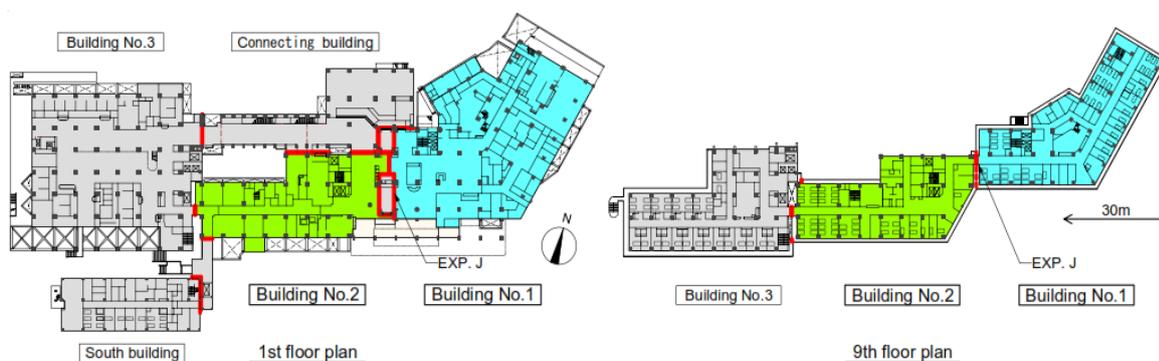
Tabla 2.7: Descripción de los edificios Hamamatsu Medical Center

Fuente: Masuzawa Y. et al, 2008

Building name	No.1	No.2
Year completed	1973	1975
Building area	2,035m ²	1,532m ²
Total floor area	12,915m ²	10,008m ²
Address	Hamamatsu City, Shizuoka Pref.	
Number of stories	nine-story on the ground and one-story on the underground level	
Structural type	Steel-reinforced concrete structure	
Eaves height	37.10m	
Structural system	Moment-resisting frames with shear wall	
Foundation type	Spread foundation	
Bearing stratum	Silty fine sand	

**Figura 2.70: Vista aérea del Hamamatsu Medical Center**

Fuente: Masuzawa Y. et al, 2008

**Figura 2.71: Primera planta (izquierda) y planta típica (derecha)**

Fuente: Masuzawa Y. et al, 2008

2.3.4.3. Metodología de reforzamiento sísmico.

2.3.4.3.1. Esquema de reforzamiento sísmico.

Aquí se destaca la unificación de los dos edificios en un solo bloque y la aislación sísmica a nivel del subterráneo.

La Figura 2.72 muestra la elevación del pórtico después del reforzamiento de los dos edificios. En el esquema de reforzamiento propuesto, primero, los dos edificios se conectan entre sí en cada piso mediante cables postensados a través de losas, y segundo, fueron aislados principalmente en la planta del sótano usando 89 dispositivos de aislamiento sísmico. Antes de los trabajos de construcción, se renueva y se traslada todo el equipo y las instalaciones de la planta subterránea a la azotea del edificio, y también se trasladó el equipo médico que perturbaba los trabajos de reforzamiento. En consecuencia, se pudo llevar a cabo la ejecución de las obras sin detener el funcionamiento del edificio y los servicios médicos. (Masuzawa & Hisada, 2008)

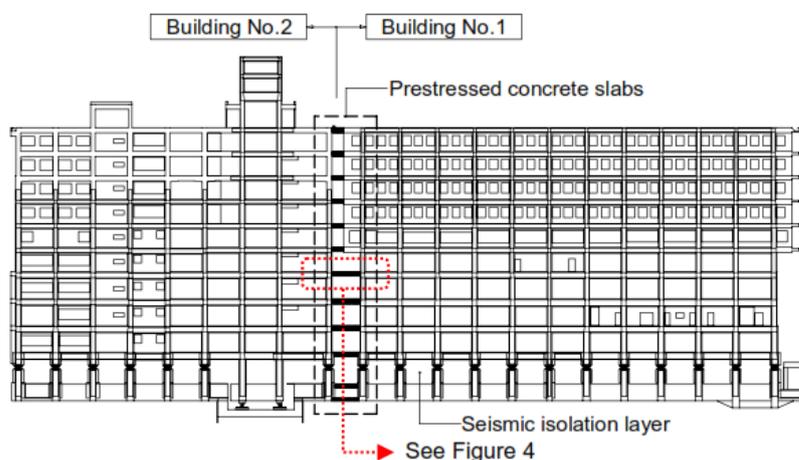


Figura 2.72: Elevación del pórtico de los edificios No.1 y No.2

Fuente: Masuzawa Y. et al, 2008

2.3.4.3.2. La integración de los dos edificios y mediciones de microtemblores.

Con la finalidad de conocer de una mejor manera la respuesta y el comportamiento de las edificaciones ante la ocurrencia de sismos se realiza pruebas dinámicas de vibración.

La figura 2.73 muestra el plano de detalle de las conexiones de los dos edificios para el piso típico. Se midió los microtemblores antes y después de la integración de los dos edificios. La Figura 2.74 muestra las comparaciones de las direcciones predominantes en el noveno piso durante microtrepidaciones. Las direcciones predominantes de los dos edificios eran diferentes antes de la integración, mientras que las direcciones se convirtieron casi igual después de las integraciones.

Por lo tanto, se confirmó que la integración trabaja efectivamente. (Masuzawa & Hisada, 2008)

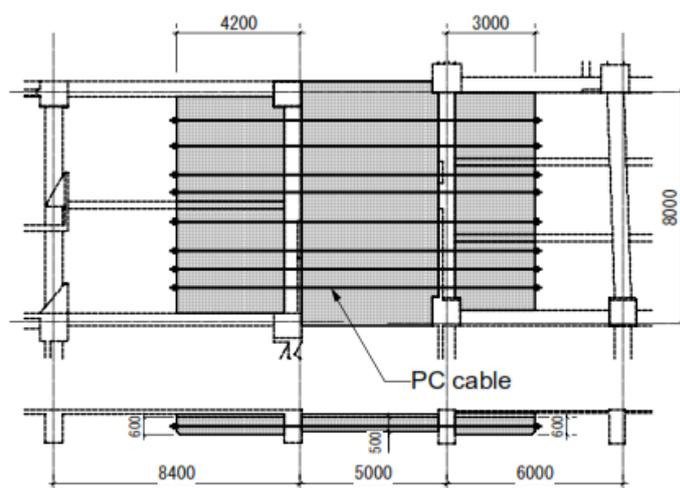


Figura 2.73: Planta (arriba) y la sección (abajo) de losa de conexión
Fuente: Masuzawa Y. et al, 2008

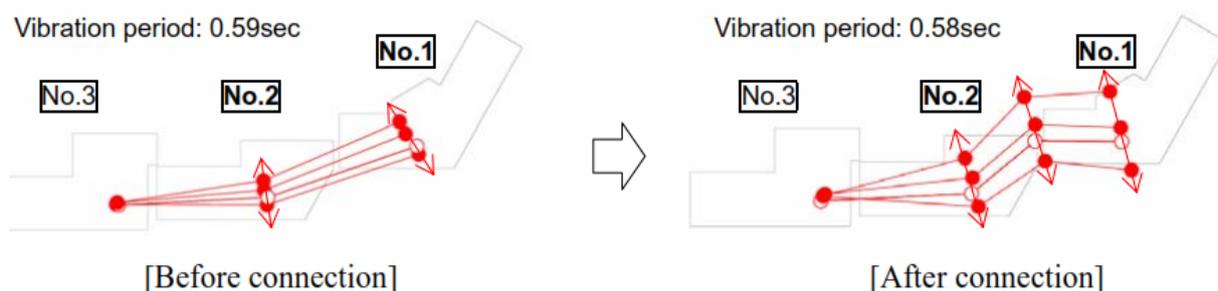


Figura 2.74: direcciones predominantes utilizando microtemblores antes y después de conexión No.1 y No.2
Fuente: Masuzawa Y. et al, 2008

2.3.4.3.3. Reforzamiento con aislamiento sísmico.

En esta parte se detalla la disposición en planta de los tipos de aisladores y de los soportes deslizantes y la técnica de apoyo temporal necesario para la instalación de los aisladores.

La Figura 2.75 muestra la disposición de los 89 dispositivos de aislamiento sísmico; 75 se ubicó en las columnas de la planta subterránea, 8 bajo la fosa de ascensores y 6 bajo la base de la zona de entrada. Se utiliza 4 aisladores rectangulares de caucho natural RB. (900 mm de diámetro), 51 aisladores rectangulares de goma con núcleo de plomo LRB. (900 mm de diámetro), 4 soportes deslizantes elásticos SL. (300 mm de diámetro), y 30 aisladores lineales transversales CLB. (6 clases con un límite de carga diferente).

Con el fin de instalar los dispositivos de forma segura y económica, se utilizó el método de apoyo temporal basado en unidades de postensado expuesto en (Masuzawa et al., 2004), y confirmó su validez a través de experimentos a escala real. (Masuzawa & Hisada, 2008)

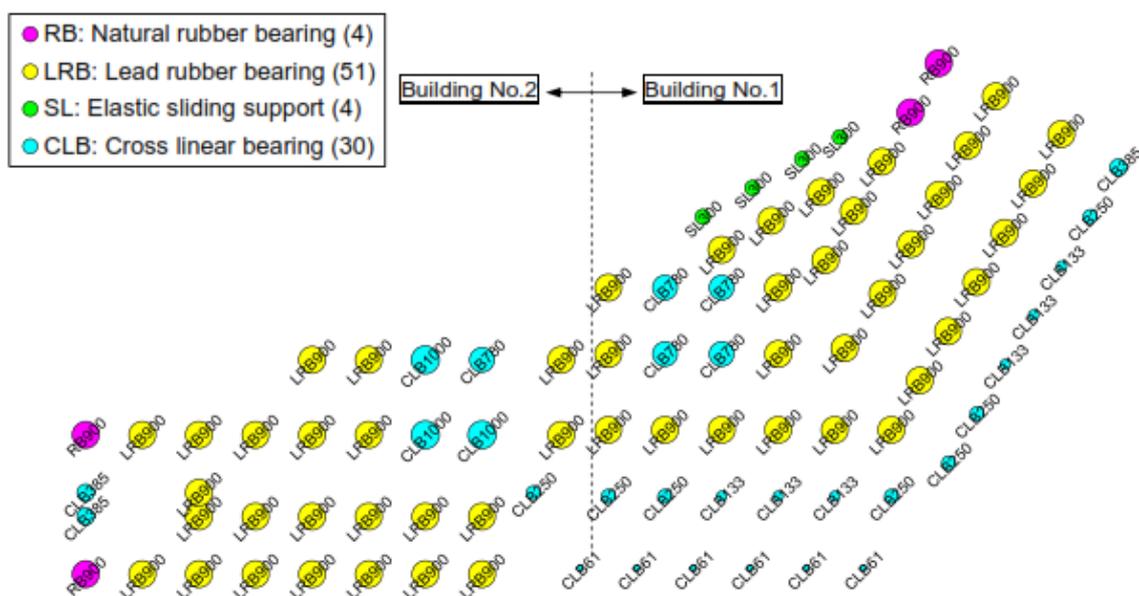


Figura 2.75: Disposición de los dispositivos de aislamiento sísmico

Fuente: Masuzawa Y. et al, 2008

La Figura 2.76 muestra el proceso de construcción del sistema de soporte temporal. Se utilizó cuatro levantadores hidráulicos de 3000 KN en cada columna. Con el fin de garantizar el desempeño sismorresistente de 0,2g. e inclusive en la fase de construcción, se instaló abrazaderas temporales de acero y otros elementos resistentes a los terremotos.

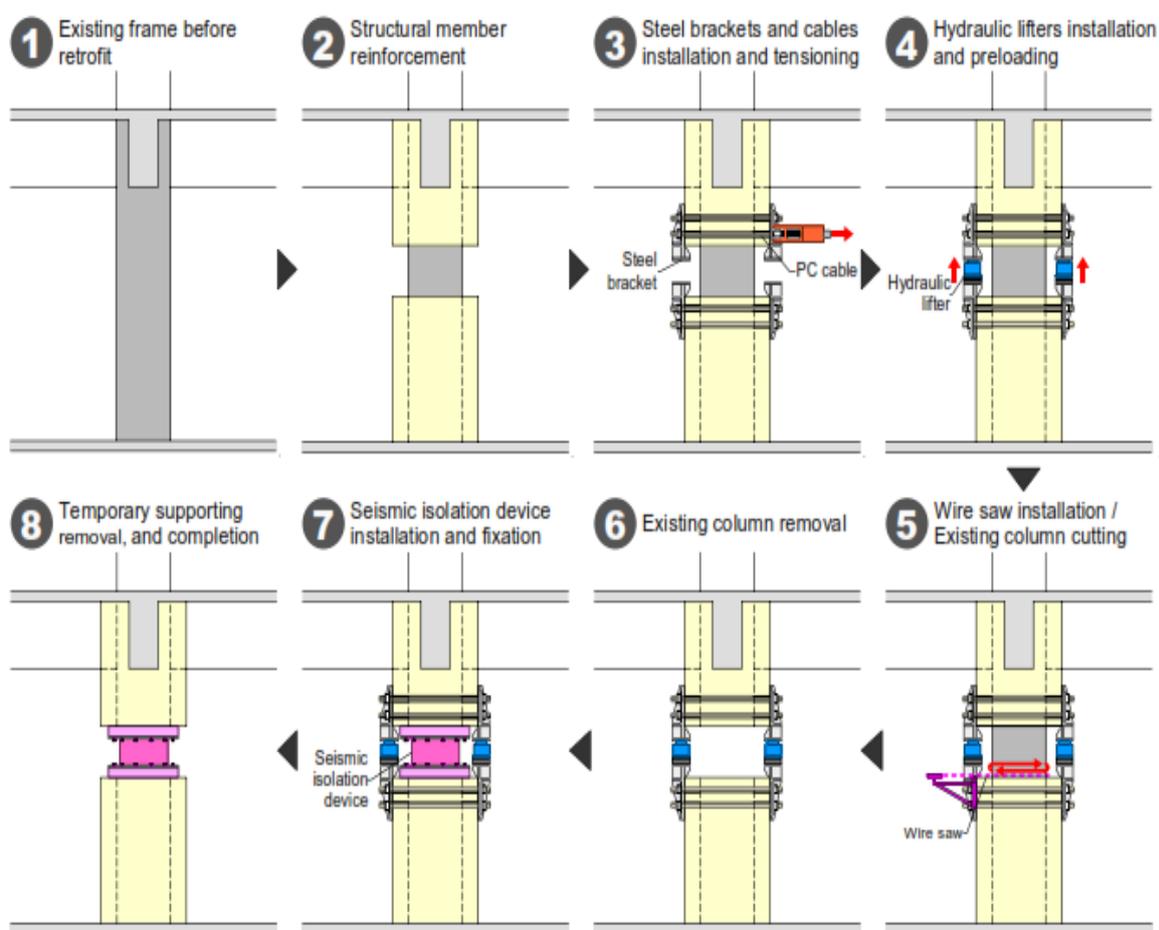


Figura 2.76: Proceso de construcción por el método de apoyo temporal

Fuente: Masuzawa Y. et al, 2004

2.3.4.4. Resultados de la evaluación.

Se evaluó el comportamiento sísmico del edificio reforzado basado en los análisis estático y dinámico. La figura 2.77 muestra el modelo de marco tridimensional y la figura 2.78 muestra los resultados de la respuesta en el análisis tiempo – historia de la estructura superior y del nivel de aislamiento sísmico después del reforzamiento sísmico. Los resultados confirmaron todos los valores objetivo siendo satisfactorios. Además, se consigue la

funcionalidad del edificio asegurando las operaciones médicas después del terremoto severo, debido a que la respuesta de baja aceleración se convierte en 300 gal o menos.

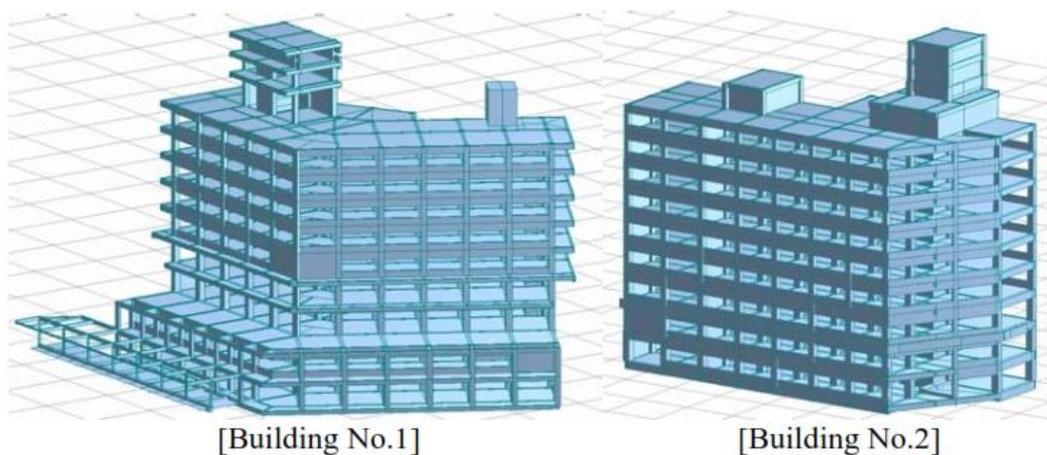


Figura 2.77: Modelo de pórtico tridimensional

Fuente: Masuzawa Y. et al, 2008

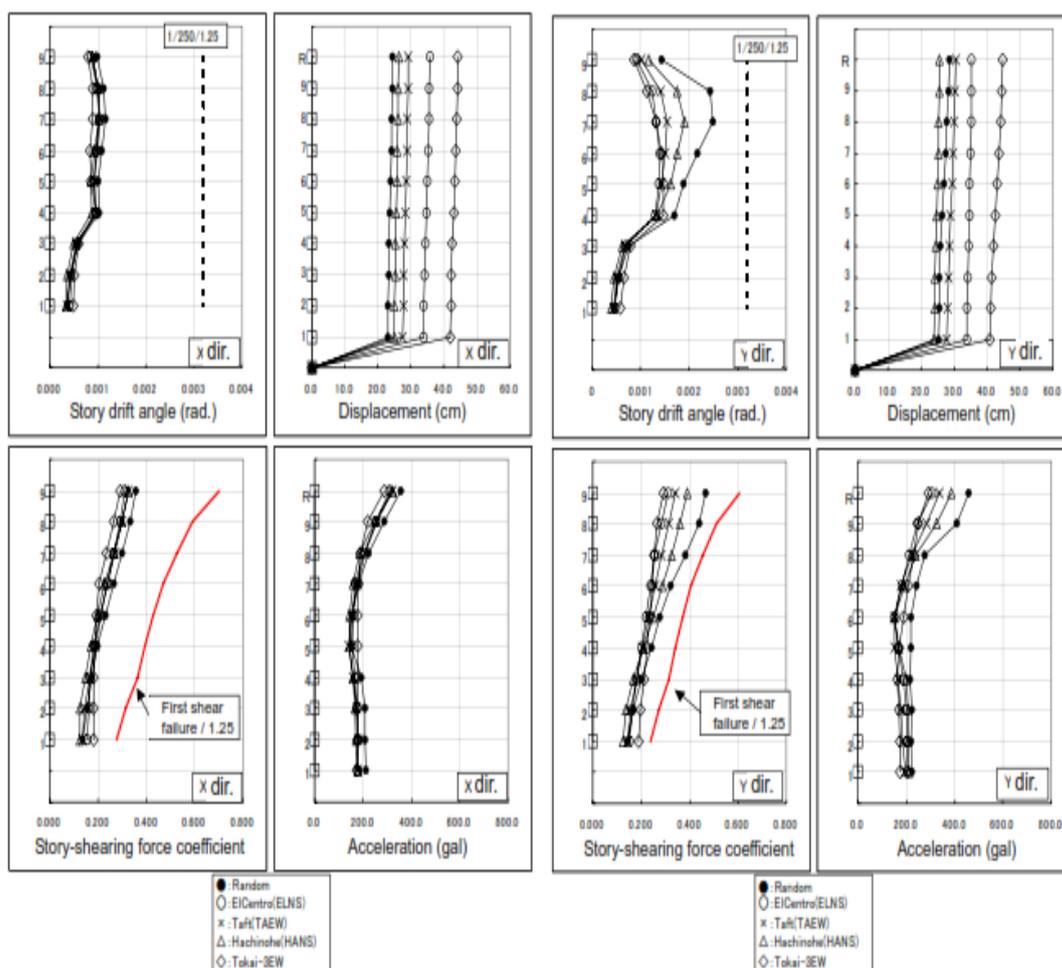


Figura 2.78: Resultados de respuesta en el análisis Tiempo - Historia de la estructura aislada para 5 terremotos

Fuente: Masuzawa Y. et al, 2008

2.3.5. Hospital Militar La Reyna (Chile).

Continuando con el estudio de la aplicación del aislamiento sísmico en centros médicos, se analiza el Hospital Militar La Reyna ubicado en Chile, país que está en la vanguardia de la implementación de sistemas de protección sísmica en Latinoamérica.

Se le considera una de las obras hospitalarias de mayor envergadura en Chile. Emplazado en un terreno de 9,9 Ha y con un poco más de 85 mil metros cuadrados de construcción dan cuenta de un proyecto exigente en cuanto a su ejecución y desarrollo. Se trata del Hospital Militar de la comuna de La Reina, un megaproyecto que respondió a un profundo proceso de modernización del Ejército de Chile. Un plan que buscó adaptarse a los diversos avances y cambios tecnológicos que, a mediados de la década de los '90, se estaban dando en dicho país. Este escenario decantó el 22 de junio del año 2001. con un convenio que suscribió el Ejército, a través de su Comando de Salud (COSALE), con la dirección de arquitectura del Ministerio de Obras Públicas (MOP), quien se hizo cargo de la gestión técnica y administrativa para la ejecución completa de la construcción, equipamiento técnico, médico, clínico, industrial y administrativo del Hospital Militar de La Reina. Una obra adjudicada en el año 2004, tras dos intentos fallidos y por trato directo, a la constructora OHL, concluyendo su ejecución el año 2007. (Pavez, 2012, p. 26)



Figura 2.79: Planta general del Hospital Militar La Reina

Fuente: (Alvarez, 2010)

Los servicios de clínica y emergencia están localizados en la estructura aislada, con el objetivo de proteger la inversión y la funcionalidad en estos servicios. El sistema estructural del edificio aislado es aporticado con un área construida aproximada de 50,000 m², esta tiene cinco niveles, incluyendo el sótano para estacionamiento. Las dimensiones en planta son de 126 x 115 m. El espaciamiento entre columnas es de 9 m. en ambas direcciones. La altura de piso es de 5.75 m. en el nivel del sótano y 4.50 m. en los siguientes niveles.

Las columnas del edificio tienen una sección típica de 0.80 x 0.80 m., excepto en el nivel del sótano donde la sección típica es de 1.10 x 1.10 m. Las vigas del edificio tienen una sección típica de 0.60 x 0.90 m., excepto en el techo del sótano en donde las vigas tienen una sección de 0.60 x 1.10 m. Se requirió de un sistema robusto en el sótano para conseguir un sistema elástico por debajo del sistema estructural asilado.



Figura 2.80: Edificio A con aislamiento, Hospital Militar La Reyna – Santiago, Chile
Fuente: (Alvarez, 2010)

La estructura está montada sobre 164 aisladores sísmicos fabricados por la empresa WEIR VULCO S.A. localizados en la parte superior del sótano, 114 de esos están fabricados con caucho natural de alto amortiguamiento, los 50 aisladores restantes están fabricados con núcleos de acero los cuáles incrementan la capacidad de disipación de energía, estos aisladores tienen 90 cm. de diámetro.

El desplazamiento de diseño varió de 24 a 34 cm, dependiendo de la posición de los aisladores.

El amortiguamiento del sistema es cercano al 12 %, el periodo de aislamiento es de aproximadamente 2.5 segundos, el diseño de los aisladores se realizó considerando los desplazamientos de diseño de acuerdo a la norma de EE.UU. UBC 1997. (Boroschek & Retamales, 2002)



Figura 2.81: Ubicación de los aisladores sísmicos en la parte superior del sótano
Fuente: (BIT Revista, 2012)

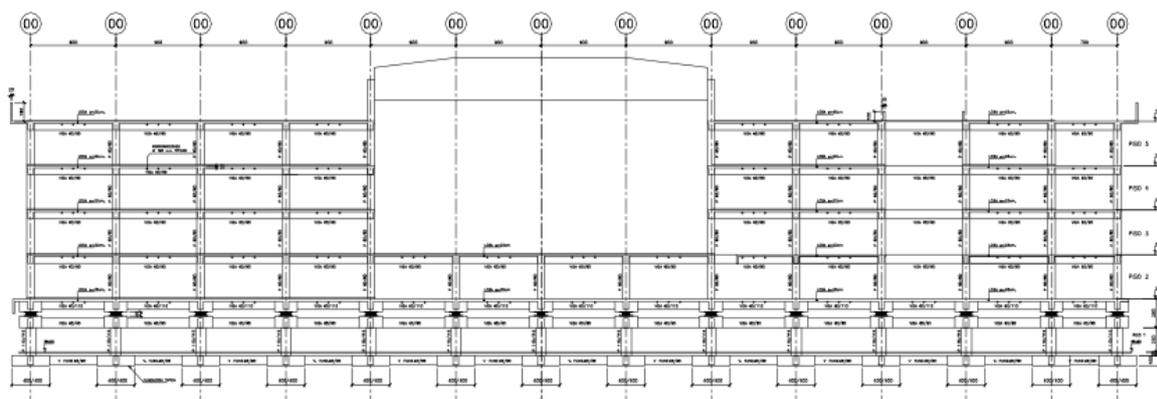


Figura 2.82: Elevación del Hospital la Reyna
Fuente: Boroschek R. et al, 2002

Una interesante conclusión se puede sacar de esta experiencia. Se estimó que el costo total del sistema de aislamiento fue de 1 millón de dólares americanos, lo cual representa un 0.9 % del costo total, no obstante las otras dos ofertas para la construcción de este hospital fueron de 133.2 y 135.1 millones de dólares americanos, esto significó que la diferencia entre la oferta ganadora y la más cercana fue de 20 millones de dólares, lo que significa que este costo es 20 veces más que el costo de darle seguridad a la estructura (sistema de aislamiento). (Boroschek & Retamales, 2002)

2.3.5.1. Hospital Militar en el sismo de Chile – 27 de febrero de 2010.

Con el terremoto del 27 de febrero de 2010 quedó demostrado una vez más que las tecnologías de protección sísmica son una alternativa eficiente para la seguridad de las personas, las edificaciones y sus contenidos.

El edificio del Hospital Militar se encuentra ubicado en la Comuna de la Reyna en Santiago, a una distancia de 9.23 Km. De la Estación el Mirador de la Línea 5 del Metro de Santiago en donde se registraron las aceleraciones del campo libre, donde la componente N-S de la aceleración máxima fue de 0.236g. El tipo de suelo en el cuál se encuentra el Hospital Militar es del tipo II, en condición cercana al límite con un suelo tipo III según la Norma Chilena NCh 433-1996. Durante el sismo del 27 de Febrero de 2010 la estructura no aislada tuvo un desempeño de acuerdo a la Norma Chilena NCh 433 (similar a la Norma Peruana NTE E-030), en donde el Factor de Modificación de Respuesta R para estructuras de concreto armado es de 7, lo que equivale a que la norma permite una incursión no elástica con las consecuencias de un costo adicional en la reparación.

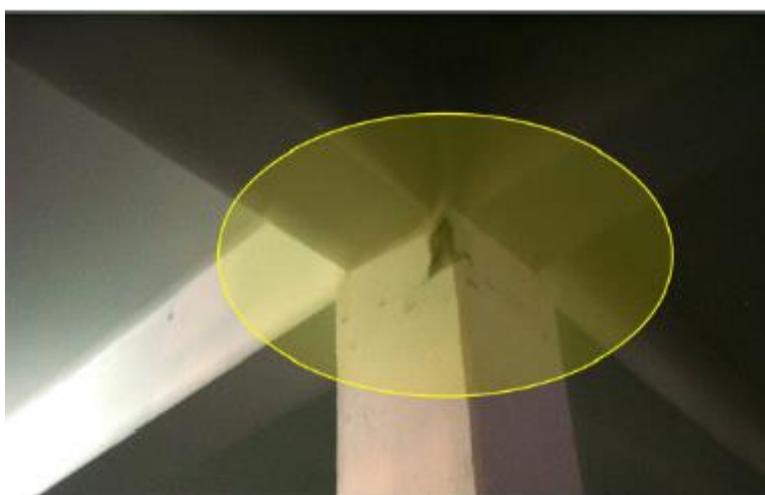


Figura 2.83: Formación de rótulas plásticas en todas las columnas del sótano del área no aislada

Fuente: (Lezama, 2011)

En la parte superior de las columnas del sótano de la zona no aislada se formaron rótulas plásticas las cuáles ponían en riesgo la estructura no aislada debido a las réplicas del sismo, que encontraban a una estructura dentro del rango elástico.

En la zona no aislada también se produjeron una serie de daños en los elementos no estructurales como vidrios, enchapes y otros, además de una descalibración de muchos equipos de precisión electrónicos, todo esto ocasionó que la estructura no aislada estuviera inoperativa por más de un mes con un costo total de reparación de más de un millón de dólares americanos.

La estructura aislada estuvo totalmente operativa durante e inmediatamente después de la ocurrencia del sismo sin ningún costo de reparación, brindando los servicios de salud en forma permanente. (Lezama, 2011)

2.4. Modelización Dinámica de Estructuras Aisladas

2.4.1. Teoría lineal.

La teoría lineal del aislamiento sísmico ha sido en gran medida desarrollada por James M. Kelly

La teoría lineal se representa mediante un modelo estructural de dos grados de libertad tal como se muestra en la figura 2.84 donde m , representa a la masa de superestructura del edificio y m_b a la masa de la base del edificio. La rigidez y el amortiguamiento de la estructura están representadas por k_s, c_s , y la rigidez y el amortiguamiento del aislador por k_b, c_b (Naeim & Kelly, 1999, p. 25)

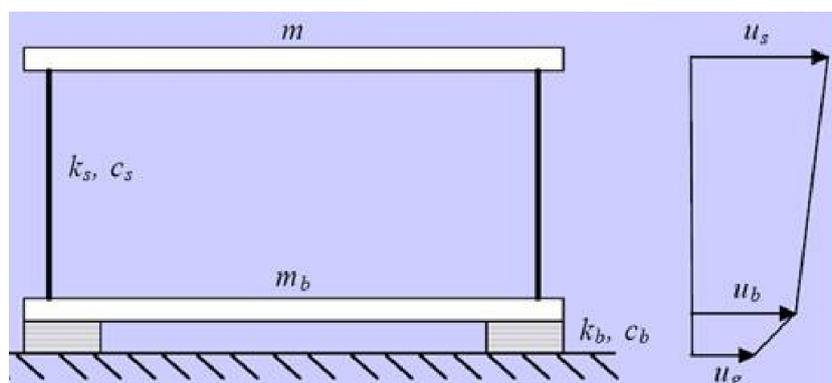


Figura 2.84: Esquema de un sistema con aislamiento basal de dos grados de libertad

Fuente: (Di Sarno, 2006)

Indicando con u_s , u_b los desplazamientos absolutos de las dos masas y u_g el movimiento del terreno, podemos determinar los desplazamientos relativos, los cuales quedan definidos por:

$$x_b = u_b - u_g \quad (\text{Ec. 2.67})$$

$$x_s = u_s - u_b \quad (\text{Ec. 2.68})$$

Se escriben en las siguientes ecuaciones de equilibrio dinámico:

$$m\ddot{u}_s = -c_s(\dot{u}_s - \dot{u}_b) - k_s(u_s - u_b)$$

$$m\ddot{u}_s + m_b\ddot{u}_b = -c_b(\dot{u}_b - \dot{u}_g) - k_b(u_b - u_g) \quad (\text{Ec. 2.69})$$

Estas ecuaciones se pueden reescribir mediante la introducción de los desplazamientos relativos x_s y x_b :

Recordando que:

$$u_s = u_g + x_b + x_s$$

Con ello se obtiene:

$$u_b = u_g + x_b$$

$$m\ddot{u}_g + m_b\ddot{x}_b + m\ddot{x}_s + c_s\dot{x}_s + k_s x_s = 0$$

$$m\ddot{u}_g + m\ddot{x}_b + m\ddot{x}_s + m_b\ddot{u}_g + m_b\ddot{x}_b + c_b\dot{x}_b + k_b x_b = 0$$

- Para la masa “ m_s ”:

$$m\ddot{x}_b + m\ddot{x}_s + c_s\dot{x}_s + k_s x_s = -m\ddot{u}_g \quad (\text{Ec. 2.70})$$

- Para la masa “ m_b ”:

$$(m + m_b)\ddot{x}_b + m\ddot{x}_s + c_b\dot{x}_b + k_b x_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g \quad (\text{Ec. 2.71})$$

En ausencia de movimiento relativo entre la base y el pórtico resulta $x_s = 0$ y por lo tanto, para describir la dinámica del sistema es suficiente la siguiente ecuación:

$$(m + m_b)\ddot{x}_b + c_b\dot{x}_b + k_b x_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g \quad (\text{Ec. 2.72})$$

Las ecuaciones de movimiento del sistema con dos grados de libertad se pueden escribir en forma matricial:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{K}\mathbf{X} = -\mathbf{M}\mathbf{J}\ddot{u}_g \quad (\text{Ec. 2.73})$$

$$\begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = -\begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (\text{Ec. 2.74})$$

Donde:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_b + m & m \\ m & m \end{bmatrix} \quad \mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \quad \mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \quad \mathbf{J} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \mathbf{X} = \begin{bmatrix} x_b \\ x_s \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 2.75})$$

Si se impone:

- $X_b=0$; El pórtico degenera en un sistema de un grado de libertad de base fija descrito por la coordenada lagrangiana x_s y caracterizado por la frecuencia natural

$$\omega_s = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

- $X_s=0$; el pórtico degenera todavía en un sistema de un grado de libertad de base fija, pero, en este caso, con la masa total $M = m_b + m$, rigidez k_b y caracterizado por la frecuencia natural:

$$\omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{M}}$$

Se asume los siguientes órdenes de magnitud de los parámetros estructurales:

- a) Generalmente resulta: $m_b < m < M$ y $K > K_b$. Además, el sistema de aislamiento está diseñado para aumentar el período natural de unos 3 a 5 veces, para lo cual se tiene:

$$\text{b) } \omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}} \gg \omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{M}}$$

Se define

$$\omega_s \gg \omega_b \Rightarrow \varepsilon = \left(\frac{\omega_b}{\omega_s}\right)^2 \cong 10^{-2}$$

- c) $\beta_b = \frac{c_b}{2M\omega_b}$ y $\beta_s = \frac{c_s}{2m\omega_s}$ Son del mismo orden de magnitud de ξ

Donde:

$$\chi = \frac{m_s}{m_s + m_b} = \frac{m_s}{M} \quad \text{Coeficiente de masa total} \quad (\text{Ec. 2.76})$$

$$\omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{M}} \quad \omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}} \quad \text{Frecuencias nominales} \quad (\text{Ec. 2.77})$$

$$\beta_b = \frac{c_b}{2M\omega_b} \quad \beta_s = \frac{c_s}{2m\omega_s} \quad \text{Factores de amortiguamiento} \quad (\text{Ec. 2.78})$$

La ecuación característica del sistema tomará la forma:

$$\boxed{(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M})\varphi = 0} \quad (\text{Ec. 2.79})$$

$$(1 - \gamma)\omega_j^4 - (\omega_b^2 + \omega_s^2)\omega_j^2 + \omega_b^2\omega_s^2 = 0$$

Teniendo indicado con $\Upsilon = m / M$ la relación de las masas con ω_j ($j=1,2$) los valores propios del sistema.

Las raíces exactas son:

$$\omega_1^2 = \frac{1}{2(1-\chi)} \left\{ \omega_b^2 + \omega_s^2 - \left[(\omega_b^2 - \omega_s^2)^2 + 4\gamma\omega_b^2\omega_s^2 \right]^{1/2} \right\} \quad (\text{Ec. 2.80})$$

$$\omega_2^2 = \frac{1}{2(1-\chi)} \left\{ \omega_b^2 + \omega_s^2 + \left[(\omega_b^2 - \omega_s^2)^2 + 4\gamma\omega_b^2\omega_s^2 \right]^{1/2} \right\}$$

Una expresión aproximada, pero más fácil, se puede obtener mediante la realización de una expansión en serie binomial del término radical (Monti, 2014):

$$\left(\omega_s^2 - \omega_b^2 \right) \sqrt{1 + 4\gamma \frac{\omega_b^2 \omega_s^2}{(\omega_s^2 - \omega_b^2)^2}} \approx \left(\omega_s^2 - \omega_b^2 \right) \left(1 + 2\gamma \frac{\omega_b^2 \omega_s^2}{(\omega_s^2 - \omega_b^2)^2} \right) \quad (\text{Ec. 2.81})$$

Debido a que $\omega_s \gg \omega_b$ se puede dejar de lado el término ω_b^2 respecto a ω_s^2 sin error apreciable.

$$\omega_1^2 = \omega_b^2 (1 - \chi \varepsilon)$$

Por lo tanto:

$$\omega_1^2 = \omega_b^2 \left(1 - \gamma \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \right) = \omega_b^2 \left(1 - \gamma^2 \frac{k_b}{k} \right) \quad (\text{Ec. 2.82})$$

$$\omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1-\gamma)} \left(1 + \gamma \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \right) \quad (\text{Ec. 2.83})$$

$$\omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{1-\chi} (1 + \chi \varepsilon)$$

Estas expresiones se pueden reescribir como:

$$\omega_1^2 = \omega_b^2 \quad (\text{Ec. 2.84})$$

$$\omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1-\gamma)} \quad (\text{Ec. 2.85})$$

Las formas de los modos correspondientes se obtienen de los valores propios en la ecuación característica del sistema y la solución de los siguientes sistemas:

$$\begin{bmatrix} k_b - \omega_b^2 M & -\omega_b^2 m \\ -\omega_b^2 m & k_s - \omega_b^2 m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1^{(1)} \\ U_2^{(1)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{Ec. 2.86})$$

Las soluciones que se buscan son:

$$\begin{bmatrix} k_b - \frac{\omega_s^2}{(1-\gamma)} M & -\frac{\omega_s^2}{(1-\gamma)} m \\ -\frac{\omega_s^2}{(1-\gamma)} m & k_s - \frac{\omega_s^2}{(1-\gamma)} m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_1^{(2)} \\ U_2^{(2)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$\{U^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix} \quad (\text{Ec. 2.87})$$

$$\{U^{(2)}\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{1 - (1-\gamma)\varepsilon}{\gamma} \end{Bmatrix} \quad (\text{Ec. 2.88})$$

La primera forma de modo describe una forma sustancialmente rígida, las masas se mueven en fase y, una cantidad insignificante (que representa el desplazamiento relativo entre la masa superior y la inferior) que tiene la misma ordenada modal, esto significa que la estructura se deforma muy poco, y el desplazamiento se da en los aisladores

La segunda forma de modo, sin embargo, muestra que las masas tienden a moverse en oposición de fase y con amplitudes de movimiento similar: en consecuencia, no da lugar a importantes valores de cortante en la base. (Monti, 2014)

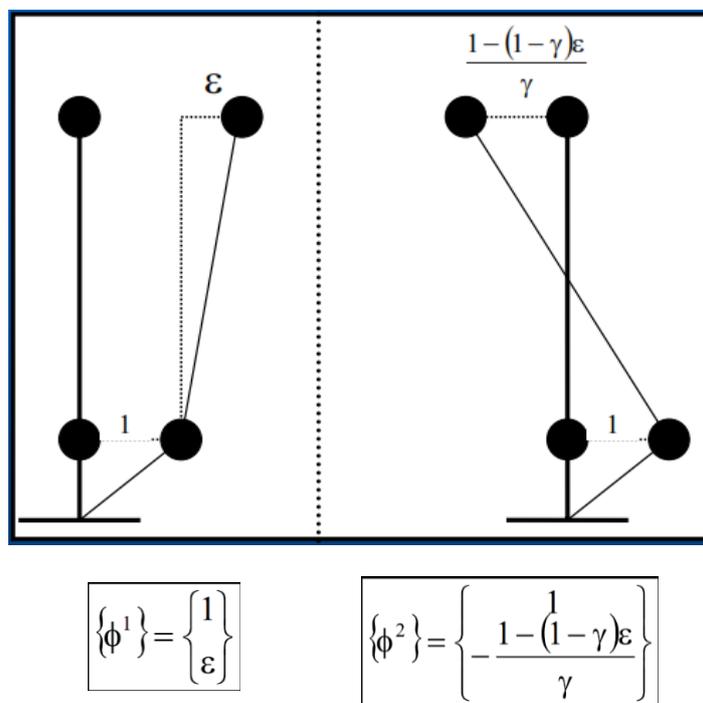


Figura 2.85: Formas de modo para un sistema aislado de dos grados de libertad

Fuente: (Di Sarno, 2006)

El conocimiento de las formas de modo permite el cálculo de los factores de participación modal, de manera general, el factor de participación modal del modo j se expresa como:

$$L_j = \frac{\phi^{(j)T} M J_C}{\phi^{(j)T} M \phi^{(j)}} \quad (\text{Ec. 2.89})$$

$$J_C = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Para el sistema de dos grados de libertad:

$$g_1 = \frac{-\{U^{(1)}\}^T [M](r)}{[M_1]} \approx 1 - \gamma\varepsilon \quad (\text{Ec. 2.90})$$

$$g_2 = \frac{-\{U^{(2)}\}^T [M](r)}{[M_2]} \approx \gamma\varepsilon \quad (\text{Ec. 2.91})$$

Siendo:

$$M_1 = \{U^{(1)}\}^T [M] \{U^{(1)}\}$$

$$M_2 = \{U^{(2)}\}^T [M] \{U^{(2)}\}$$

La masa generalizada que tiene lugar:

$$(r) = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Las masas participantes modales, por tanto son:

$$M_1^* = g_1^2 M_1 = (1 - \gamma\varepsilon)^2 (M + 2m\varepsilon + m\varepsilon^2) \approx M \quad (\text{Ec. 2.92})$$

$$M_2^* = g_2^2 M_1 = M \frac{(1 - \gamma)[1 - 2\varepsilon(1 - \gamma)]}{\gamma} \quad (\text{Ec. 2.93})$$

Se observa que la masa participativa en el segundo modo es muy pequeña, mientras que la masa participativa en la primera forma de modo es casi toda la masa presente. Asimismo, la segunda forma es ortogonal a la entrada sísmica.

Las consideraciones para una estructura de dos grados de libertad pueden extenderse a estructuras con n grados de libertad.

Se considera un pórtico tipo corte de n pisos, de base aislada por medio de un sistema de aislamiento de rigidez lateral k_1 y amortiguamiento c_1 .

Con referencia al último piso, la ecuación de movimiento de la masa está dada por la siguiente condición de equilibrio dinámico:

$$m_n \ddot{u}_n + c_n (\dot{u}_n - \dot{u}_{n-1}) + k_n (u_n - u_{n-1}) = 0$$

Habiendo indicado con k_n y c_n la rigidez lateral y el coeficiente de amortiguamiento que la estructura presenta entre el piso n y el piso $n-1$ y con u_n y u_{n-1} los desplazamientos de las correspondientes masas del piso m_n y m_{n-1} .

Para un piso genérico m , se tiene la siguiente ecuación de equilibrio:

$$m_m \ddot{u}_m + c_m (\dot{u}_m - \dot{u}_{m-1}) - c_{m+1} (\dot{u}_{m+1} - \dot{u}_m) + k_m (u_m - u_{m-1}) - k_{m+1} (u_{m+1} - u_m) = 0$$

Habiendo indicado con k_{m+1} y c_{m+1} la rigidez lateral y el coeficiente de amortiguamiento que la estructura presenta entre el piso $m+1$ y el piso m y con u_{m+1} , u_m y u_{m-1} los desplazamientos de las masas correspondientes a los pisos m_{m+1} , m_m y m_{m-1} .

Con referencia al piso inmediatamente por encima del sistema de aislamiento, la ecuación de movimiento viene dada por la siguiente expresión:

$$m_1 \ddot{u}_1 + c_1 (\dot{u}_1 - \dot{x}_g) - c_2 (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_1 (u_1 - x_g) - k_2 (u_2 - u_1) = 0$$

Habiendo indicado con k_2 y c_2 la rigidez lateral y el coeficiente de amortiguamiento que la estructura presenta entre el segundo piso y el primer piso, con k_1 y c_1 la rigidez y el amortiguamiento del sistema de aislamiento, con u_2 , u_1 los desplazamientos de las masas correspondientes a los pisos m_2 , m_1 y con x_g el desplazamiento del suelo.

Es conveniente expresar las ecuaciones de movimiento en términos de desplazamientos relativos. En particular, llamando x_m al desplazamiento de la masa genérica m_m en relación con el movimiento del suelo:

$$x_m = u_m - x_g$$

Las ecuaciones del movimiento toman la siguiente forma:

$$m_n \ddot{x}_n + c_n (\dot{x}_n - \dot{x}_{n-1}) + k_n (x_n - x_{n-1}) = -m_n \ddot{x}_g \quad (\text{Ec. 2.94})$$

$$m_m \ddot{x}_m + c_m (\dot{x}_m - \dot{x}_{m-1}) - c_{m+1} (\dot{x}_{m+1} - \dot{x}_m) + k_m (x_m - x_{m-1}) - k_{m+1} (x_{m+1} - x_m) = -m_m \ddot{x}_g \quad (\text{Ec. 2.95})$$

$$m_1 \ddot{x}_1 + c_1 \dot{x}_1 - c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_1 x_1 - k_2 (x_2 - x_1) = -m_1 \ddot{x}_g \quad (\text{Ec. 2.96})$$

Se introduce la notación matricial, por lo que se puede escribir en forma compacta todas las n ecuaciones de movimiento.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{K}\mathbf{X} = -\ddot{x}_g \mathbf{M}\mathbf{J} \quad (\text{Ec. 2.97})$$

Se ha denotado por \mathbf{J} la matriz unitaria de orden $1 \times n$ y con \mathbf{M} , \mathbf{C} y \mathbf{K} , las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez respectivamente.

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} M_1 & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & M_n \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 2.98})$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} C_1 + C_2 & -C_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -C_2 & C_2 + C_3 & \vdots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \cdots & \ddots & \vdots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \vdots & C_m + C_{m+1} & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \vdots & \ddots & \vdots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & C_{n-1} + C_n & -C_n \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -C_n & C_n \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 2.99})$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -K_2 & K_2 + K_3 & \vdots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \cdots & \ddots & \vdots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \vdots & K_m + K_{m+1} & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \vdots & \ddots & \vdots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & K_{n-1} + K_n & -K_n \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_n & K_n \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 2.100})$$

Las matrices \mathbf{X} , $\dot{\mathbf{X}}$, $\ddot{\mathbf{X}}$ representan los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración de la estructura aislada respecto a la base.

En base al método de superposición modal, la solución al problema dinámico se puede obtener como una combinación lineal de los modos de vibración individuales ϕ_m ($m=1, \dots, n$). Se introduce el vector \mathbf{q} en la coordenada principal q_i , y la matriz Φ en las formas modales ϕ_m .

$$\mathbf{X} = \Phi \cdot \mathbf{q} = \sum_{m=1}^n \Phi_m q_m \quad (\text{Ec. 2.101})$$

Se va a sustituir en el sistema de ecuaciones de movimiento obtenido:

$$\mathbf{M}\Phi\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C}\Phi\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\Phi\mathbf{q} = -\ddot{x}_g\mathbf{M}\mathbf{J} \quad (\text{Ec. 2.102})$$

Multiplicando ambos lados por Φ^T y dividiendo por $\Phi^T\mathbf{M}\Phi$ tenemos:

$$\ddot{\mathbf{q}} + \frac{\Phi^T\mathbf{C}\Phi}{\Phi^T\mathbf{M}\Phi}\dot{\mathbf{q}} + \frac{\Phi^T\mathbf{K}\Phi}{\Phi^T\mathbf{M}\Phi}\mathbf{q} = -\frac{\Phi^T\mathbf{M}\mathbf{J}}{\Phi^T\mathbf{M}\Phi}\ddot{x}_g$$

Suponiendo que la matriz de amortiguamiento \mathbf{C} es desacoplada, el sistema de ecuaciones de movimiento conduce a un sistema lineal de n ecuaciones desacopladas que pueden ser resueltas por separado el uno del otro en correspondencia con cada modo único de la vibración.

$$\frac{\Phi^T\mathbf{C}\Phi}{\Phi^T\mathbf{M}\Phi} = \begin{bmatrix} 2\beta_1\omega_1 & \dots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & 2\beta_n\omega_n \end{bmatrix} = [2\beta\omega]$$

$$\frac{\Phi^T\mathbf{K}\Phi}{\Phi^T\mathbf{M}\Phi} = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & \dots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & \omega_n^2 \end{bmatrix} = [\omega^2]$$

Habiendo indicado con ω_m las frecuencias naturales de vibración del sistema y con $\beta_m = \frac{c_m}{2\omega_m m_m}$ el factor de amortiguamiento modal.

La validez de este supuesto depende de las propiedades de disipación del sistema de aislamiento. El desacoplamiento modal es posible si se emplean aisladores equipados con factores de amortiguamiento inferior al 20 %, ya que sólo dentro de ese límite, los términos fuera de la diagonal principal son insignificantes. (Monti, 2014)

Si Introducimos el vector de factor de participación modal:

$$\frac{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{J}}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} = \{\Gamma_m\} \quad (\text{Ec. 2.103})$$

El sistema de ecuaciones de movimiento asume la siguiente expresión:

$$\ddot{\mathbf{q}} + [2\beta\omega]\dot{\mathbf{q}} + [\omega^2]\mathbf{q} = -\Gamma\ddot{x}_g \quad (\text{Ec. 2.104})$$

Que contiene en forma implícita n ecuaciones independientes del tipo:

$$\ddot{q}_m + 2\beta_m\omega_m\dot{q}_m + \omega_m^2q_m = -\Gamma_m\ddot{x}_g \quad (\text{Ec. 2.105})$$

La resolución de la ecuación le permite conocer, a través de $X = \Phi \cdot \mathbf{q}$, el campo de desplazamiento de la estructura considerada.

Al igual que en el caso del sistema con dos grados de libertad, incluso en el caso de edificios de varios pisos, la presencia del sistema de aislamiento hace que los modos superiores al primero no influyan en el comportamiento dinámico.

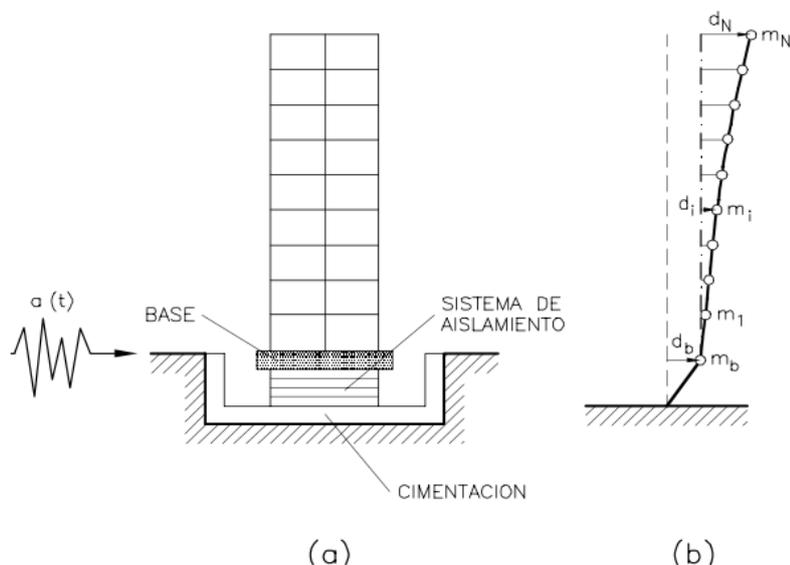


Figura 2.86: Edificio de base aislada (a) Esquema. (b) Modelo dinámico
Fuente: Barbat A. et al, 2000

Para ilustrar las acciones realizadas por los diferentes aisladores se debe escribir explícitamente la ecuación de movimiento de base.

Se Indica con m_b la masa de la base, m_i la masa del piso i -esimo y con x_i el desplazamiento relativo de la masa genérica del piso respecto a la base.

Formulación general:

(Salomón et al, 2000) indica que utilizando aislamiento de base en un edificio se trata de conseguir que la estructura se mantenga en el rango elástico, concentrando la no linealidad en los dispositivos de aislamiento.

Considerando la notación de la figura 2.86, la ecuación de movimiento del sistema sujeto a una excitación sísmica $a(t)$ se expresa como (p. 48):

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{K}\mathbf{X} = -\mathbf{M}\mathbf{J}[\ddot{x}_b + a_g] \quad (\text{Ec. 2.106})$$

Donde \mathbf{X} es un vector con la historia de desplazamientos relativos de la estructura respecto a la base, x_b es el desplazamiento de la base relativo al suelo, \ddot{x}_b es la aceleración de

la base con respecto al suelo, a_g es la aceleración del suelo, M es la matriz de masas, C es la matriz de amortiguamiento, K la matriz de rigidez y J es el vector que relaciona el movimiento de cuerpo rígido con los grados de libertad del modelo. Para edificios de cortante, J es un vector unidad.

Si multiplicamos por J^T obtenemos:

$$J^T C \dot{X} + J^T K X = -J^T M \ddot{X} - J^T M J [\ddot{x}_b + a_g] \quad (\text{Ec. 2.107})$$

Con la ecuación 2.107 se obtienen las fuerzas de rigidez y amortiguamiento ejercidas por el edificio sobre la base y la ecuación de movimiento de la base m_b toma la siguiente forma:

$$m_b (\ddot{x}_b + a_g) + J^T M [\ddot{X} + J (\ddot{x}_b + a_g)] + f = 0 \quad (\text{Ec. 2.108})$$

Donde f es la fuerza ejercida por el aislador sobre la masa m_b , la ecuación de f depende del tipo de aislador utilizado. Las correspondientes a los aisladores más utilizados son analizados en Su, Ahmadi & Tadjbakhsh (1989), Su, Ahmadi & Tadjbakhsh (1990), Bozzo & Mahin (1990), Molinares & Barbat (1994) y Barbat & Bozzo (1997).

La solución general de la ecuación (Ec. 2.106) puede obtenerse utilizando la superposición modal en la forma:

$$X(t) = \sum_{i=1}^q \varphi_i \chi_i(t) \quad (\text{Ec. 2.109})$$

Donde φ_i son las formas modales, q es el número de modos incluido en el análisis y χ_i las amplitudes modales, las cuáles son determinadas por la siguiente ecuación desacoplada para la estructura:

$$\ddot{\chi}_i(t) + 2\nu_i \omega_i \dot{\chi}_i(t) + \omega_i^2 \chi_i(t) = -\frac{\varphi_i^T M J}{\varphi_i^T M \varphi_i} [\ddot{x}_b + a_g] \quad (\text{Ec. 2.110})$$

En esta ecuación, ω_i y ν_i son las frecuencias naturales y coeficientes de amortiguamiento del edificio. Reemplazando la ecuación (Ec. 2.109) en la ecuación (Ec. 2.108), la ecuación de movimiento de la base resulta:

$$m_b(\ddot{x}_b + a_g) + \mathbf{J}^T \mathbf{M} \left[\sum_{i=1}^q \varphi_i \ddot{\chi}_i(t) + \mathbf{J}(\ddot{x}_b + a_g) \right] + f = 0 \quad (\text{Ec. 2.111})$$

A continuación, se muestra la expresión de la ecuación de movimiento de la base y la función f al variar el tipo de aislador:

Aislador elastomérico

Un esquema de dispositivos de caucho laminado y su correspondiente modelo dinámico es el presentado en la figura 2.87. La ecuación de movimiento para la base de un edificio apoyado sobre este tipo de dispositivos y excitado por una aceleración sísmica $a_g(t)$ puede ser representada como:

$$m_b(\ddot{x}_b + a_g) + \mathbf{J}^T \mathbf{M} \left[\sum_{i=1}^q \varphi_i \ddot{\chi}_i(t) + \mathbf{J}(\ddot{x}_b + a_g) \right] + c_b \dot{x}_b + k_b x_b = 0 \quad (\text{Ec. 2.112})$$

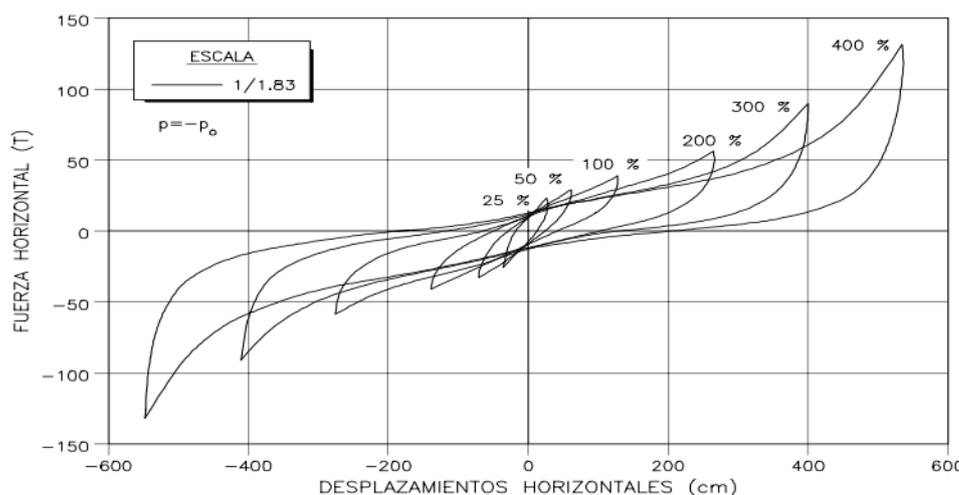


Figura 2.87: Diagrama fuerza- desplazamiento horizontal para deformaciones $Y \leq 400$ %. Ensayos experimentales (SMIRT11, 1991) de dispositivos de alto amortiguamiento en escala reducida (1/1.83). P = Carga vertical de ensayo, P_0 = Carga vertical de diseño

Fuente: Barbat A. et al, 2000

Donde: c_b es el amortiguamiento equivalente y k_b es la rigidez equivalente del sistema de aislamiento (Kelly, 1991a). Nótese que esta ecuación es igual a las ecuaciones generales (Ec. 2.108) y (Ec. 2.111) donde la fuerza f ejercida por los dispositivos de aislamiento ha sido reemplazada por el valor correspondiente a esta fuerza en caso de dispositivos de caucho laminado, esto es $f = c_b \dot{d}_b + k_b d_b$.

El sistema lineal equivalente permite una solución numérica aproximada del problema. Las amplitudes modales X_i y el desplazamiento de base d_b se obtienen resolviendo el sistema de ecuaciones diferenciales acopladas dado por las ecuaciones (Ec. 2.110) y (Ec. 2.112).

El período natural T_D y el factor de amortiguamiento ξ_b de la estructura aislada asumen la siguiente expresión:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k_b}}$$

$$\xi_b = \frac{c_b}{2M\omega_b}$$

Donde $M = m_b + \sum m_j$ como la masa total del edificio y con $\omega_b = 2\pi / T_b$ la frecuencia de la estructura aislada.

El periodo de diseño más aceptado para dispositivos de caucho laminado es $T_b = 2$ segundos, el coeficiente de amortiguamiento equivalente del caucho varía considerablemente. Para pequeñas deformaciones puede tener un valor de $\xi_b = 0.3$, pero para grandes deformaciones puede bajar a 0.05. Un valor $\xi_b = 0.1$ suele ser aceptado como parámetro de diseño.

La rigidez equivalente del sistema k_b será función de la rigidez de los dispositivos individuales K_H y ésta también varía significativamente. (Salomón et al, 2000, p. 50)

III.Método

3.1. Tipo de Investigación

Teniendo en cuenta el nivel de investigación, la tesis es del tipo descriptiva, predictiva y aplicativa, pues se evalúa las características generales de los aisladores sísmicos y el comportamiento de los edificios con aislamiento sísmico, asimismo, es predictiva pues se analiza el comportamiento sísmico de la edificación aislada ante la ocurrencia de un sismo severo y aplicativa por hacer intervención no experimental al edificio convencional.

3.2. Población y Muestra

3.2.1. Universo.

El universo está constituido por sistemas estructurales de concreto armado empleados en la construcción de Centros Médicos.

3.2.2. Muestra.

La selección de la muestra se realizó empleando un muestreo no probabilístico de tipo intencional o por conveniencia y está constituida por el edificio del Centro de Salud Pedro Sánchez Meza de la Provincia de Chupaca, Región Junín conformada de tres niveles y un sótano, el área a construir es aproximadamente de 7,274.61 m².

3.3 Operacionalización de Variables.

Tabla 3.1: Matriz de consistencia

Fuente: Elaboración propia

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPOTESIS
General	General	General
Las edificaciones convencionales con base fija, presentan daños tanto a la estructura y sus contenidos frente a un sismo severo, produciendo un impacto severo sobre la economía y vida social de nuestro país.	Comparar la respuesta estructural de la edificación hospitalaria aislada versus la misma edificación con base empotrada, de acuerdo a los parámetros establecidos por la normatividad, demostrando la reducción de la demanda sísmica en el sistema aislado	Con la inclusión de los elastómeros en la base de la estructura propuesta para el Centro de Salud de Chupaca, se puede reducir en más del 50% las derivas y fuerza cortante de entresijos en comparación con la misma estructura con base fija.
Específico	Específico	Específica
¿Por qué nuestro país no cuenta con una norma específica para sistemas de protección sísmica, estando comprendido en el cinturón de fuego del pacífico?	Analizar y diseñar la estructura utilizando el ASCE/SEI 7-10 para estructuras con aislamiento sísmico y sus aplicaciones en un proyecto real	Los parámetros de respuesta de la estructura, definidas por el periodo, modos de vibración, fuerza cortante sísmica, aceleración absoluta de entresijos y desplazamientos relativos de entresijos, influyen en la elección del tipo de aislador y la ubicación que debe poseer.

¿Por qué no es un tema recurrente el aislamiento de base con elastómeros para el diseño sísmico de edificaciones en los casos que su uso sea adecuado y favorable?	Dar una mejor comprensión del comportamiento de los edificios de base aislada y una mayor confianza en el comportamiento de las subestructuras bajo excitación del suelo.	Los diseños que incluyen el uso del aislamiento sísmico desde la concepción del proyecto, mejoran el rendimiento estructural y arquitectónico de los edificios que utilizan este tipo de tecnología
--	---	---

3.3.1. Definición de variables.

a) Variable Independiente:

$X = V.I. =$ Aislamiento sísmico de base

b) Variable Dependiente:

$Y = V.D. =$ Minimización de daños

3.3.2. Variables e indicadores de la investigación.

a) Variables Independientes (VI)

Aislamiento sísmico de base

Indicadores:

- Tipo
- Ubicación
- Propiedades físicas
- Propiedades mecánicas

b) Variables Dependientes (VD)

Minimización de daños.

Indicadores:

- Deriva de piso

- Fuerza cortante dinámica
- Aceleración de piso.

3.4. Instrumentos

Nuestro estudio de investigación utiliza variables categóricas que son medidas por el propio investigador a través de instrumentos documentales apoyándose en la teoría general desarrollada y las normatividades vigentes en lo que respecta al diseño sísmico de edificaciones. Asimismo, el instrumento debe tener la propiedad primaria de validez de contenido siendo descrito a continuación:

Validez de contenido:

Esta técnica se aplica a toda la documentación referida a las variables en estudio y para nuestro caso se les da una validación racional ya que nuestras variables están plenamente definidas

3.5. Procedimientos

Para cumplir con los objetivos del estudio se emplea el método deductivo pues es el método que permite pasar de afirmaciones de carácter general a hechos particulares

Esta metodología permite entregar en forma clara los fundamentos que sustentan las conclusiones. Como se trata del análisis y evaluación de un proyecto de ingeniería, que es la construcción del edificio del Centro de Salud “PEDRO SÁNCHEZ MEZA” de la Provincia de Chupaca, Región Junín, lo que se pretende es ver si realmente es conveniente estructuralmente respecto al mismo proyecto realizado en forma convencional, todo esto respaldado por un análisis estructural el cual muestre si existen bondades en el nuevo diseño justificando la implementación del nuevo sistema.

En el presente estudio se utiliza el diseño Descriptivo no Experimental según el siguiente detalle:

Tipo de Diseño: Descriptivo no Experimental.

Tipo de Diseño Descriptivo: Vertical o Transversal.

Tipo de Muestra: No Probabilística.

3.6. Análisis de Datos

3.6.1. Investigación documental.

Recopilación de la información existente en fuentes bibliográficas con la finalidad de analizar temas generales vinculados a la línea de investigación; recurriendo a las fuentes originales en lo posible: la bibliografía está referido a libros, revistas especializadas, artículos científicos escritos por autores expertos y páginas web de internet.

IV. Resultados

4.1. Análisis de la Estructura Convencional

4.1.1. Aplicación a un caso de estudio.

En el presente capítulo se desarrolla el análisis sísmico del edificio convencional con base fija, utilizando el análisis dinámico modal espectral, de acuerdo a la nueva norma de diseño sismorresistente E-030 (2016), a partir del cual, se obtiene la respuesta sísmica de desplazamientos, aceleraciones, fuerza cortante sísmica y las fuerzas de diseño; los valores obtenidos luego son comparados con el análisis y diseño del mismo edificio con aislamiento de base desarrollado.

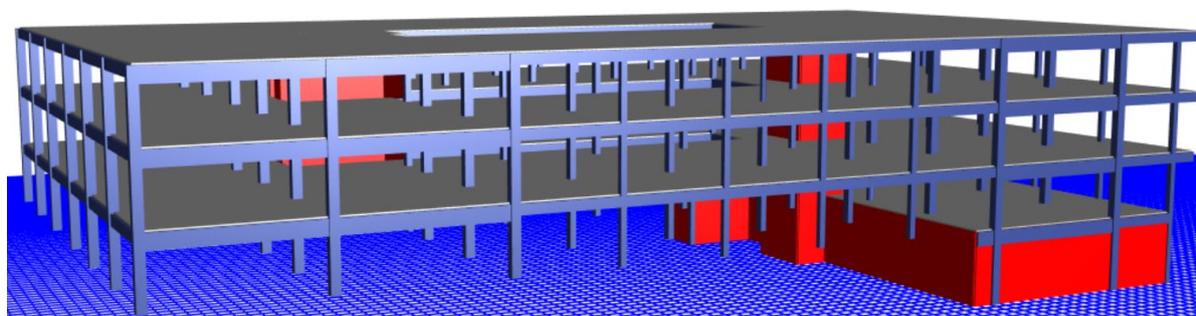
4.1.2. Descripción general del edificio convencional.

El edificio del **Centro de Salud “Pedro Sánchez Meza”- Chupaca**, ubicado en el Distrito y Provincia de Chupaca, Departamento de Junín es un nuevo edificio para uso hospitalario categoría II-E, que consta de 3 pisos sobre el suelo y un nivel de sótano destinado a estacionamiento. El área a construir es aproximadamente de 7,274.61 m², con un peso aproximado de 9898.52 Toneladas. A continuación, se detalla las áreas generales de acuerdo al Programa Médico Arquitectónico del Programa de Apoyo a la Reforma del Sector Salud – PAR SALUD II (2015).

Tabla 4.1: Áreas generales del Centro de Salud Pedro Sánchez Meza

Fuente: (PAR SALUD, 2015)

UPSS CONSULTA EXTERNA	1,181.95	
UPSS EMERGENCIAS	556.50	
UPSS CENTRO OBSTETRICO	256.90	
UPSS HOSPITALIZACION	701.40	
UPSS PATOLOGIA CLINICA	198.80	
UPSS DIAGNOSTICO POR IMÁGENES	210.70	
UPSS MEDICINA DE REHABILITACION	252.00	
UPSS NUTRICION Y DIETAS	344.40	
UPSS FARMACIA	416.50	
UPSS CENTRAL DE ESTERILIZACION	184.10	
UPS ADMINISTRACION	435.96	
UPS GESTION DE INFORMACION	301.00	
UPS TRANSPORTES	77.00	
UPS CASA DE FUERZA	345.80	
UPS CADENA DE FRIO	212.10	
UPS CENTRAL DE GASES	106.40	
UPS ALMACENES	123.20	
UPS LAVANDERIA	189.00	
UPS TALLERES MANTENIMIENTO	320.60	
UPS SALUD AMBIENTAL	181.30	
UPS SALA DE USOS MULTIPLES	148.40	
UPS CASA DE ESPERA MATERNA	160.30	
UPS RESIDENCIA DE PERSONAL	370.30	
AMBIENTES COMPLEMENTARIOS	25.20	
	25.00	
	15.00	
	7,274.61	
%CIRCULACION	%EDIFICACION	AREA CONSTRUIDA APROXIMADA (m2)

**Figura 4.1: Modelo tridimensional del Centro de Salud**

Fuente: (ETABS 2015)

4.1.3. Geometría y configuración estructural.

Se identifica una única geometría estructural rectangular de dimensiones 74.00 m. x 43.40 m. que se extiende sobre todos los niveles sobre el terreno, para una altura de 13.60 m., desde el punto de vista estructural, el edificio tiene configuración regular tanto en planta como en altura de acuerdo a los parámetros establecidos en la N.T.E. E-030 (2016). El sistema estructural es de pórticos de concreto armado en ambas direcciones, contando con 10 ejes resistentes en la dirección X y 7 ejes resistentes en la dirección Y, los entrepisos son losas macizas de 20 cm. que actúan como diafragmas rígidos.

Se utilizan columnas de secciones cuadradas 60 x 60 cm, 40 x 40 cm, sección rectangular 40 x 60 cm y secciones circulares de diámetros 60 y 40 cm. que han sido dimensionadas considerando los efectos de cargas axiales y momentos flectores. Asimismo, se ha proyectado muros de concreto armado específicamente para las cajas de los ascensores con un espesor de 20 cm. Las dimensiones de las secciones transversales de los elementos estructurales se mantienen uniformes en toda la altura

Para las vigas de los entrepisos se adoptaron dos secciones transversales de 40 x 100 cm y 40 x 70 cm de acuerdo a las luces libres que cubren, su distribución en planta ha sido considerada en ambas direcciones motivada con la finalidad de garantizar una mayor rigidez torsional de la planta del edificio.

Se tiene 02 ascensores, 02 escaleras principales y una escalera auxiliar, la cimentación del edificio convencional corresponde a un sistema de zapatas aisladas bajo cada columna y muros de concreto armado.

A continuación, en las figuras 4.2, 4.3, 4.4, 4.5 y 4.6 se tiene la elevación, las plantas arquitectónicas del sótano, primer, segundo, tercer nivel para un mejor entendimiento de la conformación del edificio.



Figura 4.2: Elevación Jr. Rufino Echenique
 Fuente: (PAR SALUD, 2015)

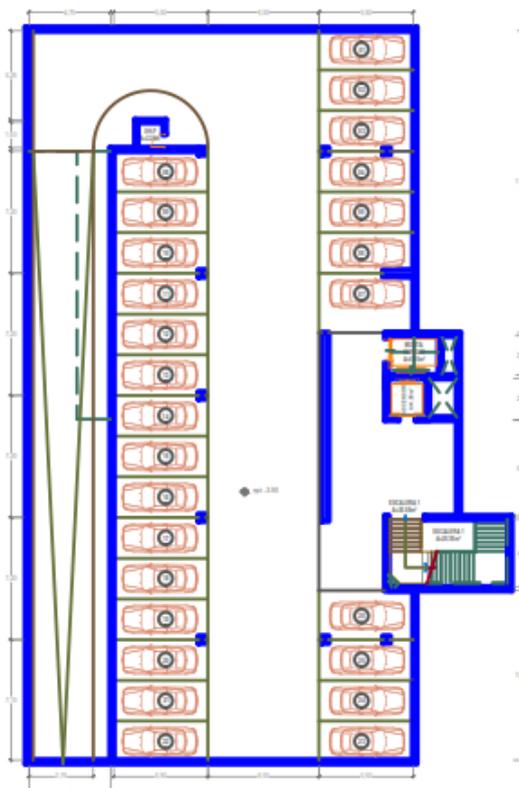


Figura 4.3: Planta – Sótano
 Fuente: (PAR SALUD, 2015)



Figura 4.4: Planta – Primer Nivel
Fuente: (PAR SALUD, 2015)



Figura 4.5: Planta – Segundo Nivel
Fuente: (PAR SALUD, 2015)

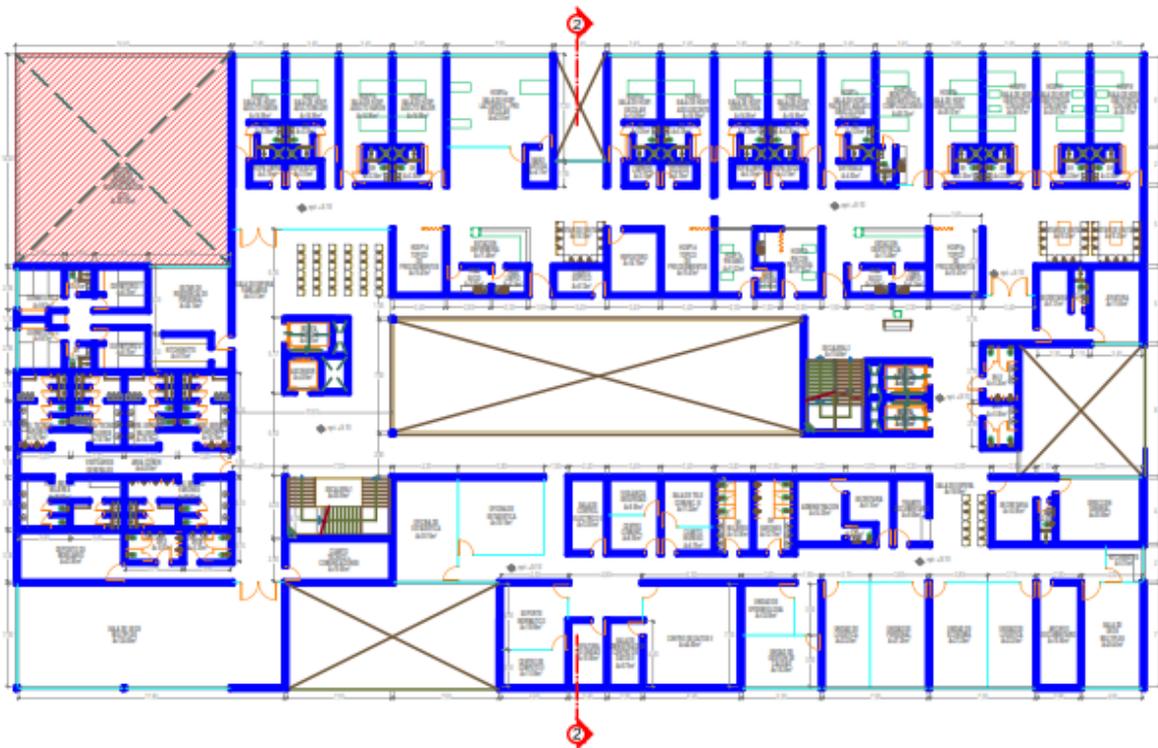


Figura 4.6: Planta – Tercer Nivel
Fuente: (PAR SALUD, 2015)

Con respecto a las especificaciones de los materiales para la construcción del edificio: el concreto armado tiene una resistencia cilíndrica a la compresión de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo con una tensión de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$,

4.1.4. Análisis modal espectral de la estructura convencional según la N.T.E. E-030 (2016).

Inicialmente, se mencionan los estados de carga gravitacional que son considerados en el diseño de la estructura. Estos son:

- a) **Peso muerto:** se considera el peso de las vigas, columnas, muros y losas de entrepisos de concreto armado.
- b) **Sobrecarga:** Se aplica lo establecido en la norma de cargas N.T.E. E-020, para edificios de hospitales que es 300 Kg/m^2 para salas de operación, laboratorios y zonas de servicio y 400 Kg/m^2 para corredores y escaleras, para el techo una sobrecarga de 100 Kg/m^2 .

Después de haber definido los estados de carga necesarios para el análisis estructural, se procede a desarrollar el análisis sísmico, que siendo el tema de éste trabajo de grado se le da mayor énfasis teniendo un trato más profundo y detallado. El análisis sísmico se realiza según la norma peruana de diseño sismorresistente N.T.E. E-030 (2016), aprobada el 22 de enero de 2016 mediante Decreto supremo N° 003-2016-VIVIENDA, la que establece dos posibles tipos de análisis dinámico: el modal espectral y el de tiempo historia. Se prefirió el análisis modal espectral por su mayor rango de aplicación y por ser más completo ya que para el tiempo historia se requiere registros de acelerogramas de la zona o muy cercanas a ella, información con la que no se cuenta para el caso de la Provincia de Chupaca. En la realización del análisis modal se tienen que definir ciertos parámetros que son necesarios para generar el espectro de

diseño con el cual determinamos la respuesta sísmica de la estructura. Estos parámetros son los que se presentan a continuación.

La Ciudad de Chupaca se encuentra en la zona 3 según el mapa actualizado de zonificación sísmica del Perú. De la tabla 4.2 se obtiene el valor del factor de zona Z “que se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años”. (MVCS, 2016, p. 5)

Tabla 4.2: Factor de zona para el edificio convencional

Fuente: (MVCS, 2016)

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

De acuerdo a los estudios de suelo realizado por el PARSALUD (2013) y la estratigrafía tomada en el lugar donde se emplazará el edificio, el perfil de suelo que le corresponde es del tipo S1.

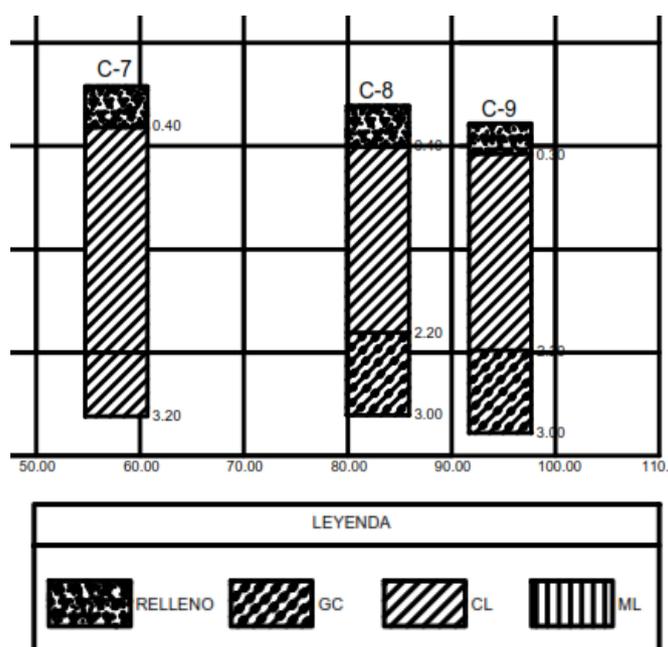


Figura 4.7: Perfil estratigráfico de calicatas C-7, C-8 y C-9

Fuente: (PAR SALUD, 2015)



Figura 4.8: Ubicación de calicatas
Fuente: (PAR SALUD, 2015)

Tabla N° 4.3: Resumen de valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo
Fuente: (MVCS, 2016)

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

Se ha considerado el perfil S₁ según los estudios de mecánica de suelos y sus correspondientes parámetros de T_P, T_L y del factor de amplificación del suelo S, dado en la Tabla N° 4.4 y 4.5

Tabla 4.4: Parámetros S del suelo para el edificio convencional

Fuente: (MVCS, 2016)

ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₁	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₂	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla 4.5: Parámetros T_P y T_L del suelo para el edificio convencional

Fuente: (MVCS, 2016)

	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

La categoría del edificio de acuerdo a su importancia y riesgo de falla establecido en la tabla 4.6, corresponde a: la Categoría A, de acuerdo a ello se obtiene el valor del factor de uso U de la tabla 4.6:

Tabla 4.6: Categoría de las edificaciones

Fuente: (MVCS, 2016)

CATEGORIA	DESCRIPCION	U
A	Esenciales	1.5
B	Importantes	1.3
C	Comunes	1.0
D	Menores	*

El edificio tiene un sistema estructural tipo aporticado de concreto armado en ambas direcciones, dado que la fuerza cortante en la base es absorbido por los pórticos en más del 80 %

Con esto se obtiene los valores de los factores de reducción de la respuesta en ambas direcciones (R), este factor refleja las características de absorción y disipación de energía de la

estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados:

“El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R determinado a partir de la Tabla N° 4.7 y de los factores I_a , I_p obtenidos de las Tablas N° 4.8 y N° 4.9”. (MVCS, 2016, p. 10)

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

(Ec. 4.1)

Respecto a la regularidad estructural del edificio, esta depende de la configuración resistente a cargas laterales de la estructura del edificio, según las irregularidades descritas en las tablas 4.8 y 4.9.

Si la estructura tuviera varias irregularidades se considerará el menor factor de cada tipo.

Tabla 4.7: Coeficiente básico de reducción R_0

Fuente: (MVCS, 2016)

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Tabla 4.8: Tipos de irregularidades en altura

Fuente: (MVCS, 2016)

Irregularidades estructurales en altura	Factor de irregularidad
	Ia
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0,75
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
Irregularidad Extrema de Resistencia	
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60

Tabla 4.9: Tipos de irregularidades en planta

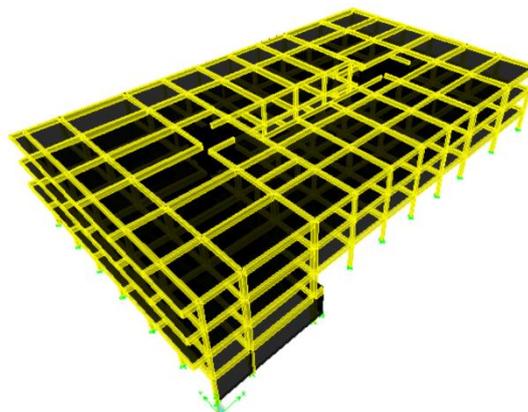
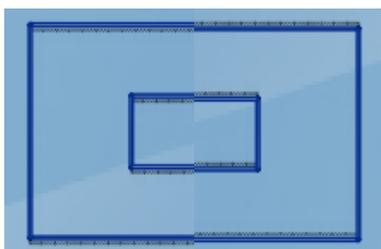
Fuente: (MVCS, 2016)

Irregularidades estructurales en planta	Factor de irregularidad
	I _p
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90

Para nuestro caso de estudio, la estructura del edificio es regular tanto en planta y altura.

Por lo tanto:

$$R = 8 * 1 * 1 = 8$$

**Figura 4.9: Esquema en planta y elevación del edificio convencional**

Fuente: Elaboración propia.

C = Factor de amplificación sísmica

Se define de acuerdo a las condiciones de sitio y se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo, la N.T.E E-030 nos da las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \quad (\text{Ec. 4.2})$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right) \quad \text{Siendo } T \text{ el periodo fundamental del edificio.}$$

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

Donde:

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

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

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

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

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

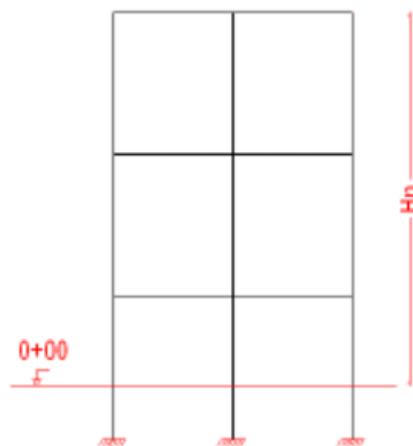


Figura 4.10: Valores de C_T para la determinación del periodo fundamental de la estructura

Fuente: (MVCS, 2016)

Con todos estos parámetros se determina el espectro de diseño haciendo uso de la siguiente formula:

$$S_a = \frac{ZUSCg}{R} \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Donde S_a es la aceleración espectral al cuál se somete a la estructura y g la aceleración de la gravedad.

4.1.5. Respuesta sísmica del edificio convencional.

Para el modelamiento y análisis estructural del centro de salud se ha optado por el uso del software ETABS 2015. El programa ETABS es un programa de análisis y diseño estructural basado en el método de los elementos finitos con características especiales para el análisis y diseño estructural de edificaciones. Este programa trabaja dentro de un sistema de datos ingresados, todo lo que se necesita es integrar el modelo dentro de un sistema de análisis y diseño con una versátil interface.

A continuación, se presenta un resumen de los resultados entregados por el análisis modal espectral realizado a la estructura convencional, mostrando los periodos, participaciones modales, desplazamientos, aceleraciones, drift y fuerzas cortantes sísmicas, que son importantes para verificar el comportamiento sísmico.

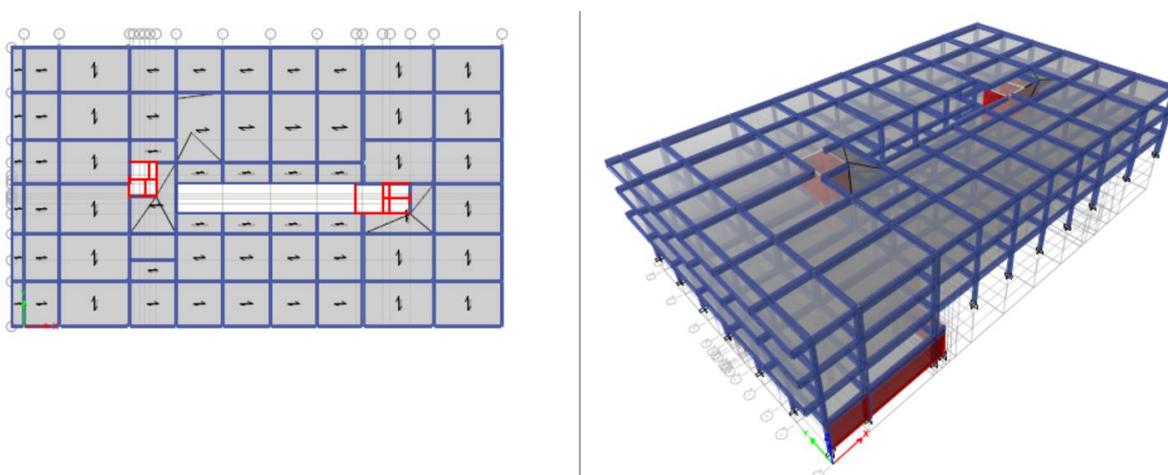


Figura 4.11: Planta y modelo tridimensional del centro de salud con estructura convencional.

Fuente: (ETABS 2015)

Tabla 4.10: Masas de los entrepisos y ubicación del CM. Y CR. Del edificio convencional

Fuente: elaboración propia

MASAS DE LOS ENTREPIOS Y UBICACIÓN DEL CENTRO DE MASA Y CENTRO DE RIGIDEZ							
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	m	m	m	m
STORY3	D3	288.55	288.55	35.60	21.62	41.85	19.01
STORY2	D2	356.54	356.54	35.75	21.59	42.78	19.28
STORY1	D1	363.93	363.93	35.85	21.54	44.53	19.71
STORY0	D0	96.37	96.37	8.98	21.38	19.11	20.50
Masa sísmica total (*)		1009.02	T.s ² /m	(*) sobre el nivel del terreno			
Peso sísmico total (P)		9898.52	T.s ² /m	Peso = masa * aceleración de la gravedad (g)			

Estas masas de cada entrepiso se obtienen a partir de la estimación del peso sísmico especificado en el artículo 4.3 de la N.T.E. E-030 (2016), que ha sido publicado en (MVCS, 2016, p. 11) y precisa su cálculo “adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga, que para el caso de edificaciones de las categorías A y B, se toma el 50 % de la carga viva”.

$$\text{Peso Sísmico} = 100 \% (\text{CM}) + 50 \% (\text{CV})$$

Asimismo, la norma precisa que en “azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva” (MVCS, 2016, p. 11).

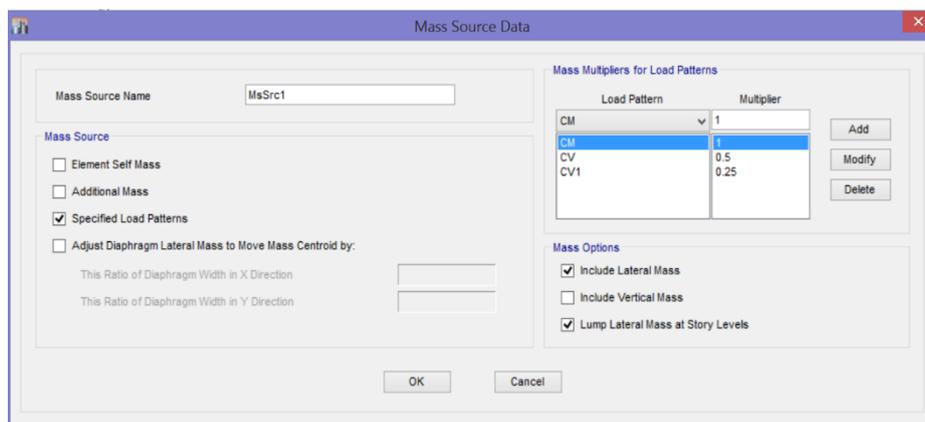


Figura 4.12: Definición de las fuentes de masas

Fuente: (ETABS 2015)

En la tabla 4.11 se aprecia que el período fundamental de la estructura es de 0.642 segundos, lo que según el número de sus niveles corresponde a una estructura flexible, el periodo fundamental es un primer parámetro que nos da una idea del comportamiento ante un sismo de la edificación.

Tabla 4.11: Periodos y frecuencias del edificio convencional

Fuente: elaboración propia

PERIODOS Y FRECUENCIAS			
Case	Mode	Period	Frequency
		sec	cyc/sec
Modal	1	0.642	1.559
Modal	2	0.443	2.256
Modal	3	0.400	2.503
Modal	4	0.180	5.555
Modal	5	0.131	7.661
Modal	6	0.123	8.104
Modal	7	0.101	9.886
Modal	8	0.077	12.947
Modal	9	0.074	13.602
Modal	10	0.072	13.966
Modal	11	0.065	15.381
Modal	12	0.059	16.929

Tabla 4.12: Participación modal del edificio convencional

Fuente: elaboración propia

PORCENTAJE DE MASA PARTICIPATIVA								
Case	Mode	Period	UX	Sum UX	UY	Sum UY	RZ	Sum RZ
		sec						
Modal	1	0.642	0.011	0.011	0.179	0.179	0.530	0.530
Modal	2	0.443	0.237	0.248	0.418	0.597	0.109	0.639
Modal	3	0.400	0.498	0.746	0.153	0.750	0.114	0.753
Modal	4	0.180	0.002	0.748	0.010	0.760	0.106	0.859
Modal	5	0.131	0.028	0.776	0.115	0.875	0.015	0.874
Modal	6	0.123	0.124	0.900	0.019	0.894	0.008	0.881
Modal	7	0.101	0.000	0.900	0.002	0.896	0.024	0.905
Modal	8	0.077	0.000	0.900	0.026	0.921	0.000	0.905
Modal	9	0.074	0.022	0.923	0.000	0.922	0.000	0.905
Modal	10	0.072	0.000	0.923	0.000	0.922	0.000	0.905
Modal	11	0.065	0.000	0.923	0.055	0.977	0.084	0.990
Modal	12	0.059	0.000	0.923	0.000	0.977	0.000	0.990

De la participación modal observamos que el primer modo es de rotación ya que ocurre en Z, debido a que R_z es mayor que U_x y U_y , la presencia de torsión en el primer modo es indeseable con lo que nos da un aviso de que nuestro sistema resistente a fuerzas laterales no es conveniente. El segundo período más importante es de 0.443 segundos y tiene mayor participación en Y; finalmente el tercer período es de 0.400 segundos y tiene una mayor participación modal en X, estos últimos del tipo traslacional. En las figuras 4.13, 4.14 y 4.15 se muestran el primer, segundo y tercer modo respectivamente.

Respecto a los modos de vibración, la norma NTE E-030 (2016) en su artículo 4.6.1 precisa que:

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis. (MVCS, 2016, p. 12)

. Para nuestro caso de estudio, en la dirección UX debemos considerar hasta el modo 6 y para la dirección UY hasta el modo 8.

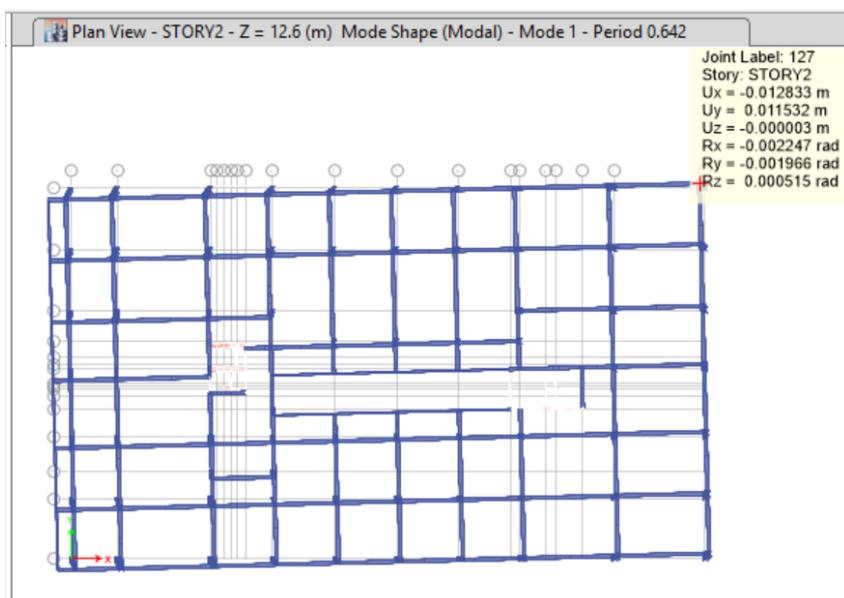


Figura 4.13: Primer modo del edificio convencional, modo rotacional en Z
Fuente: (ETABS 2015)

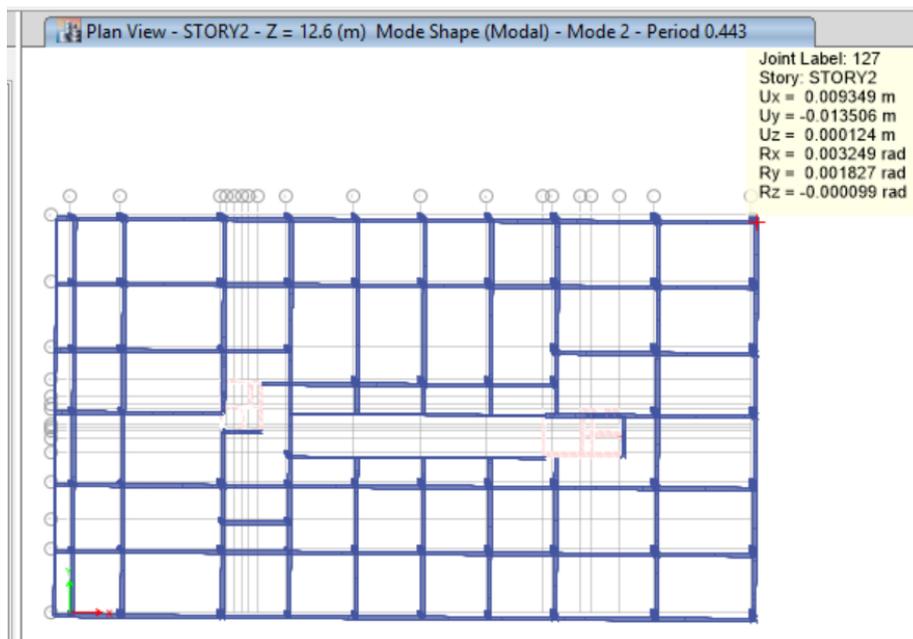


Figura 4.14: Segundo modo del edificio convencional, modo traslacional en Y
Fuente: (ETABS 2015)

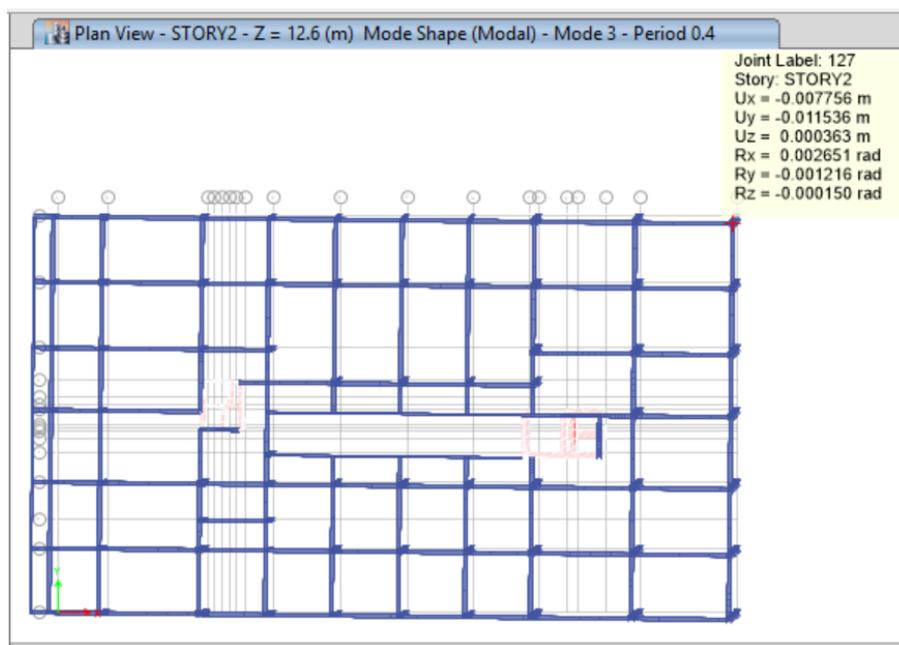


Figura 4.15: tercer modo del edificio convencional, modo traslacional en X
Fuente: (ETABS 2015)

Asimismo, se presentan las deformaciones sísmicas, para ver si se cumple con las disposiciones de la norma. En las tablas que se presentan a continuación U_x y U_y representan los desplazamientos totales en el eje X y en el eje Y respectivamente, R_z representa el giro; el drift es la distorsión lateral en la dirección de análisis y se calcula como el cociente entre el

desplazamiento relativo y la altura de entrepiso, este valor para estructuras de concreto armado no debe ser mayor que 0.007 para que se cumpla con la norma peruana.

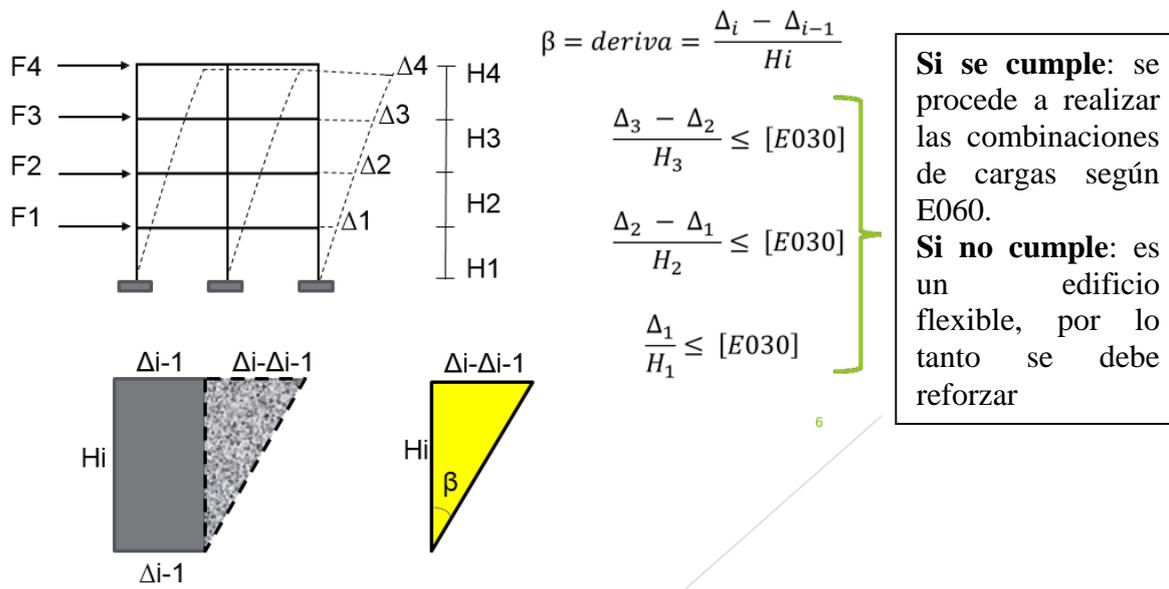


Figura 4.16: Control por carga lateral (sismo)
 Fuente: (Villarreal, 2016)

Tabla 4.13: Límites de derivas de piso
 Fuente: (MVCS, 2016)

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{oi})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Tabla 4.14: Desplazamientos horizontales de cada nivel del edificio convencional

Fuente: elaboración propia

DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS DE LOS NIVELES					
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	RZ
			m	m	rad
STORY3	D3	DINXX Max	0.0079	0.0043	0.0002
STORY3	D3	DINYY Max	0.0041	0.0080	0.0003
STORY2	D2	DINXX Max	0.0053	0.0028	0.0001
STORY2	D2	DINYY Max	0.0027	0.0053	0.0002
STORY1	D1	DINXX Max	0.0024	0.0013	0.0000
STORY1	D1	DINYY Max	0.0012	0.0025	0.0001
STORY0	D0	DINXX Max	0.0002	0.0001	0.0000
STORY0	D0	DINYY Max	0.0001	0.0003	0.0000

En la tabla 4.15 se presentan los resultados de los drift para el análisis en la dirección X e Y del Edificio convencional:

Tabla 4.15: Distorsiones laterales del edificio convencional en las direcciones X e Y

Fuente: elaboración propia

DERIVA DE PISO				
Story	Load Case/Combo	Item	Drift	
			X	Y
STORY3	DESPXX Max	Diaph D3 X	0.0044	0.0044
STORY3	DESPXX Max	Diaph D3 Y	0.0042	0.0042
STORY3	DESPYY Max	Diaph D3 X	0.0042	0.0042
STORY3	DESPYY Max	Diaph D3 Y	0.0070	0.0070
STORY2	DESPXX Max	Diaph D2 X	0.0049	0.0049
STORY2	DESPXX Max	Diaph D2 Y	0.0046	0.0046
STORY2	DESPYY Max	Diaph D2 X	0.0047	0.0047
STORY2	DESPYY Max	Diaph D2 Y	0.0075	0.0075
STORY1	DESPXX Max	Diaph D1 X	0.0040	0.0040
STORY1	DESPXX Max	Diaph D1 Y	0.0032	0.0032
STORY1	DESPYY Max	Diaph D1 X	0.0039	0.0039
STORY1	DESPYY Max	Diaph D1 Y	0.0067	0.0067
STORY0	DESPXX Max	Diaph D0 X	0.0004	0.0004
STORY0	DESPXX Max	Diaph D0 Y	0.0002	0.0002
STORY0	DESPYY Max	Diaph D0 X	0.0003	0.0003
STORY0	DESPYY Max	Diaph D0 Y	0.0005	0.0005

De acuerdo a los resultados se puede concluir que si bien en la dirección X las derivadas de piso obtenidas no superan el valor límite, en la dirección Y los drift de los niveles 3 y 4 no cumplen con el drift límite estipulado en la N.T.E. E-030 (2016).

En la tabla 4.16 se observa las máximas aceleraciones que se experimentan en cada piso, siendo la del último piso de 2.245 m/s^2 y 2.644 m/s^2 en los ejes X e Y respectivamente, Mas adelante estos resultados se comparan con los obtenidos mediante el uso del aislamiento sísmico.

Tabla 4.16: Valores máximos de las aceleraciones absolutas por cada nivel del edificio convencional en las direcciones X e Y

Fuente: elaboración propia

ACELERACIONES DE LOS NIVELES								
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
			m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²
STORY3	D3	DINXX Max	2.245	1.650	0.883	0.247	0.362	0.023
STORY3	D3	DINY Y Max	1.252	2.644	0.662	0.456	0.117	0.036
STORY2	D2	DINXX Max	1.529	1.076	0.679	0.178	0.214	0.015
STORY2	D2	DINY Y Max	0.835	1.786	0.506	0.243	0.088	0.025
STORY1	D1	DINXX Max	1.096	0.517	0.393	0.105	0.145	0.007
STORY1	D1	DINY Y Max	0.455	1.181	0.346	0.184	0.083	0.014
STORY0	D0	DINXX Max	0.208	0.048	0.228	0.042	0.095	0.001
STORY0	D0	DINY Y Max	0.736	1.474	0.369	0.136	0.163	0.032

Finalmente obtenemos la cortante sísmica, antes es necesario diferenciar entre cortante dinámica y estática; la fuerza cortante sísmica dinámica es la fuerza proveniente de la acción de las aceleraciones sísmicas, en cambio la fuerza cortante sísmica estática reemplaza el efecto del movimiento del suelo a través de fuerzas laterales equivalentes que actúan en el centro de masa (CM) de los entrepisos. Ahora, la cortante basal viene hacer la fuerza cortante sísmica en la base.

La fuerza cortante sísmica y su distribución en altura es de suma importancia debido a que representa el nivel de esfuerzos al que está sometido la estructura y de acuerdo a esta demanda sísmica se diseñan los elementos estructurales.

Fuerza cortante mínima en la base según la N.T.E. E-030 (2016)

De acuerdo a la N.T.E. E-030 publicada en (MVCS, 2016):

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrespacio del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5 de la norma para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares. (p. 12)

Teniendo los parámetros sísmicos ya definidos y el peso de la edificación podemos calcular la cortante basal estática tal como se muestra en la tabla 4.17:

Tabla 4.17: Cálculo de la cortante basal estática

Fuente: elaboración propia

CALCULO DE CORTANTE BASAL ESTATICO				
Z	0.35	$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$		cortante basal estática
U	1.50			
C	2.50			
S	1.00	P	9898.52	T.
R	8.00	V=factor*P	1624.35	T.
factor	0.1641	80% V	1299.48	T.

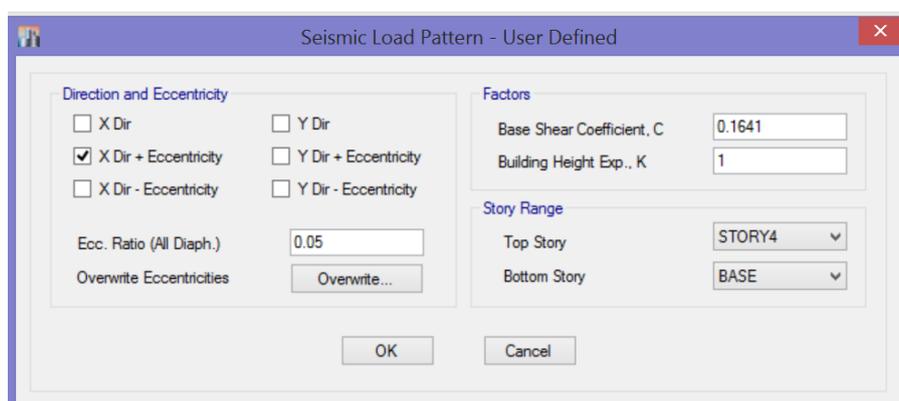


Figura 4.17: Definición del patrón de carga sísmica estática

Fuente: (ETABS 2015)

El cortante dinámico y su distribución en altura se presenta en la tabla 4.18, en ella se puede apreciar que tanto en la dirección X como en Y el corte basal no cumple con las disposiciones de valor mínimo que establece la norma (80 % Vestático = 1299.48 Ton.),

Tabla 4.18: Valores de las fuerzas cortantes máximos por cada nivel del edificio convencional en las direcciones X e Y

Fuente: elaboración propia

FUERZA CORTANTE DINAMICA				
Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY
			tonf	tonf
STORY3	DINXX Max	Top	563.38	248.75
STORY3	DINXX Max	Bottom	583.32	259.15
STORY3	DINYY Max	Top	247.86	452.04
STORY3	DINYY Max	Bottom	257.23	468.28
STORY2	DINXX Max	Top	987.01	452.03
STORY2	DINXX Max	Bottom	998.43	457.51
STORY2	DINYY Max	Top	450.50	776.72
STORY2	DINYY Max	Bottom	455.73	785.79
STORY1	DINXX Max	Top	1224.90	550.56
STORY1	DINXX Max	Bottom	1229.35	552.23
STORY1	DINYY Max	Top	549.18	969.64
STORY1	DINYY Max	Bottom	550.77	973.55
STORY0	DINXX Max	Top	211.65	155.94
STORY0	DINXX Max	Bottom	212.93	156.18
STORY0	DINYY Max	Top	100.54	418.43
STORY0	DINYY Max	Bottom	100.85	423.22

4.2. Análisis de la Estructura Aislada

4.2.1. Caracterización estructural del edificio aislado.

La estructura aislada presenta las mismas características de estructuración y pre dimensionamiento de los elementos estructurales que las mencionadas para la estructura convencional, las únicas diferencias son el sistema de aislación en la parte superior del sótano y algunas pequeñas modificaciones en la cimentación necesarias para el buen desempeño de los aisladores.

El sistema de aislación está situado en el cielo del sótano, y además con esto se provee de un sistema de acceso a los aisladores, para su inspección y posible recambio según sea el caso.

El sistema de aislación consta de 80 aisladores de base; los cuales se disponen de tal manera que se sitúen en los elementos que transmiten la carga de la superestructura a la subestructura, ya sea en columnas o en los muros de concreto armado de las cajas de ascensor, conectados por vigas de amarre, con los correspondientes pedestales de tope y de apoyo sobre la cimentación.

La configuración de los aisladores en la parte central y perimetral del edificio no fue complicada, ya que era claro que estarían ubicados debajo de las columnas, conectados por vigas de 0.40 m. x 0.70 m., entregando los elementos de conexión y el área suficiente para los aisladores, es interesante mencionar ciertos puntos del edificio como la caja del ascensor en la cual los muros que la conforman cuenta con aisladores, que por razones constructivas no se puede colocar estos aisladores en el nivel del cielo del sótano, sino que se encuentran en la base del edificio conectado a la cimentación, siendo el único que presenta esta característica, no teniendo ningún problema para el funcionamiento en conjunto del sistema. Con respecto a la

escalera principal que llega al sótano entre los ejes D y E, esta se desarrolla a través de las columnas que se encuentran aisladas a nivel del cielo del sótano.

En la parte inferior del sistema de aislación se colocan vigas de dimensiones mínimas (V 0.40 m. x 0.40 m.) conectando los aisladores, generando un efecto más que nada de tensores que permiten mantener una rigidez adecuada en el nivel porque este sector cuenta con una alta densidad de columnas y permitiendo un buen funcionamiento del conjunto de aisladores.

La losa que servirá de piso para el primer nivel será del espesor del techo del sótano igual a 20 cm, la misma que se ubica sobre el sistema de aislación apoyada en las vigas de 0.40 m. x 0.70 m.

Dentro de las posibilidades constructivas y del punto de vista de utilidad, se trató de ubicar los aisladores de tal forma de evitar y contrarrestar la torsión en el edificio, al respecto, la experiencia de las construcciones realizadas en otros países, es típicamente recomendable disponer de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) en la zona perimetral del edificio en conjunto con aisladores de alto amortiguamiento (HDR) en la parte central, para ayudar a controlar la torsión que se pueda presentar y entregar una mayor rigidez. Esto será comprobado de acuerdo a la modelación en el software y la verificación de los porcentajes de masa participativa, evitando mayor participación modal torsional en el primer modo de vibración de la estructura.

Al momento de la realización de esta tesis, el nuevo edificio para la construcción del Centro de Salud de la Provincia de Chupaca estaba a nivel de estudios de factibilidad a cargo del Programa PAR SALUD, planteando la demolición de la actual infraestructura en funcionamiento a fin de ubicar en ese terreno la nueva infraestructura de salud acorde de la normativa actual.

4.2.2. Análisis modal espectral de la estructura aislada según la N.T.E. E-030 (2016).

4.2.2.1. Espectro de la N.T.E. E-030 (2016).

Las pseudo-aceleraciones del espectro inelástico generado por la norma peruana de diseño sismorresistente E 030 para realizar el análisis dinámico modal espectral es similar al caso de una estructura de base fija, dependen de los siguientes parámetros:

Z= Aceleración máxima del terreno con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años. La zonificación propuesta en la N.T.E.030 (2016) publicada en (MVCS, 2016, p. 5) “se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia al epicentro”.

Tabla 4.19: Factor de zona para el edificio aislado

Fuente: (MVCS, 2016)

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

C= Factor de amplificación sísmica

“De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) según las siguientes expresiones” dadas en la N.T.E.030 - 2016 publicada en (MVCS, 2016, p. 7):

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \quad (\text{Ec. 4.4})$$

T= Periodo fundamental de la estructura aislada.

T_P y T_L = periodos dados en la tabla N° 4.21

S=Es el parámetro de suelo que hace alusión al tipo de suelo del lugar a analizar y se muestra en la Tabla 4.20.

Tabla 4.20: Parámetros S del suelo para el edificio convencional

Fuente: (MVCS, 2016)

ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
	Z ₁	0,80	1,00	1,05
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla 4.21: Parámetros T_P y T_L del suelo para el edificio aislado

Fuente: (MVCS, 2016)

	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

U= Es el coeficiente de uso o de importancia que depende de la categoría de las edificaciones,

El ASCE SEI/7-10 en su artículo 17.2.1, precisa que el factor de importancia, I_e, (equivalente al factor de uso U de nuestra norma N.T.E. E-030) se tomará como 1.0 para una estructura sísmicamente aislada, independientemente de su riesgo, incluyendo la estructura por encima del sistema de aislamiento

Lo anterior es explicado en (Korswagen et al, 2012) mencionando que:

En el caso de las estructuras aisladas, el factor de uso será 1.0, dado que al dimensionar los aisladores no se utiliza un factor de reducción R. Para el análisis de la superestructura sí se deberá utilizar las combinaciones de R y U adecuadas.

(p. 43)

R= Es el factor de reducción que depende del tipo de estructura. Al tratarse de estructuras aisladas, las cuales se considera que deberán mantenerse en rango elástico ante el sismo de diseño, no se deberá usar un factor de reducción mayor a 2 para la superestructura.

Tabla 4.22: Factor de reducción para edificios de base fija (R) y base aislada (R_I)

Fuente: Kelly J. et al, 1999

Construction	R_I	R
Special moment-resisting frame	2.0	8.5
Shear wall	2.0	5.5
Ordinary braced frame	1.6	5.6
Eccentric braced frame	2.0	7.0

Aceleración espectral (S_a)

El numeral 4.6.2 de la norma N.T.E. E-030 (2016) publicada en (MVCS, 2016, p. 12) señala que “para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por”:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g \quad (\text{Ec. 4.5})$$

De acuerdo a los parámetros analizados se establece el espectro de diseño de pseudo aceleraciones para el edificio aislado, considerando el valor del factor de escala (F.E.) que es necesario ingresar en el software ETABS 2015 para considerar los casos de carga dinámica que llamaremos DINXX y DINYY:

$$S_a = \text{F.E.} \cdot C \quad (\text{Ec. 4.6})$$

Tabla 4.23: Determinación del factor de escala (F.E.) para el análisis modal espectral del edificio aislado

Fuente: elaboración propia

Z=	0.35
U=	1
S=	1
g=	9.81
R=	2
F.E.	1.7168

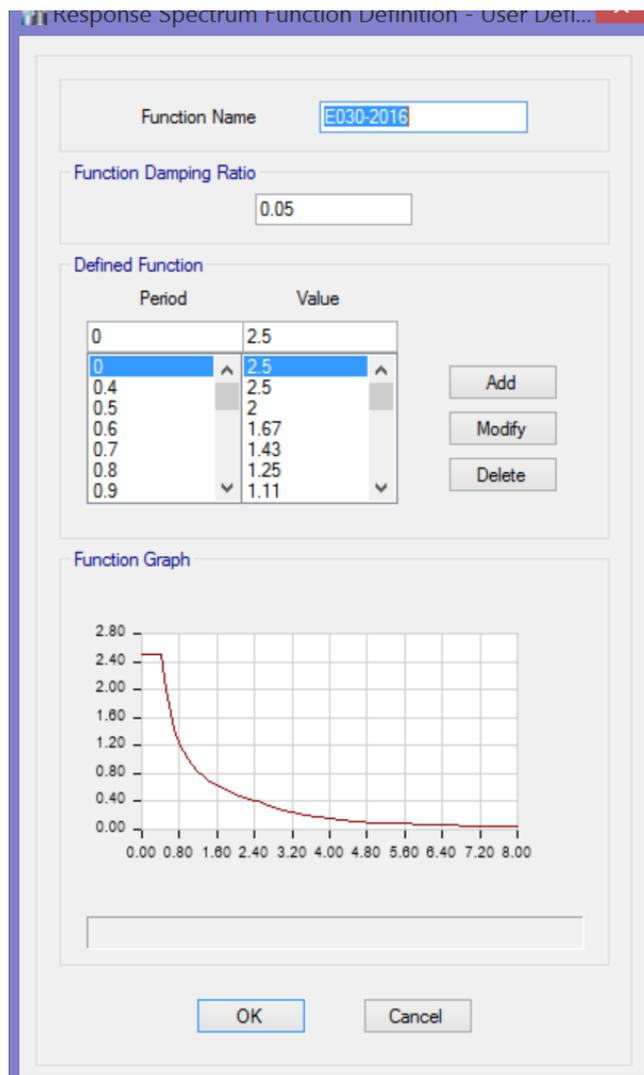


Figura 4.18: Espectro de diseño para un suelo muy rígido (S1)

Fuente: (ETABS 2015)

La norma chilena NCh2745 de “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica” publicada por el (INN, 2003, p. 68) precisa que, “para considerar el amortiguamiento adicional otorgado por los aisladores, el espectro de diseño se debe reducir por B_D (ó B_M) en los periodos aislados”, esto hace que el espectro quede con una discontinuidad tal como se muestra en la figura 4.19.

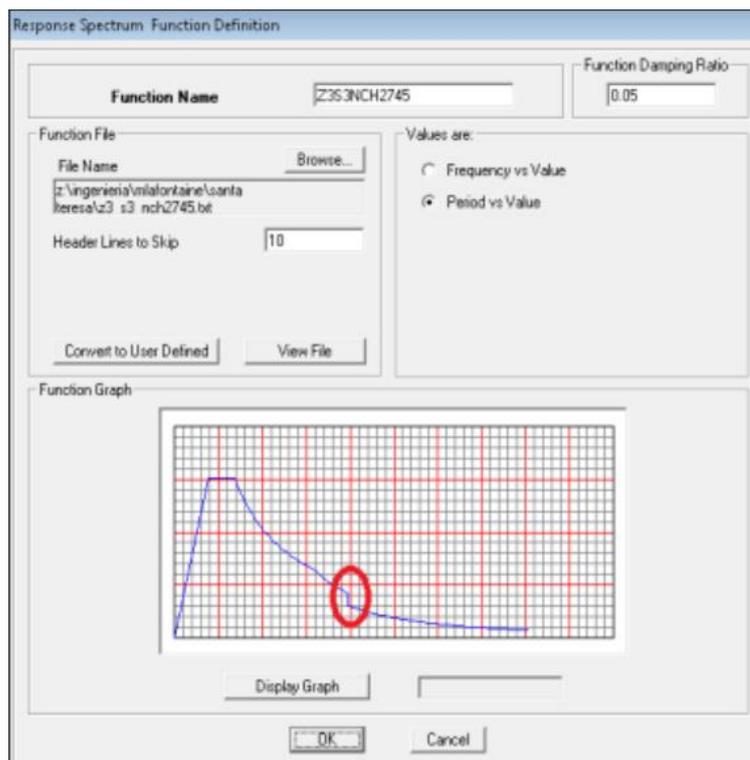


Figura 4.19: Espectro de diseño de la Nch 433 reducido para un sistema aislado
Fuente: (Lafontaine, s.f.)

Al realizar ello, el amortiguamiento efectivo del sistema ya está incluido en el espectro, por lo tanto, al momento de definir las propiedades mecánicas del aislador en el software, se considera $c = 0$, caso contrario estaríamos duplicando el efecto del amortiguamiento efectivo.

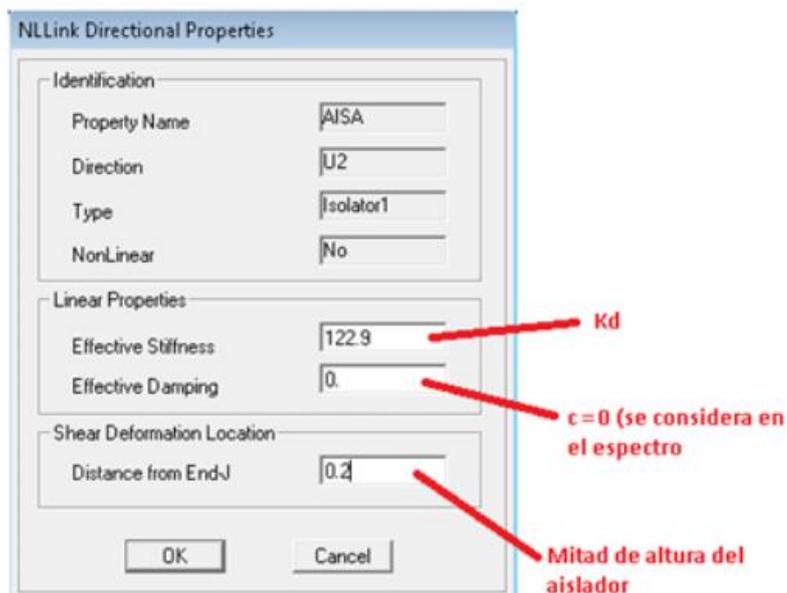


Figura 4.20: Definición en el software del amortiguamiento efectivo del aislador
Fuente: (Lafontaine, s.f.)

4.2.3. Desempeño del sistema de aislamiento.

Como ya se mencionó, el objetivo de usar aisladores sísmicos en una estructura es que su desempeño no sólo garantice la protección de la vida durante un sismo severo, sino también se reduzca el daño en la estructura y sus contenidos, de modo de mantenerla en estado operativo después del sismo.

En los requisitos se definen dos niveles de sismo: el sismo de diseño (SDI), que es el que comúnmente se usa y el sismo máximo posible (SMP) que tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 1000 años. El sistema de aislación y cualquier elemento que cruce la interfaz de aislación se diseñará para que resista las deformaciones y esfuerzos producidos por el SMP sin falla. La superestructura se diseñará para que se comporte elásticamente durante el SDI. En las estructuras aisladas se verificará el desempeño para el SMP analítica y experimentalmente, de modo que se asegure que en el peor de los escenarios la

estructura será al menos tan segura como una convencional. Además es necesario el ensayo del sistema de aisladores para el SMP.

Para sismos severos no debe haber falla en el sistema de aislación, daño significativo en los elementos estructurales ni daño masivo en los no estructurales. Esto significa que las derivas deberán ser mucho menores que las que ocurrirían en un edificio convencional y que el desplazamiento lateral se concentrará en el sistema de aislación. El SDI servirá para calcular la respuesta y el diseño de la sub y superestructura; mientras el SMP servirá para calcular la demanda de los desplazamientos y verificar la estabilidad en el sistema de aislación.

El modelo del sistema de aislación debe considerar, para hallar las fuerzas de diseño de la superestructura, la mayor rigidez del sistema de aislación y para la deformación del sistema de aislación la menor rigidez del mismo. El modelo debe considerar el efecto P- Δ . (Korswagen et al, 2012, p. 30)

4.2.3.1. Objetivos de desempeño según NCh 2745 2003.

El numeral C5.b.6 de la Norma Chilena 2745,2003 “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica” publicada por el (INN, 2003, p. 24) establece los objetivos de desempeño que son los siguientes:

1. Resistir sismos pequeños y moderados sin daños en elementos estructurales, componentes no estructurales y contenidos del edificio.
2. Resistir sismos severos sin que exista:
 - a. Falla del sistema de aislación;

- b. Daño significativo a los elementos estructurales; y
- c. Daño masivo a elementos no estructurales.

Para cumplir con estos objetivos, los requisitos propuestos limitan la respuesta inelástica de la superestructura a una fracción menor de lo que se permite para edificios convencionales.

Consecuentemente, el desplazamiento lateral de una estructura durante un sismo debe ocurrir en la interfaz de aislación y no en la superestructura.

4.2.4. Criterios de selección de los aisladores.

Es preciso indicar que la adecuada elección de los aisladores sísmicos permitirá asegurar un perfecto funcionamiento. De acuerdo a (Guillén, 2012):

El criterio de selección de los aisladores a utilizar se basa principalmente en tres aspectos. El primero es utilizar los aisladores más comúnmente instalados en edificios en todo el mundo con sus respectivos parámetros de comportamiento. El segundo es la existencia de la mayor cantidad de estudios y el respaldo teórico que permiten contrastar los resultados obtenidos y tercero es la documentación de edificios con resultados positivamente comprobados en respuesta de la estructura y en operatividad post-sismo, como es el caso de los eventos de Norridge (Los Angeles, 1994), Kobe (Kobe, 1995) y Concepción (Chile, 2010). (p. 89)

Para nuestro caso de estudio analizaremos la actuación individual y conjunta de los siguientes aisladores:

- Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR).

- Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB).

Se hace un modelamiento y análisis del edificio aislado para cada alternativa de uso y ubicación de los aisladores, con la finalidad de encontrar la combinación más adecuada, ello teniendo en cuenta la respuesta estructural del edificio aislado.

Asimismo, en la mayoría de los diseños de aisladores elastoméricos se utiliza la geometría de un cilindro, ya que con esto las propiedades del aislador no se ven afectadas por la dirección de la carga horizontal aplicada, repartiéndose los esfuerzos uniformemente.

4.2.5. Diseño preliminar de los aisladores sísmicos.

El diseño del sistema de aislamiento sísmico implica la determinación de las propiedades de los propios aisladores. Estas propiedades geométricas y mecánicas son determinadas a partir de expresiones obtenidas de diversos ensayos e investigaciones, para nuestro caso, se utiliza las ecuaciones dadas en el FEMA 274 (Capítulo 9: Seismic Isolation and Energy Dissipation), en ASCE/SEI 7-10 (Capítulo 17 : Seismic Design Requirements for Seismically Isolated Structures), en el Libro de Naeim, F. y Kelly, J. M., 1999 (Design of Seismic Isolated Structures, From Theory to Practice, 1999), entre otros.

Con el propósito de ir orientando lo estudiado hacia el diseño de aisladores, pero haciendo hincapié, en que las dimensiones que se van a obtener de los aisladores tienen el carácter de preliminar, se describe a continuación una secuencia de cálculo a partir de la carga vertical que llega a un aislador para los estados de carga D y L". (Aguar et al, 2008, p. 22)

Las propiedades geométricas y mecánicas calculadas preliminarmente son verificadas con modelos reales aplicando ensayos dinámicos, obteniendo resultados experimentales del aislador.

Ante la imposibilidad de realizar ensayos experimentales, se puede recurrir a curvas de histéresis aplicadas a aisladores de características similares que se pueden extrapolar sus propiedades como pueden ser los niveles de carga, configuración geométrica, espesores de capas, desplazamiento de diseño, y de alguna forma ver que los resultados obtenidos con los cálculos son consistentes y adecuados, asimismo que se encuentren dentro de los rangos típicos para los diferentes parámetros que conforman un aislador (Arriagada, 2005, p. 105)

A continuación, se desarrollan los conceptos para determinar las propiedades del aislador del alto amortiguamiento HDR y con núcleo de plomo LRB, asimismo, su aplicación al caso del Centro de Salud Pedro Sánchez Meza.

4.2.6. Características mecánicas de los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR).

4.2.6.1. Características iniciales para el sistema de aislamiento.

Para realizar el diseño inicial de los aisladores, requerimos tener un periodo objetivo que para nuestro caso usamos las recomendaciones del artículo 17.4.1 del ASCE/SEI 7-10 (2010) que estipula:

El periodo efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento de diseño, T_D , es mayor que tres veces el período elástico de la estructura con base fija por encima del sistema de aislamiento y el periodo efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento máximo, T_M , es menor o igual a 3,0 s. (ASCE/SEI 7-10, 2010, p. 169)

Con respecto al amortiguamiento, la mayoría de las estructuras tienen entre 2 a 5 % de amortiguamiento inherente. Los sistemas de aislamiento para puentes proporcionan típicamente niveles de amortiguamiento de 15 a 30%. Los sistemas de aislamiento para

edificios proporcionan amortiguamiento entre 10 a 20%. Los niveles de amortiguamiento en construcciones están optimizados para proporcionar bajas aceleraciones en la estructura que maximizan la protección de los interiores (DIS, 2007). De acuerdo a ello y a las experiencias se asume 15 % como amortiguamiento inicial del sistema aislado, las cargas gravitacionales máximas y mínimas soportadas por los aisladores de acuerdo al metrado de cargas de las columnas y muros estructurales y, finalmente el valor de la deformación de corte y la tensión admisible de compresión de los aisladores cuyos datos son obtenidos del fabricante según ensayos experimentales.

A continuación, en la tabla 4.24 se indica las especificaciones necesarias para el diseño de los aisladores de alto amortiguamiento (HDR) y con núcleo de plomo (LRB).

Tabla 4.24: Especificaciones necesarias para el diseño de los aisladores HDR y LRB

Fuente: elaboración propia

Item	Especificaciones	símbolo	valor	und.
1	periodo efectivo en el desplazamiento de diseño $\leq 3 \cdot T_{fijo}$	T_D	2.5	seg
2	periodo efectivo en el desplazamiento máximo ≤ 3.0 seg.)	T_M	3.0	seg
3	coeficiente de reducción sísmica	R	2	
4	módulo de corte (para deformaciones grandes)	G	44.4	T/m ²
5	módulo de corte (para deformaciones pequeñas)	G	72	T/m ²
6	módulo de compresión de la goma	K	2.00E+05	T/m ²
7	amortiguamiento efectivo del sistema	B_i	15	%
8	peso sísmico de la estructura (CM+50%CV)	W_t	13396.25	T
9	carga máxima (CM+100%CV+SISMO)	$P_{máx}$	291.15	T
10	carga mínima (CM-SISMO)	$P_{mín}$	36.20	T
11	deformación de corte directa máxima	γ_s	150	%
12	deformación de corte máxima admisible	$\gamma_{máx}$	250	%
13	factor de reducción de amortiguamiento	B_M	1.38	
14	sección anular (orificio central)	D_i	0.1	m
15	número total de aisladores (HDR)	N	50	
16	número total de aisladores (LRB)	N	30	
17	tensión admisible de compresión del aislador	σ_{Ac}	80	Kg/cm ²
18	factor de forma: HDR / LRB	S	20 / 19	

4.2.6.2. Desplazamientos laterales mínimos y máximos.

El ASCE SEI 7.10 en su capítulo 17 define y establece los desplazamientos laterales mínimos y máximos. Para tener un mayor entendimiento, vamos a diferenciar los niveles de sismos de servicio, diseño y máximo:

A grandes rasgos, la filosofía de la ingeniería sísmica trabaja con tres niveles:

1. Los terremotos llamados “**de servicio**”, en que la estructura queda perfectamente operativa, sólo con pequeños daños superficiales,
2. Los de “**diseño**”, cuando las estructuras pueden tener daños estructurales y no estructurales severos, aunque no presentar fallas importantes, y
3. Los terremotos “**máximos**”, frente a los cuales se pretende que la estructura no colapse, con los consiguientes daños y pérdidas humanas y materiales.

4.2.6.2.1. Desplazamiento de diseño.

El desplazamiento de diseño es el “desplazamiento lateral producido por el sismo de diseño, excluyendo el desplazamiento debido a la torsión natural y accidental requerido para el diseño del sistema de aislamiento”. (ASCE/SEI 7-10, 2010, p. 165)

El sistema de aislamiento debe ser diseñado y construido para resistir desplazamientos sísmicos laterales mínimos, D_D , que actúan en la dirección de cada uno de los principales ejes horizontales de la estructura utilizando la ecuación 4.7:

$$D_D = \frac{g S_{D1} T_D}{4\pi^2 B_D} \quad (\text{Ec. 4.7})$$

Donde:

g = aceleración de la gravedad. La unidad de g es m/s^2 si la unidad del desplazamiento de diseño, D_D , está en (m.).

S_{D1} = aceleración espectral de diseño en un periodo de 1 segundo con 5 % de amortiguamiento, donde S_{D1} es equivalente al ZUCS de nuestra norma peruana N.T.E. E-030.

$$SD1_{(DBE)} = Z_{DBE} UCS \quad (\text{Ec. 4.8})$$

T_D = Período efectivo de la estructura sísmicamente aislada en segundos, para el desplazamiento de diseño en la dirección considerada.

B_D = coeficiente numérico en relación con el amortiguamiento efectivo β_D del sistema de aislamiento para el desplazamiento de diseño, tal como se expone en la Tabla 4.25.

En la Tabla 4.25, los valores del coeficiente numérico (factor de reducción de amortiguamiento) según los códigos y especificaciones se dan en términos de β_{eff} . Los códigos y especificaciones mencionados son AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, 1999), NEHRP (Building Seismic Safety Council, 2003), ASCE (American Society of Civil Engineers, 2010), el Eurocódigo 8 (European Committee for Standardization, 2005) y las recomendaciones de FEMA 440 (Applied Technology Council, 2005). En este estudio, los valores de B se eligen según (ASCE/SEI 7-10, 2010).

Tabla 4.25: Factor de Reducción de Amortiguamiento B en los códigos y especificaciones
Fuente: (Eda, 2012)

β_{eff} %	AASHTO, ASCE	NEHRP	FEMA 440	EUROCODE 8
≤ 2	0.8	0.8	0.8	0.8
5	1.0	1.0	1.0	1.0
10	1.2	1.2	1.2	1.2
20	1.5	1.5	1.5	1.6
30	1.7	1.7 or 1.8	1.8	1.9
40	1.9	2.1	2.1	2.1
50	2.0	2.4	2.4	2.4

Tabla 4.26: Cálculo del desplazamiento de diseño para el aislador HDR

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$D_D = \frac{gS_{D1}T_D}{4\pi^2 B_D}$	g	9.81	m/s ²
	$SD1_{(DBE)} = Z_{DBE} UCS$	0.35	
	Z	0.35	
	U	1	
$D_D = 0.16 \text{ m}$	C	1	
	S	1	

4.2.6.2.2. Desplazamiento máximo.

El desplazamiento máximo es el “desplazamiento lateral provocado por el sismo máximo posible, excluyendo el desplazamiento adicional debido a la torsión natural y accidental requerido para el diseño del sistema de aislamiento”. (ASCE/SEI 7-10, 2010, p. 165)

El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento, D_M , en la dirección horizontal más crítica se calculará mediante la ecuación (Ec. 4.9):

$$D_M = \frac{gS_{M1}T_M}{4\pi^2 B_M} \quad (\text{Ec. 4.9})$$

Donde:

g = aceleración de la gravedad.

S_{M1} = aceleración espectral máxima en un periodo de 1 segundo con 5 % de amortiguamiento.

T_M = Período efectivo de la estructura sísmicamente aislada en segundos, para el desplazamiento máximo en la dirección considerada.

B_M = coeficiente numérico en relación con el amortiguamiento efectivo β_M del sistema de aislamiento para el desplazamiento máximo, tal como se expone en la Tabla 4.25.

Tabla 4.27: Cálculo del desplazamiento máximo para el aislador HDR

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.	
$D_M = \frac{g S_{M1} T_M}{4\pi^2 B_M}$	g	9.81	m/s ²	
	S _{M1} =Z _{MCE} UCS	0.6		
	Z	0.6		
	U	1		
	D _M 0.33 m	C	1	
		S	1	

4.2.6.2.3. Desplazamiento total de diseño y máximo.

El desplazamiento total de diseño es el “desplazamiento lateral provocado por el sismo de diseño, incluyendo desplazamientos adicionales debidos a la torsión natural y accidental, requerido para el diseño del sistema de aislamiento o un elemento de la misma”. (ASCE/SEI 7-10, 2010, p. 165)

El desplazamiento total máximo es el:

Desplazamiento lateral máximo provocado por el sismo máximo posible, incluyendo desplazamientos adicionales debido a la torsión natural y accidental, requerido para la verificación de la estabilidad del sistema de aislamiento o elementos de él, para el diseño de las separaciones entre edificios, y para los ensayos bajo carga vertical de los prototipos de los aisladores. (ASCE/SEI 7-10, 2010, p. 165)

El desplazamiento total de diseño, D_{TD}, y el desplazamiento total máximo, D_{TM}, de los elementos del sistema de aislamiento deberá incluir el desplazamiento adicional debido a la torsión real y accidental calculado a partir de la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la más desventajosa ubicación de la masa excéntrica.

El desplazamiento total de diseño, D_{TD} , y el desplazamiento total máximo, D_{TM} , de los elementos del sistema de aislamiento con distribución espacial uniforme de rigidez lateral no se tomará como menor de lo especificado por las ecuaciones. (Ec. 4.10) y (Ec. 4.11):

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (\text{Ec. 4.10})$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (\text{Ec. 4.11})$$

Donde:

D_D = Desplazamiento de diseño en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección considerada según lo estipulado por la Ecuación (Ec. 4.7).

D_M = Desplazamiento máximo en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección considerada según lo estipulado por Ecuación (Ec. 4.9).

y = distancia entre los centros de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés medido perpendicular a la dirección de carga sísmica considerada.

e = la excentricidad real medida en el plano entre el centro de masa de la estructura por encima de la interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, además de la excentricidad accidental, en metros (m.), tomada como el 5 % de la dimensión más larga en planta de la estructura perpendicular a la dirección de la fuerza en consideración.

b = la dimensión más corta de la planta de la estructura medida perpendicularmente a “d”.

d = la dimensión más larga de la planta de la estructura

Excepción: El desplazamiento total de diseño, D_{TD} , y el desplazamiento total máximo, D_{TM} , son permitidos a tomarse como menor que los valores prescritos en las ecuaciones. (Ec. 4.10) y (Ec. 4.11), respectivamente, pero no menos de 1,1 veces D_D y D_M , respectivamente,

siempre que el sistema de aislamiento demuestre con los cálculos que la configuración resiste la torsión.

A continuación, en la figura 4.21 se esquematiza el desplazamiento total de diseño y desplazamiento total máximo considerando la acción conjunta de los movimientos de traslación y rotación en una estructura, lo que no es real.

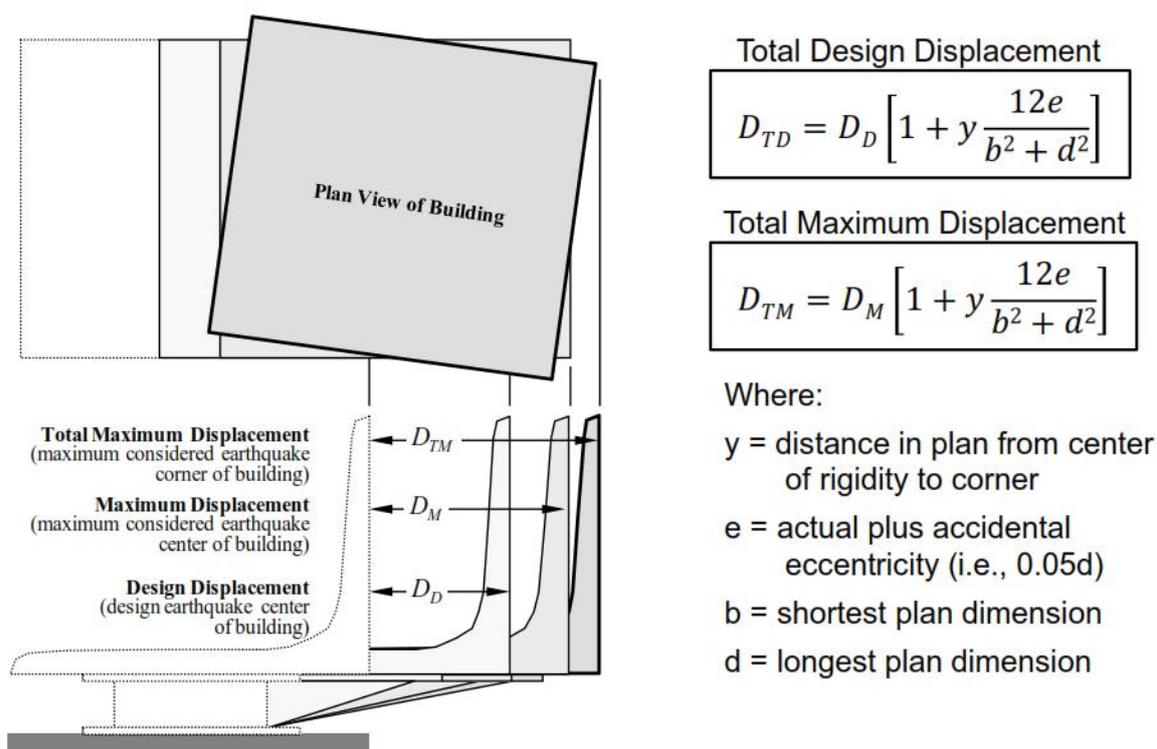


Figura 4.21: Desplazamiento total máximo D_{TD} y D_{TM}

Fuente: (Kircher, 2013)

Tabla 4.28: Cálculo del desplazamiento total de diseño y máximo para el aislador HDR

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	D_D	0.16	m
	D_M	0.33	m
D_{TD} 0.21 m	y	38.99	m
$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$	b	43.4	m
	d	74.00	m
	e	4.54	m
D_{TM} 0.43 m			

4.2.6.3. Rigidez horizontal total del sistema de aislación ($K_{H\ TOTAL}$).

Para ello utilizamos la ecuación prescrito en el ASCE SEI 7-10 dado por:

$$T_D = 2\pi\sqrt{\frac{W}{k_{D\min}g}} \quad (\text{Ec. 4.12})$$

Para nuestro caso de estudio:

Tabla 4.29: Cálculo de la rigidez horizontal total para el aislador HDR

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$K_{H\ Total} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g}$	W	13396.25	T.
	T_D	2.50	s.
	g	9.81	m/s ²
$K_{H\ Total}$ 8625.69 T/m			

4.2.6.4. Rigidez de cada aislador (K_H).

La rigidez horizontal de cada aislador se calcula dividiendo la rigidez horizontal del sistema de aislamiento entre el número total de aisladores. De acuerdo a ello se establece la siguiente expresión:

$$K_H = \frac{K_{H\ Total}}{N} \quad (\text{Ec. 4.13})$$

Siendo N, el número total de aisladores.

Tabla 4.30: Cálculo de la rigidez horizontal de cada aislador HDR

Fuente: Elaboración propia

FORMULA			DATOS	VALOR	UND.
$K_H = \frac{K_{HTotal}}{N}$			KHTotal	8625.69	T./m
			N	80.00	und.
K _H	107.82	T/m			

4.2.6.5. Área del aislador (A_b).

De acuerdo al (AASHTO. LRFD, 1998), artículo 14.7.5.3.2-1, con el esfuerzo admisible de compresión y la carga máxima (P), se establece el área del aislador, que viene dado por:

$$A_b = \frac{P}{f_c} \quad (\text{Ec. 4.14})$$

Donde:

P = carga axial total

F_c = esfuerzo de compresión admisible**Tabla 4.31: Cálculo del área del aislador HDR**

Fuente: Elaboración propia

FORMULA			DATOS	VALOR	UND.
$A_b = \frac{P}{f_c}$			P _{máx}	291.15	T.
			f _c	80.00	Kg/cm ²
Ab	3639.38	cm ²			

Tabla 4.32: Cálculo del diámetro exterior del aislador HDR

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$\pi \left[\frac{D_e^2}{4} - \frac{D_i^2}{4} \right] = A$	Di	0.10	m.
	A	0.3639	m ²
De			
teórico	0.69	m.	
De	0.70	m.	

4.2.6.6. Altura de la goma (tr).

“El máximo desplazamiento horizontal de diseño “D” está relacionada con la deformación lateral de corte máxima ‘Y según la siguiente expresión”. (Naeim & Kelly, 1999)

$$\gamma = \frac{D}{t_r} \quad (4.15)$$

Para nuestro caso de estudio:

Tabla 4.33: Cálculo de la altura de la goma del aislador HDR

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$\gamma = \frac{D}{t_r}$	D _D	0.13	m.
	γ	150	%
tr			
teórico	0.09	m.	
tr	0.15	m.	

4.2.6.7 Módulo de corte de la goma (G).

Según (Naeim & Kelly, 1999), “la propiedad mecánica más importante del cojinete de aislamiento es, por supuesto, su rigidez horizontal” y está dado por:

$$K_H = \frac{GA}{t_r}$$

(Ec. 4.16)

Esta fórmula matemática se determina según la figura 4.22.

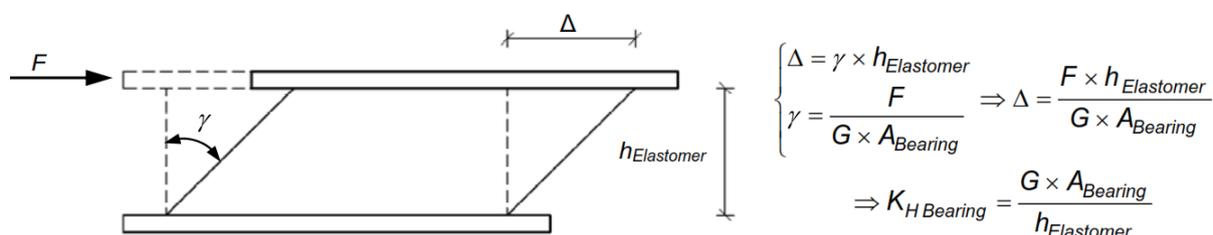


Figura 4.22: Evaluación de la rigidez horizontal para un aislador HDRB

Fuente: (Ribeiro, s.f.)

Tabla 4.34: Cálculo del módulo de corte de la goma para el aislador HDR

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$K_H = \frac{GA}{t_r}$	K_H	107.82	T/m
	$\pi \left[\frac{D_e^2}{4} - \frac{D_i^2}{4} \right] = A$	3769.91	cm ²
	$G \quad 4.38 \quad \text{Kg/cm}^2$	t_r	0.153

Como ejemplo, en la tabla 4.35 se muestra las propiedades de cuatro tipos de goma para aisladores, Los tres primeros son producidos por la Empresa Vulco S.A. y el cuarto tipo

corresponde a un proyecto experimental realizado por la Universidad de Chile en el Edificio Habitacional Andalucía.

El valor de G se verifica que este dentro de ciertos rangos típicos y posibles ofertas del mercado.

Tabla 4.35: Propiedades de las gomas especificadas para los aisladores

Fuente: Boroschek R. et al, 2005

Deformación de Corte [%]	Módulo de Corte de la Goma				Amortiguamiento de la Goma				
	G1 [Kg/cm ²] Compuesto 1	G2 [Kg/cm ²] Compuesto 2	G3 [Kg/cm ²] Compuesto 3	G4 [Kg/cm ²] Compuesto 4	Deformación de Corte [%]	e1 [Kg/cm ²] Compuesto 1	e2 [%] Compuesto 2	e3 [%] Compuesto 3	e4 [%] Compuesto 4
50	7.2	4.8	10.5	6.1	50	13	4	8.8	9.7
100	6	4.2	8.6	5.12	100	12	3.5	7.7	8.3
150	5	3.5	7.9	5.2	150	10	3.2	4.7	7.15

4.2.6.8 Factor de forma (S)

El factor de forma “S” es un parámetro adimensional que mide el “tamaño relativo” de una capa de goma y según (Naeim & Kelly, 1999): “S” se define como la razón entre el área cargada de la goma y el área que está libre de fuerza (libre de confinamiento a la expansión), tal como se muestra en la figura 4.23.

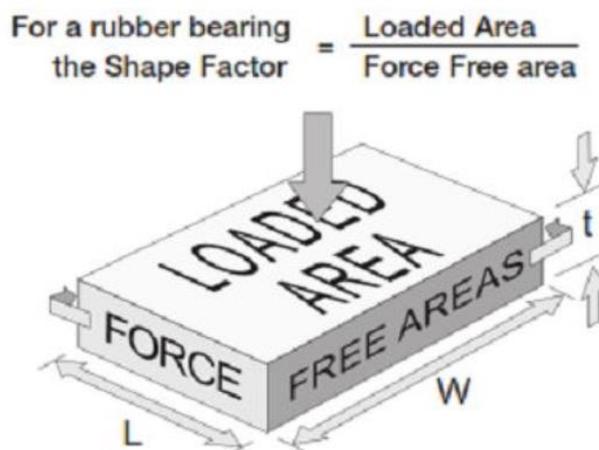


Figura 4.23: Factor de forma S

Fuente: (Aravinthan et al, 2015)

Para un aislador circular de diámetro “ ϕ ” y la capa de caucho de espesor “ t ”, según (FEMA 274, 1997), el factor de forma está dado por:

$$S = \frac{\phi}{4t} \quad (\text{Ec. 4.17})$$

Los aisladores elastoméricos sísmicos están diseñados generalmente con un factor de forma grande, típicamente de 12 a 20. (FEMA 274, 1997)

Para nuestro caso de estudio, asumimos para el aislador de alto amortiguamiento HDR: $S = 20$ y LRB : $S = 19$.

4.2.6.9. Espesor de la capa de goma (t).

Usamos la ecuación establecida en el FEMA 274.

$$S = \frac{\phi}{4t} \quad (\text{Ec.4.18})$$

Tabla 4.36: Cálculo del espesor de la capa de goma para el aislador HDR

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$S = \frac{\phi}{4t}$	ϕ	0.70	m.
	S	20.00	
t 9.00 mm.			

4.2.6.10 Número de capas de goma (n).

Utilizamos la relación: $n * t = tr$

Donde: tr = espesor total de la goma y t = espesor de la capa de goma

Para nuestro caso de estudio:

Tabla 4.37: Cálculo del número de capas de goma para el aislador HDR

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$n = tr / t$	t	9.00	mm.
	tr	0.15	m.
n = 17 capas			

Con lo que la nueva altura de goma es:

$$tr = n * t = 17 * 9 / 1000 = 0.153 \text{ m.}$$

4.2.6.11. Tensión de trabajo de las placas de acero (σ_s).

De acuerdo al valor asumido para el espesor de las placas de acero, t_s , se verifica que la tensión de trabajo no sobrepase el valor admisible.

$$\sigma_s \leq \sigma_{adm}$$

(Ec. 4.19)

Usando la expresión (Ec. 4.20), calculamos la tensión máxima en la placa de acero bajo compresión dada en (Shepherd & Billings, 1992).

$$\sigma_{s,max} = \left[\frac{t_1+t_2}{2t_s} \right] \left[\frac{1.5}{1+1/S^2} \right] \bar{\sigma}_c$$

(Ec. 4.20)

Donde “ t_1 ” y “ t_2 ” son los espesores de las capas elastoméricas en cada lado de la cuña de acero, “ S ” es el factor de forma del cojinete, y σ_c es el esfuerzo de compresión. Asimismo:

$$\sigma_{adm} = 0.75\sigma_y$$

(Ec. 4.21)

Para nuestro caso, el espesor asumido para las placas de acero es: $t_s = 3 \text{ mm}$

Tabla 4.38: Cálculo de la tensión de trabajo de las placas de acero del aislador HDR

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$\sigma_{s,\max} = \left[\frac{t_1+t_2}{2t_s} \right] \left[\frac{1.5}{1+1/S^2} \right] \bar{\sigma}_c$	$t_1 = t_2$	12	mm.
	t_s	3	mm.
	S	20	
$\sigma_{s,\max} \quad 478.80 \quad \text{Kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_c$	80	Kg/cm^2
$\sigma_s \leq \sigma_{adm} \quad \text{ok}$	σ_y	2400	Kg/cm^2
	$\sigma_{adm} = 0.75\sigma_y$	1800	Kg/cm^2

4.2.6.12. Altura total del aislador (H).

De acuerdo a la figura 4.24, tenemos:

$$h = n \cdot t_i + (n - 1) \cdot t_s$$

$$H = h + 2t_{ext}$$

(Ec. 4.22) / (Ec. 4.23)

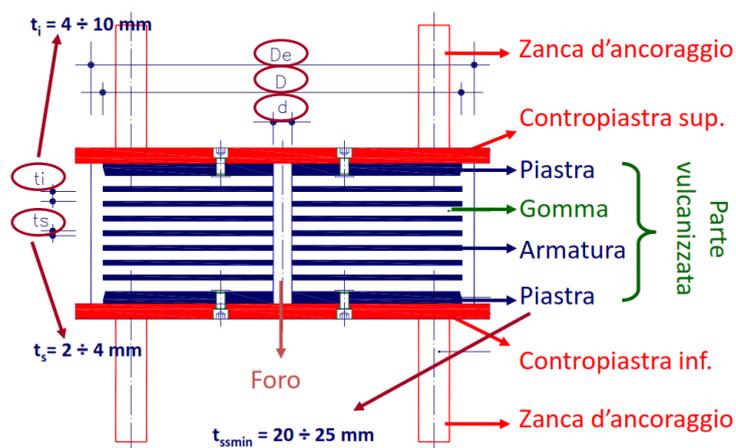


Figura 4.24: Componentes y dimensiones de un aislador HDR

Fuente: (Clemente, 2010)

Tabla 4.39: Cálculo de la altura total del aislador HDR

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$H = h + 2t_{\text{ext.}}$ H 0.267 m.	$n * t$	153	mm.
	$(n - 1) * t_s$	48	mm.
	$h=n*t+(n-1)*t_s$	201	mm.
	$t_{(\text{planchas ext.})}$	33	mm.

4.2.6.13. Rigidez vertical (K_v).

Los aisladores elastoméricos tienen rigidez vertical limitada que afecta a la respuesta vertical de la estructura aislada. La rigidez vertical, “kv”, de un aislador elastomérico se puede obtener usando la siguiente fórmula establecida en FEMA 274:

$$k = \frac{P}{\delta} = \frac{E_c \cdot A}{n \cdot t} \quad (\text{Ec. 4.24})$$

Donde: P = carga vertical; d = desplazamiento vertical; E_c = módulo de compresión del elastómero; A= área de la sección transversal del aislador; n = número de capas elastoméricas y t = espesor de cada capa.

Aunque se han propuesto una serie de relaciones empíricas aproximadas para el cálculo del módulo de compresión, la expresión correcta para aisladores circulares según (FEMA 274, 1997) es:

$$E_c = \left(\frac{1}{6G_{\text{eff}}S^2} + \frac{4}{3K} \right)^{-1} \quad (\text{Ec. 4.25})$$

Donde: “K” es el módulo volumétrico (típicamente se supone que tiene un valor de 2,000 MPa.) y “S” es el factor de forma.

Tabla 4.40: Cálculo de la rigidez vertical del aislador HDR

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$E_c = \left(\frac{1}{6G_{eff}S^2} + \frac{4}{3K} \right)^{-1}$ $k = \frac{P}{\delta} = \frac{E_c \cdot A}{n \cdot t}$	A	0.3770	m ²
	n* t	0.153	m.
	S	20	
	G	4.38	Kg/cm ²
	K	200000	T/m ²
	Ec	61806.21	T/m ²
Kv 152294 T/m			

4.2.6.14. Frecuencia vertical (Fv).

Se debe verificar que el sistema de aislación posea una rigidez vertical mínima de manera de disminuir deformaciones verticales y amplificaciones de las aceleraciones, esto se logra con una frecuencia vertical que sea superior a 10 Hz. En el cálculo de la frecuencia vertical, si su valor es menor a 10 Hz, se debe revisar el espesor de la capa de goma.

La frecuencia vertical (fv) se calcula a partir de la expresión dada en (Naeim & Kelly, 1999, p. 97):

$$S \approx \frac{1}{\sqrt{6}} \frac{f_V}{f_H} \quad (\text{Ec. 4.26})$$

Siendo: “S”= factor de forma y “f_H” la frecuencia horizontal.

Tabla 4.41: Cálculo de la frecuencia vertical del aislador HDR

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$S \approx \frac{1}{\sqrt{6}} \frac{f_v}{f_H}$ $F_v = 19.60 \text{ Hz}$ $f_v > 10 \text{ Hz}$ ok	S	20	
	T _D	2.50	s.
	F _H = 1 / T _D	0.400	s ⁻¹

4.2.6.15. Verificación de la rigidez horizontal (K_H) y del periodo objetivo (T_D).

El dimensionamiento de los aisladores es iterativo, hasta cumplir con las especificaciones y valores coherentes del periodo objetivo, amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento, módulo de corte, factor de forma y rigidez en los aisladores.

*Rigidez horizontal del aislador***Tabla 4.42: Verificación de la rigidez horizontal del aislador HDR**

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$K_H = \frac{GA}{t_r}$ $K_H = 107.93 \text{ T/m}$	G	4.38	Kg/cm ²
	A	0.3770	m ²
	tr _(final)	0.153	m.

Periodo objetivo del aislador

Tabla 4.43: Verificación del periodo objetivo con el aislador HDR

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$K_{HTotal} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g}$ $T_D = 2.50 \text{ s.}$	W	13396.25	T.
	g	9.81	m/s ²
	K _H	107.93	T/m
	N	80	und.
	K _{HTotal} = K _H * N	8634.40	T/m

El periodo T_D es 2.50 s. igual al periodo objetivo de 2.50 s. ok

4.2.6.16. Deformación angular máxima. (γ_{\max}).

En (Arriagada, 2005, p. 69), la deformación angular máxima “está dada por la suma de las deformaciones angulares asociadas al corte, compresión y flexión del aislador, sin embargo esta última se puede despreciar por la poca influencia en comparación con las otras”, las siguientes son las expresiones que controlan este estado:

$$\gamma_t = \gamma_c + \gamma_a + \gamma_s \leq 5$$

(Ec. 4.27)

$$\gamma_{\max} = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_b \approx \gamma_s + \gamma_c$$

(Ec. 4.28)

$$\gamma_b = 6S\epsilon_b$$

(Ec. 4.29)

$$\gamma_s = \frac{D_M}{H_r}$$

(Ec. 4.30)

Para la verificación de la adherencia elastómero-acero es apropiado, por otra parte, que la deformación por corte en los movimientos sísmicos se limite a lo siguiente:

$$\gamma_s \leq 2 \quad : \quad \gamma_c = 6S\epsilon_c \quad \epsilon_c = \sigma / E_c \quad (\text{Ec. 4.31}) / (\text{Ec. 4.32}) / (\text{Ec. 4.33})$$

Esta es la máxima deformación a compresión desarrollada en los bordes de la almohadilla de goma y, a menudo utilizada en el diseño (Naeim & Kelly, 1999, pág. 96), Asimismo, el módulo de compresión efectiva está dado por la ecuación obtenida de (Gent, 2011, p. 228).

$$E_c = E_0 (1 + 2\phi S^2) \quad (\text{Ec. 4.34})$$

Dónde “E₀” es el módulo de Young (véase la tabla 7.26), “Φ” es el coeficiente de compresión del elastómero (véase el tabla 7.26), “S” es el factor de forma. El coeficiente “Φ” es una propiedad del material determinado empíricamente, que se incluye para corregir la desviación experimental a partir de ecuaciones teóricas. La Tabla 4.44 nos da valores de Φ.

Tabla 4.44: Propiedades mecánicas de la goma

Fuente: Gent, 2011

Shear modulus, <i>G</i> (kPa)	Young's modulus, <i>E</i> ₀ (kPa)	Bulk modulus, <i>E</i> _b (MPa)	Material compressibility coefficient, <i>φ</i>
296	896	979	0.93
365	1158	979	0.89
441	1469	979	0.85
524	1765	979	0.80
621	2137	1,007	0.73
793	3172	1,062	0.64
1034	4344	1,124	0.57
1344	5723	1,179	0.54
1689	7170	1,241	0.53
2186	9239	1,303	0.52

$$\gamma_{\max} \text{propuesto} = \frac{0.85\epsilon_b}{F.S} \quad (\text{Ec. 4.35})$$

En donde ϵ_b se considera por lo general igual a 5.5 y el factor de seguridad igual o superior a 1.5. Se debe cumplir:

$$\gamma_{\max} \leq \gamma_{\max} \text{ Propuesto} \quad (\text{Ec. 4.36})$$

Si no se cumple la condición, se debe cambiar la altura de la goma.

Tabla 4.45: Cálculo de la deformación angular máxima del aislador HDR

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$\gamma_s = \frac{D_M}{H_r} \quad \gamma_s \leq 2$	D_M	0.33	m.
	tr(final)	153	mm
$E_c = E_0 (1 + 2\phi S^2)$	Y_s	2.16	
	E_0 (tabla)	14.69	Kg/cm ²
$\gamma_c = 6S\epsilon_c$	ϕ (tabla)	0.85	
	S	20	
$\gamma_{\max} = \gamma_s + \gamma_c$	E_c	10003.89	Kg/cm ²
	Pmáx	291.15	T.
$\gamma_{\max} \text{propuesto} = \frac{0.85\epsilon_b}{F.S}$	A	3769.91	cm ²
	$\sigma = P_{\max} / A$	77.23	Kg/cm ²
$\gamma_{\max} \leq \gamma_{\max} \text{ Propuesto}$	$\epsilon_c = \sigma / E_c$	0.008	
	Y_c	0.96	
	Y_{\max}	3.12	
	ϵ_b	5.5	
	F.S.	1.50	
	$Y_{\max} \text{ prop.}$	3.12	

4.2.6.17. Carga crítica de pandeo (P_{crit}).

La verificación queda satisfecha cuando la relación entre el $P_{crítico}$ y la carga normal W que actúa sobre el aislador es mayor que un determinado coeficiente de seguridad definido por el reglamento de aplicación.

Considere el cojinete como una columna de longitud h con un área de sección transversal A y definir la rigidez de corte por unidad de longitud como $P_s = G \cdot A_s$, donde A_s es el área de corte efectiva establecida en (Naeim & Kelly, 1999, p. 121), dada por:

$$A_S = A \frac{h}{t_f} \quad (\text{Ec. 4.37})$$

y la carga de pandeo de Euler para una columna sin deformación de corte es

$$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{h^2} \quad (\text{Ec. 4.38})$$

La situación habitual para un cojinete en un sistema de aislamiento se muestra en la Figura 4.25. El cojinete está limitado contra la rotación en ambos extremos y es libre de moverse hacia los lados en la parte superior. El resultado para la carga crítica de pandeo P_{crit} es la solución de la ecuación dada en (Naeim & Kelly, 1999, p. 122):

$$P^2 + PP_S - P_S P_E = 0 \quad (\text{Ec. 4.39})$$

$$P_{crit} = \frac{-P_S + \sqrt{P_S^2 + 4P_S P_E}}{2} \quad (\text{Ec. 4.40})$$

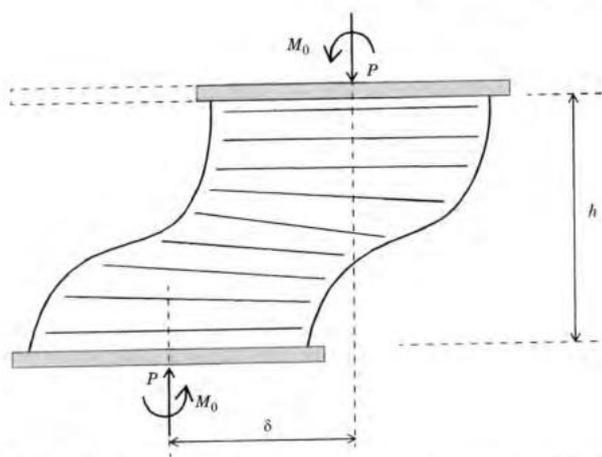


Figura 4.25: Condiciones de borde para un cojinete de aislamiento bajo una carga vertical "P"

Fuente: Kelly J. et al, 1999

Según (Naeim & Kelly, 1999, p. 98), para un aislador circular con un agujero central, tenemos

$$(EI)_{ef} = 2GS^2I \frac{(b+a)^2}{b^2-a^2} \quad (\text{Ec. 4.41})$$

$$\text{con } I = \pi \frac{b^4 - a^4}{4} \quad (\text{Ec. 4.42})$$

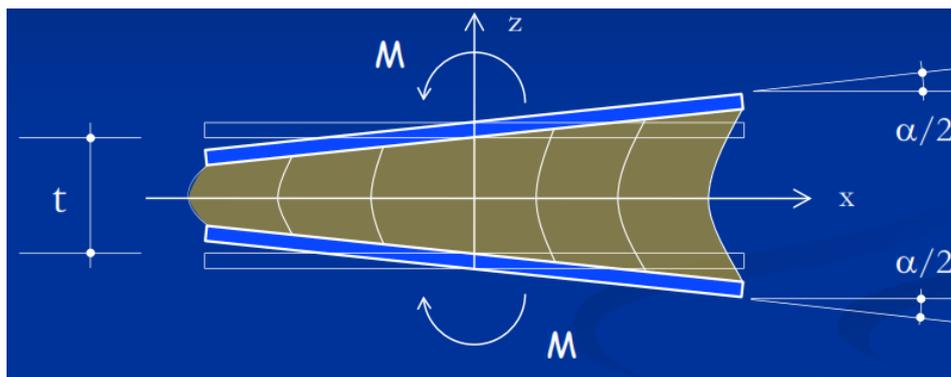


Figura 4.26: Comportamiento a flexión de un aislador elastomérico

Fuente: Kelly J. et al, 1999

Donde “I” es el momento de inercia respectivo del aislador

Para un aislador circular:

$$(EI)_{ef} = \frac{E_c I}{3} \quad (\text{Ec. 4.43})$$

Para un aislador cuadrado:

$$(EI)_{ef} = 0.329 E_c I \quad (\text{Ec. 4.44})$$

De acuerdo a (Naeim & Kelly, 1999, p. 124), el factor de seguridad contra pandeo FS, se define por:

$$\frac{P_{crit}}{P_{Max}} \geq F.S. \quad (\text{Ec. 4.45})$$

Siendo $P_{m\acute{a}x}$ = carga máxima soportada por el aislador.

Verificación de la carga crítica

La carga vertical máxima que actúa sobre un aislador debe ser inferior a la carga crítica dividida por un factor de seguridad $FS = 2$.

$$\frac{P_{crit}}{P_{Max}} \geq F.S \Rightarrow F.S \approx 2$$

(Ec. 4.46)

Si no se cumple la condición de pandeo se debe cambiar el diámetro o la altura de la goma.

Tabla 4.46: Cálculo de la carga crítica de pandeo para el aislador HDR

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$A_S = A \frac{h}{t_r}$	A	3769.91	cm ²
	h	201	mm
	tr(final)	153	mm
$(EI)_{ef} = \frac{E_c I}{3}$	As	4952.63	cm ²
	G	4.38	Kg/cm ²
$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{h^2}$	Ps = G * As	21.69	T.
	I	1178097.25	cm ⁴
$P_{crit} = \frac{-P_S + \sqrt{P_S^2 + 4P_S P_E}}{2}$	Ec	61806.21	T/m ²
	(EI)ef	2427124.20	T/cm ²
$\frac{P_{crit}}{P_{Max}} \geq F.S \Rightarrow F.S \approx 2$	PE	59292.48	T
	Pcrít.	1123.25	T
OK	Pmáx	291.15	T.
	Pcrit./Pmáx	3.86	

4.2.6.18. Verificación al volcamiento (Roll-Out).

Es una condición inestable asociada a desplazamientos laterales grandes tal que limita el máximo desplazamiento lateral que el aislador puede soportar.

Al diseñar un sistema de aislamiento con elastómero que utilice el tipo de conexiones por corte se debe tener en cuenta la estabilidad contra el volcamiento del aislador. El "roll out", se asocia con el desplazamiento lateral y pone un límite al desplazamiento máximo que el cojinete puede soportar. El cojinete es inestable en el sentido de que más allá de este desplazamiento la curva de fuerza-desplazamiento tiene una pendiente decreciente. (Naeim & Kelly, 1999, pp. 133-134)

En la figura 4.27.a se muestra un modelo simplificado de un aislador deformado donde "b" es el ancho del aislador ("Φ" si es circular) y una altura "h", sujeto a una carga vertical "P" y a una fuerza horizontal "F_H" la cual produce un desplazamiento horizontal "δ". Asumiendo que no existe cambio en la altura "h" del aislador, esta configuración deformada conducirá a una inminente inestabilidad por volcamiento. En este estado, la suma de momentos alrededor del punto "O", es igual a cero como vemos en la ecuación (Ec. 4.47).

$$P(b - \delta_{\max}) = hF_H$$

(Ec. 4.47)

En (Naeim & Kelly, 1999, p. 134), la relación entre la fuerza lateral "F_H" y el desplazamiento "δ" se muestra en la Fig. 4.27.b. Tomando F_H = K_H* δ y reemplazando en la ecuación (Ec. 4.47). obtenemos:

$$\frac{\delta_{\max}}{b} = \frac{P}{P + K_H h}$$

(Ec. 4.48)

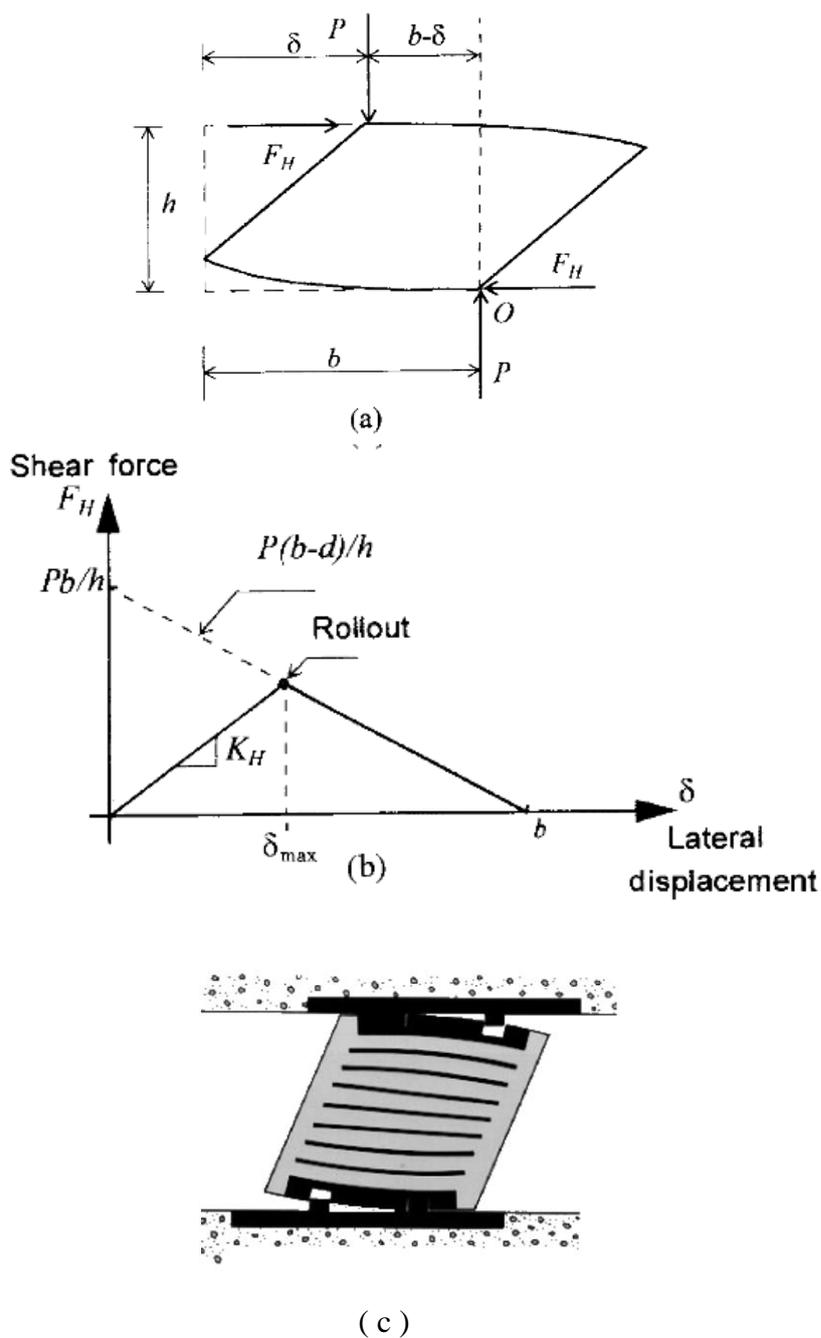


Figura 4.27: Mecánica de volcamiento para aisladores con conexión por corte

Fuente: Kelly J. et al, 1999

En (Arriagada, 2005), el factor de seguridad es importante verificar si el aislador está conectado a la estructura por medio de llaves de corte (“dowel type”) o clavijas, ya que en este caso es más factible que se produzca el fenómeno. Si el aislador está conectado por medio de pernos, este factor de seguridad no adquiere tanta importancia, porque el tipo de conexión evita el volcamiento,

pero de todas maneras se considera recomendable que el factor de seguridad sea mayor que uno. (p. 71)

$$F.S = \frac{D_{Max}}{D_D}$$

(Ec. 4.49)

Tabla 4.47: Verificación al volcamiento para el aislador HDR

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$\frac{\delta_{max}}{b} = \frac{P}{P + K_H h}$	Pmín.	36.20	T.
Dmáx 0.44 m.	h	201	mm.
$F.S = \frac{D_{Max}}{D_D}$	K _H	107.93	T/m
F.S. 2.75 ≥ 1 OK	b	0.70	m.
	D _D	0.16	m.

4.2.6.19. Configuración final del aislador HDR.

A continuación, se muestra el gráfico con las dimensiones definitivas del aislador HDR

en mm.

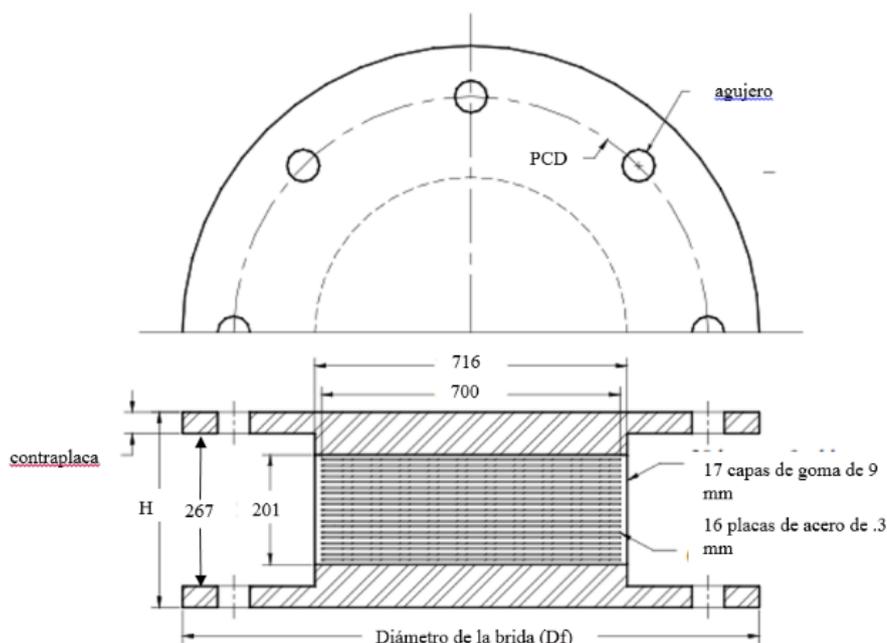


Figura 4.28: Dimensiones definitivas del aislador con alto amortiguamiento HDR

Fuente: Elaboración propia

4.2.7. Características mecánicas de los aisladores elastoméricos con corazón de plomo (LRB)

4.2.7.1. Amortiguamiento efectivo del sistema (β).

Para el caso del aislador de alto amortiguamiento HDR se utiliza $\beta = 12\%$ y para el aislador con núcleo de plomo LRB se utiliza $\beta = 20\%$, si el sistema de aislamiento está conformado por ambos aisladores, debemos promediar los amortiguamientos para unir los efectos:

Tabla 4.48: Cálculo del amortiguamiento efectivo inicial del sistema de aislación

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$B = \frac{(B*N)_{HDR} + (B*N)_{LRB}}{N}$ $B = 16\%$ $B_D = 1.38 \text{ (tabla)}$	B_{HDR}	12	%
	B_{LRB}	20	%
	N_{HDR}	40	und.
	N_{LRB}	40	und.
	N	80	und.

4.2.7.2. Desplazamiento de diseño LRB (D_D).

Tabla 4.49: Cálculo del desplazamiento de diseño con HDR y LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$D_D = \frac{g S_{D1} T_D}{4\pi^2 B_D}$ $D_D = 0.16 \text{ m}$	g	9.81	m/s ²
	$S_{D1(DBE)} = Z_{DBE} UCS$	0.35	
	Z	0.35	
	U	1	
	C	1	
	S	1	

4.2.7.3. Desplazamiento máximo LRB (D_M).

Tabla 4.50: Cálculo del desplazamiento máximo con HDR y LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$D_M = \frac{g S_{M1} T_M}{4\pi^2 B_M}$	g	9.81	m/s ²
	$S_{M1} = Z_{MCE} UCS$	0.6	
	Z	0.6	
	U	1	
	C	1	
	S	1	
D_M 0.32 m			

4.2.7.4. Rigidez horizontal total del sistema de aislación LRB ($K_{H\text{ TOTAL}}$).

Tabla 4.51: Cálculo de la rigidez horizontal total con HDR y LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$K_{H\text{ Total}} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g}$	W	13396.25	T.
	T_D	2.50	s.
	g	9.81	m/s ²
$K_{H\text{ Total}}$ 8625.69 T/m			

4.2.7.5. Rigidez de cada aislador LRB (K_H).

Tabla 4.52: Cálculo de la rigidez horizontal promedio para el aislador HDR y LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$K_H = \frac{K_{H\text{ Total}}}{N}$	$K_{H\text{ Total}}$	8625.69	T/m
	N	80.00	und.
K_H 107.82 T/m			

4.2.7.6. Área del aislador LRB (A_b).

Tabla 4.53: Cálculo del área del aislador LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$A_b = \frac{P}{f_c}$	Pmáx.	291.15	T.
	f_c	80.00	Kg/cm ²
Ab 3639.38 cm ²			

Tabla 4.54: Cálculo del diámetro exterior del aislador LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$\pi \left[\frac{D_e^2}{4} - \frac{D_i^2}{4} \right] = A$	Di	0.13	m.
	teórico 0.69 m. De 0.70 m.	A	0.3639 m ²

4.2.7.7. Diámetro del núcleo de plomo LRB (d_L).

El comportamiento lateral de fuerza - desplazamiento de un aislador de goma con núcleo de plomo puede ser idealizado por el lazo de histéresis bilineal que se muestra en la figura 4.29. (Constantinou, Kalpakkidis, Filiatrault, & Ecker Lay, 2011, p. 8)

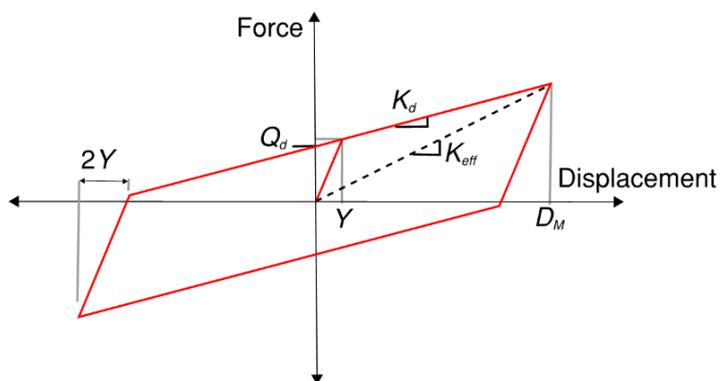


Figura 4.29: Idealización de la relación bilineal fuerza-desplazamiento de un aislador de goma con núcleo de plomo.

Fuente: Constantinou et al. 2011

Donde: Q_d es la fuerza característica, que es la fuerza del aislador en desplazamiento cero. Está relacionado con el área de plomo " A_L " y el esfuerzo de fluencia efectivo del plomo " σ_L ", según la siguiente expresión:

$$Q_d = A_L \sigma_L$$

(Ec. 4.50)

En la Tabla 4.55 adaptado del estudio de (Ozdemir, 2010, p. 57), se muestra los parámetros variables de la relación de la fuerza " Q " con el peso " W " soportado por los aisladores que es una medida del amortiguamiento efectivo y el periodo " T " basado en la rigidez post-elástico.

Tabla 4.55: Parámetros variables de la relación " Q / W "

Fuente: Ozdemir, 2010

Period, T (s)	3.5, 4.0, 4.5
Ratio strength to weight Q/W	0.08, 0.10, 0.12, 0.14
Yield displacement, D_y	10 mm

A partir de la ecuación (Ec. 4.50), obtenemos el diámetro del núcleo de plomo.

Tabla 4.56: Cálculo del diámetro del núcleo de plomo para el aislador LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$Q_d = A_L \sigma_L$	W	13396.25	T
	Q / W	0.08	
$A_L = 130.10 \text{ cm}^2$	N_{LRB}	40	und.
$A_L = \pi d^2 / 4$	N	80	und.
d = 0.13 m	Q	13.40	T
dreal = 0.135 m	σ_L	103	Kg/cm ²

4.2.7.8. Altura de la goma LRB (t_r).

Este valor es el mismo tanto para LRB como para HDR,

Tabla 4.57: Cálculo de la altura de goma para el aislador LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.	
$\gamma = \frac{D}{t_r}$	D _D	0.16	m.	
	teórico	0.11 m.	Y	150
tr	0.15 m.			

4.2.7.9. Módulo de corte de la goma LRB (G).

Tabla 4.58: Cálculo del módulo de corte de la goma para el aislador LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.	
$K_H = \frac{GA}{t_r}$	K _H	107.82	T/m	
	$\pi \left[\frac{D_e^2}{4} - \frac{D_i^2}{4} \right] = A$	3715.72	cm ²	
G	4.44 Kg/cm ²	tr	0.153	m.

4.2.7.10. Espesor de la capa de goma LRB (t).

Nuevamente este valor es el mismo para los dos sistemas.

Tabla 4.59: Cálculo del espesor de la capa de goma para el aislador LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$S = \frac{\phi}{4t}$	ϕ	0.70	m.
	S	19	
t 9.00 mm.			

4.2.7.11. Factor de forma LRB (S).

Utilizamos la definición de S como la relación entre el área cargada de la goma y el área que está libre de fuerza.

$$S = \frac{D^2 - d_p^2}{4Dt_r}$$

(Ec. 4.51)

Tabla 4.60: Cálculo del factor de forma para el aislador LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$S = (D^2 - d_L^2) / 4Dt$	D	0.70	m.
	d	0.13	m.
	t	9	mm.
S 19			

4.2.7.12. Número de capas de goma LRB (n).**Tabla 4.61: Cálculo del número de capas de goma del aislador LRB**

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$n = tr / t$	t	9.00	mm.
	tr	0.15	m.
n 17.00 capas			

Con lo que la nueva altura de goma es:

$$tr = n * t = 17 * 9 / 1000 = 0.153 \text{ m.}$$

4.2.7.13. Tensión de trabajo de las placas de acero LRB (σ_s).

Tabla 4.62: Cálculo de la tensión de trabajo para la placa de acero del aislador LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$\sigma_{s,\max} = \left[\frac{t_1+t_2}{2t_s} \right] \left[\frac{1.5}{1+1/S^2} \right] \bar{\sigma}_c$	t1 = t2	9.00	mm.
	ts	3	mm.
$\sigma_{s,\max} = 359.01 \text{ Kg/cm}^2$	S	19	
	$\bar{\sigma}_c$	80	Kg/cm ²
$\sigma_s \leq \sigma_{adm} \text{ ok}$	$\bar{\sigma}_y$	2400	Kg/cm ²
	$\sigma_{adm} = 0.75\sigma_y$	1800	Kg/cm ²

4.2.7.14. Altura total del aislador LRB (H).

Tabla 4.63: Cálculo de la altura total del aislador LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$H = h + 2t_{\text{ext.}}$	n * t	153	mm.
	(n - 1) * ts	48	mm.
H = 0.267 m.	$h = n*t + (n - 1)*ts$	201	mm.
	t(planchas ext.)	33	mm.

4.2.7.15. Rigidez post fluencia (K2) y rigidez efectiva (Keff) del aislador con núcleo de plomo.

Para la modelación de estructuras con aisladores con núcleo de plomo es indispensable conocer las rigideces K1, K2 y Keff.

Según (Naeim & Kelly, 1999), los aisladores con núcleo de plomo siempre se modelan como elementos bilineales, con sus características en base a tres parámetros: K_1 , K_2 , y Q (como se muestra en la Figura 4.30). La rigidez elástica K_1 es difícil de medir y se toma generalmente de manera empírica como un múltiplo de la rigidez post-fluencia K_2 , que se puede estimar con precisión a partir del módulo de corte de la goma y el diseño del aislador. La fuerza característica Q es la intersección de la curva de histéresis y el eje de fuerza, se estima con precisión a partir de la tensión de fluencia del plomo [10,3 MPa (1500 psi)] y el área del núcleo de plomo. (p. 100)

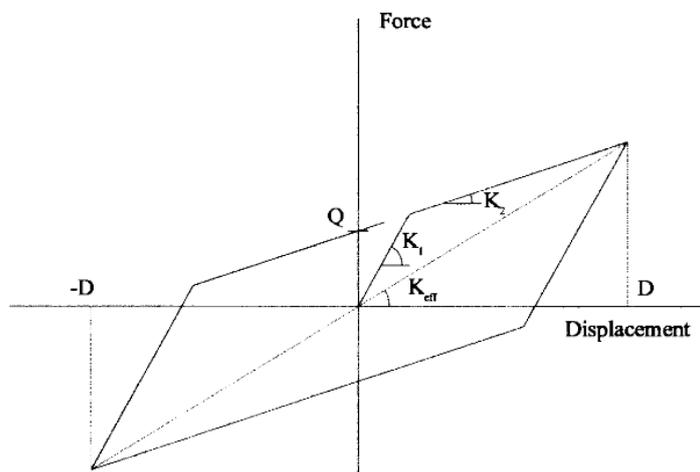


Figura 4.30: Parámetros básicos de la curva de histéresis

Fuente: Kelly J. et al, 1999

Asimismo, (Naeim & Kelly, 1999, p. 100) precisa que la rigidez efectiva de un aislador con núcleo de plomo, que se define en función de las cargas de pico a pico, reduce de manera constante con el desplazamiento. En términos de los parámetros básicos K_1 , K_2 , y Q , que está dado por.

$$K_{\text{eff}} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad D \geq D_y$$

(Ec. 4.52)

Donde D_y es el desplazamiento de fluencia.

“La rigidez post-fluencia, es típicamente superior que la rigidez por corte del aislador sin el núcleo de plomo”. (FEMA 274, 1997, p. 328):

$$k_p = \frac{A_r G f_L}{\Sigma t}$$

(Ec. 4.53)

Donde f_L es un factor mayor que la unidad. Típicamente, es 1.15, y la rigidez elástica oscila entre 6,5 a 10 veces la rigidez post fluencia.

Tabla 4.64: Cálculo de la rigidez post fluencia y rigidez efectiva del aislador LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$k_p = \frac{A_r G f_L}{\Sigma t}$	A	3715.72	cm ²
	G	4.44	Kg/cm ²
	tr	153	mm.
$Q_d = A_L \sigma_L$	fL	1.15	
	K ₂ =K _p	124.00	T/m
$K_{\text{eff}} = K_2 + \frac{Q}{D}$	D _M	0.32	m.
	Q _d	14.74	T.
$K_i = (6.5 \text{ a } 10) K_p$	K _{eff}	170.06	T/m
	K ₁	806.00	T/m

4.2.7.16. Desplazamiento de fluencia (D_y) y fuerza de fluencia (F_y) del aislador.

Según (FEMA 274, 1997), para los aisladores de goma con núcleo de plomo en el que la rigidez elástica es aproximadamente igual a 6,5K_p, el desplazamiento de fluencia se puede estimar como:

$$D_y = \frac{Q}{5.5k_p} \quad (\text{Ec. 4.54})$$

La fuerza de fluencia viene dado por:

$$F_y = Q + k_p D_y \quad (\text{Ec. 4.55})$$

El amortiguamiento efectivo B_{eff} para $D \geq D_y$ se define como

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{\text{area of hysteresis loop}}{2\pi K_{\text{eff}} D^2} \quad (\text{Ec. 4.56})$$

Utilizando la definición de B_{eff} y la ecuación (Ec. 4.52) para K_{eff} . Tenemos la siguiente expresión planteada en (Naeim & Kelly, 1999).

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{4Q(D - D_y)}{2\pi K_{\text{eff}} D^2} \quad (\text{Ec. 4.57})$$

Asimismo, el área del bucle de histéresis W_D (la energía disipada por ciclo), está dado en (Naeim & Kelly, 1999) de la siguiente manera:

$$W_D = 4Q(D - D_y) \quad (\text{Ec. 4.58})$$

De las dos ecuaciones anteriores obtenemos:

$$W_D = 2\pi K_{\text{eff}} D^2 B_{\text{eff}} \quad (\text{Ec. 4.59})$$

Cuando el β_{eff} es diferente al estimado β_m . el procedimiento iterativo se empieza a partir de la relación Q_d/W en donde se le asigna un valor entre el rango recomendado y a partir

de este se determinan los diámetros de plomo y los parámetros de amortiguamiento y rigidez efectiva.

Tabla 4.65: Cálculo del desplazamiento de fluencia y fuerza de fluencia del aislador LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$D_y = \frac{Q}{5.5k_p}$	Q	14.74	T.
	Kp	124.00	T/m
$F_y = Q + k_p D_y$	Dy	0.022	m.
	Fy	17.42	T.

4.2.7.17. Verificación del amortiguamiento del sistema aislado HDR + LRB.

Tabla 4.66: Verificación del amortiguamiento efectivo del sistema con HDR y LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$\beta_{\text{eff}} = \frac{4Q(D - D_y)}{2\pi K_{\text{eff}} D^2}$	Q	14.74	T
	D _M	0.32	m.
	D _y	0.022	m.
	Beff	16.08 %	
	K2	170.06	T/m

Como se puede observar, es prácticamente igual al valor inicial asumido de 16 %, por lo que se concluye la iteración.

4.2.7.18. Rigidez vertical LRB (K_v).

Para determinar la rigidez vertical del aislador LRB, a la rigidez vertical del aislador HDR le sumamos la rigidez vertical otorgada por el núcleo de plomo.

$$K_v = K_v(\text{HDR}) + K_v(\text{NUCLEO DE PLOMO})$$

Rigidez Vertical con contribución del núcleo de plomo.

$$K_v = \frac{E_c A}{H_r} + \frac{E_l A_p}{H_l} \quad (\text{Ec. 4.60})$$

Tabla 4.67: Cálculo de la rigidez vertical del aislador LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$E_c = \left(\frac{1}{6G_{eff} S^2} + \frac{4}{3K} \right)^{-1}$	A	0.3716	m2
	n* t	0.153	m.
$k = \frac{P}{\delta} = \frac{E_c \cdot A}{n \cdot t}$	S	12	
	G	4.44	Kg/cm2
$K_{V(\text{HDR})} = 74195.89 \text{ T/m}$	K	200000	T/m2
	Ec	30548.90	T/m2
$K_v = \frac{E_c A}{H_r} + \frac{E_l A_p}{H_l}$	A _L	0.0143	m2
	E _L	1.40E+06	T/m2
	H _L	0.201	m.
	$K_{V(\text{LRB})}$	173797.88	T/m

4.2.7.19. Frecuencia vertical LRB (f_v).

Tabla 4.68: Cálculo de la frecuencia vertical del aislador LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$S \approx \frac{1}{\sqrt{6}} \frac{f_v}{f_H}$	S	19	
	T _D	2.50 s.	
$f_{V(\text{LRB})} = 18.62 \text{ Hz}$	$f_H = 1/T_D$	0.400	s ⁻¹
$f_v = (f_{V(\text{LRB})} + f_{V(\text{HDR})}) / 2$	$f_{V(\text{HDR})}$	19.6	Hz
$f_v = 19.11 \text{ Hz}$			
$f_v > 10 \text{ Hz}$			
ok			

4.2.7.20. Verificación de la rigidez horizontal (K_H) y del periodo objetivo para LRB

(T_D).

Rigidez horizontal (K_H)

Tabla 4.69: Verificación de la rigidez horizontal promedio de los aisladores HDR y LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$K_H = \frac{GA}{t_r}$	G	4.44	Kg/cm ²
	A	0.3716	m ²
	tr(final)	0.153	m.
K_H 107.84 T/m			

Periodo objetivo (T_D)

Tabla 4.70: Verificación del periodo objetivo con los aisladores HDR y LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$K_{HTotal} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g}$	W	13396.25	T.
	g	9.81	m/s ²
	K_H	107.84	T/m
	N	80	und.
	$K_{HTotal} = K_H * N$	8627.2	T/m
T_D 2.50 s.			

El periodo T_D es 2.50 s. igual al periodo objetivo de 2.50 s. ok

4.2.7.21. Deformación angular máxima LRB. (γ_{\max}).

Tabla 4.71: Cálculo de la deformación angular máxima para el aislador LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$\gamma_s = \frac{D_M}{H_r} \quad \gamma_s \leq 2$	D_M	0.32	m.
	tr(final)	153	mm
$E_c = E_0 (1 + 2\phi S^2)$	Y_s	2.09	
	E_0 (tabla)	14.69	Kg/cm ²
	ϕ (tabla)	0.85	
$\gamma_c = 6S\epsilon_c$	S	19	
	E_c	9029.943	Kg/cm ²
$\gamma_{\max} = \gamma_s + \gamma_c$	P_{\max}	291.15	T.
	A	3715.72	cm ²
$\gamma_{\max}^{\text{propuesto}} = \frac{0.85\epsilon_b}{F.S}$	$\sigma = P_{\max} / A$	78.36	Kg/cm ²
	$\epsilon_c = \sigma / E_c$	0.009	
$\gamma_{\max} \leq \gamma_{\max}^{\text{Propuesto}}$	Y_c	1.03	
	Y_{\max}	3.12	
	ϵ_b	5.5	
	F.S.	1.50	
	$Y_{\max}^{\text{prop.}}$	3.12	

4.2.7.22. Carga crítica de pandeo LRB (P_{crit}).

Tabla 4.72: Cálculo de la carga crítica de pandeo con el aislador LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$A_s = A \frac{h}{t_r}$	A	3715.72	cm ²
	h	201	mm
$(EI)_{\text{ef}} = \frac{E_c I}{3}$	tr(final)	153	mm
	A_s	4881.44	cm ²
$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{\text{ef}}}{h^2}$	G	4.44	Kg/cm ²
	$P_s = G * A_s$	21.67	T.
$P_{\text{crit}} = \frac{-P_s + \sqrt{P_s^2 + 4P_s P_E}}{2}$	I	1177186.13	cm ⁴
	E_c	58599.90	T/m ²
$\frac{P_{\text{crit}}}{P_{\text{Max}}} \geq F.S \Rightarrow F.S \approx 2$	(EI)ef	2299432.98	T/cm ²
	P_E	56173.1	T
OK	$P_{\text{crit.}}$	1092.52	T
	P_{\max}	291.15	T.
	$P_{\text{crit.}}/P_{\max}$	3.75	

4.2.7.23. Verificación al volcamiento LRB (Roll-out).

Tabla 4.73: Verificación al volcamiento con el aislador LRB

Fuente: Elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$\frac{\delta_{\max}}{b} = \frac{P}{P + K_H h}$	Pmín.	36.20	T.
	h	201	mm.
Dmáx 0.44 m.	K _H	107.84	T/m
$F.S. = \frac{D_{Max}}{D_D}$	b	0.70	m.
	D _D	0.16	m.
	F.S. 2.75 ≥ 1 OK		

4.2.7.24. Configuración final del aislador LRB.

A continuación, se muestra las dimensiones definitivas del aislador LRB

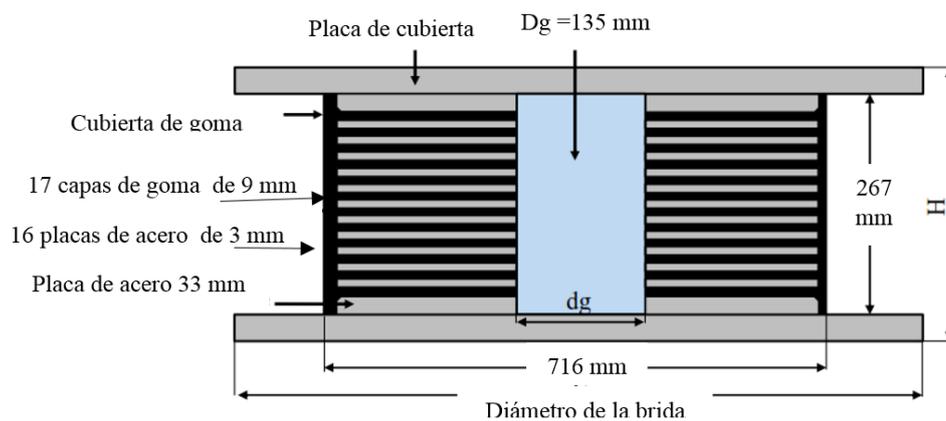


Figura 4.31: Dimensiones definitivas del aislador con núcleo de plomo LRB

Fuente: Elaboración propia

4.2.8. Resumen de datos para el ingreso al software.

Ahora presentaremos las características que se usan para las propiedades lineales y no lineales de los elementos link que definen los aisladores “Rubber Isolators” en el software ETABS 2015, cuyos detalles se ven más adelante.

- Para el caso del sistema de aislamiento con sólo aisladores HDR:

Del diseño tenemos los siguientes datos:

Tabla 4.74: Resumen de propiedades del aislador HDR actuando en el sistema de aislación sin el LRB

Fuente: elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$W_D = 2\pi K_H D^2 \xi$	Keff	107.93	T/m.
	D_D	0.16	m.
	Hr	0.153	m.
$W_D = 4Q(D - D_y)$	$D_y = 01Hr$	0.0153	m.
	$K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D}$	Beff	0.12
$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$	W_D	2.08	T*m
	Q	3.59	T.
	K2	85.49	T/m.
$F_y = Q + K_2 D_y$	K1	320.13	T/m.
	Fy	4.90	T
$C = \frac{W_D}{\pi D^2 \omega}$	$w = 2\pi/T_D$	2.51	rad/s.
	C	10.30	T*s/m.
	K2/K1	0.267	

- Para el caso donde están conjuntamente LRB y HDR:

Propiedades de HDR.

Tabla 4.75: Resumen de propiedades del aislador HDR actuando conjuntamente con el LRB

Fuente: elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$W_D = 2\pi K_H D^2 \xi$	Kefff	107.84	T/m.
	D _D	0.16	m.
	Hr	0.153	m.
$W_D = 4Q(D - D_y)$	Dy = 01Hr	0.0153	m.
	Beff	0.12	
$K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D}$	W _D	2.08	T*m
	Q	3.59	T.
	$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$	K2	85.40
$F_y = Q + K_2 D_y$	K1	320.04	T/m.
	Fy	4.90	T
	$w = 2\pi/T_D$	2.51	rad/s.
$C = \frac{W_D}{\pi D^2 \omega}$	C	10.30	T*s/m.
	K2/K1	0.267	

Propiedades de LRB

Tabla 4.76: Resumen de propiedades del aislador LRB actuando conjuntamente con el HDR

Fuente: elaboración propia

FORMULA	DATOS	VALOR	UND.
$W_D = 4Q(D - D_y)$	Keff	170.06	T/m.
	D _D	0.16	m.
	D _y	0.022	m.
	Q	14.74	T.
	K ₂	124.00	T/m.
	K ₁	806.00	T/m.
	F _y	17.42	T
$C = \frac{W_D}{\pi D^2 \omega}$	K ₂ /K ₁	0.154	
	W _D	8.16	T*m
	$\omega = 2\pi/T_D$	2.51	rad/s.
	C	40.42	T*s/m.

4.2.9. Especificaciones del fabricante para aisladores

A continuación, se muestra las especificaciones técnicas de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LRB, tomadas del catálogo del fabricante DIS (Dynamic Isolation Systems), seleccionando aquel que tenga similares características a las obtenidas de nuestro diseño preliminar:

Tabla 4.77: Propiedades geométricas del aislador con núcleo de plomo LRB

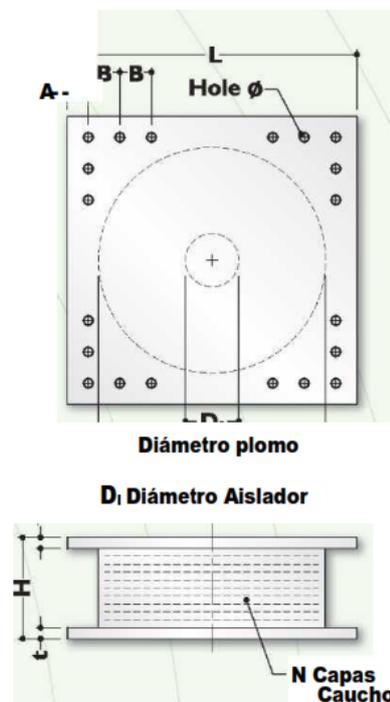
Fuente: (DIS, 2007)

TAMAÑO DEL DISPOSITIVO				DIMENSIONES DE LA PLACA DE SOPORTE					
Diámetro Aislador, D_i (mm)	Altura Aislador, H (mm)	Número de capas de caucho, N	Diámetro del plomo, D_L (mm)	L (mm)	t (mm)	Cantidad Orificios	Orificio \varnothing (mm)	A (mm)	B (mm)
305	125-280	4-14	0-100	355	25	4	27	50	-
355	150-305	5-16	0-100	405	25	4	27	50	-
405	175-330	6-20	0-125	455	25	4	27	50	-
455	175-355	6-20	0-125	510	25	4	27	50	-
520	205-380	8-24	0-180	570	25	8	27	50	50
570	205-380	8-24	0-180	620	25	8	27	50	50
650	205-380	8-24	0-205	700	32	8	27	50	50
700	205-430	8-30	0-205	750	32	8	33	65	75
750	230-455	8-30	0-230	800	32	8	33	65	75
800	230-510	8-33	0-230	850	32	8	33	65	75
850	230-535	8-35	0-255	900	38	12	33	65	95
900	255-560	9-37	0-255	955	38	12	33	65	95
950	255-585	10-40	0-280	1005	38	12	33	65	95
1000	280-635	11-40	0-280	1055	38	12	40	75	115
1050	305-660	12-45	0-305	1105	44	12	40	75	115
1160	330-760	14-45	0-330	1205	44	12	40	75	115
1260	355-760	16-45	0-355	1335	44	16	40	75	115
1360	405-760	18-45	0-380	1435	51	16	40	75	115
1450	430-760	20-45	0-405	1525	51	20	40	75	115
1550	455-760	22-45	0-405	1625	51	20	40	75	115

Tabla 4.78: Propiedades mecánicas del aislador con núcleo de plomo LRB

Fuente: Dynamic Isolation Systems, 2007

Diámetro Aislador, D_i (mm)	PROPIEDADES DE DISEÑO			Desplazamiento o Máximo, D_{max} (mm)	Capacidad Carga Axial P_{max} (kN)
	Rigidez Producida, K_d (kN/mm)	Resistencia Características Q_d (kN)	Rigidez a la compresión, K_v (kN/mm)		
305	0.2-0.9	0-65	>50	150	450
355	0.2-1.2	0-65	>100	150	700
405	0.3-1.6	0-110	>100	200	900
455	0.3-2.0	0-110	>100	250	1,150
520	0.4-2.3	0-180	>200	300	1,350
570	0.5-2.8	0-180	>500	360	1,800
650	0.5-3.5	0-220	>700	410	2,700
700	0.5-4.2	0-220	>800	460	3,100
750	0.7-4.7	0-265	>900	460	3,600
800	0.7-5.3	0-265	>1,000	510	4,000
850	0.7-6.1	0-355	>1,200	560	4,900
900	0.7-6.1	0-355	>1,400	560	5,800
950	0.7-6.1	0-490	>1,800	610	6,700
1000	0.8-6.3	0-490	>1,900	660	7,600
1050	0.9-6.3	0-580	>2,100	710	8,500
1160	1.1-6.5	0-665	>2,800	760	13,800
1260	1.2-6.7	0-755	>3,700	810	20,500
1360	1.4-7.0	0-890	>5,100	860	27,600
1450	1.6-7.2	0-1,025	>5,300	910	33,400
1550	1.8-7.4	0-1,025	>6,500	910	40,000



4.2.10. Detalle del modelamiento en software para los aisladores.

A continuación, se detalla los procedimientos para el modelamiento y el análisis dinámico no lineal, por el método modal espectral utilizando el programa ETABS 2015.

Teniendo creado el modelo estructural de la manera tradicional con la base empotrada, se eliminan dichos apoyos y se considera en ese nivel un entramado de vigas con la suficiente rigidez para enlazar los elementos como placas y columnas con adecuada rigidez a momento.

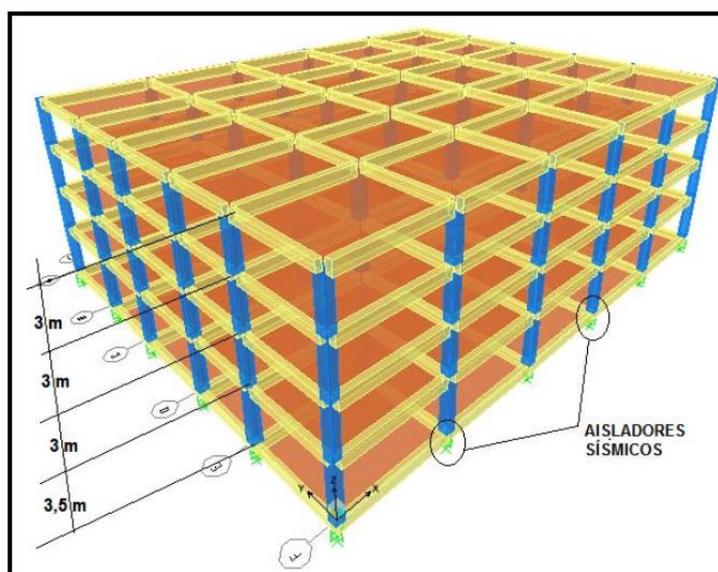


Figura 4.32: Vista en 3D de la estructura aislada

Fuente: (Hernández, s.f.)

Luego se deben definir los elementos tipo “link” introduciendo sus características de acuerdo con sus propiedades geométricas y mecánicas calculadas. En nuestro caso tenemos dos tipos de elementos “link” que corresponden a los aisladores elastoméricos tipo HDR y LRB respectivamente.

En (Guerrero, 2011, p. 43), “la respuesta de las estructuras aisladas puede ser de dos tipos: lineal o no lineal, dependiendo de la configuración estructural, el tipo de suelo en el que se encuentre y la proximidad a las fallas activas”.

Teóricamente la no linealidad de una edificación aislada en su base proviene de dos fuentes: las deformaciones inelásticas en el sistema de resistencia sísmica de la estructura y el

sistema de aislamiento, sin embargo, considerando que el sistema de resistencia sísmica es más rígido que el sistema de aislamiento se espera que las deformaciones inelásticas se encuentren localizadas en los aisladores y la estructura sobre estos presente un comportamiento lineal

Para poder representar el comportamiento histerético y visco-elástico de los aisladores se han elaborado varios tipos de modelos matemáticos.

.El modelo bilineal ha sido ampliamente aceptado para la investigación y diseño, esto se debe a que caracteriza las propiedades mecánicas de los aisladores adecuadamente, pero también a que es válido tanto para aisladores elastoméricos como para aisladores de fricción.

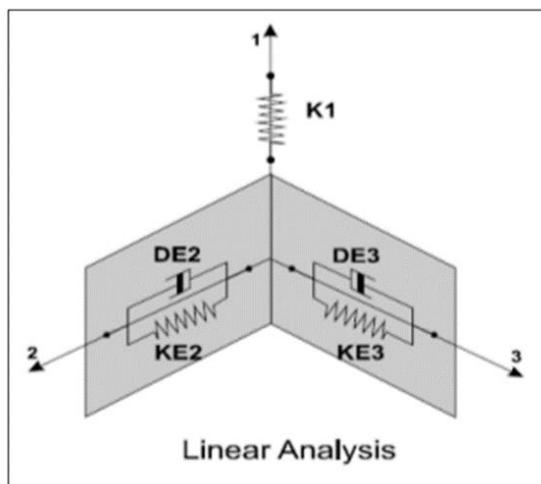


Figura 4.33: Propiedades lineales para el modelamiento de aisladores

Fuente: (Muñoz, 2013)

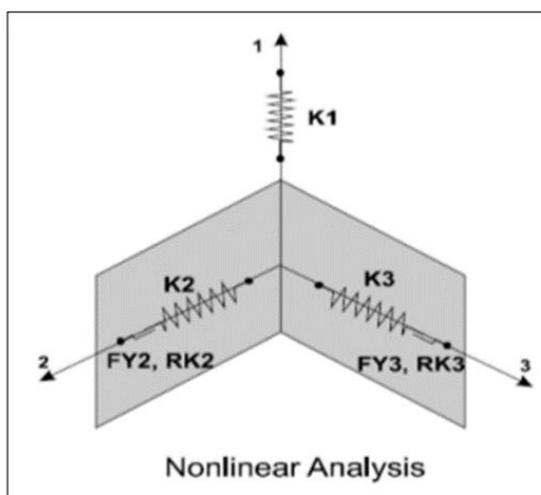
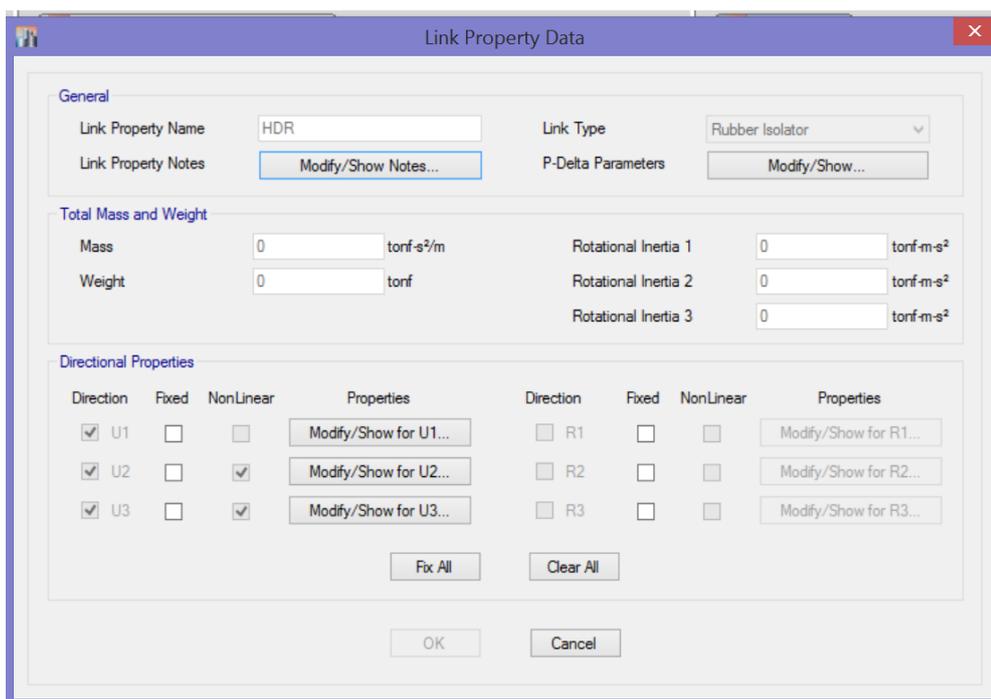


Figura 4.34: Propiedades no lineales para el modelamiento de Aisladores

Fuente: (Muñoz, 2013)

(a)



(b)

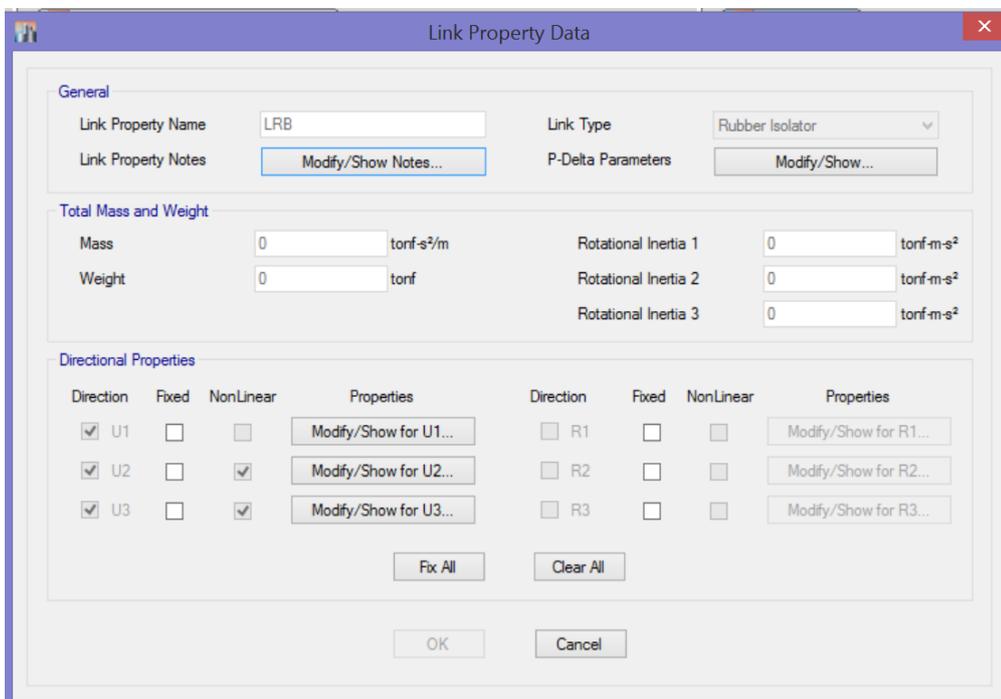


Figura 4.35: Ventana de ingreso de propiedades para el aislador (a) HDR y (b) LRB
Fuente: (ETABS 2015)

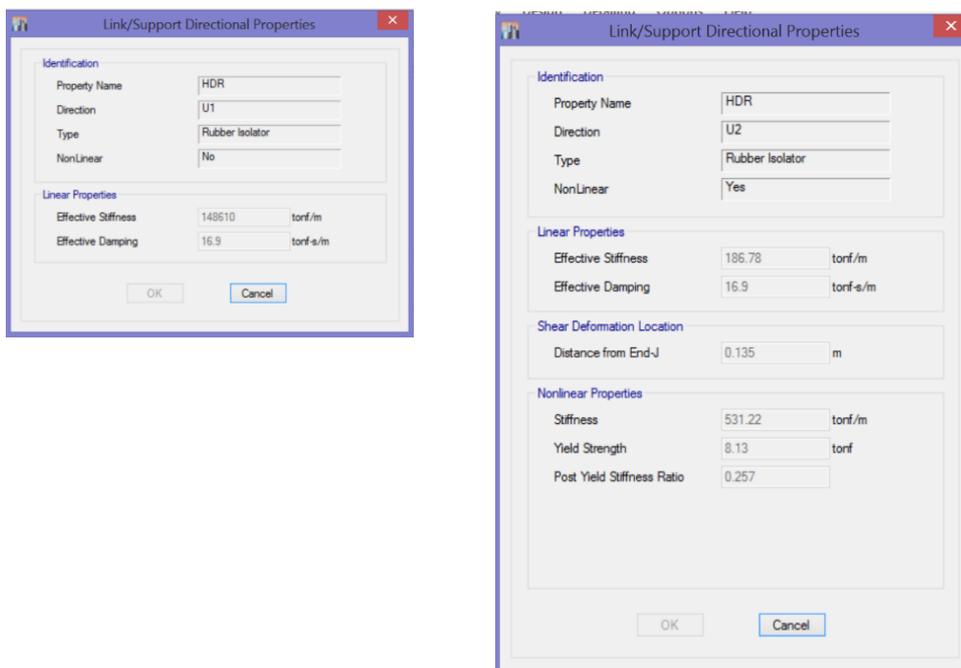


Figura 4.36: Ventana de ingreso de propiedades del aislador HDR en la dirección vertical y en las direcciones horizontales
Fuente: (ETABS 2015)

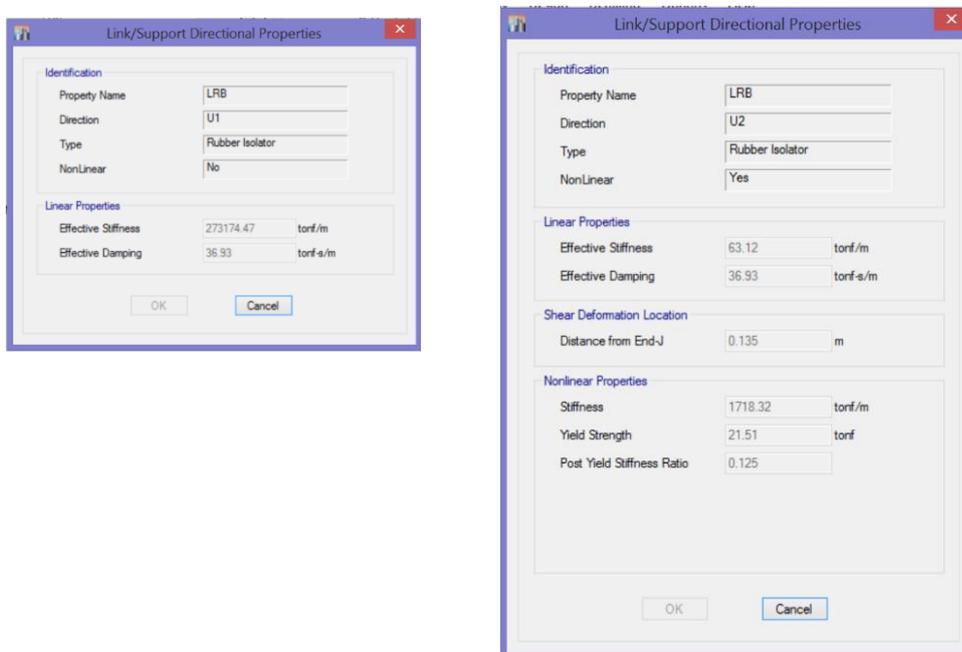


Figura 4.37: Ventana de ingreso de propiedades del aislador LRB en la dirección vertical y en las direcciones horizontales
Fuente: (ETABS 2015)

A continuación, seleccionamos los puntos donde se consideran los aisladores sísmicos y nos vamos al comando Assign/joint point/link properties, se concluye con la asignación de diafragma rígido seleccionando los puntos de la base.

4.2.11. Eficacia en la selección y ubicación de los aisladores elastoméricos HDR y LRB.

Para nuestro caso de estudio, uno de los aspectos importantes para la elección y la ubicación en planta de los aisladores HDR, LRB ó la combinación de ambos, es el efecto torsional, toda vez que la mayor longitud en planta de nuestro edificio es de 74.00 m. que resulta bastante largo, asimismo, la relación largo/ancho del edificio es de 1.71, estas condiciones producen un efecto torsional, que debe ser controlado.

Según (Etedali & Sohrabi, 2011), la mayor fuente del movimiento torsional en estructuras de baja altura equipados con aisladores es el movimiento de torsión de los sistemas de aislamiento, la reducción de la rotación en el nivel de base puede disminuir la torsión en los niveles de la superestructura. En las estructuras más altas, la flexibilidad de la superestructura puede afectar su movimiento de torsión. Por lo tanto, parece que al reducir simultánea las excentricidades de la base y de los niveles de la superestructura se reduce la respuesta a la torsión de la superestructura.

A continuación, se sugiere soluciones prácticas complementarias a fin de fortalecer la torsión de estructuras asimétricas:

- a) El aumento de la rigidez del borde flexible de la superestructura.
- b) El aumento de la rigidez del borde flexible del sistema de aislamiento.
- c) Aumento simultáneo de la rigidez del borde flexible de la superestructura y del sistema de aislamiento.

Asimismo, la experiencia actual de protección sísmica con aisladores recomienda ubicar los aisladores con núcleo de plomo en la parte perimetral de los edificios, lo que permite aumentar la rigidez torsional del sistema de aislamiento.

Teniendo en cuenta lo descrito, realizamos el análisis estructural para el sistema aislado con el software ETABS 2015, considerando las siguientes alternativas:

- a) Uso de aisladores HDR.
- b) Uso de aisladores LRB
- c) Uso combinado de HDR en la zona central y LRB en la zona perimetral.
- d) Uso combinado de LRB en el borde más flexible y en el resto HDR.

A continuación, se muestra un resumen de los resultados que se obtienen en cada caso, y según ello se procedió a seleccionar el más adecuado para nuestro edificio en particular.

a) HDR

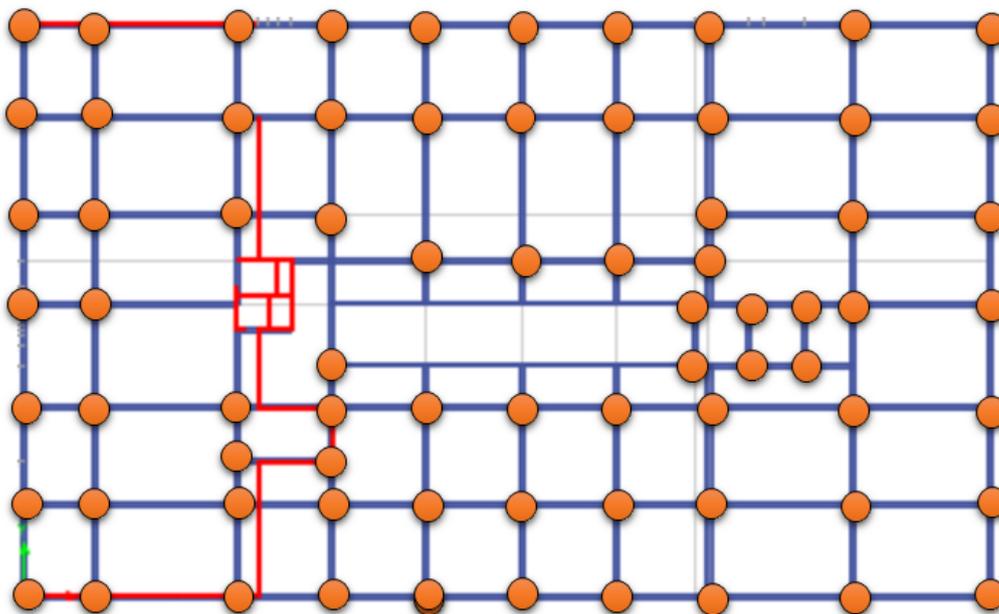


Figura 4.38: Esquema en planta con la ubicación de los aisladores HDR

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.79: Porcentaje de masa participativa – alternativa 1

Fuente: elaboración propia

PORCENTAJE DE MASA PARTICIPATIVA								
Case	Mode	Period	UX	Sum UX	UY	Sum UY	RZ	Sum RZ
		sec						
Modal	1	2.675	0.167	0.167	0.404	0.404	0.428	0.428
Modal	2	2.629	0.642	0.809	0.351	0.755	0.006	0.434
Modal	3	2.585	0.190	0.999	0.244	0.999	0.565	0.999

Tabla 4.80: Desplazamientos absolutos – alternativa 1

Fuente: elaboración propia

DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS DE LOS NIVELES					
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	RZ
			m	m	rad
STORY3	D3	DINXX Max	0.080	0.001	0.000
STORY3	D3	DINY Y Max	0.001	0.081	0.001
STORY2	D2	DINXX Max	0.079	0.001	0.000
STORY2	D2	DINY Y Max	0.001	0.079	0.001
STORY1	D1	DINXX Max	0.077	0.001	0.000
STORY1	D1	DINY Y Max	0.001	0.077	0.001
STORY0	D0	DINXX Max	0.075	0.001	0.000
STORY0	D0	DINY Y Max	0.001	0.075	0.001

Tabla 4.81: aceleraciones absolutas – alternativa 1

Fuente: elaboración propia

ACELERACIONES DE LOS NIVELES								
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
			m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²
STORY3	D3	DINXX Max	0.491	0.086	0.089	0.018	0.022	0.002
STORY3	D3	DINY Y Max	0.067	0.513	0.066	0.025	0.009	0.003
STORY2	D2	DINXX Max	0.460	0.044	0.088	0.017	0.022	0.001
STORY2	D2	DINY Y Max	0.034	0.472	0.065	0.025	0.011	0.001
STORY1	D1	DINXX Max	0.448	0.042	0.083	0.016	0.021	0.001
STORY1	D1	DINY Y Max	0.032	0.454	0.061	0.023	0.012	0.001
STORY0	D0	DINXX Max	0.455	0.078	0.080	0.020	0.017	0.001
STORY0	D0	DINY Y Max	0.060	0.460	0.051	0.029	0.014	0.002

Tabla 4.82: Fuerzas cortantes dinámicas – alternativa 1

Fuente: elaboración propia

FUERZA CORTANTE DINAMICA				
Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY
			tonf	tonf
STORY3	DINXX Max	Top	139.87	10.01
STORY3	DINXX Max	Bottom	146.29	10.37
STORY3	DINYY Max	Top	9.55	140.41
STORY3	DINYY Max	Bottom	9.86	146.78
STORY2	DINXX Max	Top	307.32	14.83
STORY2	DINXX Max	Bottom	313.21	14.84
STORY2	DINYY Max	Top	14.17	307.00
STORY2	DINYY Max	Bottom	14.19	312.82
STORY1	DINXX Max	Top	470.84	10.99
STORY1	DINXX Max	Bottom	476.31	10.71
STORY1	DINYY Max	Top	10.71	468.67
STORY1	DINYY Max	Bottom	10.47	474.05
STORY0	DINXX Max	Top	34.09	4.23
STORY0	DINXX Max	Bottom	43.82	4.22
STORY0	DINYY Max	Top	1.87	38.77
STORY0	DINYY Max	Bottom	0.95	48.37

b) LRB

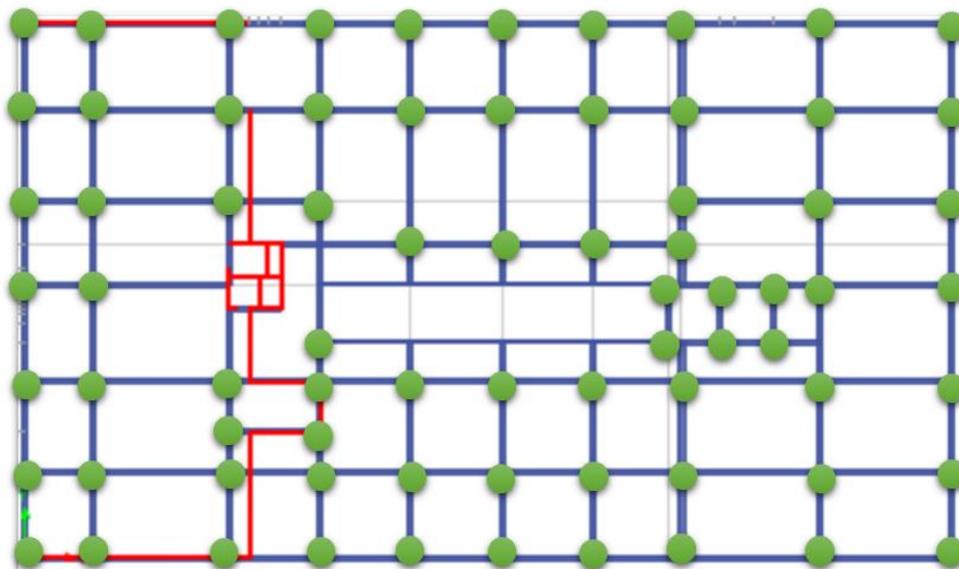


Figura 4.39: Esquema en planta con la ubicación de los aisladores LRB

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.83: Porcentaje de masa participativa – alternativa 2

Fuente: elaboración propia

PORCENTAJE DE MASA PARTICIPATIVA								
Case	Mode	Period	UX	Sum UX	UY	Sum UY	RZ	Sum RZ
		sec						
Modal	1	2.146	0.190	0.190	0.309	0.309	0.500	0.500
Modal	2	2.109	0.422	0.611	0.544	0.853	0.032	0.532
Modal	3	2.081	0.388	0.999	0.145	0.998	0.465	0.997

Tabla 4.84: Desplazamientos absolutos – alternativa 2

Fuente: elaboración propia

DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS DE LOS NIVELES					
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	RZ
			m	m	rad
STORY3	D3	DINXX Max	0.048	0.000	0.000
STORY3	D3	DINY Y Max	0.000	0.049	0.000
STORY2	D2	DINXX Max	0.047	0.000	0.000
STORY2	D2	DINY Y Max	0.000	0.048	0.000
STORY1	D1	DINXX Max	0.045	0.000	0.000
STORY1	D1	DINY Y Max	0.000	0.046	0.000
STORY0	D0	DINXX Max	0.044	0.001	0.000
STORY0	D0	DINY Y Max	0.000	0.044	0.000

Tabla 4.85: aceleraciones absolutas – alternativa 2

Fuente: elaboración propia

ACELERACIONES DE LOS NIVELES								
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
			m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²
STORY3	D3	DINXX Max	0.460	0.071	0.104	0.018	0.025	0.001
STORY3	D3	DINY Y Max	0.070	0.485	0.080	0.032	0.011	0.003
STORY2	D2	DINXX Max	0.425	0.028	0.102	0.017	0.025	0.001
STORY2	D2	DINY Y Max	0.025	0.431	0.079	0.030	0.012	0.001
STORY1	D1	DINXX Max	0.414	0.029	0.090	0.016	0.023	0.001
STORY1	D1	DINY Y Max	0.028	0.415	0.072	0.027	0.014	0.001
STORY0	D0	DINXX Max	0.422	0.062	0.084	0.031	0.017	0.001
STORY0	D0	DINY Y Max	0.063	0.434	0.056	0.040	0.017	0.002

Tabla 4.86: Fuerzas cortantes dinámicas – alternativa 2
Fuente: elaboración propia

FUERZA CORTANTE DINAMICA				
Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY
			tonf	tonf
STORY3	DINXX Max	Top	132.74	10.07
STORY3	DINXX Max	Bottom	138.74	10.42
STORY3	DINYY Max	Top	9.67	135.46
STORY3	DINYY Max	Bottom	9.97	141.49
STORY2	DINXX Max	Top	288.19	14.60
STORY2	DINXX Max	Bottom	293.60	14.59
STORY2	DINYY Max	Top	13.99	290.24
STORY2	DINYY Max	Bottom	13.99	295.57
STORY1	DINXX Max	Top	438.16	10.41
STORY1	DINXX Max	Bottom	443.18	10.12
STORY1	DINYY Max	Top	9.95	437.24
STORY1	DINYY Max	Bottom	9.69	442.14
STORY0	DINXX Max	Top	31.40	3.84
STORY0	DINXX Max	Bottom	40.34	3.40
STORY0	DINYY Max	Top	1.53	35.39
STORY0	DINYY Max	Bottom	0.82	43.97

c) **HDR en la zona central y LRB en la zona perimetral.**

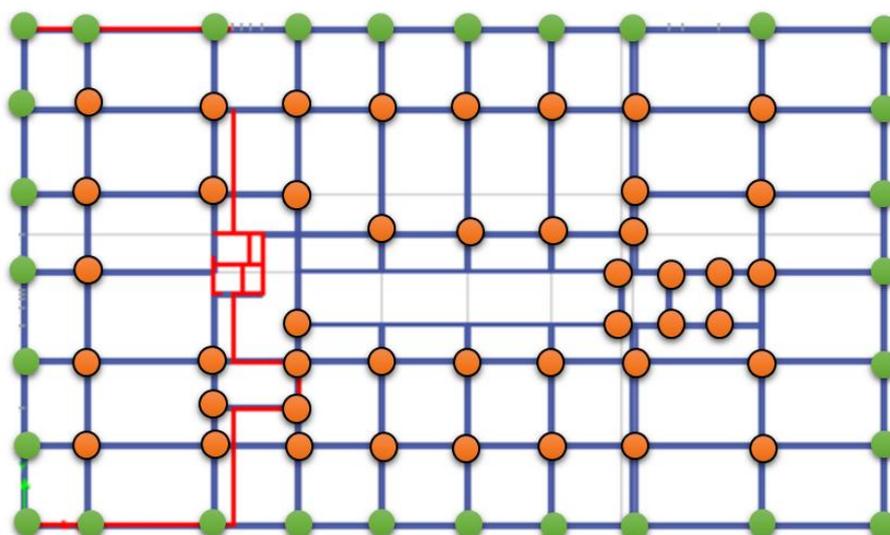


Figura 4.40: Esquema en planta con ubicación de los aisladores HDR y LRB – 1ra opción

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.87: Porcentaje de masa participativa – alternativa 3

Fuente: elaboración propia

PORCENTAJE DE MASA PARTICIPATIVA								
Case	Mode	Period	UX	Sum UX	UY	Sum UY	RZ	Sum RZ
		sec						
Modal	1	2.146	0.190	0.190	0.309	0.309	0.500	0.500
Modal	2	2.109	0.422	0.611	0.544	0.853	0.032	0.532
Modal	3	2.081	0.388	0.999	0.145	0.998	0.465	0.997

Tabla 4.88: Desplazamientos absolutos – alternativa 3

Fuente: elaboración propia

DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS DE LOS NIVELES					
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	RZ
			m	m	rad
STORY3	D3	DINXX Max	0.048	0.000	0.000
STORY3	D3	DINYY Max	0.000	0.049	0.000
STORY2	D2	DINXX Max	0.047	0.000	0.000
STORY2	D2	DINYY Max	0.000	0.048	0.000
STORY1	D1	DINXX Max	0.045	0.000	0.000
STORY1	D1	DINYY Max	0.000	0.046	0.000
STORY0	D0	DINXX Max	0.044	0.001	0.000
STORY0	D0	DINYY Max	0.000	0.044	0.000

Tabla 4.89: aceleraciones absolutas – alternativa 3

Fuente: elaboración propia

ACELERACIONES DE LOS NIVELES								
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
			m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²
STORY3	D3	DINXX Max	0.460	0.071	0.104	0.018	0.025	0.001
STORY3	D3	DINYY Max	0.070	0.485	0.080	0.032	0.011	0.003
STORY2	D2	DINXX Max	0.425	0.028	0.102	0.017	0.025	0.001
STORY2	D2	DINYY Max	0.025	0.431	0.079	0.030	0.012	0.001
STORY1	D1	DINXX Max	0.414	0.029	0.090	0.016	0.023	0.001
STORY1	D1	DINYY Max	0.028	0.415	0.072	0.027	0.014	0.001
STORY0	D0	DINXX Max	0.422	0.062	0.084	0.031	0.017	0.001
STORY0	D0	DINYY Max	0.063	0.434	0.056	0.040	0.017	0.002

Tabla 4.90: Fuerzas cortantes dinámicas – alternativa 3
Fuente: elaboración propia

FUERZA CORTANTE DINAMICA				
Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY
			tonf	tonf
STORY3	DINXX Max	Top	132.74	10.07
STORY3	DINXX Max	Bottom	138.74	10.42
STORY3	DINYY Max	Top	9.67	135.46
STORY3	DINYY Max	Bottom	9.97	141.49
STORY2	DINXX Max	Top	288.19	14.60
STORY2	DINXX Max	Bottom	293.60	14.59
STORY2	DINYY Max	Top	13.99	290.24
STORY2	DINYY Max	Bottom	13.99	295.57
STORY1	DINXX Max	Top	438.16	10.41
STORY1	DINXX Max	Bottom	443.18	10.12
STORY1	DINYY Max	Top	9.95	437.24
STORY1	DINYY Max	Bottom	9.69	442.14
STORY0	DINXX Max	Top	31.40	3.84
STORY0	DINXX Max	Bottom	40.34	3.40
STORY0	DINYY Max	Top	1.53	35.39
STORY0	DINYY Max	Bottom	0.82	43.97

d) LRB en el borde más flexible y en el resto HDR

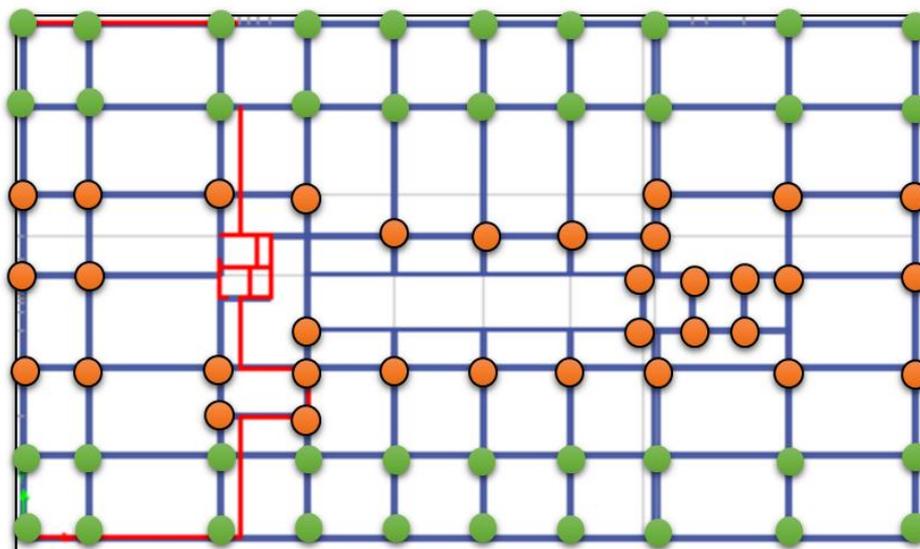


Figura 4.41: Esquema en planta con ubicación de los aisladores HDR y LRB – 2da opción

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.91: Porcentaje de masa participativa – alternativa 4

Fuente: elaboración propia

Case	Mode	Period	UX	Sum UX	UY	Sum UY	RZ	Sum RZ
		sec						
Modal	1	2.352	0.157	0.157	0.677	0.677	0.163	0.163
Modal	2	2.327	0.779	0.936	0.213	0.891	0.055	0.692
Modal	3	2.258	0.620	0.998	0.107	0.998	0.828	0.997

Tabla 4.92: Desplazamientos absolutos – alternativa 4

Fuente: elaboración propia

DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS DE LOS NIVELES					
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	RZ
			m	m	rad
STORY3	D3	DINXX Max	0.060	0.000	0.000
STORY3	D3	DINYY Max	0.001	0.061	0.000
STORY2	D2	DINXX Max	0.058	0.000	0.000
STORY2	D2	DINYY Max	0.000	0.059	0.000
STORY1	D1	DINXX Max	0.056	0.000	0.000
STORY1	D1	DINYY Max	0.000	0.057	0.000
STORY0	D0	DINXX Max	0.055	0.001	0.000
STORY0	D0	DINYY Max	0.000	0.055	0.000

Tabla 4.93: Aceleraciones absolutas – alternativa 4

Fuente: elaboración propia

ACELERACIONES DE LOS NIVELES								
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
			m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²
STORY3	D3	DINXX Max	0.471	0.075	0.106	0.021	0.026	0.001
STORY3	D3	DINYY Max	0.060	0.483	0.075	0.029	0.011	0.002
STORY2	D2	DINXX Max	0.428	0.030	0.105	0.019	0.026	0.001
STORY2	D2	DINYY Max	0.023	0.432	0.074	0.029	0.013	0.001
STORY1	D1	DINXX Max	0.415	0.028	0.098	0.018	0.025	0.001
STORY1	D1	DINYY Max	0.021	0.415	0.069	0.027	0.013	0.001
STORY0	D0	DINXX Max	0.430	0.068	0.095	0.024	0.021	0.001
STORY0	D0	DINYY Max	0.054	0.434	0.058	0.034	0.017	0.002

Tabla 4.94: Fuerzas cortantes dinámicas – alternativa 4

Fuente: elaboración propia

FUERZA CORTANTE DINAMICA				
Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY
			tonf	tonf
STORY3	DINXX Max	Top	136.18	7.99
STORY3	DINXX Max	Bottom	142.31	8.29
STORY3	DINYY Max	Top	7.51	136.95
STORY3	DINYY Max	Bottom	7.76	143.09
STORY2	DINXX Max	Top	294.34	11.81
STORY2	DINXX Max	Bottom	299.82	11.82
STORY2	DINYY Max	Top	11.13	294.86
STORY2	DINYY Max	Bottom	11.14	300.32
STORY1	DINXX Max	Top	445.80	8.70
STORY1	DINXX Max	Bottom	450.86	8.47
STORY1	DINYY Max	Top	8.43	445.26
STORY1	DINYY Max	Bottom	8.24	450.27
STORY0	DINXX Max	Top	22.47	2.86
STORY0	DINXX Max	Bottom	31.29	2.68
STORY0	DINYY Max	Top	1.43	25.71
STORY0	DINYY Max	Bottom	0.63	34.12

De los resultados obtenidos, la variación de periodos, desplazamientos absolutos, aceleraciones absolutas y cortantes sísmicas dinámicas es mínima entre las alternativas planteadas, sin embargo, para el caso del porcentaje de masa participativa, las alternativas 1, 2 y 3 presentan mayor participación torsional en el modo 1, siendo de 42.83 %, 50.00 % y 50.00 % respectivamente los cuáles son indeseables para cualquier estructura ya que los modos 1 y 2 deben ser traslacionales. En comparación, la alternativa 4 presenta sólo el 16.30 % de modo torsional en el modo 1 predominando la traslación $UY = 67.70$ % para el modo 1 y $UX = 77.90$ % para el modo 2, por lo tanto, es evidente que para nuestro caso en particular conviene colocar los aisladores sísmicos LRB en el borde más flexible, que viene a ser la dirección de mayor longitud de la estructura y, en el resto los aisladores HDR con la finalidad de controlar la

torsión. De acuerdo a ello, a continuación, se desarrolla en detalle el edificio aislado con la alternativa seleccionada.

4.2.12. Respuesta sísmica del edificio aislado.

A continuación, se presenta un resumen de los resultados entregados por el análisis modal espectral realizado a la estructura aislada, mostrando los periodos, participaciones modales, desplazamientos, aceleraciones, drift y fuerzas cortantes sísmicas, que son importantes para verificar el comportamiento sísmico.

Tabla 4.95: Participación modal del edificio aislado

Fuente: elaboración propia

Case	Mode	Period	UX	Sum UX	UY	Sum UY	RZ	Sum RZ
		sec						
Modal	1	2.352	15.720	15.720	67.758	67.758	16.370	16.370
Modal	2	2.327	77.954	93.674	21.351	89.109	0.558	16.928
Modal	3	2.258	6.201	99.875	10.721	99.829	82.806	99.733
Modal	4	0.445	0.004	99.879	0.057	99.886	0.229	99.962
Modal	5	0.397	0.036	99.915	0.091	99.977	0.017	99.979
Modal	6	0.371	0.038	99.952	0.021	99.997	0.015	99.994
Modal	7	0.358	0.047	99.999	0.001	99.998	0.003	99.997
Modal	8	0.274	0.000	99.999	0.001	99.999	0.001	99.997
Modal	9	0.258	0.000	99.999	0.001	99.999	0.000	99.998
Modal	10	0.218	0.000	99.999	0.000	99.999	0.000	99.998
Modal	11	0.214	0.000	99.999	0.000	99.999	0.000	99.998
Modal	12	0.213	0.000	99.999	0.000	99.999	0.000	99.998

Tabla 4.96: Periodos y frecuencias del edificio aislado

Fuente: elaboración propia

Case	Mode	Period	Frequency
		sec	cyc/sec
Modal	1	2.352	0.425
Modal	2	2.327	0.430
Modal	3	2.258	0.443
Modal	4	0.445	2.246
Modal	5	0.397	2.518
Modal	6	0.371	2.697
Modal	7	0.358	2.794
Modal	8	0.274	3.648
Modal	9	0.258	3.872
Modal	10	0.218	4.595
Modal	11	0.214	4.678
Modal	12	0.213	4.689

En las tablas 4.95 y 4.96 vemos que el período fundamental de la estructura aislada con el sistema HDR + LRB es 2.352 segundos, un poco menor al periodo objetivo asumido inicialmente de 2.50 segundos, flexibilizando notablemente la estructura llevándole a una zona de menor aceleración espectral, respecto al mayor porcentaje de masa participativa observamos que para el primer modo ocurre en Y, debido a que $U_y = 67.758$ mayor que U_x y R_z . El segundo período más importante es de 2.327 segundos y tiene mayor participación modal en X con $U_x = 77.954$; finalmente el tercer período es de 2.258 segundos y tiene una mayor participación modal en Z con $R_z = 82.806$, lo que indica que es un modo torsional que se debe evitar en los dos primeros modos siendo conforme para nuestro caso de estudio, asimismo, se puede observar que los períodos aislados corresponden a los tres primeros modos en que éstos proporcionan casi la totalidad de la respuesta (Sum U_x , Sum U_y y Sum U_z ; > 99 %), ya que los modos superiores no tienen mucha participación en el movimiento de la estructura, además es importante destacar que los periodos traslacionales son muy idénticos, lo cual es muy característico de las estructuras que cuentan con un sistema de aislación siendo su relación de prácticamente 1 y que el período torsional T_3 solo difiere levemente de los períodos

traslacionales T_1 y T_2 con una relación igualmente de 1.04 muy cercana a 1, que es lo ideal, esto refleja en general una buena distribución en planta de los aisladores, siendo óptima, ya que los valores del % de participación modal traslacional 1 y 2 son elevados y el comportamiento torsional con contribución significativa se da recién en el tercer modo.

También se observa de las formas modales que la flexibilización de la estructura ocurre prácticamente en el sistema de aislación, en esta interfaz ocurre casi la totalidad del desplazamiento mientras que la superestructura permanece como si fuera un cuerpo rígido.

En las figuras 4.42, 4.43 y 4.44 se muestran el primer, segundo y tercer modo respectivamente.

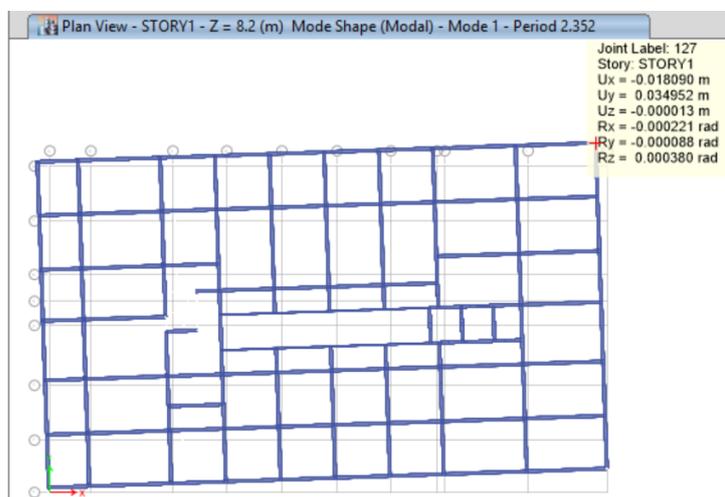


Figura 4.42: Primer modo de vibración edificio aislado (traslacional en Y)
Fuente: (ETABS 2015)

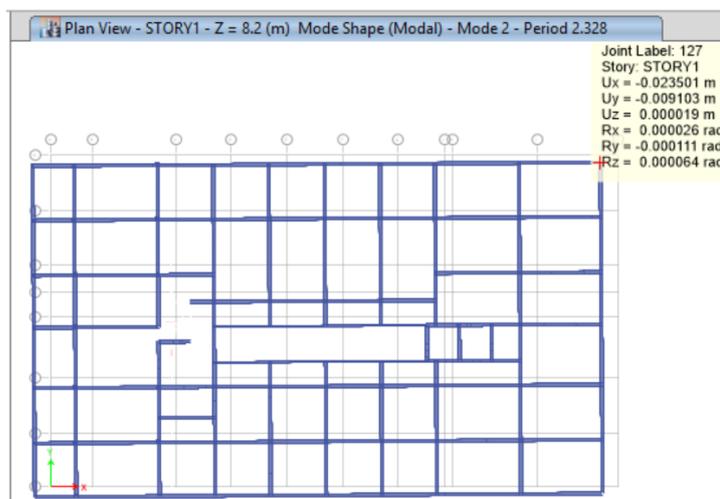


Figura 4.43: Segundo modo de vibración del edificio aislado (traslacional en X)
Fuente: (ETABS 2015)

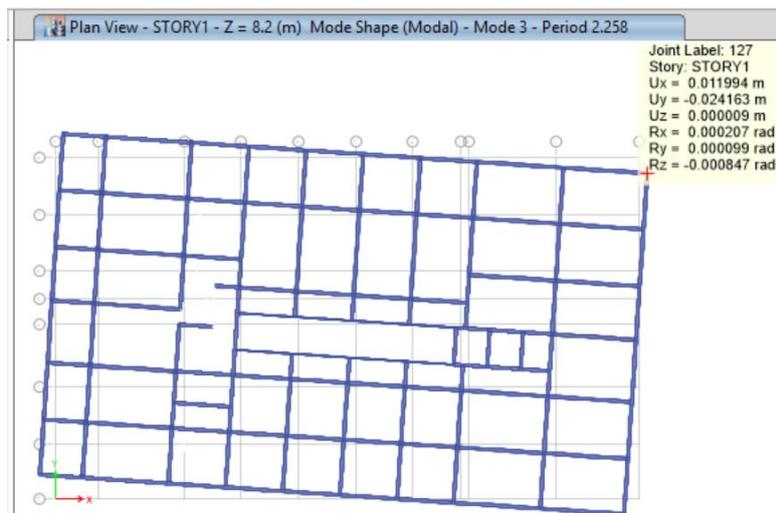


Figura 4.44: Tercer modo de vibración del edificio aislado (rotacional en Z)
Fuente: (ETABS 2015)

4.2.12.1. Desplazamiento del sistema de aislación.

Es muy importante conocer este parámetro principalmente por dos motivos, para verificar si este desplazamiento se encuentra dentro del rango dado para el sismo de diseño, lo cual tiene que cumplirse para que el sistema sea efectivo, ya que el sistema de aislación es el que absorbe la mayor cantidad de deformación; además en el diseño y construcción de un edificio aislado nos sirve para definir valores de la junta de separación con otros edificios, con el terreno u otros elementos circundantes.

De acuerdo al artículo 17.2.5.2 (Separaciones de edificios) del ASCE/SEI 7-10, las separaciones mínimas entre las estructuras aisladas y los muros de contención que rodea u otras obstrucciones fijas no podrán ser inferiores al desplazamiento total máximo.

A continuación, en la tabla 4.97 se presentan los valores respectivos de deformación para cada nivel del sistema de aislación.

Tabla. 4.97: Desplazamientos horizontales de cada nivel del edificio aislado para sismo X y sismo Y

Fuente: elaboración propia

DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS DE LOS NIVELES					
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	RZ
			m	m	rad
STORY3	D3	DINXX Max	0.0600	0.0004	0.0002
STORY3	D3	DINYY Max	0.0005	0.0607	0.0004
STORY2	D2	DINXX Max	0.0583	0.0004	0.0002
STORY2	D2	DINYY Max	0.0004	0.0589	0.0004
STORY1	D1	DINXX Max	0.0564	0.0004	0.0002
STORY1	D1	DINYY Max	0.0004	0.0568	0.0004
STORY0	D0	DINXX Max	0.0545	0.0006	0.0002
STORY0	D0	DINYY Max	0.0004	0.0548	0.0004

De la tabla 4.97, se puede apreciar que los desplazamientos tanto en la dirección X como en Y se encuentran alrededor de los 6 cm, en todos los casos menor que la deformación impuesta por el Sismo Máximo, e inclusive menores a los valores entregados por el sismo de diseño, por lo cual se puede esperar que el sistema de aislación cumple con el objetivo de responder de buena manera ante el peor escenario sísmico estudiado. Cabe precisar que los desplazamientos son dependientes del % de amortiguamiento del sistema, que como se desarrolló en el capítulo 3, a mayor amortiguamiento del sistema, menores son los desplazamientos.

4.2.12.2. Distorsión lateral de la superestructura.

La distorsión lateral también llamada deriva de piso o drift es un parámetro importante de diseño debido a que está relacionado de manera muy directa con el daño a elementos estructurales y no estructurales, por tanto su eficiencia en este aspecto se transmite en una mayor protección sobre la estructura. Por todo esto para que los sistemas de aislación sean eficaces la superestructura no debería presentar grandes desplazamientos relativos. La evaluación de los drift nos puede entregar valiosa información para determinar qué sistema

conviene más para nuestro caso en particular. Como el sistema de aislación se ubica en el nivel superior del sótano, hay que tener ciertas precauciones para interpretar bien los resultados, para esto en la figura 4.45 se presenta la respuesta de los desplazamientos y drift del edificio aislado en cada nivel y dirección,

Los valores de desplazamiento máximo de cada nivel respecto a la base y su representación gráfica nos dan una valiosa información, con ello se puede observar claramente que la mayor deformación ocurre en la interfaz de aislación y que la deformación de los diferentes niveles no experimenta cambios importantes ni amplificaciones en altura, comportándose el edificio prácticamente como un cuerpo rígido sobre el sistema de aislación.

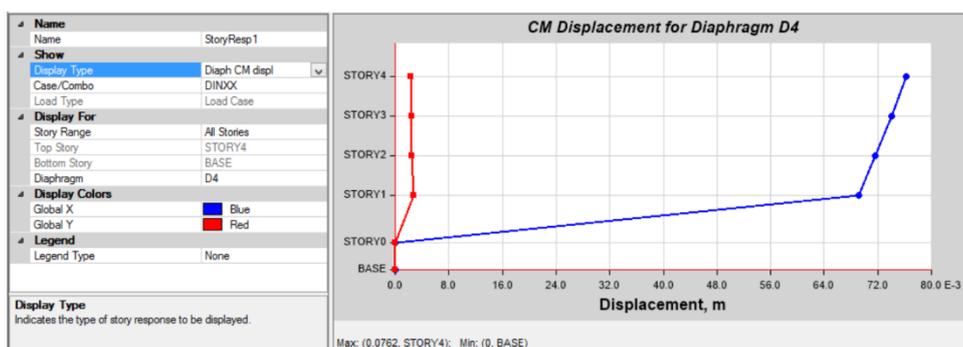


Figura 4.45: Respuesta de desplazamientos en X e Y del edificio aislado para el sismo en la dirección X
Fuente: (ETABS 2015)

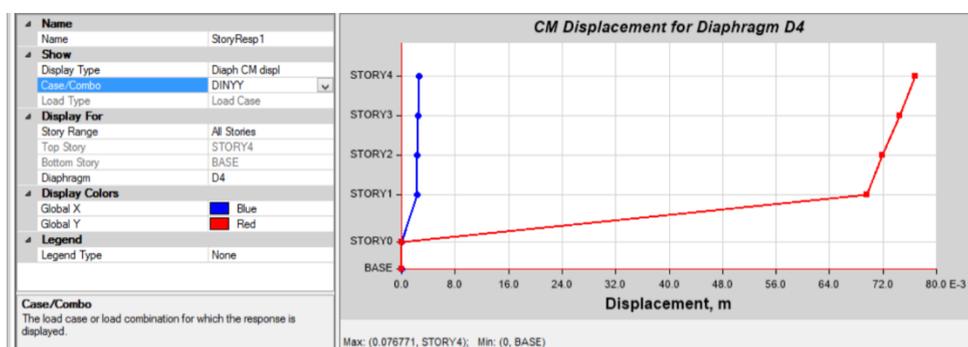


Figura 4.46: Respuesta de desplazamientos en X e Y del edificio para el sismo en la dirección Y
Fuente: (ETABS 2015)

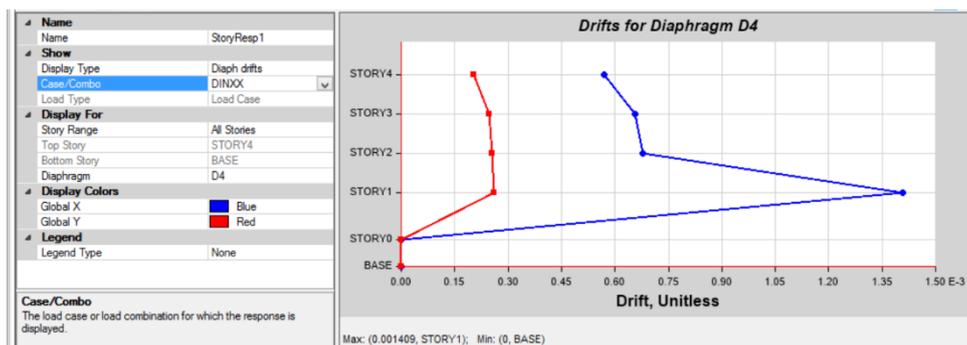


Figura 4.47: Deriva de piso en X e Y del edificio aislado para el sismo en la dirección X
Fuente: (ETABS 2015)

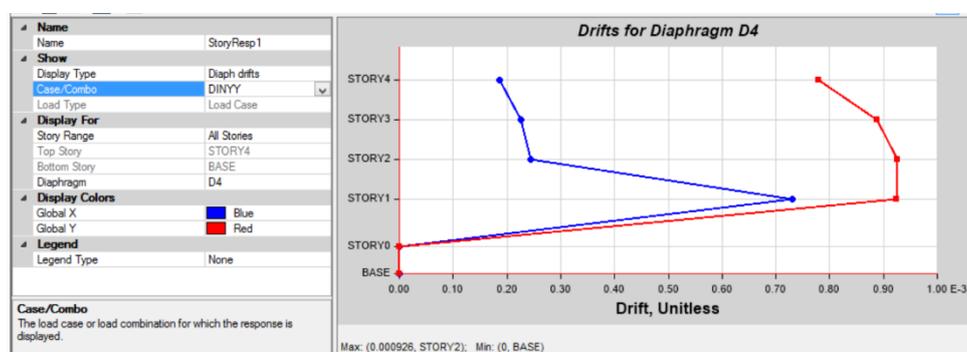


Figura 4.48: Deriva de piso en X e Y del edificio aislado para el sismo en la dirección Y
Fuente: (ETABS 2015)

Límites de derivas de piso para estructuras con sistemas de aislación.

Es importante mencionar que el control de derivas en edificaciones con aislamiento sísmico es diferente respecto a las edificaciones convencionales.

Según (Korswagen et al, 2012, p. 32) si la estructura es suficientemente rígida, una vez activado el sistema de aislación, las deformaciones se concentrarán ahí, por eso la distribución de fuerzas se distribuirá uniformemente en altura y cada fuerza se aplicará en el centro de masa de cada nivel. Además, la deriva de los centros de masa de dos pisos consecutivos no será mayor a 0.002 sin reducción por R.

Este valor es similar al establecido en la norma chilena NCh. 2745 – 2003 “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica” publicada por (INN, 2003, p. 72) que en su artículo

8.8 Límites de desplazamiento de entrepiso, precisa: “el cociente máximo entre el desplazamiento de entrepiso de la estructura y la altura del piso por sobre el sistema de aislación, calculado mediante análisis de respuesta espectral, no debe exceder a 0.0025”.

Tabla 4.98: Distorsiones laterales del edificio aislado en las direcciones X e Y

Fuente: elaboración propia

Story	Load Case/Combo	Item	Drift	
			X	Y
STORY3	DESPXX Max	Diaph D3 X	0.0007	
STORY3	DESPXX Max	Diaph D3 Y		0.0002
STORY3	DESPYY Max	Diaph D3 X	0.0002	
STORY3	DESPYY Max	Diaph D3 Y		0.0009
STORY2	DESPXX Max	Diaph D2 X	0.0008	
STORY2	DESPXX Max	Diaph D2 Y		0.0002
STORY2	DESPYY Max	Diaph D2 X	0.0002	
STORY2	DESPYY Max	Diaph D2 Y		0.0011
STORY1	DESPXX Max	Diaph D1 X	0.0008	
STORY1	DESPXX Max	Diaph D1 Y		0.0002
STORY1	DESPYY Max	Diaph D1 X	0.0002	
STORY1	DESPYY Max	Diaph D1 Y		0.0011
STORY0	DESPXX Max	Diaph D0 X	0.0017	
STORY0	DESPXX Max	Diaph D0 Y		0.0003
STORY0	DESPYY Max	Diaph D0 X	0.0006	
STORY0	DESPYY Max	Diaph D0 Y		0.0011

De los gráficos y las tablas expuestas podemos ver que los sistemas de aislación responden de buena manera, con valores de desplazamiento relativo pequeños lo cual sucede en ambas direcciones de análisis, por lo que dentro de este contexto el sistema de aislación contribuye a mantener los drift en valores deseables para la estructura y por debajo del valor límite (0.002) establecido por las normas.

4.2.12.3. Aceleraciones absolutas en la superestructura.

Las aceleraciones que se producen en la estructura están directamente relacionadas con el nivel de daño que puede ocurrir en sus elementos no estructurales y su contenido, siendo este

último de gran importancia en estructuras donde su valor económico muchas veces es superior al de esta, como es el caso de los hospitales y algunas industrias. Por otra parte, altos niveles de aceleración producen sensaciones de pánico e inseguridad en los ocupantes de la estructura.

De la tabla 4.99 se puede apreciar claramente el efecto que tiene la aislación basal sobre una estructura, ya que el aislamiento sísmico de base produce una notable disminución del valor de las aceleraciones en los pisos que es entregada al edificio, comparativamente con el mismo edificio con base fija.

Tabla 4.99: Valores máximos de las aceleraciones absolutas por cada nivel del edificio aislado en las direcciones X e Y

Fuente: elaboración propia

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
			m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²	rad/sec ²
STORY3	D3	DINXX Max	0.471	0.075	0.106	0.021	0.026	0.001
STORY3	D3	DINY Y Max	0.0601	0.483	0.075	0.029	0.011	0.002
STORY2	D2	DINXX Max	0.4287	0.030	0.105	0.019	0.026	0.001
STORY2	D2	DINY Y Max	0.0237	0.432	0.074	0.029	0.013	0.001
STORY1	D1	DINXX Max	0.4158	0.028	0.098	0.018	0.025	0.001
STORY1	D1	DINY Y Max	0.0216	0.415	0.069	0.027	0.013	0.001
STORY0	D0	DINXX Max	0.4302	0.068	0.095	0.024	0.021	0.001
STORY0	D0	DINY Y Max	0.0545	0.434	0.058	0.034	0.017	0.002

4.2.12.4. Cortante dinámica de la superestructura.

La fuerza cortante sísmica también es un parámetro de diseño muy importante ya que refleja de manera directa el nivel de esfuerzos de los elementos estructurales por nivel, que a la vez influye sobre los daños de elementos estructurales y las plastificaciones de ellos. En la figura 4.49 se muestra el perfil de respuesta de la fuerza cortante sísmica en altura de nuestro edificio aislado en las dos direcciones de análisis para tener una visión general del comportamiento:

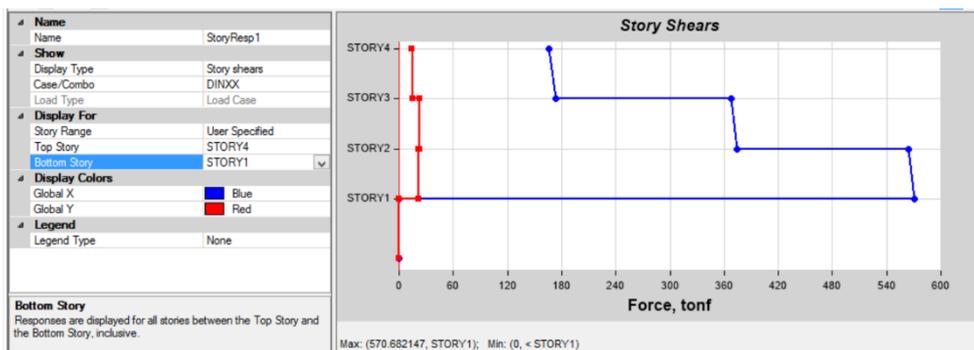


Figura 4.49: Respuesta en altura del edificio aislado para los cortes basales, en cada dirección con el sismo en X

Fuente: (ETABS 2015)



Figura 4.50: Respuesta en altura del edificio aislado para los cortes basales, en cada dirección con el sismo en Y

Fuente: (ETABS 2015)

De la figura 4.50 se puede apreciar que el comportamiento de la estructura con el sistema de aislación tiene la forma típica, recordando que la fuerza sísmica actúa en la estructura del edificio sobre el nivel del terreno, en este sentido, no es necesario el análisis y modelación por debajo del nivel del terreno.

En la tabla 4.100 se muestra los valores de la fuerza cortante dinámica en cada nivel del edificio aislado y para las direcciones X e Y, observando notablemente que los valores son reducidos con referencia a los obtenidos para la estructura convencional de similares características. Por lo tanto, esto conlleva a la disminución de las fuerzas internas actuantes en

el edificio y consecuentemente menores requerimientos para los elementos estructurales de la superestructura.

Tabla 4.100: Valores de las fuerzas cortantes máximas por cada nivel del edificio aislado en las direcciones X e Y

Fuente: elaboración propia

Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY
			tonf	tonf
STORY3	DINXX Max	Top	136.18	7.99
STORY3	DINXX Max	Bottom	142.31	8.29
STORY3	DINYY Max	Top	7.51	136.95
STORY3	DINYY Max	Bottom	7.76	143.09
STORY2	DINXX Max	Top	294.34	11.81
STORY2	DINXX Max	Bottom	299.82	11.82
STORY2	DINYY Max	Top	11.13	294.86
STORY2	DINYY Max	Bottom	11.14	300.32
STORY1	DINXX Max	Top	445.80	8.70
STORY1	DINXX Max	Bottom	450.86	8.47
STORY1	DINYY Max	Top	8.43	445.26
STORY1	DINYY Max	Bottom	8.24	450.27
STORY0	DINXX Max	Top	22.47	2.86
STORY0	DINXX Max	Bottom	31.29	2.68
STORY0	DINYY Max	Top	1.43	25.71
STORY0	DINYY Max	Bottom	0.63	34.12

V. Discusión de Resultados

5.1. Respuesta Sísmica de la Estructura Convencional Versus Estructura Aislada

La comparación del comportamiento y respuesta estructural del edificio con base fija respecto al mismo edificio con base aislada nos va permitir cuantificar que tan efectivo resulta el sistema de aislación para las condiciones del caso en estudio. A partir de ello podemos determinar si resulta ventajoso según las reducciones de las demandas sísmicas que cuantitativamente justifiquen la posible mayor inversión en la implementación de los aisladores, el mayor detallamiento constructivo necesario en el nivel de aislación y todo lo concerniente a ensayos y controles que demandan para la implementación del sistema de aislación. Asimismo, esta comparación nos permite analizar los niveles de daño en que puede incursionar cada estructura referido a los elementos estructurales y no estructurales, equipos y contenidos.

Los parámetros que se utilizan para el comparativo son los concernientes a la respuesta sísmica tanto para la edificación convencional y para la edificación con el sistema de aislación sísmica obtenidos en el capítulo IV, estos están referidos a los desplazamientos relativos, fuerzas cortantes sísmicas y aceleraciones absolutas en el edificio. Para el cuál se ha utilizado el análisis dinámico modal espectral establecido en la N.T.E. E-030 (2016) para la estructura de base fija y el ASCE SEI 7-10 para la estructura aislada.

5.2. Desplazamientos Relativos de la Estructura de Base Fija y Base Aislada

Los desplazamientos relativos son de gran importancia como ya se expuso en los capítulos anteriores, ya que está directamente relacionado con los daños y con el comportamiento de la superestructura sobre el sistema de aislación.

En la tabla 5.1 se muestra los valores y en la figura 5.1 se muestra el perfil en altura de los desplazamientos absolutos máximos de cada entrepiso en ambas direcciones respecto de la cimentación, considerando los casos de carga sísmica dinámica DINXX y DINYY del análisis modal espectral desarrollado con el programa ETABS 2015.

Tabla 5.1: Valores de los desplazamientos máximos absolutos

Fuente: elaboración propia

(a) Dirección X

DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS (cm) - UX			
Nivel	Base fija	Base aislada	Relación (%)
PISO3	0.79	6.00	13.17%
PISO2	0.53	5.83	9.09%
PISO1	0.24	5.64	4.26%

(b) Dirección Y

DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS (cm) - UY			
Nivel	Base fija	Base aislada	Relación (%)
PISO3	0.80	6.07	13.18%
PISO2	0.53	5.89	9.00%
PISO1	0.25	5.68	4.40%

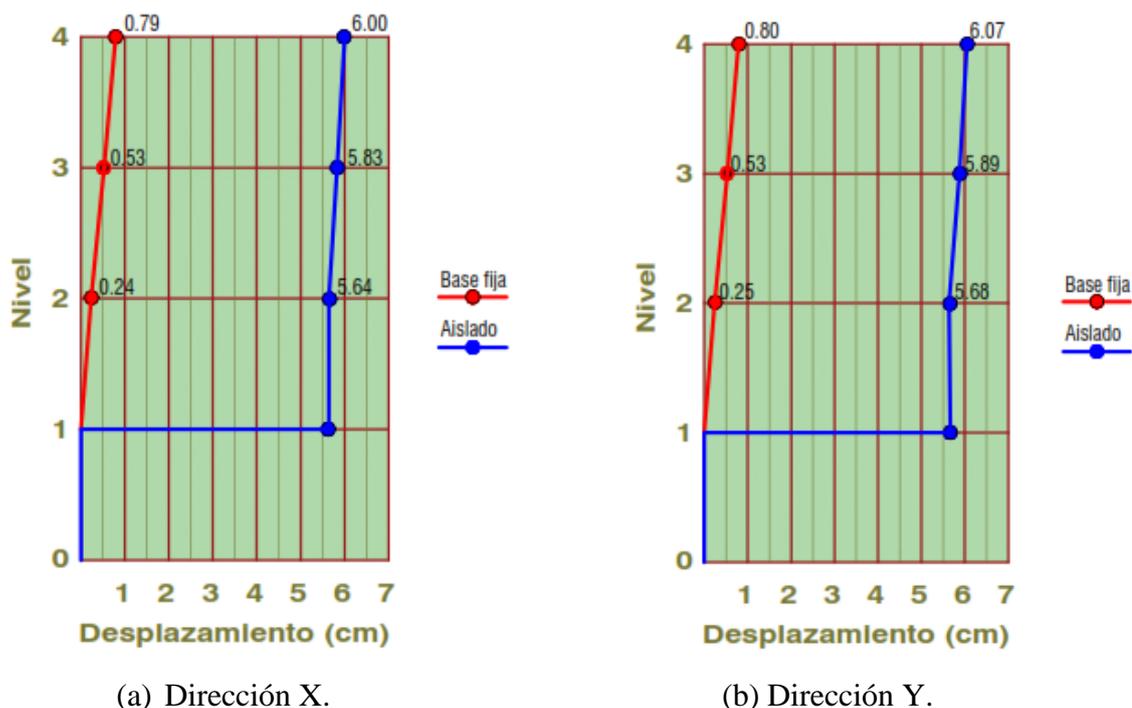


Figura 5.1: desplazamientos máximos por nivel según el análisis modal espectral
Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la figura 5.1, el mayor desplazamiento de la estructura aislada ocurre en la interfaz de aislación, permaneciendo los pisos superiores sobre el nivel del terreno con mínimos desplazamientos relativos, en términos de la dinámica estructural, prácticamente como si fuera un solo bloque rígido.

Con respecto a los desplazamientos de los entrepisos para el edificio de base fija, estos van aumentando de acuerdo a la altura, que es una respuesta típica de los edificios convencionales, estas deformaciones permiten a la estructura disipar la energía que entrega el sismo produciéndose algunos daños siendo concordante a los principios de la filosofía de diseño convencional, en cambio, para el caso del edificio aislado, el sistema de aislación impide que la energía sísmica ingrese al edificio, siendo absorbida por los aisladores produciéndose grandes deformaciones en la interfaz de aislamiento.

Analizando los valores de los desplazamientos absolutos en el tercer nivel, en la estructura fija tenemos 0.79 cm. en la dirección X y de 0.80 cm. en la dirección Y, en cambio para la estructura aislada estos mismos valores son de 6.00 cm. y 6.07 cm. respectivamente lo que representa una relación del 13.17 % y 13.18 % para cada caso, en el segundo nivel el desplazamiento de la estructura convencional es de 0.53 cm. para ambas direcciones y para la estructura aislada estos desplazamientos son de 5.83 cm. y 5.89 cm., lo que nos da una relación de 9.09 % y 9.00 %. Finalmente, para el primer nivel los desplazamientos de la estructura fija son 0.24 cm y 0.25 cm, en la estructura aislada de 5.64 y 5.68 cm, lo que resulta una relación de 4.26 % y 4.40 %.

En el diseño y detallado del edificio aislado es necesario prever que en torno al perímetro estructural, se considere un acoplamiento sísmico cuya longitud debe ser proporcional al valor del desplazamiento máximo de diseño de la superestructura, de tal manera que se garantice una desconexión total del edificio con el terreno circundante y evitar el martilleo con los edificios adyacentes. Este acoplamiento debe ser protegido para evitar caídas accidentales, mediante la adopción de los paneles de rejilla metálica (Monti, 2014).

Resulta obvio que los elementos de conexiones horizontales (tapajuntas) y los elementos de conexiones verticales (escaleras, rampas, ascensores) deben ser diseñados y fabricados de tal manera que no impida el movimiento de la superestructura.

Se debe prestar atención a las conexiones de las instalaciones en la interface superestructura-subestructura, con los detalles de las tuberías mediante la adopción de conexiones flexibles capaces de experimentar los desplazamientos del proyecto sin la aparición de pérdida o interrupción de su uso.

Tabla: 5.2: Valores de las distorsiones laterales máximas

Fuente: elaboración propia

(a) Dirección X

DERIVAS MAXIMAS - DIRECCION X			
Nivel	Base fija	Base aislada	Reducción (%)
PISO3	0.0044	0.0007	84.00%
PISO2	0.0049	0.0008	84.00%
PISO1	0.0040	0.0008	80.00%

(b) Dirección Y

DERIVAS MAXIMAS - DIRECCION Y			
	Base fija	Base aislada	Reducción (%)
PISO3	0.0070	0.0009	87.00%
PISO2	0.0075	0.0011	85.00%
PISO1	0.0067	0.0011	84.00%

5.3. Aceleraciones Absolutas de la Estructura de Base Fija y Base Aislada

De acuerdo al perfil en altura de las aceleraciones absolutas de cada entrepiso mostrado en la figura 5.2, se observa la disminución de las aceleraciones en la estructura aislada hasta valores máximos en el tercer nivel de 79.5 % en X y 82 % en Y respecto a la estructura de base fija.

Para el caso del sistema aislado, los valores de las aceleraciones de entrepiso son muy cercanas entre sí, con máximos de 0.05g en el tercer nivel para las direcciones X e Y, siendo ello favorable ya que significa que todos los pisos tendrán similar velocidad de movimiento, en cambio si observamos el perfil de la estructura convencional, las aceleraciones se incrementan notablemente con relación a la altura del edificio teniendo aceleraciones máximas en el tercer nivel de 0.23g y 0.27g para las direcciones X e Y, por lo tanto los últimos

pisos experimentarán una mayor velocidad en sus movimientos y posiblemente mayores daños no solamente estructurales sino también de los equipos que se encuentren en su interior, además que valores bajos de aceleración ayudan a evitar el pánico en las personas que ocupan el edificio.

Tabla 5.3: Valores de las aceleraciones absolutas máximas

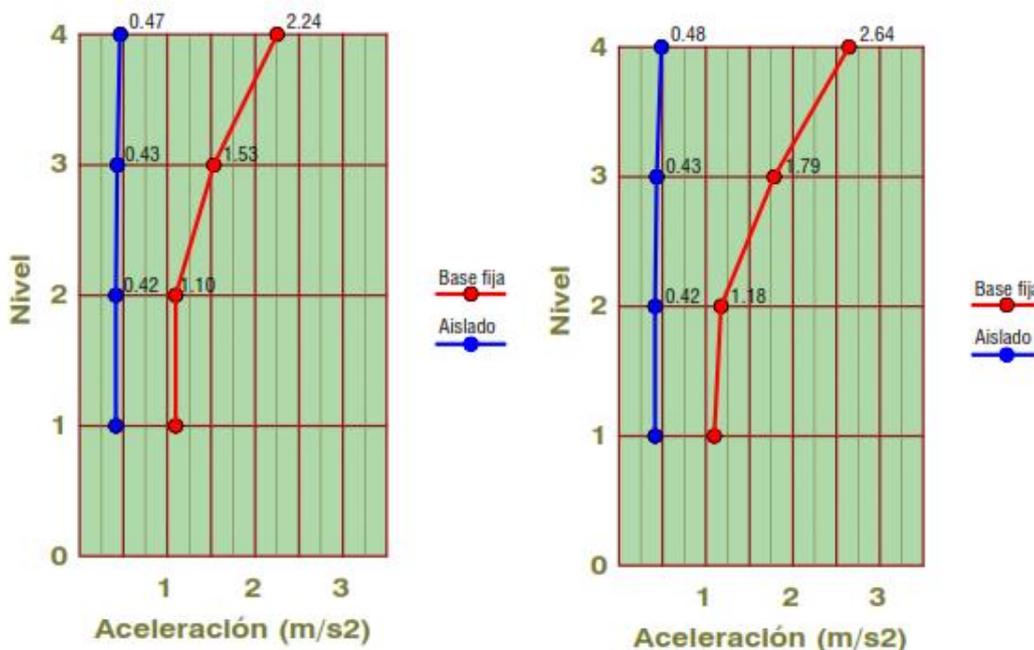
Fuente: elaboración propia

(a) Dirección X

ACELERACIONES MAXIMAS (m/s ²) - UX			
Nivel	Base fija	Base aislada	Reducción (%)
PISO3	2.245	0.471	79.00%
PISO2	1.529	0.429	72.00%
PISO1	1.096	0.416	62.00%

(b) Dirección Y

ACELERACIONES MAXIMAS (m/s ²) - UY			
Nivel	Base fija	Base aislada	Reducción (%)
PISO3	2.644	0.483	82.00%
PISO2	1.786	0.432	76.00%
PISO1	1.181	0.415	65.00%



(a) Dirección X.

(b) Dirección Y.

Figura 5.2: Aceleraciones máximas por nivel según el análisis modal espectral

Fuente: Elaboración propia

5.4. Fuerza Cortante Sísmica de la Estructura de Base Fija y Base Aislada

Como se esperaba, la estructura aislada reduce notablemente las fuerzas cortantes sísmicas en cada nivel, por ejemplo analizando la cortante basal, la estructura de base fija presenta valores de 1229.35 T. en la dirección X y de 973.55 T. en la dirección Y, comparado con 450.86 T. y 450.27 T. de la estructura aislada, lo que representa una reducción del orden de 63 % y 54 % respectivamente, permitiendo de esta manera una importante disminución de los esfuerzos en los elementos estructurales de la estructura,

En la tabla 5.4 se muestra en detalle los valores máximos de las fuerzas cortantes sísmicas obtenidas del software ETABS 2015 para cada caso y en la figura 5.3 los perfiles en altura que muestran la variación de la fuerza cortante en cada entrepiso tanto para la estructura de base fija y aislada.

Tabla 5.4: Valores de las fuerzas cortantes sísmicas máximas

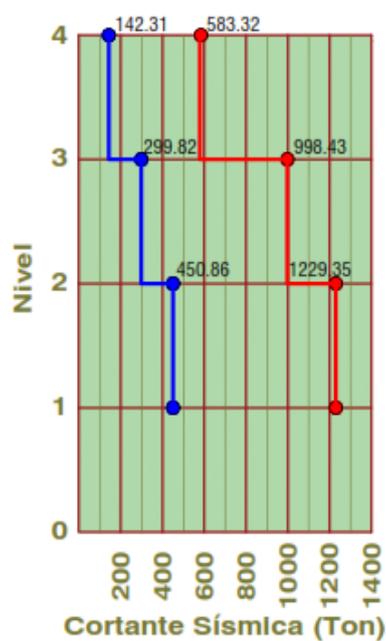
Fuente: elaboración propia

(a) Dirección X

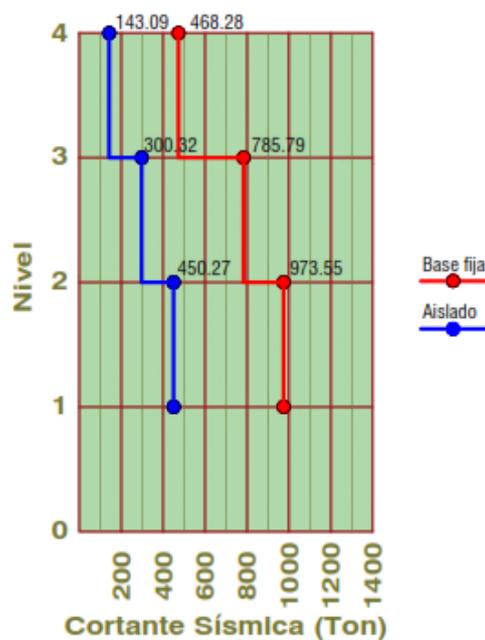
FUERZA CORTANTE DINAMICA (Ton) - VX			
Nivel	Base fija	Base aislada	Reducción (%)
PISO3	583.32	142.310	76.00%
PISO2	998.43	299.820	70.00%
PISO1	1229.35	450.860	63.00%

(b) Dirección Y

FUERZA CORTANTE DINAMICA (Ton) - VY			
Nivel	Base fija	Base aislada	Reducción (%)
PISO3	468.28	143.090	69.00%
PISO2	785.79	300.320	62.00%
PISO1	973.55	450.270	54.00%



(a) Dirección X.



(b) Dirección Y.

Figura 5.3: Fuerza cortante sísmica por nivel según el análisis modal espectral

Fuente: Elaboración propia

5.5. Discusión de los Resultados

a) En el artículo titulado “Análisis estructural de un edificio aislado sísmicamente y diseño de su sistema de aislamiento” publicado por Hernán Martín Hernández Morales, (Hernández, s.f., p. 11), demuestra que en su modelo estructural de cuatro niveles, “las fuerzas cortantes sísmicas en cada nivel se reducen más de 50%, llegando incluso a valores cercanos a 70% de disminución en el último nivel del edificio”, si contrastamos con nuestros resultados de 63 % (X), 54 % (Y) para el primer nivel, 76 % (X) y 69 % (Y) para el último nivel, es evidente que los resultados obtenidos son cercanos.

b) En referencia al mismo artículo aludido líneas arriba, (Hernández, s.f., p. 11), comprobó que “las derivas se pueden reducir en más de 75% cuando se utilizan aisladores sísmicos, habiéndose obtenido valores que sobrepasan aún el 90%”. Al respecto, comparando con nuestro estudio, la reducción de las derivas de piso son 80 %, 84 %, 84 % en la dirección X y 84 %, 85 % y 87 % para la dirección Y, siendo igualmente tan cercanos a los obtenidos en el artículo de Hernández Morales.

c) Respecto al comportamiento torsional de nuestro edificio aislado, como se explicó fue de gran importancia ubicar los aisladores sísmicos con núcleo de plomo (LRB) en el borde más flexible del sistema de aislamiento, ello con la finalidad de otorgarle mayor rigidez al sistema de aislamiento, de esta manera al realizar el análisis modal espectral, el efecto torsional se relegó al tercer modo de vibración. Sobre este tópico, la reducción de la torsión en edificios asimétricos se explica en el artículo científico publicado por el International Journal of Civil & Environmental Engineering IJCEE-IJENS Vol: 11 No: 02 titulado “**Torsional Strengthening of Base-Isolated Asymmetric Structures by Increasing the Flexible Edge Stiffness of Isolation System**” considerando el aumento de la rigidez del borde flexible del sistema de aislamiento y el incremento del periodo del edificio aislado. (Etedali & Sohrabi, 2011)

d) Al realizar el presente estudio de investigación, se identificó como problema el hecho que nuestro país no cuenta con una norma específica para sistemas de protección sísmica, estando comprendido en el Cinturón de Fuego del Pacífico.

En el año 2016, el estado peruano mediante Decreto Supremo N° 003-2016-VIVIENDA modifica la N.T.E. E-030 “Diseño Sismorresistente”, en el que destaca la obligatoriedad del uso de los aisladores sísmicos de base en las nuevas edificaciones de categoría A1 (Establecimientos de salud públicos y privados del segundo y tercer nivel) cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. Del mismo modo, no se permiten irregularidades en las edificaciones comprendidas en las categorías A1 y A2 que se construyan en las zonas 2, 3 y 4. Adicionalmente, en el artículo 3.9. Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía de la N.T.E. E.030 (2016) publicado en (MVCS, 2016) estipula que:

Se permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía en la edificación, siempre y cuando se cumplan las disposiciones de esta Norma (mínima fuerza cortante en la base, distorsión de entrepiso máxima permisible), y en la medida que sean aplicables los requisitos del documento siguiente: “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, (ASCE/SEI 7-10, 2010), Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010. (p. 10)

De lo anterior, es evidente que nuestra norma sismorresistente restringe el desarrollo y uso de los sistemas de protección sísmica, ya que sólo se ha hecho adaptaciones teniendo como base el diseño convencional y que ello no es tan alentador, suponemos que la fundamentación radica en la poca experiencia en el uso de los sistemas de protección sísmica en nuestro país.

VI. Conclusiones

- a) Los eventos sísmicos producen daños a la infraestructura y pérdidas humanas, por lo que es evidente que se requiere algo más que el sólo hecho de evitar el colapso de las estructuras frente a sismos severos como lo establecen la mayoría de las normas sismorresistentes a nivel mundial, adicionalmente, en la actualidad el confort y el resguardo de los contenidos toman una gran importancia. Para el logro de estos objetivos, se requiere de nuevas soluciones y tecnologías que nos ofrece el desarrollo de la Ingeniería Sísmica, como es el caso de los sistemas de protección sísmica basados en el aislamiento sísmico y la disipación de energía, cuyos resultados favorables han sido comprobados en los recientes terremotos ocurridos en Estados Unidos, Japón y Chile.
- b) Nuestro país está ubicado dentro del llamado cinturón de fuego del Pacífico, que es una de las zonas más destructivas del planeta, sin embargo, el desarrollo y aplicación de las nuevas tecnologías de protección sísmica son limitados tanto técnica y económicamente.
- c) Para la selección del tipo de aislador elastomérico debemos tener en cuenta el porcentaje de amortiguamiento que queremos ofrecerle a la estructura, ya que está directamente relacionado con los desplazamientos, aceleraciones, fuerzas cortantes sísmicas. y el control torsional de la superestructura.

Para el edificio del Centro de Salud, el factor más importante en la determinación del tipo de aislador y su ubicación en planta ha sido el control torsional de la superestructura, el cuál fue controlado ubicando 40 aisladores con núcleo de plomo (LRB) y amortiguamiento de 20 % en el borde flexible del sistema de aislamiento (sentido longitudinal del edificio) y en el resto 40 aisladores de alto amortiguamiento (HDR) con amortiguamiento del 12 %. Según esta

alternativa, los porcentajes de masa participativa para el primer modo de vibración fueron: 15.7 % (traslación en X), 67.7 % (traslación en Y) y 16.3 % (rotacional en Z), para el segundo modo de vibración: 77.9 % (traslación en X), 21.3 % (traslación en Y) y 0.06 % (rotacional en Z) y para el tercer modo de vibración: 62.0 % (traslación en X), 10.7 % (traslación en Y) y 82.8 % (rotacional en Z). De acuerdo a ello, la mayor participación torsional ha sido relegada al tercer modo de vibración, lo cual resulta correcto.

d) Respecto al periodo del edificio analizado, se estableció un periodo de diseño de 2.5 segundos, con el que se aleja la estructura de la zona de mayores aceleraciones espectrales definidas en el espectro de diseño de nuestra norma peruana. De acuerdo a los resultados obtenidos del análisis modal espectral con apoyo del programa ETABS 2015. el periodo fundamental es 2.352 segundos, bastante cercano al periodo objetivo elegido por lo que se logra flexibilizar la estructura prácticamente con un comportamiento lineal.

e) Con respecto a las cortantes sísmicas, se hizo el análisis dinámico modal espectral tanto para la estructura de base fija como para base aislada, al comparar los resultados para el caso de la cortante basal tenemos $V_x = 1229.35$ T., $V_y = 973.55$ T. y $V_x = 450.86$ T., $V_y = 450.27$ T. respectivamente. Del mismo modo, para el caso de la cortante sísmica del último nivel tenemos $V_x = 583.32$ T., $V_y = 468.28$ T. y $V_x = 142.31$ T., $V_y = 143.09$ T. Como vemos, la reducción de la fuerza cortante sísmica es de 63 % (X), 54 % (Y) para el primer nivel, 76 % (X) y 69 % (Y) para el último nivel. Con ello se demuestra que Las cortantes dinámicas en los entresijos disminuyen más de la mitad (50 %), e inclusive en el último piso de la estructura se llega al 76 % de reducción.

f) Con respecto a las distorsiones laterales, se hizo el análisis dinámico modal espectral tanto para la estructura de base fija como para base aislada, el edificio sin aisladores no cumpliría con los requisitos de la Norma E.030; ya que en la dirección Y tenemos derivas de 0.0067, 0.0075 y 0.0070 para los niveles 1, 2 y 3 respectivamente. Por lo que de no utilizar

aisladores sísmicos se producirían daños considerables en los elementos estructurales y no estructurales en caso de sismos moderados. Al comparar los resultados de derivas de los pisos 1, 2 y 3, para el caso de base fija tenemos 0.0040, 0.0049, 0.0044 en la dirección X y 0.0067, 0.0075, 0.0070 para la dirección Y, para el caso de base aislada tenemos 0.0008, 0.0008, 0.0007 en la dirección X y 0.0011, 0.0011, 0.0009 para la dirección Y. Como vemos, la reducción de las derivas de piso son 80 %, 84 %, 84 % en la dirección X y 84 %, 85 % y 87 % para la dirección Y.

Con ello se demuestra que distorsiones de entrepiso pueden reducirse más de la mitad (50 %) con el uso de aisladores elastoméricos, habiéndose obtenido porcentajes que superan el 80 % por lo que el uso de un sistema de aislamiento sísmico permite cumplir ampliamente con el parámetro de distorsión lateral indicada en la N.T.E. E.030 no requiriendo incorporar muros de corte de concreto armado o albañilerías portantes, consecuentemente, mejoran el rendimiento estructural y arquitectónico de los edificios que utilizan este tipo de tecnología

g) El sistema de aislación permite al diseñador una libertad en las elecciones arquitectónicas relacionadas con los requisitos de carácter tanto estético como funcional. Esta libertad se extiende también a la disposición en planta y elevación de la tabiquería, que para un edificio con base fija esto podría ocasionar distorsiones e irregularidades estructurales.

VII.Recomendaciones

- a) Nuestro país se encuentra ubicado en una zona de alta sismicidad y con potencial peligro de sucumbir ante un terremoto mayor a los 8 grados en la escala de Richter, por ello es de suma importancia contar con una norma específica propia para el análisis y diseño de edificios con sistemas de protección sísmica, que se ajuste a nuestras necesidades y realidades.
- b) Se debe promover en las universidades la investigación tanto teórica como experimental para evaluar el comportamiento de los dispositivos de protección sísmica, así como poder generar una data histórica de experiencias a fin de retroalimentar y actualizar nuestra normatividad.
- c) Se debe realizar estudios de costo – beneficio en edificios con aislamiento sísmico, considerando no sólo los costos directos referidos a la construcción, sino también los costos indirectos relacionados a futuros daños estructurales, daños de los contenidos y lucro cesante; ya que las principales ventajas económicas que presenta la estructura aislada se manifiestan en gran medida en los costos indirectos.

VIII. Referencias

- AASHTO. LRFD. (1998). *Bridge Design Specifications, Second Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials*. Recuperado el 7 de setiembre de 2015, de <https://trid.trb.org/view/655450>
- Abarca, R. (s.f.). *Aislación Basal para Mitigar el Efecto en los Contenidos*. Recuperado el 15 de diciembre de 2015, de SCRIBD: <https://es.scribd.com/document/321054446/10-Abarca-Aislacion-Basal-p-Mitigar-Efecto-en-Contenidos-WEIR>
- Aguiar, R., Almazán, J., Dechent, P., & Suárez, V. (2008). *Aisladores de Base Elastoméricos y FPS* (1ra edición ed.). (C. ESPE, Ed.) Quito, Ecuador.
- Alpoggio, E. (2015). *Analisi del Funzionamento dei Dispositivi di Isolamento Sismico e Applicazione Progettuale ad un Edificio in Cemento Armato. Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria dei Sistemi Edilizi*. Politecnico di Milano, Milano, Italia. Recuperado el 31 de diciembre de 2015, de <https://www.politesi.polimi.it/handle/10589/111402>
- Alvarez, M. (Octubre de 2010). *Sistemas de Protección Sísmica: Estructuras en Chile*. Recuperado el 9 de junio de 2015, de SIRVE: <http://www.sirve.cl/servicio/ingenieria-de-proteccion-sismica/>
- Anders, E. (1999). *Seismic Base Isolation: a Five – History Building Example. Degree of Master of Engineering In Civil and Environmental Engineering*. Massachusetts Institute of Technology, Massachusetts, USA. Recuperado el 12 de diciembre de 2014, de <https://es.scribd.com/document/364337897/Seismic-Base-Isolation-A-Five-Story-Building-Example>

- Aravinthan, K., Venkatesh, D., & Arulraj, P. (junio de 2015). Design Of Base Isolated Rcc - Framed Structure With Lead Elastomeric Bearing. *Journal of Basic and Applied Sciences*, 9(20), 250-256. Recuperado el 4 de diciembre de 2015, de <http://ajbasweb.com/old/ajbas/2015/June/250-256.pdf>
- Arriagada, J. (2005). Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de siete pisos (Análisis comparativo de comportamiento y costos con un edificio tradicional). *Tesis Para Obtener Título Profesional*. Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile. Recuperado el 12 de Enero de 2014, de <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2006/bmfcia775a/doc/bmfcia775a.pdf>
- ASCE/SEI 7-10. (2010). Minimum Design Loads of Buildings and Other Structures. *ASCE/SEI 7-10*. (A. S. Engineers, Ed.) Virginia, USA. Recuperado el 13 de noviembre de 2015, de https://www.waterboards.ca.gov/waterrights/water_issues/programs/bay_delta/california_waterfix/exhibits/docs/dd_jardins/DDJ-148%20ASCE%207-10.pdf
- Bazán, E., & Meli, R. (1999). *Diseño Sísmico de Edificios*. México: Limusa.
- BIT Revista. (marzo de 2012). *Hospital Militar de la Reyna, Tecnología Vital*. Recuperado el 14 de noviembre de 2014, de SCRIBD: <https://es.scribd.com/document/139024215/Hospital-de-La-Reina>
- Boroschek, R. (s.f). Aislación Sísmica de Edificios. Recuperado el 8 de noviembre de 2015, de https://boroschek.files.wordpress.com/2013/01/2001_colombia_aislacion3b3n-sc3adsmica-de-edificios.pdf
- Boroschek, R., & Retamales, R. (30 de setiembre de 2002). *Base Isolation in Hospitals*. Recuperado el 10 de noviembre de 2014, de Seminar on Design of Health Facilities to Resist Natural Hazards: https://www.researchgate.net/publication/265243738_Base_Isolation_in_Hospitals

- Bozzo, L., & Barbat, A. (2000). *Diseño Sismorresistente de Edificios, Técnicas Convencionales y Avanzadas*. Barcelona, España: Editorial Reverte, S.A.
- Brancati, E. (s.f.). L'influenza dell'irregolarità Strutturale nella Valutazione della Risposta Sísmica di Edifici Isolati alla Base. *Tesi di Dottorato*. Universita degli Studi di Napoli Federico II, Napoli, Italia. Recuperado el 14 de octubre de 2015, de http://www.fedoa.unina.it/9420/1/Tesi%20dottorato_Edoardo%20Brancati_XXIV%20ciclo_Ingegneria%20delle%20Costruzioni.pdf
- BRIDGESTONE. (s.f.). *High-Damping Rubber Bearings for Seismic-Protection of Buildings, Seismic Isolation & Vibration Control Products Development*. Obtenido de Bridgestone Corporation.
- Burgos, M. (2012). *Disipación de Energía Sísmica para el Diseño y Reforzamiento de Edificaciones*. Recuperado el 13 de agosto de 2015, de Universidad de Ciencias Aplicadas: <http://www.mabieperu.com/publicaciones/publicacion03.pdf>
- Castillo, J., & Alva, J. (diciembre de 1993). *Jorge Alva Hurtado*. Obtenido de http://www.jorgealvahurtado.com/files/redacis15_a.pdf
- Chopra, A. (1995). *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey, USA: Prentice-Hall. Recuperado el 12 de marzo de 2015, de https://geoerap09.files.wordpress.com/2017/05/chopra-dynamics-of-structures-4_e-prentice-hall_pearson-2011.pdf
- Clemente, P. (20 de diciembre de 2010). *Dagli Strati di Carbone e Lana: Al Moderni Dispositivi Antisismici*. Recuperado el 11 de enero de 2016, de ENEA: <http://old.enea.it/eventi/eventi2010/AttivitaCampoSismico201210/ClementeP.pdf>
- Constantinou, M., Kalpakidis, I., Filiatrault, A., & Ecker Lay, R. (26 de setiembre de 2011). *LRFD-Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators*. Recuperado el 15 de agosto de 2015, de Technical Report, New York:

<https://es.scribd.com/document/334012824/CONSTANTINO-KALPAKIDIS-LRFD-Based-Analysis-and-Design-Procedures-for-Bridge-Bearings-and-Seismic-Isolators>

Córdova, C. (2012). *Seminario de Promoción de la Normatividad Para el Diseño y Construcción de Edificaciones Seguras: Norma E-030 Diseño Sismorresistente*. Recuperado el 20 de mayo de 2015, de Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento:

<http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/difusion/eventos/2012/TOTAL/11.%20NORMA%20E.030%20DISEÑO%20SISMORRESISTENTE.pdf>

Crisafulli, F., & Villafañe, E. (mayo de 2002). *Espectro de Respuesta y de Diseño*. Recuperado el 16 de febrero de 2015, de Universidad Nacional de Cuyo, Facultad de Ingeniería: <http://blog.uca.edu.ar/estructuras/files/2011/02/espectros-de-respuesta-y-diseño.pdf>

Di Sarno, L. (28 de marzo de 2006). *Strutture con Isolamento Sismico: Edifici & Ponti*. Recuperado el 30 de noviembre de 2015, de Università del Sannio: http://www.old-dist.unina.it/doc/seminari/corso_comune%202006/Di%20Sarno.pdf

DIS. (2007). *Aislamiento Sísmico para Edificaciones y Puentes*. Recuperado el 11 de agosto de 2015, de Dynamic Isolation Systems: <https://www.cdvperu.com/wp-content/uploads/2018/11/dis-catalogo-espanol-aislador-sismico.pdf>

Dorbath, L., Cisternas, A., & Dorbath, C. (Junio de 1990). Assessment of the Size of Large and Great Historical Earthquakes in Peru. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 80(3), 551-576.

Ecodellarete. (5 de mayo de 2010). *Il nuovo ospedale di Frosinone*. Obtenido de <http://www.ecodellarete.net/code/xslt.aspx?p=20791>

- Eda, H. (2012). Response of Asymmetric Isolated Buildings Under Bidirectional Excitations of Near-Fault Ground Motions. *The Degree of Master of Science*. Middle East Technical University. Recuperado el 15 de mayo de 2015, de <http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.633.124&rep=rep1&type=pdf>
- ETABS. (2015). Integrated Analysis, Design and Drafting of Building Systems. *CSI Computers & Structures, INC*. California, USA.
- Etedali , S., & Sohrabi, M. (abril de 2011). Torsional Strengthening of Base-Isolated Asymmetric Structures by Increasing the Flexible Edge Stiffness of Isolation System. *International Journal of Civil & Environmental Engineering*, 11(2), 45-53. Recuperado el 11 de enero de 2016, de <http://ijens.org/Vol%2011%20I%2002/116502-3939%20IJCEE-IJENS.pdf>
- Farbiarz, J. (s.f.). *Introducción a la Dinámica de Estructuras y al Diseño Sismo Resistente - III*. Recuperado el 15 de julio de 2015, de Universidad Nacional de Colombia: <https://civilgeeks.com/2011/06/10/introduccion-a-la-dinamica-de-estructuras-y-al-diseno-sismo-resistente/>
- FEMA 274. (octubre de 1997). *Nehrp Commentary on the Guide lines for the Seismic Rehabilitation of Buildings 274*. (F. E. Agency, Ed.) Recuperado el 12 de enero de 2016, de Sección 9; Seismic Isolation and Energy Dissipation: <https://www.conservationtech.com/FEMA-publications/FEMA274-1997.pdf>
- Garcia, L. (1998). *Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico*. (U. d. Andes, Ed.) Bogota.
- Gent, A. (2011). *Engineering with Rubber: How to Design Rubber Components* (3ra edición ed.). (A. Gent, Ed.) Munich, Alemania: Hanser Publications.

- Giamba, M. (2012). Un' Introduzione All' Isolamento Sísmico Delle Strutture Intelaiate in Cemento Armato. *Curso di Laurea Triennale in Ingegneria Civile*. Università della Calabria, Calabria, Italia. Recuperado el 20 de diciembre de 2015, de <https://it.linkedin.com/in/maria-teresa-giamba-69a600aa>
- Guerrero. (2011). José. *Proyecto de Grado para Obtener el Título Profesional*. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.
- Guillén, J. (2012). Tendencias Actuales en la Construcción Sismorresistente para Edificios en Hormigón Armado. *Tesis fin de master*. Universidad Politécnica de Madrid , Madrid, España. Recuperado el 16 de agosto de 2015, de <http://oa.upm.es/13796/>
- Hernández, H. (s.f.). *Análisis Estructural de un Edificio Aislado Sísmicamente y Diseño de su Sistema de Aislamiento*. Recuperado el 14 de febrero de 2015, de Universidad Nacional de Ingeniería: <http://www.acreditacionfic.uni.edu.pe/files/analisisestructedifaislad.pdf>
- Higashino, M., & Okamoto, S. (2006). *Response Control and Seismic Isolation of Buildings*. Recuperado el 3 de abril de 2015, de <https://www.crcpress.com/Response-Control-and-Seismic-Isolation-of-Buildings/Higashino-Okamoto/p/book/9781138985315>
- Housner, G., & Masri, S. (1994). Performance of the base-isolated USC University Hospital under the 1994 Northridge earthquake. *Nuclear Engineering and Design*(148), 509-513. Recuperado el 3 de marzo de 2015, de <https://www.sciencedirect.com/sdfe/pdf/download/eid/1-s2.0-0029549394901309/first-page-pdf>
- Iglesias, J. (1989). *Normas de Diseño Sismorresistente en América Latina: Limitaciones*. Recuperado el 29 de diciembre de 2014, de Análisis de Riesgo en el Diseño de Hospitales en Zonas Sísmicas: <http://helid.digicollection.org/en/d/J049s/4.html>
- IIA ALDO BRUSCHI. (s.f.). *Introducción al Diseño Sísmico*. Recuperado el 3 de mayo de 2015, de Universidad Nacional de San Juan: <https://docplayer.es/8991250->

Introduccion-al-diseno-sismico-instituto-de-investigaciones-antisismicas-ing-aldobruschi-facultad-de-ingenieria-universidad-nacional-de-san-juan.html

INARK Limited. (s.f.). *Engineering Architecture and Consultancy*. Recuperado el 13 de julio de 2015, de <https://docplayer.net/1965104-Muhendislik-mimarlik-ve-danismanlik-engineering-architecture-and-consultancy.html>

INN: Instituto Nacional de Normalización de Chile. (2003). *Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica – Requisitos: NCH2745 2003*. Santiago, Chile. Recuperado el 15 de setiembre de 2015, de <https://es.scribd.com/document/220250922/NCh-2745-of-2003-Analysis-Edificios-Con-Aislacion-Sismica>

Kircher, C. (junio de 2013). *Seismically Isolated Structures*. Recuperado el 17 de agosto de 2015, de FEMA P-751, NEHRP Recommended Provisions: https://cdn.ymaws.com/www.nibs.org/resource/resmgr/bssc/p751_ch12.pdf

Korswagen, P., Arias, J., & Huaranga, P. (2012). *Análisis y Diseño de Estructuras con Aisladores Sísmicos en el Perú. Tesis para Optar Título Profesional*. PUCP, Lima, Perú. Recuperado el 22 de diciembre de 2014, de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/1631>

Kuroiwa, J. (2010). *Alto a los Desastres*. Lima, Perú: Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD).

Lafontaine, M. (s.f.). *Herramientas para Modelación y Análisis de Edificios con Aislación Sísmica*. Recuperado el 4 de febrero de 2015, de Rene Lagps Engineers: http://www.construccionenacero.com/Documents/Seminario_Dise%25C3%25B1o_AI CE

Lezama, J. (2011). *Aislamiento de Base en Hospitales*. Recuperado el 4 de mayo de 2015, de SCRIBD: <https://es.scribd.com/document/113540889/Aislamiento-Hospitales-Jorge-Lezama#>

- LICEO AGB. (s.f.). *Oscilador Amortiguado*. Recuperado el 12 de diciembre de 2015, de LICEO AGB: <https://liceoagb.es/ondas/proguia/cacoamo1/cacoamo1.html>
- Luders, C. (10 de mayo de 2013). *Aislación Sísmica de Estructuras*. Recuperado el 12 de agosto de 2015, de SCRIBD: <https://es.scribd.com/document/232214165/Carl-Luders-SCh-Aislacio-n-si-smica-de-Estructuras-PUC>
- Lupoi, G., Lupoi, A., & Callari, C. (2-5 de octubre de 2001). The Design of the New Isolated Hospital in Frosinone. *7th International Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibration of Structures Assisi*. Recuperado el 8 de setiembre de 2015, de <http://www.archquake.com/pdf-pubblicazioni/Assisi2001.Cultural%20Heritage.pap.pdf>
- Masuzawa, Y., & Hisada, Y. (12-17 de octubre de 2008). Seismic Isolation Retrofit of a Medical Complex by Integrating Two Large-Scale Buildings. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Recuperado el 30 de octubre de 2015, de <http://kouzou.cc.kogakuin.ac.jp/Member/Boss/Paper/2009/2009%E9%B1%92%E6%B2%A2.pdf>
- Molina, J. (2011). Nivel Óptimo de la Capacidad de Fluencia de Sistemas de Aislamiento Sísmico Basal para Edificios Chilenos. *Tesis Para Obtener Título Profesional*. Universidad de los Andes, Santiago, Chile. Recuperado el 10 de setiembre de 2015, de <https://es.scribd.com/document/135285477/Tesis-Jaime-Molina>
- Monti, D. (2014). Analisi del Funzionamento del Dispositivi di Isolamento Sismico e Applicazione Progettuale ad un Edificio in Cemento Armato. *Tesi di Laurea*. Università di Bologna, Italia. Recuperado el 7 de enero de 2015, de https://amslaurea.unibo.it/8105/1/Diego_Monti_tesi.pdf
- Muñoz, J. (2013). Análisis y Diseño de una Estructura Hospitalaria con Aisladores Sísmicos en la Ciudad de Arequipa. *Tesis Para Obtener Título Profesional*. Universidad Católica

- de Santa María, Arequipa, Perú. Recuperado el 11 de febrero de 2016, de <https://es.scribd.com/doc/264821114/Analisis-y-Diseno-de-una-Estructura-Hospitalaria-con-Aisladores-Sismicos-en-la-Ciudad-de-Arequipa-pdf>
- MVCS. (2 de abril de 2003). NTE - E.030: Diseño Sismoresistente. *Reglamento Nacional de Edificaciones*. (SENCICO, Ed.) Lima, Perú.
- MVCS. (24 de enero de 2016). Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”. *Reglamento Nacional de Edificaciones*. (E. Peruano, Ed.) Lima, Perú.
- Naeim, F., & Kelly, J. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures, From Theory to Practice*. New York, USA: John Wiley & Sons, Inc.
- Nagarajaiah, S., & Sun, X. (1996). Seismic Performance of Base Isolated Buildings in the 1994 Northridge Earthquake. *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*. Recuperado el 20 de noviembre de 2015, de http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/11_598.PDF
- OPS. (1993). *Mitigación de Desastres en las Instalaciones de la Salud - Volumen 2: Aspectos Administrativos de Salud*. Recuperado el 5 de setiembre de 2014, de Centro de Información Sobre Desastres y Salud (CIDBIMENA): http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/Mitigasalud/Mitigacion/Contenidos/spanish/fr_mitig_sp.htm
- Oviedo, & Duque, M. (diciembre de 2006). Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones. *Revista Escuela de Ingeniería de Antioquia*(6), 105-120. Recuperado el 3 de marzo de 2015, de http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1794-12372006000200010
- Ozdemir, G. (2010). Response of Isolated Structures Under Bi-directional Excitations of Near-fault ground Motions. *In Partial Fulfillment Of The Requirements The Degree Of*

- Doctor Of Philosophy*. Middle East Technical University. Recuperado el febrero de 2016, de https://www.researchgate.net/publication/45361055_Response_of_isolated_structures_under_bi-directional_excitations_of_near-field_ground_motions/download
- PAR SALUD. (2015). *Estudio de Pre Inversión Centro de Salud Pedro Sánchez Meza - Chupaca*. Informe Técnico, Ministerio de Salud, Lima.
- Pasquetto, O. (11 de diciembre de 2014). *Dinámica delle Strutture*. Obtenido de Scribd: <https://es.scribd.com/document/390831184/Dinamica-Delle-Strutture-Ing-Oriano-Pasquetto>
- Pavez, A. (marzo de 2012). *Hospital Militar de la Reyna: Tecnología Vital*. Recuperado el 3 de marzo de 2015, de Revista BIT: <https://docplayer.es/75651587-Tecnologia-vital-hospital-militar-de-la-reina-hito-tecnologico-ficha-tecnica.html>
- Pique, J., & Scaletti, H. (1991). *Análisis Sísmico de Edificios* (Vol. 9). (C. C. LIMA, & C. d. Civil, Edits.) Lima, Perú.
- Ponzo, F., & Ditommaso, R. (s.f.). *Elementi di Dinamica delle Strutture*. Recuperado el 17 de julio de 2015, de Tecniche innovative per l'identificazione delle caratteristiche dinamiche delle strutture e del danno: <http://get-file.info/dgitall/?q=elementi+di+dinamica+delle+strutture+doc>
- Ribeiro, E. (s.f.). *Seismic Base Isolation, Design of Base Isolation Systems in Buildings*. Recuperado el 14 de agosto de 2015, de <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/395137445822/Resumo%20Alargado.pdf>
- Saavedra, M. (2005). "Análisis de Edificios con Aisladores Sísmicos Mediante Procedimientos Simplificados. *Tesis para Optar el Título Profesional*. Universidad Austral de Chile,

- Valdivia, Chile. Recuperado el 13 de Diciembre de 2014, de <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2005/bmfcis1121a/doc/bmfcis1121a.pdf>
- Salinas, R. (2001). *Introducción a la Dinámica Estructural*. Recuperado el 22 de noviembre de 2014, de SCRIBD: <https://es.scribd.com/document/54270229/mica-Dinamica-Estructural-Ing-Salinas>
- Salomón, O., Oller, S., & Barbat, A. (2000). *Modelo Numérico de Elastómeros Multi-fase y su Aplicación al Análisis de Estructuras con Aislamiento Sísmico*. (A. Barbat, Ed.) Barcelona, España.
- Shepherd, R., & Billings, L. J. (19-24 de julio de 1992). Mechanics of Elastomeric Seismic Isolation Bearings. Recuperado el 12 de diciembre de 2015, de Earthquake Engineering, Tenth World Conference: <https://www.crcpress.com/Earthquake-Engineering-Proceedings-of-the-Tenth-World-Conference-on-Earthquake/Bernal/p/book/9789054100607>
- Silgado, E. (Enero de 1978). Historia de los Sismos más Notables ocurridos en el Perú (1513-1974). (Instituto de Geología y Minería, Ed.) C(3), 3.
- Stewart, D. (1989). *Reducción de Riesgos en Componentes no Estructurales de los Hospitales Para Casos de Terremoto*. Recuperado el 29 de diciembre de 2014, de Análisis de Riesgo en el Diseño de Hospitales en Zonas Sísmicas: <http://helid.digicollection.org/en/d/J049s/6.html>
- Symans, M. (2003). *Seismic Protective Systems: Seismic Isolation*. Recuperado el 12 de setiembre de 2015, de Rensselaer Polytechnic Institute: http://www.ce.memphis.edu/7119/PDFs/FEAM_Notes/Topic15-7-SeismicIsolationNotes.pdf
- Tarque, N., & Loaiza, C. (octubre de 2003). *Análisis Sísmico de Edificios*. (P. U. Perú, Ed.) Recuperado el 4 de mayo de 2015, de XVI Curso Internacional de Estructuras:

<https://es.scribd.com/document/325726779/ANALISIS-SISMICO-DE-EDIFICIOS-pdf>

Universidad de Navarra. (s.f.). *Sistemas de N Grados de Libertad*. Recuperado el 3 de marzo de 2015, de IMAC (Ingeniería Mecánica Aplicada y Computacional): http://www.imac.unavarra.es/web_imac/pages/docencia/asignaturas/emyv/pdfdoc/vib/vib_ngdl.pdf

Universidad de Santiago de Chile. (s.f.). *Estudio Comparativo de Edificios con Aislamiento Sísmico en la Base*. Recuperado el 14 de noviembre de 2015, de Departamento de Ingeniería en Obras Civiles: <https://www.quieroapuntes.com/estudio-comparativo-de-edificios-con-aislamiento-sismico-en-la-base.html>

Villarreal, G. (2016). Estructuración Sismo-Resistente en Edificaciones. *Diplomado de Ingeniería Estructural. Escuela Superior de Ingeniería*. Huancayo, Perú.

Villegas, O. (2014). Análisis de la Vulnerabilidad y Riesgo de las Edificaciones en el Sector Morro Solar Bajo, Ciudad de Jaén - Cajamarca. *Tesis Para Optar Título Profesional*. Universidad Nacional de Cajamarca, Jaén, Perú.