

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**TÍTULO DE TESIS: “ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO DEL
DISEÑO DEL HOSPITAL DE PACASMAYO CON AISLAMIENTO
ELASTOMÉRICO LRB, Y AISLAMIENTO PENDULAR FPS-TRIPLE”**

PRESENTADO POR: Bach. ESTEBAN KORAFI APONTE

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL

TOMO I

ASESOR:

Ms. FELIPE E. VILLAVICENCIO GONZÁLEZ

Chimbote – Perú

2019

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TÍTULO DE TESIS: “ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO DEL
DISEÑO DEL HOSPITAL DE PACASMAYO CON AISLAMIENTO
ELASTOMÉRICO LRB, Y AISLAMIENTO PENDULAR FPS-TRIPLE”**

PRESENTADO POR: Bach. ESTEBAN KORAFI APONTE

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL

ASESOR:

Ms. FELIPE E. VILLAVICENCIO GONZÁLEZ

Chimbote – Perú
2019

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TÍTULO DE TESIS: “ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO DEL
DISEÑO DEL HOSPITAL DE PACASMAYO CON AISLAMIENTO
ELASTOMÉRICO LRB, Y AISLAMIENTO PENDULAR FPS-TRIPLE”**

PRESENTADO POR: Bach. ESTEBAN KORAFI APONTE

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL

REVISADO POR:

Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González
ASESOR

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TÍTULO DE TESIS: “ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO DEL DISEÑO DEL HOSPITAL DE PACASMAYO CON AISLAMIENTO ELASTOMÉRICO LRB, Y AISLAMIENTO PENDULAR FPS-TRIPLE”

PRESENTADO POR: Bach. ESTEBAN KORAFI APONTE

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Sustentada y aprobada ante el siguiente jurado evaluador:

Ms. Janet Verónica Saavedra Vera
PRESIDENTE

Ms. Iván Eliseo León Malo
SECRETARIO

Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González
INTEGRANTE

“Año de la lucha contra la corrupción e la impunidad”

ACTA DE SUSTENTACIÓN INFORME FINAL DE TESIS

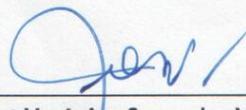
A los 31 días del mes de diciembre del año dos mil diecinueve, siendo las once horas de la mañana, en el Pabellón de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, Campus Universitario de la Universidad Nacional del Santa, se instaló el Jurado Evaluador designado mediante Resolución N° 632-2019-UNS-CFI, integrado por los docentes Ms. Janet Verónica Saavedra Vera (Presidente), Ms. Iván Eliseo León Malo (Secretario), Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González (Integrante) y el Ms. Atilio Rubén López Carranza (Accesitario) y en base a la Resolución Decanal N° 822-2019-UNS-FI, se da inicio a la sustentación de la Tesis titulada: **“ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO DEL DISEÑO DEL HOSPITAL DE PACASMAYO CON AISLAMIENTO ELASTOMÉRICO LRB, Y AISLAMIENTO PENDULAR FPS-TRIPLE”** presentado por el Bachiller **KORAFI APONTE ESTEBAN**, quien fue asesorado por el Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González, según lo establece la T. Resolución Decanal N° 860-2018-UNS-FI.

El Jurado Evaluador, después de deliberar sobre aspectos relacionados con el trabajo, contenido y sustentación del mismo, y con las sugerencias pertinentes en concordancia con el Reglamento General para Obtener el Grado Académico de Bachiller y el Título Profesional en la Universidad Nacional del Santa, declaran:

BACHILLER	PROMEDIO VIGESIMAL	PONDERACIÓN
KORAFI APONTE ESTEBAN	10	MUY BUENO

Siendo las doce horas del mismo día, se dio por terminado el acto de sustentación, firmando la presente acta en señal de conformidad.

Nuevo Chimbote, 31 de diciembre de 2019



Ms. Janet Verónica Saavedra Vera
Presidente



Ms. Iván Eliseo León Malo
Secretario



Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González
Integrante



DEDICATORIA

A la memoria de mi Señora abuela Isabel Luján de Korafi



AGRADECIMIENTO

A Dios nuestro Señor, por haberme dado la oportunidad de estudiar esta profesión y de realizar este trabajo de investigación. A mis padres Mahomed y Kemberli por su ardua labor hecha en mí, y a mis hermanos Esdras y Eunice, que siempre están presentes.

A mi Señora abuela Genoveva Gómez de Aponte y mi tío Clever Aponte, por su apoyo incondicional durante mi formación universitaria.

A los Ingenieros Jorge Salvador, Jhon Choque, Iván León, y Felipe Villavicencio por la información, asesoramiento y aprendizaje recibido.

A la familia Ticona-Choque por su generosa hospitalidad en los últimos meses del desarrollo de mi tesis. Y a todos aquellos, familiares, amigos y conocidos, que me alentaron a no desistir de este objetivo.



INDICE GENERAL

RESUMEN.....	XXXIX
ABSTRACT	XL
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	41
1.1 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA	42
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	43
1.2.1 PROBLEMA GENERAL.....	43
1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS	44
1.3 OBJETIVOS	44
1.3.1 OBJETIVO GENERAL	44
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	44
1.4 FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS	45
1.4.1 HIPÓTESIS GENERAL	45
1.4.1 HIPOTESIS ESPECÍFICAS	45
1.5 JUSTIFICACIÓN	45
1.6 LIMITACIONES DEL TRABAJO.....	46
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	47
2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	48
2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	48
2.1.2 ANTECEDENTES NACIONALES	48
2.2 BASE TEÓRICA	50
2.2.1 TEORÍA LINEAL DEL AISLAMIENTO SÍSMICO.....	50
a. SISTEMA DE DOS GRADOS DE LIBERTAD CON AISLAMIENTO EN LA BASE.....	50
b. SISTEMA DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD CON AISLAMIENTO EN LA BASE	55
2.2.2 AISLAMIENTO ELASTOMÉRICO REFORZADO	56
a. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS AISLADORES ELASTOMÉRICOS.....	57



b. MODELAMIENTO BI-LINEAL PARA AISLADORES ELASTOMÉRICOS	60
c. PANDEO Y ESTABILIDAD DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS	64
2.2.3 AISLAMIENTO DE PÉNDULO DE FRICCIÓN	68
a. AISLADOR DE SIMPLE PÉNDULO DE FRICCIÓN (SFP)	68
b. AISLADOR DE TRIPLE PÉNDULO DE FRICCIÓN (FPT).....	73
2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS	94
CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS.....	97
3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN	98
3.2 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	98
3.3 UNIDAD DE ANÁLISIS	98
3.4 UBICACIÓN.....	99
3.5 POBLACIÓN Y MUESTRA.....	99
3.5.1 POBLACIÓN	99
3.5.2 MUESTRA.....	99
3.6 VARIABLES	99
3.6.1 VARIABLE DEPENDIENTE.....	99
3.6.2 VARIABLE INDEPENDIENTE	99
3.6.3 MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	99
3.6.4 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	101
3.7 INSTRUMENTOS	102
3.7.1 INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	102
3.7.2 INSTRUMENTOS DE PROCESAMIENTO DE DATOS.....	103
3.8 PROCEDIMIENTOS	104
3.8.1 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE	104
a. INTRODUCCIÓN	104
b. UBICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN	105
c. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN	106
d. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES GENERALES DE LA EDIFICACIÓN	109
e. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	110
f. CARGAS POR GRAVEDAD	111



g.	NORMATIVIDAD EMPLEADA.....	111
3.8.2	NORMA NTE E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE: APLICACIÓN A ESTRUCTURAS CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE.....	112
a.	FILOSOFÍA Y PRINCIPIOS DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	112
b.	PELIGRO SÍSMICO.....	113
c.	CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES.....	118
d.	MODELOS PARA EL ANÁLISIS Y ESTIMACIÓN DEL PESO (P).....	123
e.	CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES.....	125
3.8.3	CAPÍTULO 17 – ASCE/SEI 7-16: REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS SISMICAMENTE AISLADAS (SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURES).....	125
a.	PROPIEDADES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO.....	125
b.	CRITERIOS DE MOVIMIENTO SÍSMICO.....	131
c.	MODELOS DE ANÁLISIS.....	139
d.	PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS: FUERZA LATERAL EQUIVALENTE (ELF).....	139
e.	PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DINÁMICO: HISTORIA DE RESPUESTA.....	145
3.8.4	ESTANDAR DE AISLAMIENTO SÍSMICO PARA LA FUNCIONALIDAD CONTINUA – SISCF Y SISTEMA DE CALIFICACIÓN REDi TM	147
3.8.5	MOVIMIENTOS SÍSMICOS PARA EL ANÁLISIS.....	157
a.	PELIGRO SÍSMICO.....	157
b.	ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME MCE y DBE.....	158
c.	REGISTROS SÍSMICOS SELECCIONADOS.....	160
d.	MÉTODO DEL AJUSTE ESPECTRAL.....	175
3.8.6	EVALUACIÓN DEL DISEÑO SÍSMICO CON AISLAMIENTO ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB (LEAD BEARING RUBBER).....	204
a.	MODELO MATEMÁTICO DE MASAS Y RIGIDECES.....	209
b.	ANÁLISIS MODAL – VECTORES DE RITZ.....	244
c.	ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO-HISTORIA NO-LINEAL FNA.....	246
d.	COMBINACIÓN PROMEDIO DE LOS CASOS DE ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO-HISTORIA FNA.....	257



e.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL DE LOS MÓDULOS ESTRUCTURALES.....	258
3.8.7	DISEÑO SÍSMICO CON AISLAMIENTO DE TRIPLE PENDULO DE FRICCIÓN FPT (TRIPLE FRICTION PENDULUM).....	287
a.	MODELO MATEMÁTICO DE MASAS Y RIGIDECES.....	289
b.	ANÁLISIS MODAL – VECTORES DE RITZ.....	306
c.	ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO-HISTORIA NO-LINEAL FNA.....	307
d.	COMBINACIÓN PROMEDIO DE LOS CASOS DE ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO-HISTORIA FNA.....	316
CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....		317
4.1	ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	317
4.1.1	EVALUACIÓN DEL DISEÑO SÍSMICO CON AISLAMIENTO ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB (LEAD BEARING RUBBER).....	317
a.	FUERZA SÍSMICA QUE INGRESA A LA ESTRUCTURA CONTANDO CON LAS PROPIEDADES DE LÍMITE SUPERIOR.....	317
b.	PROPIEDADES DINÁMICAS DE LA ESTRUCTURA PARA EL SISMO “DE” Y LAS PROPIEDADES DE LÍMITE SUPERIOR.....	320
c.	EVALUACIÓN DE LOS MÓDULOS ESTRUCTURALES QUE CONFORMAN LA SUPERESTRUCTURA.....	322
d.	EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO LRB.....	377
e.	ESTIMACIÓN DE DAÑOS ARQUITECTÓNICO, ESTRUCTURAL Y DE CONTENIDO POR SISMO.....	386
4.1.2	DISEÑO SÍSMICO CON AISLAMIENTO DE TRIPLE PENDULO DE FRICCIÓN FPT (TRIPLE FRICTION PENDULUM).....	390
a.	FUERZA SÍSMICA QUE INGRESA A LA ESTRUCTURA CONTANDO CON LAS PROPIEDADES DE LÍMITE SUPERIOR.....	390
b.	PROPIEDADES DINÁMICAS DE LA ESTRUCTURA PARA EL SISMO “DE” Y LAS PROPIEDADES DE LÍMITE SUPERIOR.....	392
c.	DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA TOMANDO EN CUENTA EL SISMO “DE” Y LAS PROPIEDADES DE LÍMITE SUPERIOR.....	394



d. DETERMINACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA Y ESCALAMIENTO DE RESULTADOS	423
e. VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO FPT	426
f. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO INCORPORADOS Y MODIFICADOS	433
g. ESTIMACIÓN DE DAÑOS ARQUITECTÓNICO, ESTRUCTURAL Y DE CONTENIDO POR SISMO.....	444
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	448
5.1 CONCLUSIONES	449
5.2 RECOMENDACIONES	453
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	454
ANEXOS	458



INDICE DE TABLAS

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

Tabla II-1. Resumen del comportamiento de aisladores de triple péndulo de fricción FPT	93
--	----

CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS

Tabla III-01. Matriz de consistencia de la investigación.....	100
Tabla III-02. Matriz de operacionalización de variables.....	101
Tabla III-03: Área techada del Bloque-A Hospital de Pacasmayo	108
Tabla III-04: Tabla N° 1 E.030 Factores de zona “Z”	113
Tabla III-05: Tabla N° 2 E.030 Clasificación de los perfiles de suelo.....	117
Tabla III-06a: Tabla N° 3 E.030 Factor de suelo “S”	117
Tabla III-06b: Tabla N° 4 E.030 Periodos “TP” y “TL”	117
Tabla III-07: Tabla N° 5 E.030 Categoría de las edificaciones y factor “U”	118
Tabla III-08: Tabla N° 6 E.030 Categoría y sistema estructural	121
Tabla III-09: Tabla N° 7 E.030 Sistemas estructurales	121
Tabla III-10a: Tabla N° 8 E.030 Irregularidades estructurales en altura.....	122
Tabla III-10b: Tabla N° 9 E.030 Irregularidades estructurales en planta.....	122
Tabla III-11: Tabla N° 10 E.030 Categoría y regularidad de las edificaciones.....	122
Tabla III-12: Tabla N° 11 Límites para la distorsión de entrepiso	125
Tabla III-13: Tabla C17.2-6 Multiplicadores predeterminados de límite superior e inferior para fabricantes desconocidos	127
Tabla III-14: Tabla C17.2-7 Multiplicadores predeterminados de límite superior e inferior para fabricantes calificados	128
Tabla III-15: Factores de importancia (I), indicados en ASCE/SEI 7-16 y equivalentes en NTE E.030.....	132
Tabla III-16: Tabla 1.5-1 ASCE/SEI 7-16 Categoría de riesgo	133
Tabla III-17: Coeficientes de modificación de respuesta (R) para sistemas a base concreto armado, indicados en ASCE/SEI 7-16 y equivalentes en NTE E.030	134
Tabla III-18 y 19: Irregularidades estructurales para sistemas con aislamiento en la base, indicadas en ASCE/SEI 7-16 y equivalentes en NTE E.030.....	136
Tabla III-20: Tabla 17.5-1 Coeficiente de amortiguamiento, BM	140
Tabla III-21: Tabla 1.3-2 Objetivos de confiabilidad para la inestabilidad estructural causada por terremotos, Probabilidad condicional de falla por sismo	149



Tabla III-22: Tabla C.3-1 Límites de criterios de resiliencia para las categorías de diseño de estructuras.....	150
Tabla III-23: Tabla C.3-2 Contribuciones al daño arquitectónico y estructural del edificio ..	150
Tabla III-24: Espectro de peligro uniforme MCE y DE.....	159
Tabla III-25: Localización del evento – Sismo del 17.10.1966	160
Tabla III-26: Localización del evento – Sismo del 31.05.1970	162
Tabla III-27: Localización del evento – Sismo del 03.10.1974	164
Tabla III-28: Localización del evento – Sismo del 23.06.2001	166
Tabla III-29: Localización del evento – Sismo del 15.08.2007	168
Tabla III-30: Localización del evento – Sismo del 27.02.2010	170
Tabla III-31: Localización del evento – Sismo del 16.04.2016	173
Tabla III-32: Movimientos sísmicos utilizados para el análisis	174
Tabla III-33: Movimientos sísmicos ajustados espectralmente al sismo MCE203	
Cuadro de columnas – Edificación principal aislada.....	216
Tabla III-34a: Cuadro de columnas – Edificación principal aislada	217
Tabla III-34b: Cuadro de columnas – Edificación principal aislada.....	217
Tabla III-35: Secciones de los extremos de vigas del 1er. piso de los bloques A1-A2. Definición como elementos frame en ETABS 17.	219
Tabla III-36: Secciones de los extremos de vigas del 2do. y 3er. piso de los bloques A1-A2. Definición como elementos frame en ETABS 17.	219
Tabla III-37: Secciones de los extremos de vigas del 4to. piso de los bloques A1-A2. Definición como elementos frame en ETABS 17.	219
Tabla III-38: Secciones de los extremos de vigas del 1er.-3er. piso del bloque A3. Definición como elementos frame en ETABS 17.	219
Tabla III-39: Secciones de los extremos de vigas del 4to. piso del bloque A3. Definición como elementos frame en ETABS 17.	219
Tabla III-40: Secciones de los extremos de vigas del 1er. piso del bloque A4. Definición como elementos frame en ETABS 17.	219
Tabla III-41: Secciones de los extremos de vigas del 2do.-3er. piso del bloque A4. Definición como elementos frame en ETABS 17.	220
Tabla III-42: Secciones de los extremos de vigas del 2do.-3er. piso del bloque A4. Definición como elementos frame en ETABS 17.	220
Tabla III-43: Secciones de los extremos de vigas del 4to. piso del bloque A4. Definición como elementos frame en ETABS 17.	220



Tabla III-44: Secciones de los extremos de vigas del 1er.-3er. piso de los bloques A5-A6. Definición como elementos frame en ETABS 17.	220
Tabla III-45: Secciones de los extremos de vigas del 4to. piso de los bloques A5-A6. Definición como elementos frame en ETABS 17.	220
Tabla III-46: Propiedades Aislador Elastomérico LRB-B	225
Tabla III-47: Características histeréticas de aislador elastomérico LRB-B para el sismo DBE y propiedades de límite superior.....	226
Tabla III-48: Características histeréticas de aislador elastomérico LRB-B para el sismo MCE y propiedades de límite inferior.....	226
Tabla III-49: Propiedades Aislador Elastomérico LRB-C	229
Tabla III-50: Características histeréticas de aislador elastomérico LRB-C para el sismo DBE y propiedades de límite superior.....	230
Tabla III-51: Características histeréticas de aislador elastomérico LRB-C para el sismo MCE y propiedades de límite inferior.....	230
Tabla III-52: Propiedades de deslizador de teflón Slider-A.....	233
Tabla III-53: Características histeréticas de deslizador de teflón Slider-A para el sismo DBE y propiedades de límite superior.....	234
Tabla III-54: Características histeréticas de deslizador de teflón Slider-A para el sismo MCE y propiedades de límite inferior.....	234
Tabla III-55: Carga equivalente de tabique, según su peso lineal.....	237
Tabla III-56: Casos de carga modal de tiempo-historia no-lineal FNA para el análisis dinámico, con sus factores de escalas respectivos.....	249
Tabla III-57: Disposición de confinamiento en columnas para cada módulo estructural	261
Tabla III-58: Distribución de la fuerza sísmica en altura para el módulo A1	266
Tabla III-59: Distribución de la fuerza sísmica en altura para el módulo A2	269
Tabla III-60: Distribución de la fuerza sísmica en altura para el módulo A3	272
Tabla III-61: Distribución de la fuerza sísmica en altura para el módulo A4	275
Tabla III-62: Distribución de la fuerza sísmica en altura para el módulo A5	278
Tabla III-63: Distribución de la fuerza sísmica en altura para el módulo A6	281
Tabla III-64: Propiedades mecánicas y geométricas del aislador de triple péndulo de fricción FPT8833/15-12R/10-6.....	293
Tabla III-65: Propiedades mecánicas y geométricas, y características histeréticas del prototipo de aislador FPT-A.....	295



Tabla III-66a: Características histeréticas de la capacidad del prototipo de aislador FPT-A para las propiedades de límite superior (Upper Bound)	296
Tabla III-66b: Características histeréticas de la capacidad del prototipo de aislador FPT-A para las propiedades de límite inferior (Lower Bound).....	297
Tabla III-67: Propiedades mecánicas y geométricas, y características histeréticas del prototipo de aislador FPT-B	300
Tabla III-68a: Características histeréticas de la capacidad del prototipo de aislador FPT-B para las propiedades de límite superior (Upper Bound)	301
Tabla III-68b: Características histeréticas de la capacidad del prototipo de aislador FPT-B para las propiedades de límite inferior (Lower Bound).....	302
Tabla III-69: Casos de carga modal de tiempo-historia no-lineal FNA para el análisis dinámico, con sus factores de escalas respectivos.....	309

CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Tabla IV-01: Propiedades dinámicas del sistema de aislamiento LRB en el sismo DE y para las propiedades de límite superior, correspondientes a la combinación promedio de casos sísmicos PROM-TH	320
Tabla IV-02: Propiedades dinámicas de la superestructura del diseño con aislamiento LRB, obtenidas de un análisis modal eigen	321
Tabla IV-03: Derivas elásticas pico de piso del diseño con aislamiento LRB, correspondientes a la combinación promedio de casos sísmicos PROM-TH Máxima. Módulo-A1	324
Tabla IV-04: Derivas elásticas pico de piso del diseño con aislamiento LRB, correspondientes a la combinación promedio de casos sísmicos PROM-TH Máxima. Módulo-A2	324
Tabla IV-05: Derivas elásticas pico de piso del diseño con aislamiento LRB, correspondientes a la combinación promedio de casos sísmicos PROM-TH Máxima. Módulo-A3	325
Tabla IV-06: Derivas elásticas pico de piso del diseño con aislamiento LRB, correspondientes a la combinación promedio de casos sísmicos PROM-TH Máxima. Módulo-A4	325
Tabla IV-07: Derivas elásticas pico de piso del diseño con aislamiento LRB, correspondientes a la combinación promedio de casos sísmicos PROM-TH Máxima. Módulo-A5	326
Tabla IV-08: Derivas elásticas pico de piso del diseño con aislamiento LRB, correspondientes a la combinación promedio de casos sísmicos PROM-TH Máxima. Módulo-A6	326
Tabla IV-09: Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A1 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X	329



Tabla IV-10: Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A1 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y	330
Tabla IV-11: Determinación de derivas inelásticas ultimas y derivas residuales en el Módulo-A1 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X	331
Tabla IV-12: Determinación de derivas inelásticas ultimas y derivas residuales en el Módulo-A1 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y	331
Tabla IV-13: Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A2 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X	334
Tabla IV-14: Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A2 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y	335
Tabla IV-15: Determinación de derivas inelásticas ultimas y derivas residuales en el Módulo-A2 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X	336
Tabla IV-16: Determinación de derivas inelásticas ultimas y derivas residuales en el Módulo-A2 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y	336
Tabla IV-17: Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A3 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X	339
Tabla IV-18: Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A3 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y	340
Tabla IV-19: Determinación de derivas inelásticas ultimas y derivas residuales en el Módulo-A3 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X	341
Tabla IV-20: Determinación de derivas inelásticas ultimas y derivas residuales en el Módulo-A3 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y	341
Tabla IV-21: Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A4 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X	344
Tabla IV-22: Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A4 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y	345
Tabla IV-23: Determinación de derivas inelásticas ultimas y derivas residuales en el Módulo-A4 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X	346
Tabla IV-24: Determinación de derivas inelásticas ultimas y derivas residuales en el Módulo-A4 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y	346
Tabla IV-25: Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A5 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X	349
Tabla IV-26: Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A5 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y	350



Tabla IV-27: Determinación de derivas inelásticas ultimas y derivas residuales en el Módulo-A5 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X	351
Tabla IV-28: Determinación de derivas inelásticas ultimas y derivas residuales en el Módulo-A5 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y	351
Tabla IV-29: Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A6 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X	354
Tabla IV-30: Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A6 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y	355
Tabla IV-31: Determinación de derivas inelásticas ultimas y derivas residuales en el Módulo-A6 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X	356
Tabla IV-32: Determinación de derivas inelásticas ultimas y derivas residuales en el	356
Tabla IV-33: Resumen de derivas ultimas y derivas residuales para el sismo DE y las propiedades de límite superior correspondientes al diseño con aislamiento LRB	358
Tabla IV-34: Aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el nivel de base para el sismo DE y las propiedades de límite superior, correspondientes al diseño con aislamiento LRB	360
Tabla IV-35: Aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el 1er-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior correspondiente al diseño con aislamiento LRB	362
Tabla IV-36: Aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el 2do-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior correspondiente al diseño del aislamiento LRB	364
Tabla IV-37: Aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el 3er-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior correspondiente al diseño con aislamiento LRB	366
Tabla IV-38: Aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el nivel de base para el sismo DE y las propiedades de límite superior correspondiente al diseño con aislamiento LRB	368
Tabla IV-39: Aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el 1er-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior correspondiente al diseño con aislamiento LRB	370
Tabla IV-40: Aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el 2do-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior correspondiente al diseño con aislamiento LRB	372



Tabla IV-41: Aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el 3er-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior correspondiente al diseño con aislamiento LRB	374
Tabla IV-42: Aceleraciones espectrales promedio de piso $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ de los puntos de control 11 y 56 para el sismo DE y las propiedades de límite superior correspondientes al diseño con aislamiento LRB	376
Tabla IV-43: Desplazamientos máximos de aisladores LRB y deslizadores PTFE para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior.....	377
Tabla IV-44: Desplazamientos de aisladores LRB y deslizadores PTFE para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior. Combinación de cargas sísmicas PROM-TH.....	378
Tabla IV-45: Resumen de los valores de los parámetros resilientes para la estimación del daño del diseño actual con aislamiento LRB del bloque aislado del Hospital de Pacasmayo	387
Tabla IV-46: Porcentaje y balance de pérdidas en bloque con aislamiento LRB del Hospital de Pacasmayo para las propiedades de límite superior y el sismo de diseño DE.....	389
Tabla IV-47: Propiedades dinámicas del sistema de aislamiento FPT en el sismo DE y para las propiedades de límite superior, correspondientes a la combinación promedio de casos sísmicos PROM-TH	392
Tabla IV-48: Propiedades dinámicas de la superestructura del diseño con aislamiento FPT, obtenidas del análisis modal de vectores de Ritz	393
Tabla IV-49: Comportamiento hysterético del aislador FPT-A para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Procedimiento de análisis de Fuerza lateral equivalente ELF	395
Tabla IV-50: Comportamiento hysterético del aislador FPT-B para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Procedimiento de análisis de Fuerza lateral equivalente ELF.....	396
Tabla IV-51: Comportamiento hysterético del aislador FPT-A para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior. Procedimiento de análisis de Fuerza lateral equivalente ELF	397
Tabla IV-52: Comportamiento hysterético del aislador FPT-B para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior. Procedimiento de análisis de Fuerza lateral equivalente ELF.....	398
Tabla IV-53: Determinación de factor de torsión para determinar el desplazamiento máximo total del sistema de aislamiento FPT	399
Tabla IV-54: Resumen del procedimiento de análisis de Fuerza lateral equivalente ELF para el diseño con aislamiento FPT.....	400



Tabla IV-55: Derivas pico de piso del diseño con aislamiento FPT, correspondientes a la combinación promedio de los casos sísmicos PROM-TH máxima	403
Tabla IV-56: Aceleraciones espectrales promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el nivel de base para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Diseño con aislamiento FPT	406
Tabla IV-57: Aceleraciones espectrales promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el 1er-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Diseño con aislamiento FPT	408
Tabla IV-58: Aceleraciones espectrales promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el 2do-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Diseño con aislamiento FPT	410
Tabla IV-59: Aceleraciones espectrales promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el 3er-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Diseño con aislamiento FPT	412
Tabla IV-60: Aceleraciones espectrales promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el nivel de base para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Diseño con aislamiento FPT	414
Tabla IV-61: Aceleraciones espectrales promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el 1er-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Diseño con aislamiento FPT	416
Tabla IV-62: Aceleraciones espectrales promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el 2do-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Diseño con aislamiento FPT	418
Tabla IV-63: Aceleraciones espectrales promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el 3er-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Diseño con aislamiento FPT	420
Tabla IV-64: Aceleraciones espectrales promedio de piso $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ de los puntos de control 11 y 56 para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Diseño con aislamiento FPT	422
Tabla IV-65: Aporte de fuerza cortante en elementos verticales del diseño con aislamiento FPT para la dirección X-X	423
Tabla IV-66: Aporte de fuerza cortante en elementos verticales del diseño con aislamiento FPT para la dirección Y-Y	423



Tabla IV-67: Factor de escala de fuerza cortante en la superestructura del diseño con aislamiento FPT	424
Tabla IV-68: Factor de escala de fuerza cortante en la subestructura del diseño con aislamiento FPT	425
Tabla IV-69: Desplazamientos máximos de aisladores FPT para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior	426
Tabla IV-70: Desplazamientos de aisladores FPT para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior. Combinación de cargas sísmicas PROM-TH	427
Tabla IV-71: Esfuerzos de carga axial, flexión y corte en columna en la columna C1 del primer piso, para cada combinación de diseño	434
Tabla IV-72: Resistencia a corte de columna C1 del 1er-piso para el eje local 2-2	436
Tabla IV-73: Resistencia a corte de columna C1 del 1er-piso para el eje local 3-3	436
Tabla IV-74: Esfuerzos de carga axial, flexión y corte en placa P1 del primer piso, para cada combinación de diseño	437
Tabla IV-75: Resistencia a corte de placa P1 del 1er-piso para el eje local 2-2	439
Tabla IV-76: Resistencia a corte de placa P1 del 1er-piso para el eje local 3-3	439
Tabla IV-77: Resumen de los valores de los parámetros resilientes para la estimación del daño del diseño con aislamiento FPT	444
Tabla IV-78: Porcentaje y balance de pérdidas en bloque con aislamiento FPT del Hospital de Pacasmayo para las propiedades de límite superior y el sismo de diseño DE.....	446



INDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Figura II-01: Comportamiento de un edificio con base fija y un edificio con base aislada ante un evento sísmico	50
Figura II-02: Cambio de periodo y reducción de la aceleración espectral en una estructura con aislamiento en la base	51
Figura II-03: Parámetros del sistema de dos grados de libertad con aislamiento en la base.....	52
Figura II-04a: Aislador elastomérico de alto amortiguamiento HDR (High Damping Rubber) con su respectivo comportamiento histerético.....	56
Figura II-04b: Aislador elastomérico con núcleo de plomo LRB (Lead Rubber Bearing) con su respectivo comportamiento histerético.....	56
Figura II-05: Parámetros del modelo bi-lineal de un ciclo histerético de un aislador elastomérico LRB	61
Figura II-06: Selección de los parámetros del modelo histerético de un aislador elastomérico HRB	64
Figura II-07: Condiciones de contorno para un aislador elastomérico bajo una carga vertical P (el aislador se flexiona sin fuerza lateral, pero se evita que gire en cada extremo)	65
Figura II-08: Notación para el área reducida A_r , el desplazamiento lateral D y los ángulos θ y ϕ	67
Figura II-09: Sección transversal de un aislador de simple péndulo de fricción SFP.....	68
Figura II-10: Modelización del movimiento del péndulo deslizante de un aislador de péndulo de fricción FPS	69
Figura II-11: Diagrama de cuerpo libre del deslizador de un aislador SFP en su configuración deformada.....	70
Figura II-12: Comportamiento histerético analítico de un aislador de simple péndulo de fricción SFP.....	72
Figura II-13: Vista en corte del aislador de triple péndulo de fricción FPT	74
Figura II-14: Sección transversal de un aislador de triple péndulo de fricción, FPT, con su propiedades geométricas y mecánicas.....	75
Figura II-15: Curva monótonica de fuerza-desplazamiento par un aislador de triple péndulo de fricción FPT.....	77
Figura II-16: (a) Forma desplazada (b) Diagrama de cuerpo libre del aislador de triple péndulo de fricción FPT en la fase de movimiento I.....	78

Figura II-17: Comportamiento histerético analítico de un aislador de triple péndulo de fricción FPT en la fase de movimiento I.....	80
Figura II-18: (a) Forma desplazada (b) Diagrama de cuerpo libre del aislador de triple péndulo de fricción FPT en la fase de movimiento II	82
Figura II-19: Comportamiento histerético analítico de un aislador de triple péndulo de fricción FPT durante la fase de movimiento II se muestra en relación con la fase de movimiento I	83
Figura II-20: (a) Forma desplazada (b) Diagrama de cuerpo libre del aislador de triple péndulo de fricción FPT en la fase de movimiento III	85
Figura II-21: Comportamiento histerético analítico de un aislador de triple péndulo de fricción FPT durante la fase de movimiento II se muestra en relación con la fase de movimiento I y II.....	86
Figura II-22: (a) Forma desplazada (b) Diagrama de cuerpo libre del aislador de triple péndulo de fricción FPT en la fase de movimiento IV	88
Figura II-23: Comportamiento histerético analítico de un aislador de triple péndulo de fricción FPT durante la fase de movimiento II se muestra en relación con la fase de movimiento I, II y III	89
Figura II-24: (a) Forma desplazada (b) Diagrama de cuerpo libre del aislador de triple péndulo de fricción FPT en la fase de movimiento V	91
Figura II-25: Comportamiento histerético analítico de un aislador de triple péndulo de fricción FPT durante la fase de movimiento II se muestra en relación con la fase de movimiento I, II, III y IV	92

CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

Figura III-001a: Presentación del isotipo del software Microsoft Excel 2016.....	102
Figura III-001b: Presentación del isotipo del software ETABS v.17.0.1.....	102
Figura III-002a: Portada del sistema de calificación REDi™ “Iniciativa de Diseño Sísmico basado en Resiliencia”.....	103
Figura III-002b: Portada del FEMA P-58-1 Evaluación del Desempeño Sísmico de Edificios y del Estándar de Aislamiento Sísmico para la Funcionalidad Continua, SISCF	104
Figura III-003: Vista 3D frontal Hospital de Pacasmayo.....	105
Figura III-004: Plano de Ubicación de Hospital de Pacasmayo.....	106
Figura III-005: Esquema clave de los módulos estructurales.....	108
Figura III-006: Zonificación sísmica.....	114
Figura III-007: Modelo tridimensional de masas y rigideces.....	123



Figura III-008: Peso de entrepiso	124
Figura III-009: Límites superior e inferior de propiedades de un sistema bilineal Fuerza-Deformación.....	130
Figura III-010: Figura C.3-2 Estimación de daños por movimiento sísmico, utilizado para seleccionar propiedades del aislador, tipo de estructura, y rigidez de piso	151
Figura III-011a: Hoja de ruta para la clasificación REDi™	155
Figura III-011b: Objetivos básicos para los tres (03) niveles de clasificación REDi™	156
Figura III-012: Acelerogramas Estación PRQ – Sismo del 17.10.1966	161
Figura III-013: Acelerogramas Estación PRQ – Sismo del 31.05.1970	163
Figura III-014: Acelerogramas Estación PRQ – Sismo del 03.10.1974	165
Figura III-015: Acelerogramas Estación MOQ001 – Sismo del 23.06.2001	167
Figura III-016: Acelerogramas Estación ICA002 – Sismo del 15.08.2007	169
Figura III-017a: Acelerogramas Estación Concepción – Sismo del 27.02.2010	171
Figura III-017b: Espectros de respuesta Estación Concepción – Sismo del 27.02.2010	172
Figura III-018: Acelerogramas Estación AMNT – Sismo del 16.04.2016	174
Figura III-019: Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente E-W Sismo del 17.10.1966 Lima, Perú.....	176
Figura III-020: Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente E-W	177
Figura III-021: Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente N-S Sismo del 17.10.1966 Lima, Perú.....	178
Figura III-022: Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente N-S	179
Figura III-023: Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente E-W Sismo del 31.05.1970 Ancash, Perú	180
Figura III-024: Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente E-W	181
Figura III-025: Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente N-S Sismo del 31.05.1970 Ancash, Perú	182
Figura III-026: Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente N-S	183
Figura III-027: Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente E-W Sismo del 03.10.1974 Lima, Perú.....	184
Figura III-028: Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente E-W	185
Figura III-029: Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente N-S Sismo del 03.10.1974 Ancash, Perú	186
Figura III-030: Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente N-S	187



Figura III-031: Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente E-W Sismo del 23.06.2001 Arequipa, Perú	188
Figura III-032: Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente E-W	189
Figura III-033: Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente N-S Sismo del 23.06.2001 Arequipa, Perú	190
Figura III-034: Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente N-S	191
Figura III-035: Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente E-W Sismo del 15.08.2007 Ica, Perú	192
Figura III-036: Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente E-W	193
Figura III-037: Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente N-S Sismo del 15.08.2007 Ica, Perú	194
Figura III-038: Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente N-S	195
Figura III-039: Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente E-W Sismo del 27.02.2010 Maule, Chile	196
Figura III-040: Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente E-W	197
Figura III-041: Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente N-S Sismo del 27.02.2010 Maule, Chile	198
Figura III-042: Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente N-S	199
Figura III-043: Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente E-W Sismo del 16.04.2016 Manabí, Ecuador	200
Figura III-044: Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente E-W	201
Figura III-045: Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente N-S Sismo del 16.04.2016 Manabí, Ecuador	202
Figura III-046: Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente N-S	203
Figura III-047a: Ubicación de aisladores y deslizadores en planta Módulo-A Hospital de Pacasmayo	206
Figura III-047b: Planta Interfaz de aislamiento Módulo-A Hospital de Pacasmayo	207
Figura III-048: Planta Aligerado Nivel de base Módulo-A Hospital de Pacasmayo	207
Figura III-049: Planta Aligerado 1er. Piso Módulo-A Hospital de Pacasmayo	208
Figura III-050: Planta Aligerado 2do. Piso Módulo-A Hospital de Pacasmayo	208
Figura III-051: Planta Aligerado 4to. Piso Módulo-A Hospital de Pacasmayo	209
Figura III-052: Modelo matemático –Planta de nivel de base. Diseño con aisladores LRB ..	210
Figura III-053: Modelo matemático – Planta 1er-piso. Diseño con aisladores LRB	210
Figura III-054: Modelo matemático – Planta 2do-3er-piso. Diseño con aisladores LRB	211



Figura III-055: Modelo matemático – Planta 4to-piso. Diseño con aisladores LRB	211
Figura III-056: Modelo matemático – Elevación frontal. Diseño con aisladores LRB	212
Figura III-057: Modelo matemático – Elevación lateral. Diseño con aisladores LRB	212
Figura III-058: Modelo matemático – Vista 3D. Diseño con aisladores LRB.....	213
Figura III-059: Definición de las características del concreto $f'c=210\text{Kg/cm}^2$	214
Figura III-060: Definición de las características del concreto $f'c=280\text{Kg/cm}^2$	215
Figura III-061: Definición de las características del acero de refuerzo $f_y=4200\text{Kg/cm}^2$	216
Figura III-062: Definición de Columna C1(.60x.060) del 1er-piso como elemento frame ...	218
Figura III-063: Definición de Viga V103b(.30x.75) como elemento frame	221
Figura III-064: Definición de losas aligeradas $h=25\text{cm}$ en dos direcciones como elementos shell	222
Figura III-065: Definición de losas macizas $h=20\text{cm}$ como elementos shell.....	223
Figura III-066: Definición de aislador LRB-B para límite superior como elementos link	227
Figura III-067: Definición de aislador LRB-B para límite inferior como elementos link	228
Figura III-068: Definición de aislador LRB-C para límite superior como elementos link	231
Figura III-069: Definición de aislador LRB-C para límite inferior como elementos link	232
Figura III-070: Definición de deslizador Slider-A para límite inferior como elementos link	235
Figura III-071: Definición de deslizador Slider-A para límite inferior como elementos link	236
Figura III-072: Asignación de cargas por peso de tabiques y de piso terminado – Base.....	238
Figura III-073: Asignación de cargas por peso de tabiques y de piso terminado – 1er. Piso .	238
Figura III-074: Asignación de cargas por peso de tabiques y de piso terminado – 2do. Piso.	239
Figura III-075: Asignación de cargas por peso de tabiques y de piso terminado – 3er. Piso .	239
Figura III-076: Asignación de cargas por peso de tabiques y de piso terminado – 4to. Piso .	240
Figura III-077: Asignación de sobrecarga en elementos shell – Base	241
Figura III-078: Asignación de sobrecarga en elementos shell – 1er. Piso	241
Figura III-079: Asignación de sobrecarga en elementos shell – 2do. Piso	242
Figura III-080: Asignación de sobrecarga en elementos shell – 3er. Piso	242
Figura III-081: Asignación de sobrecarga en elementos shell – 4to. Piso	243
Figura III-082: Definición de la fuente de masa para una estructura de categoría A1.....	244
Figura III-083: Definición del caso modal de vectores de Ritz para el análisis dinámico. Diseño con aislamiento LRB	245
Figura III-084: Definición de función rampa de cargas cuasi-estáticas. Diseño con aislamiento LRB	247



Figura III-085: Definición del caso de carga FNA de cargas cuasi-estáticas iniciales para el análisis dinámico. Diseño con aislamiento LRB	248
Figura III-086: Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-1 PRQ_1966 para el diseño con aislamiento LRB	250
Figura III-087: Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-2 PRQ_1970 para el diseño con aislamiento LRB	251
Figura III-088: Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-3 PRQ_1974 para el diseño con aislamiento LRB	252
Figura III-089: Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-4 MOQ001_2001 para el diseño con aislamiento LRB	253
Figura III-090: Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-5 ICA002_2007 para el diseño con aislamiento LRB	254
Figura III-091: Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-6 constitucion_2010 para el diseño con aislamiento LRB	255
Figura III-092: Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-7 AMNT_2016 para el diseño con aislamiento LRB	256
Figura III-093: Definición de la combinación de cargas promedio PROM-TH de los siete (07) casos de carga tiempo-historia FNA.....	257
Figura III-094: Modelo matemático Módulo A1 Vista 3D	258
Figura III-095: Modelo matemático Módulo A2 Vista 3D	259
Figura III-096: Modelo matemático Módulo A3 Vista 3D	259
Figura III-097: Modelo matemático Módulo A4 Vista 3D	260
Figura III-098: Modelo matemático Módulo A5-A6 Vista 3D.....	260
Figura III-099: Asignación de rótula plástica en columna C1-60x60.....	262
Figura III-100: Definición automática del comportamiento inelástico de la columna C1(60x60) para la curva #1 de interacción P-M2-M3	263
Figura III-101: Asignación de rótula plástica en viga V-10A6(30x75)	264
Figura III-102: Definición automática del comportamiento inelástico de la viga	265
Figura III-103: Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático.....	267
Figura III-104: Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático.....	268
Figura III-105: Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático.....	270
Figura III-106: Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático.....	271
Figura III-107: Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático.....	273
Figura III-108: Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático.....	274



Figura III-109: Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático	276
Figura III-110: Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático	277
Figura III-111: Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático	279
Figura III-112: Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático	280
Figura III-113: Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático	282
Figura III-114: Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático	283
Figura III-115: Definición de caso de carga no-lineal estática por gravedad	284
Figura III-116: Definición de caso de carga lateral estática no-lineal en la dirección X-X....	285
Figura III-117: Definición de caso de carga lateral estática no-lineal en la dirección X-X....	286
Figura III-118: Planta Interfaz de aislamiento Módulo-A Hospital de Pacasmayo. Diseño con aisladores FPT	288
Figura III-119: Modelo matemático – Planta Nivel de base. Diseño con aislamiento FPT	289
Figura III-120: Modelo matemático – Planta 1er-piso. Diseño con aislamiento FPT	290
Figura III-121: Modelo matemático – Planta 2do-3er-piso. Diseño con aislamiento FPT	290
Figura III-122: Modelo matemático – Planta 4to-piso. Diseño con aislamiento FPT	291
Figura III-123: Modelo matemático – Elevación frontal. Diseño con aislamiento FPT	291
Figura III-124: Modelo matemático – Elevación lateral. Diseño con aislamiento FPT	292
Figura III-125: Modelo matemático – Vista 3D. Diseño con aislamiento FPT	292
Figura III-126: Definición de aislador FPT-A para límite superior como elementos link.....	298
Figura III-127: Definición de aislador FPT-A para límite inferior como elementos link	299
Figura III-129: Definición de aislador FPT-B para límite inferior como elementos link	304
Figura III-130: Definición de placas t=30cm como elementos shell	305
Figura III-131: Definición del caso modal vectores de Ritz para el análisis. Diseño con aislamiento FPT	306
Figura III-132: Definición de función rampa para cargas cuasi-estáticas. Diseño con aislamiento FPT	307
Figura III-133: Definición del caso de carga FNA para cargas cuasi-estáticas iniciales para el análisis dinámico. Diseño con aislamiento FPT	308
Figura III-134: Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-1 PRQ_1966 para el diseño con aislamiento FPT.....	310
Figura III-135: Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-2 PRQ_1970 para el diseño con aislamiento FPT.....	311
Figura III-136: Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-3 PRQ_1974 para el diseño con aislamiento FPT.....	312



Figura III-137: Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-4 MOQ001_2001 para el diseño con aislamiento FPT.....	313
Figura III-138: Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-5 ICA002_2007 para el diseño con aislamiento FPT.....	314
Figura III-139: Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-6 constitucion_2010 para el diseño con aislamiento FPT.....	315
Figura III-140: Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-7 AMNT_2016 para el diseño con aislamiento FPT.....	316

CAPÍTULO III: RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Figura IV-01a: Fuerza cortante asociada al desplazamiento en cada nivel de la estructura. Valores máximos y mínimos de la combinación PROM-TH para el diseño con aislamiento LRB en el sismo DE.....	318
Figura IV-01b: Fuerza cortante asociada al desplazamiento en cada nivel de la estructura. Valores máximos y mínimos de la combinación PROM-TH para el diseño con aislamiento LRB en el sismo MCE.....	319
Figura IV-02a: Deformada del eje A6-A6 del diseño con aislamiento LRB, para el sismo DE y las propiedades de límite superior, correspondiente a la combinación promedio de carga sísmica PROM-TH máxima.....	323
Figura IV-02b: Deformada del eje 15-15 del diseño con aislamiento LRB, para el sismo DE y las propiedades de límite superior, correspondiente a la combinación promedio de carga sísmica PROM-TH máxima.....	323
Figura IV-03: Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A1 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección X-X.....	332
Figura IV-04: Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A1 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección X-X.....	332
Figura IV-05: Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A2 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección X-X.....	337
Figura IV-06: Deformación no-lineal estático del Módulo-A2 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección Y-Y.....	337
Figura IV-07: Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A3 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección X-X.....	342
Figura IV-08: Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A3 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección Y-Y.....	342

Figura IV-09: Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A4 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección X-X.....	347
Figura IV-10: Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A4 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección Y-Y	347
Figura IV-11: Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A5 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección X-X.....	352
Figura IV-12: Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A5 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección Y-Y	352
Figura IV-13: Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A6 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección X-X.....	357
Figura IV-14: Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A6 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección Y-Y	357
Figura IV-15: Ubicación de puntos de control para la determinación de las aceleraciones espectrales promedio de piso $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$. Diseño con aislamiento LRB.....	359
Figura IV-16: Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el nivel de base para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento LRB	361
Figura IV-17: Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el 1er-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento LRB	363
Figura IV-18: Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el 2do-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento LRB	365
Figura IV-19: Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el 3er-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento LRB	367
Figura IV-20: Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el nivel de base para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento LRB	369
Figura IV-21: Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el 1er-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento LRB	371



Figura IV-22: Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el 2do-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento LRB	373
Figura IV-23: Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el 3er-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento LRB	375
Figura IV-24a: Deformada del eje A6-A6 del bloque aislado del Hospital Pacasmayo con aislamiento LRB, para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior, correspondiente a la combinación promedio de carga sísmica PROM-TH máxima	380
Figura IV-24b: Deformada del eje 15-15 del bloque aislado del Hospital Pacasmayo con aislamiento LRB, para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior, correspondiente a la combinación promedio de carga sísmica PROM-TH máxima	380
Figura IV-25: Desplazamientos del aislador LRB-B Link-K36 para el caso de sismo	381
Figura IV-26: Desplazamientos del aislador LRB-C Link-K3 para el caso de sismo	381
Figura IV-27: Desplazamientos del deslizador Slider-A Link-K10 para el caso de sismo.....	382
Figura IV-28: Diagramas de histéresis del aislador LRB-B Link-K36 para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016	383
Figura IV-29: Diagramas de histéresis del aislador LRB-C Link-K3 para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016	384
Figura IV-30: Diagramas de histéresis del deslizador Slider-A Link-K10 para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.....	385
Figura IV-31: Estimación de aporte al daño por sismo del diseño actual con aislamiento LRB del bloque aislado del Hospital de Pacasmayo, utilizando las curvas de fragilidad del método simplificado especificado en SISFC	388
Figura IV-32a: Fuerza cortante asociada al desplazamiento en cada nivel de la estructura. Valores máximos y mínimos de la combinación PROM-TH para el diseño con aislamiento FPT en el sismo DE	390
Figura IV-32b: Fuerza cortante asociada al desplazamiento en cada nivel de la estructura. Valores máximos y mínimos de la combinación PROM-TH para el diseño con aislamiento FPT en el sismo MCE.....	391
Figura IV-33a: Deformada del eje A5-A5 del diseño con aislamiento FPT, para el sismo DE y las propiedades de límite superior, correspondiente a la combinación promedio de carga sísmica PROM-TH máxima	401

Figura IV-33b: Deformada del eje A10-A10 del diseño con aislamiento FPT, para el sismo DE y las propiedades de límite superior, correspondiente a la combinación promedio de carga sísmica PROM-TH máxima	402
Figura IV-33c: Deformada del eje 11-11 del diseño con aislamiento FPT, para el sismo DE y las propiedades de límite superior, correspondiente a la combinación promedio de carga sísmica PROM-TH máxima	402
Figura IV-34: Ubicación de puntos de control para la determinación de las aceleraciones espectrales promedio de piso $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$. Diseño con aislamiento FPT	405
Figura IV-35: Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el nivel de base para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento FPT	407
Figura IV-36: Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el 1er-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento FPT	409
Figura IV-37: Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el 2do-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento FPT	411
Figura IV-38: Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el 3er-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento FPT	413
Figura IV-39: Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el nivel de base para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento FPT	415
Figura IV-40: Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el 1er-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento FPT	417
Figura IV-41: Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el 2do-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento FPT	419
Figura IV-42: Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el 3er-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento FPT	421



Figura IV-43a: Deformada del eje A5-A5 del diseño con aislamiento FPT, para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior, correspondiente a la combinación promedio de carga sísmica PROM-TH máxima	429
Figura IV-43b: Deformada del eje 11-11 del diseño con aislamiento FPT, para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior, correspondiente a la combinación promedio de carga sísmica PROM-TH máxima	429
Figura IV-44: Desplazamientos del aislador FPT-A Link-K5 para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016	430
Figura IV-45: Desplazamientos del aislador FPT-B Link-K61 para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.	430
Figura IV-46: Diagramas de histéresis del aislador FPT-A Link-K5 para el caso de sismo TH-5 ICA002_2016	431
Figura IV-47: Diagramas de histéresis del aislador FPT-B Link-K61 para el caso de sismo TH5 ICA002_2007	432
Figura IV-48: Sección de columna C1 del 1er-piso definido en ETABS	434
Figura IV-49: Diagrama de interacción de columna C1 del 1er-piso con demanda de carga axial y esfuerzos de flexión P-M.....	435
Figura IV-50: Sección de placa P1 del 1er-piso definido en ETABS	437
Figura IV-51: Diagrama de interacción de placa P1 del 1er-piso con demanda de carga axial y esfuerzos de flexión P-M.....	438
Figura IV-52: Diagrama de momentos flectores en viga V-104(0.35x0.90) en el primer piso entre los ejes A1 y A2, para la envolvente de combinaciones del num. 9.3 de E.060	440
Figura IV-53: Diagrama de fuerzas cortantes en viga V-104(0.35x0.90) en el primer piso entre los ejes A1 y A2, para la envolvente de combinaciones del num. 9.3 de E.060	442
Figura IV-54: Estimación de aporte al daño por sismo del diseño con aislamiento FPT, utilizando las curvas de fragilidad del método simplificado especificado en SISFC.....	445



INDICE DE ECUACIONES

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Ecuación 2-01a: Ecuación del movimiento en sistemas de un grado de libertad.....	52
Ecuación 2-02b: Reducción de la ecuación del movimiento en sistemas de un grado de libertad.....	52
Ecuación 2-02: Notación matricial de la ecuación del movimiento en sistemas de un grado de libertad.....	52
Ecuación 2-03: Solución de la ecuación del movimiento en sistemas de un grado de libertad	52
Ecuación 2-04: Ecuación característica de la solución de la ecuación del movimiento en sistemas de un grado de libertad	54
Ecuación 2-05: Valores propios de solución.....	54
Ecuación 2-06: Simplificación de los valores propios	54
Ecuación 2-07: Vectores propios de solución	54
Ecuación 2-08: Masa participativa modal M_i	54
Ecuación 2-09: Factor de participación modal L_i	54
Ecuación 2-10: Simplificación de los factores de participación modal L_i	54
Ecuación 2-11: Ecuación del amortiguamiento crítico	54
Ecuación 2-12: Coeficientes de amortiguamiento	54
Ecuación 2-13: Notación matricial de ecuación del movimiento en sistemas de varios grados de libertad.....	55
Ecuación 2-14: Solución de la ecuación del movimiento en sistemas de varios grados de libertad	55
Ecuación 2-15: Rigidez lateral en aisladores elastoméricos	57
Ecuación 2-16: Deformación máxima por corte	57
Ecuación 2-17: Rigidez vertical en aisladores elastoméricos	57
Ecuación 2-18: Deformación unitaria por compresión	57
Ecuación 2-19: Deformación promedio por corte.....	58
Ecuación 2-20: Momento por flexión en aisladores elastoméricos.....	59
Ecuación 2-21: Deformación total por corte y flexión.....	59
Ecuación 2-22: Deformación promedio por corte (en el sentido de la energía de deformación total por corte)	60
Ecuación 2-23: Rigidez efectiva en aislador LRB	60
Ecuación 2-24: Periodo efectivo en aislador LRB	61



Ecuación 2-25: Amortiguamiento efectivo en aislador LRB	62
Ecuación 2-26: Energía disipada por el modelo de un aislador LRB en un ciclo histerético ...	63
Ecuación 2-27: Expresión reducida de la energía disipada por el modelo de un aislador LRB en un ciclo histerético.....	63
Ecuación 2-28: Ecuación de cargas resistentes por corte y por flexión	65
Ecuación 2-29: Solución de la ecuación de cargas resistentes por corte y por flexión: Carga crítica	65
Ecuación 2-30: Simplificación de la solución de la ecuación de cargas resistentes por corte y por flexión.....	65
Ecuación 2-31: Carga crítica en función de las cargas resistentes por corte y por flexión	66
Ecuación 2-32: Esfuerzo crítico en función de los factores de forma del aislador elastomérico.....	66
Ecuación 2-33: Área reducida correspondiente al esfuerzo crítico.....	67
Ecuación 2-34: Ángulos θ y φ que describen el área reducida de esfuerzo crítico	67
Ecuación 2-35: Carga crítica en el desplazamiento D del aislador	67
Ecuación 2-36a: Equilibrio horizontal de fuerzas desarrolladas en un aislador SFP.....	71
Ecuación 2-36b: Equilibrio vertical de fuerzas desarrolladas en un aislador SFP.....	71
Ecuación 2-37: Desplazamiento horizontal que describe el punto de pivote de un aislador SFP.....	71
Ecuación 2-38: Relación fuerza-desplazamiento que gobierna el deslizamiento de un aislador SFP.....	71
Ecuación 2-39: Simplificación de la relación fuerza-desplazamiento que gobierna el deslizamiento de un aislador SFP	71
Ecuación 2-40: Rigidez efectiva en un aislador SFP	73
Ecuación 2-41: Energía disipada por un aislador SFP en un ciclo de histerético	73
Ecuación 2-42: Amortiguamiento efectivo en un aislador SFP	73
Ecuación 2-43a: Equilibrio horizontal de fuerzas desarrolladas en la fase I de deslizamiento de un aislador FPT.....	77
Ecuación 2-43b: Equilibrio vertical de fuerzas desarrolladas en la fase I de deslizamiento de un aislador FPT.....	77
Ecuación 2-44a: Reacción a la fuerza lateral en la fase I de deslizamiento de un aislador FPT	77
Ecuación 2-44b: Reacción al peso en la fase I de deslizamiento de un aislador FPT	77
Ecuación 2-45: Desplazamiento relativo en la superficie 2. Fase I de deslizamiento.....	78

Ecuación 2-46: Relación fuerza-desplazamiento en la superficie 2. Fase I de deslizamiento ..	78
Ecuación 2-47: Relación fuerza-desplazamiento en la superficie 3. Fase I de deslizamiento ..	79
Ecuación 2-48: Relación total fuerza-desplazamiento en la fase I de deslizamiento de un aislador FPT	79
Ecuación 2-49: Desplazamiento de transición de fase I a fase II de deslizamiento de un aislador FPT	80
Ecuación 2-50a: Desplazamiento relativo en la superficie 1. Fase II de deslizamiento	80
Ecuación 2-50b: Desplazamiento relativo en la superficie 2. Fase II de deslizamiento	80
Ecuación 2-51: Relación fuerza-desplazamiento en la superficie 1. Fase II de deslizamiento.	80
Ecuación 2-52a: Equilibrio horizontal de fuerzas desarrolladas en la fase II de deslizamiento de un aislador FPT.....	81
Ecuación 2-52b: Equilibrio vertical de fuerzas desarrolladas en la fase II de deslizamiento de un aislador FPT.....	81
Ecuación 2-53: Relación fuerza-desplazamiento en la superficie 2. Fase II de deslizamiento.	81
Ecuación 2-54: Desplazamiento relativo en la superficie 2 en función de la fricción de las superficies 1 y 2. Fase II de deslizamiento.....	81
Ecuación 2-55: Relación total fuerza-desplazamiento en la fase II de deslizamiento de un aislador FPT.....	83
Ecuación 2-56: Desplazamiento de transición de fase II a fase III de deslizamiento de un aislador FPT	84
Ecuación 2-57a: Desplazamiento relativo en la superficie 3. Fase III de deslizamiento	84
Ecuación 2-57b: Desplazamiento relativo en la superficie 4. Fase III de deslizamiento	84
Ecuación 2-58: Relación fuerza-desplazamiento en la superficie 4. Fase III de deslizamiento	84
Ecuación 2-59: Relación fuerza-desplazamiento en la superficie 3. Fase III de deslizamiento	84
Ecuación 2-60: Desplazamiento relativo en la superficie 3 en función de la fricción de las superficies 3 y 4. Fase III de deslizamiento.....	84
Ecuación 2-61: Relación total fuerza-desplazamiento en la fase III de deslizamiento de un aislador FPT.....	85
Ecuación 2-62: Fuerza horizontal cuando ocurre el contacto con el anillo de seguridad en la superficie 1	86
Ecuación 2-63: Desplazamiento de transición de fase III a fase IV de deslizamiento de un aislador FPT.....	87
Ecuación 2-64: Relación fuerza-desplazamiento en la superficie 1. Fase IV de deslizamiento	87
Ecuación 2-65: Relación fuerza-desplazamiento en la superficie 2. Fase IV de deslizamiento	87



Ecuación 2-66: Relación total fuerza-desplazamiento en la fase IV de deslizamiento de un aislador FPT.....	87
Ecuación 2-67: Condición de reanudación de deslizamiento en la superficie 4. Fase IV de deslizamiento.....	89
Ecuación 2-68: Fuerza horizontal cuando ocurre el contacto con el anillo de seguridad en la superficie 4	90
Ecuación 2-69: Desplazamiento de transición de fase IV a fase V de deslizamiento de un aislador FPT	90
Ecuación 2-70: Relación fuerza-desplazamiento en la superficie 4. Fase V de deslizamiento.	90
Ecuación 2-71: Relación fuerza-desplazamiento en la superficie 3. Fase V de deslizamiento.	90
Ecuación 2-72: Relación total fuerza-desplazamiento en la fase V de deslizamiento de un aislador FPT.....	91

CAPÍTULO III: MÉTODOS Y MATERIALES

Ecuación 3-01: Factor de modificación de propiedad máximo.....	126
Ecuación 3-02: Factor de modificación de propiedad mínimo	126
Ecuación 3-03: Rigidez efectiva del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo..	129
Ecuación 3-04: Amortiguamiento efectiva del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo	130
Ecuación 3-05: Desplazamiento máximo del sistema de aislamiento.....	140
Ecuación 3-06: Periodo efectivo del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo..	141
Ecuación 3-07: Desplazamiento máximo total del sistema de aislamiento.....	141
Ecuación 3-08: Factor de relación entre el periodo efectivo traslacional y el periodo efectivo torsional del sistema de aislamiento	142
Ecuación 3-09: Fuerza cortante mínima en la base	143
Ecuación 3-10: Fuerza cortante mínima en la superestructura reducida.....	143
Ecuación 3-11: Fuerza cortante mínima en la superestructura no reducida.....	144



INDICE DE ANEXOS

ANEXO-1: CONTENIDO DE TABLAS.....	459
ANEXO-2: FUERZA SÍSMICA QUE INGRESA A LA ESTRUCTURA CONTANDO CON LAS PROPIEDADES DE LÍMITE SUPERIOR – ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA FNA.....	478
A1.1 FUERZA SÍSMICA QUE INGRESA A LA ESTRUCTURA – DISEÑO CON AISLAMIENTO LRB	478
A1.1.1 FUERZA SÍSMICA QUE INGRESA EN EL SISMO DE DISEÑO “DE”....	478
A1.1.2 FUERZA SÍSMICA QUE INGRESA EN EL MÁXIMO SISMO CONSIDERADO “MCE”	482
A1.2 FUERZA SÍSMICA QUE INGRESA A LA ESTRUCTURA – DISEÑO CON AISLAMIENTO FPT	486
A1.2.1 FUERZA SÍSMICA QUE INGRESA EN EL SISMO DE DISEÑO “DE”....	486
A1.2.2 FUERZA SÍSMICA QUE INGRESA EN EL MÁXIMO SISMO CONSIDERADO “MCE”	490
ANEXO-3: ACELERACIÓN ESPECTRAL PROMEDIO DE PISO $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA FNA	494
A2.1 ACELERACIÓN ESPECTRAL PROMEDIO DE PISO $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ PARA EL DISEÑO CON AISLAMIENTO LRB	494
A2.2 ACELERACIÓN ESPECTRAL PROMEDIO DE PISO $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ PARA EL DISEÑO CON AISLAMIENTO FPT	551
ANEXO-4: DEFORMACIÓN DE AISLADORES CRÍTICOS – ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA	607
A3.1 DEFORMACIÓN DE AISLADORES CRÍTICOS – DISEÑO CON AISLAMIENTO LRB.....	607
A3.1.1 AISLADOR LRB-B	607
A3.1.2 AISLADOR LRB-C	614
A3.1.3 DESLIZADOR SLIDER-A.....	621
A3.2 DEFORMACIÓN DE AISLADORES CRÍTICOS – DISEÑO CON AISLAMIENTO FPT.....	628



A3.2.1 AISLADOR PROTOTIPO FPT-A	628
A3.2.2 AISLADOR PROTOTIPO FPT-B	635
ANEXO-5: AISLADOR FPT8831/14-12R/11-6 RECOMENDADO POR “EPS”	642
ANEXO-6: RESUMEN EJECUTIVO DE LA LICITACIÓN DE OBRA Y PRESUPUESTO PARA LA ADQUISIÓN DE EQUIPAMIENTO MÉDICO DEL HOSPITAL DE PACASMAYO.....	644
ANEXO-7: CONTRATO DE EJECUCIÓN DE LA OBRA DEL HOSPITAL DE PACASMAYO	649
ANEXO-8: PRESUPUESTO ESTIMADO DEL DISEÑO DEL HOSPITAL DE PACASMAYO CON AISLAMIENTO FPT.....	658
ANEXO-9: PANEL FOTOGRÁFICO DE LA INSTALACIÓN EN OBRA DE LOS AISLADORES LRB.....	663
ANEXO-10: PLANOS.....	665

RESUMEN

El alto peligro sísmico en el Perú obliga que estructuras tales como los Hospitales, puedan ser resilientes y mantengan su funcionalidad inmediatamente después de un sismo severo. Tal objetivo puede ser cumplido mediante el aislamiento de base, siempre y cuando se apliquen en el diseño sísmico los criterios adecuados para garantizar el desempeño requerido.

En la presente, se ha comparado la respuesta de dos (02) modelos estructurales correspondientes a dos (02) tipos de diseño con aislamiento en la base para el Hospital de Pacasmayo. El primer tipo de diseño es el especificado en el expediente técnico de la obra con un sistema de aislamiento elastomérico del tipo LRB, cumpliendo los criterios mínimos de la Norma sismorresistente E.030 y el código ASCE/SEI 7. El segundo tipo de diseño, propuesto con fines de estudio, cuenta con aislamiento pendular FPS-Triple y está basado en los criterios de resiliencia del Estándar de aislamiento sísmico para la funcionalidad continua, SISCF.

Se realizó la evaluación de ambos diseños utilizando el procedimiento de análisis dinámico Tiempo-Historia FNA con siete (07) registros sísmicos en el programa ETABS, donde se obtuvo la respuesta inelástica de las unidades de aislamiento y la respuesta elástica de la superestructura. Se ajustaron los resultados de la superestructura del primer diseño a una respuesta no-lineal estática; mientras que para el segundo diseño se asumió que sería elástica.

Finalmente se encontró que en el sismo de diseño DE (sismo con $T_r = 475$ años) y cuando las propiedades del sistema de aislamiento alcanzan su límite superior, es decir cuando el sistema se vuelve más rígido, el primer modelo presentaría daño estructural mínimo y daño considerable del contenido; y para el segundo modelo, el daño sería mínimo en todos los parámetros de evaluación. Así mismo se verificó en ambos casos que, la respuesta de la estructura en el máximo sismo considerado MCE (sismo mayor que DE, con $T_r = 2475$ años) es muy similar a la respuesta en el sismo DE, debido a esto se tomaron únicamente los valores correspondientes a DE para realizar las comparaciones en esta investigación.

PALABRAS CLAVES: Aislamiento Sísmico, Periodo Estructural, Fuerza Cortante, Nivel de Desempeño, Funcionalidad Continua, Sismo DE y Sismo MCE.

ABSTRACT

The high seismic danger in Peru compels that structures such as Hospitals, can be resilient and maintained their functionality immediately after a strong earthquake. Such an objective can be achieved through base isolation, provided that the appropriate criteria to secure the required performance are applied on the seismic design.

Here, the response of two (02) structural models corresponding to two (02) types of design with base isolation for the Pacasmayo Hospital has been compared. The first type of design is the one specified in the technical file of the building work with elastomeric isolation system of LRB type, complying with the minimum criteria of the E.030 earthquake-resistant Standard and of the ASCE/SEI 7 code. The second type design, proposed for study purposes, has pendular isolation FPS-Triple type and is based on the criteria of resilience of the Seismic Isolation Standard for Continued Functionality, SISCF.

Both designs were evaluated using the FNA Time-History dynamic analysis procedure with seven (07) seismic records on the ETABS program, where the inelastic response of the isolation units and the elastic response of the superstructure were obtained. The results of the superstructure of the first design were adjusted to a static non-linear response; while for the second design it was anticipated to be elastic.

Finally, it was found that on the design earthquake DE (earthquake with $T_r = 475$ years) and when the properties of the insulation system reach their upper limit, i.e. when the system becomes more stiff, the first model would present minimal structural damage and considerable damage to the content; and for the second, the damage would be minimal in all evaluation parameters. Likewise, it was verified on both cases that, the response of the structure in the maximum earthquake considered MCE (earthquake greater than DE, with $T_r = 2475$ years) is very similar to the response in the earthquake DE, due to this the values corresponding to DE were taken to carry out the comparisons on this study.

KEYWORDS: Seismic Isolation, Structural Period, Shear Force, Performance Level, Continued Functionality, DE Earthquake and MCE Earthquake.



CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN



1.1 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

El Perú enfrenta una alta amenaza sísmica, por estar ubicado en la zona de subducción Nazca – Sudamericana en el llamado Cinturón de Fuego. Una muestra de la gran actividad sísmica desarrollada en la zona de subducción Nazca – Sudamericana son los terremotos de 1746 (9.0Mw), 1940 (8.2Mw), 1974 (8.1Mw) en Lima; 1996 (7.7Mw) y 2007 (8.0Mw) en Ica; 2001 (8.4Mw) en Arequipa; 1970 (7.9Mw) en Ancash; 2010 (8.8Mw) en Maule-Chile; 2016 (7.8Mw) en Pedernales-Ecuador; y 1960 (9.5Mw) en Valdivia-Chile, considerado el terremoto más grande de la historia.

A partir del 2011 el Instituto Geofísico del Perú IGP, con base en el catálogo sísmico del cual cuenta, viene realizando diversos estudios para determinar las zonas probables de ruptura o zonas de acoplamiento sísmico en el borde occidental del Perú. De los estudios realizados se puede encontrar en un modelo promedio que la zona de acoplamiento B-2 abarca alrededor de 400x150Km² de Barranca a Pisco, siendo el área de mayor tamaño ubicada en el extremo norte de la aspereza, y que podría dar origen a un sismo mayor a 8.8Mw, similar al sismo ocurrido en 1746 (Tavera, 2017).

El desfavorable contexto sísmico y las experiencias exitosas de edificios y puentes aislados post-sismo en países como EE.UU. (1994), Chile (2010) y Ecuador (2016), han hecho que en el Perú esta nueva tecnología pueda comenzar a implementarse. Así en el 2011 se diseñó la primera estructura con aislamiento sísmico en el Perú, la Biblioteca Central de la Universidad Nacional de Ingeniería UNI, la cual fue terminada en el 2013. Desde este último año el aislamiento como sistema de protección sísmica ha venido tomando destacable relevancia en los proyectos de infraestructura educativa y hospitalaria, producto de ello es que en el año 2016 una de las principales modificaciones de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente fue tomar en consideración el diseño de estructuras con aislamiento sísmico y darle obligatoriedad en los proyectos de Categoría A1 (Establecimientos de Salud del segundo y tercer nivel) diseñados en las zonas sísmicas 4 y 3, dicho diseño debe ser orientado a lograr que la estructura permanezca en condiciones operativas luego de un sismo severo.

En las edificaciones esenciales, muchas veces no basta solo proteger la estructura, es importante proteger el contenido para que el servicio no sea vea interrumpido después de un terremoto. Tal es el caso del Hospital Olive View en California que tuvo un

comportamiento completamente elástico durante el terremoto de San Fernando de 1971, por ser bastante rígido durante el terremoto de San Fernando de 1971. Sin embargo, las aceleraciones de piso alcanzaron valores mayores a 1.2g, quedando el hospital inoperativo por extensos daños arquitectónicos y de contenido, teniendo que permanecer cerrado durante tres (03) meses (Zayas, Mahin y Constantinou, 2019).

El diseño de estructuras con aislamiento sísmico en las normas de diseño en general no está siendo asociado adecuadamente con el nivel de desempeño esperado y la importancia de la estructura. Un ejemplo de esto es el Hospital de la Mujer en Christchurch, Nueva Zelanda, que fue diseñado con aisladores de goma con núcleo de plomo LRB y que no pudieron mitigar el daño sísmico durante el terremoto M6 del 2011 (Zayas et al., 2019). Según los investigadores de la Universidad de Christchurch, los aisladores en el Hospital de la Mujer de Christchurch "no se desplazaron" durante el terremoto, informando además que la rigidez efectiva de los aisladores fue "3 a 4 veces" la rigidez efectiva asumida por el ingeniero estructural y que el Hospital respondió "esencialmente como si se tratara de una base fija" (Kuang, citado en Zayas et al., 2017)

El aislamiento sísmico en el Perú, sigue siendo tecnología novedosa, por tanto, es necesario realizar investigación sobre el mismo para que su implementación en el país sea cada vez mejor, y de esta manera se pueda contar con estructuras que recuperen su funcionalidad inmediatamente después de un evento sísmico severo.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1 PROBLEMA GENERAL

Conocer cuál es el nivel de desempeño o de daño que puede tener una Estructura Esencial sísmicamente aislada después de un sismo severo considerado, al ser diseñada con la aplicación de los criterios convencionales normativos; y comparativamente, con el diseño que sigue criterios que contemplan consideraciones resilientes.

1.2.1 PROBLEMAS ESPECÍFICOS

Encontrar si el diseño del bloque aislado del Hospital de Pacasmayo que sigue los criterios mínimos de las Normas E.030 y ASCE/SEI 7 (diseño actual de la estructura), mantendrá a la estructura en condiciones operativas luego del Sismo de



Diseño (DE) y el Máximo Sismo Considerado (MCE). Así mismo, al igual que para el primer tipo de diseño se busca encontrar si la propuesta basada en los criterios del Estándar de Funcionalidad Continua, puede hacer que la estructura alcance un adecuado nivel de desempeño. Basado en lo anterior se busca encontrar qué tipo de diseño podrá eventualmente proveer al Hospital Pacasmayo, un mejor desempeño (nivel de daño, balance económico post-sismo y tiempo de reposición) en el Sismo de Diseño DE, y en el Máximo Sismo Considerado MCE.

La investigación busca, además; conocer cuáles son los criterios de la filosofía de Funcionalidad Continua aplicada a Edificaciones Esenciales, tales como Hospitales; y entender qué comportamiento sísmico tiene una estructura aislada.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar el nivel de desempeño o de daño que puede tener una Estructura Esencial sísmicamente aislada después de un sismo severo considerado, al ser diseñada con la aplicación de los criterios convencionales normativos; y comparativamente, con el diseño que sigue criterios que contemplan consideraciones resilientes.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Evaluar el eventual nivel de desempeño alcanzado por el diseño del Hospital Pacasmayo que emplea aisladores Elastoméricos LRB y que sigue los criterios mínimos de las Normas E.030 y ASCE/SEI 7-10, en el Sismo de Diseño DE y en el Máximo Sismo Considerado MCE.
- Evaluar el eventual nivel de desempeño alcanzado por la propuesta de diseño del Hospital de Pacasmayo con aisladores de Triple Péndulo de Fricción que sigue los criterios del Estándar de Aislamiento para la Funcionalidad Continua concordantes con la Norma E.030, en el Sismo de Diseño DE y en el Máximo Sismo Considerado MCE.
- Comparar el nivel de desempeño alcanzado por los tipos de diseño, en el Sismo de Diseño DE y en el Máximo Sismo Considerado MCE.



- Conocer los criterios del Estándar de “Funcionalidad Continua” aplicada a Edificaciones Esenciales.
- Entender el comportamiento sísmico de una estructura aislada y su metodología de diseño.

1.4 FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS

1.4.1 HIPÓTESIS GENERAL

El diseño sísmico con aislamiento en la base de una Estructura Esencial, basado en criterios que contemplan consideraciones resilientes, presentará mejor desempeño que el diseño con la aplicación de los criterios convencionales normativos.

1.4.2 HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- El diseño basado en los criterios mínimos de las Normas E.030 y ASCE/SEI 7, y el diseño basado en los criterios del Estándar de Funcionalidad Continua, proveerán al Hospital de Pacasmayo, el mismo nivel de desempeño en el Sismo de Diseño DE (Sismo con $T_r = 475$ años). A su vez, el diseño basado en los criterios del Estándar de Funcionalidad Continua proveerá un mejor nivel de desempeño al Hospital de Pacasmayo en el Máximo Sismo Considerado MCE (Sismo con $T_r = 2475$ años).
- El comportamiento sísmico de una estructura, así como su nivel de desempeño, están directamente relacionados con los parámetros de evaluación del diseño por resiliencia especificados en el Estándar de aislamiento sísmico, SISCF.

1.5 JUSTIFICACIÓN

El tema materia de investigación, es tema actual en la Ingeniería Estructural en el Perú. Los Hospitales por razones obvias son estructuras de vital importancia en el país. Contar con Hospitales con daños mínimos y que puedan mantener su funcionamiento después de un evento sísmico grande puede evitar el incremento del número de pérdidas de vidas por falta de atención médica, así como pérdidas por costos y tiempo de reparación.

Esta investigación proporcionará una idea más clara del impacto de los criterios empleados para el diseño de estructuras aisladas, en el nivel de desempeño a ser alcanzado para



determinada demanda sísmica, y en la elección del sistema de aislamiento a emplearse. Lo que redundara en la optimización del diseño.

Así mismo se espera que los resultados de la investigación puedan llegar a ser de utilidad a la normativa sismorresistente peruana, en el sentido que algunos de los criterios específicos del Estándar de Funcionalidad Continua puedan implementarse en sus modificatorias posteriores.

A nivel local, para la ciudad de Chimbote, y la región Ancash, se vienen elaborando los estudios para cerca de cinco (05) Hospitales nuevos diseñados con aislamiento en la base; estudiar la metodología de diseño, el comportamiento y las alternativas del sistema a ser empleado, es de gran importancia para el desarrollo de los mismos.

Se tiene como propósito comparar el eventual desempeño sísmico, utilizando criterios distintos a los de rigidez, resistencia y ductilidad, que alcanzarán dos tipos de diseño para el Hospital de Pacasmayo, Hospital de Nivel II-E. El primer tipo de diseño es con él que cuenta el Hospital en su expediente técnico, a base de aisladores elastoméricos tipo LRB y sigue los criterios mínimos de las Normas E.030 y ASCE/SEI 7. El segundo, es un diseño propuesto para efectos de la tesis, a base de aisladores de Triple Péndulo de Fricción (FPS-Triple) y los criterios del Estándar de Funcionalidad Continua en concordancia con la Norma E.030.

1.6 LIMITACIONES DEL TRABAJO

En el presente trabajo de investigación, no se han podido contar con las verificaciones en laboratorio de la capacidad para ambos tipos de aisladores utilizados en el análisis. No habiéndose podido tener acceso a los resultados de los ensayos a carga axial y a corte de los aisladores LRB instalados en la obra. Y no habiéndose podido ensayar y verificar la capacidad de los aisladores FPT, por falta de laboratorios especializados en el país, pudiéndose los aisladores ensayar únicamente en laboratorios y entidades extranjeras que resulta en un costo económico elevado.



CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO



2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONALES

En 1989 Zayas, V.; Low, S.; Bozzo, L.; y Mahin, S.; presentaron para el Centro de Investigación de Ingeniería de Sísmica del Pacífico, PEER, el artículo: “Estudios de viabilidad y desempeño para mejorar la resistencia sísmica de edificios nuevos y existentes utilizando el sistema de péndulo de fricción” (Feasibility and Performance Studies on Improving the Earthquake Resistance of New and Existing Buildings Using the Friction Pendulum System), donde se investigó analítica y experimentalmente el desempeño anticipado de edificios con dispositivos FPS, comparándose la respuesta sísmica de los edificios apoyados sobre FPS con las de diseño convencional por código, ambos casos con costos de construcción equivalentes (Zayas, Low, Bozzo y Mahin, 1989). Encontrándose que con los aisladores FPS la resistencia sísmica se mejora con un 86% menos de daño en el edificio durante un severo.

Nagarajaiah, S. y Sun, X.; del departamento de Ing. Civil de la Universidad de Missouri, Columbia, presentaron en la 11va Conferencia Mundial en Ingeniería Estructural realizada en 1996, el artículo: “Desempeño sísmico de edificios con base aislada en el terremoto de Northridge en 1994” (Seismic performance of base isolated buildings in the 1994 Northridge Earthquake), donde se evaluó el desempeño sísmico del Hospital de la Universidad del Sur de California, USC Hospital, y el centro de bomberos de Los Ángeles, FCC, en relación con las técnicas de análisis y los criterios de diseño utilizados (Nagarajaiah y Sun, 1996). Encontrándose que el USC Hospital funcionó bien, desamplificó las aceleraciones y redujo la respuesta general; mientras que el edificio FCC alcanzó la expectativa de desempeño, sin embargo, los golpes accidentales redujeron la efectividad del aislamiento sísmico; y las técnicas de análisis utilizadas en la base son precisas y pueden predecir de manera gradual la respuesta de las estructuras aisladas.

Por otro lado, en el 2015; Valerio, J. en su tesis de maestría de la Escuela de Camins en Barcelona, España; realizó un análisis comparativo de un edificio con base fija y con cuatro (04) tipos diferentes de aisladores, aisladores HDR, LRB, FPS y Roll N-Cage (RNC), utilizando cuatro factores de desempeño para la comparación; la deriva del edificio, la aceleración en el piso superior, la fuerza cortante en la base y el



desplazamiento relativo al terreno (Valerio, 2015). Los resultados revelaron que la deriva de piso se reduce un 74% con aisladores HDRB y LRB, un 84% con FPS y 86% con RNC; la aceleración de piso se reduce un 75% con HDRB y LRB, un 93% con FPS y 92% con RNC; y la fuerza cortante se reduce un 77% con HDRB, un 76% con LRB, 78% con FPS, y 84% con RNC.

2.1.2 ANTECEDENTES NACIONALES

En 2018 Yucra, M.; realizó en su tesis de maestría de la Pontificia Universidad Católica del Perú, PUCP, la evaluación del desempeño sísmico de un hospital aislado, quedando dicha evaluación definida por límites de deriva de entrepiso y giros de rótulas para los elementos estructurales y aceleraciones de piso para los elementos no estructurales sensibles a aceleraciones. Se obtuvieron derivas menores a 0.0031 y aceleraciones de piso menores a 0.22g para el sismo máximo considerado ($T_r=2475$ años) de $PGA=0.675g$, estimándose daños leves y un nivel de desempeño de ocupación inmediata (Yucra, 2018).

Por otro lado, en el presente año; Moscoso, J.; en su tesis de maestría de la Pontificia Universidad Católica del Perú, PUCP, realizó la evaluación del desempeño sísmico de una edificación hospitalaria con aislamiento sísmico, estudiándose la factibilidad técnica de usar aislamiento sísmico y prefabricados emulativos de concreto en hospitales nuevos. El desempeño del edificio fue evaluado como medida de daño de los criterios de derivas y aceleraciones globales, y también giros inelásticos en las rótulas de los elementos estructurales. Los resultados mostraron que el edificio luego del máximo sismo considerado de $PGA=0.675g$ ($T_r=2475$ años) tendría un desempeño muy bueno permitiendo su ocupación inmediata (Moscoso, 2019).

2.2 BASE TEÓRICA

2.2.1 TEORÍA LINEAL DEL AISLAMIENTO SÍSMICO

a. SISTEMA DE DOS GRADOS DE LIBERTAD CON AISLAMIENTO EN LA BASE

El aislamiento de base en los edificios tiene como objetivo reducir las fuerzas sísmicas en la estructura al cambiarse sus características dinámicas, debido a la incorporación de una base flexible, que incrementa considerablemente el periodo fundamental del edificio hasta modificarlo substancialmente con

respecto al periodo predominante del movimiento del terreno (Bozzo y Barbat, 2000), lo que conlleva a: “Buscar mantener la estructura en el rango lineal elástico, concentrando las no-linealidades en la base” (Bozzo y Barbat, 2000, p.258), y recientemente a, que las instalaciones esenciales tales como hospitales, puentes, estaciones de bomberos y policía, centros de respuesta a emergencias y plantas de energía eléctrica mantengan su funcionalidad inmediatamente después de un terremoto (Zayas et al., 2019), el cual es un objetivo más extenso. Zayas et al. (2019) refiere que la funcionalidad continua se obtiene cuando los daños son limitados al 2% del costo de la construcción, al controlar cinco (05) parámetros de la respuesta del edificio; la deriva pico de piso máxima, la deriva pico de piso promedio, la deriva residual piso máxima, la deriva residual de piso promedio y la aceleración espectral promedio para sistemas con $\beta=5\%$ en el rango $T=0.05-3.00\text{seg}$.

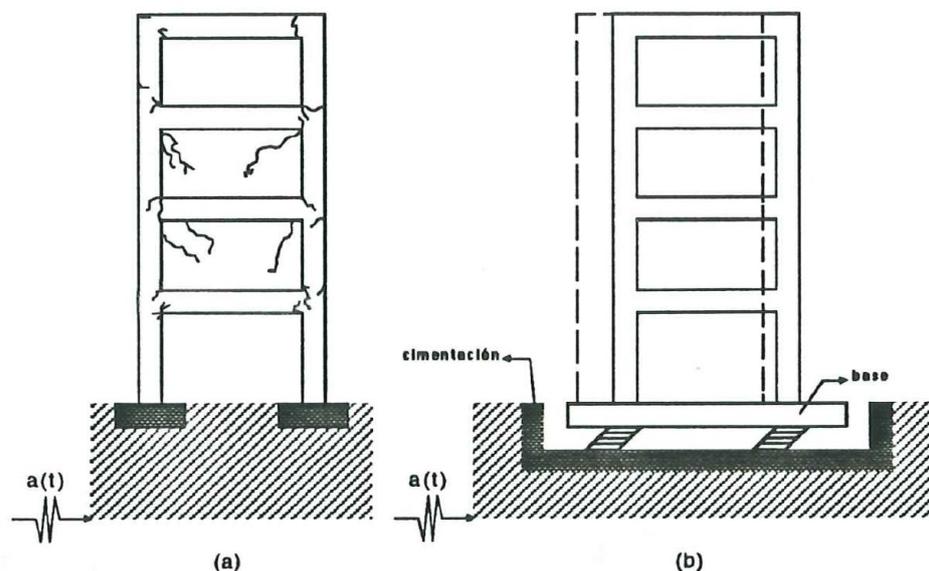


Figura II-01. Comportamiento de un edificio con base fija y un edificio con base aislada ante un evento sísmico

Fuente: Molinares y Barbat, 1994, p.3

En la actualidad se disponen de aisladores de base con características geométricas y mecánicas necesarias para incrementar el periodo fundamental e incorporar un mayor amortiguamiento en los edificios, reduciendo la fuerza sísmica que ingresa a la estructura, tal y como se muestra en la siguiente figura:

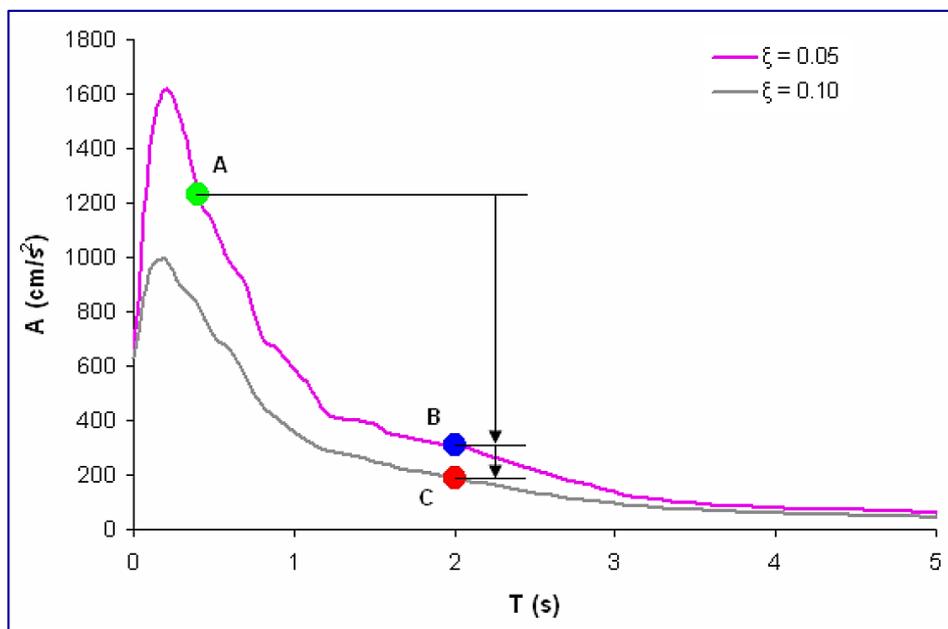


Figura II-02. Cambio de periodo y reducción de la aceleración espectral en una estructura con aislamiento en la base

Fuente: Lucho, 2012, p.7

La teoría lineal del aislamiento sísmico se encuentra basada en un modelo estructural de dos masas, como se muestra en la Figura II-1. La masa m es destinado a representar la superestructura del edificio y m_b la masa del nivel de base por encima del sistema de aislamiento. La rigidez y amortiguamiento de la estructura son representados por k_s , c_s , y la rigidez y amortiguamiento del aislamiento por k_b , c_b . (Naeim y Kelly, 1999).

Los desplazamientos absolutos de las dos masas se denotarán por u_s y u_b , pero es conveniente utilizar desplazamientos relativos y, en consecuencia, definir:

$$v_b = u_b - u_g \quad v_s = u_s - u_b$$

donde u_g es el desplazamiento del suelo.

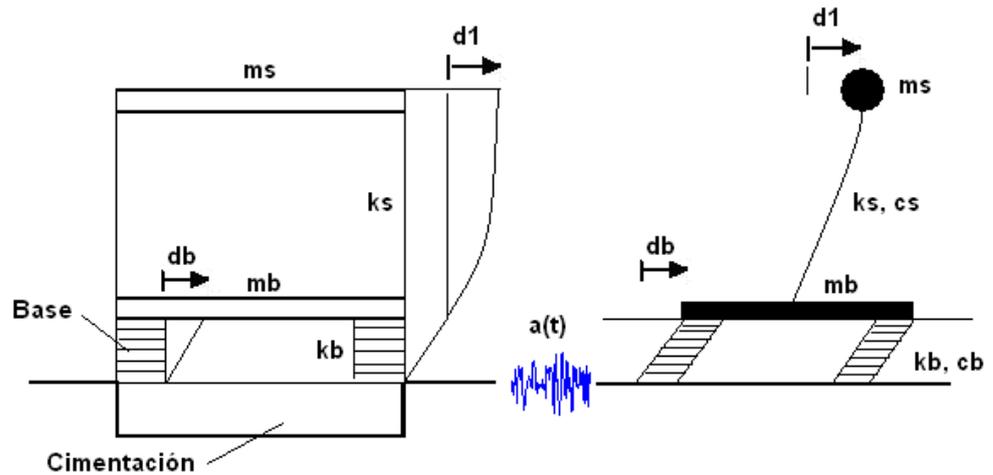


Figura II-03. Parámetros del sistema de dos grados de libertad con aislamiento en la base

Fuente: Aguiar, Almazán, Dechent y Suárez, 2016, p.28

Las ecuaciones de movimiento a cada grado de libertad del sistema, son:

$$(m + m_b)v''_b + mv''_s + c_b v'_b + k_b v_b = -(m + m_b)u''_g \quad (2-01a)$$

$$mv''_b + mv''_s + c_s v'_s + k_s v_s = -mu''_g \quad (2-02b)$$

Escrita en notación matricial como:

$$\begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v''_b \\ v''_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v'_b \\ v'_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} u''_g$$

donde $M = m + m_b$, es decir en notación matricial:

$$Mv'' + Cv' + Kv = -MRu''_g \quad (2-02)$$

Definimos la relación de masa: $\gamma = \frac{m}{m + m_b} = \frac{m}{M}$

y las frecuencias nominales: $\omega_b^2 = \frac{k_b}{m + m_b}$, $\omega_s^2 = \frac{k_s}{m}$

Se asume que $\varepsilon = \omega_b^2 / \omega_s^2$, y que ε es muy reducido del orden de 10^{-2}

(Naeim y Kelly, 1999).

La solución de 2-3 está dada por el problema de valores y vectores propios:

$$(K - \omega^2 M)\phi = 0 \quad (2-03)$$

(Bozzo y Barbat, 2000)

donde ϕ es el vector de los modos del sistema combinado. La ecuación característica de solución de la ecuación 2-4 está dada por: $\det|K - \omega^2 M| = 0$

Con las frecuencias ω_b y ω_s , la ecuación característica es:

$$(1 - \gamma)\omega^4 - (\omega_b^2 + \omega_s^2)\omega^2 + \omega_b^2\omega_s^2 = 0 \quad (2-04)$$

las soluciones respectivas son:

$$\begin{aligned} \omega_1^2 &= \frac{1}{2(1-\gamma)} \left[\omega_b^2 + \omega_s^2 - \sqrt{(\omega_b^2 - \omega_s^2)^2 + 4\gamma\omega_b^2\omega_s^2} \right] \\ \omega_2^2 &= \frac{1}{2(1-\gamma)} \left[\omega_b^2 + \omega_s^2 + \sqrt{(\omega_b^2 - \omega_s^2)^2 + 4\gamma\omega_b^2\omega_s^2} \right] \end{aligned} \quad (2-05)$$

y en el primer orden de ε son dadas por:

$$\omega_1^2 = \omega_b^2(1 - \gamma\varepsilon), \quad \omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{1 - \gamma}(1 - \gamma\varepsilon) \quad (2-06)$$

(Naeim y Kelly, 1999).

La primera frecuencia corresponde al modo fundamental de vibración y es muy cercana a la frecuencia del sistema de aislamiento, considerando que ε es un valor pequeño. Por su parte “La segunda frecuencia natural del sistema, ω_2 , es mayor que la frecuencia de la estructura con base fija, ω_s , lo que puede ser suficiente para evitar la resonancia en el segundo modo” (Bozzo y Barbat, 2000, p.275).

Los vectores propios ϕ_1 y ϕ_2 o formas modales se obtienen al emplear las frecuencias ω_1 y ω_2 para resolver la ecuación 2-4. Por tanto, los vectores propios son:

$$\phi_1^T = [1 \quad \varepsilon], \quad \phi_2^T = [1 \quad -1/\gamma] \quad (2-07)$$

El vector propio correspondiente al modo fundamental de vibración indica que aproximadamente la totalidad del movimiento lateral se concentra en el sistema de aislamiento y que el desplazamiento relativo en los pisos superiores es una variable de segundo orden. (Bozzo y Barbat, 2000).



La masa participativa M_i y los factores de participación L_i del modo i se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$M_i = \phi_i^T M \phi_i \quad (2-08)$$

$$L_i = \frac{\phi_i^T M R}{\phi_i^T M \phi_i} \quad (2-09)$$

donde $R^T = [1 \ 0]$. Al resolver la ecuación 2-9 los factores de participación modal son aproximadamente iguales a:

$$L_1 = 1 - \gamma\varepsilon, \quad L_2 = \gamma\varepsilon \quad (2-10)$$

(Aguiar, Almazán, Dechent y Suarez, 2016).

De las ecuaciones 2-10, se puede inferir que el factor de participación del primer modo es cercano a la unidad, y que por consecuencia el comportamiento global de la estructura será similar al del primer modo. Por otro lado, el factor γ siempre es inferior a la unidad y el factor $\varepsilon \cong 0.01$, como consecuencia el factor de participación del segundo modo tiene poca incidencia en el comportamiento global de la estructura (Bozzo y Barbat, 2000).

Los coeficientes de amortiguamiento son obtenidos al desacoplar las ecuaciones diferenciales que gobiernan los problemas de la dinámica de estructuras y considerando la ortogonalidad de los modos, y se desprenden de la siguiente ecuación:

$$2\omega_i \beta_i = \frac{\phi_i^T C \phi_i}{\phi_i^T M \phi_i} \quad (2-11)$$

Al aplicar las simplificaciones del valor reducido de ε , se obtiene:

$$\beta_1 = \beta_b \left(1 - \frac{3}{2} \gamma\varepsilon \right)$$

$$\beta_2 = \frac{\beta_s + \gamma\beta_b \sqrt{\varepsilon}}{\sqrt{1-\gamma}} \left(1 - \frac{\gamma\varepsilon}{2} \right) \quad (2-12)$$

(Aguiar et al., 2016).



b. SISTEMA DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD CON AISLAMIENTO EN LA BASE

La teoría lineal para sistemas de dos grados de libertad puede extenderse a edificios de varios pisos. La formulación de las ecuaciones de movimiento es similar al del modelo de dos grados de libertad, que en notación matricial se definen como:

$$MV'' + CV' + KV = -MRu''_g \quad (2-13)$$

Donde:

$$M = \begin{bmatrix} m_b + m_T & R^T M_s \\ M_s R & M_s \end{bmatrix}, \quad C = \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C_s \end{bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & K_s \end{bmatrix}, \quad R = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix}, \quad V = \begin{bmatrix} v_b \\ V_s \end{bmatrix}$$

K_s es la matriz de rigidez lateral de la estructura, C_s es la matriz de amortiguamiento, m_T es la masa total de la estructura $m_T = \sum_{i=1}^N m_i$, donde m_i es la masa de un piso.

La solución de las ecuaciones de movimiento, está dada por el problema de los vectores y valores propios:

$$(K - \omega^2 M)\phi = 0 \quad (2-14)$$

(Bozzo y Barbat, 2000).

2.2.2 AISLAMIENTO ELASTOMÉRICO REFORZADO

Se trata de aisladores conformados por capas de neopreno vulcanizado a planchas metálicas, lo que hace que el apoyo sea flexible horizontalmente y rígida verticalmente (Bozzo y Barbat, 2000). Los aisladores elastoméricos pueden alcanzar mayores niveles de amortiguamiento al incorporárseles un núcleo de plomo (Gómez, 2007), dependiendo de la capacidad de amortiguamiento, los aisladores elastoméricos son clasificados como aisladores con núcleo de plomo LRB y aisladores de alto amortiguamiento HDR.

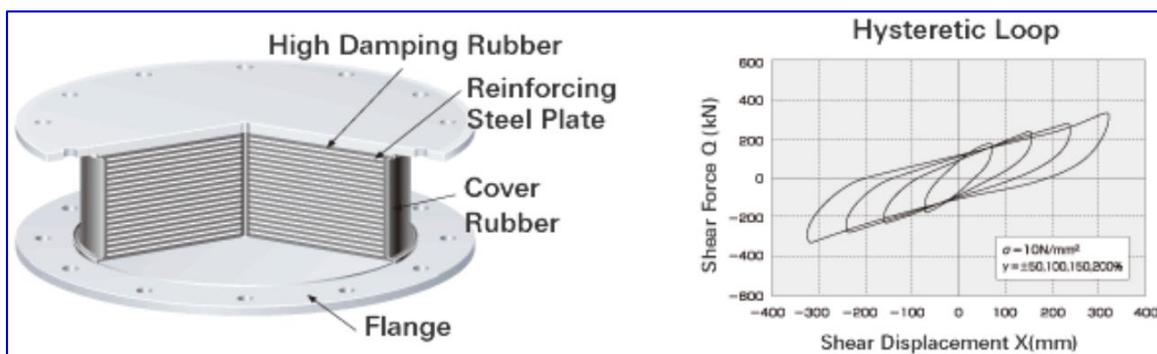


Figura II-04a. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento HDR (High Damping Rubber) con su respectivo comportamiento histerético

Fuente: Bridgestone, 2019. Recuperado de <https://www.bridgestone.com>

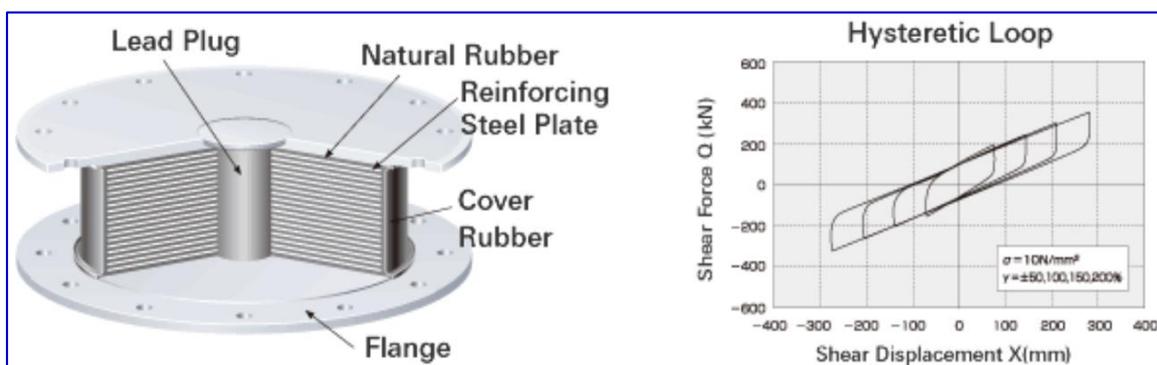


Figura II-04b. Aislador elastomérico con núcleo de plomo LRB (Lead Rubber Bearing) con su respectivo comportamiento histerético

Fuente: Bridgestone, 2019. Recuperado de <https://www.bridgestone.com>



a. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS AISLADORES ELASTOMÉRICOS

La propiedad mecánica más importante de los aisladores elastoméricos es su rigidez lateral, y está dada por:

$$K_H = \frac{GA}{t_r} \quad (2-15)$$

Donde G es el módulo de corte del elastómero, A es la sección completa del aislador y t_r es el espesor total de la goma. El desplazamiento horizontal máximo está relacionado con la deformación máxima por corte γ :

$$\gamma = \frac{D}{t_r} \quad (2-16)$$

(Naeim y Kelly, 1999).

La rigidez vertical K_v , expresada en términos de EI, también es calculada con la teoría elástica lineal, y está definida por la siguiente ecuación:

$$K_v = \frac{E_c A}{t_r} \quad (2-17)$$

Donde A es la sección transversal del aislador, t_r es el espesor total de la goma y E_c es el módulo de compresión instantánea de la composición caucho-acero. El valor de E_c para una capa de caucho está controlado por el factor de forma S, definido por:

$$S = \frac{\text{área - cargada}}{\text{área - libre - carga}}$$

Que es una medida adimensional de la relación de aspecto de la capa única del elastómero. Para una capa circular de diámetro Φ o radio R y espesor t, el factor de forma es:

$$S = \frac{\Phi}{4t} \quad \text{o} \quad S = \frac{R}{2t}$$

Para capas con forma circular completo, el módulo de compresión E_c , está dado por:

$$E_c = 6GS^2$$



Para capas elastoméricas con orificios centrales de radio interior a y radio exterior b , el módulo de compresión E_c es:

$$E_c = 6\lambda GS^2$$

Donde:

$$\lambda = \frac{b^2 + a^2 - \left[\frac{(b^2 - a^2)}{\ln(b/a)} \right]}{(b - a)^2}$$

(Naeim y Kelly, 1999).

Bajo compresión directa, la restricción proporcionada por las capas de acero produce un esfuerzo cortante en el caucho, que se denota por γ_c . La deformación unitaria de compresión ε_c , es dado por:

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta}{t_r}$$

Donde Δ es el desplazamiento vertical del aislador, entonces:

$$\gamma_c = 6S\varepsilon_c \quad (2-18)$$

La deformación máxima por corte debido a la compresión no es la única deformación por corte de interés. También es útil estimar la deformación promedio de la siguiente manera: Debido a que el caucho es algo sensible a las deformaciones, el módulo G a menudo se modifica de acuerdo con el nivel de deformación. En compresión, la deformación por corte varía ampliamente sobre el volumen de las capas de caucho; por lo tanto, el valor apropiado del módulo utilizado para estimar la deformación promedio se basa en un cálculo de la energía elástica almacenada en las capas de caucho. A partir de este cálculo la deformación promedio por corte γ_{ave} , viene dada por:

$$\gamma_{ave} = \sqrt{6S\varepsilon_c} \quad (2-19)$$

(Naeim y Kelly, 1999).



La rigidez a la flexión de una capa elastomérica se calcula utilizando un enfoque similar con el mismo tipo de supuestos de desplazamiento. Las capas se suponen cargadas por un momento M , y se asume que la deformación es una rotación de las placas de soporte denotada por α , generando un radio de curvatura ρ que está relacionado con α por:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\alpha}{t}$$

Por analogía con la teoría de secciones planas, donde:

$$M = \frac{EI}{\rho}$$

Se escribe:

$$M = (EI)_{eff} \frac{\alpha}{t}$$

Para secciones circulares, el momento de inercia está dado por:

$$I = \frac{\pi R^4}{4}$$

Pero para el caso de las capas elastoméricas el momento de inercia será un tercio del momento correspondiente a una sección plana, resultando $\pi R^4/12$. La diferencia es causada por el hecho de que la distribución de presiones varía en función a una parábola cúbica a través de la capa, mientras que en una sección plana la distribución del esfuerzo de flexión es lineal.

Considerando E como $E_c = 6GS^2$, tenemos:

$$M = \frac{3\alpha G}{2t^3} \frac{\pi R^6}{12} \quad (2-20)$$

Para el caso de capas con orificios centrales, se tiene:

$$(EI)_{eff} = 2GS^2 I \frac{(b+a)^2}{b^2 - a^2}$$

(Naeim y Kelly, 1999).

La deformación por corte inducida por flexión, está dada por:

$$\gamma_b = 6S\varepsilon_b \quad (2-21)$$



Donde $\varepsilon_b = R(\alpha/t)$ es la deformación por compresión del borde producida por la flexión. La deformación promedio por corte (en el sentido de la energía de deformación total por corte) viene dado por:

$$\begin{aligned}\gamma_b^{ave} &= \sqrt{2}S^2\alpha \\ \gamma_b^{ave} &= \sqrt{2}S \frac{R\alpha}{2t} \\ \gamma_b^{ave} &= \frac{\sqrt{2}}{2}S\varepsilon_b\end{aligned}\quad (2-22)$$

(Naeim y Kelly, 1999).

b. MODELAMIENTO BI-LINEAL PARA AISLADORES ELASTOMÉRICOS
- AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NUCLEO DE PLOMO - LRB

El comportamiento histerético de un aislador elastomérico del tipo LRB es normalizado mediante un modelo bi-lineal basado en tres parámetros, K_1 , K_2 y Q . La rigidez elástica K_1 difícil de medir y generalmente se toma empíricamente como de múltiplo de K_2 , la rigidez post-fluencia, que puede ser estimado de manera más precisa a partir del módulo de corte del caucho y el diseño del aislador. La fuerza característica Q es la intersección del ciclo de histéresis y el eje de fuerza y se estima con precisión a partir del límite elástico [10.3MPa (1500 psi)] y el área del núcleo de plomo. (Naeim y Kelly, 1999).

La rigidez efectiva K_{eff} , definida como la pendiente secante de los valores máximos de un ciclo histerético, se reduce constantemente con el desplazamiento. En base los parámetros básicos K_1 , K_2 y Q , K_{eff} está dado por:

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D}, \quad D \geq D_y \quad (2-23)$$

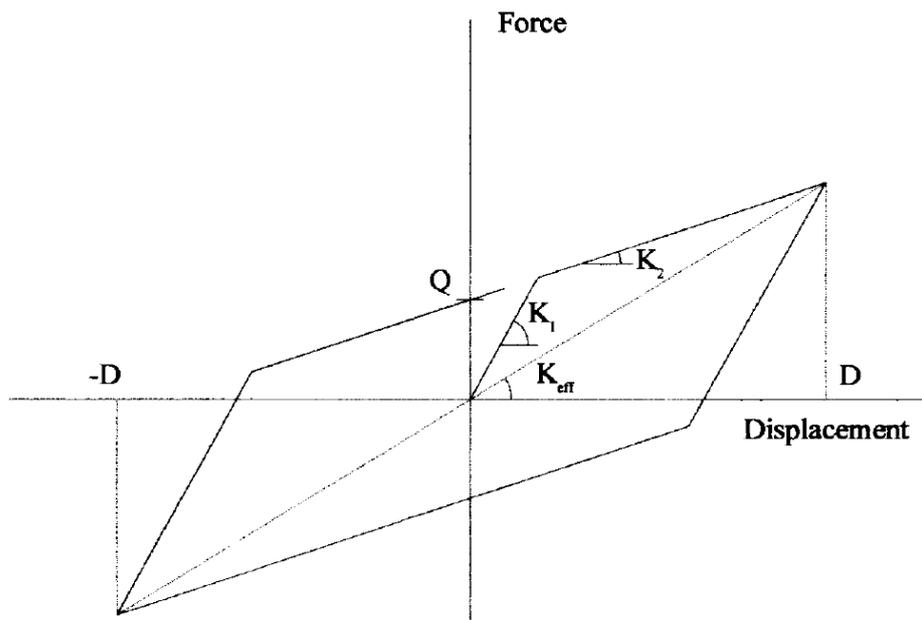


Figura II-05. Parámetros del modelo bi-lineal de un ciclo histérico de un aislador elastomérico LRB

Fuente: Naeim y Kelly, 1999, p.104

La frecuencia natural efectiva ω_{eff} , está dada por:

$$\omega_{eff} = \sqrt{\frac{K_{eff} g}{W}}$$

y el periodo efectivo T_{eff} , por:

$$T_{eff} = \frac{2\pi}{\omega_{eff}} \quad (2-24)$$

El amortiguamiento efectivo β_{eff} es definido por:

$$\beta_{eff} = \frac{W_D}{2\pi K_{eff} D^2}$$

Donde W_D es la energía histérica disipada que es igual al área determinada por un ciclo histérico, es decir $W_D = 4Q(D - D_y)$. Para enunciar β_{eff} de los parámetros básicos, se observa que el desplazamiento y fuerza de fluencia D_y , F_y , correspondiente al núcleo de plomo, son:

$$D_y = \frac{F_y}{K_1}, \quad F_y = Q + K_2 D_y$$



De esta manera:

$$D_y = \frac{D}{K_1 - K_2}$$

Usando la definición de β_{eff} y el resultado de la ecuación 2-24 para K_{eff} , se tiene:

$$\beta_{eff} = \frac{4Q(D - D_y)}{2\pi(K_2 D + Q)D^2} \quad (2-25)$$

(Naeim y Kelly, 1999).

- AISLADORES ELASTOMÉRICOS DE ALTO AMORTIGUAMIENTO HDR

Las características mecánicas determinadas a partir de las pruebas cíclicas de los aisladores con una frecuencia constante se expresan típicamente como una función de desplazamiento D utilizando dos parámetros: la rigidez efectiva de K_{eff} y el amortiguamiento viscoso equivalente B_{eff} (Naeim y Kelly, 1999).

Los aisladores de caucho de alta amortiguación se caracterizan por un comportamiento rígido (K_{eff} alto) en deformaciones por corte de hasta aproximadamente un 25%, una disminución sustancial en K_{eff} hasta una deformación de 150 a 200%, y luego un aumento de K_{eff} por encima de esta deformación debido a la deformación por cristalización en el material. (Las deformaciones a las que cambian estas rigideces dependen del compuesto elastomérico) (Naeim y Kelly, 1999).

Típicamente B_{eff} disminuye conforme crece la deformación, pero no W_D . Pruebas recientes de aislamiento elastomérico han demostrado que en un amplio rango de deformaciones W_D es proporcional a la deformación por corte γ elevada a un exponente de aproximadamente 1.5 (en la práctica, el valor real varía de aproximadamente de 1.45 a 1.75, dependiendo del compuesto bajo consideración) (Naeim y Kelly, 1999).

Se modela el sistema de aislamiento elastomérico como una combinación de un elemento de resorte elástico lineal, un elemento histerético puro (W_D proporcional $D^{1.0}$) y un elemento viscoso puro (W_D , proporcional a $D^{2.0}$). El



objetivo es determinar las propiedades de cada uno de estos elementos de manera que W_D del sistema combinado sea proporcional aproximadamente a $D^{1.5}$ en un rango dado de deformaciones. Los cuatro parámetros necesarios para la forma básica del modelo son K_1 , (la rigidez elástica del elemento de resorte lineal), K_2 la rigidez elástica del elemento histerético (plástico-elástico)]. F_y (la fuerza de fluencia del elemento histerético, alternativamente D_y el desplazamiento de fluencia del elemento histerético), y C (el coeficiente del elemento de amortiguamiento lineal viscoso).

La energía disipada por el modelo en un ciclo histerético es expresado inicialmente como:

$$W_D = 4F_y(D - D_y) + \pi C \omega D^2 \quad (2-26)$$

Obviando D_y para desplazamientos grandes bajo el sismo de diseño, 2-27, se convierte en:

$$W_D = 4F_y D + \pi C \omega D^2 \quad (2-27)$$

(Naeim y Kelly, 1999).

La selección de los parámetros finales del modelo, K_1 y K_2 , se hace mejor usando la forma del lazo de histerético medido en el desplazamiento objetivo. La elección lógica para K_2 es la rigidez tangente en el desplazamiento cero. La elección de K_1 se realiza mejor a simple vista para que coincida aproximadamente con la rigidez de descarga inicial después de la excursión máxima del lazo. Tenga en cuenta que mientras K_2 puede permanecer aproximadamente constante sobre un amplio rango de desplazamiento, la mejor elección para K_1 (la pendiente de descarga) probablemente variará.

(Naeim y Kelly, 1999).

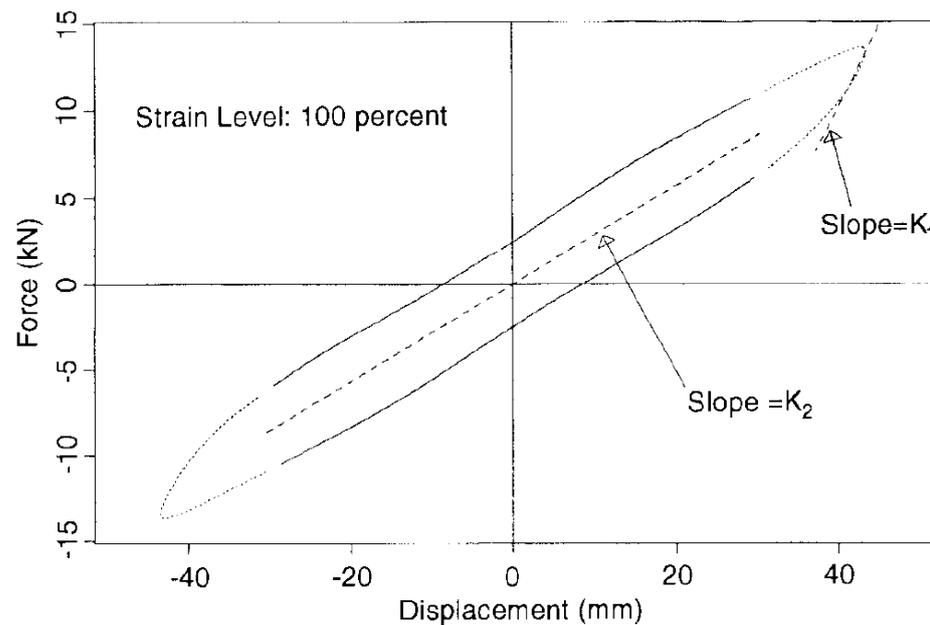


Figura II-06. Selección de los parámetros del modelo histerético de un aislador elastomérico HDR

Fuente: Naeim y Kelly, 1999, p.115

c. PANDEO Y ESTABILIDAD DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS

Se utiliza un método paralelo al análisis elástico lineal del pandeo de Euler de una columna. Para modelar el aislador de goma como una viga continua, es necesario introducir ciertas modificaciones a los parámetros definidos en la sección anterior.

Considere que el aislador es una columna de longitud h con un área de sección transversal A y que la rigidez a corte por unidad de longitud es definida como $P_s = GA_s$, donde A_s es el área efectiva de corte dada por:

$$A_s = A \frac{h}{t_r}$$

Donde h es la altura total del aislador (goma más acero) y t_r es la altura de la goma, como se ha mencionado antes. La rigidez a la flexión se modifica de manera similar de modo que $(EI)_{\text{eff}}$ para una capa de espesor t , llega a ser EI_s , donde:

$$EI_s = \frac{E_c I h}{3 t_r}$$

La carga de pandeo de Euler para una columna sin deformación por corte es:

$$P_E = \pi^2 \frac{EI_s}{h^2}$$

(Naeim y Kelly, 1999).

El aislador está restringido al giro en ambos extremos y es libre de moverse lateralmente en la parte superior. El resultado para la carga crítica de pandeo P_{crit} , es la solución de la ecuación:

$$P^2 + PP_S - P_S P_E = 0 \quad (2-28)$$

de lo cual la carga crítica P_{crit} , viene dada por:

$$P_{crit} = \frac{-P_S + \sqrt{P_S^2 - 4P_S P_E}}{2} \quad (2-29)$$

Si asumimos que $P_S \approx GA$ y $P_E \approx \frac{1}{3} \frac{6GS^2 I \pi^2}{h^2} \approx GA \left(\frac{2\pi^2 S^2 I}{A} \right)$, entonces, para la

mayoría de los tipos de aisladores donde $P_E \gg P_S$, la carga crítica puede ser aproximado por:

$$P_{crit} = (P_S P_E)^{1/2} \quad (2-30)$$

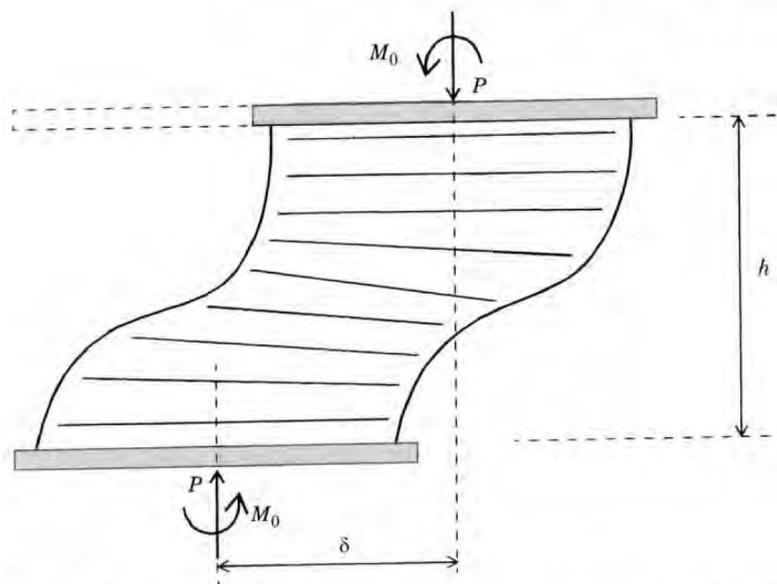


Figura II-07. Condiciones de contorno para un aislador elastomérico bajo una carga vertical P (el aislador se flexiona sin fuerza lateral, pero se evita que gire en cada extremo)

Fuente: Naeim y Kelly, 1999, p.123



usando esta expresión y recordando que:

$$P_s = GA \frac{h}{tr}, \quad P_E = \pi^2 \frac{EI_s}{h^2}$$

tenemos:

$$P_{crit} = \left(GA \frac{h}{t_r} \right)^{1/2} \left(\frac{\pi^2}{h^2} \frac{1}{3} 6GS^2 Ar^2 \frac{h}{t_r} \right)$$

$$P_{crit} = \frac{\sqrt{2GASr}}{t_r} \quad (2-31)$$

Donde el radio de giro es denotado por $r = \sqrt{I/A} = \Phi/4$ para aisladores circulares con diámetro Φ .

(Naeim y Kelly, 1999).

La presión crítica $p_{crit} = P_{crit}/A$ puede ser expresada en términos de S y el parámetro S_2 referido como la relación de aspecto o el segundo factor de forma, definido por:

$$S_2 = \frac{\Phi}{t_r}, \text{ para aisladores circulares}$$

Así:

$$\frac{P_{crit}}{G} = \frac{\pi}{2\sqrt{2}} SS_2, \text{ para aisladores circulares} \quad (2-32)$$

(Naeim y Kelly, 1999).

La carga máxima axial ocurrirá al mismo tiempo que el desplazamiento horizontal máximo y la combinación de ambos será uno de los estados límite para los cuales el aislador necesitará ser proporcionado.

Para predecir el comportamiento del aislador bajo la combinación de carga axial y carga lateral se asume que la carga axial crítica P_{crit} , está asociada al desplazamiento en el cual el esfuerzo de compresión de área reducida calculada a partir de la carga axial dividida por A_r , (el área de superposición entre la parte superior e inferior) alcanza el de esfuerzo crítico p_{crit} dado por la ecuación 6.5.

Para un aislador circular el área reducida A_r está dada por:

$$A_r = 2R^2(\theta - \sin\theta\cos\theta)$$
$$A_r = 2R^2\left(\frac{\pi}{2} - \phi - \sin\phi\cos\phi\right) \quad (2-33)$$

Los ángulos θ y ϕ son obtenidos por:

$$D = 2R\cos\theta = 2R\sin\phi$$
$$\theta = \arccos\left(\frac{D}{2R}\right), \text{ para } 0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$$
$$\phi = \arcsin\left(\frac{D}{2R}\right), \text{ para } 0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2} \quad (2-34)$$

La carga crítica P_{crit} en el desplazamiento D , está dado por:

$$P_{crit} = p_{crit} A_r \quad (2-35)$$

(Naeim y Kelly, 1999).

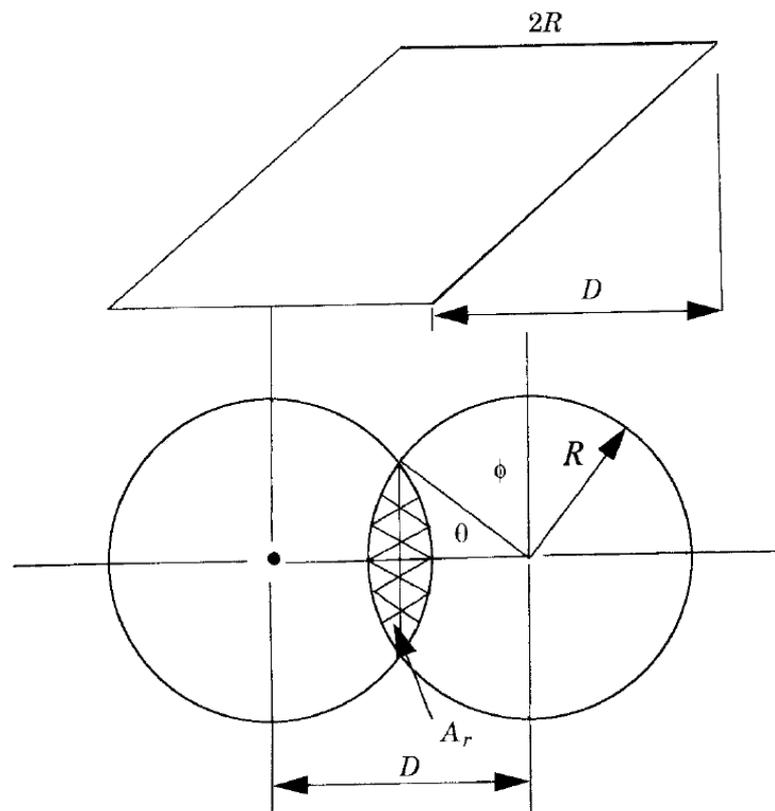


Figura II-08. Notación para el área reducida A_r , el desplazamiento lateral D y los ángulos θ y ϕ

Fuente: Naeim y Kelly, 1999, p.129

2.2.3 AISLAMIENTO DE PÉNDULO DE FRICCIÓN

Los aisladores de péndulo de fricción FPS hacen que una estructura se comporte como un péndulo de gran período, y como consecuencia que las aceleraciones espectrales sean bajas, lo que a su vez redundará en que las fuerzas por efecto de un sismo también lo sean. (Aguiar et al.,2016).

a. AISLADOR DE SIMPLE PÉNDULO DE FRICCIÓN (SFP)

La compañía Earthquake Protection Systems, EPS, inventó el concepto de aislamiento sísmico de péndulo de fricción en 1985, siendo el aislador de simple péndulo de fricción, SFP, el primer tipo de aislador desarrollado por EPS (EPS, 2007). El aislador consiste en un deslizador articulado que se desplaza a lo largo de una superficie cóncava, esto genera el levantamiento de la masa soportada y que la estructura oscile como un péndulo. El deslizador está recubierto de PTFE (Teflón) que proporciona al sistema grado de fricción (Aguiar et al.,2016).

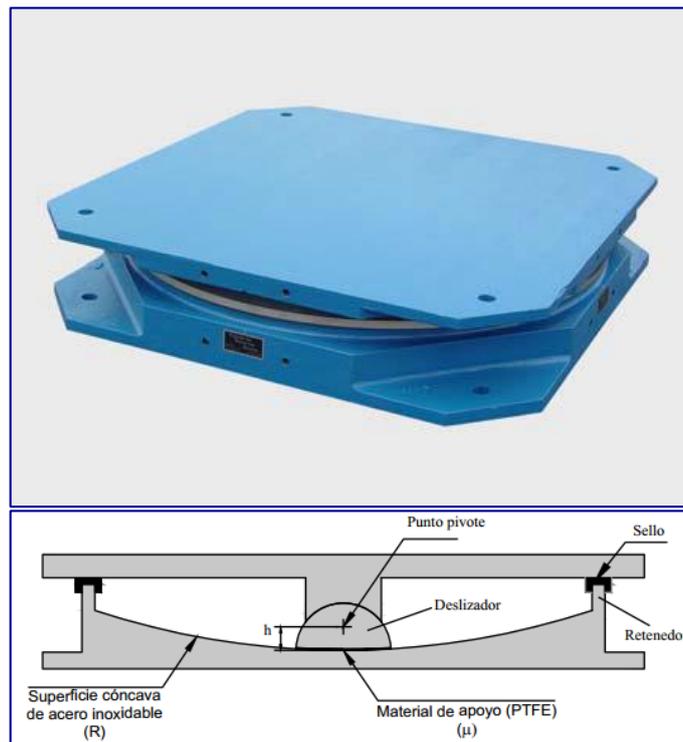


Figura II-09. Sección transversal de un aislador de simple péndulo de fricción SFP

Fuente: Cango, 2018, p.21

El peso propio de la estructura hace que ésta regrese a su posición de equilibrio después de la oscilación. A lo largo del contorno de la placa cóncava, el aislador posee un tope, denominado anillo de seguridad, el cual sirve para limitar el desplazamiento y mantener la estabilidad de la estructura. (Aguiar et al.,2016).

El periodo del aislador es obtenido eligiendo el radio de curvatura de la superficie cóncava, independientemente de la masa de la estructura soportada. El amortiguamiento es obtenido al elegir el coeficiente de fricción.

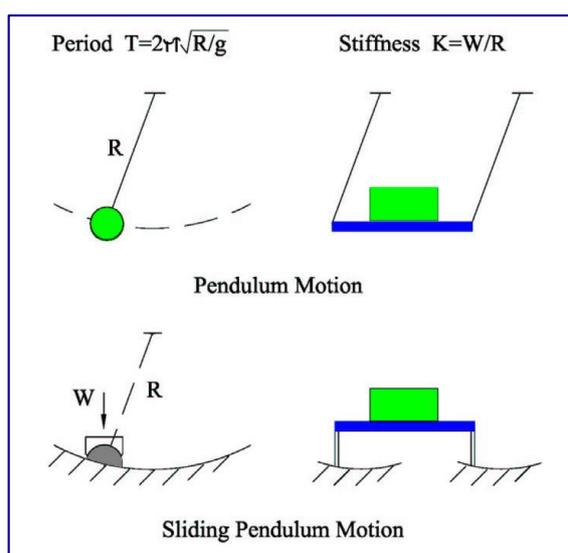


Figura II-10. Modelización del movimiento del péndulo deslizante de un aislador de péndulo de fricción FPS

Fuente: EPS, 2007, p.4

El dispositivo estructural soporta una carga vertical y transmite cargas horizontales de una manera predefinida. La carga vertical genera una fuerza de fricción. Cuando la fuerza horizontal aplicada es menor que la fuerza de fricción, no hay movimiento y el aislador FPS tiene una gran rigidez elástica. Esta fuerza de fricción evita el deslizamiento del dispositivo bajo cargas de servicio. Cuando la fuerza horizontal aplicada excede la fuerza de fricción, se inicia el deslizamiento y se aplica el diagrama de cuerpo libre de la figura II-11 (Fenz y Constantinou, 2008).

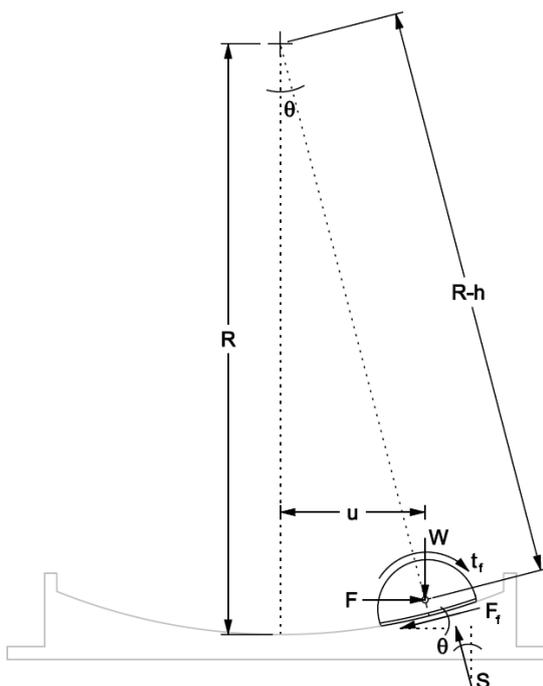


Figura II-11. Diagrama de cuerpo libre del deslizador de un aislador SFP en su configuración deformada

Fuente: Fenz y Constantinou, 2008, p.18

La relación fuerza-desplazamiento se deriva del equilibrio y la geometría del deslizador en una configuración desplazada. En este estado, las fuerzas que actúan sobre el deslizador son:

1. La carga vertical, W , que actúa en el punto de pivote.
2. La fuerza horizontal, F , transferida a través del aislador.
3. La fuerza de fricción resultante, $F_f = \mu W$, que actúa a lo largo de la interfaz deslizante. Para simplificar, el coeficiente de fricción se expresa típicamente en las ecuaciones de equilibrio como un parámetro de valor único, μ . Sin embargo, en realidad varía en función de varios factores, entre ellos, los más importantes, la velocidad y la presión de deslizamiento (como se cita en Mokha et al., 1990). Para el análisis dinámico, las ecuaciones de equilibrio se pueden usar en su misma forma, con $\mu(u')$, un coeficiente de fricción que se actualiza en cada paso de tiempo en función de la velocidad instantánea de deslizamiento.
4. La fuerza resultante de la presión normal que actúa a lo largo de la interfaz deslizante, S . Esta debe estar descentrada para satisfacer el



equilibrio del momento. En consecuencia, la distribución de presión en la interfaz deslizante no es uniforme.

5. Tracciones de fricción a lo largo de la superficie esférica del deslizador articulado, t_f . Se supone que su efecto es parte de la fuerza de fricción, F_f , y por lo tanto no aparecen explícitamente en las ecuaciones de equilibrio (Fenz y Constantinou, 2008).

Considerando el equilibrio en las direcciones horizontal y vertical respectivamente, se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$F - S \sin \theta - F_f \cos \theta = 0 \quad (2-36a)$$

$$W - S \cos \theta - F_f \sin \theta = 0 \quad (2-36b)$$

Desde la geometría, u , definida como el desplazamiento horizontal del punto de pivote del deslizador es simplemente:

$$u = (R - h) \sin \theta = R_{eff} \sin \theta \quad (2-37)$$

donde el radio efectivo de curvatura, $R_{eff}=(R-h)$, es la distancia radial desde el centro de la superficie esférica hasta el punto de pivote del deslizador articulado.

Combinando las ecuaciones 2-36a, 2-36b y 2-37, la relación fuerza-desplazamiento que gobierna el movimiento para un aislador de simple péndulo de fricción SFP es:

$$F = \frac{W}{R_{eff} \cos \theta} u + \frac{F_f}{\cos \theta} \quad (2-38)$$

En la mayoría de las aplicaciones, el radio de curvatura es grande en comparación con el desplazamiento horizontal, de modo que $\cos \theta \approx 1$, de donde se realiza la siguiente simplificación:

$$F = \frac{W}{R_{eff}} u + F_f \quad (2-39)$$

Esta simplificación introduce menos del 5% de error siempre que el desplazamiento horizontal sea menor que el 30% del radio de curvatura (Fenz y Constantinou, 2008).

De la ecuación 2-39, $K_b=W/R_{eff}$ es la rigidez del sistema después que se haya superado la fuerza de fricción F_f . Se observa que K_b es directamente

proporcional a la carga W , lo que implica que el centro de rigidez del sistema de aislamiento coincida con el centro de masa de la estructura, minimizándose de esta manera los efectos torsionales (Zayas et al., 1990, citado en Cango, 2018).

Reconociendo que la fuerza de fricción siempre se opone al movimiento, se presenta en la figura II-12, la relación cíclica fuerza-desplazamiento basada en la ecuación 2-39. Al revertir el movimiento, el aislador se descarga rígidamente en $2F_f$ y se desliza en la dirección opuesta con rigidez post-elástica $K_b=W/R_{eff}$. Este comportamiento histerético es denominado rígido-lineal (Fenz y Constantinou, 2008).

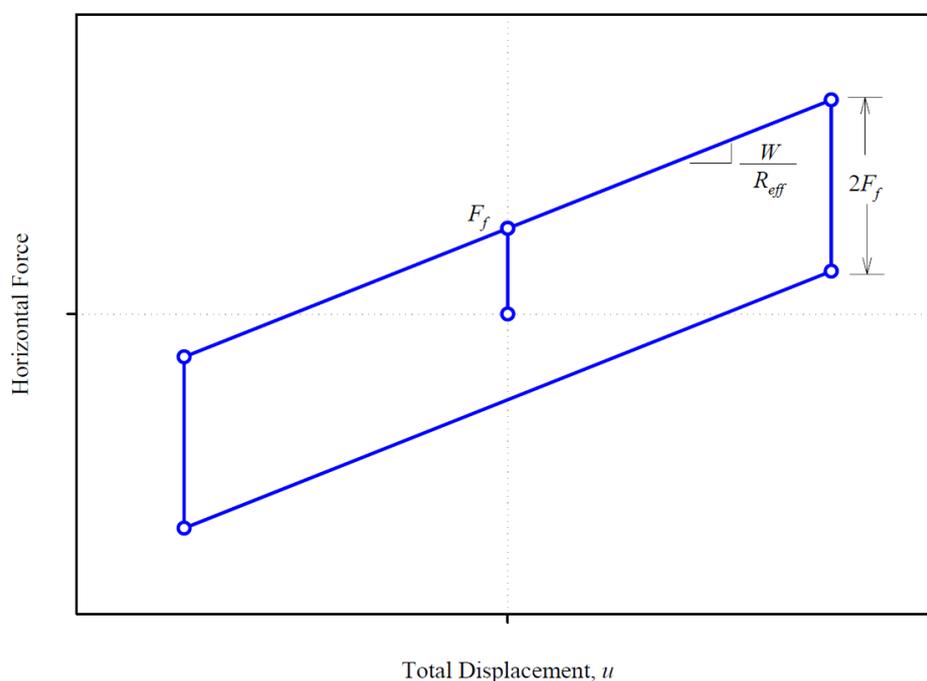


Figura II-12. Comportamiento histerético analítico de un aislador de simple péndulo de fricción SFP

Fuente: Fenz y Constantinou, 2008, p.20



Se define la rigidez secante que se ha denominado rigidez efectiva del aislador K_{eff} que es igual a la fuerza F dividida por el desplazamiento u .

$$K_{eff} = \frac{F_f + Wu/R}{u}$$
$$K_{eff} = \frac{F_f}{u} + \frac{W}{R} \quad (2-40)$$

(Aguiar et al., 2016).

Por otra parte, se define el amortiguamiento efectivo β_{eff} como la relación entre la energía disipada en un ciclo de histerético W_D (área encerrada en la curva de histéresis) y a $4\pi W_E$. Donde W_E es la energía elástica. Estas energías, valen:

$$W_D = 4F_f u$$
$$W_E = \frac{1}{2} K_{eff} u^2 \quad (2-41)$$

Al reemplazar W_D y W_E en la definición de β_{eff} , y luego de sustituir el valor de K_{eff} y F_f , se obtiene:

$$\beta_{eff} = \frac{W_D}{4\pi W_E} = \frac{2F_f}{\pi K_{eff} u}$$
$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} \left(\frac{\mu}{\mu + u/R} \right) \quad (2-42)$$

(Aguiar et al., 2016).

Se observa tanto en el comportamiento histerético del dispositivo como en la ecuación 2-42, que el amortiguamiento efectivo β_{eff} es directamente proporcional a la energía histerética disipada W_D , y esta a su vez al coeficiente de fricción μ . El amortiguamiento β_{eff} toma valores mayores, cuando $\mu \gg u/R$.

b. AISLADOR DE TRIPLE PÉNDULO DE FRICCIÓN (FPT)

El aislador de triple péndulo de fricción, FPT, constituye el funcionamiento de tres sistemas pendulares diseñados para activarse secuencialmente a diferentes intensidades sísmicas. A medida que los movimientos sísmicos se hacen más fuertes, los desplazamientos del aislador se incrementan; y a mayores desplazamientos, la longitud efectiva del péndulo y el amortiguamiento efectivo también son mayores, lo que resulta en fuerzas sísmicas y desplazamientos relativos de piso más bajos (EPS, 2007).

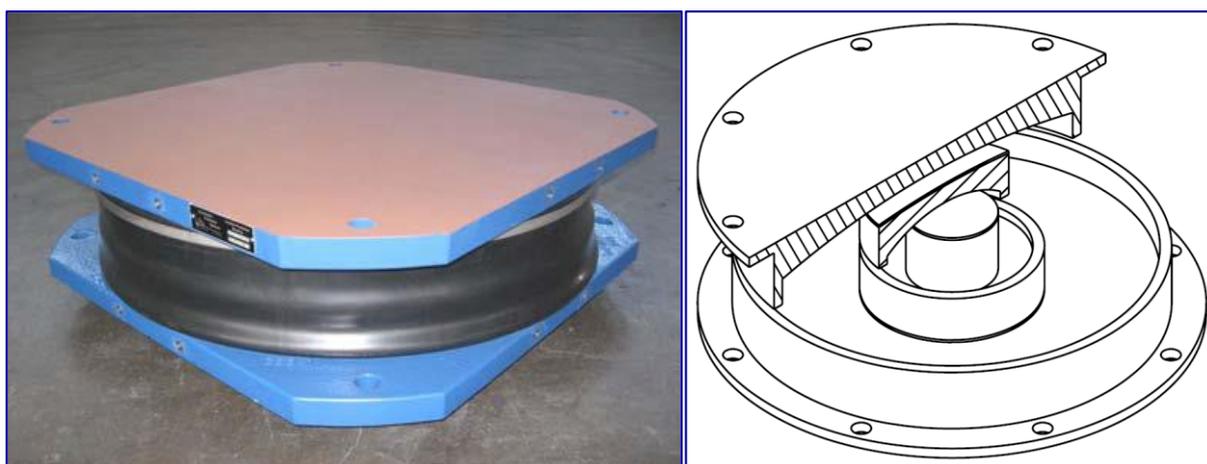


Figura II-13. Vista en corte del aislador de triple péndulo de fricción FPT

Fuente: Fenz y Constantinou, 2008, p.15

El péndulo interno del aislador de triple péndulo, FPT, consiste en un deslizador rígido interno que se desliza a lo largo de dos superficies esféricas cóncavas internas. Las propiedades del péndulo interno generalmente se eligen para reducir las fuerzas sísmicas durante sismos de nivel de servicio. Los dos deslizantes cóncavos, que se deslizan a lo largo de las dos superficies cóncavas principales, comprenden los dos péndulos restantes. Las propiedades del segundo péndulo generalmente se eligen para minimizar las fuerzas de corte de la estructura que ocurren durante el sismo base del diseño BDE. Las propiedades del tercer péndulo generalmente se eligen para minimizar las fuerzas que ocurren durante el terremoto de máximo considerado MCE (EPS, 2007).

Las placas cóncavas externas tienen radios efectivos $R_{eff1}=R_1-h_1$ y $R_{eff4}=R_4-h_4$. Las superficies de las placas deslizantes que se acoplan con las placas cóncavas exteriores están recubiertas con un material deslizante no metálico. Los coeficientes de fricción de estas interfaces son μ_1 y μ_4 . Las superficies cóncavas internas de las dos placas deslizantes tienen radios efectivos $R_{eff2}=R_2-h_2$ y $R_{eff3}=R_3-h_3$. Ambas superficies externas del deslizador rígido también están recubiertas con un material deslizante no metálico caracterizado por los coeficientes de fricción de μ_2 y μ_3 . Las alturas h_1 , h_2 , h_3 , h_4 son las alturas al borde inferior y superior de las placas 2 y 3. (Fenz y Constantinou, 2008).

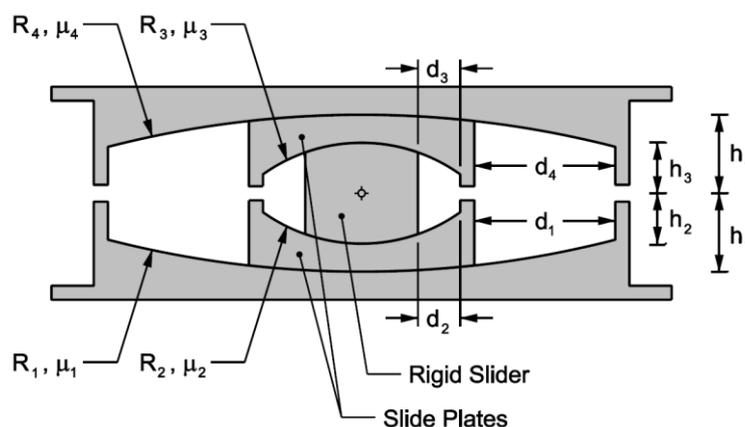


Figura II-14. Sección transversal de un aislador de triple péndulo de fricción, FPT, con su propiedades geométricas y mecánicas

Fuente: Fenz y Constantinou, 2008, p.15

Las capacidades de desplazamiento nominal de las placas deslizantes en las superficies 1 a 4 se denotan de d_1 a d_4 (las capacidades de desplazamiento reales son ligeramente diferentes a las capacidades nominales de desplazamiento debido a los efectos de deslizador de altura y rotación). La capacidad de desplazamiento en las superficies 2 y 3, está representada por d_2 y d_3 (Fenz y Constantinou, 2008).

En referencia a la nomenclatura establecida en la figura II-14, el aislador FPT, se configura de la siguiente manera:

1. Radios efectivos grandes e iguales para las placas cóncavas externas y radios efectivos pequeños e iguales para las placas deslizantes internas,



$R_{eff4}=R_{eff1}>>R_{eff2}=R_{eff3}$. Esta condición, cuando se combina con la especificación apropiada de los coeficientes de fricción dará como resultado transiciones deseables en la rigidez a lo largo del curso del movimiento. Tenga en cuenta que no existe un requisito estricto de que $R_{eff4}=R_{eff1}$ o $R_{eff2}=R_{eff3}$ (las ecuaciones se formulan en general para tener en cuenta las configuraciones de radios desiguales), sin embargo, para simplificar la fabricación, estos radios serán iguales en la mayoría de los casos.

2. Los coeficientes de fricción se seleccionan de manera que el aislador exhiba alta rigidez y baja fricción inicialmente y posteriormente disminuya la rigidez y aumente la fricción efectiva a medida que aumenta la amplitud del desplazamiento. Esto se logra mediante el uso de materiales de fricción que dan $\mu_2 = \mu_3 < \mu_1 < \mu_4$.
3. Las capacidades de desplazamiento de cada superficie se seleccionan de modo que haya un endurecimiento gradual en grandes desplazamientos. El deslizador debe estar en contacto con el anillo de seguridad en las superficies 1 y 4 antes de las superficies 2 y 3; siempre que el movimiento se inicie en las superficies 2 y 3 antes que en las superficies 1 y 4. Esto está garantizado siempre que $F_{f1} < F_{dr2}$ and $F_{f4} < F_{dr3}$. En términos de desplazamientos, esta condición es $d_2 > (\mu_1 - \mu_2) R_{eff2}$ y $d_3 > (\mu_4 - \mu_3) R_{eff3}$.
4. El deslizamiento debe iniciarse en la superficie de mayor fricción antes del inicio de cualquier endurecimiento, es decir, $F_{f4} < F_{dr1}$. En términos de desplazamientos, esta condición se cumple siempre que $d_1 > (\mu_4 - \mu_1) R_{eff1}$. Esto es para evitar una situación en la cual el aislador se endurece, luego se ablanda, luego se vuelve a endurecer, lo que ocurriría si $F_{dr1} < F_{f4}$. El aislador se endurecería al contactar con el anillo de seguridad de la superficie 1, se ablandaría cuando el deslizamiento comenzara en la superficie 4, y luego se volvería a ponerse rígido al contactar con el anillo de seguridad de la superficie 4 (Fenz y Constantinou, 2008).

El aislador triple péndulo desarrolla su movimiento en cinco (05) fases de acuerdo al grado de demanda sísmica. Se presenta la curva monótonica de

fuerza-desplazamiento para un aislador FPT donde se describen las cinco (05) fases de movimiento. En la curva monótonica se puede observar que la rigidez se reduce gradualmente con el incremento del desplazamiento hasta la transición de la fase III y la fase IV, luego el aislador ingresa en una etapa de endurecimiento donde la rigidez comienza a incrementarse, haciendo que los desplazamientos en sismos severos se reduzcan.

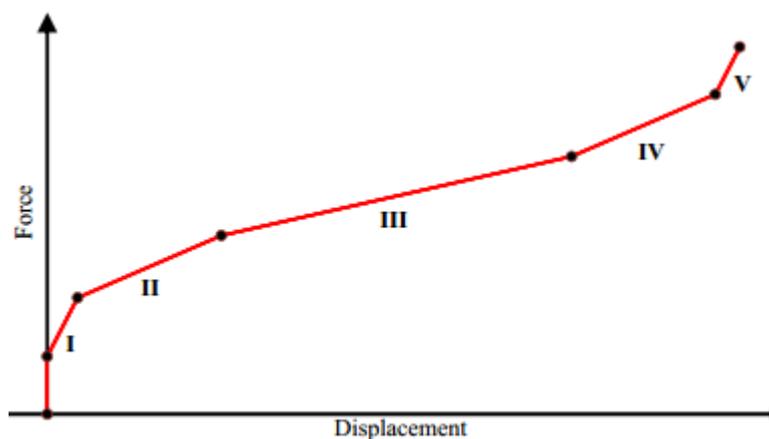


Figura II-15. Curva monótonica de fuerza-desplazamiento par un aislador de triple péndulo de fricción FPT

Fuente: Cango, 2018.

- DESLIZAMIENTO EN FASE I

El deslizamiento en fase I, consiste en el deslizamiento en las superficies 2 y 3. A partir del reposo, el movimiento se iniciará cuando la fuerza horizontal exceda la fuerza de fricción en la(s) superficie(s) de menor fricción. Por lo tanto, el deslizamiento comienza en las superficies 2 y 3 cuando $F=F_{f2}=F_{f3}$ (Fenz y Constantinou, 2008).

Basado en FBD III de la figura II-16(b), del equilibrio vertical y horizontal respectivamente:

$$S_1 + F_{f2} \sin \theta_2 - S_2 \cos \theta_2 = 0 \quad (2-43a)$$

$$F_{f2} \cos \theta_2 + S_2 \sin \theta_2 - F_{f1} = 0 \quad (2-43b)$$

Además de FBD IV:

$$F = F_{f1} \quad (2-44a)$$

$$W = S_1 \quad (2-44b)$$

De la geometría, el desplazamiento relativo en la superficie 2, u_2 , es:

$$u_2 = R_{eff2} \sin \theta_2 \quad (2-45)$$

Combinando 2-43 y 2-45, y tomando valores pequeños para θ_2 , donde $\cos\theta_2 \approx 1$, se tiene:

$$F = \frac{W}{R_{eff2}} u_2 + F_{f2} \quad (2-46)$$

(Fenz y Constantinou, 2008).

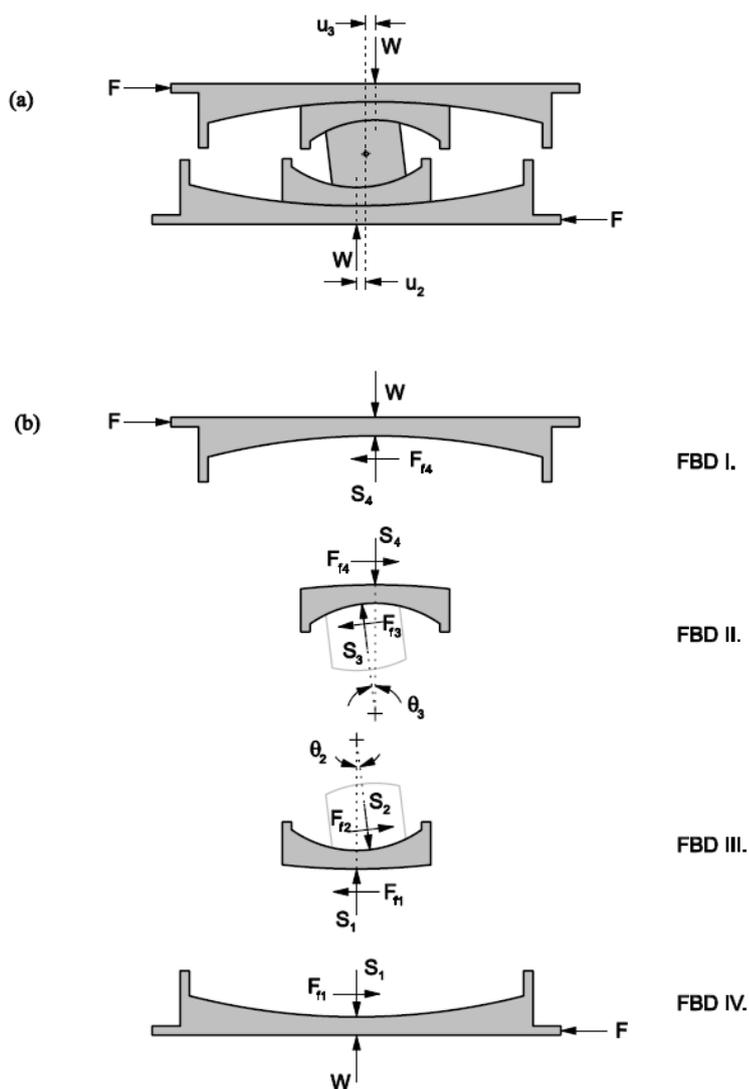


Figura II-16. (a) Forma desplazada (b) Diagrama de cuerpo libre del aislador de triple péndulo de fricción FPT en la fase de movimiento I

Fuente: Fenz y Constantinou, 2008, p.63



Las ecuaciones 2-43 a 2-46 son las ecuaciones de equilibrio para el aislador SFP convencional. Un análisis similar del equilibrio de FBD I y FBD II da para la superficie 3:

$$F = \frac{W}{R_{eff3}} u_3 + F_{f3} \quad (2-47)$$

La relación fuerza-desplazamiento total para el aislador durante la fase de deslizamiento I se determina combinando las ecuaciones 2-46 y 2-47 basado en el hecho de que el desplazamiento total u es la suma de los desplazamientos u_2 y u_3 , resultando:

$$F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff3}} u + \frac{F_{f2} R_{eff2} + F_{f3} R_{eff3}}{R_{eff2} + R_{eff3}} \quad (2-48)$$

(Fenz y Constantinou, 2008).

Al invertir el movimiento, el aislador se descarga en $2F_{f2}=2F_{f3}$ y el deslizamiento se inicia nuevamente en las superficies 2 y 3. El comportamiento histórico es rígido-lineal con una rigidez post-elástica igual a la suma de los radios efectivos de las superficies 2 y 3 y la resistencia igual al coeficiente promedio de fricción en estas dos superficies (Fenz y Constantinou, 2008).

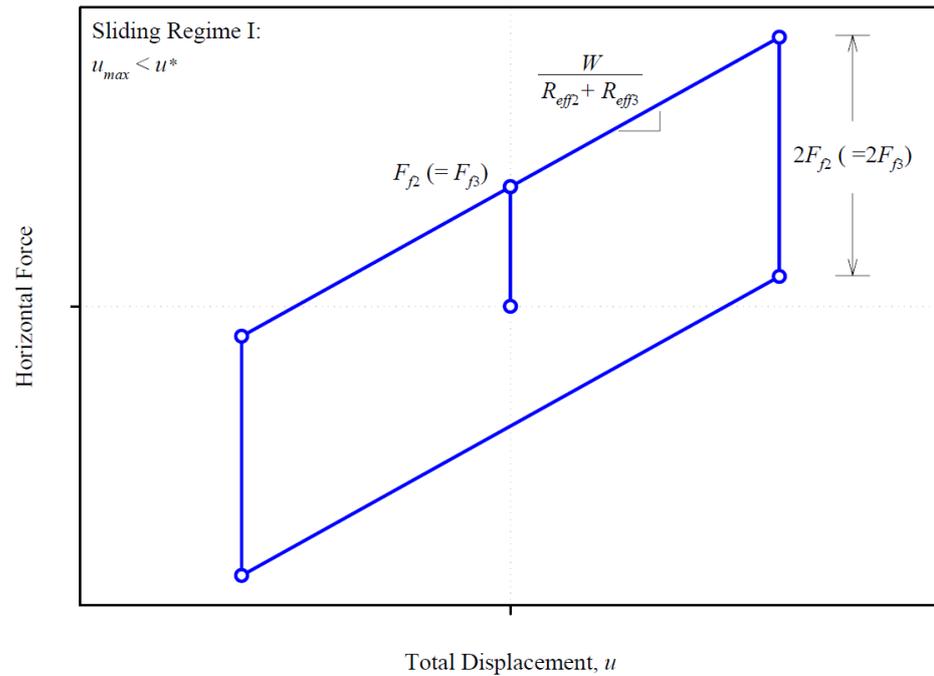


Figura II-17. Comportamiento histerético analítico de un aislador de triple péndulo de fricción FPT en la fase de movimiento I

Fuente: Fenz y Constantinou, 2008, p.64

- DESLIZAMIENTO EN FASE II

Cuando $F=F_{f1}$, el movimiento comienza en la superficie 1, marcando el inicio de la fase de deslizamiento II. La transición ocurre en el desplazamiento u^* dado por:

$$u^* = (\mu_1 - \mu_2)R_{eff2} + (\mu_1 - \mu_3)R_{eff3} \quad (2-49)$$

La ecuación 2-49 se obtiene resolviendo la ecuación 2-48 para el desplazamiento cuando $F=F_{f1}$ (Fenz y Constantinou, 2008).

De la figura II-18, los desplazamientos relativos u_1 y u_2 son:

$$u_1 = R_{eff1} \sin \theta_1 \quad (2-50a)$$

$$u_2 = R_{eff2} \sin \theta_2 \quad (2-50b)$$

De FBD IV se obtienen las ecuaciones de equilibrio para un aislador SFP, lo que lleva a la siguiente relación que rige el movimiento en la superficie 1:

$$F = \frac{W}{R_{eff1}} u_1 + F_{f1} \quad (2-51)$$



El ángulo que forma el deslizador rígido con respecto a la dirección vertical es ahora la suma de los ángulos θ_1 y θ_2 , como se refleja en las ecuaciones de equilibrio de FBD III:

$$S_1 \cos \theta_1 + F_{f2} \sin(\theta_1 + \theta_2) - S_2 \cos(\theta_1 + \theta_2) - F_{f1} \sin \theta_1 = 0 \quad (2-52a)$$

$$S_2 \sin(\theta_1 + \theta_2) + F_{f2} \cos(\theta_1 + \theta_2) - S_1 \sin \theta_1 - F_{f1} \cos \theta_1 = 0 \quad (2-52b)$$

Usando las ecuaciones 2-50 a 2-52 y las suposiciones de que los ángulos individuales θ_1 y θ_2 son pequeños, de modo que $\cos\theta_1 \approx \cos\theta_2 \approx 1$ y $\sin\theta_1 \times \sin\theta_2 \approx 0$, para la superficie 2 se ha encontrado que:

$$F = W \left(\frac{u_1}{R_{eff1}} + \frac{u_2}{R_{eff2}} \right) + F_{f2} \quad (2-53)$$

Sustituyendo 2-51 en 2-53:

$$u_2 = (\mu_1 - \mu_2) R_{eff2} \quad (2-54)$$

La ecuación 2-54 es importante porque demuestra que el desplazamiento en la superficie 2 es constante cuando el movimiento pasa de la fase I a la fase II (resolver la ecuación 2-46 para u_2 con $F=F_{f1}$). Esto significa que el deslizamiento instantáneo comienza en la superficie 1, y se detiene en la superficie 2 (Fenz y Constantinou, 2008).

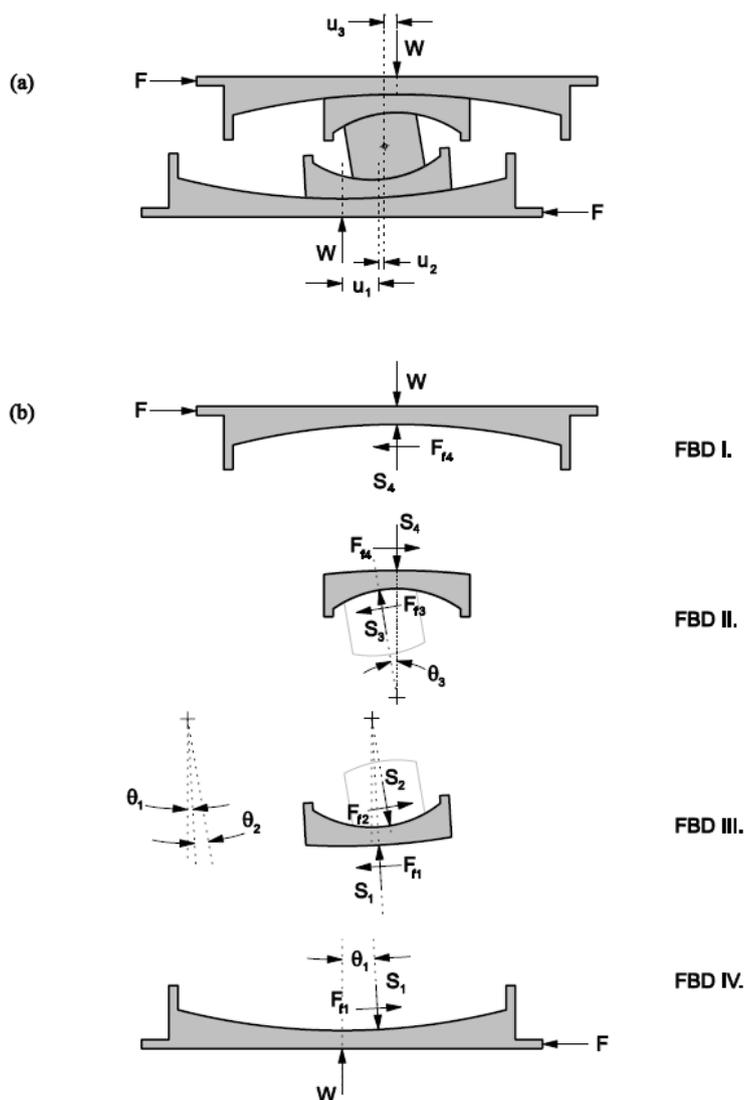


Figura II-18. (a) Forma desplazada (b) Diagrama de cuerpo libre del aislador de triple péndulo de fricción FPT en la fase de movimiento II

Fuente: Fenz y Constantinou, 2008, p.66

FBD I y FBD II en la figura II-18(b) muestran que no hay cambios con respecto a FBD I y FBD II de la figura II-16(b), aparte de que el ángulo θ_3 es mayor debido al incremento del desplazamiento u_3 . Por lo tanto, no hay deslizamiento en la superficie 4 y el movimiento en la superficie 3 todavía se rige por la ecuación 2-47. Entonces, con el deslizamiento solo en las superficies 1 y 3, la relación fuerza-desplazamiento total para el deslizamiento en la fase II determinada en base a las ecuaciones 2-47, 2-51 y 2-53 es:

$$F = \frac{W}{R_{eff1} + R_{eff3}}u + \frac{F_{f1}(R_{eff1} - R_{eff2}) + F_{f2}R_{eff2} + F_{f3}R_{eff3}}{R_{eff1} + R_{eff3}} \quad (2-55)$$

(Fenz y Constantinou, 2008).

Al invertir el movimiento, el rodamiento se descarga en $2F_{f2}=2F_{f3}$ y el movimiento se reanuda en las superficies 2 y 3. El movimiento continúa en las superficies 2 y 3 durante una distancia de $2u^*$ hasta que el aislador se haya descargado en $2F_{f1}$, en cuyo punto el deslizamiento comienza nuevamente en la superficie 1 y se detiene en la superficie 2. El deslizamiento continúa en las superficies 1 y 3 (Fenz y Constantinou, 2008).

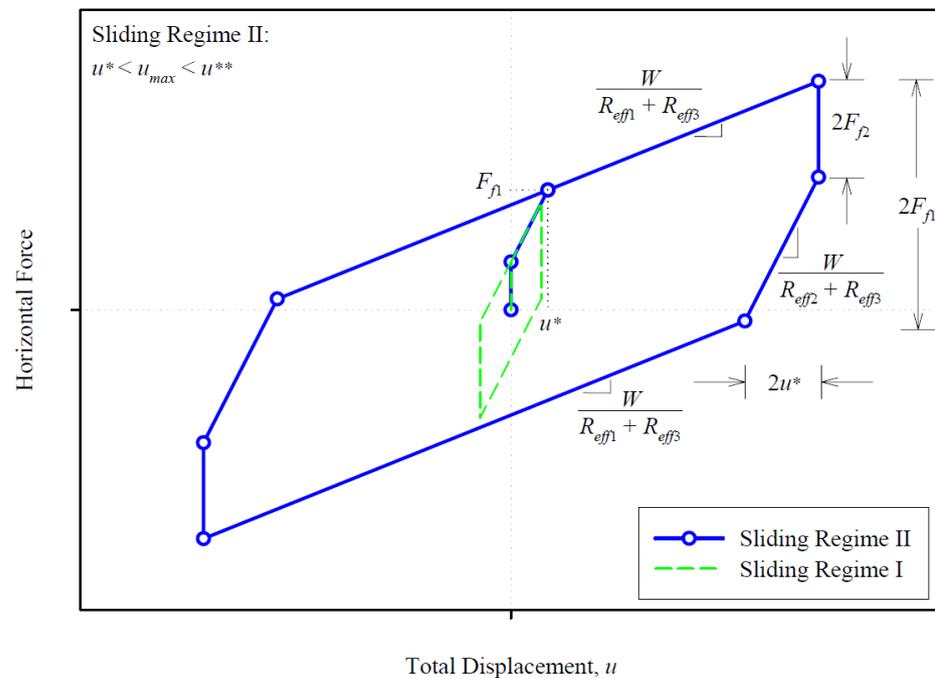


Figura II-19. Comportamiento histerético analítico de un aislador de triple péndulo de fricción FPT durante la fase de movimiento II se muestra en relación con la fase de movimiento I

Fuente: Fenz y Constantinou, 2008, p.67

- DESLIZAMIENTO EN FASE III

El deslizamiento se inicia en la superficie 4 cuando $F=F_{f4}$, que ocurre en el desplazamiento u^{**} dado por:

$$u^{**} = u^* + (\mu_4 - \mu_1)(R_{eff1} + R_{eff2}) \quad (2-56)$$

La ecuación 2-56 se obtiene resolviendo la ecuación 2-55 para el desplazamiento cuando $F=F_{f4}$ (Fenz y Constantinou, 2008).

En la figura II-20. Los desplazamientos u_1 y u_2 y los ángulos θ_1 y θ_2 se definen como en la fase anterior; la rotación de la placa deslizante superior con respecto a la placa cóncava externa superior es de θ_4 y la rotación de la placa deslizante superior con respecto al deslizador rígido es de θ_3 . Los desplazamientos relativos u_3 y u_4 son:

$$u_3 = R_{eff3} \sin \theta_3 \quad (2-57a)$$

$$u_4 = R_{eff4} \sin \theta_4 \quad (2-57b)$$

De FBD III y FBD IV, el desplazamiento u_1 se incrementa. El movimiento en la superficie 1 todavía se rige por la ecuación 2-51 y el movimiento en la superficie 2 por la ecuación 2-53. Del equilibrio de FBD I y FBD II se deduce que para la superficie 4:

$$F = \frac{W}{R_{eff4}} u_4 + F_{f4} \quad (2-58)$$

Y para la superficie 3:

$$F = W \left(\frac{u_3}{R_{eff3}} + \frac{u_4}{R_{eff4}} \right) + F_{f3} \quad (2-59)$$

$$u_3 = (\mu_4 - \mu_3) R_{eff3} \quad (2-60)$$

La ecuación 2-60 demuestra que tan pronto como comienza el deslizamiento en la superficie 4, se detiene en la superficie 3. Esto se puede probar resolviendo la ecuación 2-47 para u_3 con $F=F_{f4}$. Para el deslizamiento en las superficies 1 y 4, la relación fuerza-desplazamiento total para el deslizamiento en la fase III determinada combinando las ecuaciones 2-51, 2-53, 2-58 y 2-59 es:

$$F = \frac{W}{R_{eff1} + R_{eff4}} u + \frac{F_{f1}(R_{eff1} - R_{eff2}) + F_{f2}R_{eff2} + F_{f3}R_{eff3} + F_{f4}(R_{eff4} - R_{eff3})}{R_{eff1} + R_{eff4}} \quad (2-61)$$

(Fenz y Constantinou, 2008).

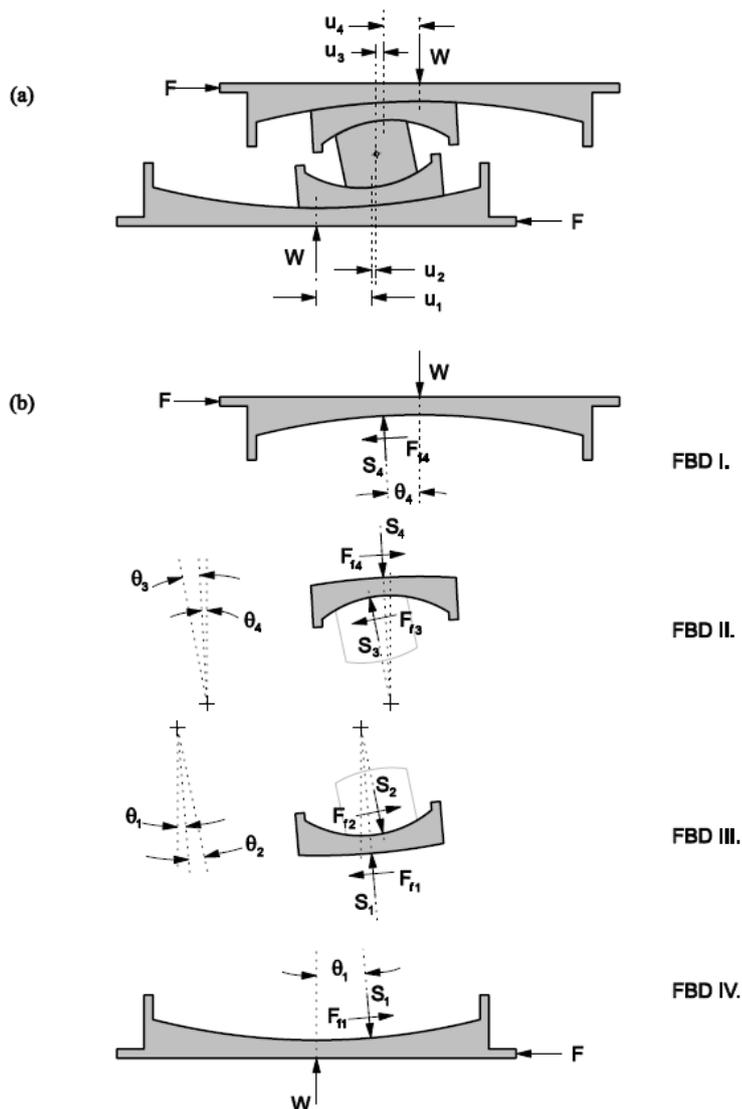


Figura II-20. (a) Forma desplazada (b) Diagrama de cuerpo libre del aislador de triple péndulo de fricción FPT en la fase de movimiento III

Fuente: Fenz y Constantinou, 2008, p.69

Cuando el movimiento se invierte, el aislador se descarga en $2F_{f2} = 2F_{f3}$ y el deslizamiento se reanuda en las superficies 2 y 3. El movimiento continúa en las superficies 2 y 3 durante una distancia de $2u^*$ hasta que el aislador se haya descargado en $2F_{f1}$, en el cual el deslizamiento de puntos comienza en la superficie 1 y se detiene en la superficie 2. Desde este punto, el

movimiento continúa en las superficies 1 y 3 durante una distancia de $2u^{**}$ - $2u^*$ hasta que el aislador se haya descargado por $2F_{f4}$. En este punto, el movimiento se reanuda en la superficie 4 (y se detiene en la superficie 3) y se produce el deslizamiento en las superficies 1 y 4 (Fenz y Constantinou, 2008).

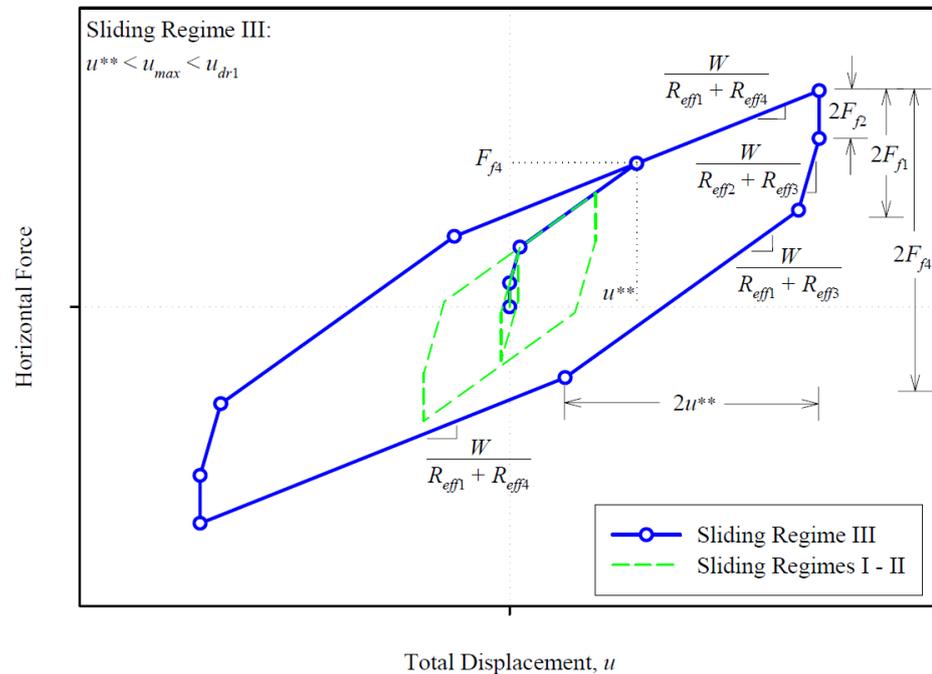


Figura II-21. Comportamiento histerético analítico de un aislador de triple péndulo de fricción FPT durante la fase de movimiento II se muestra en relación con la fase de movimiento I y II

Fuente: Fenz y Constantinou, 2008, p.70

- DESPLIZAMIENTO EN FASE IV

El deslizamiento en la fase IV comienza cuando el movimiento cambia del deslizamiento en la superficie 1 y 4 al deslizamiento en las superficies 2 y 4, lo que ocurre cuando se hace contacto con el dispositivo de retención de desplazamiento o anillo de seguridad en la superficie 1. En este punto, el desplazamiento en la superficie 1 es $u_1=d_1$ y la fuerza horizontal, F_{dr1} , es:

$$F_{dr1} = \frac{W}{R_{eff1}} d_1 + F_{f1} \quad (2-62)$$

La transición entre fases de movimiento ocurre en el desplazamiento u_{dr1} , dado por:

$$u_{dr1} = u^{**} + \left(1 + \frac{R_{eff4}}{R_{eff1}}\right) d_1 - (\mu_4 - \mu_1)(R_{eff1} + R_{eff4}) \quad (2-63)$$

La ecuación 2-63 se obtiene resolviendo la ecuación 2-61 para u con $F=F_{dr1}$. (Fenz y Constantinou, 2008).

En FBD III y FBD IV de la figura II-22, se muestra que el efecto del dispositivo de retención en contacto con la placa deslizante sobre la superficie 1 es introducir una fuerza adicional sobre la placa, F_{r1} . Se asume que el dispositivo de retención es rígido y, por lo tanto, a partir de FBD IV, la relación fuerza-desplazamiento que rige el movimiento en la superficie 1 es:

$$F = \frac{W}{R_{eff1}} d_1 + F_{f1} + F_{r1} \quad (2-64)$$

No hay desplazamiento adicional en la superficie 1 y el equilibrio se mantiene mediante el incremento de la fuerza de retención, F_{r1} , a medida que aumenta la fuerza horizontal aplicada, F . Usando FBD III y FBD IV, la relación fuerza-desplazamiento que gobierna el movimiento en la superficie 2 es:

$$F = W \left(\frac{d_1}{R_{eff1}} + \frac{u_2}{R_{eff2}} \right) + F_{f2} \quad (2-65)$$

Esto demuestra que el deslizamiento se reanuda en la superficie 2 cuando se pone en contacto el dispositivo de retención en la superficie 1. Nada ha cambiado en las superficies superiores, por lo que el movimiento en las superficies 3 y 4 todavía se rige por las ecuaciones 2-58 y 2-59 respectivamente. Por lo tanto, con el deslizamiento que ocurre en las superficies 2 y 4, la relación fuerza-desplazamiento total es:

$$F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff4}} (u - u_{dr1}) + \frac{W}{R_{eff1}} d_1 + F_{f1} \quad (2-66)$$

(Fenz y Constantinou, 2008).

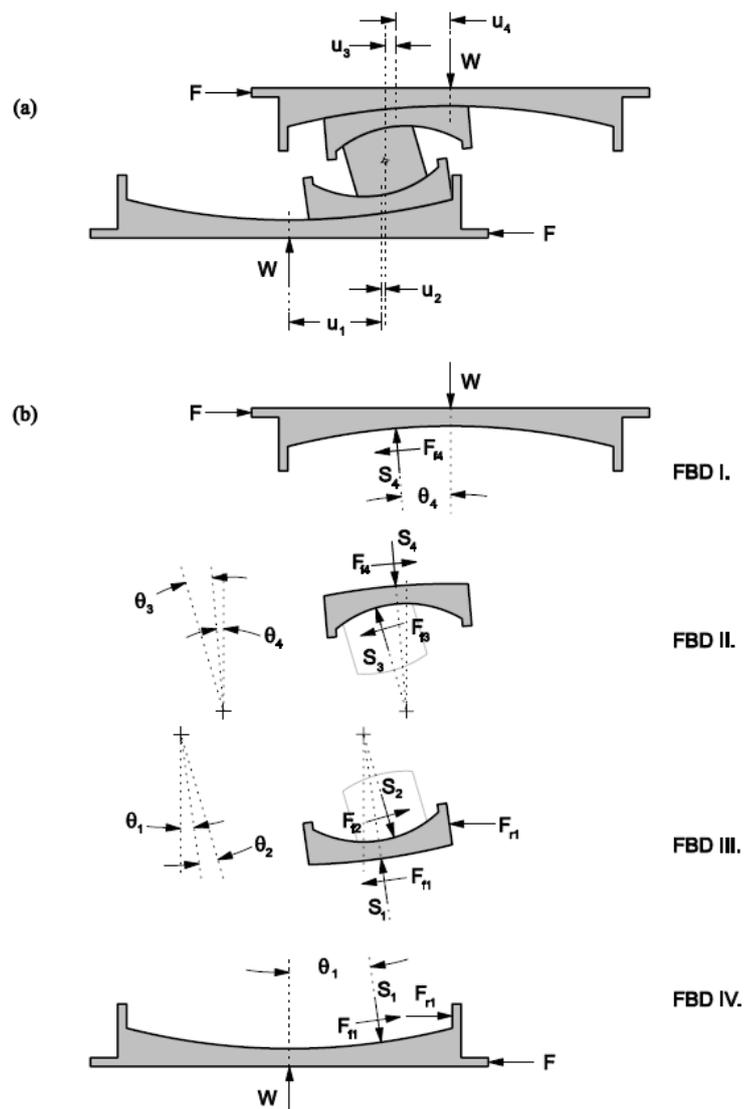


Figura II-22. (a) Forma desplazada (b) Diagrama de cuerpo libre del aislador de triple péndulo de fricción FPT en la fase de movimiento IV

Fuente: Fenz y Constantinou, 2008, p.72

Al invertir el movimiento, el aislador se descarga en $2F_{f2}=2F_{f3}$ y el movimiento se reanuda en las superficies 2 y 3. Después de que el deslizador contacta el dispositivo de retención en la superficie 1, el movimiento no comenzará en esta superficie hasta que $F_{f1}+2F_{f1}$ haya descargado el aislador a:

$$F = \frac{W}{R_{eff1}} d_1 - F_{f1}$$

El deslizamiento se reanuda en la superficie 4 cuando el aislador se ha descargado por $2F_{f4}$. Se puede demostrar que en la fase IV, si el desplazamiento total máximo, u_{max} , satisface lo siguiente:

$$u_{max} > u_{dr1} + 2(\mu_4 - \mu_1)(R_{eff2} + R_{eff4}) \quad (2-67)$$

Luego, el movimiento se iniciará en la superficie 4 antes que en la superficie 1 ($2F_{f4} < F_{r1} + 2F_{f1}$). Si la ecuación 2-65 no se cumple, el movimiento se iniciará en la superficie 1 antes que en la superficie 4 ($F_{r1} + 2F_{f1} < 2F_{f4}$). Esto demuestra que es posible tener diferentes tipos de comportamiento de descarga dependiendo del desplazamiento máximo alcanzado. Sin embargo, según la ecuación 2-67 que sigue, se puede demostrar que para la configuración típica con $d_1 = d_4$ y $R_{eff1} = R_{eff4}$, la ecuación 2-65 no se puede satisfacer antes del inicio de la fase V. Por lo tanto, el movimiento comenzará en la superficie 1 antes que en la superficie 4 para configuraciones estándar (Fenz y Constantinou, 2008).

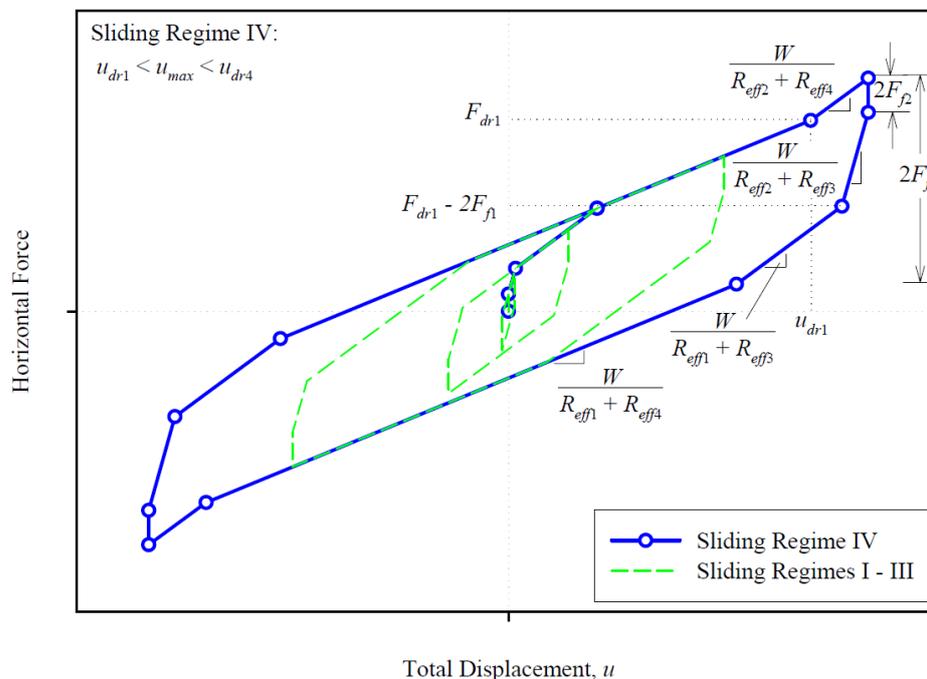


Figura II-23. Comportamiento histerético analítico de un aislador de triple péndulo de fricción FPT durante la fase de movimiento II se muestra en relación con la fase de movimiento I, II y III

Fuente: Fenz y Constantinou, 2008, p.73



- DESLIZAMIENTO EN FASE V

El deslizamiento en la fase V comienza cuando el movimiento cambia del deslizamiento en la superficie 2 y 4 al deslizamiento en las superficies 2 y 3, lo que ocurre cuando se hace contacto con el dispositivo de retención de desplazamiento en la superficie 4. En el punto de transición, el desplazamiento relativo en la superficie $u_4=d_4$ y la fuerza horizontal, F_{dr4} , es:

$$F_{dr4} = \frac{W}{R_{eff4}} d_4 + F_{f4} \quad (2-68)$$

La transición entre fases de movimiento ocurre en el desplazamiento u_{dr4} , dado por:

$$u_{dr4} = u_{dr1} + \left[\left(\frac{d_4}{R_{eff4}} + \mu_4 \right) - \left(\frac{d_1}{R_{eff1}} + \mu_1 \right) \right] (R_{eff2} + R_{eff4}) \quad (2-69)$$

Del equilibrio de FBD I y FBD II de la figura II-24, se deduce que para la superficie 4:

$$F = \frac{W}{R_{eff4}} d_4 + F_{f4} + F_{r4} \quad (2-70)$$

Y para la superficie 3:

$$F = W \left(\frac{d_4}{R_{eff4}} + \frac{u_3}{R_{eff3}} \right) + F_{f3} \quad (2-71)$$

(Fenz y Constantinou, 2008).

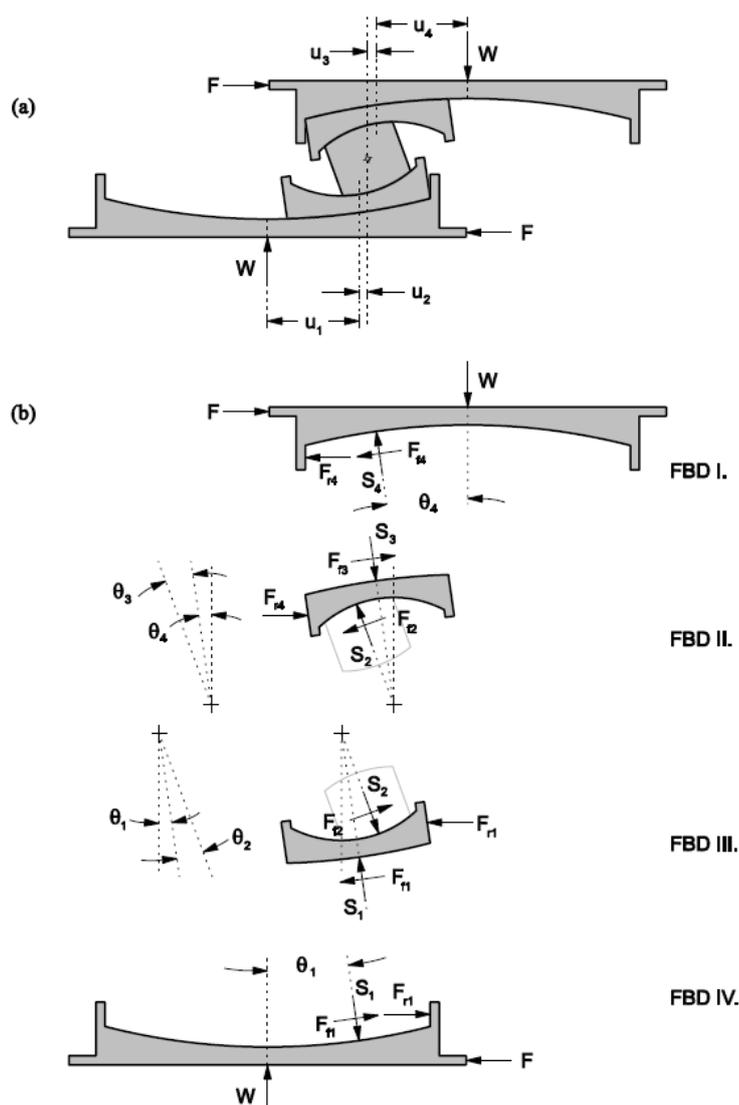


Figura II-24. (a) Forma desplazada (b) Diagrama de cuerpo libre del aislador de triple péndulo de fricción FPT en la fase de movimiento V

Fuente: Fenz y Constantinou, 2008, p.74

La ecuación 2-71 demuestra que el deslizamiento se reanuda en la superficie 3, después del contacto con el dispositivo de retención en la superficie 4. En la parte inferior del aislador, el movimiento todavía está ocurriendo en la superficie 2 con el deslizador sobre el dispositivo de retención en la superficie 1. Por lo tanto, la combinación de las relaciones fuerza-desplazamiento para las superficies 2 y 3, da:

$$F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff3}}(u - u_{dr4}) + \frac{W}{R_{eff4}}d_4 + F_{f4} \quad (2-72)$$

(Fenz y Constantinou, 2008).

Cuando el movimiento se invierte, el aislador se descargará en $2F_{f2}=2F_{f3}$ y se producirá deslizamiento en las superficies 2 y 3. El movimiento se reanuda en la superficie 1 cuando el aislador se descarga a $F_{dr1}-2F_{f1}$ y el movimiento se reanuda en la superficie 4 cuando el rodamiento se descarga a $F_{dr4}-2F_{f4}$. Dado que el primero siempre es más grande que el último (suponiendo la configuración estándar), cuando el aislador se descarga desde el desplazamiento máximo $u_{max} > u_{dr4}$, el deslizamiento se iniciará en la superficie 1 antes de la superficie 4 (Fenz y Constantinou, 2008).

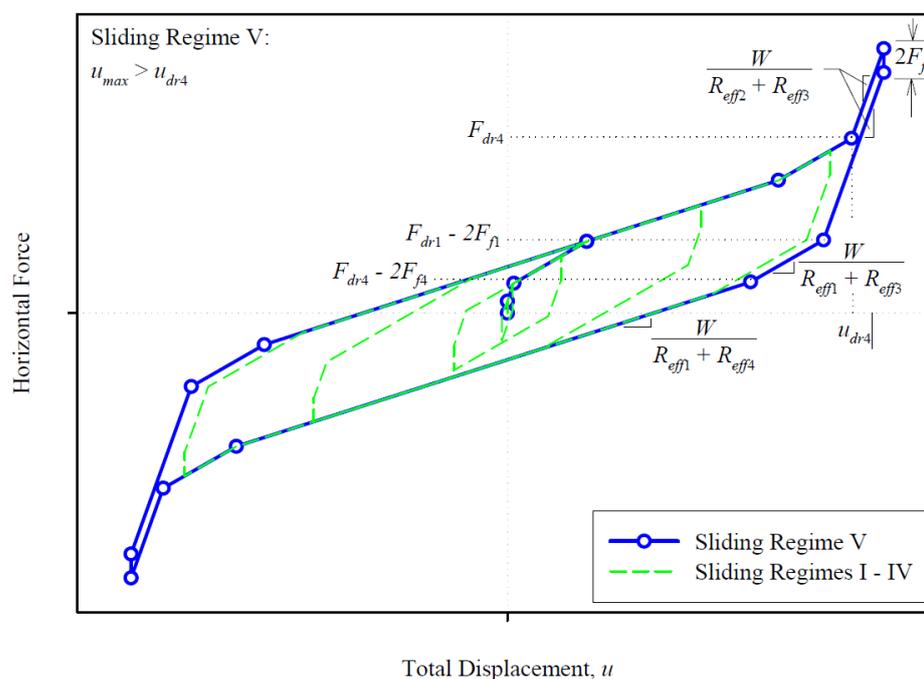


Figura II-25. Comportamiento histerético analítico de un aislador de triple péndulo de fricción FPT durante la fase de movimiento II se muestra en relación con la fase de movimiento I, II, III y IV

Fuente: Fenz y Constantinou, 2008, p.77

Las ecuaciones que gobiernan la relación fuerza-desplazamiento de los aisladores FPT para las cinco (05) fases de movimiento se resumen en la siguiente tabla:

Cuadro II-1

Resumen del comportamiento de aisladores de triple péndulo de fricción FPT.

RESUMEN DEL COMPORTAMIENTO DE AISLADORES DE TRIPLE PÉNDULO DE FRICCIÓN FPT		
Fase	Descripción	Relación fuerza-desplazamiento
I	 <p>Deslizamiento únicamente de las superficies 2 y 3. Valido hasta: $F = F_{f1}$</p> $F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff3}} u + \frac{F_{f2}R_{eff2} + F_{f3}R_{eff3}}{R_{eff2} + R_{eff3}}$ $u = u^* = (\mu_1 - \mu_2)R_{eff2} + (\mu_1 - \mu_3)R_{eff3}$	
II	 <p>El movimiento se detiene en la superficie 2. Deslizamiento sobre las superficies 1 y 3. Valido hasta: $F = F_{f4}$</p> $F = \frac{W}{R_{eff1} + R_{eff3}} u + \frac{F_{f1}(R_{eff1} - R_{eff2}) + F_{f2}R_{eff2} + F_{f3}R_{eff3}}{R_{eff1} + R_{eff3}}$ $u = u^* = u^* + (\mu_4 - \mu_1)(R_{eff1} + R_{eff2})$	
III	 <p>El movimiento se detiene en la superficie 2 y 3. Deslizamiento sobre las superficies 1 y 4. Valido hasta: $F = F_{f4}$</p> $F = \frac{W}{R_{eff1} + R_{eff4}} u + \frac{F_{f1}(R_{eff1} - R_{eff2}) + F_{f2}R_{eff2} + F_{f3}R_{eff3} + F_{f4}(R_{eff4} - R_{eff3})}{R_{eff1} + R_{eff4}}$ $u = u_{gr4} = u^* + \left(\frac{R_{eff4}}{R_{eff1}} \right) d_1 - (\mu_1 - \mu_1)(R_{eff1} + R_{eff4})$	
IV	 <p>Contacto con retenedor en la superficie 1. El movimiento permanece detenido en la superficie 3. Deslizamiento en las superficies 2 y 4</p> $F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff4}} (u - u_{gr4}) + \frac{F_{f1}}{R_{eff1}}$ $u = u_{gr4} = u_{gr4} + \left[\left(\frac{d_4}{R_{eff4}} + \mu_4 \right) - \left(\frac{d_1}{R_{eff1}} + \mu_1 \right) \right] (R_{eff2} + R_{eff4})$	
V	 <p>Contacto con retenedor en la superficie 1 y 4. Deslizamiento en las superficies 2 y 3</p> $F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff3}} (u - u_{gr4}) + \frac{F_{f4}}{R_{eff4}}$	

Suposiciones: (1) $R_{eff1} = R_{eff4} \gg R_{eff2} = R_{eff3}$, (2) $\mu_2 = \mu_3 < \mu_4 < \mu_1$, (3) $d_1 > (\mu_4 - \mu_1)R_{eff1}$, (4) $d_2 > (\mu_1 - \mu_2)R_{eff2}$, (5) $d_3 > (\mu_4 - \mu_3)R_{eff3}$

Fuente: Adaptado de Fenz y Constantinou, 2008



2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

SISTEMA DE AISLAMIENTO: Conjunto de elementos estructurales que incluye todas las unidades de aislamiento, todos los elementos que transfieren fuerza entre los elementos del sistema de aislamiento y todas las conexiones a otros elementos estructurales (ASCE/SEI 7-16, 2017).

INTERFAZ DE AISLAMIENTO: Límite entre la parte superior de la estructura, que está aislada, y la parte inferior de la estructura, que se mueve rígidamente con el suelo (ASCE/SEI 7-16, 2017).

UNIDAD DE AISLAMIENTO: Elemento estructural del sistema de aislamiento horizontalmente flexible y verticalmente rígido que permite grandes deformaciones laterales bajo carga sísmica de diseño (ASCE/SEI 7-16, 2017).

NIVEL DE BASE: Primer nivel de la estructura aislada sobre la interfaz de aislamiento (ASCE/SEI 7-16, 2017).

SUBESTRUCTURA: Son todos los elementos estructurales por debajo del nivel de base, incluyendo el sistema de aislamiento y los elementos de cimentación.

SUPERESTRUCTURA: Son todos los elementos estructurales por encima del nivel de base, tales como columnas y/o placas, vigas y losas.

MÁXIMO SISMO CONSIDERADO, MCE: Nivel de demanda sísmica con una probabilidad del 2% de ser excedido en 50 años, es decir con un periodo de retorno $T_r=2475$ años, asociada a una aceleración máxima en suelo rígido $PGA=0.675g$ para efectos de la tesis.

SISMO DE DISEÑO, DE: Nivel de demanda sísmica con una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, es decir con un periodo de retorno $T_r=475$ años, asociado a una aceleración máxima en suelo rígido $PGA=0.450g$ para efectos de la tesis.



DESPLAZAMIENTO MÁXIMO, D_M : Desplazamiento lateral en el máximo sismo considerado, MCE, excluyendo el desplazamiento adicional causado por torsión real y accidental, requerido para el diseño del sistema de aislamiento (ASCE/SEI 7-16, 2017).

DESPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO, D_{TM} : Desplazamiento lateral máximo total en el máximo sismo considerado, MCE, incluido el desplazamiento adicional causado por la torsión real y accidental, requerido para la verificación de la estabilidad del sistema de aislamiento o elementos del mismo, diseño de separaciones de estructura y pruebas de carga vertical de prototipos de unidades de aislador (ASCE/SEI 7-16, 2017).

DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO, D_D : Desplazamiento lateral en el sismo de diseño, DE, excluyendo el desplazamiento adicional causado por torsión real y accidental, requerido para el diseño del sistema de aislamiento (SISCF, 2019).

SISCF: Es el Estándar de aislamiento sísmico para la funcionalidad continua “Seismic Isolation Standard for Continued Functionality” (SISCF, 2019).

2.4 MARCO NORMATIVO

La investigación fue realizada cumpliendo el siguiente marco normativo:

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). *Cargas: NTE E.020*. Lima, Perú: El peruano.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). *Diseño Sismorresistente: NTE E.030*. Lima, Perú: El peruano.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). *Concreto Armado: NTE E.060*. Lima, Perú: El Peruano.

Ministerio de Salud (2017). *Hospitales Seguros frente a los Desastres: Política Nacional DS N° 027-2017-SA*. Lima-Perú: El Peruano.



American Society of Civil Engineers (2017). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures: ASCE/SEI 7-16 (Modification ASCE/SEI 7-10)*. Reston (Virginia), USA: American Society of Civil Engineers.

Zayas, V., Mahin, S., Constantinou, M. (2019). *Seismic Isolation Standard for Continued Functionality* (UCB/SEMM-2017/03). Berkeley, CA, USA: University of California, Berkeley.



CAPITULO III MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

La investigación realizada es del tipo cuantitativa aplicada, dado que se busca poder refrendar criterios de diseño sísmico basados en el concepto de resiliencia, para su posterior consideración en las modificaciones futuras de la normatividad. Para tal fin se ha utilizado un conjunto de pasos secuenciales y se han medido numéricamente los resultados para probar la hipótesis planteada inicialmente.

3.2 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

El diseño de estudio utilizado en la tesis fue el “*Diseño no-experimental transeccional correlacional-causal*”, es decir un diseño que describe relaciones entre dos o más categorías, conceptos o variables en un momento determinado. A veces, únicamente en términos correlacionales, otras en función de la relación causa-efecto (Hernández, Fernández y Baptista, 2014).

Para la investigación: Asociar el eventual nivel de desempeño que puede alcanzar el Hospital Pacasmayo en el Sismo de Diseño DE y en el Máximo Sismo Considerado MCE, con el diseño con aislamiento sísmico proyectado.

El diseño puede ser esquematizado del siguiente modo:

X1	---	Y1
X2	---	Y2

Donde en el trabajo de investigación:

X1 : Modelo estructural correspondiente al primer tipo de diseño sismorresistente con aislamiento en la base para el Hospital de Pacasmayo.

X2 : Modelo estructural correspondiente al segundo tipo de diseño sismorresistente con aislamiento en la base para el Hospital de Pacasmayo.

Y1 : Nivel de desempeño sísmico que pueden alcanzar el Hospital de Pacasmayo con el primer tipo de diseño.

Y2 : Nivel de desempeño sísmico que pueden alcanzar el Hospital de Pacasmayo con el segundo tipo de diseño.

3.3 UNIDAD DE ANÁLISIS

Estructura Hospitalaria



3.4 UBICACIÓN

Distrito: Pacasmayo

Provincia: Pacasmayo

Departamento: La Libertad

3.5 POBLACIÓN Y MUESTRA

3.5.1 POBLACIÓN

Hospitales de nivel de atención II-E

3.5.2 MUESTRA

Hospital de Pacasmayo

3.6 VARIABLES

3.6.1 VARIABLE DEPENDIENTE

Nivel de desempeño que puede alcanzar el Hospital de Pacasmayo en el Sismo de Diseño DE y en el Máximo Sismo Considerado MCE, según el sistema de calificación REDi™.

3.6.2 VARIABLE INDEPENDIENTE

Diseño sismorresistente con aislamiento en la base, proyectado para el Hospital de Pacasmayo.

3.6.3 MATRIZ DE CONSISTENCIA

Se presenta la matriz de consistencia de la investigación:

Tabla III-01

Matriz de consistencia de la investigación

PROBLEMAS Problema general	OBJETIVOS Objetivo general	HIPÓTESIS Hipótesis general	VARIABLE Variable Independiente
<p>Cuál es el nivel de desempeño o de daño que puede tener una Estructura Esencial sísmicamente aislada después de un sismo severo considerado, al ser diseñada con la aplicación de los criterios convencionales normativos; comparativamente, con el diseño que sigue criterios que contemplan consideraciones resilientes.</p>	<p>Determinar el nivel de desempeño o de daño que puede tener una Estructura Esencial sísmicamente aislada después de un sismo severo considerado, con la aplicación de los criterios convencionales normativos; comparativamente, con el diseño que sigue criterios que contemplan consideraciones resilientes.</p>	<p>El diseño sísmico con aislamiento en la base de una Estructura Esencial, basado en criterios que contemplan consideraciones resilientes, presentará mejor desempeño que el diseño con la aplicación de los criterios convencionales normativos.</p>	<p>Diseño sísmorresistente con aislamiento en la base del Hospital de Pacasmayo.</p>
<p>Problemas específicos 1- El diseño del bloque aislado del Hospital de Pacasmayo que sigue los criterios mínimos de las Normas E.030 y ASCE/SEI 7 (diseño actual de la estructura), mantendrá a la estructura en condiciones operativas luego del Sismo de Diseño DE y el Máximo Sismo Considerado MCE. 2- La propuesta basada en los criterios del Estándar de Funcionalidad Continua, podrá hacer que la estructura alcance un adecuado nivel de desempeño.</p>	<p>Objetivos específicos 1- Evaluar el eventual nivel de desempeño alcanzado por el diseño del Hospital Pacasmayo que emplea aisladores Elastoméricos LRB y que sigue los criterios mínimos de las Normas E.030 y ASCE/SEI 7-10, en el Sismo de Diseño DE y en el Máximo Sismo Considerado MCE. 2- Evaluar el eventual nivel de desempeño alcanzado por la propuesta de diseño del Hospital de Pacasmayo con aisladores de Triple Péndulo de Fricción que sigue los criterios del Estándar de Aislamiento para la Funcionalidad Continua concordantes con la Norma E.030, en el Sismo de Diseño DE y en el Máximo Sismo Considerado MCE. 3- Comparar el nivel de desempeño alcanzado por los dos (02) tipos de diseño, en el Sismo de Diseño DE y en el Máximo Sismo Considerado MCE. 4- Conocer los criterios del Estándar de "Funcionalidad Continua" aplicada a Edificaciones Esenciales. 5- Entender el comportamiento sísmico de una estructura aislada y su metodología de diseño.</p>	<p>Hipótesis específicas 1- El diseño basado en los criterios mínimos de las Normas E.030 y ASCE/SEI 7, y el diseño basado en los criterios del Estándar de Funcionalidad Continua, proveerán a al Hospital de Pacasmayo el mismo nivel de desempeño en el Sismo de Diseño DE (Sismo con Tr = 475 años). Así mismo el diseño basado en los criterios del Estándar de Funcionalidad Continua podrá proveer al Hospital de Pacasmayo un mejor desempeño en el Máximo Sismo Considerado MCE (Sismo con Tr = 2475 años).</p>	<p>Variable Dependiente Nivel de desempeño que puede alcanzar el Hospital de Pacasmayo en el Sismo de Diseño DE y en el Máximo Sismo Considerado MCE, según el sistema de calificación REDTM</p>

Fuente: Elaboración propia, 2019

3.6.4 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Se presenta la matriz de operacionalización de variables:

Tabla III-02

Matriz de operacionalización de variables

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES
Diseño sismorresistente con aislamiento en la base del Hospital de Pacasmayo.	Proceso que proporciona la descripción de las características de los elementos estructurales de una edificación, con el fin de proporcionarle una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales, proporcionar características dinámicas que eviten ampliificaciones excesivas de la vibración, que posea resistencia a carga lateral suficiente para absorber las fuerzas de inercia inducidas por la vibración, y que tenga alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas.	Realización del análisis de respuesta sísmica de los modelos estructurales correspondientes a los diseños sismorresistentes, con la asistencia del software ETABS, consistente con la aplicación de los procedimientos de análisis "Fuerza Lateral Equivalente" e "Historia de Respuestas" o "Tiempo-Historia". Luego se procederá a la recopilación de los resultados del análisis para evaluar el desempeño sísmico aproximando la respuesta lineal encontrada a una no lineal. Los valores finales para evaluar el desempeño sísmico son: 1) Derivas de entrepiso, 2) Derivas residuales de entrepiso y 3) Aceleraciones de piso.	Rigidez Resistencia	Deriva o distorsión de piso Sección y armado del refuerzo de los elementos estructurales
		Determinación del nivel de desempeño sísmico de los modelos del edificio correspondientes a los diseños sismorresistentes, traducido en la determinación del nivel de daño estructural y no-estructural, así como del costo y tiempo de reparación; teniendo como instrumento un modelo normalizado de la metodología del FEMA P-58: "Evaluación del Desempeño Sísmico de Edificios" indicado en el "Estándar de Aislamiento Sísmico para la Funcionalidad Continua", SISCf, y la calificación Redi™ "Iniciativa de Diseño Sísmico basado en Resiliencia".	Características dinámicas	Periodo del sistema de aislamiento Periodo fundamental de la estructura Aceleración espectral de piso Amortiguamiento del sistema de aislamiento
Nivel de desempeño que puede alcanzar el Hospital de Pacasmayo en el Sismo de Diseño DE y en el Máximo Sismo Considerado MCE, según el sistema de calificación REDi™	Escala de clasificación de un edificio medida en términos de la probabilidad de incurrir en accidentes, costos de reparación y reemplazo, tiempo de reparación y etiqueta de seguridad; en función de sus características únicas de sitio, estructurales, no estructurales y de ocupación.	Determinación del nivel de desempeño sísmico de los modelos del edificio correspondientes a los diseños sismorresistentes, traducido en la determinación del nivel de daño estructural y no-estructural, así como del costo y tiempo de reparación; teniendo como instrumento un modelo normalizado de la metodología del FEMA P-58: "Evaluación del Desempeño Sísmico de Edificios" indicado en el "Estándar de Aislamiento Sísmico para la Funcionalidad Continua", SISCf, y la calificación Redi™ "Iniciativa de Diseño Sísmico basado en Resiliencia".	Probabilidad de accidentes Costo de reparación	Daños estructurales Daños no-estructurales Daños del contenido Daños estructurales Daños no-estructurales Daños del contenido Daños estructurales Daños no-estructurales Daños del contenido

Fuente: Elaboración propia, 2019

3.7 INSTRUMENTOS

3.7.1 INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

El análisis de respuesta sísmica de los modelos estructurales correspondientes a los diseños sismorresistentes fue realizada con la asistencia del software Microsoft Excel 2016 y el software ETABS v.17.0.1



Figura III-001a. Presentación del isotipo del software Microsoft Excel 2016

Fuente: Microsoft Excel 2016, 2019



Figura III-001b. Presentación del isotipo del software ETABS v.17.0.1

Fuente: ETABS v.17.0.1, 2019



3.7.2 INSTRUMENTOS DE PROCESAMIENTO DE DATOS

La determinación del nivel de desempeño sísmico de los modelos del edificio correspondientes a los diseños sismorresistentes, se realizó teniendo como instrumento un modelo normalizado de la metodología del FEMA P-58: “Evaluación del Desempeño Sísmico de Edificios” indicado en el “Estándar de Aislamiento Sísmico para la Funcionalidad Continua”, SISCF, y la calificación REDi™ “Iniciativa de Diseño Sísmico basado en Resiliencia”.

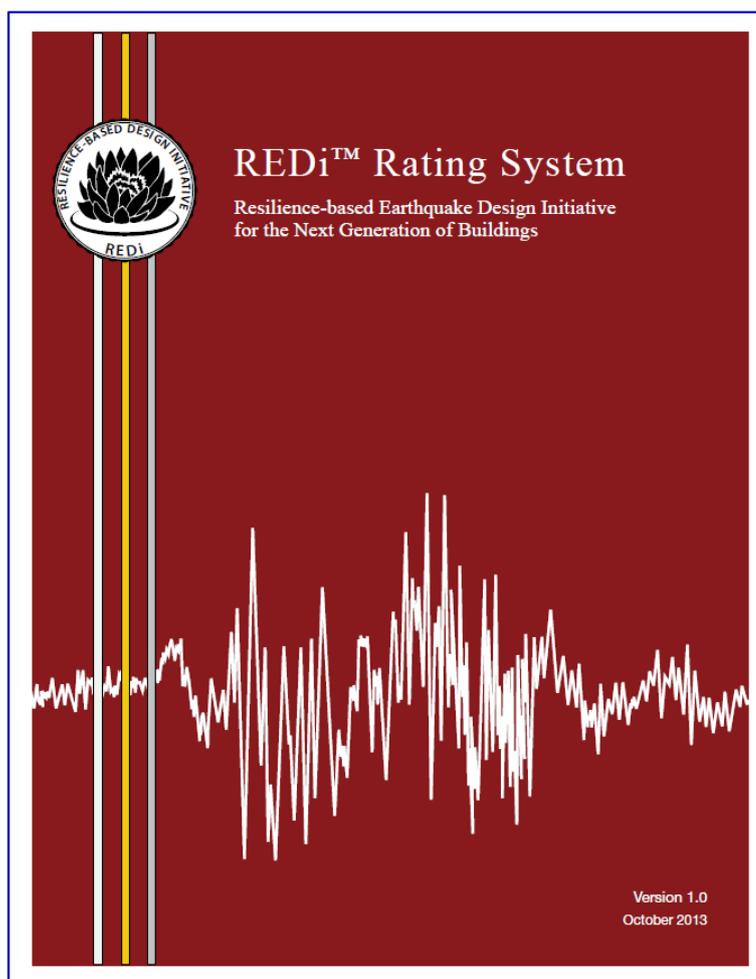


Figura III-002a. Portada del sistema de calificación REDi™ “Iniciativa de Diseño Sísmico basado en Resiliencia”

Fuente: REDi™, 2013

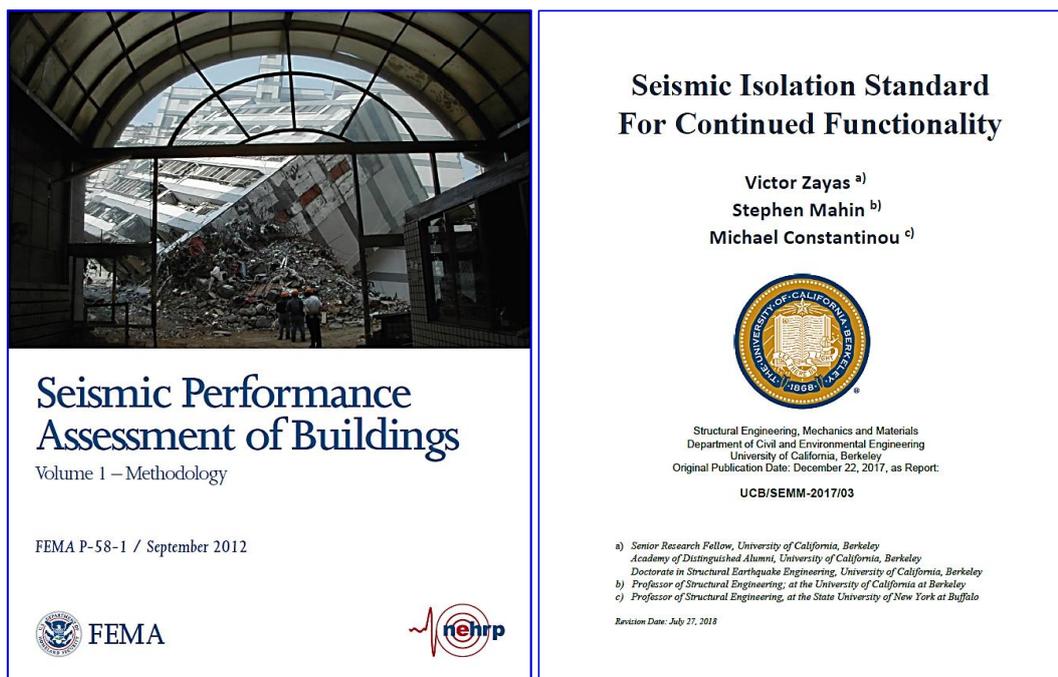


Figura III-002b. Portada del FEMA P-58-1 Evaluación del Desempeño Sísmico de Edificios y del Estándar de Aislamiento Sísmico para la Funcionalidad Continua, SISCF

Fuente: FEMA P-58-1, 2012; y SISCF, 2019

3.8 PROCEDIMIENTOS

3.8.1 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE

a. INTRODUCCIÓN

Se comparó la respuesta en los sismos DE y MCE de dos (02) tipos de diseño sísmico con aislamiento en la base para el Hospital de Pacasmayo; el primero a base de aisladores LRB, realizado para alcanzar un desempeño de seguridad de vidas; y el segundo a base de aisladores FPT, realizado para garantizar el funcionamiento continuo del establecimiento.

Para el diseño del Hospital con aisladores LRB se evaluó la deformación de los aisladores, la capacidad de los elementos estructurales, las derivas o distorsiones de piso y las aceleraciones espectrales de piso; siguiendo los procedimientos de análisis indicados en el capítulo 17 de ASCE/SEI 7-16, bajo el marco de las disposiciones indicadas en NTE E.030 referentes a peligro sísmico, categoría, sistema estructural e irregularidades de las edificaciones. Por su parte para el diseño con aisladores FPT, se utilizaron los procedimientos



indicados en ASCE/SEI 7-16 así como los criterios indicados en el Estándar de aislamiento sísmico para la funcionalidad continua, también bajo el marco de las disposiciones de peligro sísmico, categoría, sistema estructural e irregularidades de las edificaciones, indicadas en NTE E.030.



Figura III-003. Vista 3D frontal Hospital de Pacasmayo

Fuente: Expediente Técnico del Hospital de Pacasmayo, 2017 [CD-ROM]

b. UBICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

Institución: Hospital de Pacasmayo

Distrito: Pacasmayo

Provincia: Pacasmayo

Departamento: La Libertad

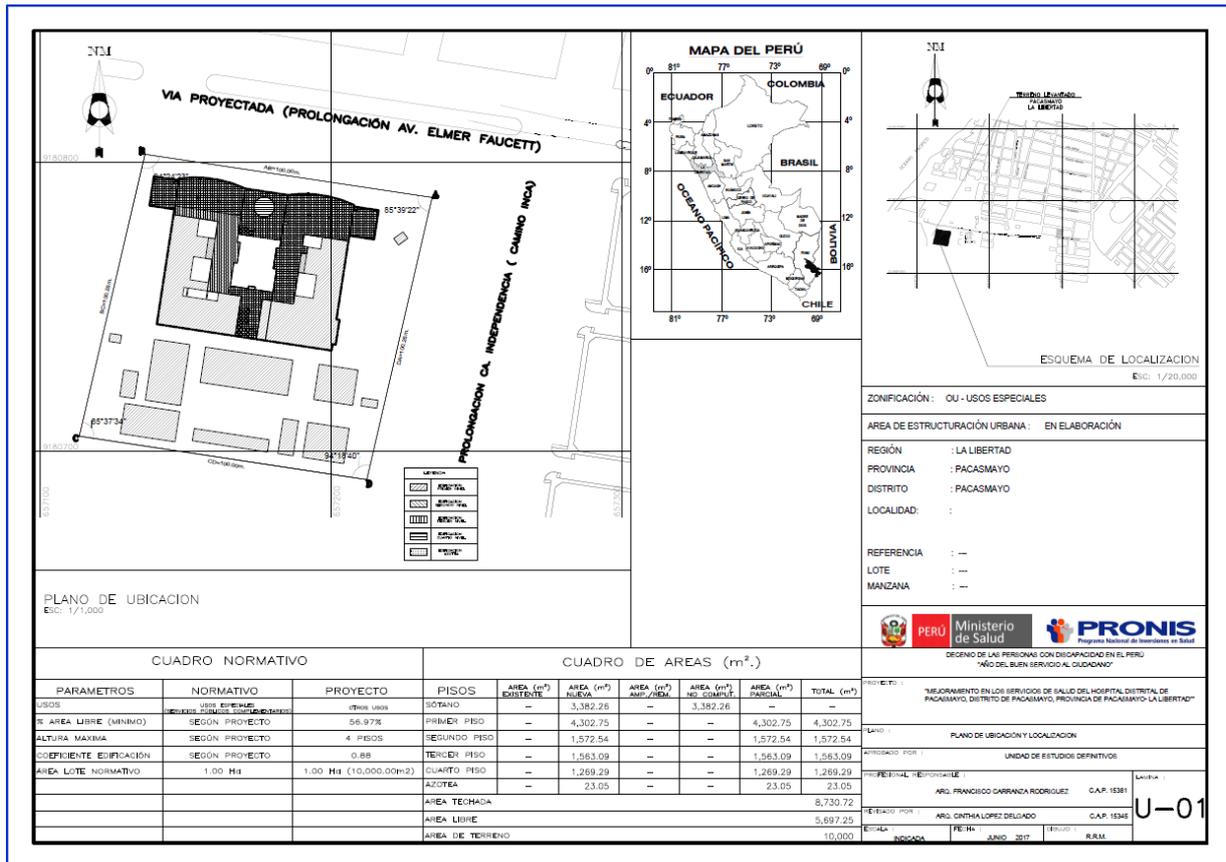


Figura III-004. Plano de Ubicación de Hospital de Pacasmayo

Fuente: Expediente Técnico del Hospital de Pacasmayo, 2017 [CD-ROM]

c. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

El Hospital de Pacasmayo tiene una categorización II-E que corresponde a un Hospital de atención especializada (NTS N° 21-MINSA, 2011) y cuenta con las siguientes unidades productoras de servicios de salud UPSS:

- UPSS Consulta Externa
- UPSS Emergencia
- UPSS Hospitalización
- UPSS Centro Obstétrico
- UPSS Centro Quirúrgico
- UPSS Cuidados Intensivos
- UPSS Medicina de Rehabilitación
- UPSS Diagnóstico por imágenes
- UPSS Patología Clínica (Laboratorio Clínico)
- UPSS Anatomía patológica
- UPSS Farmacia



-
- UPSS Centro de Hemoterapia y Banco de Sangre
 - UPSS Nutrición y Dietética
 - UPSS Central de Esterilización

Estructuralmente el Hospital de Pacasmayo está conformado por 14 módulos, 06 módulos de 04 pisos que conforman el bloque principal, y 08 módulos de 01 piso. El bloque principal, es una estructura aislada, que utiliza 62 aisladores sísmicos de base y 29 deslizadores.

Se ha tomado como unidad de análisis, la edificación principal del Hospital de Pacasmayo, siendo esta la única que presenta aislamiento en la base. La edificación principal está identificada como Bloque-A, la cual está conformada de 06 módulos estructurales de 04 pisos que nacen en una misma losa. El Bloque tiene una altura de 18.03m, medido desde el NPT=+0.35 del piso exterior al bloque; y cuenta con un sótano de aislamiento, el cual tiene una altura de 2.45m medido hacia abajo desde el NPT=+0.35.



Figura III-005. Esquema clave de los módulos estructurales

Fuente: Expediente Técnico del Hospital de Pacasmayo, 2017 [CD-ROM]

El área techada de la edificación principal, es como sigue:

Tabla III-03

Área techada del Bloque-A Hospital de Pacasmayo

ÁREA TECHADA - BLOQUE-A	
Nivel	Área (m ²)
Sotano	3,282.26
1° Piso	2,836.76
2° Piso	1,572.54
3° Piso	1,563.09
4° Piso	1,269.29
Azotea	23.05
TOTAL	10,546.99

Fuente: Adaptado del Expediente Técnico del Hospital de Pacasmayo, 2019



d. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES GENERALES DE LA EDIFICACIÓN

- USO ESTRUCTURAL: Establecimiento de Salud, Categoría A1 (Norma E.030).
- SISTEMA DE TECHADO: Losas aligeradas en dos direcciones con una altura $h=0.25\text{m}$ con viguetas de $0.10 \times 0.25\text{m}^2$ y bloques de arcilla de $0.30 \times 0.30 \times 0.20\text{m}^3$, el patín de la losa posee una altura $h=0.05\text{m}$.
- SISTEMA ESTRUCTURAL: Aislamiento en la base, con los siguientes componentes estructurales:
 - Superestructura: Bloque estructural de 04 pisos constituido básicamente de pórticos de concreto armado a base de columnas rectangulares de $60 \times 60\text{cm}^2$ y vigas de $30 \times 75\text{cm}^2$ en las dos direcciones de análisis, conectados por losas aligeradas $h=0.25\text{m}$. La superestructura es diseñada y construida utilizando todos los requisitos aplicables para una estructura no aislada con una fuerza de corte mínima reducida, V_s , determinada utilizando las propiedades del sistema de aislamiento de límite superior e inferior (ASCE/SEI 7-16, 2017).
 - Subestructura: Sistema de pedestales de concreto armado conectados a los aisladores mediante planchas empernadas de acero estructural ASTM. Asimismo, corresponde a la cimentación, a base de zapatas con una altura $h=0.60\text{m}$, conectadas mediante vigas de conexión de $40 \times 90\text{cm}^2$. La subestructura se encuentra por debajo del nivel de base y es diseñada y construida para resistir una fuerza sísmica lateral mínima, V_b , utilizando todos los requisitos aplicables para una estructura no aislada (ASCE/SEI 7-16, 2017).
 - Nivel de base: Constituido por capiteles con dimensiones mínimas de 1.20m y vigas de $40 \times 90\text{cm}^2$, conectados por losas macizas $h=0.20\text{m}$. Es el primer nivel de la estructura aislada sobre la interfaz de aislamiento (ASCE/SEI 7-16, 2017).
 - Sistema de aislamiento – Interfaz de aislamiento: Constituidos por el conjunto de aisladores individuales utilizados, los cuales se encuentran representados por un límite imaginario llamado interfaz



de aislamiento, límite que funciona como una frontera entre la porción superior de la estructura, que está aislada, y la porción inferior de la estructura, que se mueve rígidamente con el suelo. (ASCE/SEI 7-16, 2017).

e. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

- CONCRETO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$: Utilizado para la construcción de columnas, placas, vigas y losas aligeradas en la superestructura; así como para losas macizas y vigas del nivel de base.
 - Resistencia a la compresión: $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 - Módulo de elasticidad: $E_c = 15000\sqrt{f'_c} = 217,370.65 \text{ Kg/cm}^2$
 - Módulo de Poisson: $\mu=0.20$
 - Módulo de corte: $G_c = 90,571.11 \text{ Kg/cm}^2$

- CONCRETO $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$: Utilizado para la construcción de capiteles y pedestales, así como para los muros de sostenimiento del sótano de aislamiento.
 - Resistencia a la compresión: $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 - Módulo de elasticidad: $E_c = 15000\sqrt{f'_c} = 250,998.01 \text{ Kg/cm}^2$
 - Módulo de Poisson: $\mu=0.20$
 - Módulo de corte: $G_c = 104,582.50 \text{ Kg/cm}^2$

- ACERO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$: Acero de refuerzo ASTM A615 Grado 60.
 - Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 - Módulo de elasticidad: $E_s = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$

- SUELO DE FUNDACIÓN: Grava pobremente gradada con arcilla y arena, clasificada como GP, según clasificación SUCS.
 - Capacidad portante: $\sigma_{ult} = 4.09 \text{ Kg/cm}^2$, para una profundidad de desplante $D_f = 2.55\text{m}$, medido desde el NTN= ± 0.00 .



f. CARGAS POR GRAVEDAD

Las cargas por gravedad utilizadas para el análisis y diseño de la estructura, serán consignadas en base a lo indicado en la Norma E.020 Cargas.

- CARGA MUERTA:

Para el metrado de cargas permanentes o muertas usadas en el análisis y diseño de la estructura, se utilizaron las siguientes cargas unitarias:

Concreto	:	2400	Kg/m ³
Albañilería	:	1800	Kg/m ³
Losa Aligerada h=0.25 dos direcciones	:	390	Kg/m ²
Piso Terminado	:	100	Kg/m ²

- CARGA VIVA:

La carga viva usada en el análisis y diseño de la estructura serán la siguiente:

Áreas de servicio hospitalario	:	300	Kg/m ²
Cuartos	:	300	Kg/m ²
Corredores	:	400	Kg/m ²
Techos	:	100	Kg/m ²

g. NORMATIVIDAD EMPLEADA

Norma E.020 Cargas

Norma E.030 Diseño Sismorresistente

Norma E.060 Concreto Armado

ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

SISCF Rev. Jun 2019 Seismic Isolation Standard for Continued Functionality



3.8.2 NORMA NTE E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE: APLICACIÓN A ESTRUCTURAS CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE

Debido al desfavorable contexto sísmico que enfrenta el Perú y la innovación tecnológica en sistemas de protección sísmica, específicamente el aislamiento sísmico en la base; la normatividad sismorresistente en el Perú ha sufrido dos modificatorias significativas, una en 2016 y otra en 2018. La razón más importante de efectuar las modificatorias fue para obligar categóricamente que las edificaciones destinadas a ser usadas como establecimientos de salud del segundo y tercer nivel (Edificaciones de categoría A1), tengan aislamiento en la base cuando se encuentren en zona sísmica 4 y 3; y que en zona 1 y 2, el aislamiento sísmico sea a decisión de la entidad responsable (NTE E.030, 2018).

a. FILOSOFÍA Y PRINCIPIOS DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE

La filosofía del diseño sismorresistente contemplada en la Norma NTE E.030 (2018), consiste en lo siguiente:

- “Evitar pérdida de vidas humanas”.
- “Asegurar la continuidad de los servicios básicos”.
- “Minimizar los daños a la propiedad” (p.4).

La Norma E.030 (2018) también indica que: “Dar protección completa a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras” (p.4). En tal sentido la Norma considera que, en cumplimiento con lo indicado anteriormente, las estructuras pueden presentar daños importantes siempre y cuando no colapsen, ni causen daños graves a los ocupantes (NTE E.030, 2018).

Este principio no se alinea mucho a la funcionalidad de una edificación esencial, tal como un Hospital, del cual se requiere que mantenga su operatividad durante y después de un sismo severo. Debido a esto se estableció un último principio en la norma de diseño sismorresistente: “Para las edificaciones esenciales definidas en la Tabla N° 5, se debería tener consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo” (NTE E.030, 2018, p.4). Así pues, se considera al aislamiento sísmico en la base como un mecanismo para alcanzar dicho propósito.



b PELIGRO SÍSMICO

- ZONIFICACIÓN SÍSMICA

La Norma E.030 ha dividido el territorio nacional en cuatro (04) zonas sísmicas, dicha zonificación se encuentra basada en la distribución espacial de la sismicidad observada, agrupada en fuentes sismo-génicas, así como en las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral. A cada zona le corresponde a un factor Z . Este factor es interpretado como la aceleración máxima horizontal provocada por un movimiento sísmico en suelo muy rígido (Perfil tipo S1) con una probabilidad de ser excedida de 10% en 50 años (NTE E.030, 2018), es decir la aceleración correspondiente a un movimiento sísmico con un periodo de retorno $Tr = 475$ años.

Tabla III-04

Tabla N° 1 E.030 Factores de zona “Z”

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)



Figura III-006. Zonificación sísmica

Fuente: NTE E.030 Diseño Sismorresistente, 2018, p.7



- CONDICIONES GEOTÉCNICAS

La aceleración horizontal que llega al terreno, se verá afectada en función al tipo de suelo donde la estructura se cimiente. Así E.030 clasifica a los suelos en cinco (05) perfiles, dicha clasificación se encuentra basada en la capacidad que tienen los 30 m superiores del perfil estratigráfico del suelo, medidos desde el nivel de fondo de cimentación, de permitir que la onda sísmica pueda viajar a través de cada estrato sin mucha oposición. De esta manera la clasificación de los perfiles de suelo varía en función a su rigidez (NTE E.030, 2018).

Los perfiles indicados en la Norma E.030 (2018), son los siguientes:

- Perfil tipo S₀: Roca dura

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte \bar{V}_s mayor que 1500 m/s. Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de \bar{V}_s .

- Perfil tipo S₁: Roca o suelos muy rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada q_u mayor o igual que 500 KPa (5 Kg/cm²).

Arena muy densa o grava arenosa densa, con \bar{N}_{60} mayor que 50.

Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u mayor que 100 KPa (1 Kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.



- Perfil tipo S₂: Suelos intermedios

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT \bar{N}_{60} , entre 15 y 50.

Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada \bar{S}_u , entre 50 KPa (0,5 Kg/cm²) y 100 KPa (1 Kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

- Perfil tipo S₃: Suelos blandos

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s , menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT \bar{N}_{60} menor que 15.

Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u , entre 25 KPa (0,25 Kg/cm²) y 50 KPa (0,5 Kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

Cualquier perfil que no correspondan al tipo S₄ y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad PI mayor que 20, contenido de humedad ω mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u menor que 25 KPa.

- Perfil tipo S₄: Condiciones excepcionales

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



perfil tipo S4 cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine. (p.10).

Tabla III-05

Tabla N° 2 E.030 Clasificación de los perfiles de suelo

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

Para una estructura en particular, se considerará el perfil de suelo que mejor se ajuste a las condiciones geotécnicas locales. A cada perfil de suelo se le asigna un factor de amplificación S , y se le asigna también un valor representativo para su periodo fundamental T_P y el periodo donde los desplazamientos de la estructura no varían mucho o son constantes T_L (NTE E.030, 2018).

Tabla III-06a

Tabla N° 3 E.030 Factor de suelo “S”

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

Tabla III-06b

Tabla N° 4 E.030 Periodos “ T_P ” y “ T_L ”

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)



- FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)

El factor de amplificación representa la relación de amplificación de la aceleración que es inducida a la estructura respecto de la aceleración en el suelo (NTE E.030, 2018).

El factor de amplificación sísmica se encuentra dado por las siguientes ecuaciones, tal y como se indica en NTE E.030 (2018):

$$\begin{aligned} - T < T_p & : C = 2.5 \\ - T_p < T < T_L & : C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \\ - T > T_L & : C = 2.5 \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2} \right) \quad (\text{p.10}). \end{aligned}$$

Donde T es el periodo de la estructura.

Por otro lado E.030 en el art. 30.1.4 indica que, para la generación de registros simulados, se debe considerar para la zona de periodos muy cortos ($T < 0.2T_p$) que el factor de amplificación sísmica sea:

$$C = 1 + 7.5 \left(\frac{T}{T_p} \right) \quad (\text{NTE E.030, 2018}).$$

c. CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES

- CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO (U):

E.030 clasifica las edificaciones en cinco (05) categorías, en función de su grado de importancia, asignándole a cada edificación un factor de uso o importancia (U). E.030 a su vez indica que: “Para edificios con aislamiento sísmico en la base se puede considerar $U=1$ ” (NTE E.030, 2018, p.13).

Tabla III-07

Tabla N° 5 E.030 Categoría de las edificaciones y factor “U”

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)



Se observa que la Tabla N° 5 de la Norma E.030, obliga que las edificaciones de categoría A1 que se encuentren en zona 4 y 3 tengan aislamiento sísmico en la base, esta disposición fue una de las razones principales de la promulgación de la modificatoria de E.030 en 2016.

- SISTEMA ESTRUCTURAL Y COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R):

Los sistemas estructurales contemplados en NTE E.030 (2018) son los siguientes:

- Estructuras de concreto armado:

Los elementos de los sistemas estructurales de concreto armado son diseñados de acuerdo a lo previsto en la Norma E.060 Concreto Armado, el diseño contemplado en E.060 está orientado básicamente a que los elementos incurran en una falla dúctil, debido a cargas excesivas, al proveerse al elemento una significativa capacidad de deformación.

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



dispone en una sola capa. Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos.

- Estructuras de acero:
 - Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF): Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia por flexión de las vigas y limitada fluencia en las zonas de panel de las columnas. Las columnas deberán ser diseñadas para tener una resistencia mayor que las vigas cuando estas incursionan en la zona de endurecimiento por deformación.
 - Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF): Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.
 - Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF): Estos pórticos deberán proveer una mínima capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.
 - Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF): Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la resistencia post-pandeo en los arriostres en compresión y fluencia en los arriostres en tracción.
 - Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (SCBF): Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.
 - Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF): Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica principalmente por fluencia en flexión o corte en la zona entre arriostres.

- Estructuras de albañilería:

Los elementos sismorresistentes son muros a base de unidades de albañilería de arcilla o cemento, confinada o armada.



- Estructuras de madera:
Los elementos resistentes son principalmente a base de madera. Se incluyen sistemas entramados y estructuras arriostradas tipo poste y viga.
- Estructuras de tierra:
Los muros resistentes son hechos con unidades de albañilería de tierra o tierra apisonada in situ.

E.030 restringe el sistema estructural de acuerdo a la categoría de la edificación y la zona donde se ubique, dejando establecido que el aislamiento sísmico en la base puede proyectarse con cualquier sistema estructural para su superestructura.

Tabla III-08

Tabla N° 6 E.030 Categoría y sistema estructural de las edificaciones

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

A cada sistema estructural le corresponde un coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R), el cual a su vez representa la capacidad de disipación de energía por mecanismos de deformación inelástica y falla dúctil del sistema estructural.

Tabla III-09

Tabla N° 7 E.030 Sistemas estructurales

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

Para el caso de edificaciones con aislamiento sísmico en la base, donde la energía es disipada mediante el desplazamiento o deformación del aislador, E.030 no indica explícitamente qué coeficiente de reducción (R) se debería utilizar para el diseño de los elementos de la superestructura. De esto se puede comentar que, sería un error que para cualquier sistema estructural proyectado con aislamiento en la base se le asigne el coeficiente de reducción indicado en la Tabla III-3 (Tabla N° 7 de NTE E.030), debido a que los



elementos de la superestructura estarían siendo diseñados para que se dañen y disipen energía al incurrir en el rango inelástico mediante un mecanismo de falla dúctil; cuando la finalidad del aislamiento en la base es proteger a la superestructura, disipando el aislador la energía que disiparían los elementos de la superestructura.

Por razón de la incertidumbre del coeficiente de reducción utilizado para sistemas con aislamiento sísmico y otras consideraciones especiales para dicho sistema, E.030 refiere el cumplimiento de los requisitos de “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7, vigente, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, en la medida que sean aplicables. (NTE E.030, 2018).

- REGURALIDAD ESTRUCTURAL:

Las estructuras se definen como irregulares, cuando: “Presentan una o más de las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y 9” (NTE E.030, 2018, p.16).

Tabla III-010a

Tabla N° 8 E.030 Irregularidades estructurales en altura

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

Tabla III-10b

Tabla N° 9 E.030 Irregularidades estructurales en planta

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

Así mismo E.030 establece que: “De acuerdo a su categoría y la zona donde se ubique, la edificación se proyecta respetando las restricciones a la regularidad de la Tabla N° 10 (NTE E.030, 2018, p.18).

Tabla III-11

Tabla N° 10 E.030 Categoría y regularidad de las edificaciones

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

d. MODELOS PARA EL ANÁLISIS Y ESTIMACIÓN DEL PESO (P)

- MODELOS PARA EL ANÁLISIS

El modelo para el análisis es una idealización de la estructura donde se entiende que las losas de piso funcionan como diafragmas rígidos y a su vez están representados como masas concentradas distribuidas espacialmente en altura cada una con tres (03) grados de libertad asociados a dos componentes ortogonales de traslación y una de rotación. Se asume que las deformaciones de los elementos se compatibilizan mediante la condición de diafragma rígido y por tanto la distribución en planta de las fuerzas horizontales se hace en función de las rigideces de los elementos resistentes (NTE E.030, 2018).

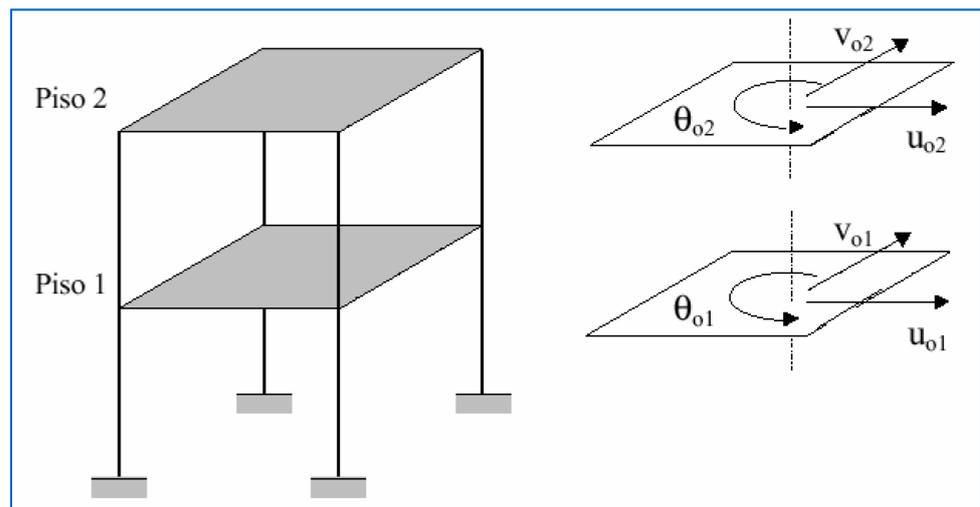


Figura III-007. Modelo tridimensional de masas y rigideces

Fuente: Salinas, 2012, p.7

- ESTIMACIÓN DEL PESO (P):

NTE E.030 (2018) indica que, El peso (P) de la estructura que es considerado para el análisis se calcula adicionando a la carga permanente o muerta de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se debe determinar de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

Cabe indicarse como criterio adicional que, el peso (P) es la suma de todos los pesos correspondientes a cada entrepiso. El peso de un entrepiso abarca todos los elementos horizontales que se encuentran dentro de su plano incluyendo las sobrecargas incidentes, y el 50% de los elementos verticales que se encuentran arriostrados por dicho entrepiso.

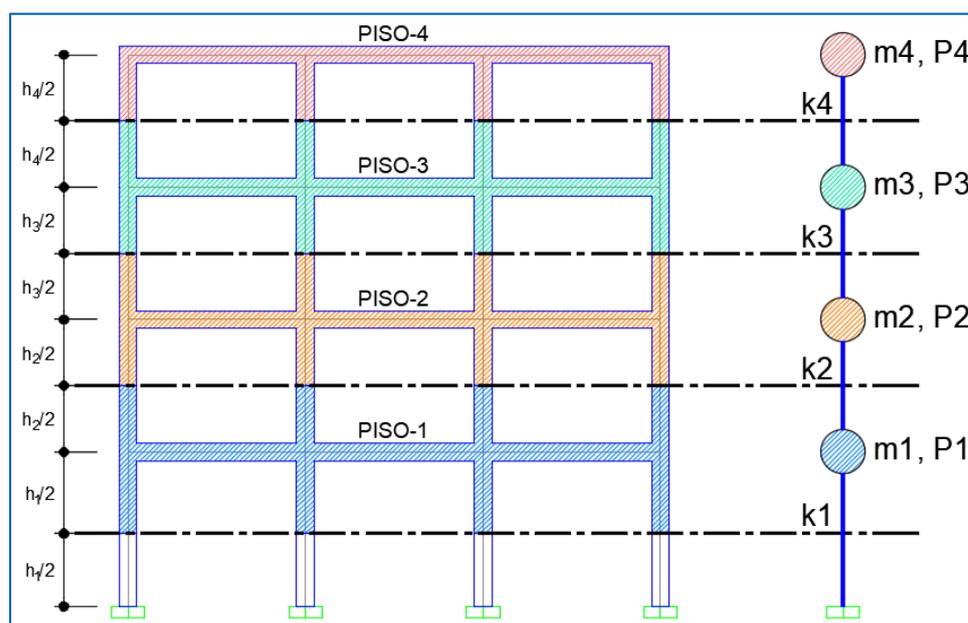


Figura III-008. Peso de entrepiso

Fuente: Elaboración propia, AutoCAD 2016, 2019



e. CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

E.030 indica: “Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.85R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico” (NTE E.030, 2018, p.27). Así mismo, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no debe exceder la fracción de altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 11 (NTE E.030, 2018).

Tabla III-12

Tabla N° 11 Límites para la distorsión de entrepiso

3.8.3 CAPÍTULO 17 – ASCE/SEI 7-16: REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS SISMICAMENTE AISLADAS (SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURES)

a. PROPIEDADES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

- FACTORES DE MODIFICACIÓN DE PROPIEDADES

Los factores de modificación de propiedad máximos y mínimos (λ) se utilizarán para tener en cuenta la variación de los parámetros de diseño nominales de cada tipo de unidad de aislamiento debido a los efectos de calentamiento causados por el movimiento dinámico cíclico, la velocidad de carga, el raspado y la recuperación, la variabilidad de las propiedades en la producción de las unidades, temperatura, envejecimiento, exposición ambiental y contaminación (ASCE/SEI 7-16, 2017).



Cuando los resultados de las pruebas de calificación del fabricante hayan sido aprobados por el profesional responsable del diseño, se permite usar dichos resultados para desarrollar los factores de modificación de propiedad, de no haber sido aprobados se deberán aplicar límites máximo y mínimo a los factores, de la siguiente manera:

$$\lambda_{m\acute{a}x} = (1 + (0.75 \times (\lambda_{(ae,m\acute{a}x)} - 1))) \times \lambda_{(test,m\acute{a}x)} \times \lambda_{(spec,m\acute{a}x)} \geq 1.8 \quad (3-01)$$

$$\lambda_{m\acute{i}n} = (1 - (0.75 \times (1 - \lambda_{(ae,m\acute{i}n)}))) \times \lambda_{(test,m\acute{i}n)} \times \lambda_{(spec,m\acute{i}n)} \leq 0.6 \quad (3-02)$$

Donde:

$\lambda_{ae,m\acute{a}x}$ = Factor máximo de modificación debido a los efectos de envejecimiento y condiciones ambientales.

$\lambda_{ae,m\acute{i}n}$ = Factor mínimo de modificación debido a los efectos de envejecimiento y condiciones ambientales.

$\lambda_{test,m\acute{a}x}$ = Factor máximo de modificación debido al calentamiento, velocidad de carga y estrujamiento.

$\lambda_{test,m\acute{i}n}$ = Factor mínimo de modificación debido al calentamiento, velocidad de carga y estrujamiento.

$\lambda_{spec,m\acute{a}x}$ = Factor máximo de modificación debido a la variación permisible de la fabricación en las características medias de un grupo de aisladores del mismo tamaño.

$\lambda_{spec,m\acute{i}n}$ = Factor mínimo de modificación debido a la variación permisible de la fabricación en las características medias de un grupo de aisladores del mismo tamaño.

(ASCE/SEI 7-16, 2017, p.170).

El análisis del sistema de aislamiento y de la estructura se realizará por separado para las propiedades de límite superior e inferior, y se utilizará el caso más desfavorable para cada parámetro de respuesta de interés para el diseño (ASCE/SEI 7-16, 2017).



Tabla III-13

Tabla C17.2-6 Multiplicadores predeterminados de límite superior e inferior para fabricantes desconocidos

Table C17.2-6 Default Upper and Lower Bound Multipliers for Unknown Manufacturers

Variable	Unlubricated Interfaces, μ or Q_d	Lubricated (Liquid) Interfaces, μ or Q_d	Plain Low Damping Elastomeric, K	Lead Rubber Bearing (LRB), K_d	Lead Rubber Bearing (LRB), Q_d	High-Damping Rubber (HDR), K_d	High-Damping Rubber (HDR), Q_d
Example: Aging and Environmental Factors							
Aging, λ_a	1.3	1.8	1.3	1.3	1	1.4	1.3
Contamination, λ_c	1.2	1.4	1	1	1	1	1
Example Upper Bound, $\lambda_{(ae, max)}$	1.56	2.52	1.3	1.3	1	1.4	1.3
Example Lower Bound, $\lambda_{(ae, min)}$	1	1	1	1	1	1	1
Example: Testing Factors							
All cyclic effects, Upper	1.3	1.3	1.3	1.3	1.6	1.5	1.3
All cyclic effects, Lower	0.7	0.7	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Example Upper Bound, $\lambda_{(test, max)}$	1.3	1.3	1.3	1.3	1.6	1.5	1.3
Example Lower Bound, $\lambda_{(test, min)}$	0.7	0.7	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
$\lambda_{(PM, max)} = (1 + (0.75 * (\lambda_{(ae, max)} - 1))) * \lambda_{(test, max)}$	1.85	2.78	1.59	1.59	1.6	1.95	1.59
$\lambda_{(PM, min)} = (1 - (0.75 * (1 - \lambda_{(ae, min)}))) * \lambda_{(test, min)}$	0.7	0.7	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Lambda factor for Spec. Tolerance, $\lambda_{(spec, max)}$	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
Lambda factor for Spec. Tolerance, $\lambda_{(spec, min)}$	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Upper Bound Design Property Multiplier	2.12	3.2	1.83	1.83	1.84	2.24	1.83
Lower Bound Design Property Multiplier	0.6	0.6	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77
Default Upper Bound Design Property Multiplier	2.1	3.2	1.8	1.8	1.8	2.2	1.8
Default Lower Bound Design Property Multiplier	0.6	0.6	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Note: λ_{PM} is the lambda value for testing and environmental effects.

Fuente: ASCE/SEI 7-16, 2017, p.680



Tabla III-14

Tabla C17.2-7 Multiplicadores predeterminados de límite superior e inferior para fabricantes calificados

Table C17.2-7 Default Upper and Lower Bound Multipliers for Quality Manufacturers

Variable	Unlubricated PTFE, μ	Lubricated PTFE, μ	Rolling/Sliding, K2	Plain Elastomers, K	Lead rubber bearing (LRB), K2	Lead rubber bearing (LRB), Q_d	High-Damping Rubber (HDR), Q_d	High-Damping Rubber (HDR), K_d
Example: Aging and Environmental Factors								
Aging, λ_a	1.10	1.50	1.00	1.10	1.10	1.00	1.20	1.20
Contamination, λ_+	1.10	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Example Upper Bound, $\lambda_{(ae, max)}$	1.21	1.65	1.00	1.10	1.10	1.00	1.20	1.20
Example Lower Bound, $\lambda_{(ae, min)}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Example: Testing Factors								
All cyclic effects, Upper	1.20	1.30	1.00	1.03	1.03	1.30	1.50	1.30
All cyclic effects, Lower	0.95	0.95	1.00	0.98	0.98	0.95	0.95	0.95
Example Upper Bound, $\lambda_{(test, max)}$	1.20	1.30	1.00	1.03	1.03	1.30	1.50	1.30
Example Lower Bound, $\lambda_{(test, min)}$	0.95	0.95	1.00	0.98	0.98	0.95	0.95	0.95
$\lambda_{(PM, max)} = (1 + (0.75 * (\lambda_{(ae, max)} - 1))) * \lambda_{(test, max)}$	1.39	1.93	1.00	1.11	1.11	1.30	1.73	1.50
$\lambda_{(PM, min)} = (1 - (0.75 * (1 - \lambda_{(ae, min)}))) * \lambda_{(test, min)}$	0.95	0.95	1.00	0.98	0.98	0.95	0.95	0.95
Lambda factor for Spec. Tolerance, $\lambda_{(spec, min)}$	1.15	1.15	1.00	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
Lambda factor for Spec. Tolerance, $\lambda_{(spec, max)}$	0.85	0.85	1.00	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Upper Bound Design Property Multiplier	1.60	2.22	1.00	1.27	1.27	1.50	1.98	1.72
Lower Bound Design Property Multiplier	0.81	0.81	1.00	0.83	0.83	0.81	0.81	0.81
Default Upper Bound Design Property Multiplier	1.6	2.25	1	1.3	1.3	1.5	2	1.7
Default Lower Bound Design Property Multiplier	0.8	0.8	1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Note: λ_{PM} is the lambda value for testing and environmental effects.

Fuente: ASCE/SEI 7-16, 2017, p.680



- COMPORTAMIENTO FUERZA-DEFORMACIÓN DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

Se debe desarrollar un modelo matemático de comportamiento fuerza-deflexión (loop) de cada componente del sistema de aislamiento, para límite superior e inferior.

El comportamiento fuerza-deformación de los componentes del sistema de aislamiento que son esencialmente dispositivos histéreticos (unidades de aisladores), se deberá modelar utilizando los valores máximos y mínimos de las propiedades del aislador calculadas con los factores de modificación de propiedades.

- PROPIEDADES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO EN EL DESPLAZAMIENTO MÁXIMO

- Rigidez efectiva k_M : La rigidez efectiva k_M del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo D_M , se calculará utilizando el comportamiento fuerza-deformación de límite superior e inferior de las unidades de aislador individuales, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$k_M = \frac{\Sigma |F_M^+| + \Sigma |F_M^-|}{2D_M} \quad (3-03)$$

Donde:

ΣF_M^+ = Suma, para todas las unidades de aisladores, del valor absoluto de la fuerza en un desplazamiento positivo igual a D_M .

ΣF_M^- = Suma, para todas las unidades de aisladores, del valor absoluto de la fuerza en un desplazamiento negativo igual a D_M .

(ASCE/SEI 7-16, 2017, p.171).

- Amortiguamiento efectivo β_M : El amortiguamiento efectivo β_M del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo D_M , se calculará utilizando el comportamiento fuerza-deformación de límite

superior e inferior de las unidades de aisladores individuales, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\beta_M = \frac{\Sigma E_M}{2\pi k_M D_M^2} \quad (3-04)$$

Donde:

ΣE_M = Energía total disipada en el sistema de aislamiento durante un ciclo completo de respuesta en el desplazamiento D_M .

(ASCE/SEI 7-16, 2017, p.171).

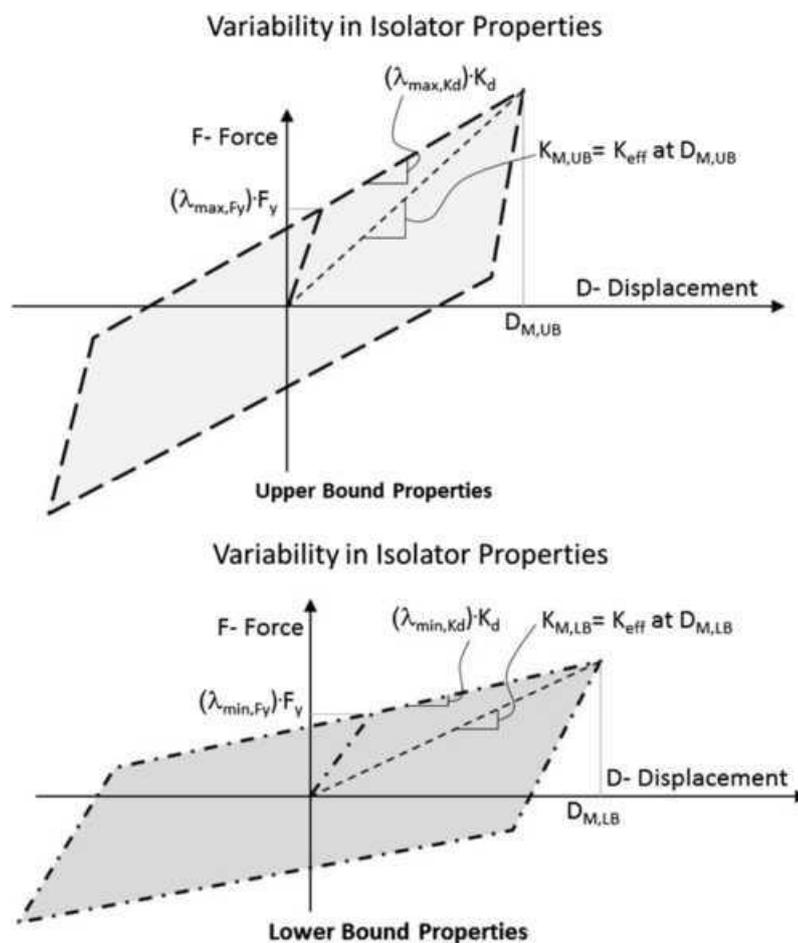


Figura III-009. Límites superior e inferior de propiedades de un sistema bilineal Fuerza-Deformación

Fuente: ASCE/SEI 7-16, 2017, 681



b. CRITERIOS DE MOVIMIENTO SÍSMICO

- PELIGRO SÍSMICO ESPECÍFICO DE SITIO

Los criterios de movimiento sísmico están referidos a los parámetros de peligro sísmico para cada sitio específico. Para nuestro caso, son todos los parámetros indicados en la Norma E.030, tales como, zonificación (Z), perfil de suelo (S) y coeficiente de amplificación sísmica (C), que en combinación son interpretados como la aceleración horizontal máxima que ingresa a la estructura para un sitio específico.

En tal sentido los valores utilizados para la determinación del peligro sísmico, correspondiente a las condiciones del Hospital de Pacasmayo, serían:

- Zonificación: Zona Z4, $Z=0.45$
- Perfil de suelo: Suelo S1, $S=1.00$, $T_p=0.40\text{seg}$, $T_L=2.50\text{seg}$
(Suelo de fundación: Grava pobremente gradada con arenas y finos, clasificado como GP).
- Coeficiente de amplificación sísmica: Se incluirán los valores correspondientes a periodos cortos.

$$T < 0.2T_p \quad : \quad C = 1 + 7.5 \left(\frac{T}{T_p} \right)$$

$$0.2T_p < T < T_p \quad : \quad C = 2.5$$

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

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



- **FACTOR DE IMPORTANCIA (I):**

ASCE/SEI 7-16, representa al factor de uso o importancia con “I”, y emplea prácticamente los mismos criterios de clasificación y los mismos factores que E.030, siendo el factor de clasificación el nivel de riesgo de las edificaciones. Cabe indicarse que ASCE/SEI 7-16, al igual que E.030 indica que para edificaciones sísmicamente aisladas el factor de importancia debe tomarse como $I=1.0$ (ASCE/SEI 7-16, 2017).

Tabla III-15

Factores de importancia (I), indicados en ASCE/SEI 7-16 y equivalentes en NTE E.030

FACTOR DE USO O IMPORTANCIA			
ASCE/SEI 7-16		NTE E.030	
RIESGO	I	CATEG.	U
IV	1.50	A	1.50
III	1.25	B	1.30
III	1.00	C	1.00
I	1.00	D	1.00

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



Tabla III-16

Tabla 1.5-1 ASCE/SEI 7-16 Categoría de riesgo

Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released ^a	
Buildings and other structures designated as essential facilities	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released ^a	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures	

^aBuildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the Authority Having Jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.3 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.

Fuente: ASCE/SEI 7-16, 2017, p.4



- **COEFICIENTE DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA (R):**

El coeficiente de modificación de respuesta sísmica no es más que el coeficiente de reducción a la fuerza sísmica, para el caso de E.030. ASCE/SEI 7-16 tabula el coeficiente R de muchos más sistemas estructurales que E.030, pero para nuestro caso solo utilizaremos los coeficientes R de los sistemas que sean compatibles con E.030. Así mismo ASCE/SEI 7-16 para sistemas aislados denomina el coeficiente R como R_i , el cual se basará en el tipo de sistema estructural utilizado para la superestructura en la dirección de análisis, y deberá ser los $3/8$ del valor R del sistema estructural en base fija, con un valor máximo no mayor que 2.0 y un valor mínimo no menor que 1.0 (ASCE/SEI 7-16, 2017).

Se permite que el valor de R_i sea mayor que 2.0, siempre y cuando la resistencia lateral de la estructura por encima del nivel de base (superestructura) en la dirección de interés, según lo determinado por el análisis estático no lineal con un desplazamiento de techo correspondiente a una deriva máxima de piso menor que la deriva MCE o $0.015h_{sx}$, no es menor que 1.1 veces V_b (ASCE/SEI 7-16).

Tabla III-17

Coefficientes de modificación de respuesta (R) para sistemas a base concreto armado, indicados en ASCE/SEI 7-16 y equivalentes en NTE E.030

COEFICIENTE DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA ASCE/SEI 7-16 EQUIVALENTE EN NTE E.030				
ASCE/SEI 7-16 Tabla 12.2-1		NTE E.030 Tabla N° 7 - E.060 acp. 21.1		
Sistema estructural	R	Sist. Estructural	Cond. Cortante V	R_0
Muros especiales de corte de concreto reforzado	6	Muros estructurales	$V_w \geq 0.75V_b$	6
Pórticos especiales a momento de concreto reforzado	8	Pórticos	$V_f \geq 0.80V_b$	8
<u>Dual</u> : Muros especiales de corte de concreto reforzado con pórticos especiales a momento de concreto reforzado capaces de resistir al menos el 25% de las fuerzas sísmicas prescritas	7	Dual Tipo II	$0.20V_b \leq V_w \leq 0.60V_b$	7
<u>Dual</u> : Muros especiales de corte de concreto reforzado con pórticos ordinarios a momento de concreto reforzado capaces de resistir al menos el 25% de las fuerzas sísmicas prescritas	6.5	Dual Tipo I	$0.60V_b \leq V_w < 0.70V_b$	7
		Muros estructurales	$0.70V_b \leq V_w < 0.75V_b$	6

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



- FACTOR DE REDUNDANCIA (ρ)

ASCE/SEI 7-16, denomina a los factores de irregularidad (I) como factores de redundancia con “ ρ ”, y el capítulo 17 referido a aislamiento en la base indica que, cada estructura aislada deberá ser designada como irregular según lo indicado a continuación:

- Cada estructura aislada se designará como que tiene una irregularidad estructural si la configuración estructural por encima del sistema de aislamiento tiene una irregularidad estructural horizontal Tipo 1b, como se define en la Tabla 12.3-1; o una irregularidad vertical Tipo 1a, 1b, 5a, 5b, como se define en Tabla 12.3-2 (ASCE/SEI 7-16, 2017).
- Se asignará un factor de redundancia, ρ , a la estructura sobre el sistema de aislamiento según los requisitos de la Sección 12.3.4. Se permite que el valor del factor de redundancia, ρ , sea igual a 1.0 para estructuras aisladas que no tienen una irregularidad estructural, como se define en la Sección 17.2.2 (ASCE/SEI 7-16, 2017).

Para nuestro caso utilizaremos los valores indicados en E.030 correspondientes a los tipos de irregularidades indicados en ASCE/SEI 7-16 para sistemas con aislamiento en la base.



Tabla III-18 y III-19

Irregularidades estructurales en planta y en altura para sistemas con aislamiento en la base, indicadas en ASCE/SEI 7-16 y equivalentes en NTE E.030

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL HORIZONTAL EN ASCE/SEI 7-16 EQUIVALENTE EN NTE E.030						
Tabla 12.3-1 ASCE/SEI 7-16						
Tipo	Descripción	Categ. Diseño	p	Uso	Zona	Suelo
1.b	Irregularidad torsional extrema: Se define que existe una irregularidad torsional extrema cuando, la deriva máxima de entrepiso, calculada incluyendo la torsión accidental con $A_x = 1.0$, en un extremo de la estructura transversal a un eje es mayor que 1.4 veces el promedio de las derivas de entrepiso de los dos extremos de la estructura. Los requisitos de irregularidad torsional extrema en las secciones de referencia se aplican solo a estructuras en las que los diafragmas son rígidos o semirrígidos.	B C D	1.0 1.0 1.3	B y C A B y C	Z1 Z1 Z1	S0 y S1 S0 y S1 S2 y S3
		E y F	NP			S2 y S3 S2 y S3 S0, S1, S2 y S4 S0, S1, S2 y S4 S0, S1, S2 y S4 S0, S1, S2 y S4
IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL VERTICAL EN ASCE/SEI 7-16 EQUIVALENTE EN NTE E.030						
Tabla 12.3-2 ASCE/SEI 7-16						
Tipo	Descripción	Categ. Diseño	p	Uso	Zona	Suelo
1.a	Irregularidad de rigidez - Piso blando: Se define que existe irregularidad de rigidez de piso blando cuando, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso superior o menor que al 80% de la rigidez promedio de los tres entrepisos superiores.	B C D	1.0 1.0 1.3	B y C A B y C	Z1 Z1 Z1	S0 y S1 S0 y S1 S2 y S3
		E y F	1.3	A C B A	Z1 Z1 Z2, Z3 y Z4 Z2, Z3 y Z4 Z2, Z3 y Z4	S0, S1, S2 y S3 S0, S1, S2 y S4 S0, S1, S2 y S4 S0, S1, S2 y S4 S0, S1, S2 y S4
1.b	Irregularidad de rigidez - Piso extremadamente blando: Se define que existe irregularidad de rigidez de piso extremadamente blando cuando, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que el 60% de la rigidez lateral del entrepiso superior o menor que al 70% de la rigidez promedio de los tres entrepisos superiores.	B C D	1.0 1.0 1.3	B y C A B y C	Z1 Z1 Z1	S0 y S1 S0 y S1 S2 y S3
		E y F	1.3	A C B A	Z1 Z1 Z2, Z3 y Z4 Z2, Z3 y Z4 Z2, Z3 y Z4	S0 y S1 S0 y S1 S2 y S3 S0, S1, S2 y S4 S0, S1, S2 y S4 S0, S1, S2 y S4
5.a	Irregularidad de resistencia lateral discontinua - Piso débil: Se define que existe irregularidad de resistencia lateral discontinua de piso débil cuando, la resistencia lateral de un entrepiso es menor que el 80% de la resistencia lateral del entrepiso superior. La resistencia lateral del entrepiso es la resistencia lateral total de todos los elementos simorresistentes que comparten la cortante del entrepiso para la dirección en consideración.	B C D	1.0 1.0 1.3	B y C A B y C	Z1 Z1 Z1	S0 y S1 S0 y S1 S2 y S3
		E y F	1.3	A C B A	Z1 Z1 Z2, Z3 y Z4 Z2, Z3 y Z4 Z2, Z3 y Z4	S0 y S1 S0 y S1 S2 y S3 S0, S1, S2 y S4 S0, S1, S2 y S4 S0, S1, S2 y S4
5.b	Irregularidad de resistencia lateral discontinua - Piso extremadamente débil: Se define que existe irregularidad de resistencia lateral discontinua de piso extremadamente débil cuando, la resistencia lateral de un entrepiso es menor que 65% de la resistencia lateral del entrepiso superior. La resistencia lateral del entrepiso es la resistencia lateral total de todos los elementos simorresistentes que comparten la cortante del entrepiso para la dirección en consideración.	B C D	1.0 1.0 1.3	B y C A B y C	Z1 Z1 Z1	S0 y S1 S0 y S1 S2 y S3
		E y F	1.3	A C B A	Z1 Z1 Z2, Z3 y Z4 Z2, Z3 y Z4 Z2, Z3 y Z4	S0 y S1 S0 y S1 S2 y S3 S0, S1, S2 y S4 S0, S1, S2 y S4 S0, S1, S2 y S4

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



- ESPECTRO DE RESPUESTA DEL MÁXIMO SISMO CONSIDERADO
“MCE”

ASCE/SEI 7-16 hace referencia a la construcción del espectro de respuesta del Máximo Sismo Considerado “MCE”. Para tal efecto MCE es interpretado como el movimiento sísmico que tiene una probabilidad de 2% de ser excedido en 50 años, es decir que tiene un periodo de retorno $T_r = 2475$ Años, y que se asume tiene una aceleración máxima horizontal igual a 1.5 veces la aceleración correspondiente al Sismo Diseño “DE” (ASCE/SEI 7-16, 2017). Por su parte DE es el movimiento sísmico con una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años, de donde podríamos determinar que para nuestro caso corresponde al movimiento sísmico para cada zona determinada en E.030.

ASCE/SEI 7-16 a diferencia de E.030, construye sus espectros utilizando únicamente los parámetros de peligro sísmico específico de sitio, es decir los parámetros de zonificación (Z), perfil de suelo (S) y coeficiente de amplificación sísmica (C). Los criterios de categoría (U), sistema estructural (R) y regularidad de la edificación (I) son aplicados como factores de amplificación en el cálculo de la fuerza lateral que ingresa a la estructura, y de los desplazamientos encontrados del análisis.

Siguiendo el procedimiento de E.030 en concordancia con lo prescrito en ASCE/SEI 7-16, la aceleración espectral para cualquier periodo, estaría dada por:

$$\text{Para MCE} \quad : \quad S_M = 1.5ZUCSg$$

$$\text{Para DE} \quad : \quad S_D = ZUCSg$$

Los factores de irregularidad (I) o redundancia, serán aplicados como factores de amplificación siendo multiplicados a la fuerza cortante que ingresa a la estructura por encima del sistema de aislamiento.



- REGISTROS SÍSMICOS CORRESPONDIENTES A MCE

ASCE/SEI 7-16 indica que, cuando se utilicen los procedimientos de análisis de Historia de respuesta o también llamado Tiempo-Historia, los sismos correspondientes a MCE consistirán en no menos siete (07) pares de componentes de aceleración horizontal seleccionados y escalados a partir de eventos individuales registrados que tengan magnitudes, distancias a falla y mecanismos de fuente que sean consistentes con los que controlan a MCE. Así mismo se indica que se permite la amplitud o el ajuste espectral para el escalado de los registros sísmicos (ASCE/SEI 7-16, 2017).

- Amplitud espectral de registros sísmicos:

Para cada par de componentes de los registros se construirá el espectro de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de la respuesta con 5% de amortiguamiento de los componentes escalados. Cada par de movimientos se escalará de manera que en el rango de periodos de $0.75T_M$ para límite superior, hasta $1.25T_M$ para límite inferior; el promedio de los espectros SRSS de todos los pares de componentes horizontales no sea menor a la ordenada del espectro de peligro uniforme MCE (ASCE/SEI 7-16, 2017).

- Ajuste o coincidencia espectral de registros sísmicos:

Para registros ajustados espectralmente cada par de componentes se escalará de manera que el rango de periodos de $0.20T_M$ para límite superior, hasta $1.25T_M$ para límite inferior; los valores espectrales de uno de los componentes del par sean el menos el 90% de la correspondiente ordenada del espectro de peligro uniforme MCE (ASCE/SEI 7-16, 2017).



c. MODELOS DE ANÁLISIS

- SISTEMA DE AISLAMIENTO

El sistema de aislamiento se debe modelar utilizando las características de deformación desarrolladas de acuerdo con la sección 3.3.1.b, que describen el comportamiento bilineal de los aisladores. Los desplazamientos laterales y las fuerzas se calcularán por separado para las propiedades de límite superior e inferior del sistema de aislamiento (ASCE/SEI 7-16, 2017).

- ESTRUCTURA AISLADA

Se permite utilizar un modelo elástico lineal para representar la estructura aislada, siempre que los elementos estructurales por encima del sistema de aislamiento sean esencialmente elásticos. El análisis del sistema de aislamiento y la estructura aislada se realizará por separado para las propiedades de límite superior e inferior, y se utilizará el caso más desfavorable para cada parámetro de respuesta de interés para el diseño (ASCE/SEI 7-16, 2017).

d. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS: FUERZA LATERAL EQUIVALENTE (ELF)

Se establece este procedimiento para la determinación de los desplazamientos y de las fuerzas laterales mínimas requeridas para el diseño de estructuras sísmicamente aisladas. Así mismo el uso directo de este procedimiento es permitido para el diseño de ciertas estructuras en particular (ASCE/SEI 7-16, 2017). Para nuestro caso solo utilizaremos el procedimiento para determinar los desplazamientos y las fuerzas laterales mínimas, dado que para el diseño del Hospital se empleará el procedimiento de análisis de Historia de respuesta o Tiempo-Historia.

- DESPLAZAMIENTOS LATERALES MÍNIMOS REQUERIDOS PARA EL DISEÑO

- Desplazamiento máximo (D_M): El sistema de aislamiento se debe diseñar y construir para soportar como mínimo el desplazamiento máximo, D_M , determinado utilizando las propiedades de límite



inferior y superior, en la dirección más crítica (ASCE/SEI 7-16, 2017).

La ecuación dada en ASCE/SEI 7-16 para determinar D_M , ajustada a los criterios de E.030, sería:

$$D_M = \frac{g \cdot S_M \cdot T_M^2}{4\pi^2 \cdot B_M} \quad (3-05)$$

Donde:

g = Aceleración causada por la gravedad en “m/s²”, si las unidades de D_M son en “m”.

S_M = Aceleración espectral MCE con 5% de amortiguamiento en “g”, determinada según lo indicado en 3.3.2.e.

T_M = Periodo efectivo de la estructura aislada correspondiente al desplazamiento D_M en la dirección considerada.

B_M = Coeficiente prescrito en la Tabla 17.5-1 de ASCE/SEI 7-16 para el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento β_M , correspondiente al desplazamiento D_M .

Tabla III-20

Tabla 17.5-1 Coeficiente de amortiguamiento, B_M

Table 17.5-1 Damping Factor, B_M

Effective Damping, β_M (percentage of critical) ^{a,b}	B_M Factor
≤2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥50	2.0

^aThe damping factor shall be based on the effective damping of the isolation system determined in accordance with the requirements of Section 17.2.8.6.

^bThe damping factor shall be based on linear interpolation for effective damping values other than those given.

Fuente: ASCE/SEI 7-16, 2017, p.173



- Periodo efectivo correspondiente al desplazamiento máximo (T_M): El período efectivo de la estructura aislada, T_M , correspondiente al desplazamiento máximo, D_M , se determinará utilizando las características de deformación del límite superior y límite inferior del sistema de aislamiento y la ecuación:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_M \cdot g}} \quad (3-06)$$

Donde:

W = Peso sísmico efectivo de la estructura por encima de la interfaz de aislamiento.

k_M = Rigidez efectiva del sistema de aislamiento correspondiente al desplazamiento máximo D_M , determinada según 3.3.1.c.

g = Aceleración causada por la gravedad en “m/s²”, si las unidades de D_M son en “m”.

(ASCE/SEI 7-16, 2017, p.173)

- Desplazamiento máximo total (D_{TM}): El desplazamiento máximo total, D_{TM} , de los elementos del sistema de aislamiento incluirá el desplazamiento adicional causado por la torsión real y accidental, calculada a partir de la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la localización más desventajosa de la masa excéntrica. El desplazamiento máximo total, D_{TM} , de los elementos de un sistema de aislamiento no se tomará como inferior a lo prescrito por:

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \frac{12}{b^2 + d^2} \right] \quad (3-07)$$

Donde:

D_M = Desplazamiento del centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección de análisis.

y = Distancia entre los centros de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés, medida perpendicularmente dirección de análisis.



- e = Excentricidad real medida en planta entre el centro de gravedad de la estructura por encima del interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más una excentricidad accidental, tomada como el 5% de la mayor dimensión en planta de la estructura perpendicular a la dirección de análisis.
- b = Dimensión en planta más corta de la estructura, medido perpendicularmente a “d”.
- d = Dimensión en planta más larga de la estructura.
- P_T = Factor de relación entre el periodo efectivo traslacional y el periodo efectivo torsional del sistema de aislamiento, según lo calculado por el análisis dinámico por la siguiente ecuación:

$$P_T = \frac{1}{r_I} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}} \quad (3-08)$$

No es necesario que P_T sea tomado como menos de 1.0.

x_i, y_i = Distancias horizontales en los dos ejes del sistema de aislamiento, desde el centro de masa hasta cada i-ésima unidad de aislador.

N = Número de unidades de aisladores.

r_I = Radio de giro del sistema de aislamiento, que es igual a $\left[\frac{(b^2 + d^2)}{12}\right]^{1/2}$ para sistemas de aislamiento con plantas rectangulares con dimensiones $b \times d$.

(ASCE/SEI 7-16, 2017, p.173).

El desplazamiento máximo total, D_{TM} , no debe tomarse como menos de 1.15 veces D_M (ASCE/SEI 7-16, 2017).

- FUERZAS LATERALES MÍNIMAS REQUERIDOS PARA EL DISEÑO
 - Sistema de aislamiento y elementos estructurales por debajo del nivel de base: El sistema de aislamiento, la cimentación y todos los elementos estructurales por debajo del nivel de base; deben ser



diseñados y construidos para soportar una fuerza sísmica lateral mínima V_b , utilizando todos los requisitos aplicables para una estructura no aislada, y las propiedades del sistema de aislamiento de límite superior e inferior, según la siguiente ecuación:

$$V_b = k_M \cdot D_M \quad (3-09)$$

(ASCE/SEI 7-16, 2017, p.173).

V_b no se considerará inferior a la fuerza máxima del sistema de aislamiento en ningún desplazamiento hasta e incluso en el desplazamiento máximo total D_{TM} (ASCE/SEI 7-16, 2017).

- Elementos estructurales por encima del nivel de base: La estructura sobre el nivel de base debe ser diseñada y construida para soportar una fuerza mínima de corte V_s , utilizando todos los requisitos aplicables para una estructura no aislada y las propiedades de límite superior e inferior del sistema del aislamiento, según lo prescrito por:

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_I} \quad (3-10)$$

Donde:

R_I = Coeficiente numérico relacionado con el sistema estructural por encima del sistema de aislamiento.

V_{st} = Fuerza sísmica lateral no reducida total o de corte, en los elementos por encima del nivel de base.

(ASCE/SEI 7-16, 2017, p.173)



La fuerza sísmica lateral no reducida total o de corte, en los elementos por encima del nivel de base, se determinarán utilizando propiedades de sistema de aislamiento límite superior e inferior, según lo prescrito por:

$$V_{st} = V_b \left(\frac{W_s}{W} \right)^{(1-2.5\beta_M)} \quad (3-11)$$

Donde:

W = Peso sísmico efectivo de la estructura por encima la interfaz de aislamiento.

W_s = Peso sísmico efectivo de la estructura por encima de la interfaz de aislamiento tal como se define, excluyendo el peso sísmico efectivo del nivel base.

(ASCE/SEI 7-16, 2017, p.173).

El peso sísmico efectivo W_s se tomará como igual a W cuando la distancia media desde la parte superior del aislador hasta la parte inferior del nivel base por encima de los aisladores supere los 0.9m (ASCE/SEI 7-16, 2017).

- Límites de V_s : El valor de V_s no se tomará como menor que cada uno de los siguientes enunciados:
 - La fuerza sísmica lateral requerida para una estructura de base fija del mismo peso sísmico efectivo W_s y un período igual al período del sistema de aislamiento T_M , utilizando las propiedades de límite superior.
 - La fuerza sísmica lateral V_{st} con V_b igual a la fuerza requerida para activar completamente el sistema de aislamiento utilizando las propiedades de límite superior, o:
 - 1.5 veces las propiedades nominales para el nivel de fluencia de los elementos de amortiguamiento de un sistema elastomérico.
 - La fuerza de fricción o de ruptura de un sistema deslizante, o,



La fuerza en el desplazamiento cero de un sistema deslizante después de un ciclo dinámico completo de movimiento en D_M .

e. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DINÁMICO: HISTORIA DE RESPUESTA

- DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO

El análisis de historia de respuesta debe ser realizado con un conjunto de pares de movimiento sísmico seleccionados y escalados de acuerdo con la sección 3.3.2.f. Cada par de componentes de movimiento sísmico se debe aplicar simultáneamente al modelo, considerando la ubicación más desfavorable de la masa excéntrica. El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento se calculará a partir de la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales en cada paso de tiempo (ASCE/SEI 7-16, 2017). Los parámetros de interés se calcularán para cada movimiento sísmico, y se utilizará el valor promedio del parámetro de interés para el diseño (ASCE/SEI 7-16, 2017).

Se debe tener en cuenta la respuesta torsional resultante de la falta de simetría entre la masa y la rigidez. Así mismo la excentricidad accidental consiste en el desfase del centro de masa en una proporción igual al 5% de la dimensión del diafragma para cada una de las dos direcciones ortogonales en el nivel considerado (ASCE/SEI 7-16, 2017).

- FUERZAS LATERALES Y DESPLAZAMIENTOS MÍNIMOS

El sistema de aislamiento, la cimentación y todos los elementos estructurales por debajo del nivel base se diseñarán utilizando todos los requisitos aplicables para una estructura no aislada y las fuerzas obtenidas del análisis dinámico sin reducción, pero la fuerza lateral de diseño no se tomará como menos del 90% de V_b (ASCE/SEI 7-16, 2017). El desplazamiento máximo total del sistema de aislamiento no se tomará como menos del 80% de D_{TM} (ASCE/SEI 7-16, 2017).



Los elementos estructurales por encima del nivel base se diseñarán utilizando los requisitos aplicables para una estructura no aislada, y las fuerzas obtenidas del análisis dinámico reducidas por el factor R_1 , determinado de acuerdo a lo indicado en 3.3.2.e (ASCE/SEI 7-16, 2017). Para estructuras regulares, el valor de V_b no se tomará como menos del 80% del valor de V_b determinado de acuerdo con la sección 3.3.4.a, y el valor V_s no se tomará como menos del 100% de los límites especificados para V_s en la sección 3.3.4.a (ASCE/SEI 7-16, 2017). Para estructuras irregulares, el valor de V_b no se tomará como menos del 100% del valor de V_b determinado de acuerdo con la sección 3.3.4.a, y el valor V_s no se tomará como menos del 100% de los límites especificados para V_s en la sección 3.3.4.a (ASCE/SEI 7-16, 2017).

- ESCALADO DE RESULTADOS

Cuando la fuerza lateral de corte sobre los elementos estructurales, determinada utilizando el procedimiento de espectro de respuesta o el de historia de respuesta, sea menor que los valores mínimos prescritos en la sección anterior, todos los parámetros de diseño se ajustarán hacia arriba proporcionalmente (ASCE/SEI 7-16, 2017).

- LÍMITES DE DERIVA

ASCE/SEI 7-16 establece que; la deriva máxima de piso de la estructura por encima del sistema aislamiento correspondiente a la fuerza lateral de diseño, incluyendo el desplazamiento causado por la deformación vertical del sistema de aislamiento, no debe exceder de $0.020h_{sx}$ (ASCE/SEI 7-16, 2017). Para nuestro caso, se utilizarán los límites de deriva prescritos en la Tabla N° 11 de la Norma E.030 (Tabla III-12), según el material predominante.

Cuando los desplazamientos en la estructura por encima del sistema de aislamiento, sean calculados con las fuerzas laterales reducidas por R_1 . La deriva se calculará utilizando los valores encontrados de la siguiente ecuación:

$$\delta_x = C_d \cdot \delta_{ex} \quad (3-12)$$



Donde:

δ_x = Deformación última en el nivel x .

δ_{ex} = Deformación en la ubicación requerida, determinada por un análisis elástico.

C_d = Coeficiente de amplificación de deformación de la estructura aislada, igual a R_I .

3.8.4 ESTANDAR DE AISLAMIENTO SÍSMICO PARA LA FUNCIONALIDAD CONTINUA – SISCF Y SISTEMA DE CALIFICACIÓN REDⁱ™

El estándar de aislamiento sísmico para la funcionalidad continua (Seismic isolation standard for continued functionality) denominado abreviadamente como SISCF, es un documento publicado por la escuela de ingeniería estructural, mecánica y materiales de la Universidad de California UC Berkeley, y tiene como objetivo complementar las disposiciones de ASCE/SEI 7-16 para estructuras con aislamiento en la base.

En el Capítulo 1, sección 1.3.3 ASCE/SEI 7-16 especifica que, las instalaciones esenciales o de categoría de riesgo IV deben ser diseñados con una probabilidad razonable de no perder su funcionalidad después del sismo de diseño (Zayas et al., 2019). Además, en el Tabla 1.3-2 ASCE/SEI 7-16 establece, tres (03) objetivos de confiabilidad para la estabilidad de la estructura para el caso del sismo MCE, según la categoría de riesgo correspondiente sea I, II, III o IV; teniéndose que para una instalación de categoría IV, la probabilidad de daño sea como máximo el 2.5%, es decir que el nivel de daño es bajo y por tanto la instalación no perdería su funcionalidad. SISCF especifica criterios de resiliencia para cada objetivo de confiabilidad, éstos criterios han sido determinados en función de estudios de estimación de daño con la metodología FEMA P58, y se presentan a continuación:

- Todos los componentes estructurales (excluyendo los aisladores) se diseñarán para tener suficiente resistencia y rigidez, de acuerdo a los requisitos adjuntos, y poder resistir una carga sísmica que represente el terremoto base de diseño del código de diseño aplicable a la estructura, que para ASCE/SEI 7-16 es un espectro DE computado como 2/3 del espectro MCE.



- Los desplazamientos de los aisladores, el cortante sísmico en la estructura y las derivas, se calcularán utilizando los procedimientos de análisis de historia de respuesta, y se verificarán utilizando el procedimiento de fuerza lateral equivalente. La cortante sísmica y las derivas de los componentes de la estructura y de los aisladores utilizados en el diseño, no serán menores que el 80% de los valores calculados utilizando el procedimiento de fuerza lateral equivalente.
- En los procedimientos de análisis se utilizará el modelo analítico de límite superior de los aisladores, para calcular las fuerzas sísmicas de la estructura y las aceleraciones espectrales piso que se producen para DE.
- Para edificios de categoría de riesgo sísmico IV: $R_I = 1.0$; las derivas laterales promedio de piso no excederán 0.0020 veces la altura del piso; las derivas laterales máximas de piso no excederán de 0.0030 veces la altura del piso; y el valor promedio de las aceleraciones espectrales con 5% de amortiguamiento de los pisos ocupados, para un intervalo de períodos de 0.05 a 3seg, no excederá de 0.3g según lo determinado para el procedimiento de historia de respuesta realizado de acuerdo con ASCE/SEI 7-16, sección 17.6.3.4 y SISCf. Todos los componentes no estructurales, serán diseñados con una fuerza sísmica horizontal F_p tomada como un valor fijo de $0.4W_p$. Estos criterios pretenden que para edificios que cuenten con detalles estructurales y arquitectónicos típicos que cumplan con ASCE/SEI 7-16 y SISCf, el daño los componentes arquitectónicos debido al movimiento sísmico, sea menor que el 2% del costo de reparación del edificio, consistente con el objetivo de confiabilidad para estructuras de categoría IV establecido en la Tabla 1.3-2 de ASCE/SEI 7-16.
- Para edificios de categoría de riesgo sísmico III: $R_I = 1.25$; las derivas laterales promedio de piso no excederán 0.0030 veces la altura del piso; las derivas laterales máximas de piso no excederán de 0.0045 veces la altura del piso; y el valor promedio de las aceleraciones espectrales con 5% de amortiguamiento de los pisos ocupados, para un intervalo de períodos de 0.05 a 3seg, no excederá de 0.4g según lo determinado para el procedimiento de historia de respuesta realizado de acuerdo con ASCE/SEI 7-16, sección 17.6.3.4 y SISCf. Todos los componentes no estructurales, serán diseñados con una fuerza sísmica horizontal F_p tomada como un valor fijo de $0.6W_p$.



Estos criterios pretenden que para edificios que cuenten con detalles estructurales y arquitectónicos típicos que cumplan con ASCE/SEI 7-16 y SISCF, el daño los componentes arquitectónicos debido al movimiento sísmico, sea menor que el 4% del costo de reparación del edificio, consistente con el objetivo de confiabilidad para estructuras de categoría III establecido en la Tabla 1.3-2 de ASCE/SEI 7-16.

- Para edificios de categoría de riesgo sísmico II y I: $R_I = 1.5$; las derivas laterales promedio de piso no excederán 0.0040 veces la altura del piso; las derivas laterales máximas de piso no excederán de 0.006 veces la altura del piso; y el valor promedio de las aceleraciones espectrales con 5% de amortiguamiento de los pisos ocupados, para un intervalo de períodos de 0.05 a 3seg, no excederá de 0.6g según lo determinado para el procedimiento de historia de respuesta realizado de acuerdo con ASCE/SEI 7-16, sección 17.6.3.4 y SISCF. Todos los componentes no estructurales, serán diseñados con una fuerza sísmica horizontal F_p tomada como un valor fijo de $0.8W_p$. Estos criterios pretenden que para edificios que cuenten con detalles estructurales y arquitectónicos típicos que cumplan con ASCE/SEI 7-16 y SISCF, el daño los componentes arquitectónicos debido al movimiento sísmico, sea menor que el 8% del costo de reparación del edificio, consistente con el objetivo de confiabilidad para estructuras de categoría II y I establecido en la Tabla 1.3-2 de ASCE/SEI 7-16 (Zayas et al., 2019).

Tabla III-21

Tabla 1.3-2 Objetivos de confiabilidad para la inestabilidad estructural causada por terremotos, Probabilidad condicional de falla por sismo

Table 1.3-2 Target Reliability (Conditional Probability of Failure) for Structural Stability Caused by Earthquake

Risk Category	Conditional Probability of Failure Caused by the MCE_R Shaking Hazard (%)
I & II	10
III	5
IV	2.5

Fuente: ASCE/SEI 7-16, 2017, p.3



Tabla III-22

Tabla C.3-1 Límites de criterios de resiliencia para las categorías de diseño de estructuras

Structure Design Criteria Applicable Under ASCE 7-16 Base Criteria for the Design Earthquake	Target Limit for Building Architectural & Structural Damage	Average Floor Spectra Aceleración Limit	Average of Peak Story Drift Limits	Maximun of Peak Story Drift Limits	Maximun of Peak Residual Story Drift Limits
SISCF Category IV	2%	0.3g	0.0020	0.0030	0.0000
SISCF Category III	4%	0.4g	0.0030	0.0045	0.0000
SISCF Category II	8%	0.6g	0.0067	0.0100	0.0000
Chapter 17 no SISCF	30%	1.0g	0.0133	0.0200	0.0000
Fixed Base DE	60%	1.3g	0.0200	0.0300	0.0200
Fixed Base MCE	100%	1.5g	0.0400	0.0500	0.0400

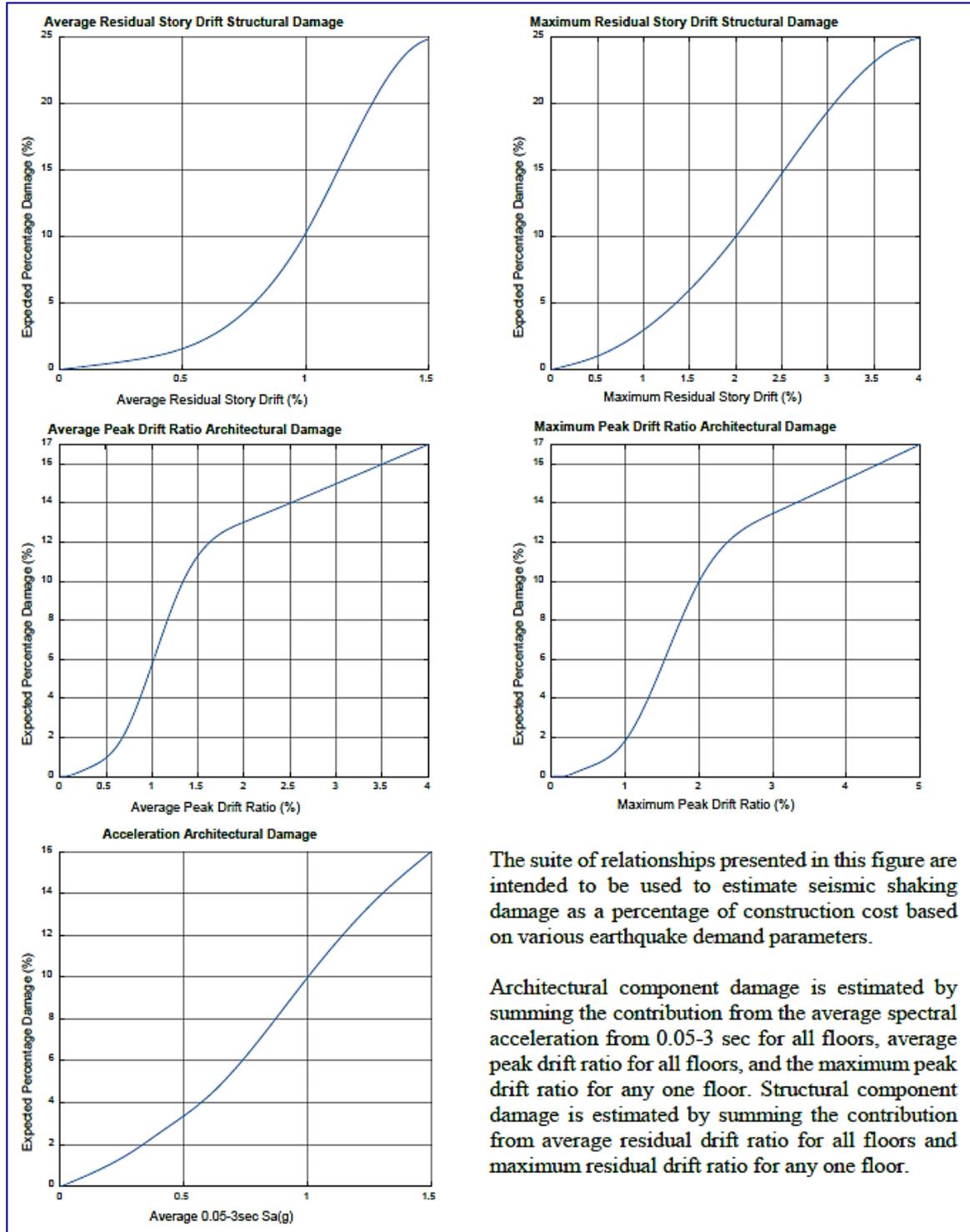
Fuente: Estándar de aislamiento sísmico para la funcionalidad continua SISCF, 2019, p.30

Tabla III-23

Tabla C.3-2 Contribuciones al daño arquitectónico y estructural del edificio

Structure Design Criteria Applicable Under ASCE 7-16 Base Criteria for the Design Earthquake	Target Limit for total Building Architectural & Structural Damage	Average Floor Spectra Aceleración Related Architect Damage	Average of Peak Story Drift Related Architect Damage	Maximun of Peak Story Drift Related Structural Damage	Maximun of Peak Residual Story Drift Related Structural Damage	Maximun of Peak Residual Story Drift Related Structural Damage
SISCF Category IV	2%	1.5%	0.25%	0.25%	0%	0%
SISCF Category III	4%	3%	0.5%	0.5%	0%	0%
SISCF Category II	8%	4%	2%	2%	0%	0%
Chapter 17 Only	30%	10%	10%	10%	0%	0%
Fixed Base DE	60%	14%	13%	13%	10%	10%
Fixed Base MCE	100%	16%	17%	17%	25%	25%

Fuente: Estándar de aislamiento sísmico para la funcionalidad continua SISCF, 2019, p.30



The suite of relationships presented in this figure are intended to be used to estimate seismic shaking damage as a percentage of construction cost based on various earthquake demand parameters.

Architectural component damage is estimated by summing the contribution from the average spectral acceleration from 0.05-3 sec for all floors, average peak drift ratio for all floors, and the maximum peak drift ratio for any one floor. Structural component damage is estimated by summing the contribution from average residual drift ratio for all floors and maximum residual drift ratio for any one floor.

Figura III-010. Figura C.3-2 Estimación de daños por movimiento sísmico, utilizado para seleccionar propiedades del aislador, tipo de estructura, y rigidez de piso

Fuente: Estándar de aislamiento sísmico para la funcionalidad continua SISCf, 2019, p.34



Los criterios de resiliencia especificados en las Tablas C.3-1 y C.3-2, y la Figura C.3-2 se desarrollaron utilizando un modelo representativo de edificios en base fija que cumplen con ASCE/SEI 7-16 en FEMA P-58 para estimar los límites aplicables para los costos de reparación asociados con los componentes arquitectónicos y estructurales. Los resultados obtenidos de los cálculos de daños con la metodología FEMA P-58 fueron calibrados con datos de daños en edificios de base fija durante el terremoto de North Ridge en 1994, utilizando el registro sísmico de North Ridge MUL para representar un evento de nivel DE; y también daños observados en edificios durante el terremoto de Ecuador de 2016, utilizando el registro sísmico APED de Ecuador para representar un evento de nivel MCE (Zayas et al., 2019).

Utilizando información extraída del análisis de este modelo, así como los daños reportados por los eventos sísmicos de North Ridge y de Ecuador, se desarrollaron las relaciones entre los parámetros de demanda sísmica y el daño medio esperado como un porcentaje del costo de construcción (Zayas et al., 2019). Se observó que los cálculos de daños que mejor se correlacionaban con el daño sísmico observado en el rango de estudios específicos de la aplicación FEMA P-58, resultaban de la combinación de los parámetros de: aceleración espectral promedio de piso, deriva de piso máxima promedio de la estructura, deriva máxima de piso, deriva residual inelástica promedio de piso y deriva residual inelástica máxima de piso. La combinación de estos cinco parámetros de respuesta estructural dio como resultado el método simplificado de estimación de daño arquitectónico y estructural especificado en los Tablas C.3-1 y C.3-2, y la Figura C.3-2 (Zayas et al., 2019).

Por otro lado, SISCF establece factores de seguridad por resistencia al corte y por desplazamiento para los aisladores, y son aplicados para la verificación en laboratorio de la capacidad de desplazamiento del aislador y su resistencia a corte, debiendo proyectarse aisladores con capacidades mayores que las de límite inferior para MCE utilizadas en el análisis, y que cumplan con al menos uno de los criterios que a continuación se citan, según corresponda a los tipos de aislador y estructura especificados:

- Para aisladores que mantienen una rigidez lineal de fuerza de restauración hasta desplazamientos por encima de $2.0D_M$, la resistencia a corte del aislador medida durante las excursiones de desplazamiento lateral positivo y



negativo no deben ser inferiores a 3.0 veces la resistencia a corte en D_D y la capacidad de movimiento requerida de todos los componentes afectados por los movimientos del aislador sísmico será $2.0D_M$.

- Para los sistemas de aislamiento donde todos los aisladores proporcionan una rigidez lateral K_d más allá de D_M correspondiente a un periodo natural de aislamiento de 0.75 a 2.5seg, la resistencia a corte del aislador medida durante las excursiones de desplazamiento lateral positivo y negativo no deben ser inferiores a 3.0 veces la resistencia a corte en D_D y la capacidad de movimiento requerida de todos los componentes afectados por los movimientos del aislador sísmico será $1.5D_M$.
- Para aisladores que no cumplan con los dos criterios antes mencionados pero que están instalados en estructuras que cuentan con componentes estructurales que constituyen un sistema de restricción de desplazamiento, el corte que se produce en desplazamientos mayores a D_M nos será menor que el corte medido en D_M y la capacidad de movimiento requerida de todos los componentes afectados por los movimientos del aislador sísmico debe ser 1.5 veces mayor que los desplazamientos ortogonales que activan el sistema de restricción de desplazamiento. Por otro lado, el Sistema de restricción se diseñará para una capacidad de fuerza lateral elástica en todas las direcciones de 3.0 veces la suma de las cortantes del modelo analítico de límite superior en D_D de todos los aisladores; y no comenzará a restringir los desplazamientos laterales a menos de $1.5D_M$, pero deberá tener la rigidez suficiente para evitar desplazamientos aislador superiores a $1.75D_M$ en los aisladores.
- Para sistemas de aislamiento instalados en estructuras que cumplen con los requisitos de las secciones 1.3.1.3, 12.2.1.1 y 17.2.4.5 de ASCE 7-16, y donde todos los aisladores proporcionan una rigidez lateral K_d más allá de D_D correspondiente a un período natural del sistema de aislamiento de 0.5 a 2.0seg; la resistencia a corte del aislador medida durante las excursiones de desplazamiento lateral positivo y negativo no deben ser inferiores a 5.0 veces el esfuerzo cortante medido en D_D , y la capacidad de movimiento de todos los componentes afectados por los movimientos del aislador será $1.25D_D$. También se demostrará que los aisladores y los miembros estructurales primarios permanecen estables para una carga sísmica igual a 1.5 veces



MCE_R , donde el análisis de la estructura incluye los efectos de grandes desplazamientos y cargas verticales excéntricas (Zayas et al., 2019).

Por su parte el sistema de calificación REDiTM indica que en la actualidad el objetivo de los códigos de diseño sísmico de edificios es proporcionar “seguridad de vida” a los ocupantes en el sismo de nivel de diseño (nivel con movimientos de terreno iguales a los 2/3 de MCE), esto significa que los ocupantes deberían poder escapar del edificio, pero no implica que el edificio pueda volver a ocuparse o, de hecho, si la reparación sería económicamente viable o no (REDiTM, 2013). Varios investigadores han estimado recientemente que las pérdidas financieras directas para los nuevos edificios aporricados diseñados con según los códigos de diseño sometidos a movimientos de "nivel de diseño", son superiores al 20% del valor total del edificio (como se citó en Terzic et al. 2012, Mayes et al. 2013), y la expectativa es que puedan ser inutilizables por más de 1 año (como se citó en Terzic et al. 2012). Los estudios se basaron en una metodología robusta para calcular pérdidas originalmente desarrolladas por Centro de Investigación en Ingeniería de Terremotos del Pacífico (PEER) y que se ha convertido la base para la evaluación de pérdidas de última generación descrita en FEMA P-58 (2013).

De esto se puede concluir que el objetivo de los códigos de diseño es sólo proteger la vida de los ocupantes, y que se permiten daños significativos en la estructura del edificio, componentes arquitectónicos y fachadas, equipos mecánicos y eléctricos, así como daño del contenido del edificio, siempre y cuando se cumpla el objetivo de código. Por lo tanto, no es sorprendente que cuando un gran terremoto golpea una región urbana las pérdidas debidas a daños de edificios e infraestructura son inmensas, las pérdidas directas incluyen los costos de la demolición después del terremoto, reparación y reposición de la funcionalidad, pero la vulnerabilidad más significativa son las pérdidas indirectas debido al tiempo de inactividad – la incapacidad de las personas para regresar a sus hogares o a sus puestos de trabajo – que es mucho más difícil de cuantificar: problemas sociales, sentido de comunidad y calidad de vida pueden afectar a las comunidades durante años e incluso décadas después de un terremoto (REDiTM, 2013). Por tal motivo el sistema de calificación REDiTM proporciona un marco para implementar el "diseño sísmico basado en la

resiliencia", definiendo a la resiliencia como, la capacidad de una organización o comunidad para recuperarse rápidamente después de un futuro gran terremoto.

El sistema de calificación REDi™ establece tres (03) categorías de clasificación, las cuales incorporan explícitamente la resiliencia del edificio (Building Resilience), que se traduce en la verificación del desempeño de la estructura y todos los componentes no estructurales, incluidos los componentes arquitectónicos, fachadas, equipos MEP y contenido del edificio. Cada categoría se encuentra complementada con un plan de contingencia post-evento, denominada planificación resiliente – organización resiliente (Organizational Resilience) y resiliencia del entorno (Ambient Resilience). La asignación del nivel de clasificación REDi™ es realizada mediante una evaluación de pérdidas (Loss Assessment), para verificar que se hayan adoptado las recomendaciones de los objetivos de resiliencia asociados con cada clasificación, medida en términos de tiempo de reocupación y pérdida financiera.

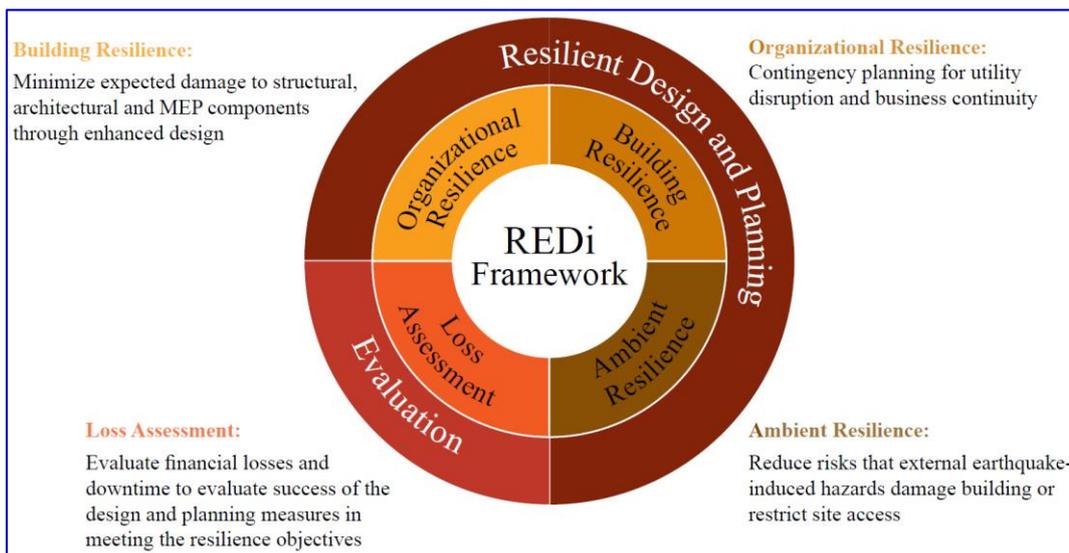


Figura III-011a. Hoja de ruta para la clasificación REDi™

Fuente: REDi™, 2013, p.8

Los objetivos básicos de resiliencia sísmica para los tres niveles del sistema de calificación REDi™ se resumen en la siguiente Figura. Estos se refieren al desempeño en el sismo de nivel de diseño DE. Los niveles de oro (gold) y platino (platinum) apuntan a lograr una reducción de cambio gradual en los riesgos por sismo en relación con los edificios diseñados por código al enfocarse en el estado



de reocupación inmediata, la recuperación funcional rápida y los bajos niveles de pérdida financiera directa. El nivel plata (Silver) no necesariamente logra la reocupación inmediata, pero la reducción sustancial de los daños causados y las medidas de planificación implementadas permiten que el tiempo requerido para lograr la recuperación funcional se limite a seis meses.

Baseline Resilience Objectives for Design Level Earthquake	
Platinum	<p>Downtime: Immediate Re-Occupancy (Green Tag expected) and Functional Recovery < 72 hours</p> <p>Direct Financial Loss: Scenario Expected Loss < 2.5%</p> <p>Occupant Safety: Physical injury due to failure of building components unlikely</p>
Gold	<p>Downtime: Immediate Re-Occupancy (Green Tag expected) and Functional Recovery < 1 month¹</p> <p>Direct Financial Loss: Scenario Expected Loss < 5%</p> <p>Occupant Safety: Physical injury due to failure of building components unlikely</p>
Silver	<p>Downtime: Re-Occupancy < 6 months (Yellow Tag possible) and Functional Recovery < 6 months¹</p> <p>Direct Financial Loss: Scenario Expected Loss < 10%</p> <p>Occupant Safety: Physical injury may occur from falling components (but not structural collapse), fatalities are unlikely</p>

¹ To achieve a Gold or Silver rating, it is permitted to assume that utilities would be restored within the timeframe corresponding to the functional recovery objective (i.e. utility disruption would not hinder functional recovery). Using this logic for Gold rated buildings, utilities may be assumed to be restored within 1 month after a design level earthquake. For Silver rated buildings, utilities may be assumed to be restored within 6 months after a design level earthquake. If there is evidence that any of the utilities would be disrupted for longer than the corresponding functional recovery timeframes, it must be reported to the Owner, but it will not disqualify the building from receiving either a Gold or Silver rating (see 1.2.1 in the REDi™ Guidelines and Criteria below).

Figura III-011b. Objetivos básicos para los tres (03) niveles de clasificación REDi™

Fuente: REDi™, 2013, p.11



3.8.5 MOVIMIENTOS SÍSMICOS PARA EL ANÁLISIS

El análisis para la evaluación de los dos tipos de diseño sísmico de la edificación principal del Hospital de Pacasmayo, que fueron comparados para efectos del presente trabajo de investigación, fue realizado con el procedimiento de análisis de Historia de respuesta o Tiempo-Historia, según lo indicado en el capítulo 17 de ASCE/SEI 7-16, aplicándose los criterios de peligro sísmico indicados en E.030. A su vez, la aplicación del procedimiento de análisis de Historia de respuesta, fue realizado utilizando siete (07) pares de movimiento sísmico, escalados espectralmente hasta el espectro de peligro uniforme MCE. Se empleó el método de ajuste espectral, indicado en la sección 3.3.2.f, para el escalado.

a. PELIGRO SÍSMICO

Los parámetros de peligro sísmico indicados en E.030, para determinar el espectro de peligro uniforme MCE, son los siguientes:

- Zonificación: Zona Z4, $Z=0.45$
- Perfil de suelo: Suelo S1, $S=1.00$, $T_P=0.40\text{seg}$, $T_L=2.50\text{seg}$
(Suelo de fundación: Grava pobremente gradada con arenas y finos, clasificado como GP).
- Coefficiente de amplificación sísmica: Se incluirán los valores correspondientes a periodos cortos.

$$T < 0.2T_P \quad : \quad C = 1 + 7.5 \left(\frac{T}{T_P} \right)$$

$$0.2T_P < T < T_P \quad : \quad C = 2.5$$

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

$$T > T_L \quad : \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P \times T_L}{T^2} \right)$$

- Categoría de la edificación: Categoría A1, $U=1$ (Hospital II-E)



b. ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME MCE y DE

Los espectros de peligro uniforme MCE y DE para la edificación principal del Hospital de Pacasmayo, según los parámetros de peligro sísmico indicados en E.030, se encuentran desarrollados en la Tabla III-20.



Tabla III-24

Espectro de peligro uniforme MCE y DE

ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME MCE y BDE - NTE E.030			
PARAMETROS SISMICOS E.030			
ZONA	Z4	Z =	0.45
SUELO	S1	S =	1.00
Periodo de plataforma		TP =	0.40
Periodo de desplazamientos constantes		TL =	2.50
CATEGORIA EDIFICACION	A1	U =	1.0
SISTEMA ESTRUCTURAL	MUR-EST	R =	1.00
Reducción básica:		R0 =	6
Sistema de la base:	Aisl-SISFC	R0' =	1
Irregularidad altura		Ia =	1.00
Irregularidad planta		Ip =	1.00

$S_D = ZUCS \cdot g$	$T < 0,2 T_p$	$C = 1 + 7,5 \cdot \left(\frac{T}{T_p}\right)$
	$T < T_p$	$C = 2,5$
$S_M = 1,5 \cdot ZUCS \cdot g$	$T_p < T < T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$
	$T > T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$

PSEUDOACELERACIONES - NTE E.030			
Periodo	Coef. Ampl. Sísmica	Pseudo Aceleración	
		BDE	MCE
T(seg)	C	SD(g)	SM(g)
0.00	1.00	0.450	0.675
0.05	1.09	0.492	0.738
0.08	1.14	0.513	0.770
0.10	2.50	1.125	1.688
0.15	2.50	1.125	1.688
0.20	2.50	1.125	1.688
0.25	2.50	1.125	1.688
0.30	2.50	1.125	1.688
0.35	2.50	1.125	1.688
0.40	2.50	1.125	1.688
0.45	2.22	1.000	1.500
0.50	2.00	0.900	1.350
0.55	1.82	0.818	1.227
0.60	1.67	0.750	1.125
0.65	1.54	0.692	1.038
0.70	1.43	0.643	0.964
0.75	1.33	0.600	0.900
0.80	1.25	0.563	0.844
0.85	1.18	0.529	0.794
0.90	1.11	0.500	0.750
0.95	1.05	0.474	0.711
1.00	1.00	0.450	0.675
1.10	0.91	0.409	0.614
1.20	0.83	0.375	0.563
1.30	0.77	0.346	0.519
1.40	0.71	0.321	0.482
1.50	0.67	0.300	0.450
1.60	0.63	0.281	0.422
1.70	0.59	0.265	0.397
1.80	0.56	0.250	0.375
1.90	0.53	0.237	0.355
2.00	0.50	0.225	0.338
2.10	0.48	0.214	0.321
2.20	0.45	0.205	0.307
2.30	0.43	0.196	0.293
2.40	0.42	0.188	0.281
2.50	0.40	0.180	0.270
2.60	0.37	0.166	0.250
2.70	0.34	0.154	0.231
2.80	0.32	0.143	0.215
2.90	0.30	0.134	0.201
3.00	0.28	0.125	0.188
3.50	0.20	0.092	0.138
4.00	0.16	0.070	0.105
4.50	0.12	0.056	0.083
5.00	0.10	0.045	0.068
6.00	0.07	0.031	0.047
7.00	0.05	0.023	0.034
8.00	0.04	0.018	0.026
9.00	0.03	0.014	0.021
10.00	0.03	0.011	0.017

**Espectro de Pseudoaceleraciones MCE y DBE
NTE E.030**

The graph plots Pseudoacceleration Sa(g) on the y-axis (0.000 to 2.000) against Periodo T(seg) on the x-axis (0.00 to 10.00). Two curves are shown: a blue line for E.030-MCE and a red line for E.030-DBE. Both curves show a peak at T=0.1s and then decay. Vertical dashed lines indicate TP at 0.4s and TL at 2.5s.

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

c. REGISTROS SÍSMICOS SELECCIONADOS

Se han seleccionado siete (07) registros de movimiento sísmico, cada registro con dos componentes horizontales. Los registros sísmicos seleccionados se describen a continuación:

- SISMO DEL 17.10.1966 LIMA, PERÚ

Se dispuso del registro acelerométrico de la estación Parque de la Reserva PRQ, situado sobre un perfil de suelo tipo S0.

Tabla III-25

Localización del evento – Sismo del 17.10.1966

Datos	
Fecha	17/10/1966
Hora	16:41:00
Latitud	-10.7
Longitud	-78.7
Magnitud	8.1 Mw
Profundidad	24 Km
Fuente	IGP



Fuente: REDACIS-CISMID, 2019, recuperado de:
<http://ceois.cismid-uni.org>

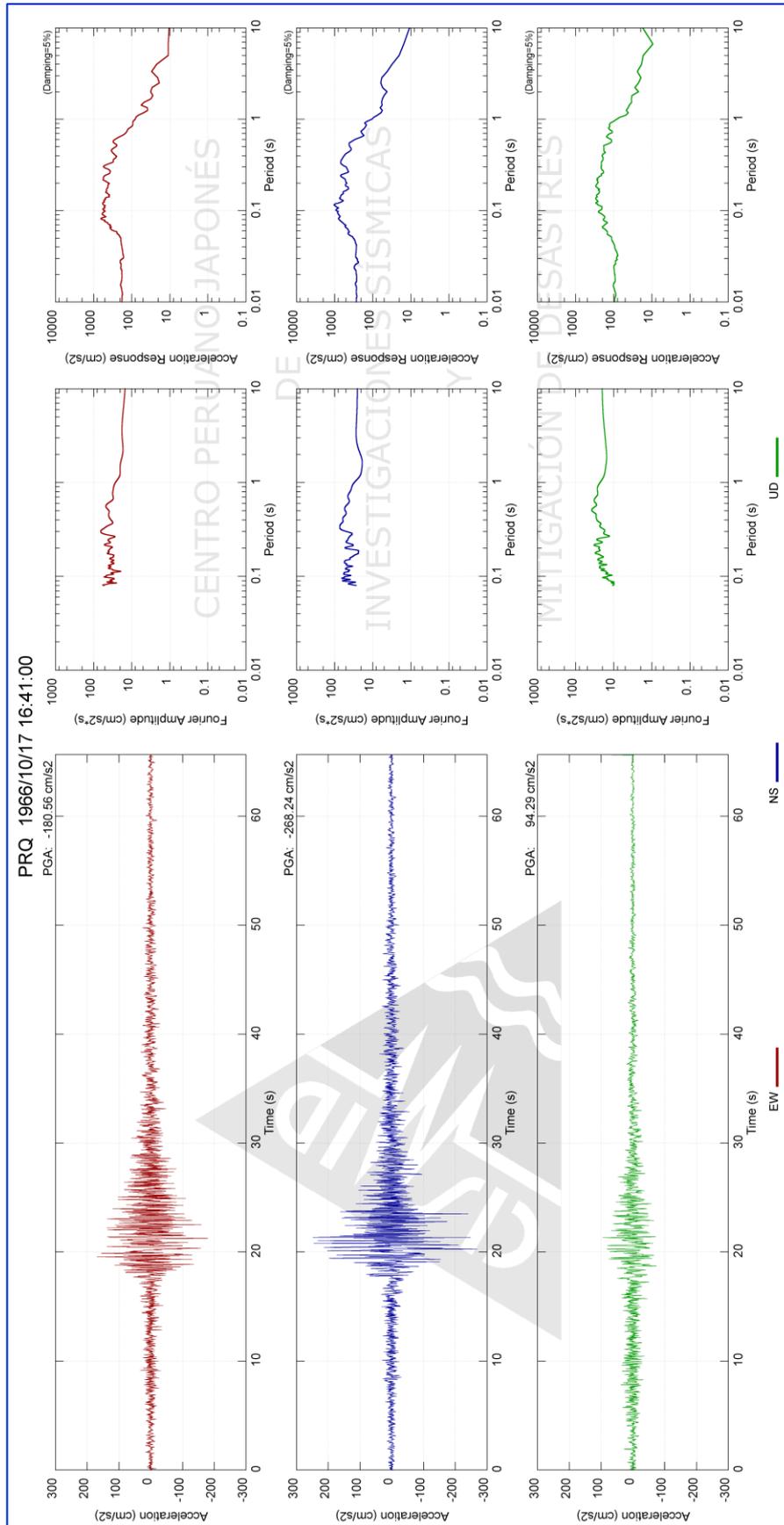


Figura III-012. Acelerogramas Estación PRQ – Sismo del 17.10.1966

Fuente: REDACIS-CISMID, 2019, Recuperado de: <http://ceois.cismid-uni.org>

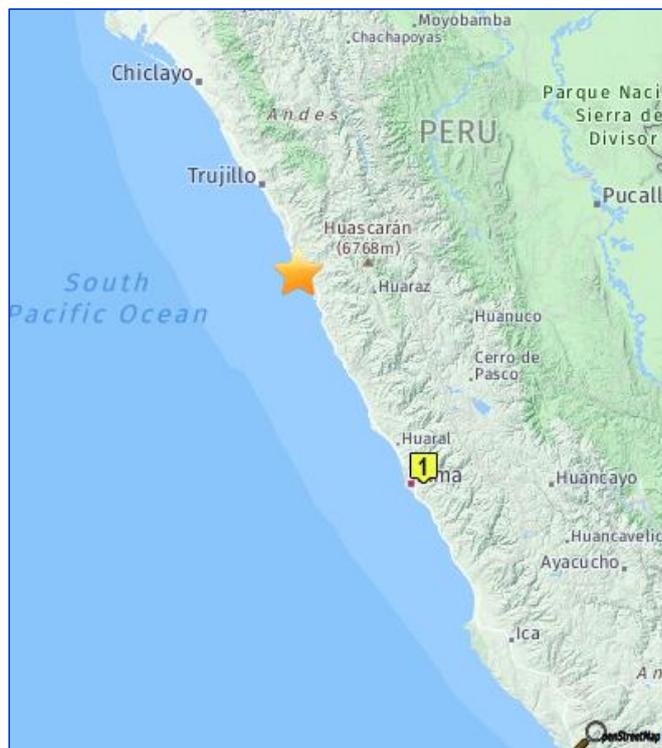
- SISMO DEL 31.05.1970 LIMA, PERÚ

Se dispuso del registro acelerométrico de la estación Parque de la Reserva PRQ, situado sobre un perfil de suelo tipo S0.

Tabla III-26

Localización del evento – Sismo del 31.05.1970

Datos	
Fecha	31/05/1970
Hora	15:23:00
Latitud	-9.36
Longitud	-78.87
Magnitud	6.6 mb
Profundidad	64 Km
Fuente	IGP



Fuente: REDACIS-CISMID, 2019, Recuperado de:
<http://ceois.cismid-uni.org>

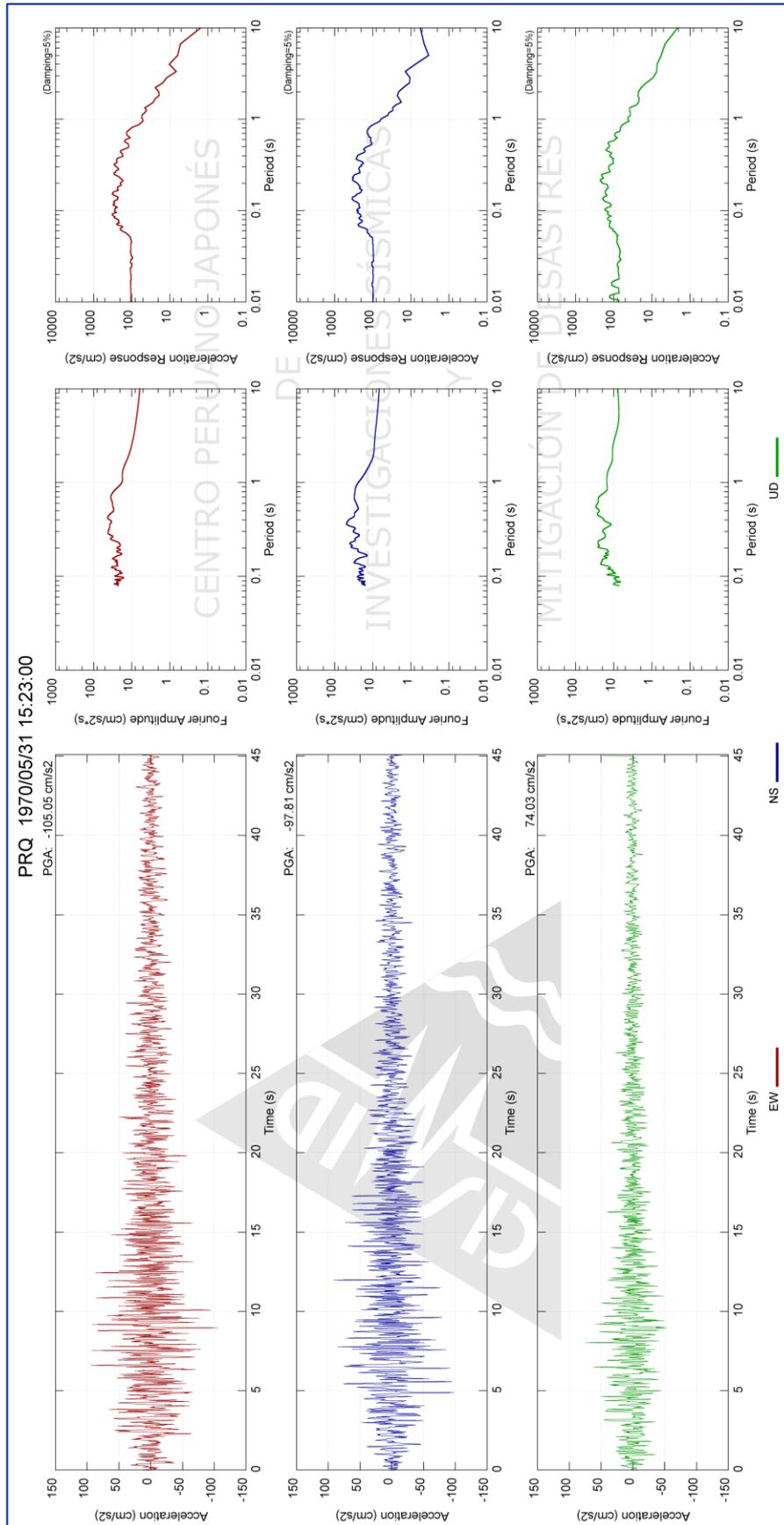


Figura III-013. Acelerogramas Estación PRQ – Sismo del 31.05.1970

Fuente: REDACIS-CISMID, 2019, Recuperado de: <http://ceois.cismid-uni.org>



- SISMO DEL 03.10.1974 LIMA, PERÚ

Se dispuso del registro acelerométrico de la estación Parque de la Reserva PRQ, situado sobre un perfil de suelo tipo S0.

Tabla III-27

Localización del evento – Sismo del 03.10.1974

Datos	
Fecha	3/10/1974
Hora	09:21:00
Latitud	-12.5
Longitud	-77.98
Magnitud	6.6 mb
Profundidad	13 Km
Fuente	IGP



Fuente: REDACIS-CISMID, 2019, Recuperado de:
<http://ceois.cismid-uni.org>

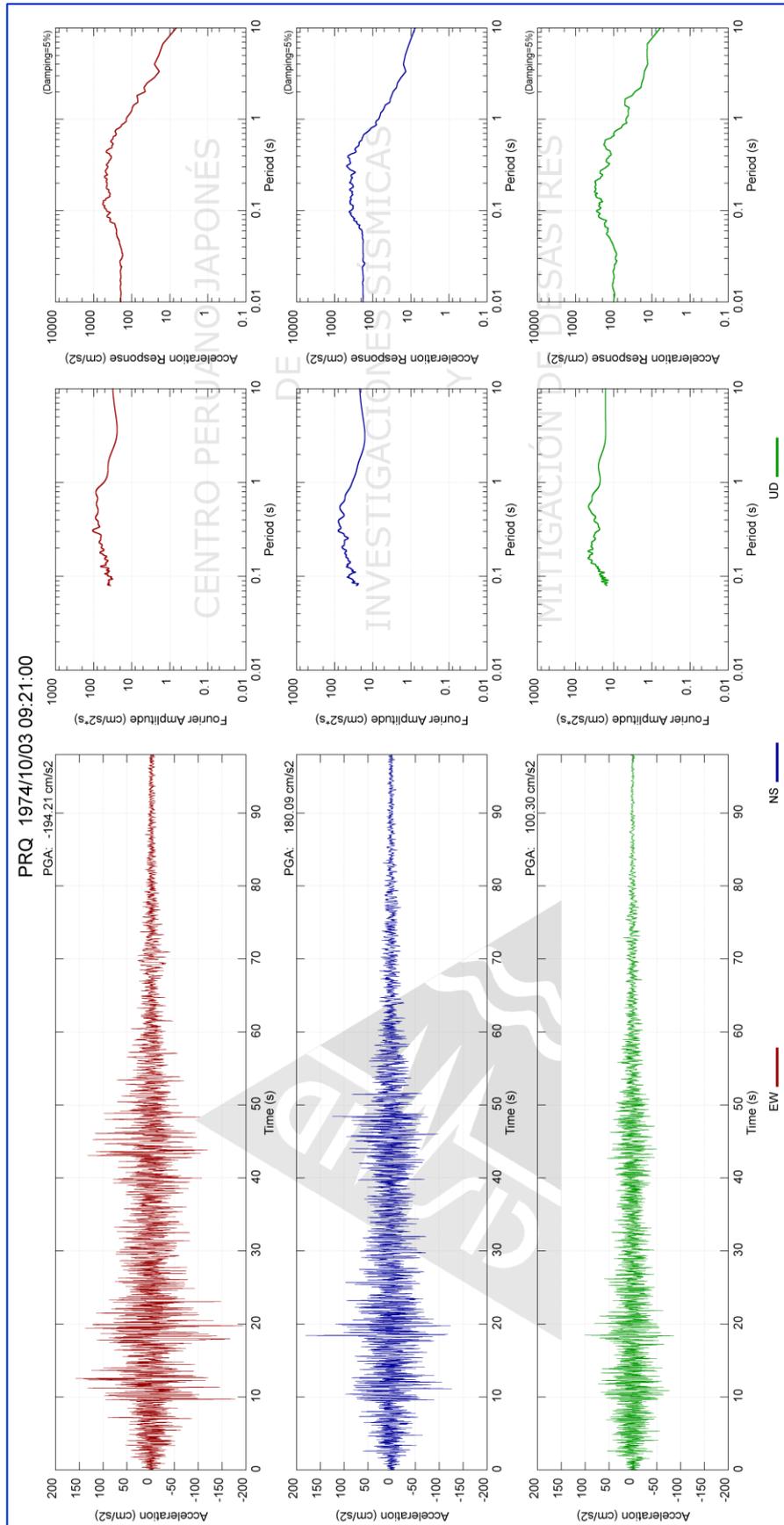


Figura III-014. Acelerogramas Estación PRQ – Sismo del 03.10.1974

Fuente: REDACIS-CISMID, 2019, Recuperado de: <http://ceois.cismid-uni.org>



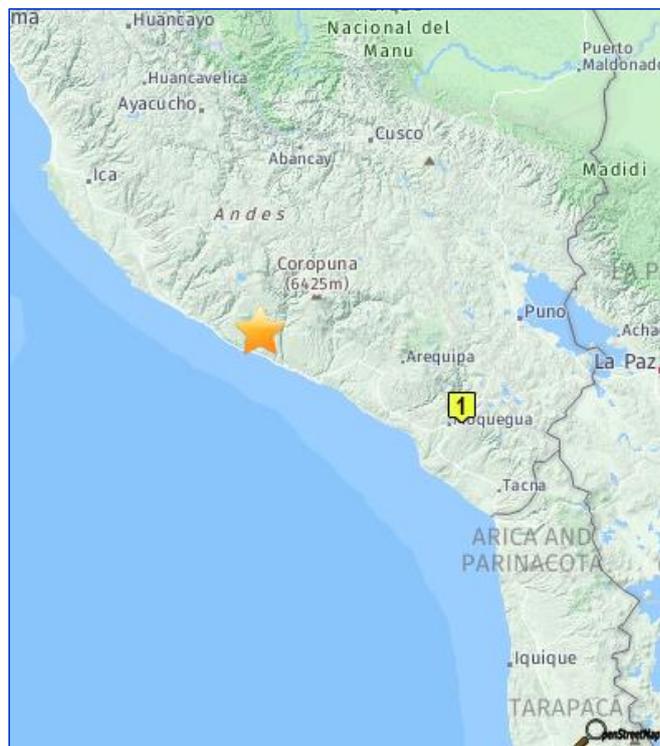
- SISMO DEL 23.06.2001 AREQUIPA, PERÚ

Se dispuso del registro acelerométrico de la estación Cesar Vizcarra Vargas MOQ001, situado sobre un perfil de suelo tipo S2.

Tabla III-28

Localización del evento – Sismo del 23.06.2001

Datos	
Fecha	23/06/2001
Hora	15:33:00
Latitud	-16.08
Longitud	-73.77
Magnitud	6.9 mb
Profundidad	33 Km
Fuente	IGP



Fuente: REDACIS-CISMID, 2019, Recuperado de:
<http://ceois.cismid-uni.org>

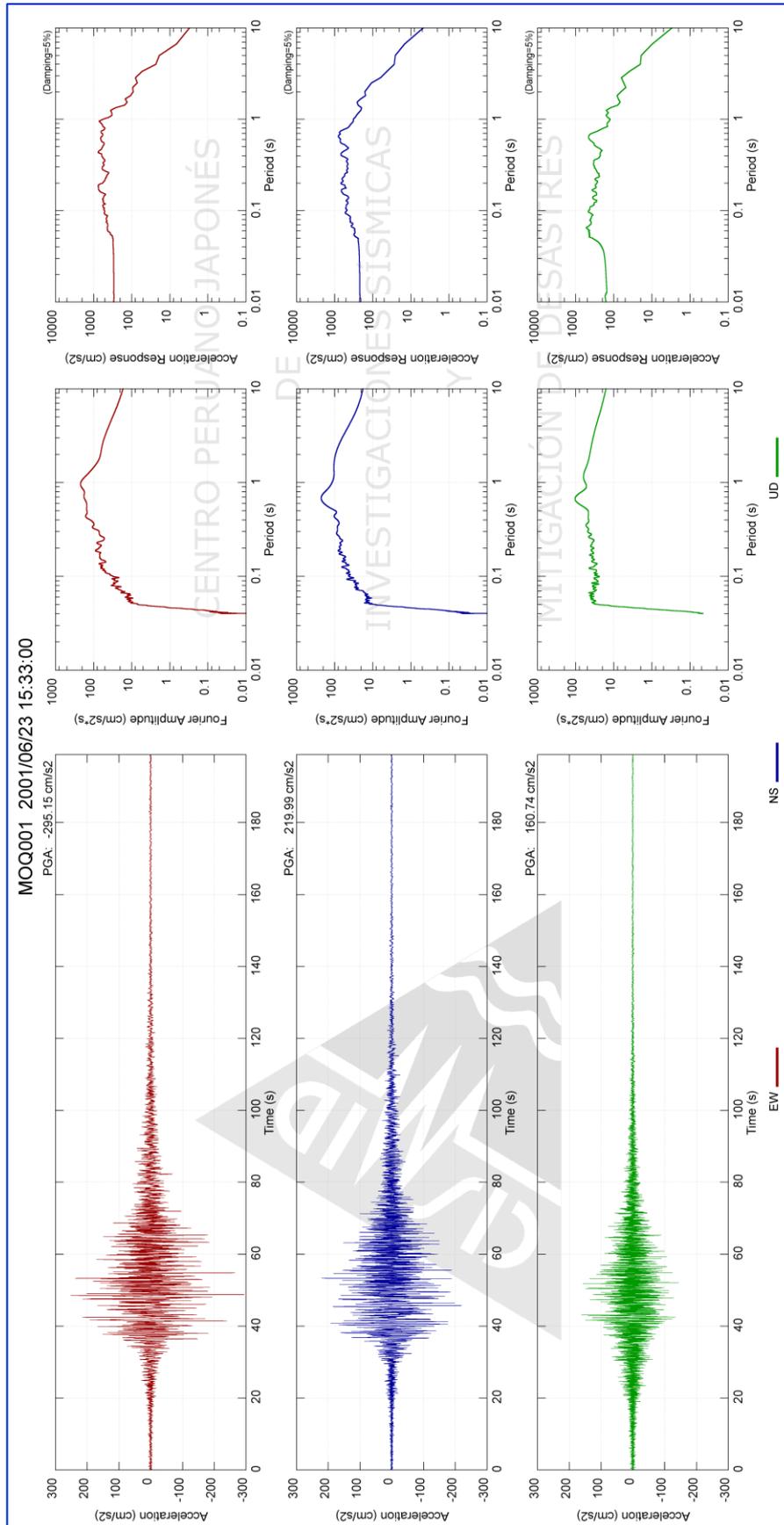


Figura III-015. Acelerogramas Estación MOQ001 – Sismo del 23.06.2001

Fuente: REDACIS-CISMID, 2019, Recuperado de: <http://ceois.cismid-uni.org>



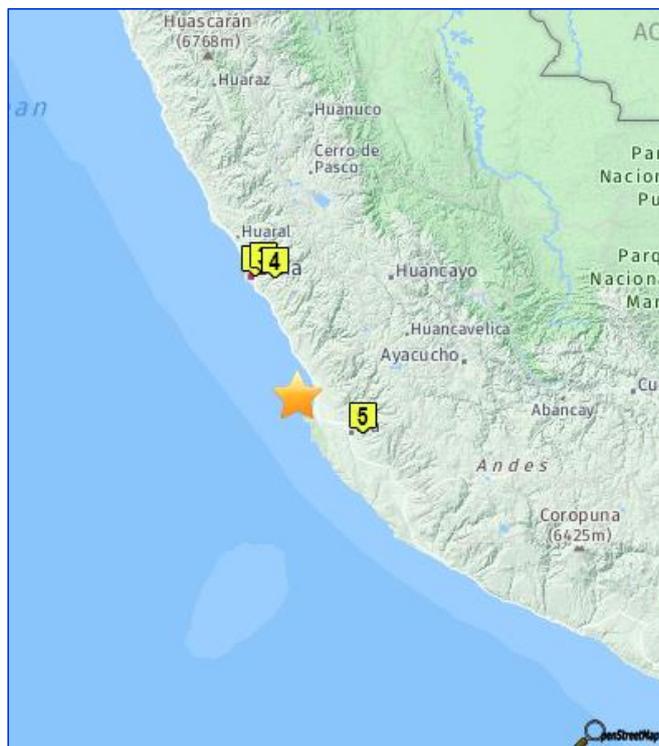
- SISMO DEL 15.08.2007 ICA, PERÚ

Se dispuso del registro acelerométrico de la estación UNICA ICA002, situado sobre un perfil de suelo tipo S3.

Tabla III-29

Localización del evento – Sismo del 15.08.2007

Datos	
Fecha	15/08/2007
Hora	18:40:58
Latitud	-13.67
Longitud	-76.76
Magnitud	7.9 Mw
Profundidad	40 Km
Fuente	IGP



Fuente: REDACIS-CISMID, 2019, Recuperado de:
<http://ceois.cismid-uni.org>

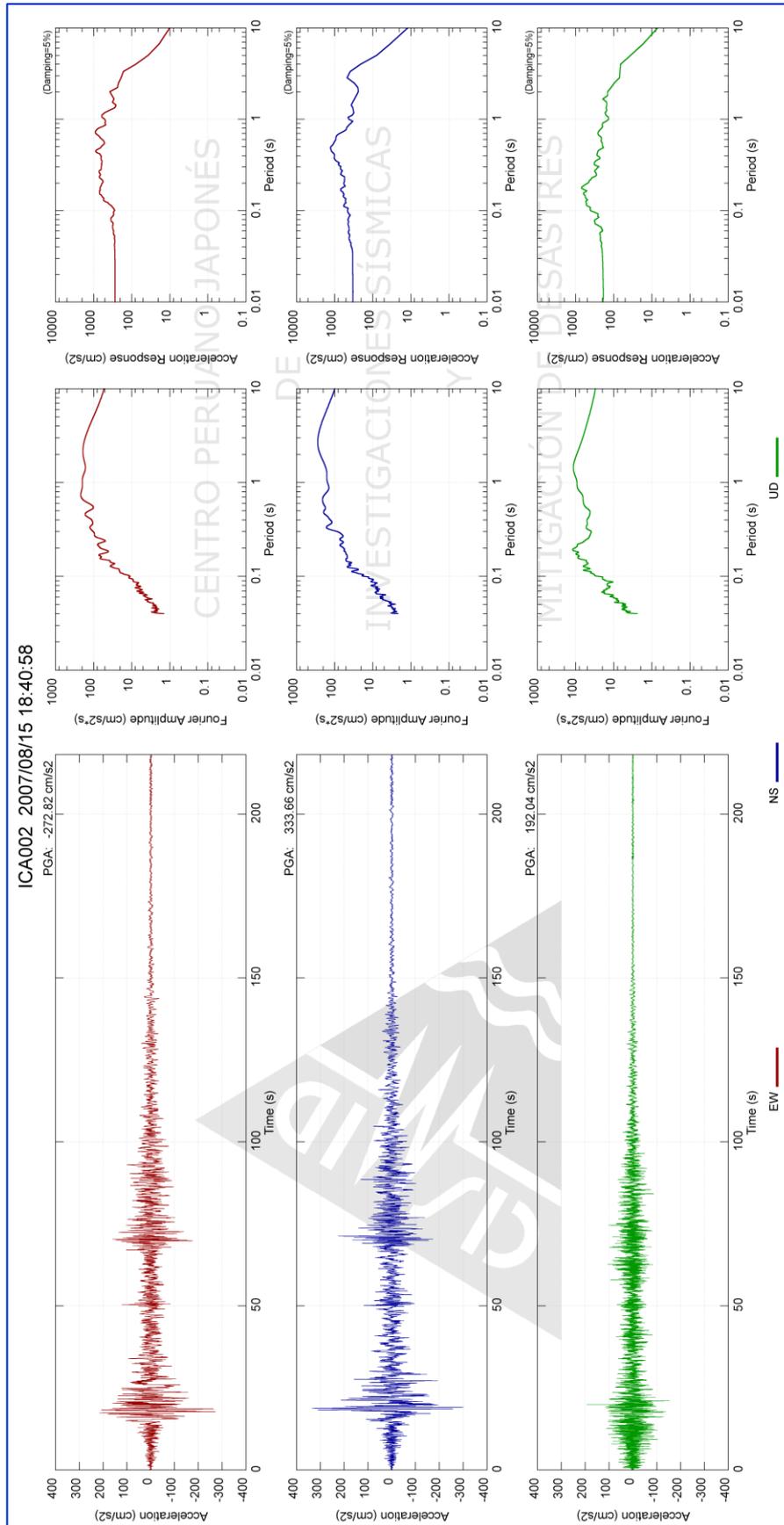


Figura III-016. Acelerogramas Estación ICA002 – Sismo del 15.08.2007

Fuente: REDACIS-CISMID, 2019, Recuperado de: <http://ceois.cismid-uni.org>

- SISMO DEL 27.02.2010 MAULE, CHILE

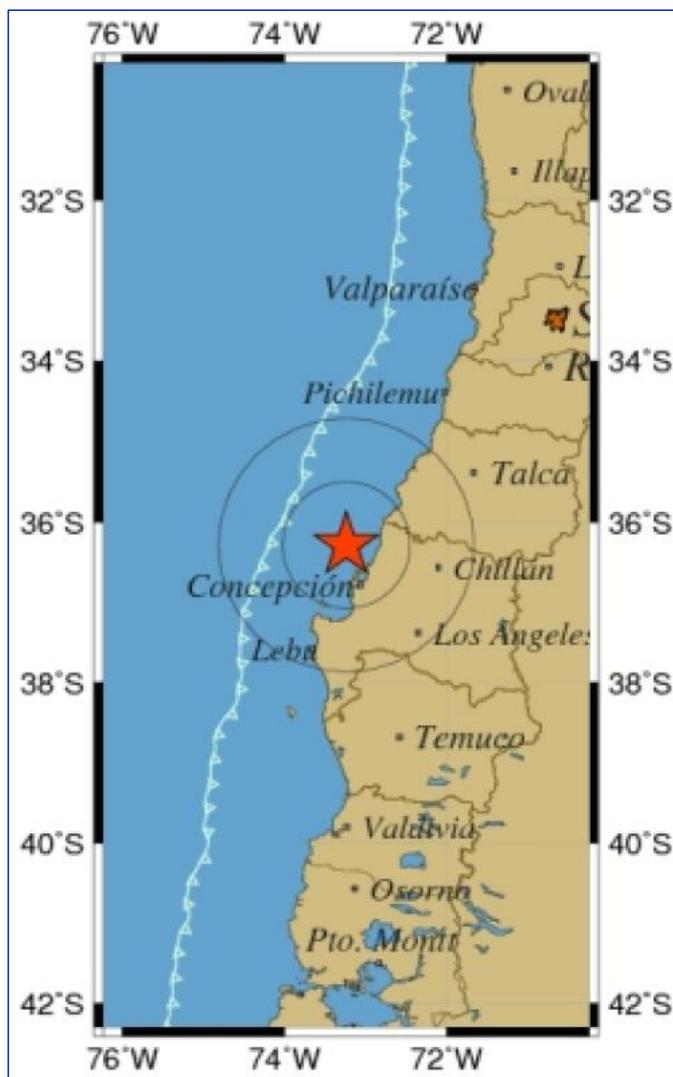
Se dispuso del registro acelerométrico de la estación Constitución, situado sobre un perfil de suelo tipo S2.

Tabla III-30

Localización del evento – Sismo del 27.02.2010

HIPOCENTRO	
Hora UTC	: 06:34:08 27/02/2010
Latitud	: -36° 17' 23"
Longitud	: -73° 14' 20"
Profundidad	: 30.1 Km
Magnitud	: 8.8 (Mw) GS
Fuente	: Servicio Simológico (U. de Chile)

Referencia: 43 Km al SO de Cobquecura



Fuente: Adaptado del INFORME RENADIC Rev. 2 TERREMOTO MAULE, 2010

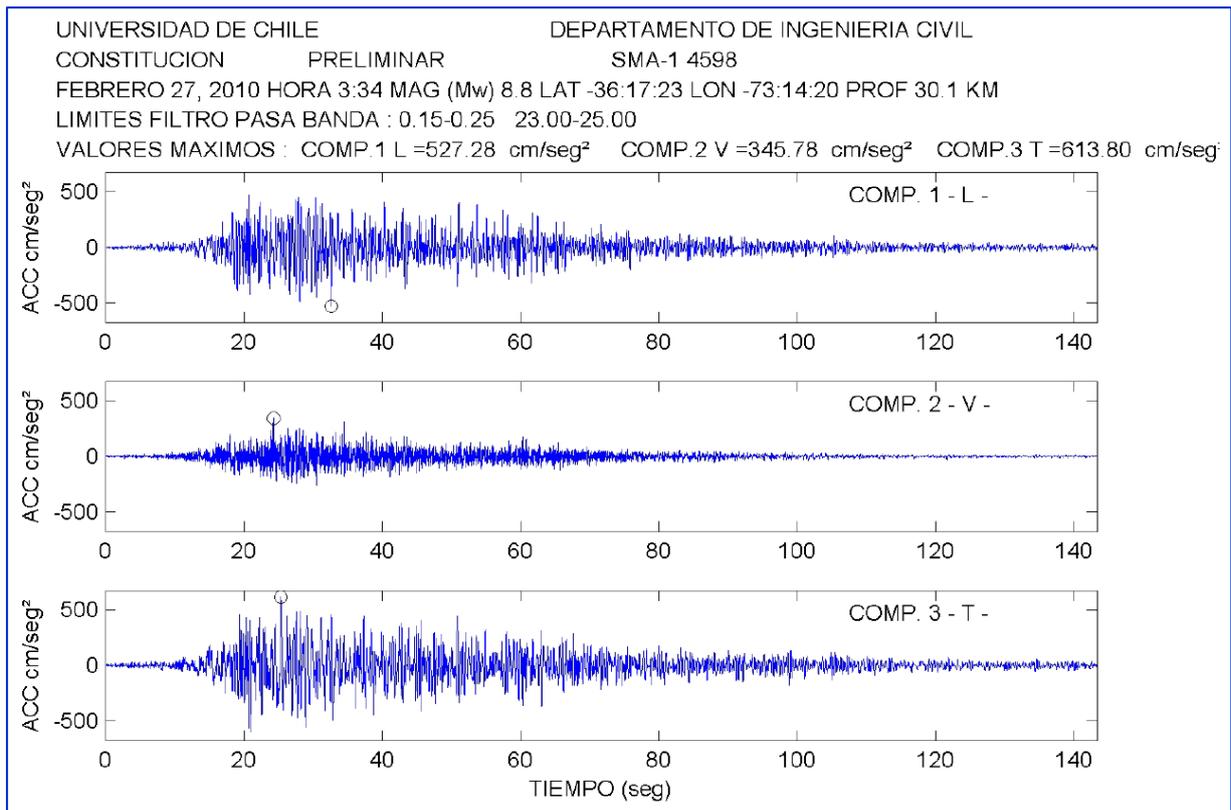


Figura III-017a. Acelerogramas Estación Concepción – Sismo del 27.02.2010

Fuente: INFORME RENADIC Rev. 2 TERREMOTO MAULE, 2010

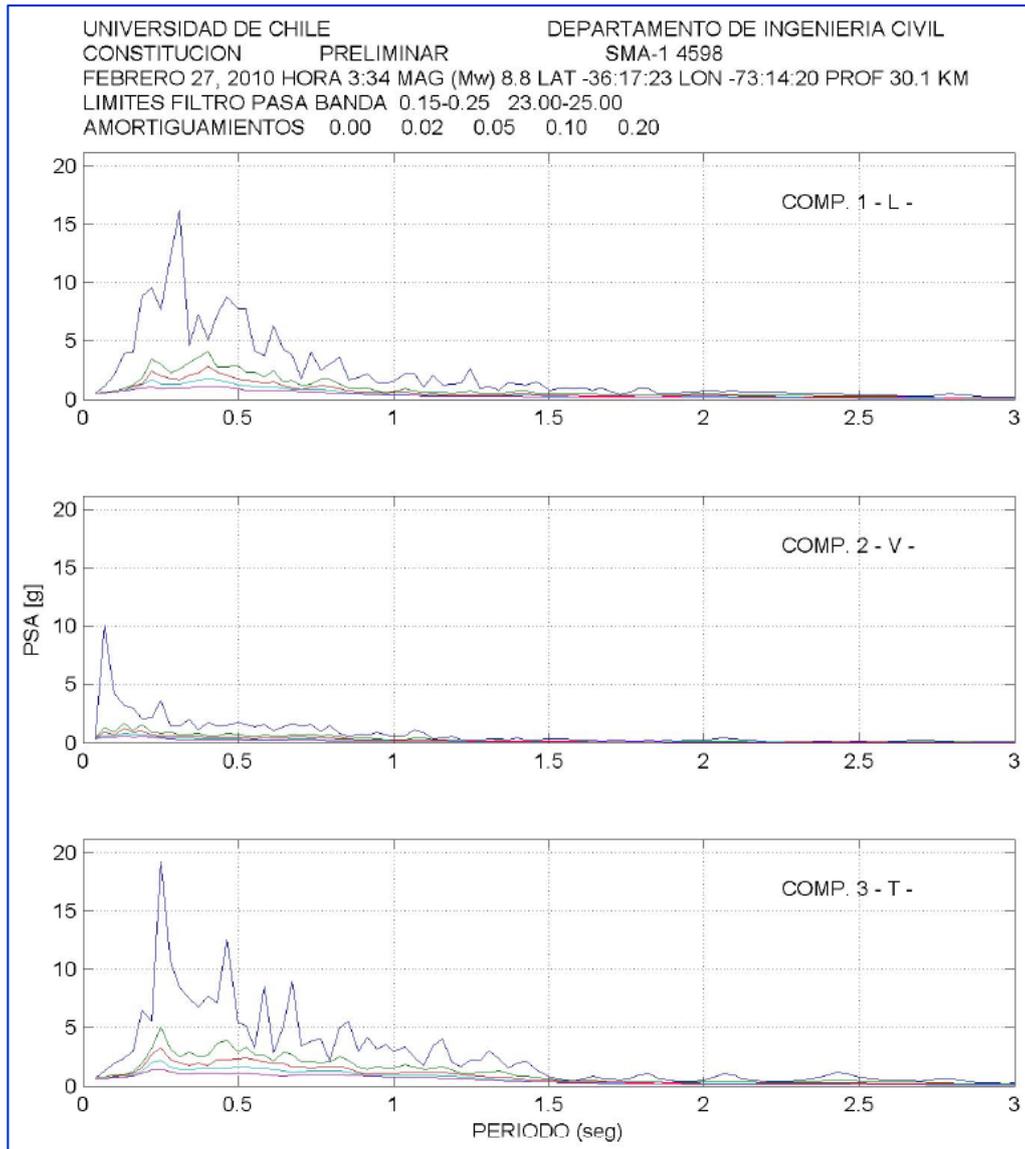


Figura III-017b. Espectros de respuesta Estación Concepción – Sismo del 27.02.2010

Fuente: INFORME RENADIC Rev. 2 TERREMOTO MAULE, 2010

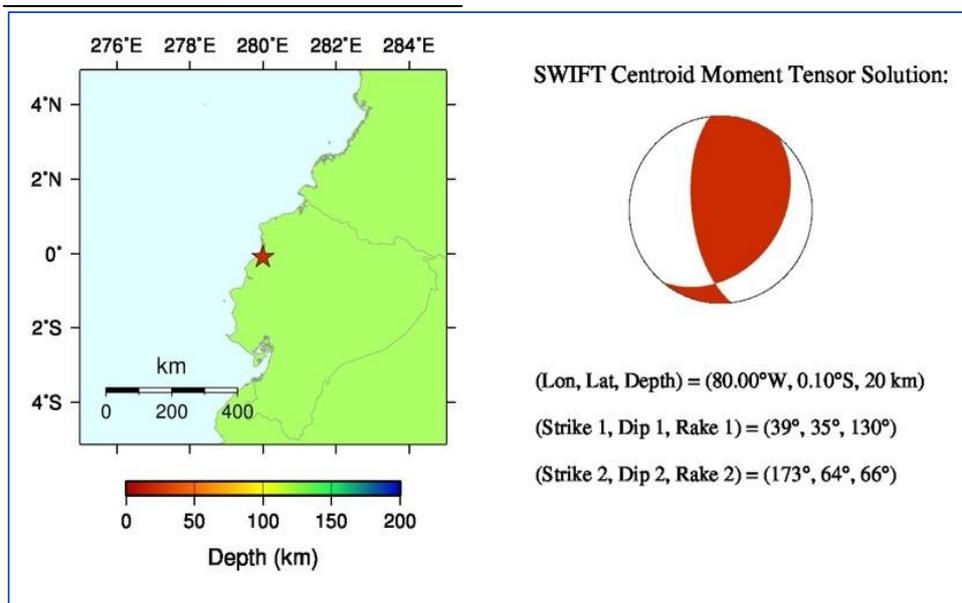
- SISMO DEL 16.04.2016 MANABÍ, ECUADOR

Se dispuso del registro acelerométrico de la estación Manta AMNT, situado sobre un perfil de suelo tipo S1.

Tabla III-31

Localización del evento – Sismo del 16.04.2016

Datos	
Fecha	16/04/2016
Hora	18h58 (Local)
Magnitud	7.8 Mw
Epicentro	Pedernales, Manabí
Profundidad	20 Km
Fuente	IG-EPN



Fuente: Adaptado de INFORME SÍSMICO ESPECIAL N° 8 – 2016 IGEPN, 2016

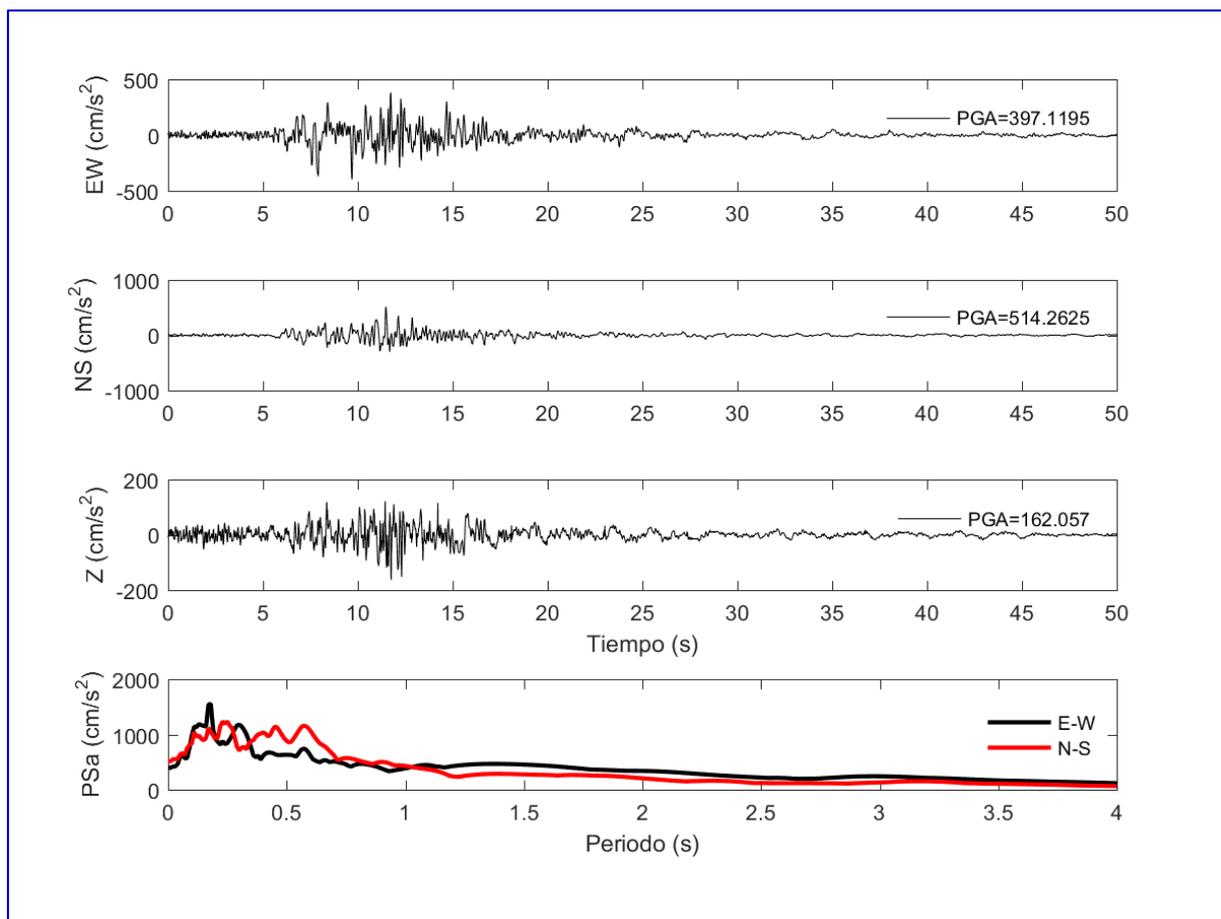


Figura III-018. Acelerogramas Estación AMNT – Sismo del 16.04.2016

Fuente: TERREMOTO DEL 16 DE ABRIL DE 2016, IGEPN, Recuperado de: <https://www.igepn.edu.ec>

En el siguiente Tabla se resumen las características acelerométricas de los siete (07) pares de movimientos sísmicos seleccionados para el análisis:

Tabla III-32

Movimientos sísmicos utilizados para el análisis

MOVIMIENTOS SÍSMICOS UTILIZADOS PARA EL ANÁLISIS						
REGISTRO SÍSMICO			EPICENTRO (UBICACIÓN)	COMP	ACEL. MÁX. PGA (g)	
COD	ESTACIÓN	FECHA			Comp. 1	Comp. 2
01	PRQ	1966	Lima, Perú	E-W, N-S	0.184	0.273
02	PRQ	1970	Ancash, Perú	E-W, N-S	0.107	0.100
03	PRQ	1974	Lima, Perú	E-W, N-S	0.198	0.184
04	MOQ001	2001	Arequipa, Perú	E-W, N-S	0.301	0.224
05	ICA001	2007	Ica, Perú	E-W, N-S	0.278	0.340
06	constitucion	2010	Maule, Chile	L, T	0.527	0.613
07	AMNT	2016	Manabí, Ecuador	E-W, N-S	0.390	0.524

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019.



d. MÉTODO DEL AJUSTE ESPECTRAL

El método es descrito en la sección 3.3.2.f, y fue realizado en el dominio de las frecuencias, escalando las ordenadas del espectro de Fourier de la señal sísmica a las ordenadas del espectro de Fourier correspondientes al espectro MCE. El ajuste espectral en el dominio de las frecuencias fue realizado con la asistencia del programa ETABS 17.0.1, para cada par de movimiento sísmico. Cabe indicarse que en el ajuste espectral no solo se incrementa el valor de las aceleraciones, sino que también se modifica el contenido de frecuencias de la señal sísmica, haciendo que sean muy cercanas a las frecuencias del sismo uniforme MCE, en otras palabras, se trata de un nuevo movimiento sísmico con el mismo origen sismogénico, pero con distintas características dinámicas.

- SISMO DEL 17.10.1966 LIMA, PERÚ

Se presenta el ajuste espectral del evento sísmico para las componentes horizontales E-W y N-S, así como el contenido de frecuencias o espectro de Fourier del movimiento sísmico original y del escalado.

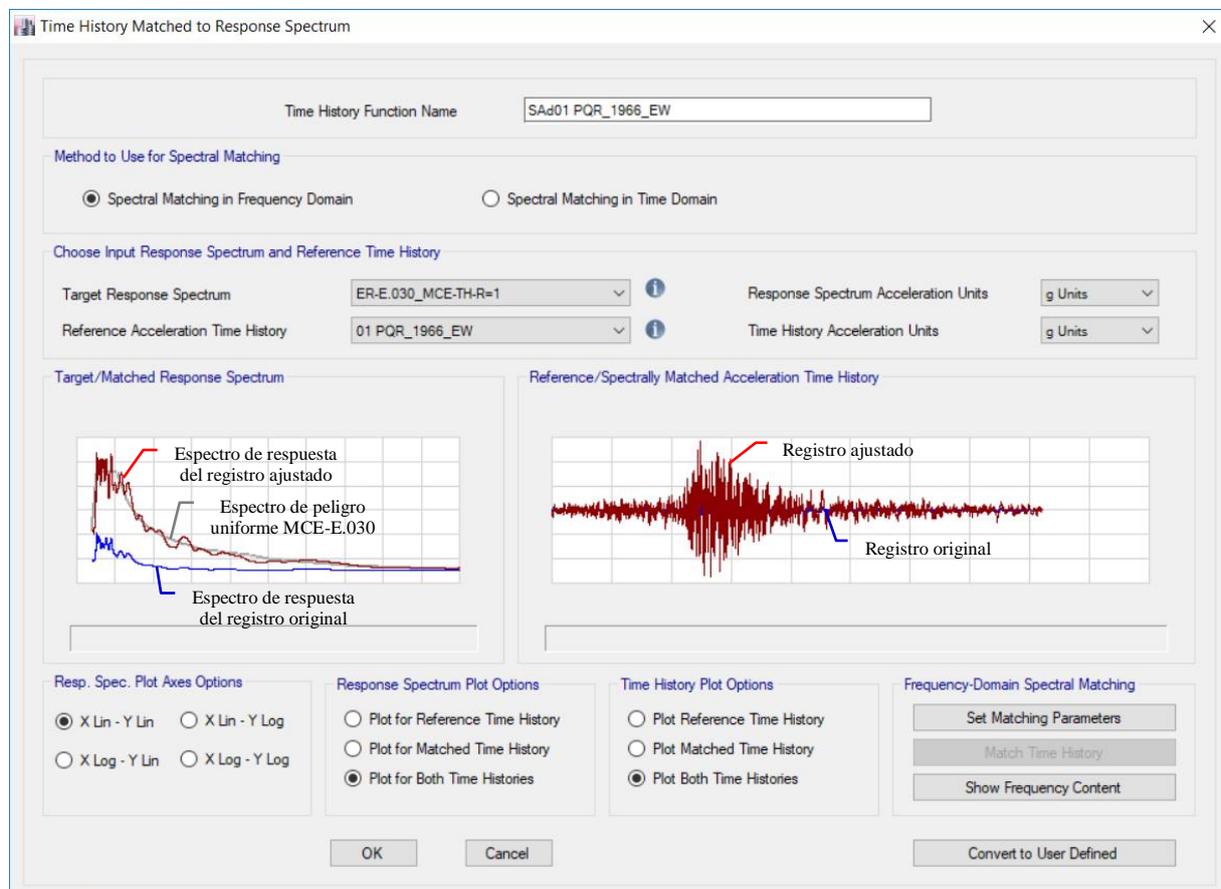


Figura III-019. Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente E-W Sismo del 17.10.1966 Lima, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

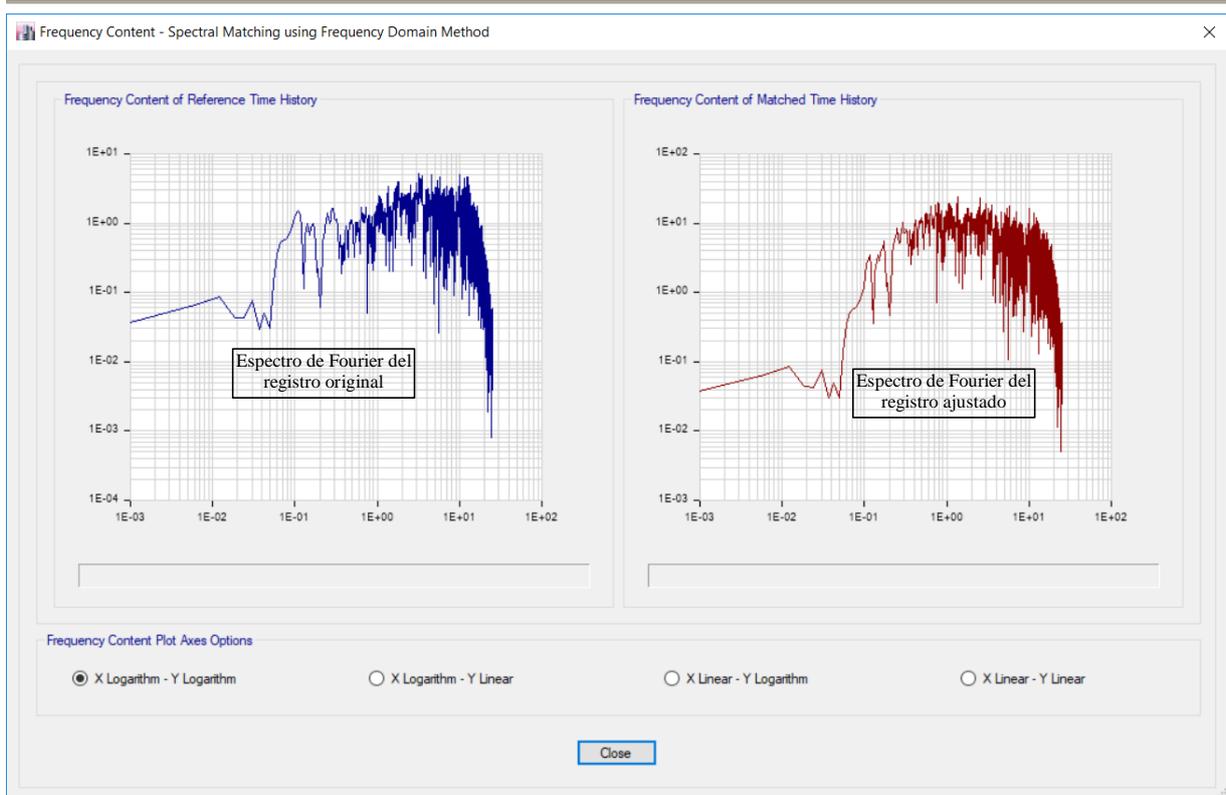


Figura III-020. Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente E-W Sismo del 17.10.1966 Lima, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

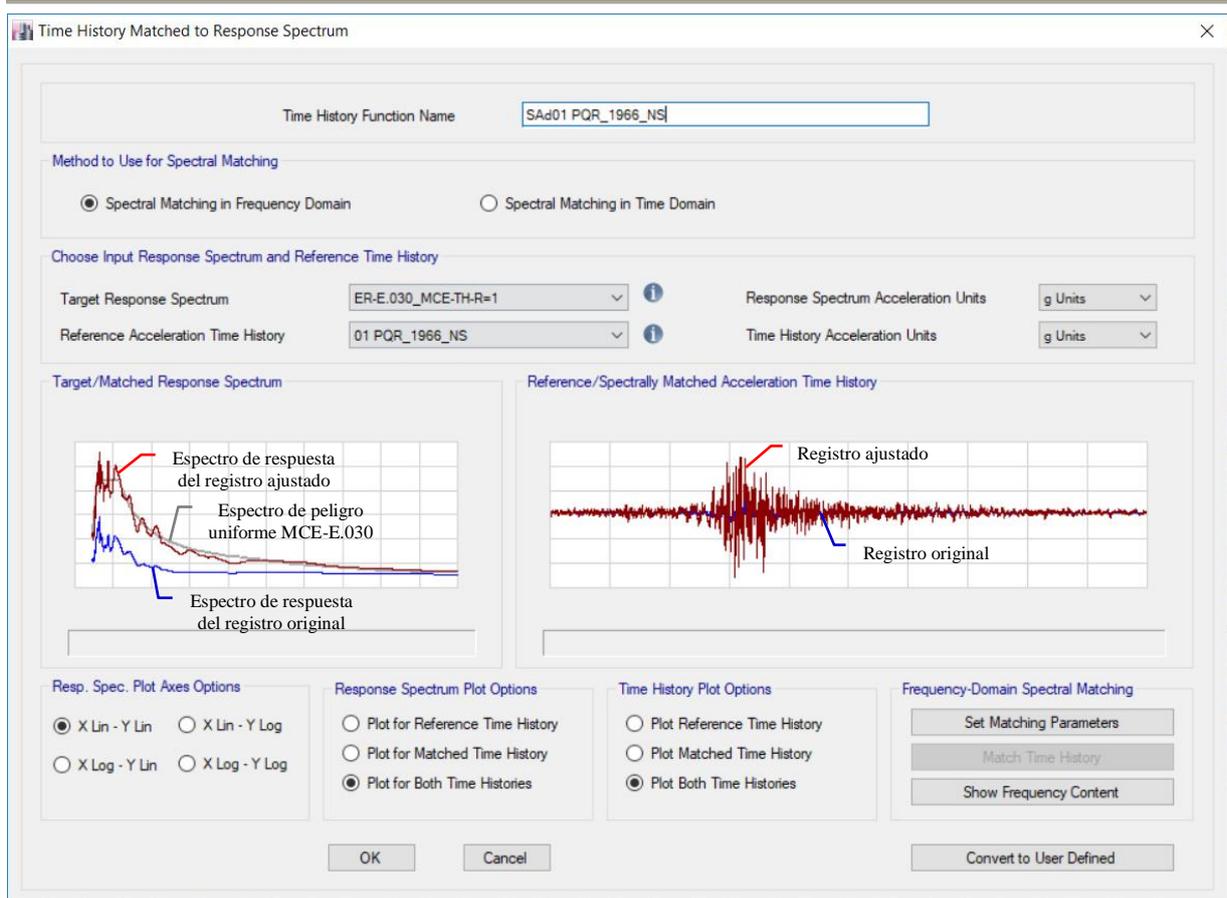


Figura III-021. Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente N-S Sismo del 17.10.1966 Lima, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

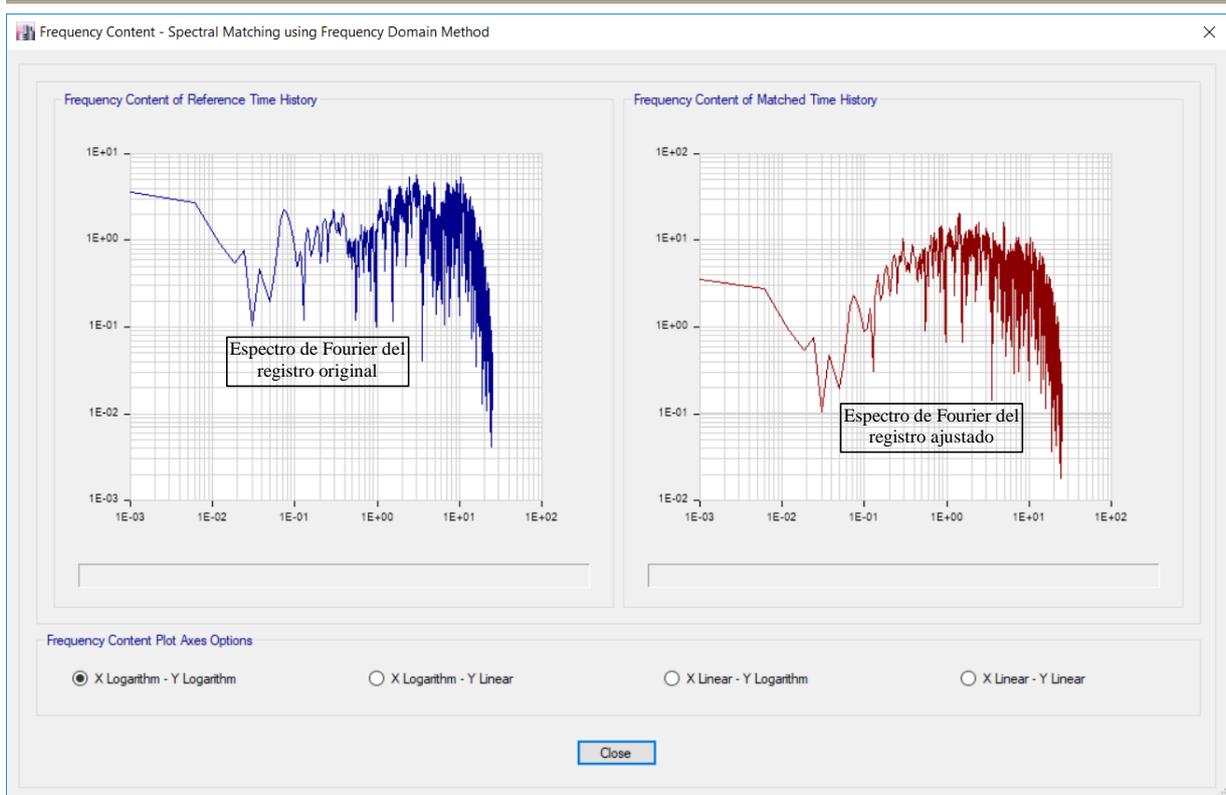


Figura III-022. Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente N-S Sismo del 17.10.1966 Lima, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

b. SISMO DEL 31.05.1970 ANCASH, PERÚ

Se presenta el ajuste espectral del evento sísmico para las componentes horizontales E-W y N-S, así como el contenido de frecuencias o espectro de Fourier del movimiento sísmico original y del escalado.

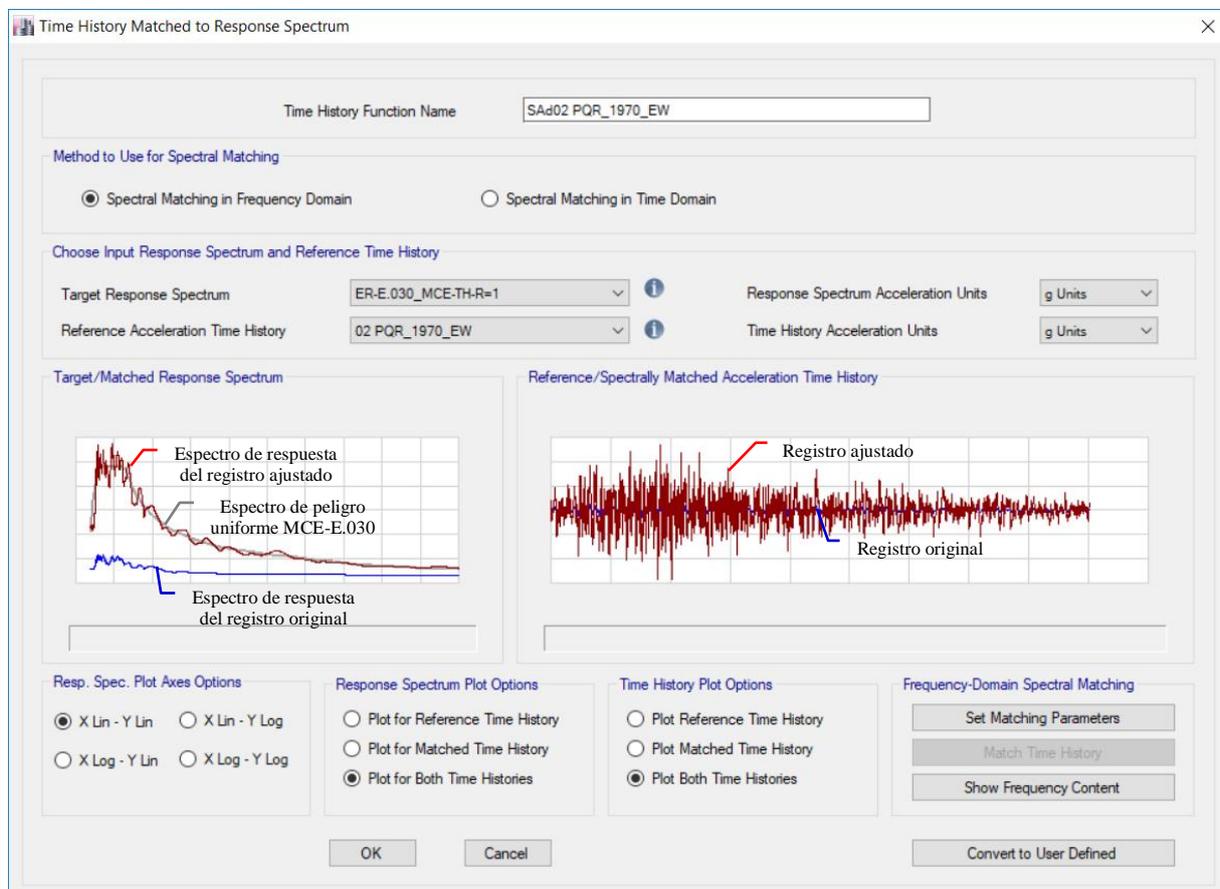


Figura III-023. Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente E-W Sismo del 31.05.1970 Ancash, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

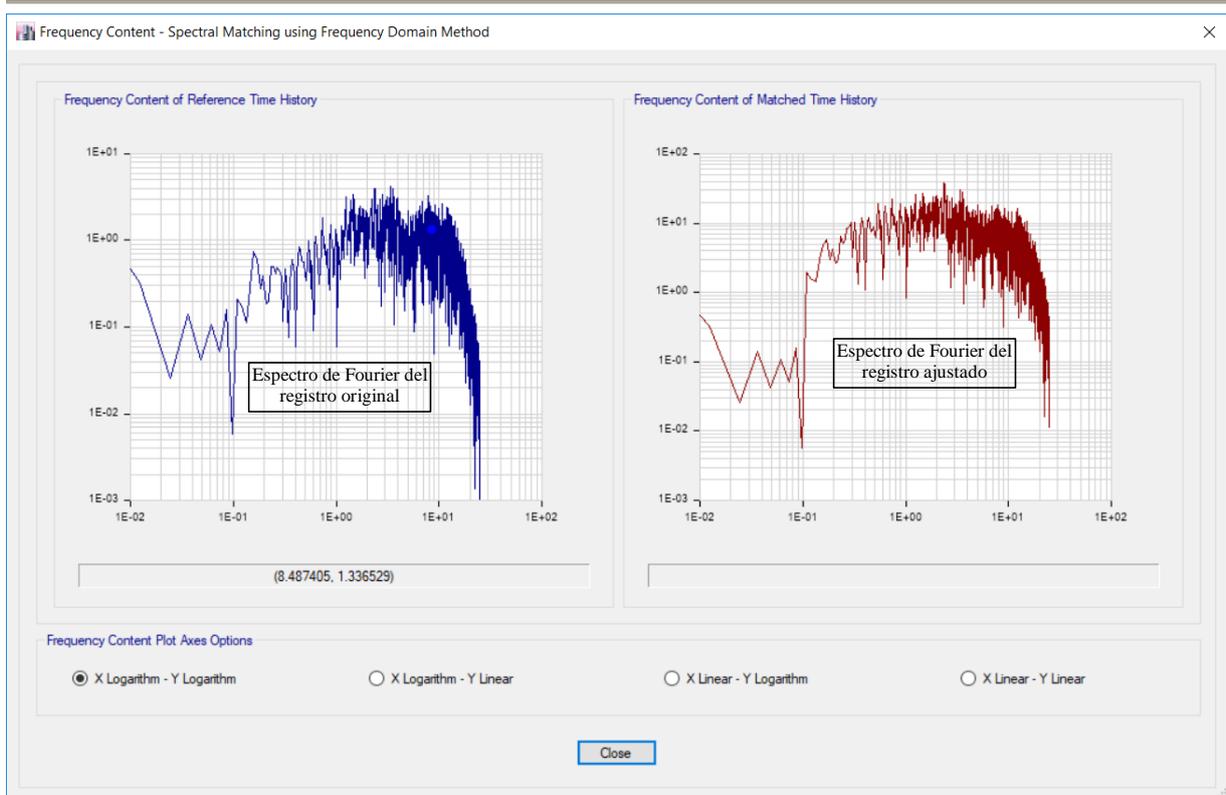


Figura III-024. Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente E-W Sismo del 31.05.1970 Ancash, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

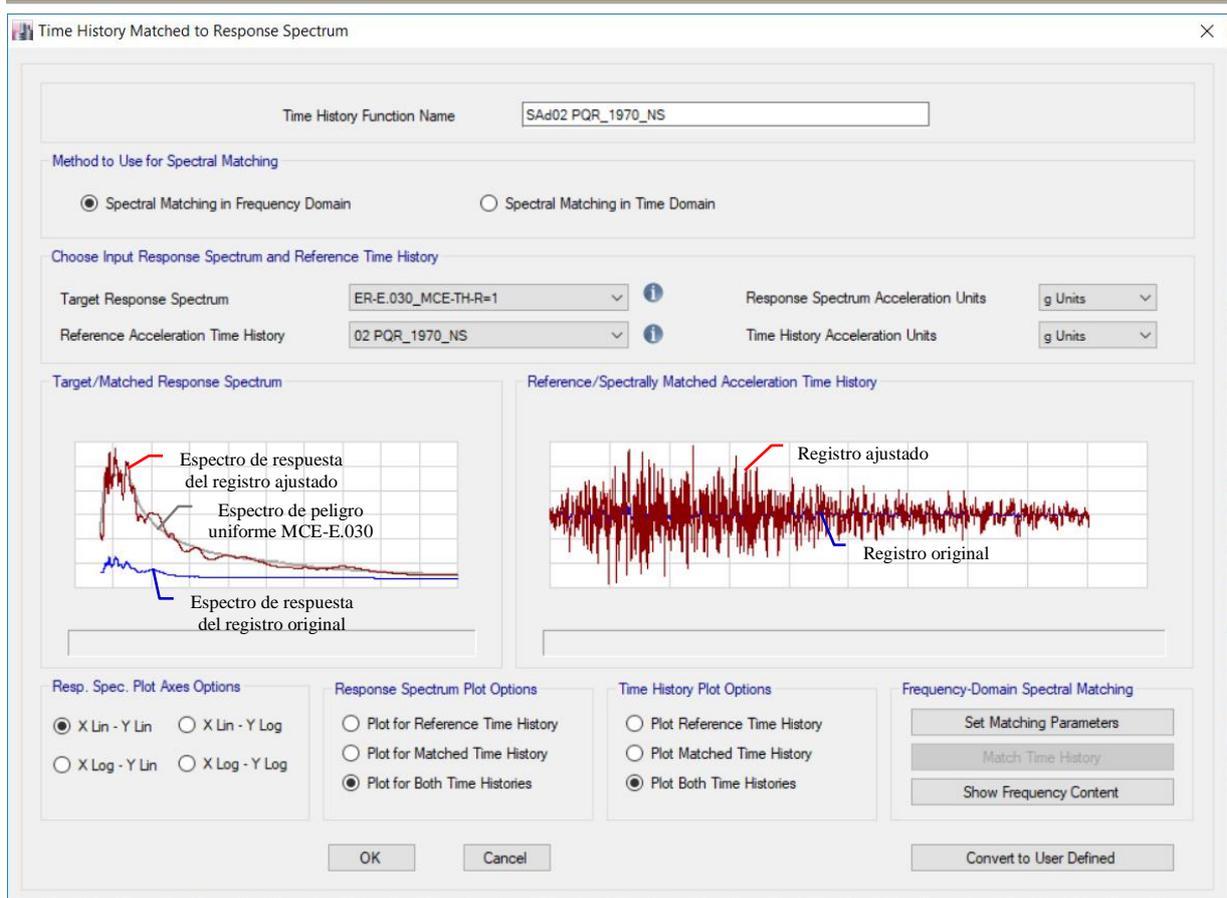
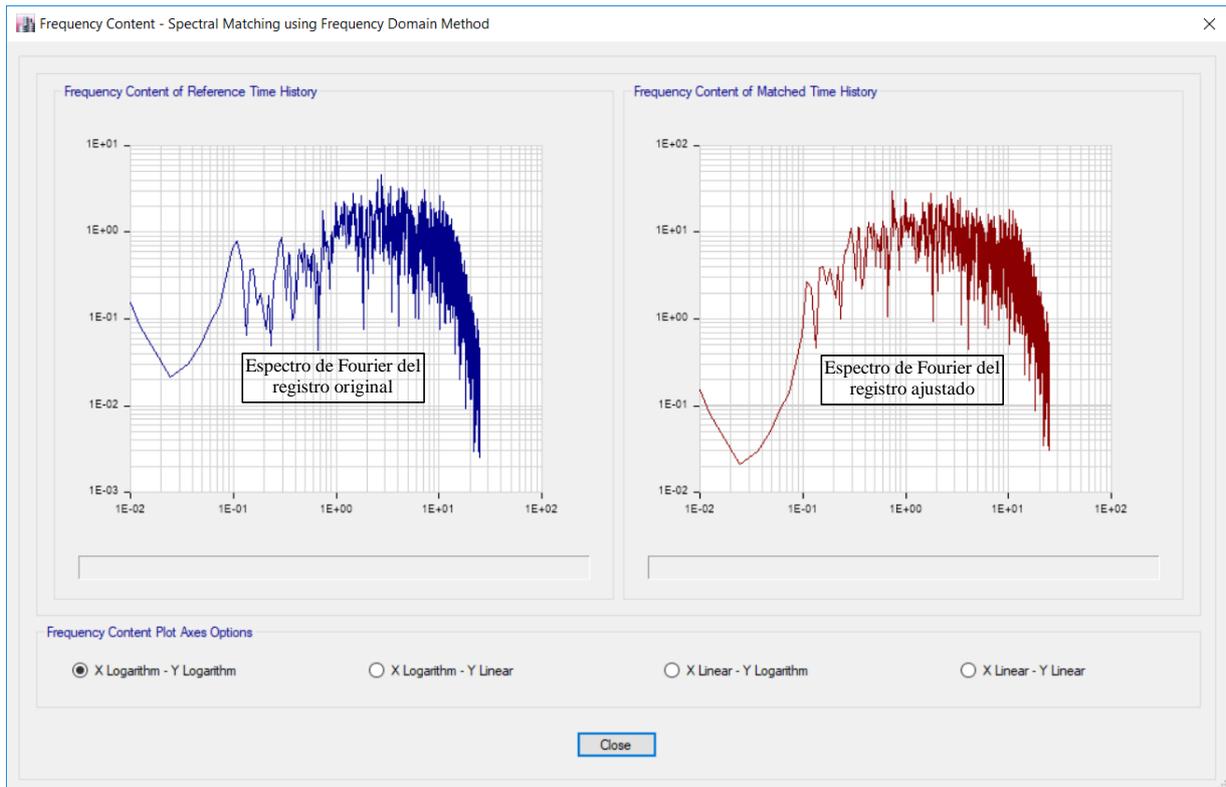


Figura III-025. Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente N-S Sismo del 31.05.1970 Ancash, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



**Figura III-026. Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente N-S
Sismo del 31.05.1970 Ancash, Perú**

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

- SISMO DEL 03.10.1974 LIMA, PERÚ

Se presenta el ajuste espectral del evento sísmico para las componentes horizontales E-W y N-S, así como el contenido de frecuencias o espectro de Fourier del movimiento sísmico original y del escalado.

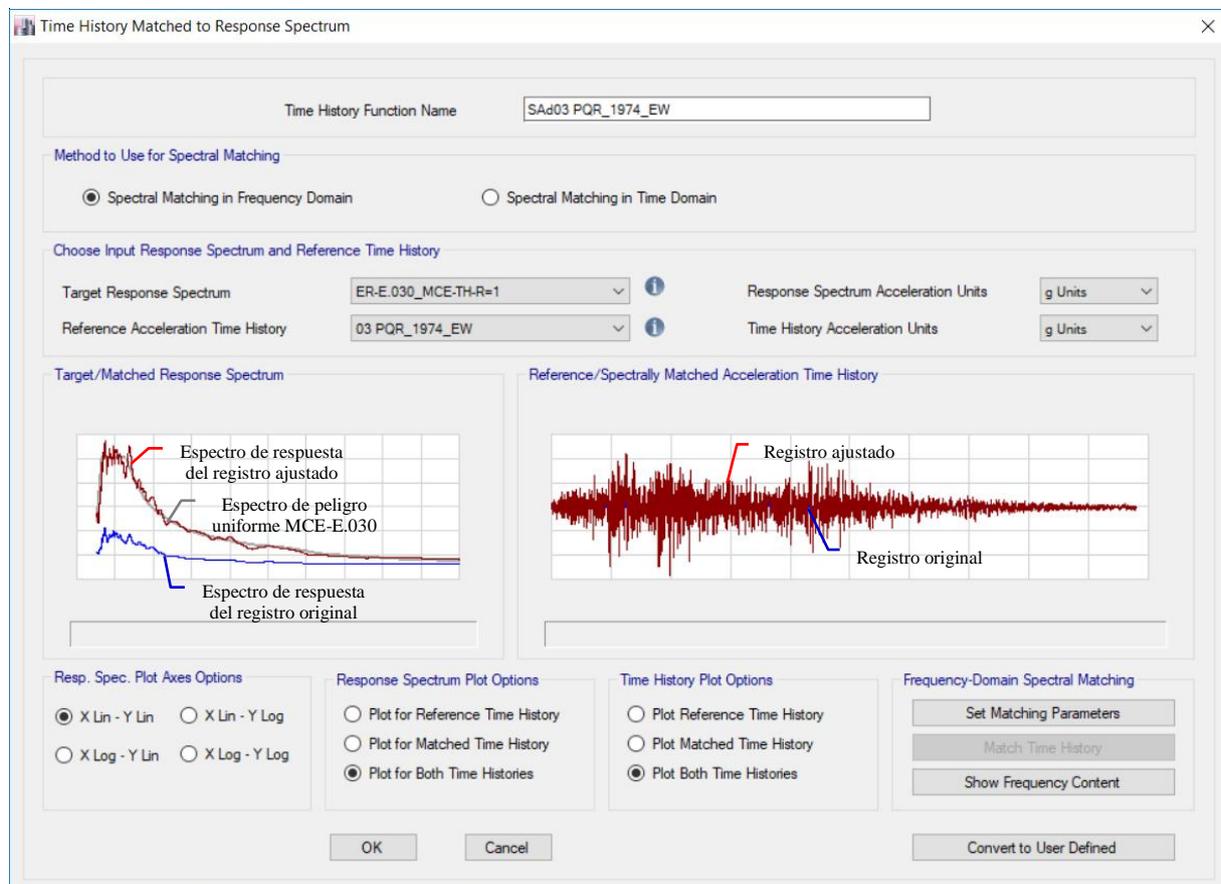


Figura III-027. Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente E-W Sismo del 03.10.1974 Lima, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

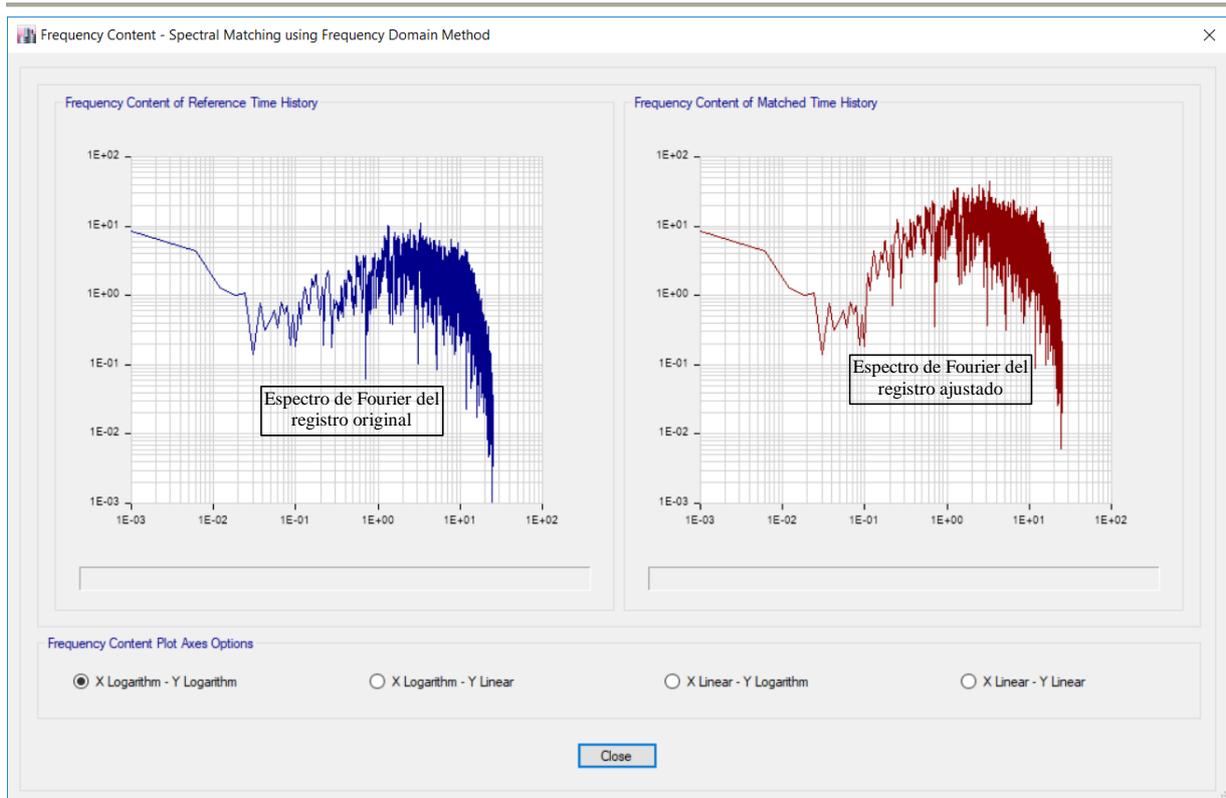


Figura III-028. Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente E-W Sismo del 03.10.1974 Lima, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

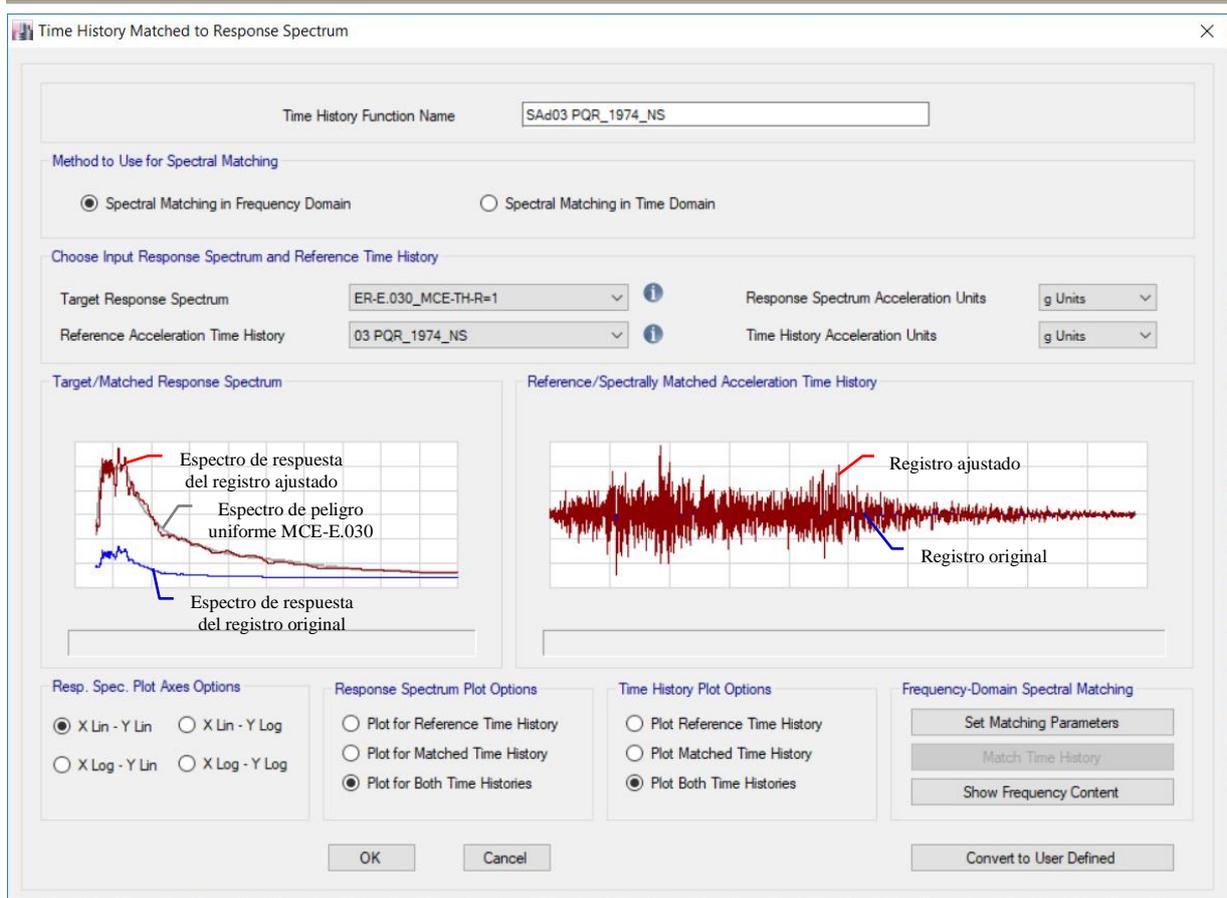


Figura III-029. Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente N-S Sismo del 03.10.1974 Ancash, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

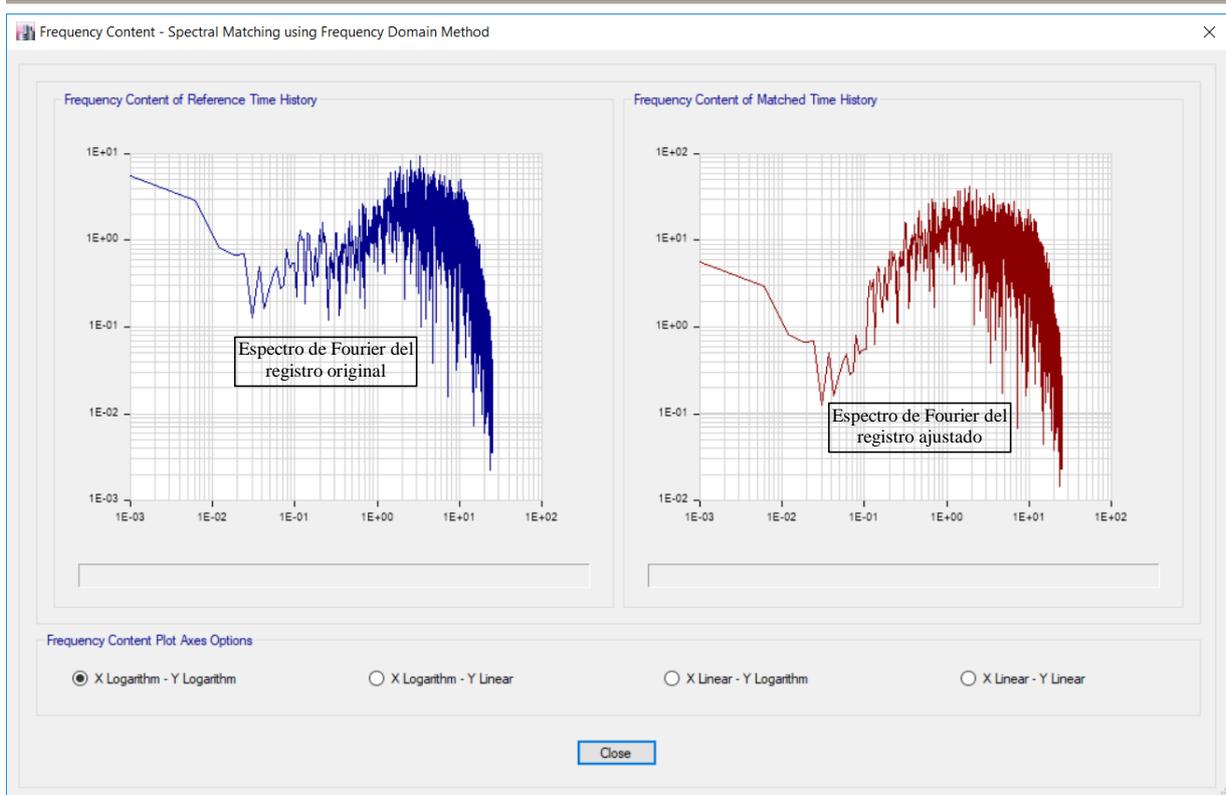


Figura III-030. Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente N-S Sismo del 03.10.1974 Lima, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

- SISMO DEL 23.06.2001 AREQUIPA, PERÚ

Se presenta el ajuste espectral del evento sísmico para las componentes horizontales E-W y N-S, así como el contenido de frecuencias o espectro de Fourier del movimiento sísmico original y del escalado.

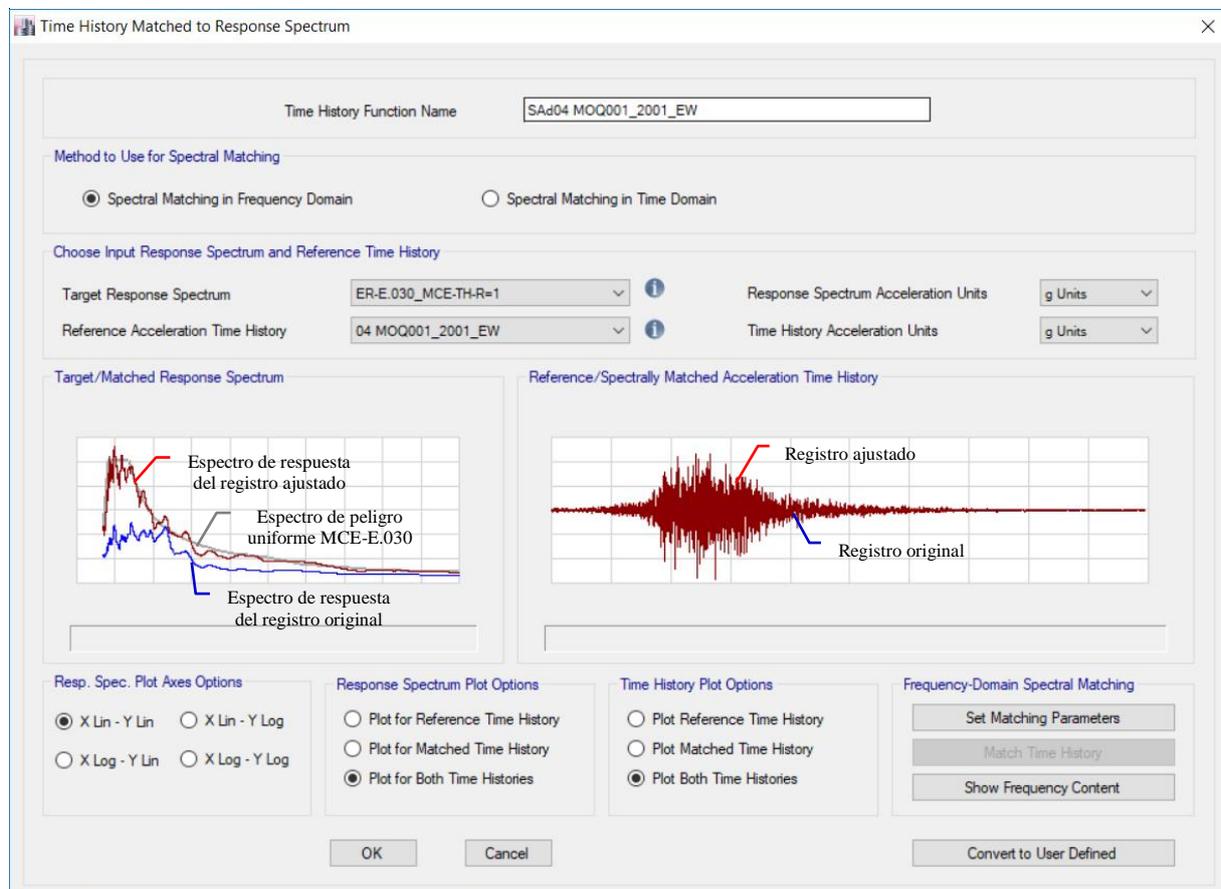


Figura III-031. Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente E-W Sismo del 23.06.2001 Arequipa, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

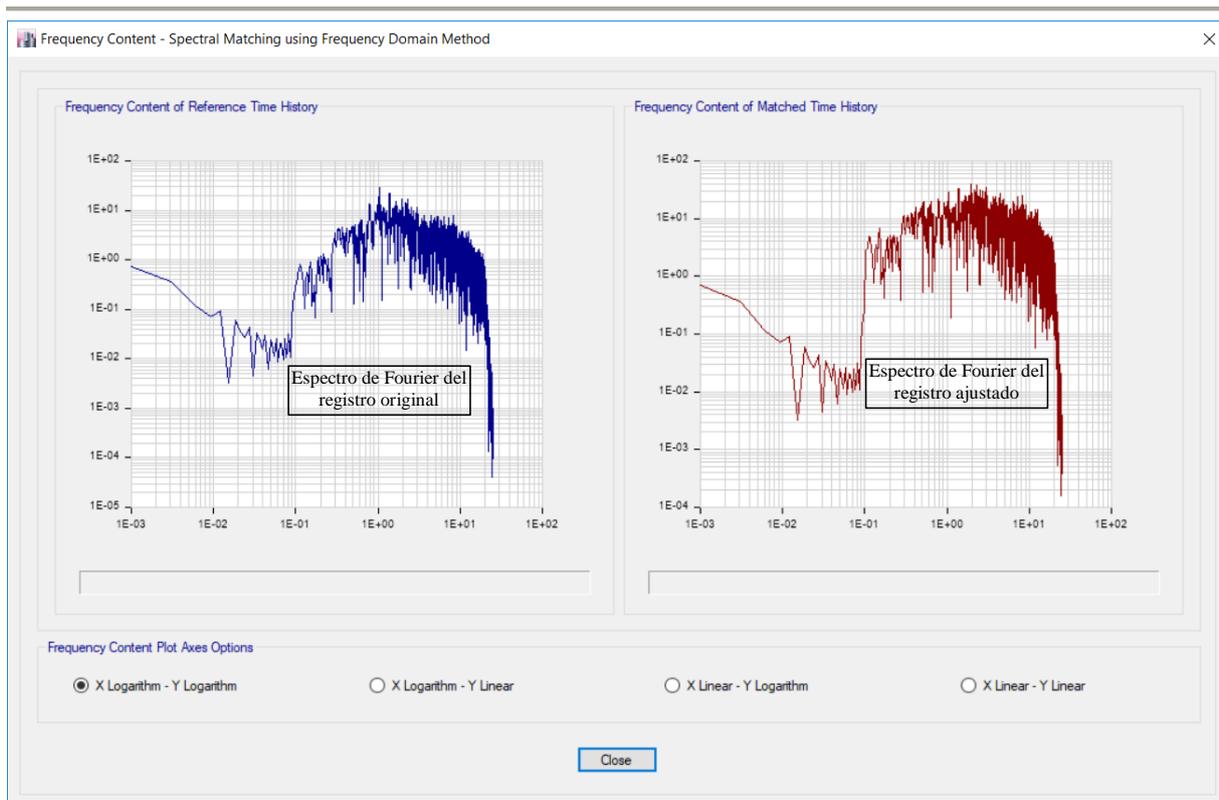


Figura III-032. Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente E-W Sismo del 23.06.2001 Arequipa, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

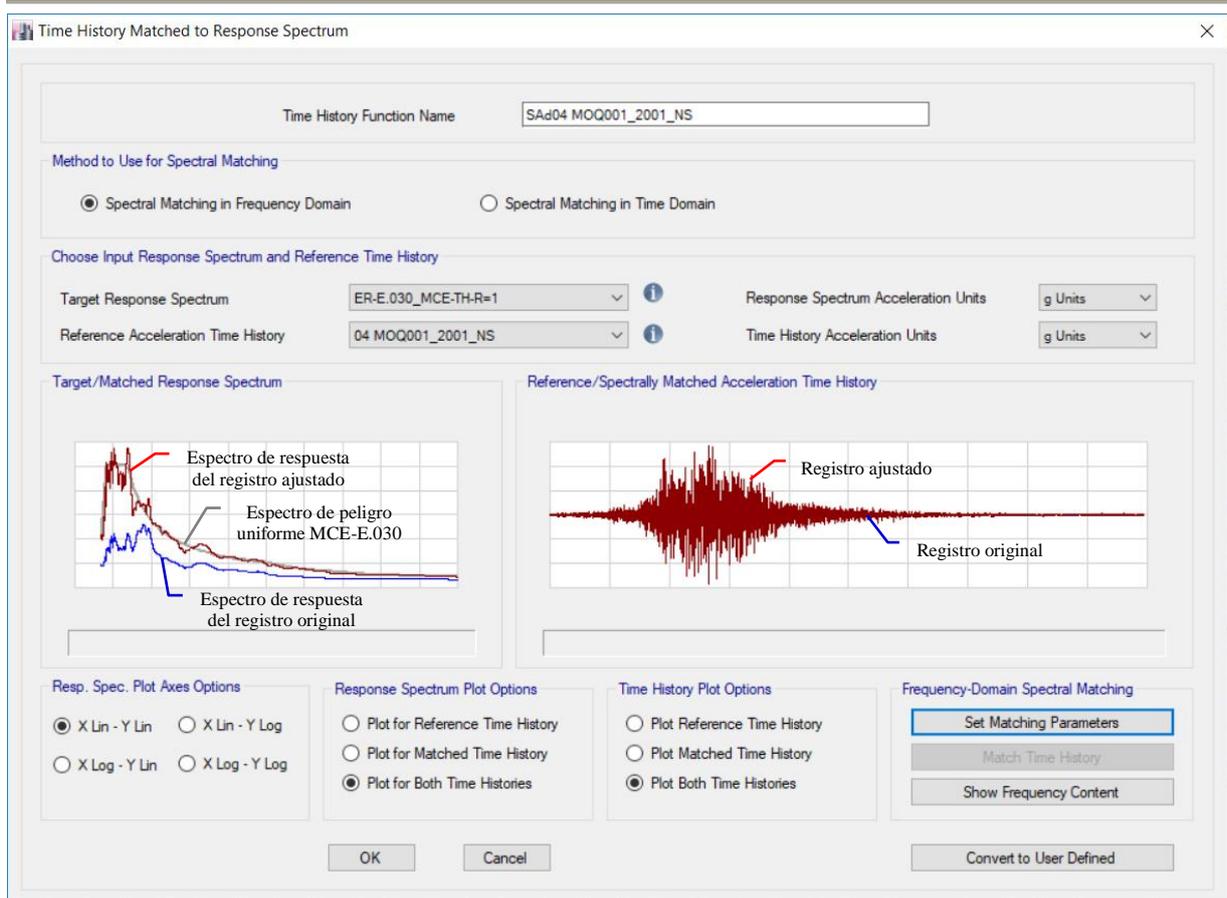


Figura III-033. Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente N-S Sismo del 23.06.2001 Arequipa, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

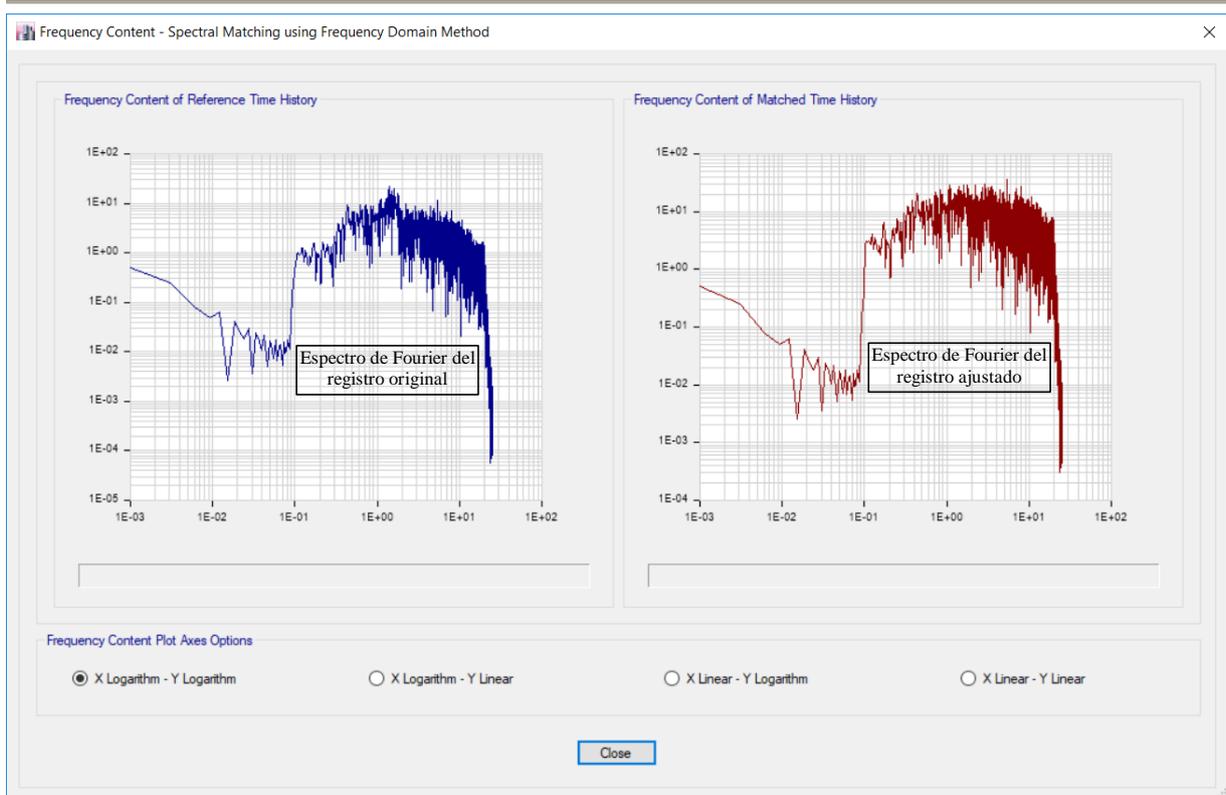


Figura III-034. Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente N-S Sismo del 23.06.2001 Arequipa, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

- SISMO DEL 15.08.2007 ICA, PERÚ

Se presenta el ajuste espectral del evento sísmico para las componentes horizontales E-W y N-S, así como el contenido de frecuencias o espectro de Fourier del movimiento sísmico original y del escalado.

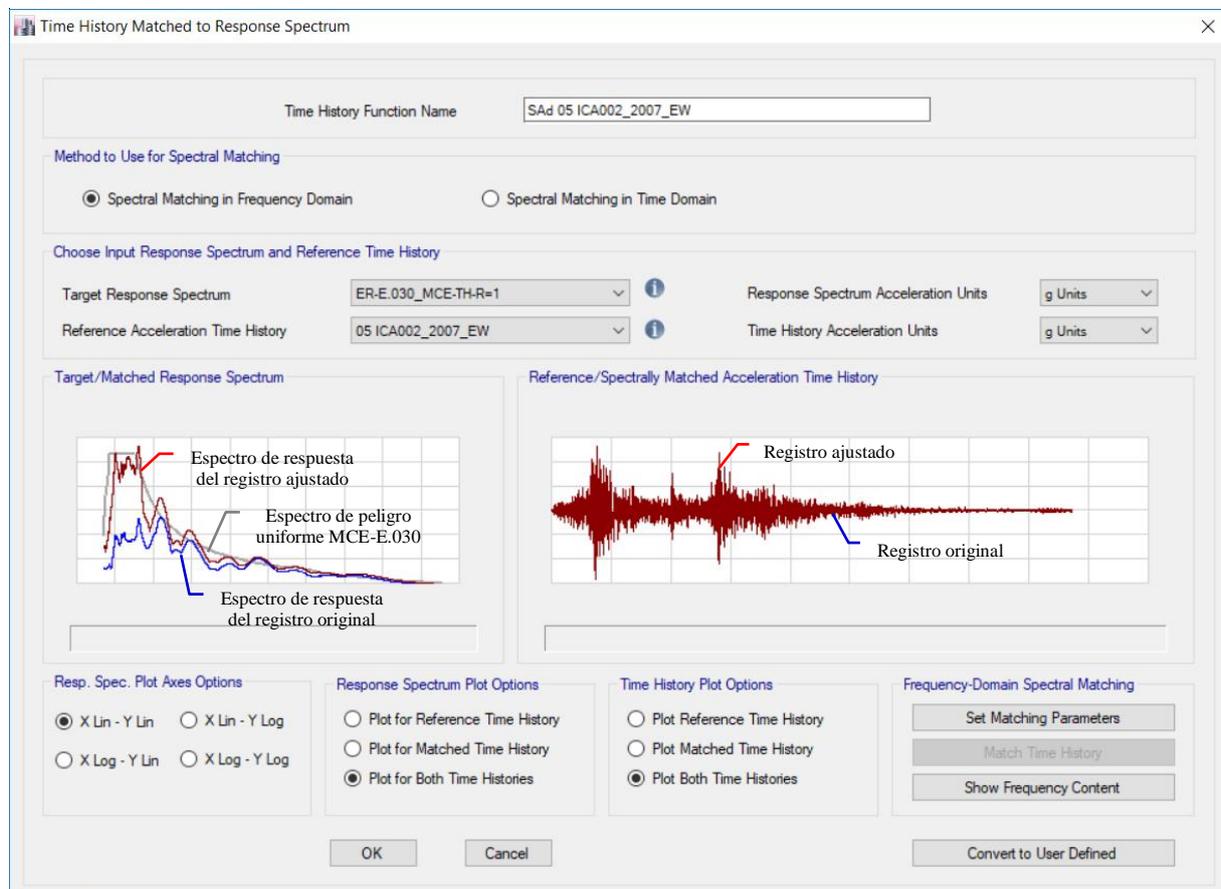


Figura III-035. Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente E-W Sismo del 15.08.2007 Ica, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

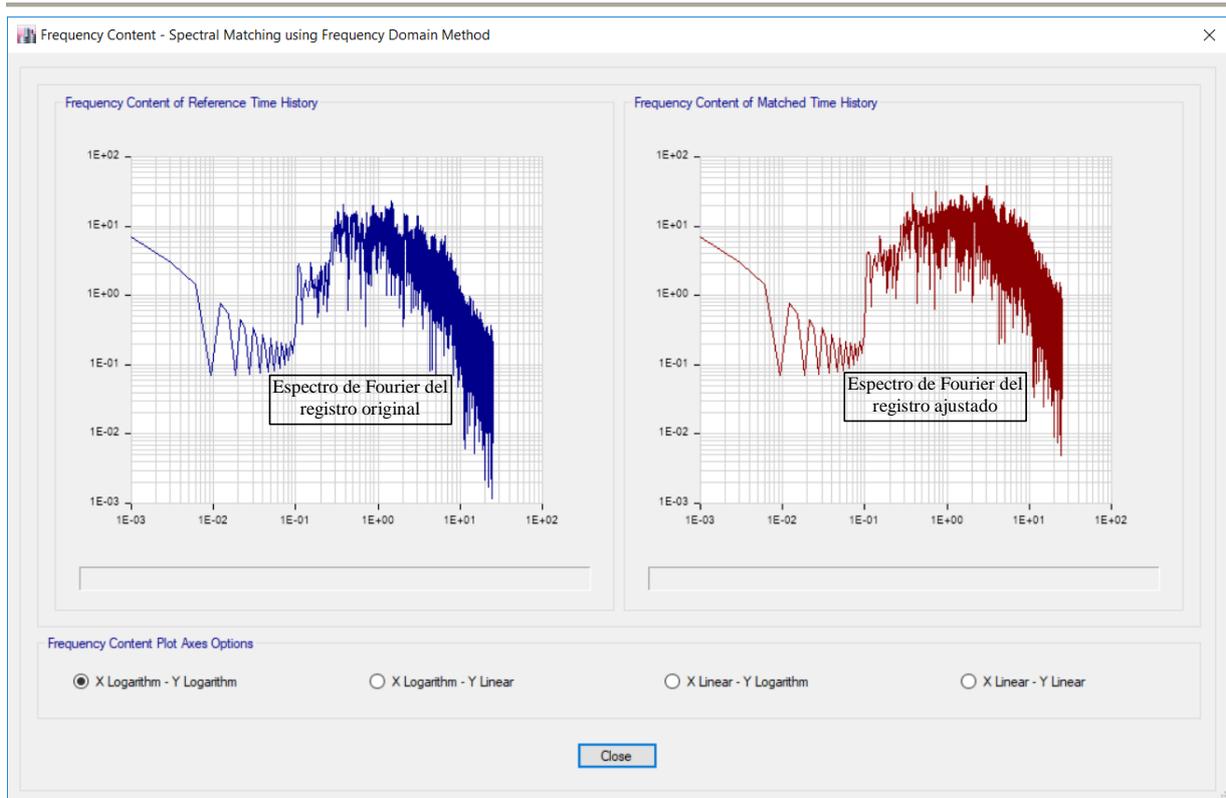


Figura III-036. Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente E-W Sismo del 15.08.2007 Ica, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

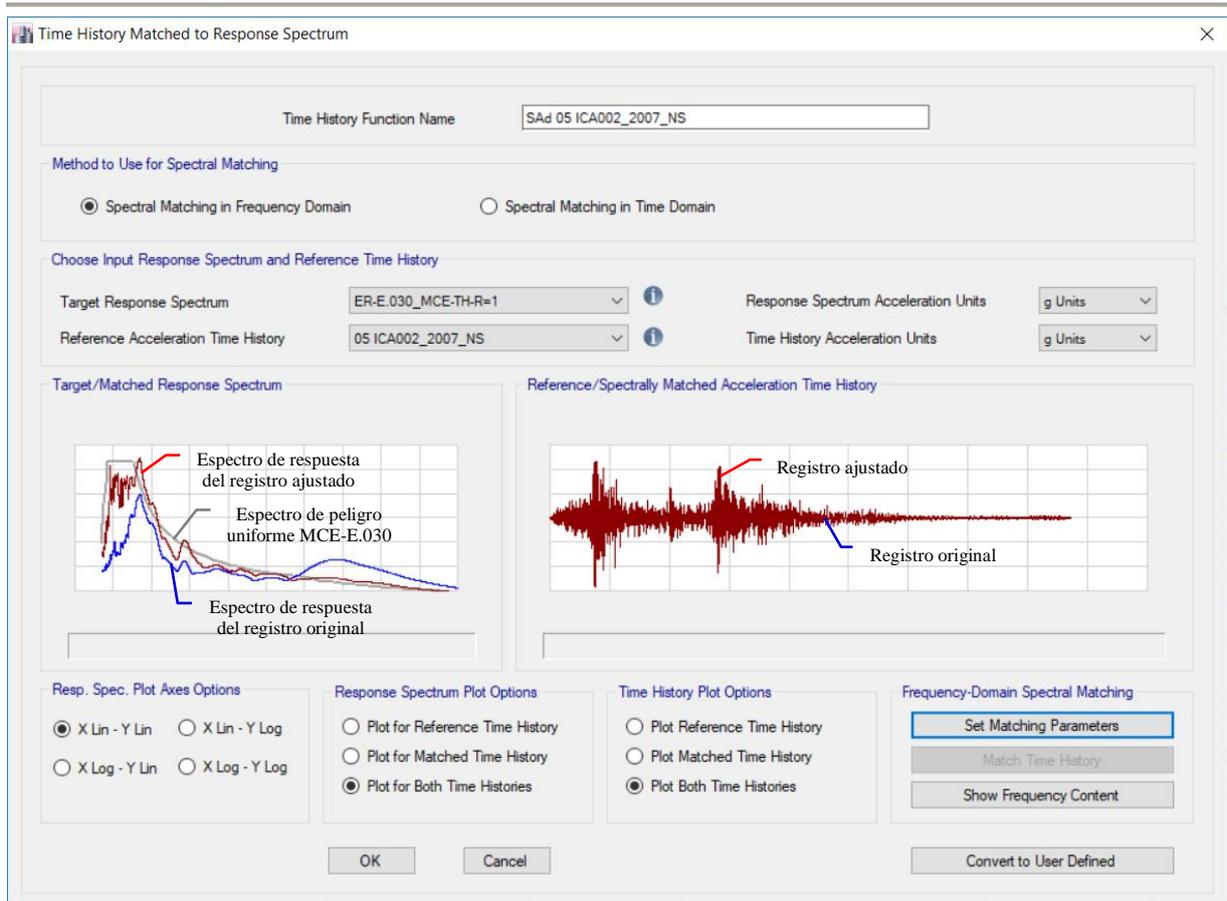


Figura III-037. Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente N-S Sismo del 15.08.2007 Ica, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

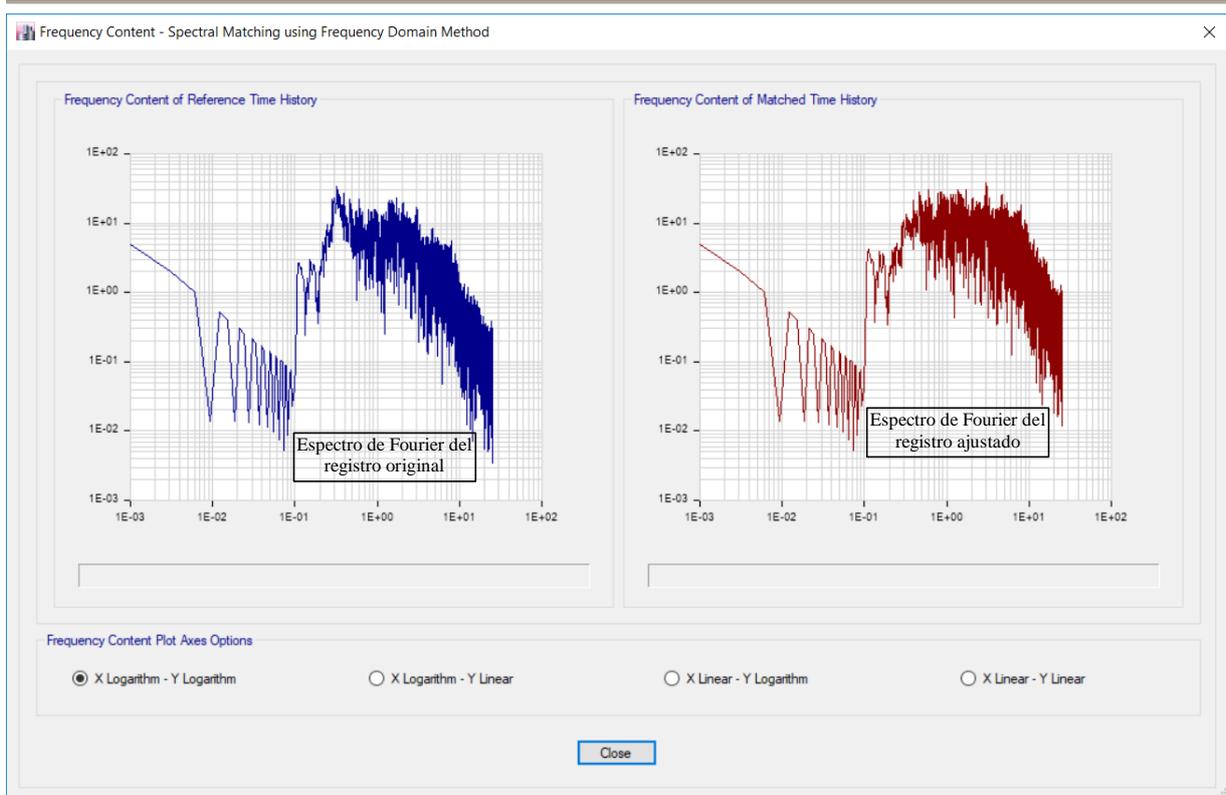


Figura III-038. Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente N-S Sismo del 15.08.2007 Ica, Perú

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

- SISMO DEL 27.02.2010 MAULE, CHILE

Se presenta el ajuste espectral del evento sísmico para las componentes horizontales E-W y N-S, así como el contenido de frecuencias o espectro de Fourier del movimiento sísmico original y del escalado.

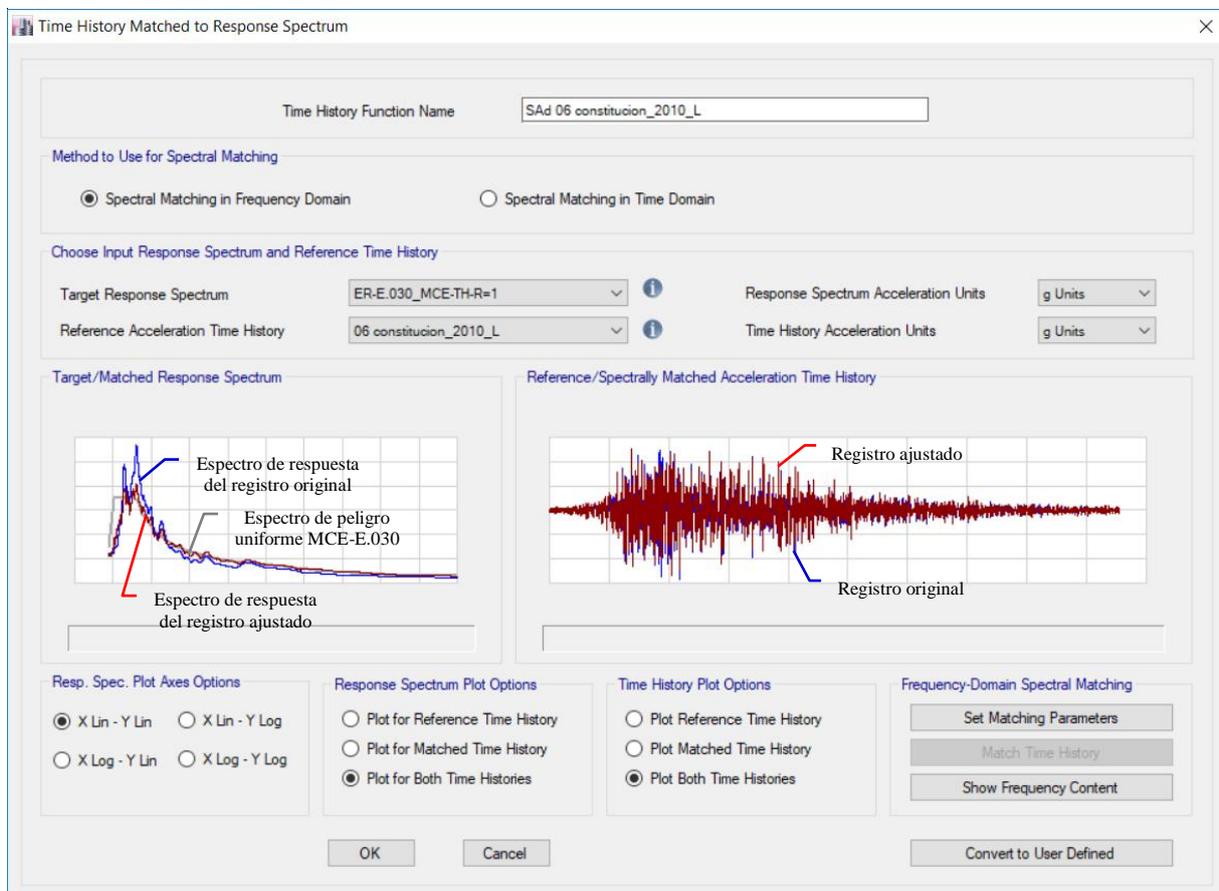


Figura III-039. Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente E-W Sismo del 27.02.2010 Maule, Chile

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

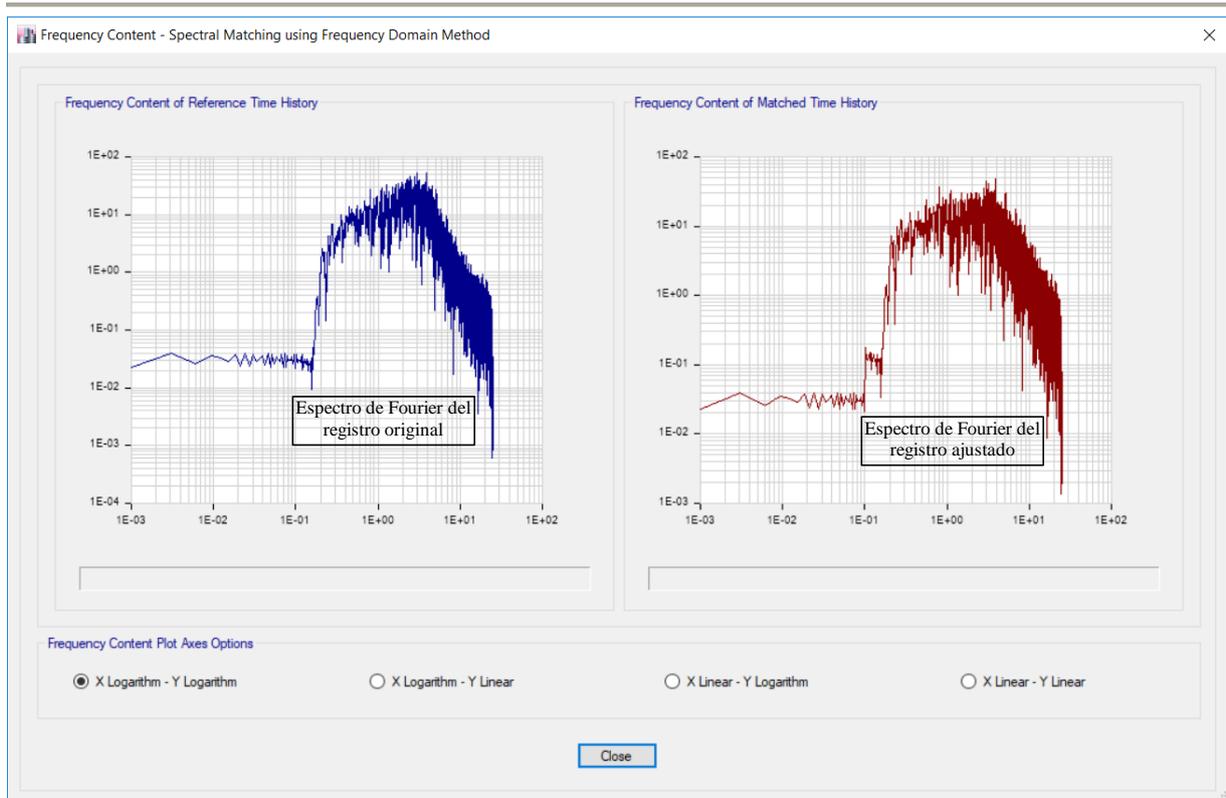


Figura III-040. Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente E-W Sismo del 27.02.2010 Maule, Chile

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

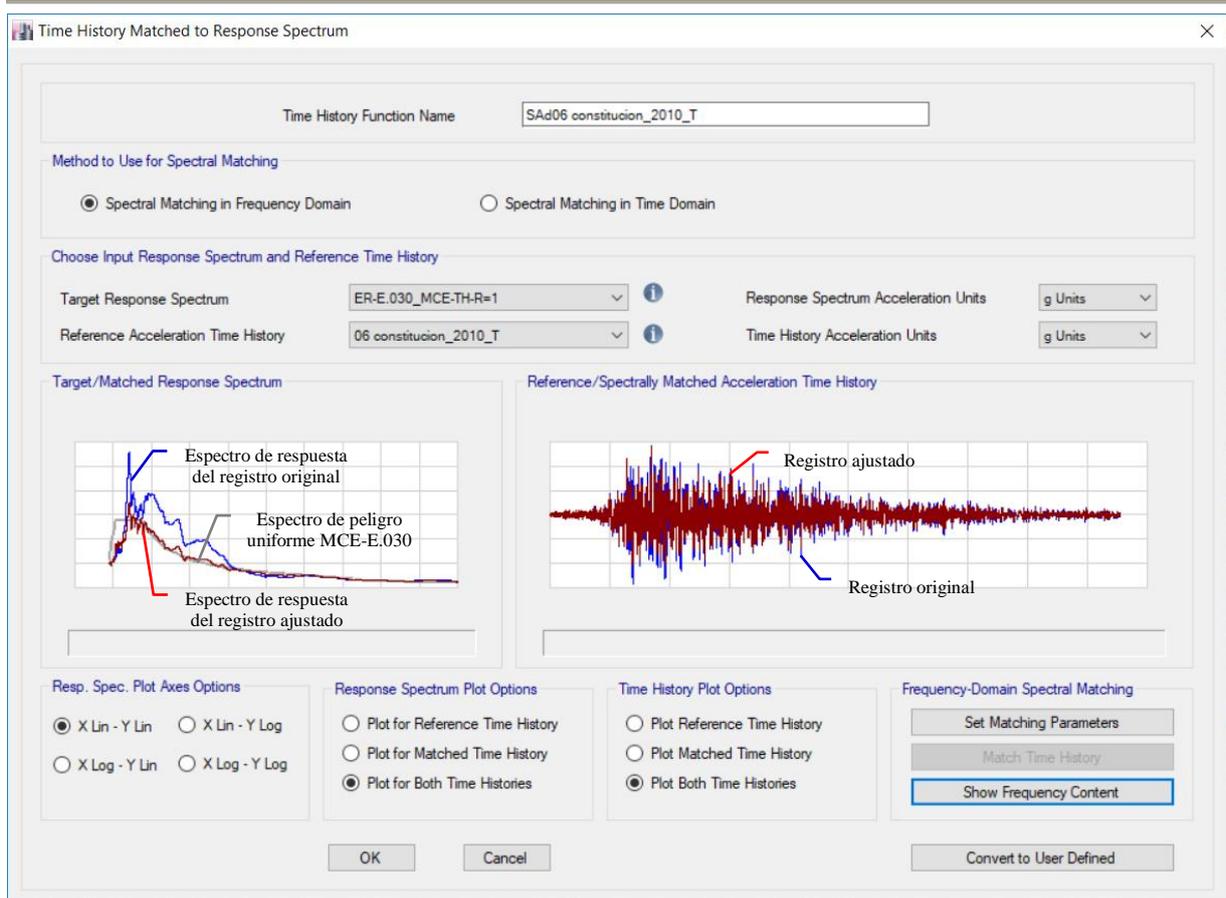


Figura III-041. Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente N-S Sismo del 27.02.2010 Maule, Chile

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

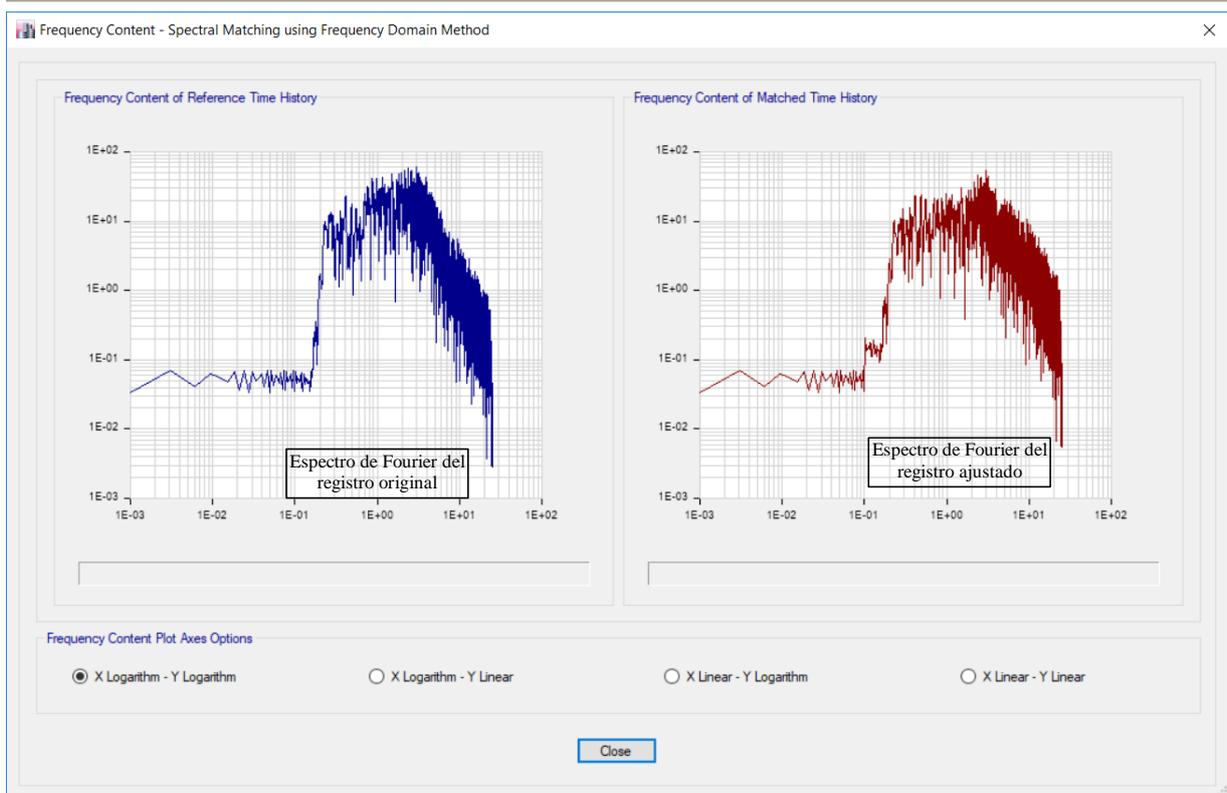


Figura III-042. Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente N-S Sismo del 27.02.2010 Maule, Chile

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

- **SISMO DEL 16.04.2016 MANABÍ, ECUADOR**

Se presenta el ajuste espectral del evento sísmico para las componentes horizontales E-W y N-S, así como el contenido de frecuencias o espectro de Fourier del movimiento sísmico original y del escalado.

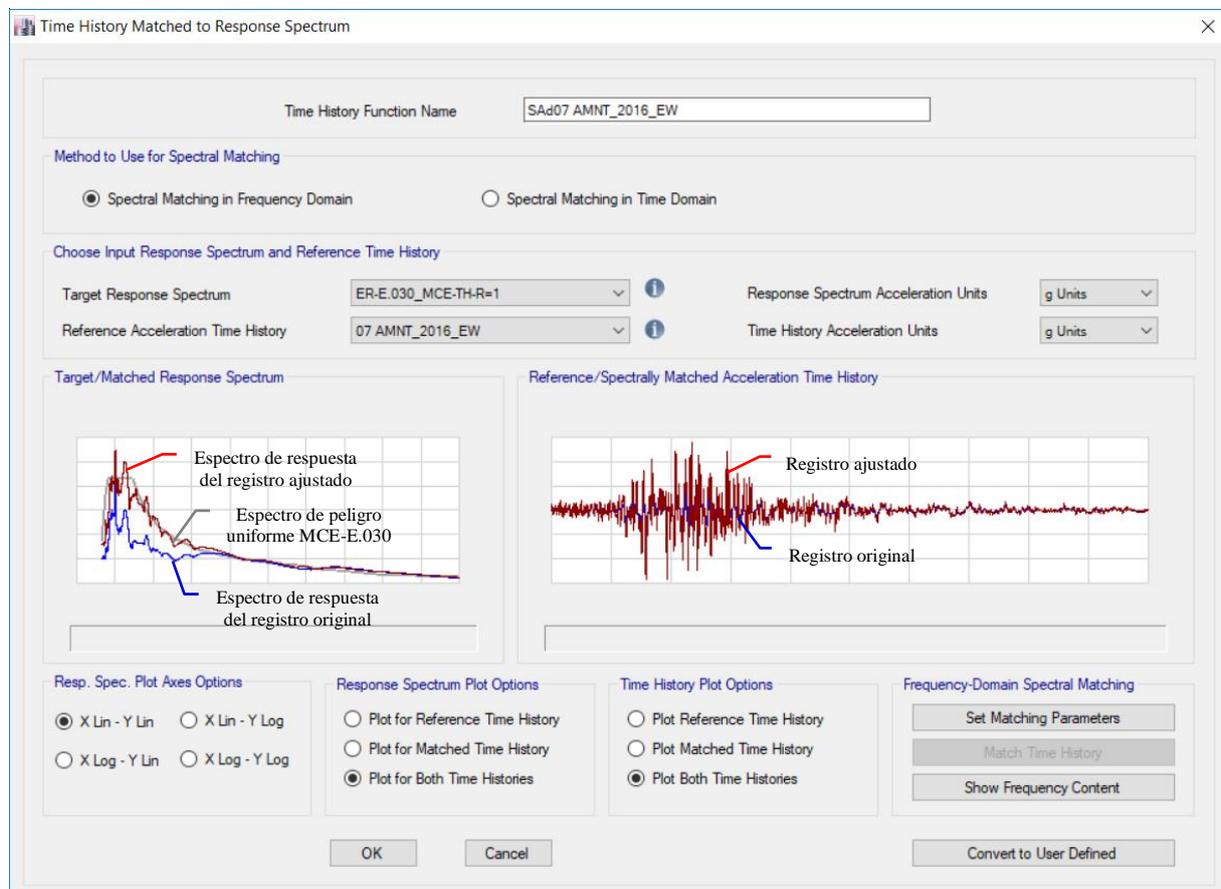


Figura III-043. Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente E-W Sismo del 16.04.2016 Manabí, Ecuador

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

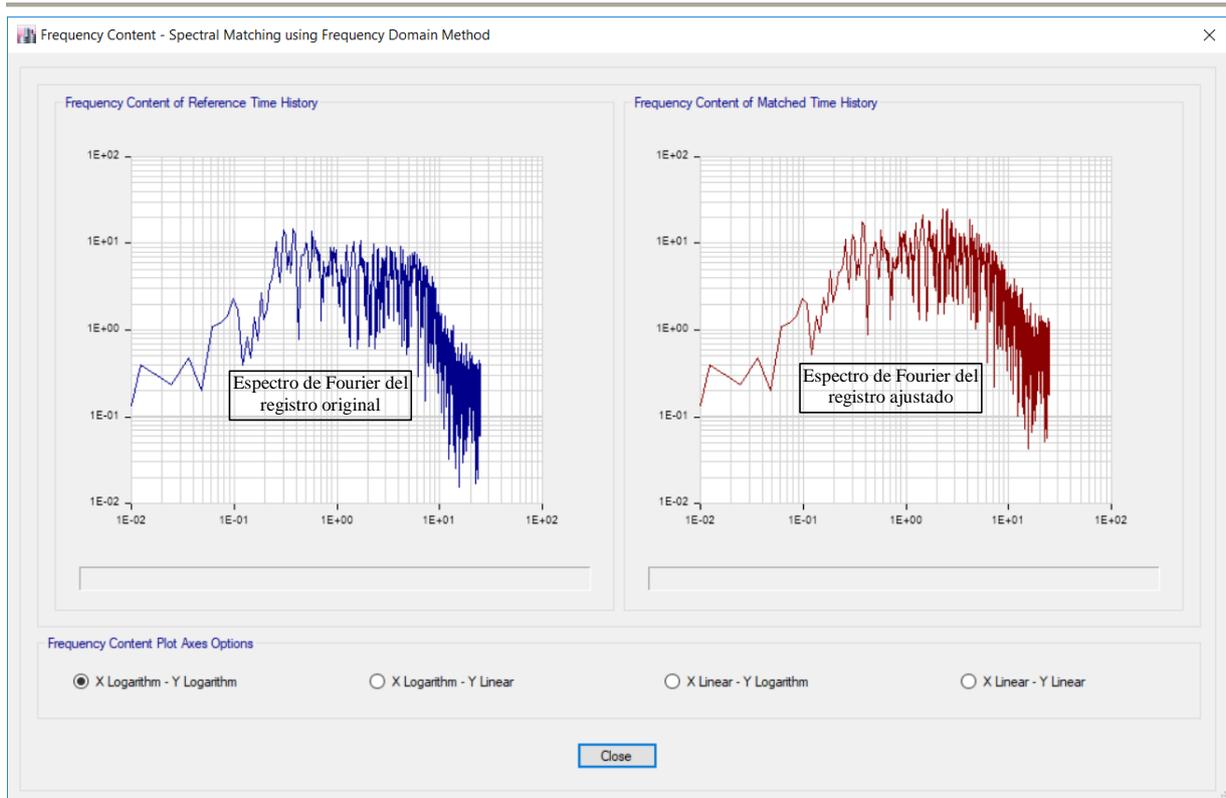


Figura III-044. Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente E-W Sismo del 16.04.2016 Manabí, Ecuador

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

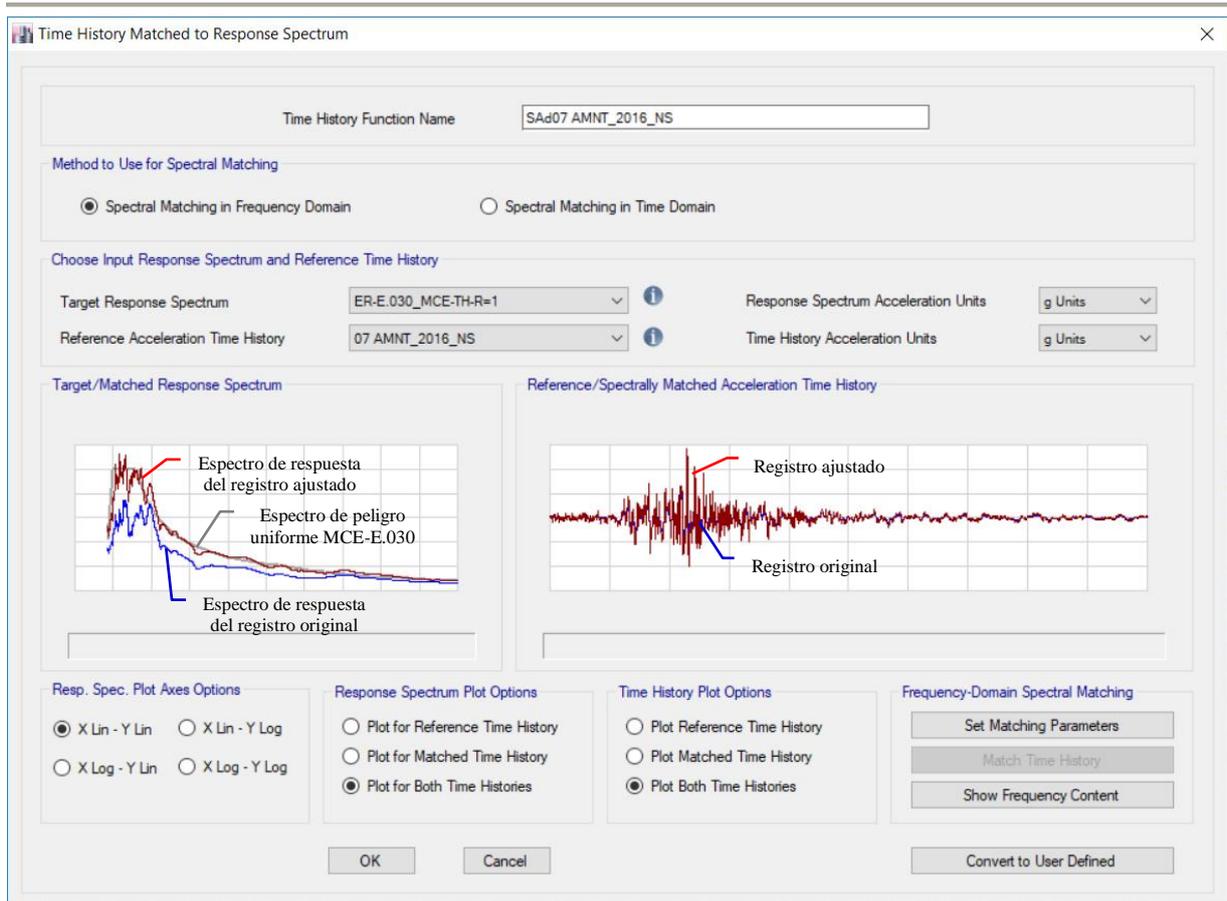


Figura III-045. Ajuste espectral en el dominio de las frecuencias de la componente N-S Sismo del 16.04.2016 Manabí, Ecuador

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

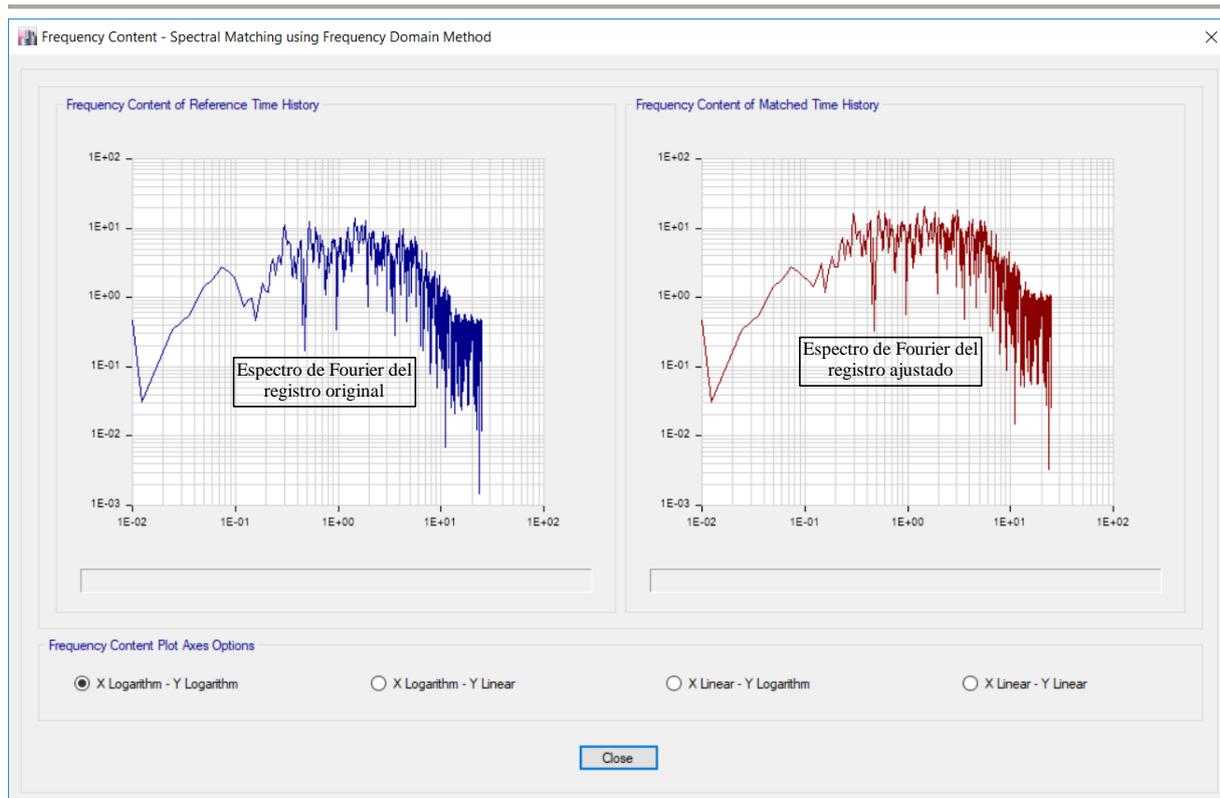


Figura III-046. Contenido de frecuencias del ajuste espectral de la componente N-S Sismo del 16.04.2016 Manabí, Ecuador

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

Como resultado del ajuste espectral de los registros sísmicos, se generaron nuevos registros sísmicos, todos ajustados al sismo máximo considerado MCE. Los nuevos registros presentaron las siguientes características:

Tabla III-33

Movimientos sísmicos ajustados espectralmente al sismo MCE

MOVIMIENTOS SÍSMICOS AJUSTADOS ESPECTRALMENTE A MCE				
REGISTRO AJUSTADO A	COMPONENTES AJUSTADOS	ACEL. MÁX. PGA (g)		
		Comp. 1	Comp. 2	
E.030-MCE				
SAd01 PRQ_1966	E-W, N-S	0.683	0.718	
SAd02 PRQ_1970	E-W, N-S	0.752	0.661	
SAd03 PRQ_1974	E-W, N-S	0.780	0.816	
SAd04 MOQ001_2001	E-W, N-S	0.697	0.640	
SAd05 ICA002_2007	E-W, N-S	0.539	0.536	
SAd06 constitucion_2010	L, T	0.494	0.598	
SAd07 AMNT_2016	E-W, N-S	0.614	0.816	

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019.



3.8.6 EVALUACIÓN DEL DISEÑO SÍSMICO CON AISLAMIENTO ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB (LEAD BEARING RUBBER)

La verificación del diseño existente de la edificación principal del Hospital de Pacasmayo con aislamiento elastomérico tipo LRB, fue realizado empleando el procedimiento de análisis de Historia de respuesta o Tiempo-Historia indicado en el capítulo 17 de ASCE/SEI 7-16, con la asistencia del programa ETABS 17.0.1. La evaluación consistió en someter linealmente un modelo matemático representativo de la distribución espacial de masas y rigideces de la estructura, a siete (07) pares de movimientos sísmicos seleccionados y escalados según lo indicado en la sección 3.3.2.f; y ajustar los resultados lineales al comportamiento no-lineal propio de la estructura, para determinar su respuesta sísmica en función del nivel de desempeño de la estructura o el nivel de daño alcanzado.

Como se especifica en la sección 3.3, ASCE/SEI 7-16, funda que el análisis debe realizarse tanto para el límite superior como para el límite inferior de las propiedades del sistema de aislamiento, y deben considerarse los resultados más desfavorables; pero por efectos de practicidad, se realizó el análisis para límite superior utilizando los movimientos sísmicos correspondientes al sismo base de diseño DE, y el análisis para límite inferior con los movimientos sísmicos correspondientes al máximo sismo considerado MCE. Lo anterior tiene su sustento en que para DE y las propiedades de límite superior, el desplazamiento del sistema de aislamiento es pequeño, por tratarse de un sismo menor que MCE y un sistema de aislamiento con mayor rigidez, lo que hace que los aisladores disipen menos energía, y que ingrese así mayor fuerza sísmica a la superestructura; caso contrario, para MCE y las propiedades de límite inferior, el desplazamiento del sistema de aislamiento es grande, por tratarse del máximo sismo considerado y un sistema de aislamiento con mayor flexibilidad, lo que hace que los aisladores disipen mucha energía, pudiendo llegar alguno hasta su nivel de colapso. Esta suposición para la simplificación de la realización de los análisis, se encuentra limitada a que en el contexto de máximo sismo considerado MCE y las propiedades máximas alcanzadas por el sistema de aislamiento, logre ingresar mayor fuerza sísmica que en el sismo DE; la primera razón de esto es que el sismo MCE es un sismo 50% mayor que DE, y que esta diferencia siempre hará que ingrese mayor fuerza en el sismo MCE, incluso si para



DE el sistema de aislamiento alcanza un periodo menor y disipe menos energía; la segunda razón es que en el sismo DE ingresará mayor fuerza, siempre y cuando los aisladores sean de gran flexibilidad como para hacer que los periodos correspondientes a cada sismo sean lo suficientemente distintos, lo cual no es el caso más común. Para los dos casos de estudio de la presente tesis, se ha encontrado que, bajo la condición de las propiedades de límite superior del sistema de aislamiento, la fuerza sísmica que ingresa a la estructura para DE, es aproximadamente de 80 a 90% el valor correspondiente a MCE, y que la respuesta de la estructura en DE, a nivel de entrepiso, es casi igual a la respuesta en MCE.

De lo comentado, se puede concluir que, el comportamiento de las estructuras sobre sistemas de aislamiento con incremento de su rigidez en el sismo DE, será bastante cercano a su comportamiento en el sismo MCE, para las mismas condiciones de rigidez; pudiendo igualarlo o ser mayor en algunos casos. Por otro lado, se acepta la suposición de la condición de sismo DE y las propiedades de límite superior, para la simplificación del análisis, al tomarse en cuenta la probabilidad de ocurrencia del sismo.

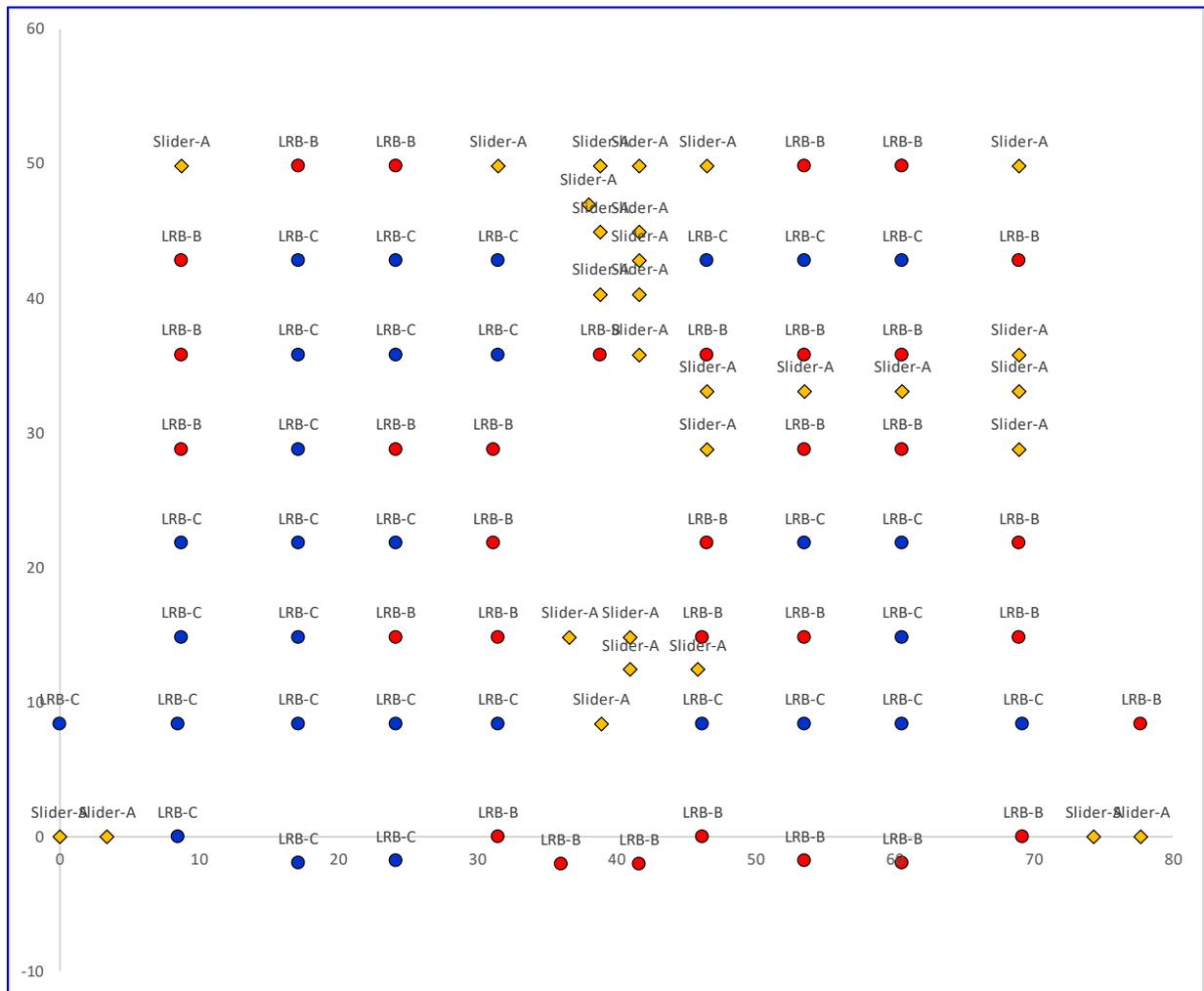


Figura III-047a. Ubicación de aisladores y deslizadores en planta Módulo-A Hospital de Pacasmayo

Fuente: Adaptado del Expediente Técnico del Hospital de Pacasmayo, 2017.

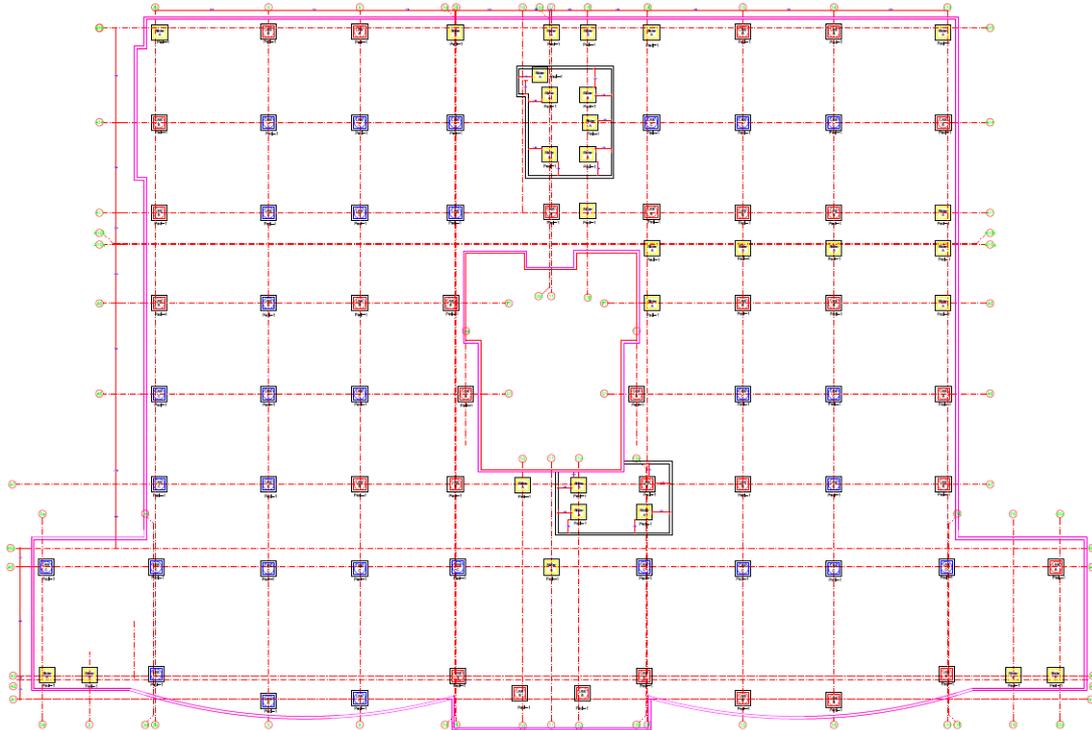


Figura III-047b. Planta Interfaz de aislamiento Módulo-A Hospital de Pacasmayo

Fuente: Expediente Técnico del Hospital de Pacasmayo, 2017 [CD-ROM]

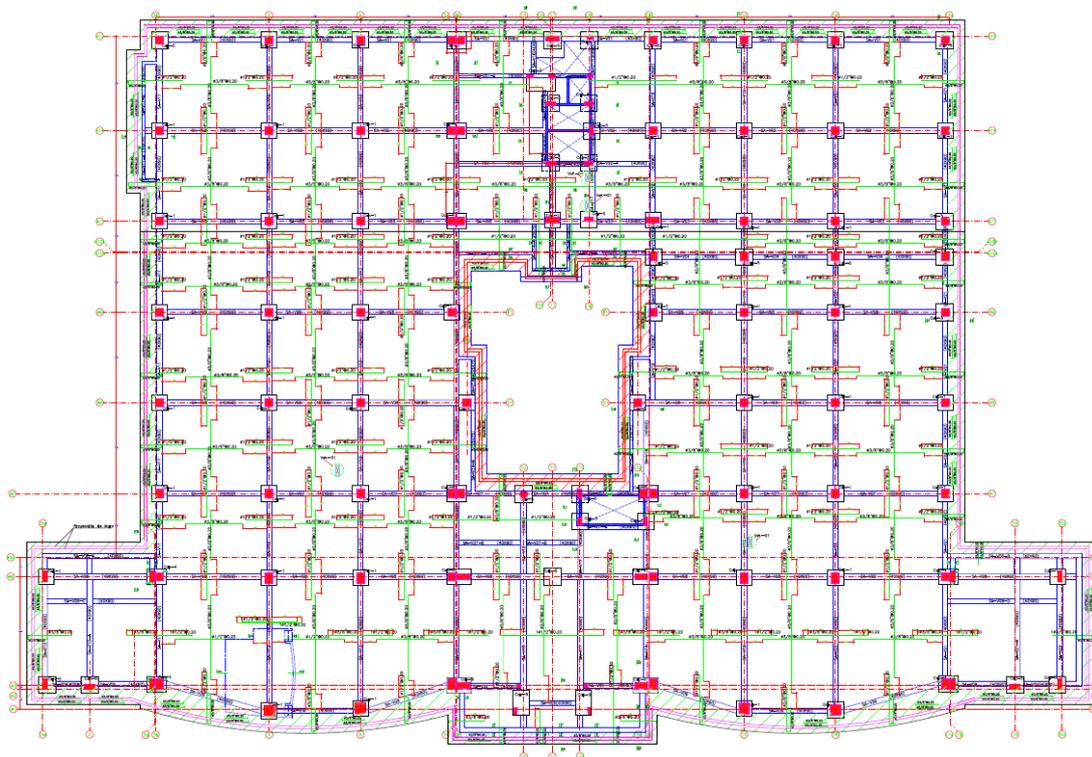


Figura III-048. Planta Aligerado Nivel de base Módulo-A Hospital de Pacasmayo

Fuente: Expediente Técnico del Hospital de Pacasmayo, 2017 [CD-ROM]

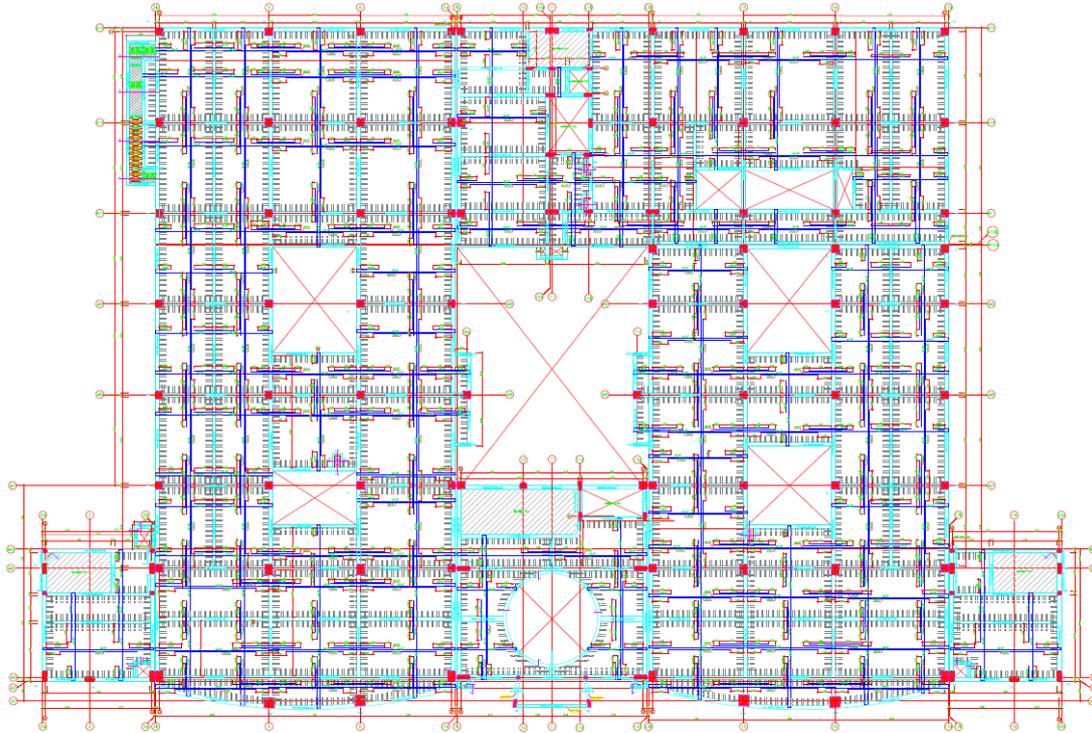


Figura III-049. Planta Aligerado 1er. Piso Módulo-A Hospital de Pacasmayo

Fuente: Expediente Técnico del Hospital de Pacasmayo, 2017 [CD-ROM]

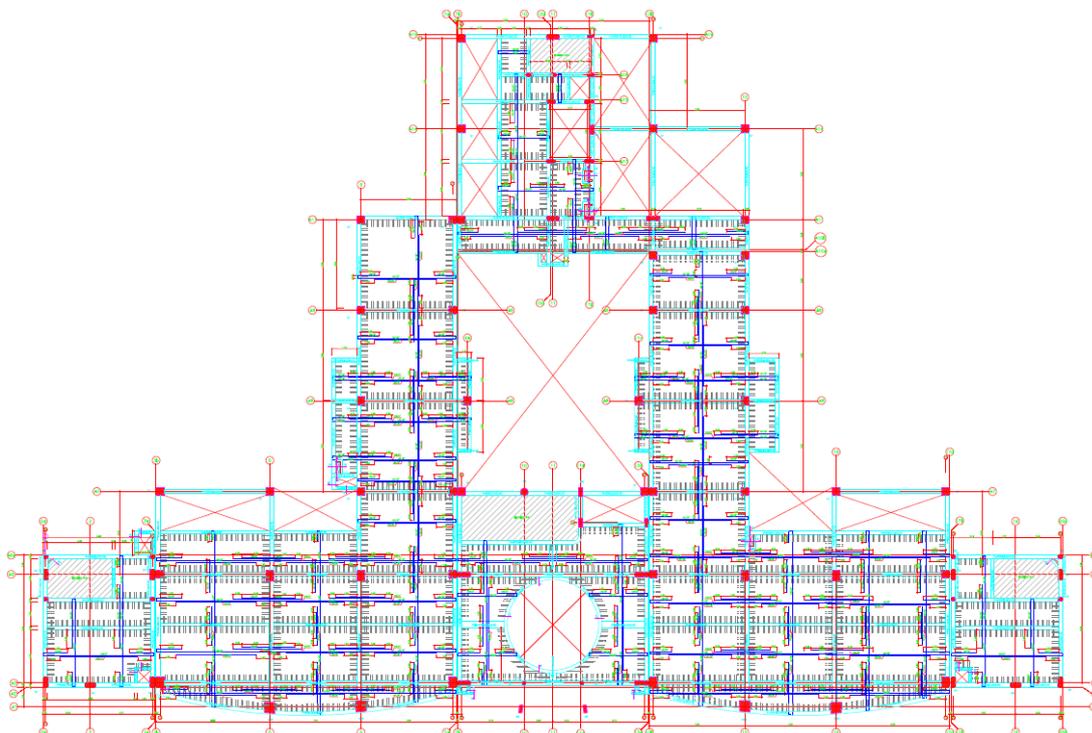


Figura III-050. Planta Aligerado 2do. Piso Módulo-A Hospital de Pacasmayo

Fuente: Expediente Técnico del Hospital de Pacasmayo, 2017 [CD-ROM]

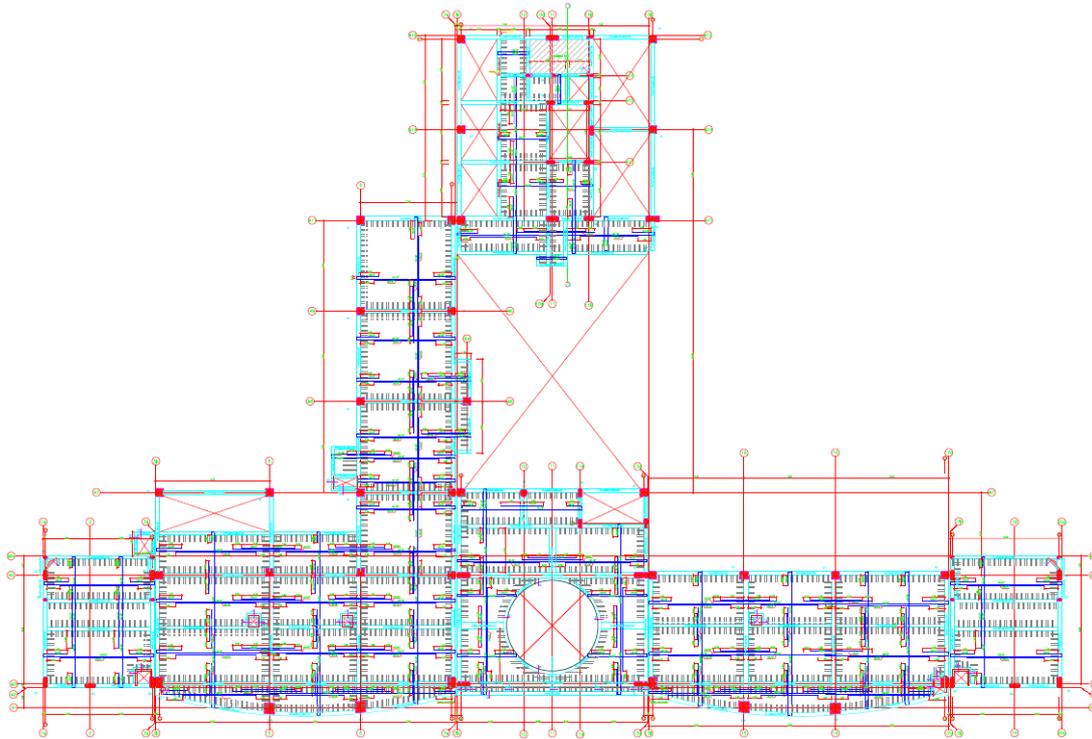


Figura III-051. Planta Aligerado 4to. Piso Módulo-A Hospital de Pacasmayo

Fuente: Expediente Técnico del Hospital de Pacasmayo, 2017 [CD-ROM]

a. MODELO MATEMÁTICO DE MASAS Y RIGIDECES

Se generaron dos (02) modelos matemáticos en el programa ETABS 17.0.1, para representar el sistema de aislamiento, el nivel de base y la superestructura, bajo las condiciones de límite superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento. Para el modelamiento del sistema de aislamiento se definieron 3 tipos de elementos enlace (link), dos (02) tipos de aisladores elastoméricos LRB y un (01) deslizador de teflón o Slider PTFE, cada tipo de aislador y deslizador con sus respectivas características histeréticas. El nivel de base y la superestructura fueron modelados como un sistema integral de pisos y marcos, se utilizaron elementos tipo marco (frame) verticales y horizontales, para representar los pórticos de concreto armado, y se emplearon elementos planos horizontales tipo área (Shell) para representaron las losas de cada piso.

Se modelaron seis (06) módulos estructurales de cuatro (04) pisos sobre un único nivel de base, los módulos se encuentran separados, según las juntas especificadas en el Expediente Técnico.

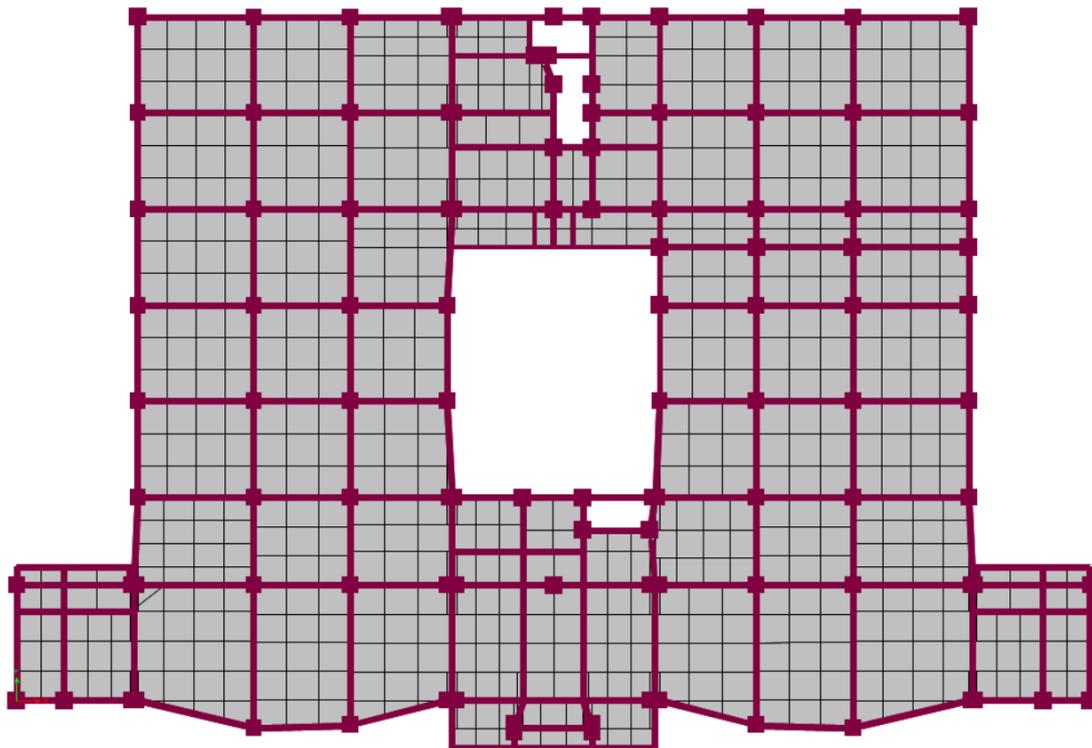


Figura III-052. Modelo matemático –Planta de nivel de base. Diseño con aisladores LRB

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

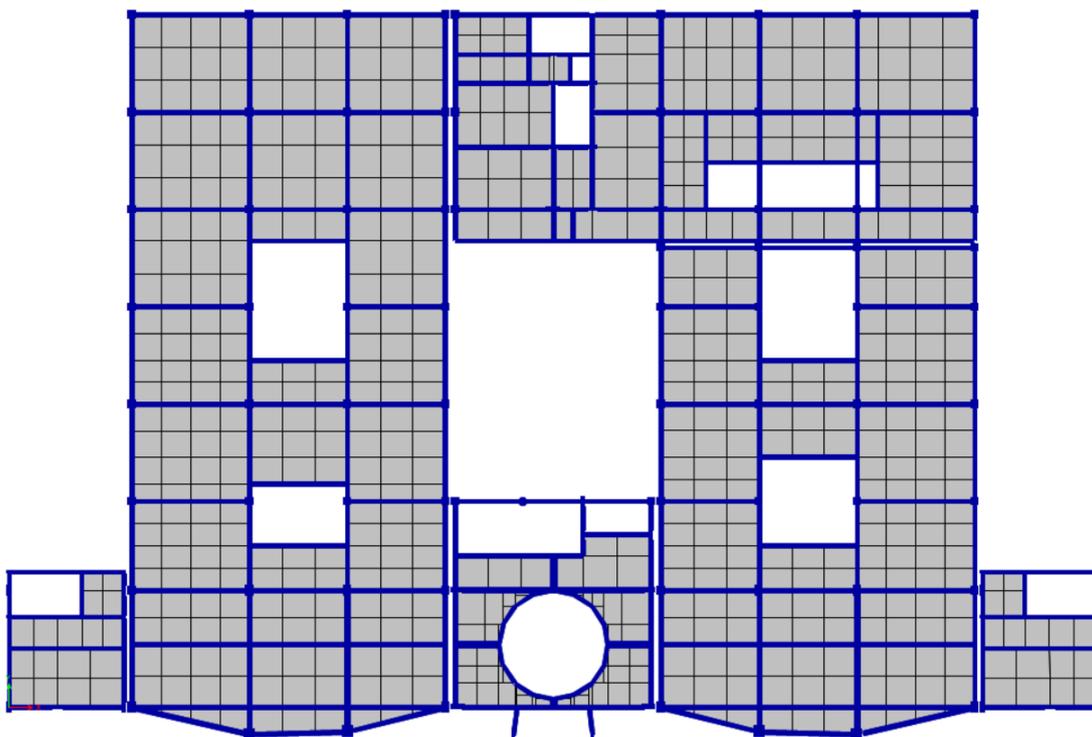


Figura III-053. Modelo matemático – Planta 1er-piso. Diseño con aisladores LRB

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

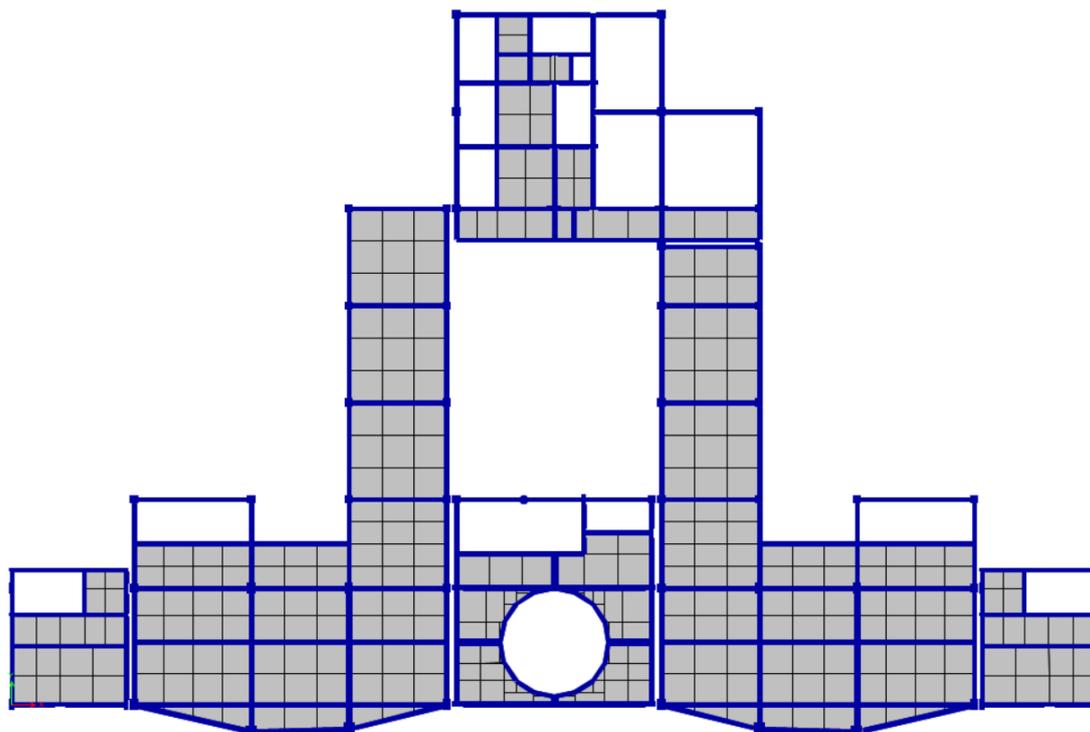


Figura III-054. Modelo matemático – Planta 2do-3er-piso. Diseño con aisladores LRB

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

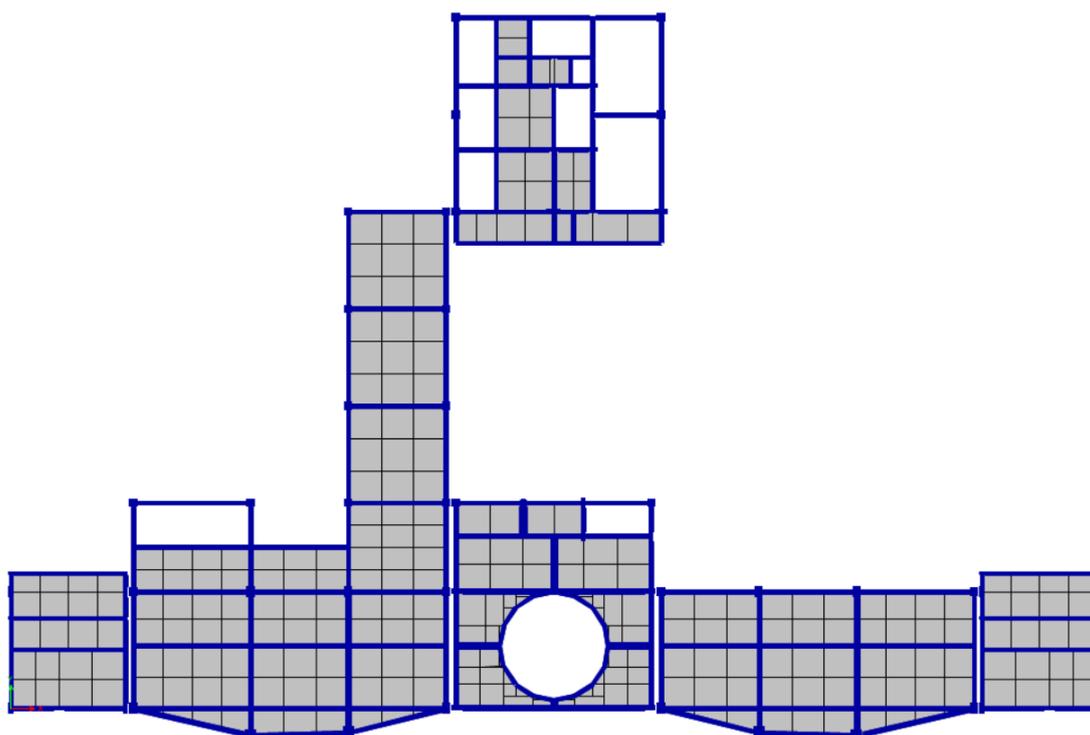


Figura III-055. Modelo matemático – Planta 4to-piso. Diseño con aisladores LRB

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

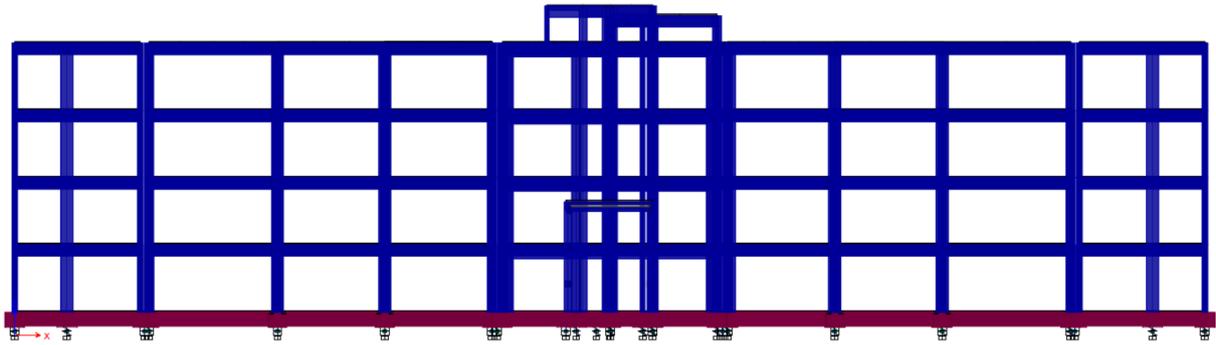


Figura III-056. Modelo matemático – Elevación frontal. Diseño con aisladores LRB

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

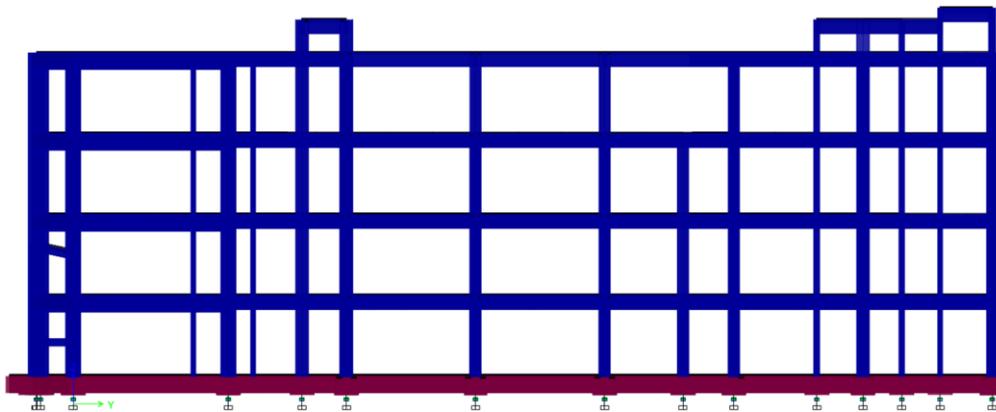


Figura III-057. Modelo matemático – Elevación lateral. Diseño con aisladores LRB

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

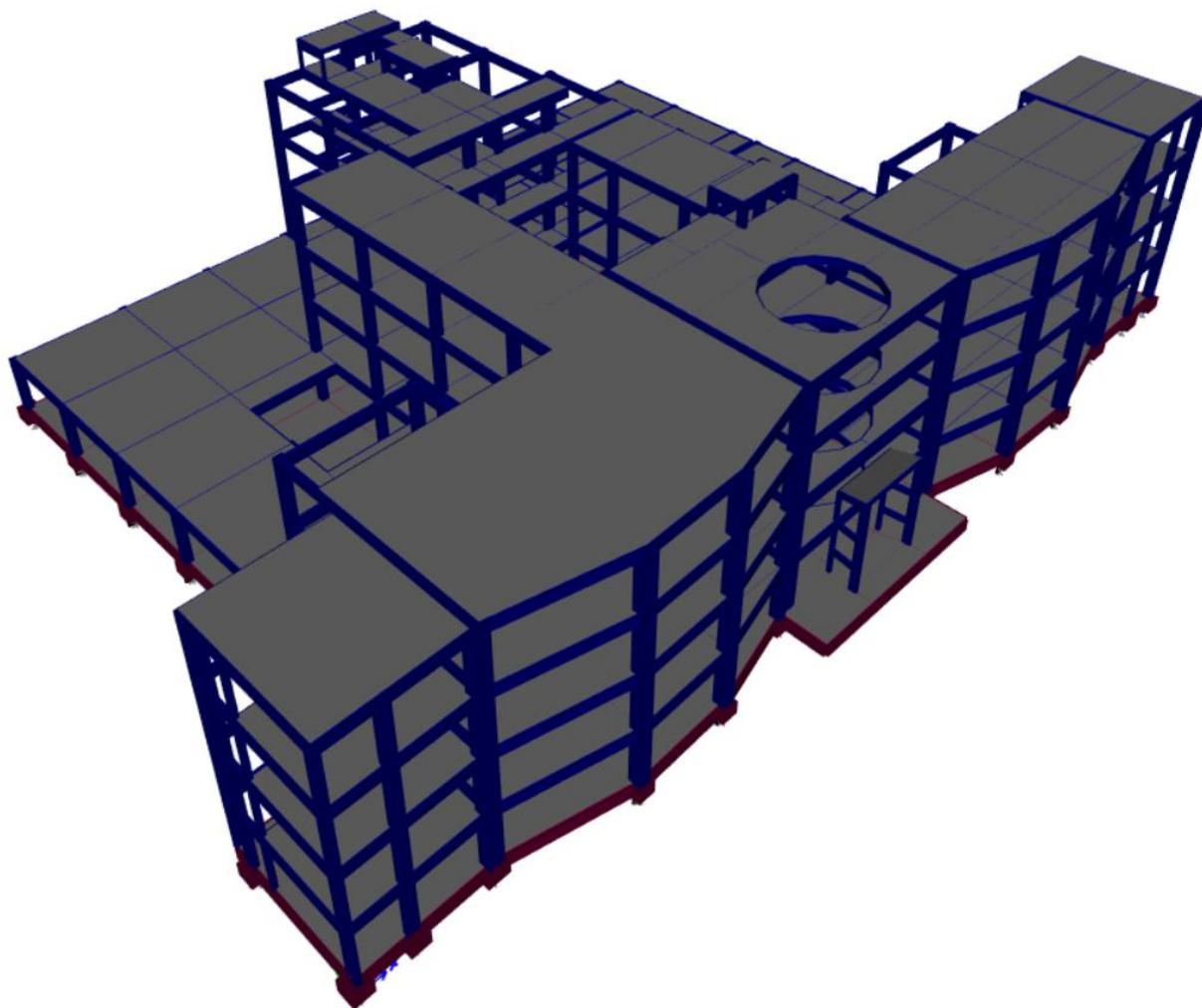


Figura III-058. Modelo matemático – Vista 3D. Diseño con aisladores LRB

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



- DEFINICIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Las propiedades mecánicas de los materiales utilizados para el análisis y la construcción de la edificación del Hospital de Pacasmayo, fueron definidas para el modelo matemático en ETABS 17 según los datos indicados en la sección 3.1.4. Para el concreto, se deben definir la masa y el peso unitario del material, el módulo de elasticidad (E), el coeficiente de Poisson (μ) y la resistencia a la compresión del concreto ($f'c$). Para el acero de refuerzo se deben definir el módulo de elasticidad (E) y el esfuerzo de fluencia (f_y).

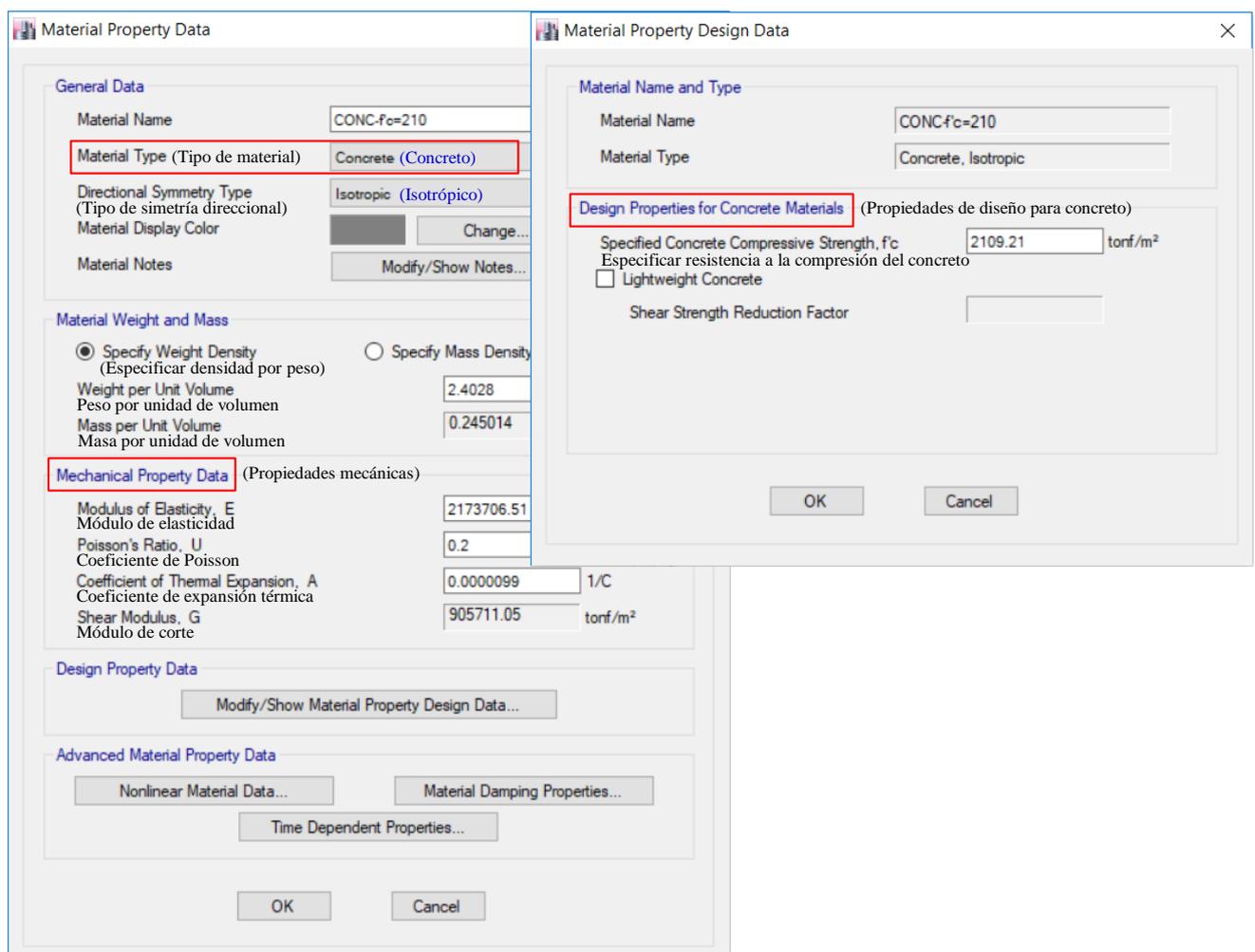


Figura III-059. Definición de las características del concreto $f'c=210\text{Kg/cm}^2$

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

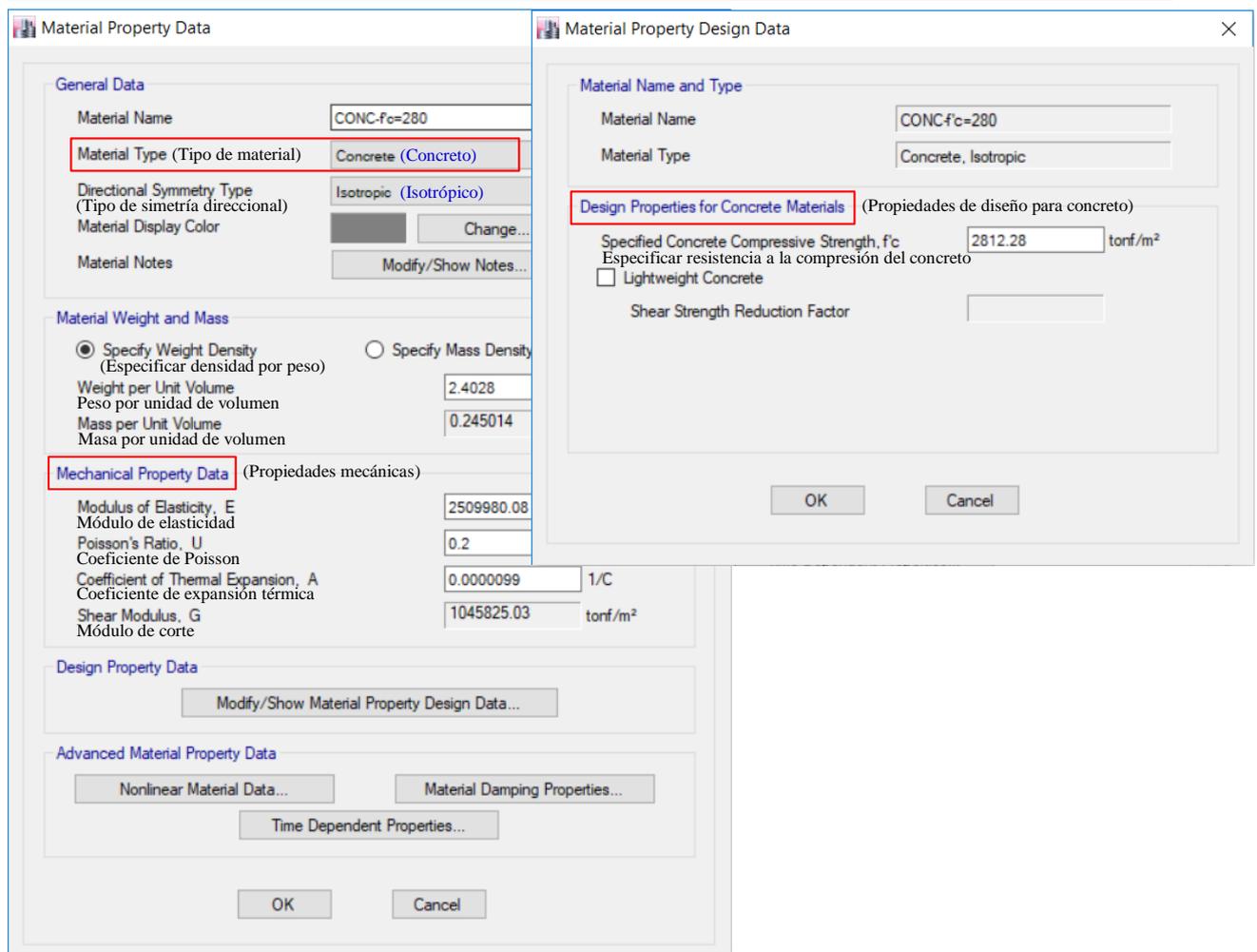


Figura III-060. Definición de las características del concreto $f'_c=280\text{Kg/cm}^2$

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

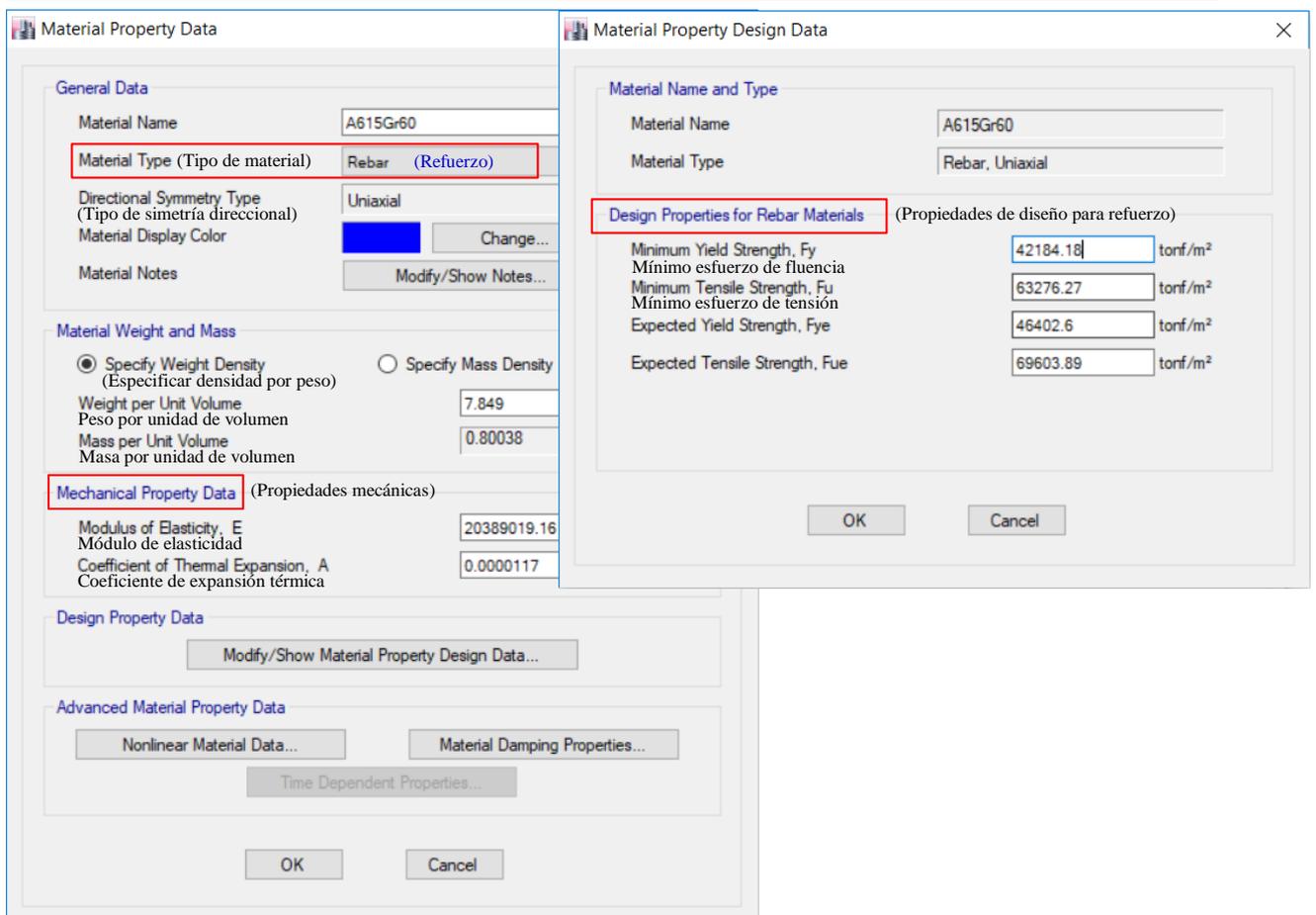


Figura III-061. Definición de las características del acero de refuerzo $f_y=4200\text{Kg/cm}^2$

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



- DEFINICIÓN DE COLUMNAS Y VIGAS – ELEMENTOS TIPO MARCO (FRAME)

Las columnas y vigas fueron modeladas como elementos tipo marco (frame). Se definieron las dimensiones y el respectivo acero de refuerzo de columnas y vigas en ETABS 17, utilizando las secciones de columnas y vigas especificadas en los planos de detalle del Expediente Técnico del Hospital.

Las secciones de las columnas utilizadas para la definición propia de columnas como elementos frame, se encuentran indicadas en las siguientes Tablas:

Tabla III-34a

Cuadro de columnas – Edificación principal aislada

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

Tabla III-34b

Cuadro de columnas – Edificación principal aislada

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

La definición de columnas en ETABS, se realiza, ingresando las dimensiones y el acero de refuerzo llenando el Tabla de dialogo Frame Sección Property Data (Propiedades de sección de marco), tal y como se visualiza en la siguiente imagen:

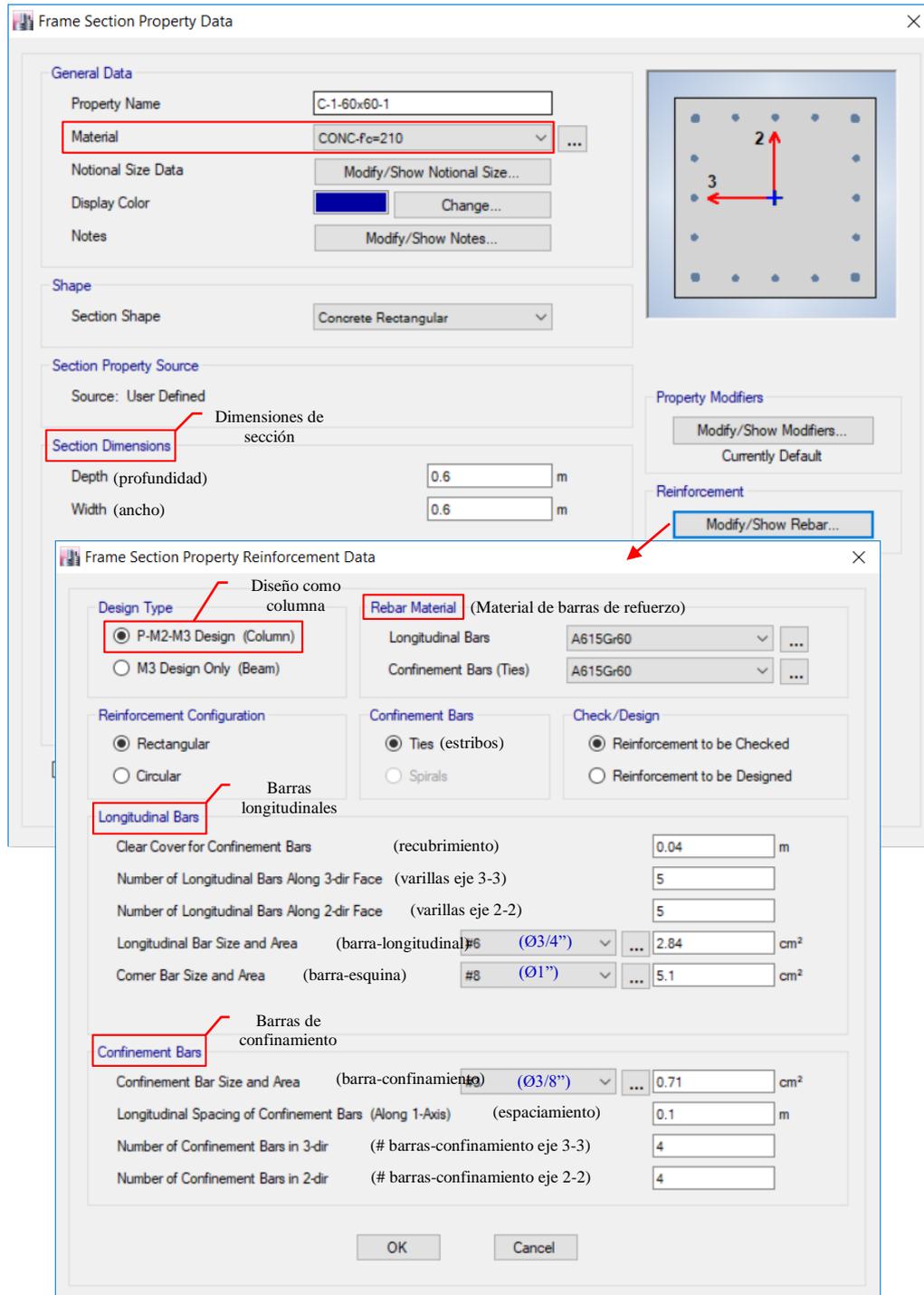


Figura III-062. Definición de Columna C1(.60x.060) del 1er-piso como elemento frame

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

Se tomaron secciones tanto para los extremos como para el centro de luz de las vigas, las secciones utilizadas tuvieron que simplificarse de las secciones especificadas en el Expediente Técnico del Hospital.



Las secciones de los extremos de las vigas, utilizadas para la definición propia de vigas como elementos frame, se encuentran indicadas en las siguientes Tablas:

Tabla III-35

Secciones de los extremos de vigas del 1er. piso de los bloques A1-A2. Definición como elementos frame en ETABS 17.

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

Tabla III-36

Secciones de los extremos de vigas del 2do. y 3er. piso de los bloques A1-A2. Definición como elementos frame en ETABS 17.

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

Tabla III-37

Secciones de los extremos de vigas del 4to. piso de los bloques A1-A2. Definición como elementos frame en ETABS 17.

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

Tabla III-38

Secciones de los extremos de vigas del 1er.-3er. piso del bloque A3. Definición como elementos frame en ETABS 17.

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

Tabla III-39

Secciones de los extremos de vigas del 4to. piso del bloque A3. Definición como elementos frame en ETABS 17.

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

Tabla III-40

Secciones de los extremos de vigas del 1er. piso del bloque A4. Definición como elementos frame en ETABS 17

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)



Tabla III-41

Secciones de los extremos de vigas del 2do.-3er. piso del bloque A4.

Definición como elementos frame en ETABS 17

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

Tabla III-42

Secciones de los extremos de vigas del 2do.-3er. piso del bloque A4.

Definición como elementos frame en ETABS 17

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

Tabla III-43

Secciones de los extremos de vigas del 4to. piso del bloque A4. Definición como elementos frame en ETABS 17

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

Tabla III-44

Secciones de los extremos de vigas del 1er.-3er. piso de los bloques A5-A6.

Definición como elementos frame en ETABS 17

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

Tabla III-45

Secciones de los extremos de vigas del 4to. piso de los bloques A5-A6.

Definición como elementos frame en ETABS 17.

(Ver Anexo-1: Contenido de Tablas)

La definición de vigas en ETABS, se realiza, ingresando las dimensiones y el acero de refuerzo llenando el Tabla de dialogo Frame Sección Property Data (Propiedades de sección de marco), tal y como se visualiza en la siguiente imagen:

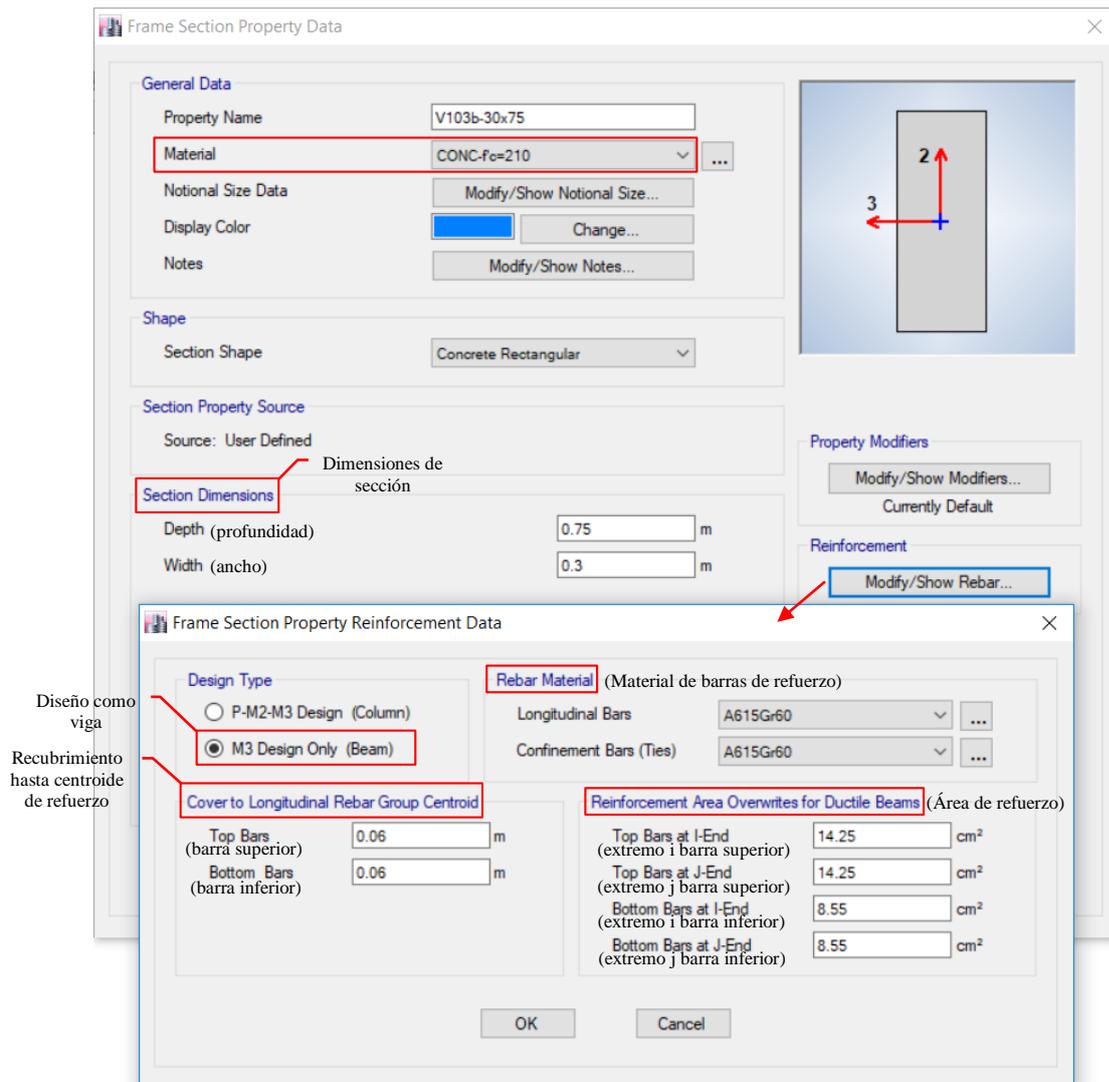


Figura III-063. Definición de Viga V103b(.30x.75) como elemento frame

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

- DEFINICIÓN DE LAS LOSAS DE PISO – ELEMENTOS TIPO ÁREA HORIZONTAL (SHELL)

Las losas de piso fueron modeladas como elementos tipo área (shell). Las losas aligeradas en dos sentidos con una altura $h=25\text{cm}$, se modelaron definiendo elementos shell enteramente de concreto $f'c=210\text{Kg/cm}^2$ con un espesor equivalente de 16.4cm , el espesor equivalente es la altura de una losa maciza de concreto que tiene el mismo peso unitario de la losa aligerada; así pues, una losa aligerada en dos sentidos con $h=25\text{cm}$, tiene un peso unitario de 395Kg/m^2 , y es equivalente a una losa maciza de concreto con $h=16.4\text{cm}$. Por su parte las losas macizas del nivel de base con $h=20\text{cm}$, se modelaron como elementos shell de concreto $f'c=210\text{Kg/cm}^2$ con un espesor de 20cm .

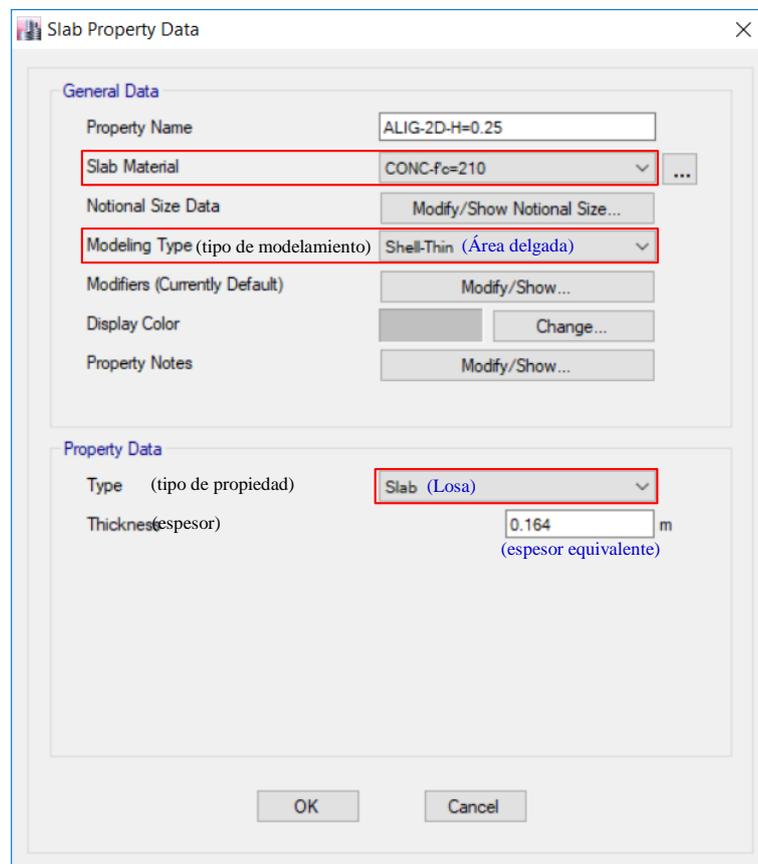


Figura III-064. Definición de losas aligeradas $h=25\text{cm}$ en dos direcciones como elementos shell

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

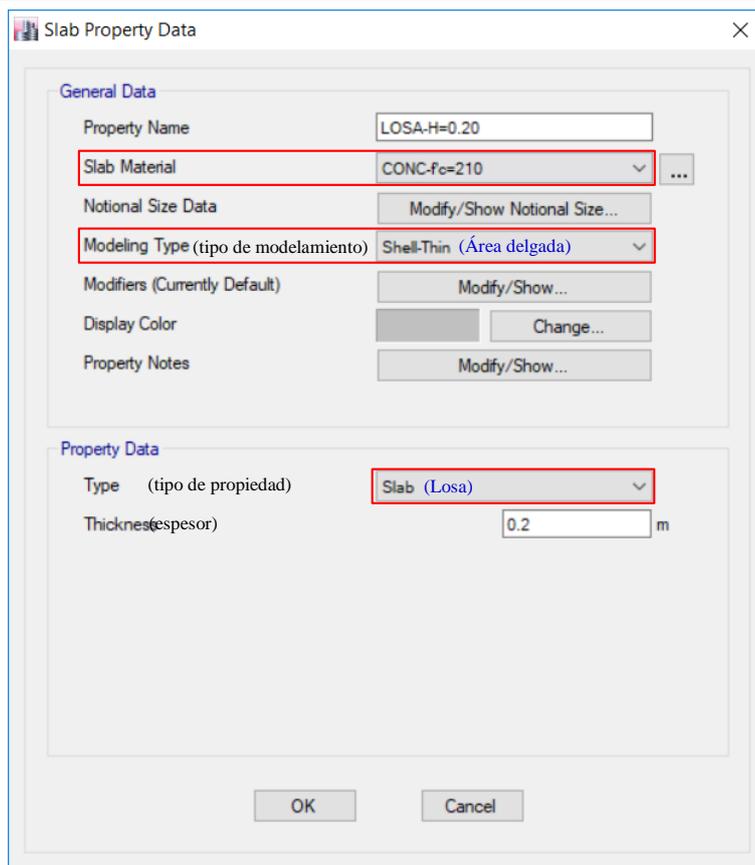


Figura III-065. Definición de losas macizas h=20cm como elementos shell

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

A todos los nodos de las losas o elementos shell en un piso, se les asigna la condición de diafragma rígido, con la finalidad de modelar la compatibilización de deformaciones, y la distribución en planta de las fuerzas horizontales sea en función de las rigideces de los elementos resistentes.



- DEFINICIÓN DE LAS UNIDADES DE AISLAMIENTO – ELEMENTOS ENLACE (LINK)

Los aisladores sísmicos de base fueron modelados como elementos enlace (link). Se definieron dos (02) tipos de aisladores LRB (Lead Rubber Bearing) y un (01) deslizador de teflón (Slider PTFE). Las características mecánicas de los aisladores y deslizadores fueron tomadas de las características especificadas en el Expediente Técnico.

Las propiedades nominales de los aisladores y deslizadores, fueron modificadas por los factores de límite superior y límite inferior, definiéndose los aisladores y deslizadores para cada límite. Los factores de modificación de propiedades fueron tomados de la Tabla C17.2-7 de ASCE/SEI 7-16 (Tabla III-14) Factores para fabricantes calificados, de la siguiente manera:

Para aisladores elastoméricos LRB:

$$\text{Fuerza de fluencia, } F_y \quad : \quad \lambda_{m\acute{a}x} = 1.55, \lambda_{m\acute{i}n} = 0.78$$

$$\text{Rigidez post-fluencia, } K_d \quad : \quad \lambda_{m\acute{a}x} = 1.30, \lambda_{m\acute{i}n} = 0.80$$

Para deslizadores de teflón Slider PTFE:

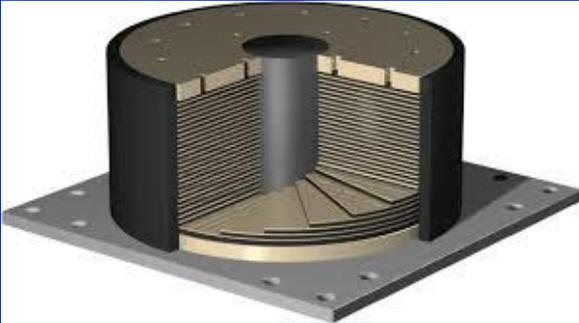
$$\text{Coeficiente de fricción, } \mu \quad : \quad \lambda_{m\acute{a}x} = 1.60, \lambda_{m\acute{i}n} = 0.80$$



- **AISLADOR LRB-B:** Tipo de aislador elastomérico LRB. Sus características mecánicas y sus características histeréticas se detallan en las siguientes Tablas:

Tabla III-46

Propiedades Aislador Elastomérico LRB-B

PROPIEDADES AISLADOR ELASTOMÉRICO LRB-B		
	PROPIEDADES GEOMÉTRICAS	
	Diametro aislador	Di = 0.700 m
	Diametro nucleo plomo	Dp = 0.102 m
	Altura aislador	Hi = 0.254 m
	Diametro efectivo aislador	B = 0.598 m
	Número de capas	N = 7
	Espesor capas caucho	ti = 0.025 m
	Altura total caucho	Tr = 0.178 m
	PROPIEDADES-GOMA	
Modulo de corte	G = 55.000 ton/m ²	
Rigidez post-fluencia	Kd = 116.539 ton/m	
PROPIEDADES-PLOMO		
Esfuerzo de fluencia	$\sigma_y = 810.000 \text{ ton/m}^2$	
Fuerza de histéresis	Qd = 6.567 ton	
Rigidez elastica	Ke = 1165.387 ton/m	
Deformación de fluencia	Dy = 0.006 m	
Fuerza de fluencia	Fy = 7.297 ton	

AISLADOR LRB (LEAD RUBBER BEARING)

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



Tabla III-47

Características histeréticas de aislador elastomérico LRB-B para el sismo BDE y propiedades de límite superior

<u>Aislador LRB-B (700x290)</u>				
Número de Aisladores	N =	32		
Peso por aislador	Wn =	141.10	Ton	
Rigidez Axial	Kv =	91775.00	Ton/m	
		<u>Nominal</u>	<u>Superior</u>	
Fuerza de fluencia	Fy =	7.30	11.32	Ton
Rigidez elástica	Ke =	1166.76	1166.76	Ton/m
Desplaz. de fluencia	Dy =	0.006	0.010	m
Rigidez post-fluencia	Kd =	116.68	151.68	Ton/m
Desplaz. diseño	DD =	0.132	0.096	m
Fuerza diseño	FD =	21.97	24.41	Ton
Rigidez efectiva	KD =	166.45	254.22	Ton/m
Coef. amort. efectivo	β D =	18.13	23.08	%
Amort. efectivo	CD =	17.75	27.92	Ton-m/seg
Rigidez efectiva total	KDtotal =	5326.36	8135.07	Ton/m
Amort. efectivo total	CDtotal =	567.87	893.38	Ton-m/seg

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Tabla III-48. Características histeréticas de aislador elastomérico LRB-B para el sismo MCE y propiedades de límite inferior.

<u>Aislador LRB-B (700x290)</u>				
Número de Aisladores	N =	32		
Peso por aislador	Wn =	141.10	Ton	
Rigidez Axial	Kv =	91775.00	Ton/m	
		<u>Nominal</u>	<u>Inferior</u>	
Fuerza de fluencia	Fy =	7.30	5.69	Ton
Rigidez elástica	Ke =	1166.76	1166.76	Ton/m
Desplaz. de fluencia	Dy =	0.006	0.005	m
Rigidez post-fluencia	Kd =	116.68	93.34	Ton/m
Desplaz. máximo	DM =	0.233	0.274	m
Fuerza máxima	FM =	34.49	31.27	Ton
Rigidez efectiva	KM =	148.01	114.12	Ton/m
Coef. amort. efectivo	β M =	11.77	10.46	%
Amort. efectivo	CM =	10.86	8.47	Ton-m/seg
Rigidez efectiva total	KMtotal =	4736.21	3651.90	Ton/m
Amort. efectivo total	CMtotal =	347.46	271.19	Ton-m/seg

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

El modelamiento de los aisladores elastoméricos LRB-B en ETABS para límite superior y límite inferior, considera las características no-lineales del comportamiento hysterético, y fue realizado, ingresando la rigidez axial, la rigidez elástica del plomo y un factor de rigidez post-fluencia de la goma en el Tabla de dialogo Link Property Data (Propiedades de enlace), tal y como se visualiza en las siguientes imágenes:

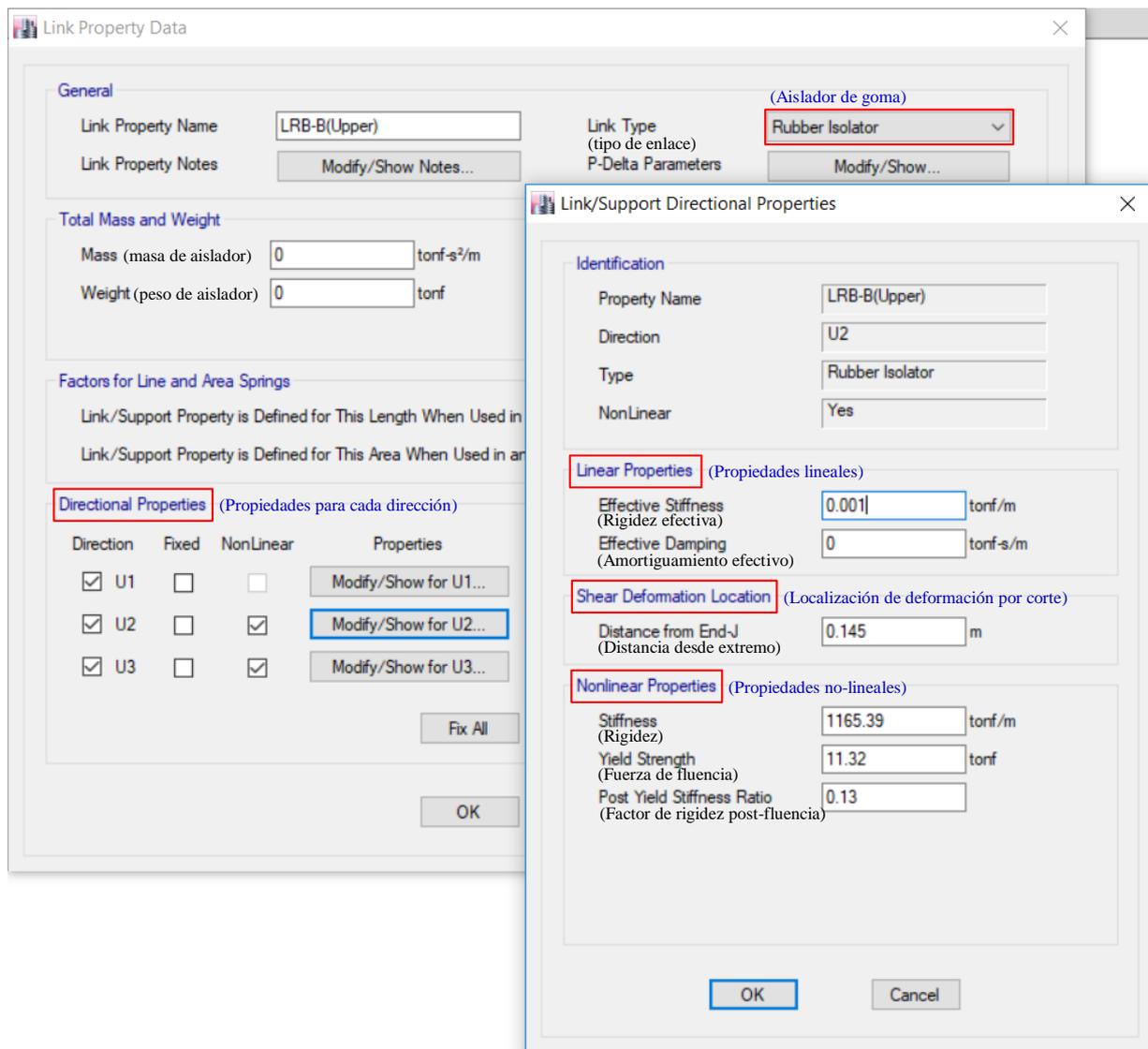


Figura III-066. Definición de aislador LRB-B para límite superior como elementos link

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

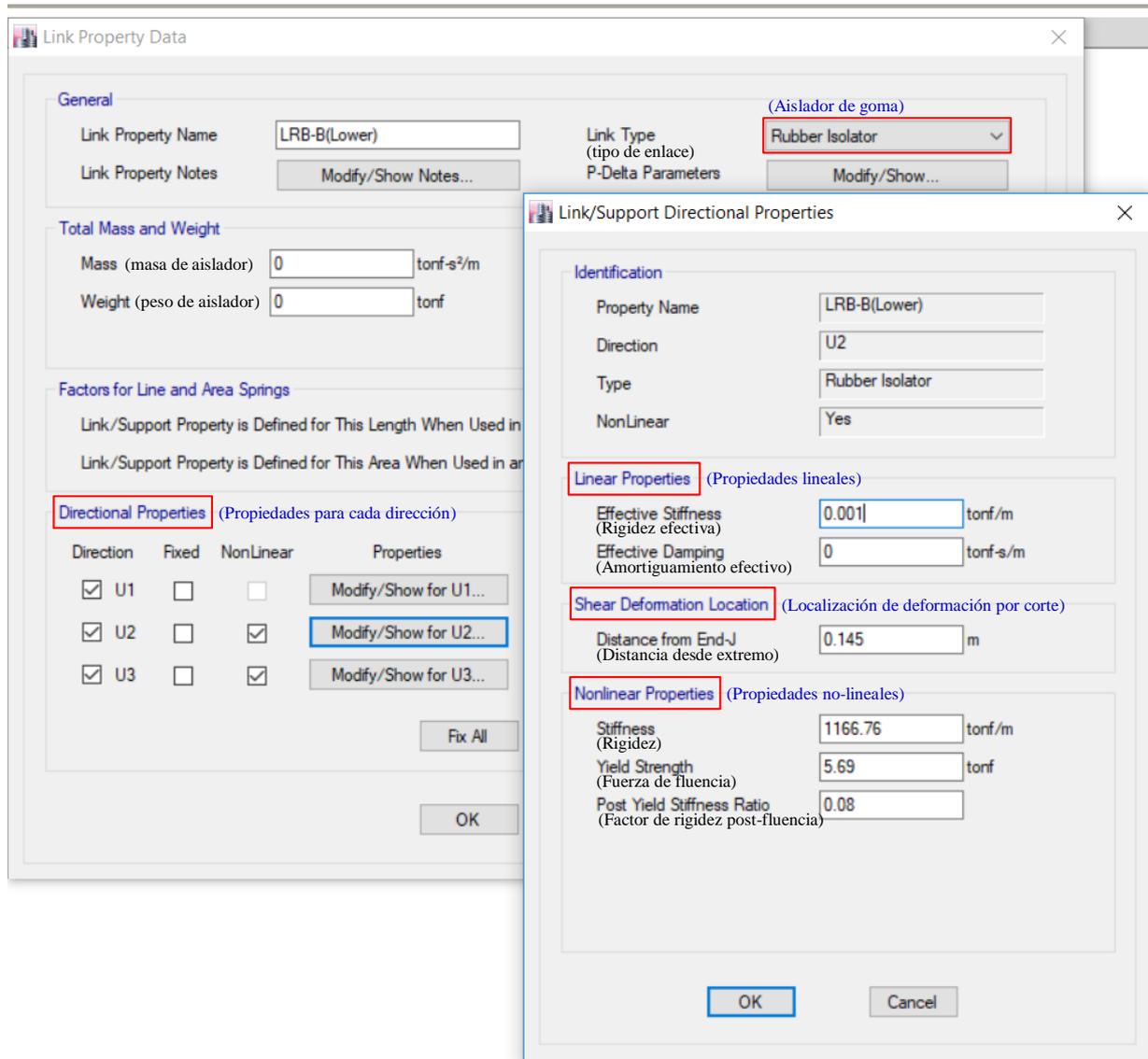


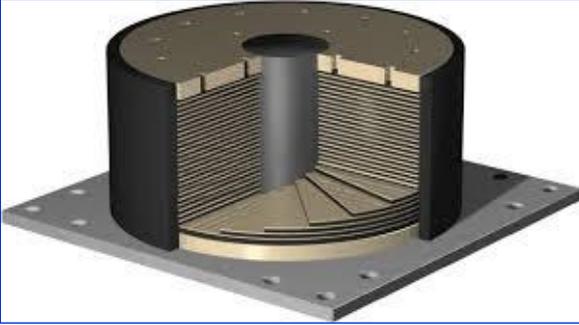
Figura III-067. Definición de aislador LRB-B para límite inferior como elementos link

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

- **AISLADOR LRB-C:** Tipo de aislador elastomérico LRB. Sus características mecánicas y sus características histeréticas se detallan en las siguientes Tablas:

Tabla III-49

Propiedades Aislador Elastomérico LRB-C

PROPIEDADES AISLADOR ELASTOMÉRICO LRB-C		
	PROPIEDADES GEOMÉTRICAS	
	Diametro aislador	Di = 0.800 m
	Diametro nucleo plomo	Dp = 0.127 m
	Altura aislador	Hi = 0.292 m
	Diametro efectivo aislador	B = 0.673 m
	Número de capas	N = 8
	Espesor capas caucho	ti = 0.025 m
	Altura total caucho	Tr = 0.203 m
	PROPIEDADES-GOMA	
Modulo de corte	G = 55.000 ton/m ²	
Rigidez post-fluencia	Kd = 132.624 ton/m	
PROPIEDADES-PLOMO		
Esfuerzo de fluencia	$\sigma_y = 810.000 \text{ ton/m}^2$	
Fuerza de histéresis	Qd = 10.261 ton	
Rigidez elastica	Ke = 1326.245 ton/m	
Deformación de fluencia	Dy = 0.009 m	
Fuerza de fluencia	Fy = 11.401 ton	

AISLADOR LRB (LEAD RUBBER BEARING)

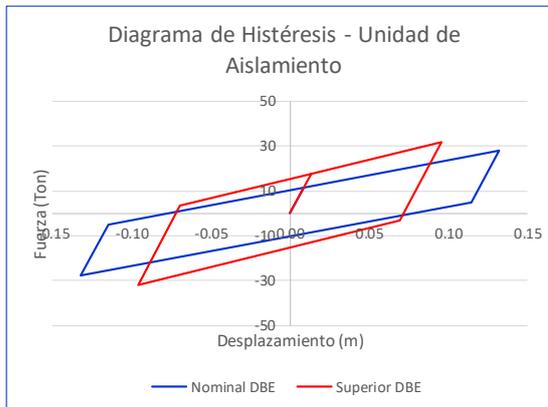
Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



Tabla III-50

Características histeréticas de aislador elastomérico LRB-C para el sismo BDE y propiedades de límite superior

<u>Aislador LRB-C (800x320)</u>				
Número de Aisladores	N =	30		
Peso por aislador	Wn =	210.95	Ton	
Rigidez Axial	Kv =	122366.00	Ton/m	
		<u>Nominal</u>	<u>Superior</u>	
Fuerza de fluencia	Fy =	11.40	17.67	Ton
Rigidez elástica	Ke =	1327.81	1327.81	Ton/m
Desplaz. de fluencia	Dy =	0.01	0.01	m
Rigidez post-fluencia	Kd =	132.78	172.62	Ton/m
Desplaz. diseño	DD =	0.132	0.096	m
Fuerza diseño	FD =	27.79	31.94	Ton
Rigidez efectiva	KD =	210.51	332.75	Ton/m
Coef. amort. efectivo	β D =	21.98	26.39	%
Amort. efectivo	CD =	29.57	36.51	Ton-m/seg
Rigidez efectiva total	KDtotal =	6315.25	9982.49	Ton/m
Amort. efectivo total	CDtotal =	887.19	1095.42	Ton-m/seg

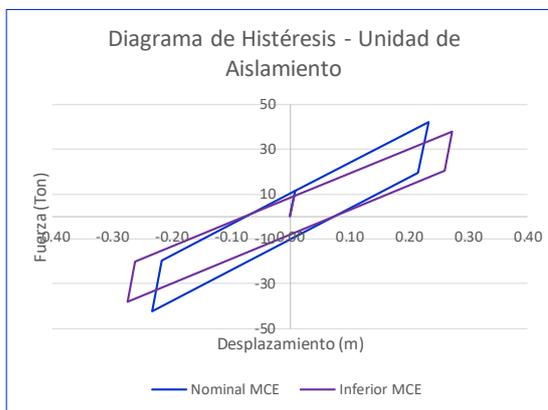


Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Tabla III-51

Características histeréticas de aislador elastomérico LRB-C para el sismo MCE y propiedades de límite inferior

<u>Aislador LRB-C (800x320)</u>				
Número de Aisladores	N =	30		
Peso por aislador	Wn =	210.95	Ton	
Rigidez Axial	Kv =	122366.00	Ton/m	
		<u>Nominal</u>	<u>Inferior</u>	
Fuerza de fluencia	Fy =	11.40	8.89	Ton
Rigidez elástica	Ke =	1327.81	1327.81	Ton/m
Desplaz. de fluencia	Dy =	0.01	0.007	m
Rigidez post-fluencia	Kd =	132.78	106.22	Ton/m
Desplaz. máximo	DM =	0.233	0.274	m
Fuerza máxima	FM =	42.34	38.00	Ton
Rigidez efectiva	KM =	181.71	138.68	Ton/m
Coef. amort. efectivo	β M =	14.80	13.34	%
Amort. efectivo	CM =	15.13	11.92	Ton-m/seg
Rigidez efectiva total	KMtotal =	5451.24	4160.32	Ton/m
Amort. efectivo total	CMtotal =	453.85	357.52	Ton-m/seg



Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

El modelamiento de los aisladores elastoméricos LRB-C en ETABS para límite superior y límite inferior, se realiza, considera las características no-lineales del comportamiento histerético, y fue realizado, ingresando la rigidez axial, la rigidez elástica del plomo y un factor de rigidez post-fluencia de la goma en el Tabla de dialogo Link Property Data (Propiedades de enlace), tal y como se visualiza en las siguientes imágenes:

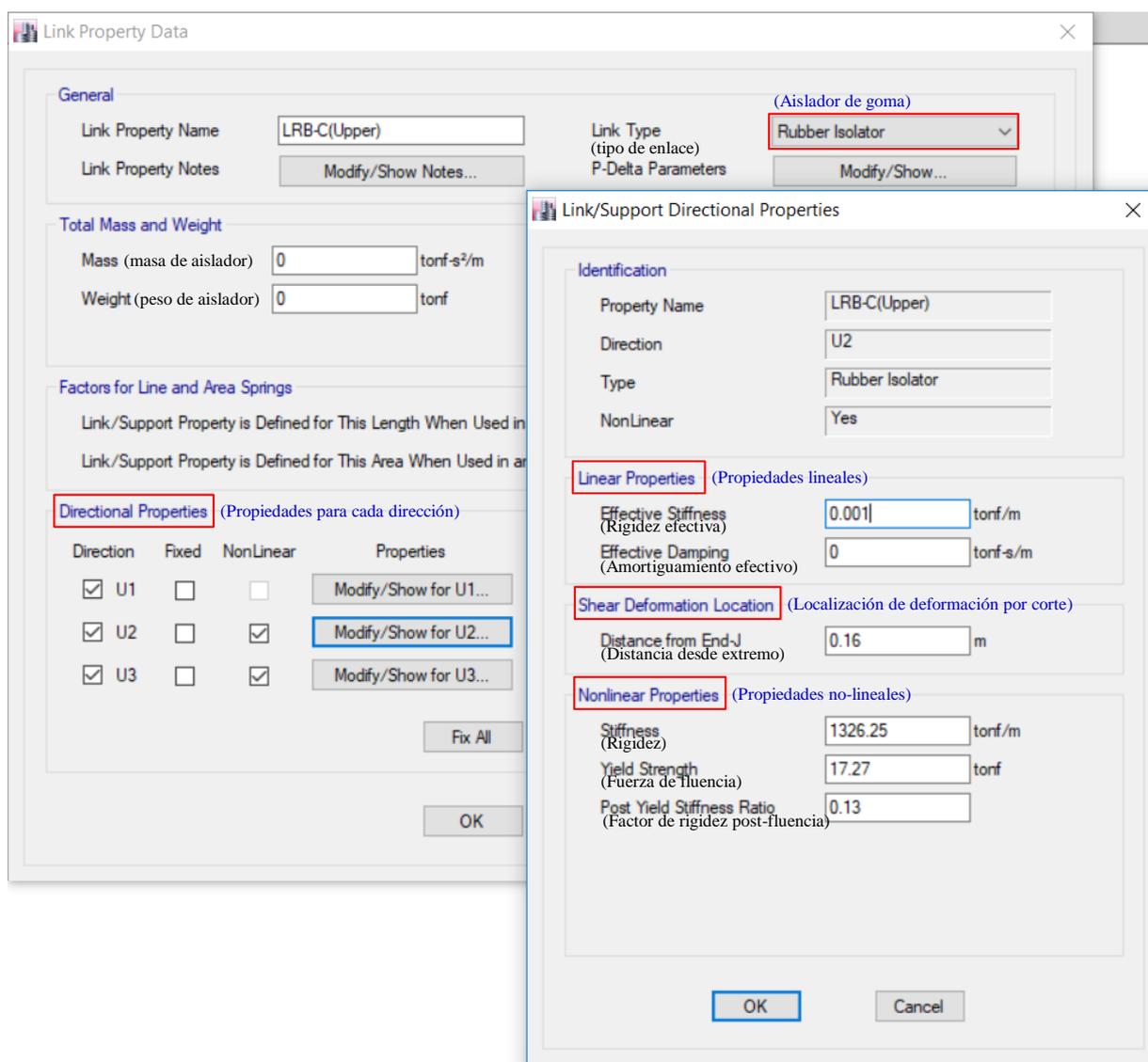


Figura III-068. Definición de aislador LRB-C para límite superior como elementos link

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

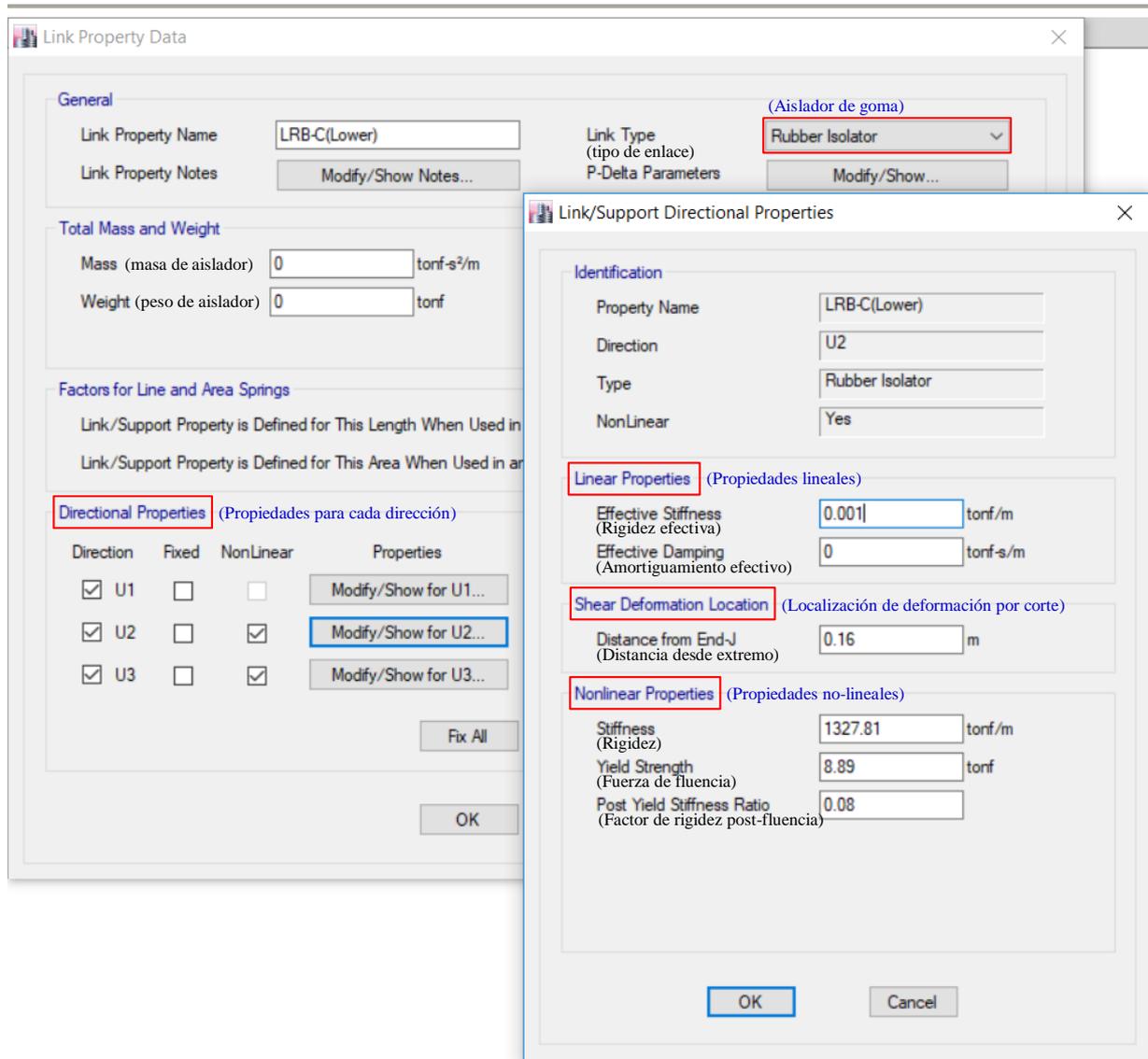


Figura III-069. Definición de aislador LRB-C para límite inferior como elementos link

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

- **DESLIZADOR Slider-A:** Tipo de deslizador de teflón Slider PTFE. Sus características mecánicas y sus características histeréticas se detallan en las siguientes Tablas:

Tabla III-52

Propiedades de deslizador de teflón Slider-A

PROPIEDADES DESLIZADOR DE TEFLÓN SLIDER-A		
PROPIEDADES GEOMÉTRICAS		
Diametro deslizador	$D_s =$	0.610 m
Diametro deslizador rígido	$D_r =$	0.152 m
PROPIEDADES-TEFLÓN		
Coef. fricción	$\mu =$	0.120
Peso por deslizador	$W_n =$	76.880 ton
Fuerza de fluencia	$F_y =$	9.226 ton
Despl. máximo desliz.	$\Delta_{max} =$	0.457 m



DESLIZADOR SLIDER PTFE

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



Tabla III-53

Características histeréticas de deslizador de teflón Slider-A para el sismo BDE y propiedades de límite superior

<u>Deslizador Slider-A -(1150x140)</u>				
Número de Aisladores	N =	29		
Peso por aislador	Wn =	76.88	Ton	
Rigidez Axial	Kv =	83335.00	Ton/m	
		Nominal	Superior	
Fuerza de fluencia	Fy =	9.23	14.76	Ton
Rigidez elástica	Ke =	0.00	0.00	Ton/m
Desplaz. de fluencia	Dy =	0.00	0.00	m
Rigidez post-fluencia	Kd =	0.00	0.00	Ton/m
Desplaz. diseño	DD =	0.132	0.096	m
Fuerza diseño	FD =	9.23	14.76	Ton
Rigidez efectiva	KD =	69.89	153.76	Ton/m
Coef. amort. efectivo	β D =	63.66	63.66	%
Amort. efectivo	CD =	29.80	59.88	Ton-m/seg
Rigidez efectiva total	KDtotal =	2026.84	4459.04	Ton/m
Amort. efectivo total	CDtotal =	864.15	1736.44	Ton-m/seg

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Tabla III-54

Características histeréticas de deslizador de teflón Slider-A para el sismo MCE y propiedades de límite inferior

<u>Deslizador Slider-A -(1150x140)</u>				
Número de Aisladores	N =	29		
Peso por deslizador	Wn =	76.88	Ton	
Rigidez Axial	Kv =	83335.00	Ton/m	
		Nominal	Inferior	
Fuerza de fluencia	Fy =	9.23	7.38	Ton
Rigidez elástica	Ke =	0.00	0.00	Ton/m
Desplaz. de fluencia	Dy =	0.00	0.000	m
Rigidez post-fluencia	Kd =	0.00	0.00	Ton/m
Desplaz. máximo	DM =	0.233	0.274	m
Fuerza máxima	FM =	9.23	7.38	Ton
Rigidez efectiva	KM =	39.59	26.94	Ton/m
Coef. amort. efectivo	β M =	63.66	63.66	%
Amort. efectivo	CM =	30.38	25.06	Ton-m/seg
Rigidez efectiva total	KMtotal =	1148.25	781.15	Ton/m
Amort. efectivo total	CMtotal =	881.16	726.78	Ton-m/seg

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

El modelamiento de los deslizadores de teflón Slider-A en ETABS para límite superior y límite inferior, considera las características no-lineales del comportamiento histerético, y fue definido como un elemento enlace del tipo multilineal plástico, ingresando la rigidez axial, y la función numérica de la histéresis del deslizador en el Tabla

de dialogo Link Property Data (Propiedades de enlace), tal y como se visualiza en las siguientes imágenes:

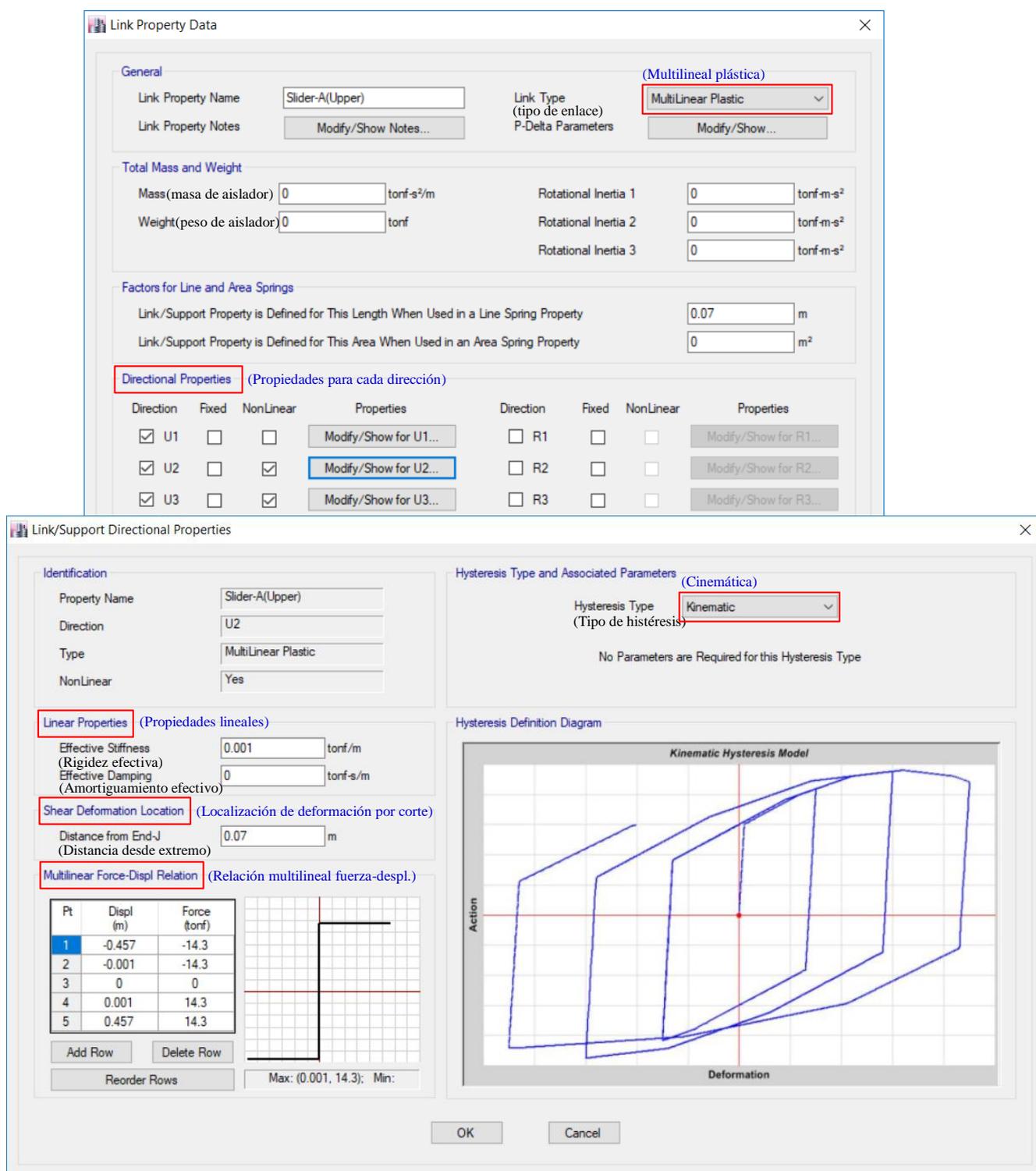


Figura III-070. Definición de deslizador Slider-A para límite inferior como elementos link

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



Link Property Data

General
Link Property Name: Slider-A(Lower)
Link Property Notes: Modify/Show Notes...
Link Type (tipo de enlace): MultiLinear Plastic
P-Delta Parameters: Modify/Show...

Total Mass and Weight
Mass (masa de aislador): 0 tonf-s²/m
Weight (peso de aislador): 0 tonf
Rotational Inertia 1: 0 tonf-m-s²
Rotational Inertia 2: 0 tonf-m-s²
Rotational Inertia 3: 0 tonf-m-s²

Factors for Line and Area Springs
Link/Support Property is Defined for This Length When Used in a Line Spring Property: 0.07 m
Link/Support Property is Defined for This Area When Used in an Area Spring Property: 0 m²

Directional Properties (Propiedades para cada dirección)

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Link/Support Directional Properties

Identification
Property Name: Slider-A(Lower)
Direction: U2
Type: MultiLinear Plastic
NonLinear: Yes

Hysteresis Type and Associated Parameters (Cinématica)
Hysteresis Type (Tipo de histéresis): Kinematic
No Parameters are Required for this Hysteresis Type

Linear Properties (Propiedades lineales)
Effective Stiffness (Rigidez efectiva): 0.001 tonf/m
Effective Damping (Amortiguamiento efectivo): 0 tonf-s/m

Shear Deformation Location (Localización de deformación por corte)
Distance from End-J (Distancia desde extremo): 0.07 m

Multilinear Force-Displ Relation (Relación multilinear fuerza-despl.)

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.457	-7.2
2	-0.001	-7.2
3	0	0
4	0.001	7.2
5	0.457	7.2

Max: (0.001, 7.2); Min: (-0.457, -7.2)

Hysteresis Definition Diagram
Kinematic Hysteresis Model
Action vs Deformation

OK Cancel

Figura III-071. Definición de deslizador Slider-A para límite inferior como elementos link

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



- ASIGNACIÓN DE CARGAS Y DEFINICIÓN DE LA FUENTE DE MASA

- CARGA MUERTA: El peso propio de los elementos estructurales fue medrado directamente por ETABS, según el tipo de modelamiento utilizado para cada elemento.

El peso de los pisos terminados, fue asignado como carga uniformemente distribuida en los elementos shell, equivalentes a $P_{PT}=100\text{Kg}/\text{m}^2$.

Los tabiques de albañilería, fueron modelados como cargas uniformemente distribuidas en los elementos shell, en función de su peso lineal, según la siguiente Tabla:

Tabla III-55

Carga equivalente de tabique, según su peso lineal

Peso del Tabique (kg / m)	Carga Equivalente (kg / m ²)
74 o menos	30
75 a 149	60
150 a 249	90
250 a 399	150
400 a 549	210
550 a 699	270
700 a 849	330
850 a 1000	390

Fuente: San Bartolomé, 1998, p.5

Así pues, para tabiques de ladrillo K-K con un espesor $t=0.15\text{m}$ y una altura promedio $h=3.50\text{m}$, su peso lineal sería:

$$P_{\text{tabique}} = \gamma_m \cdot t \cdot h = 1800 \cdot 0.15 \cdot 3.50 = 945 \text{ Kg} / \text{m}^2, \text{ teniéndose una carga equivalente } P_{\text{TAB}}=390\text{Kg}/\text{m}^2.$$

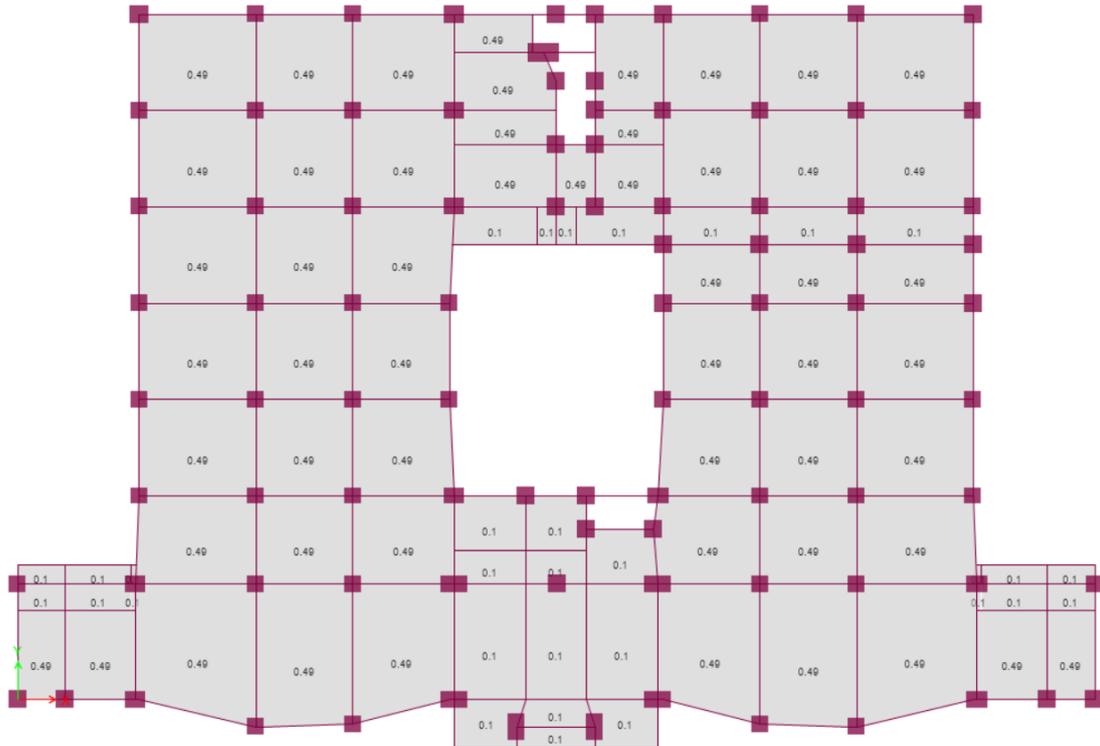


Figura III-072. Asignación de cargas por peso de tabiques y de piso terminado – Base

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

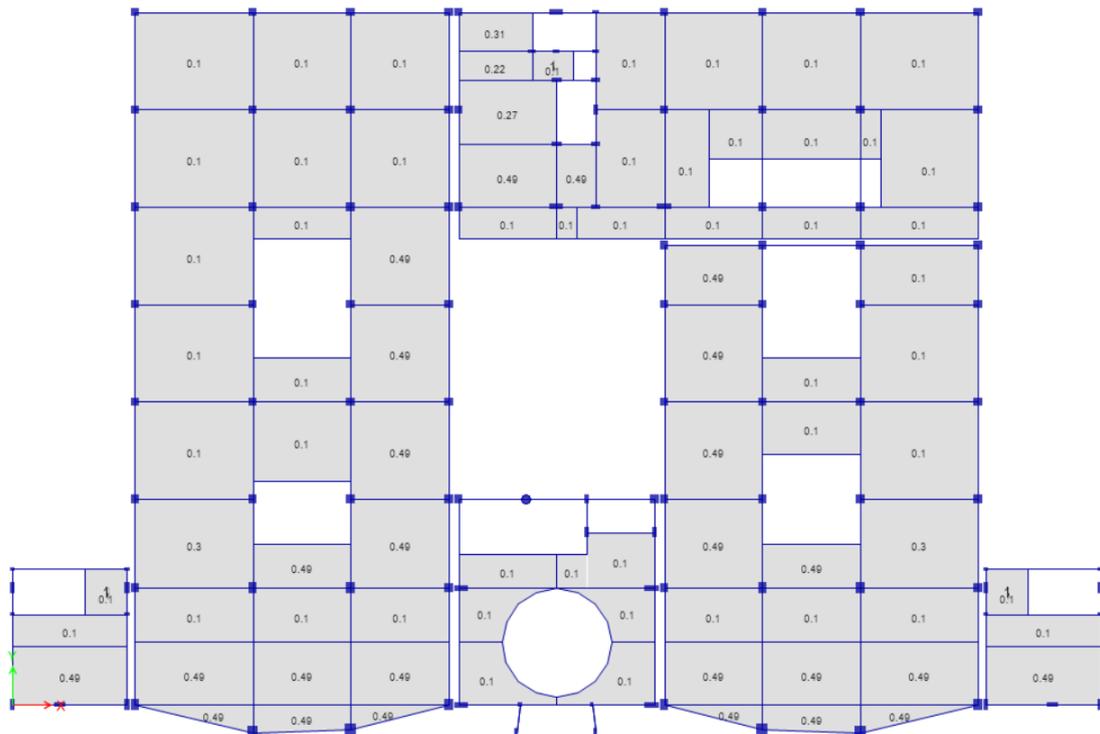


Figura III-073. Asignación de cargas por peso de tabiques y de piso terminado – 1er. Piso

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

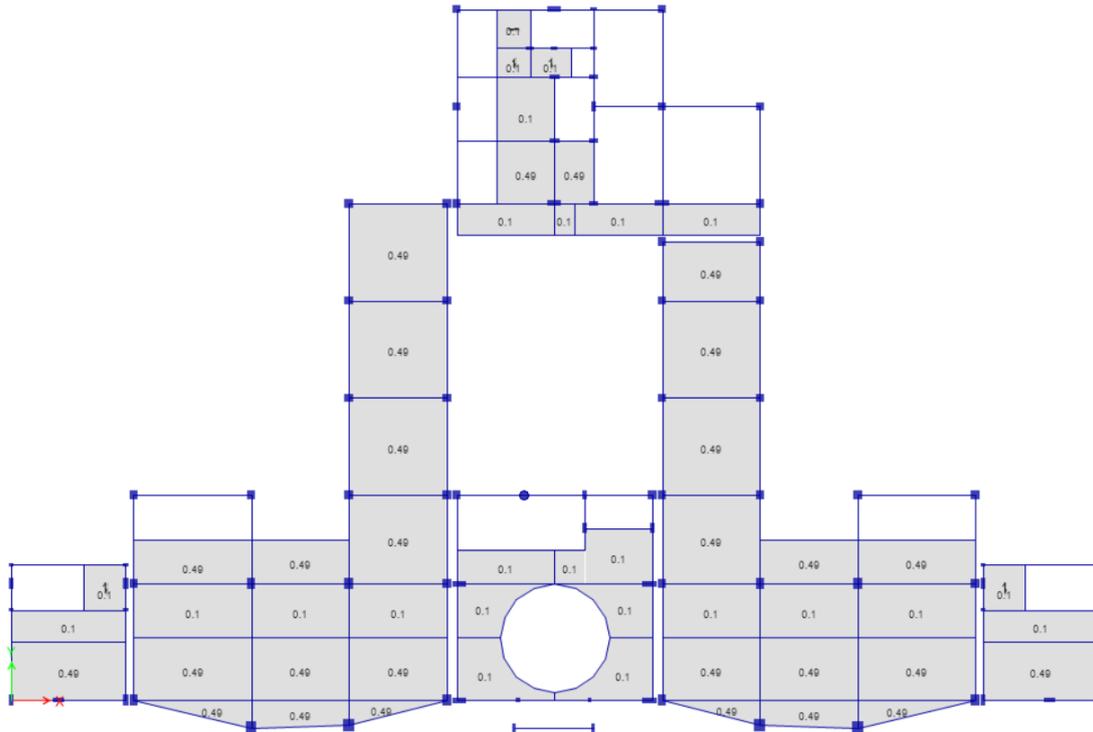


Figura III-074. Asignación de cargas por peso de tabiques y de piso terminado – 2do. Piso

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

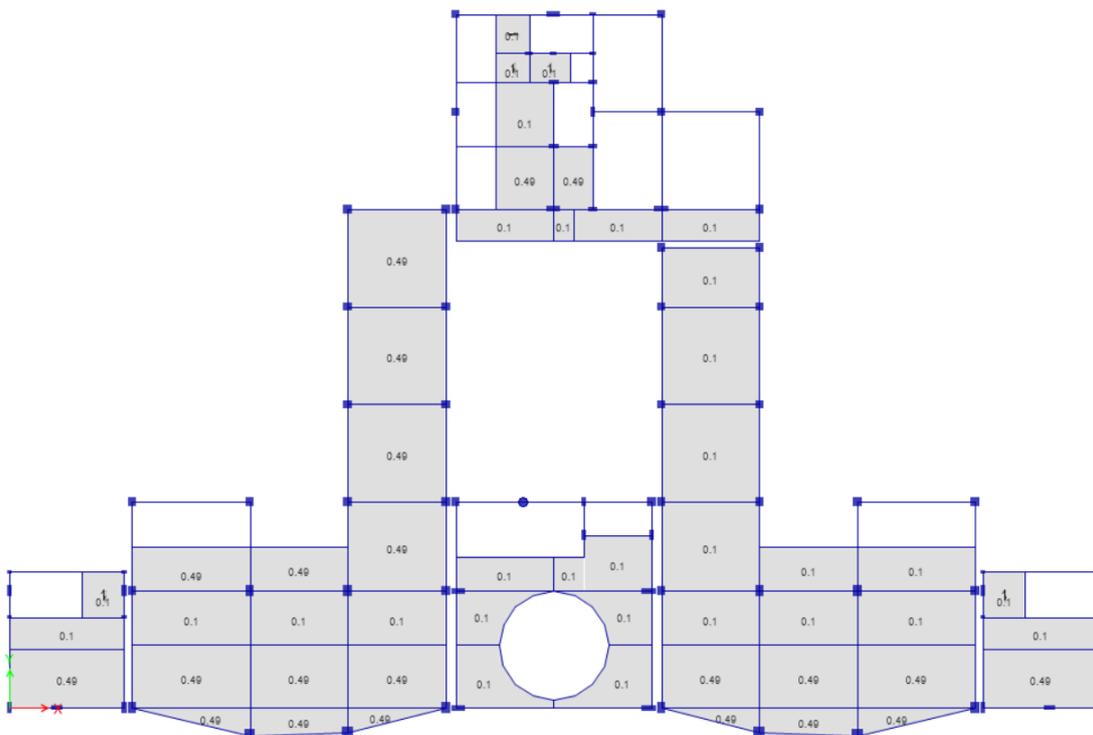


Figura III-075. Asignación de cargas por peso de tabiques y de piso terminado – 3er. Piso

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

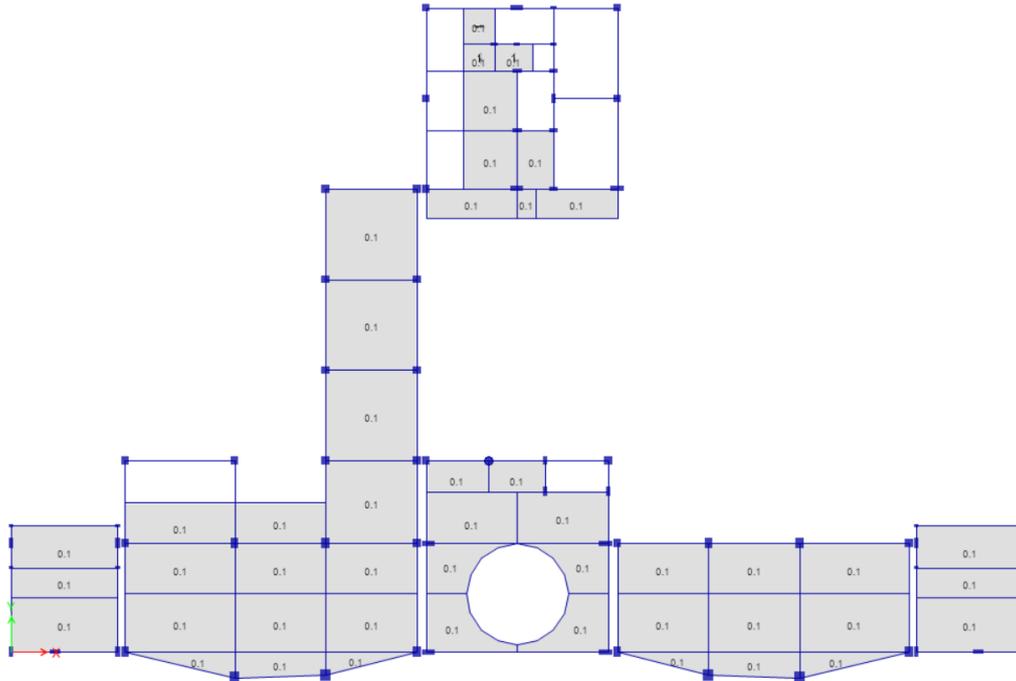


Figura III-076. Asignación de cargas por peso de tabiques y de piso terminado – 4to. Piso

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

- **CARGA VIVA:** La carga viva o sobrecarga fue asignada como carga uniformemente distribuida en los elementos shell. Se determinó el valor de la carga viva en función del ambiente al que corresponde el elemento shell y lo especificado en la norma de cargas E.020, según lo indicado en la sección 3.1.6.b.

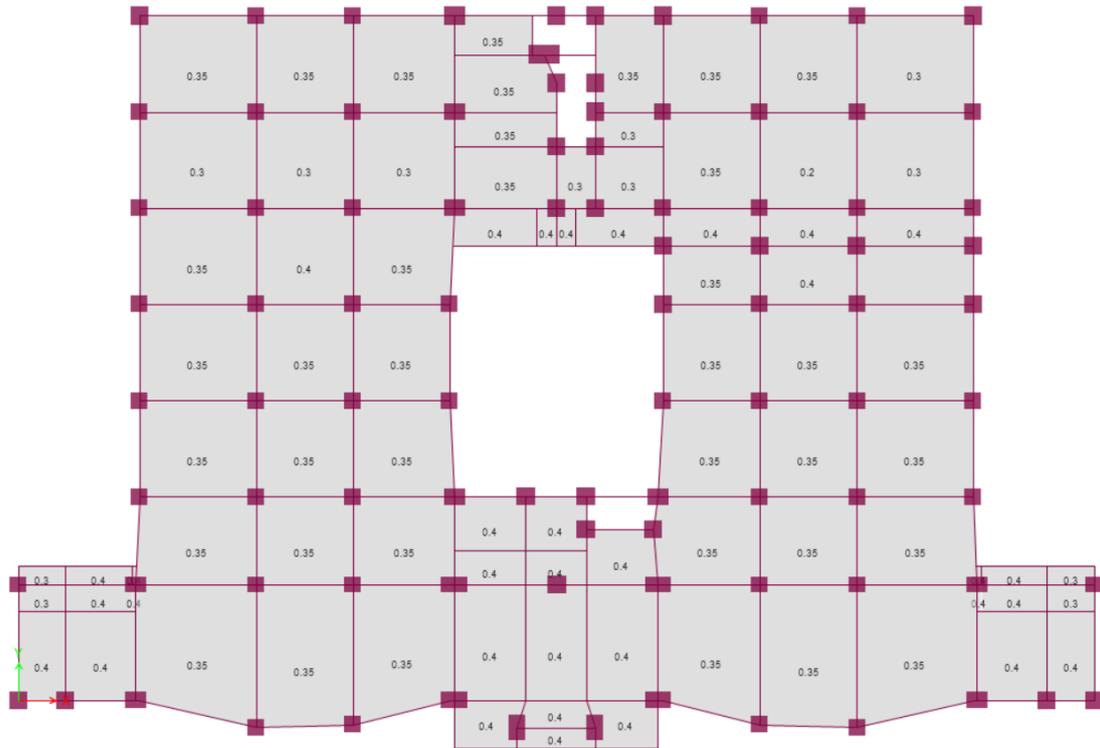


Figura III-077. Asignación de sobrecarga en elementos shell – Base

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

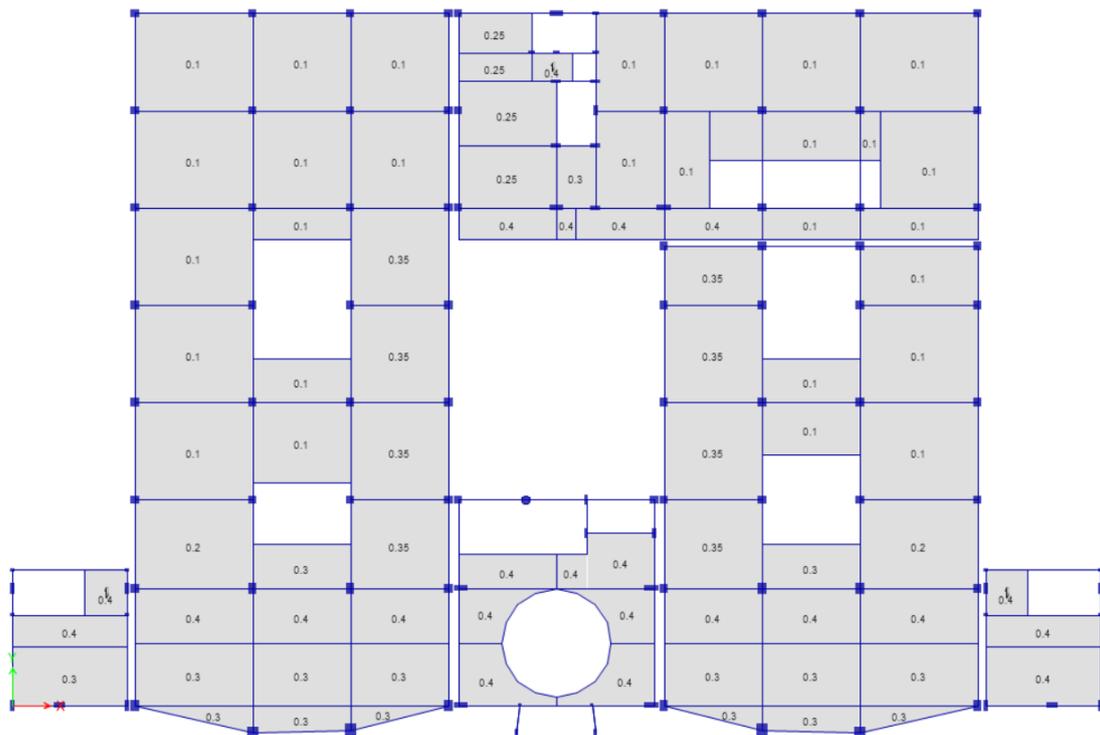


Figura III-078. Asignación de sobrecarga en elementos shell – 1er. Piso

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

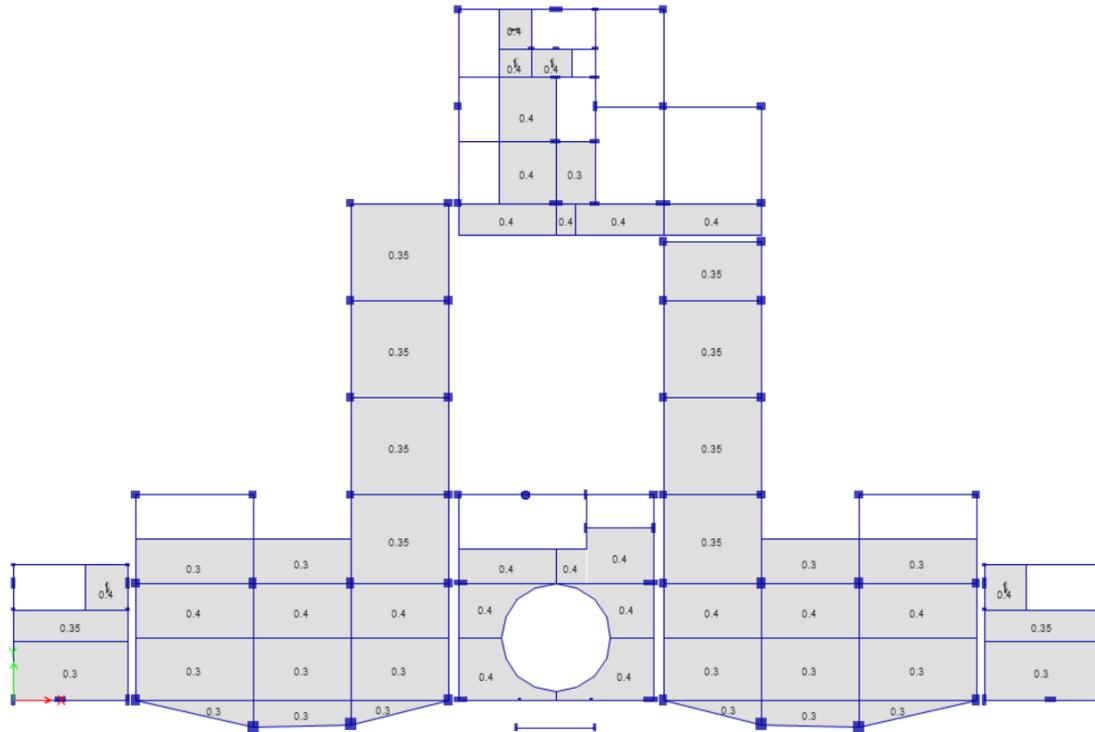


Figura III-079. Asignación de sobrecarga en elementos shell – 2do. Piso

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

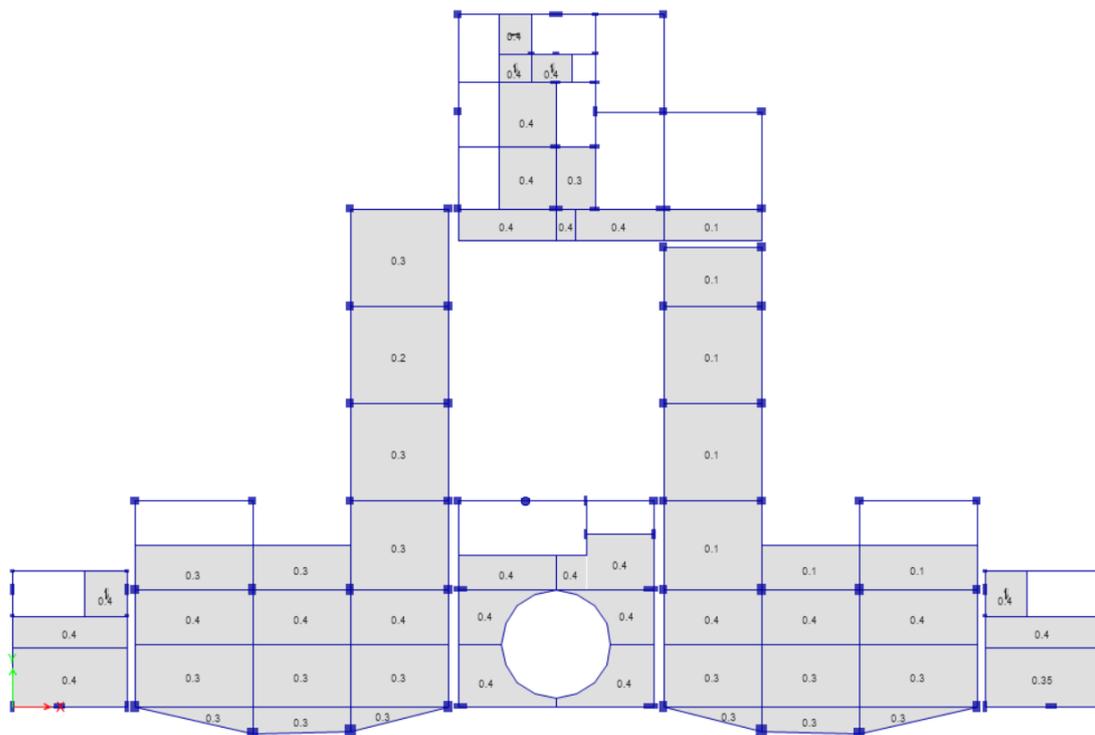


Figura III-080. Asignación de sobrecarga en elementos shell – 3er. Piso

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

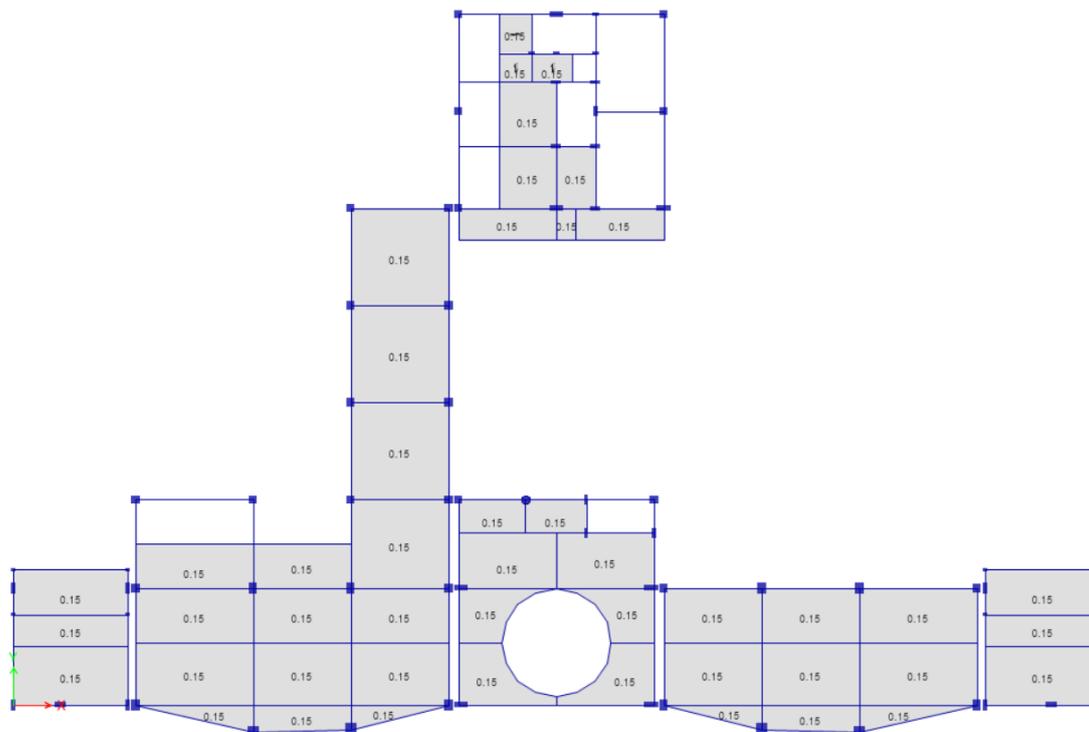


Figura III-081. Asignación de sobrecarga en elementos shell – 4to. Piso

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

- **FUENTE DE MASA:** La fuente de masa tiene que ver con el peso (P) de la estructura que es considerado para el análisis, y fue definida en ETABS como la sumatoria de los patrones de carga muerta y carga viva cada uno multiplicado por un factor que representa el porcentaje de la carga según el tipo de estructura. Así para nuestro caso E.030 indica que para una edificación Hospitalaria de categoría estructural A1, el peso (P) debe ser calculado como el 100% de la carga muerta más el 50%, según lo especificado en la sección 3.2.4.b.

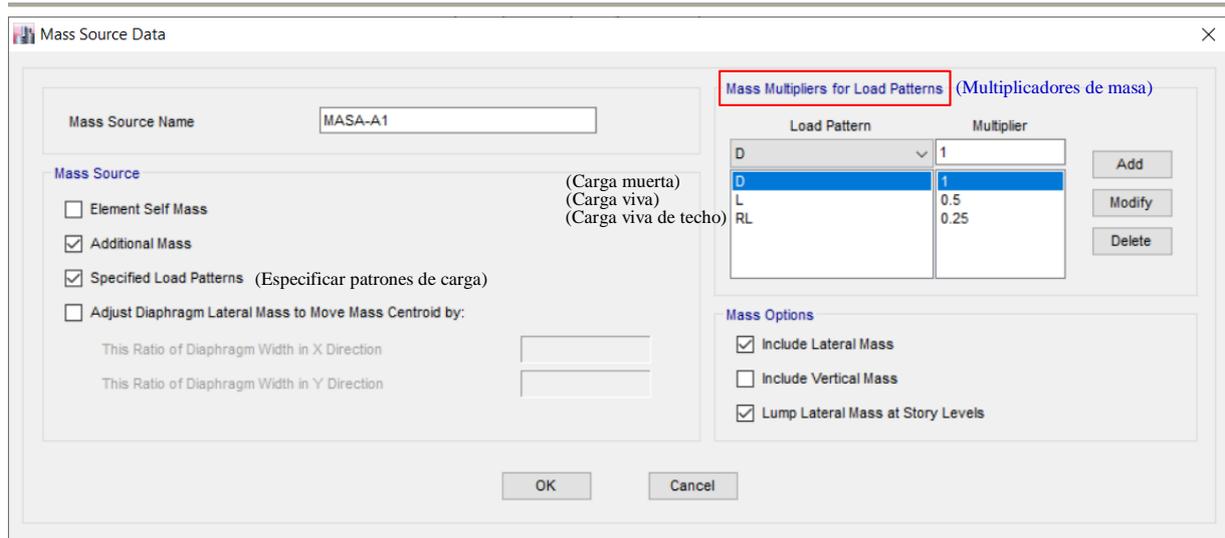


Figura III-082. Definición de la fuente de masa para una estructura de categoría A1

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

b. ANÁLISIS MODAL – VECTORES DE RITZ

Para el procedimiento de análisis de Historia de Respuesta o Tiempo-Historia, se utilizó el análisis modal con vectores de Ritz, el cual aplica vectores de carga que se distribuyen espacialmente como vectores de carga dinámica. Se ingresa un vector de carga inicial para iniciar el procedimiento, este vector ingresado genera un vector de Ritz de desplazamiento estático, los vectores restantes son generados secuencialmente a partir de una relación de recurrencia en la que la matriz de masas es multiplicada por el vector de Ritz obtenido anteriormente y que es utilizado como vector de carga para la solución estática siguiente, cada solución estática se denomina ciclo de generación. Cuando la carga dinámica se compone de varias distribuciones espaciales independientes, cada una de ellas sirve como vector de carga inicial para generar un conjunto de vectores de Ritz, cada ciclo de generación crea tantos vectores de Ritz como vectores de carga inicial hayan. Debido a la ortogonalización, los vectores de Ritz son regulados con las técnicas de solución para eigenvalores, resultando un conjunto de modos de vectores de Ritz cada uno con una forma de modo y una frecuencia (Computers & Structures, 2017).

Se utilizaron tres (03) vectores de carga para el análisis, tres (03) vectores de aceleración correspondientes a los grados de libertad de los aisladores, dos (02) grados traslacionales y uno (01) rotacional. Así mismo se consideraron tres (03) modos para cada unidad de aislamiento, resultando un total de $n = 3 \cdot 91 = 273$ modos, lo que generó $ncyc = 91$ ciclos, es decir un ciclo de análisis por cada aislador, con lo quedarían cubiertas todas las formas de modo de la estructura aislada.

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UXVector traslacional	0	99
Acceleration	UYVector traslacional	0	99
Acceleration	RZVector rotacional	0	99

Figura III-083. Definición del caso modal de vectores de Ritz para el análisis dinámico. Diseño con aislamiento LRB

Fuente: ETABS 17.0.1, Elaboración propia, 2019



c. ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO-HISTORIA NO-LINEAL FNA

ETABS como herramienta numérica para el análisis de estructuras, ofrece una lista de cuatro (04) subtipos de análisis Tiempo-Historia, para el caso del diseño abordado en esta sección, se utilizó el análisis Tiempo-Historia no lineal rápido FNA (fast non-linear analysis). El método FNA restringe toda no-linealidad únicamente a elementos link/support, y toma el resto de elementos como elásticos lineales, sin embargo, no hay límite en la cantidad de elementos no-lineales que se puedan considerar, siempre que se obtengan modos adecuados. Esto se hace mejor usando una cantidad suficiente de vectores de Ritz.

La ecuación de equilibrio dinámico de una estructura elástica lineal con elementos link/support no-lineales predefinidos sometidos a una carga arbitraria puede escribirse como:

$$K_L \cdot u(t) + C \cdot \dot{u}(t) + M \cdot \ddot{u}(t) + r_N(t) = r(t)$$

donde K_L es la matriz de rigidez de los elementos elásticos lineales (todos los elementos excepto los elementos link/support); C es la matriz de amortiguamiento proporcional; M es la matriz diagonal de masas; r_N es el vector de fuerzas de los grados no-lineales de libertad en los elementos Link/Support; u , \dot{u} y \ddot{u} , son los desplazamientos, velocidades y aceleraciones relativos a la tierra; y r es el vector de cargas aplicadas (Computers & Structures, 2017).

Debido a que un análisis FNA solo puede continuar a partir de otro análisis FNA, se definieron casos estáticos de carga que actúen antes del análisis dinámico, para tal fin se aplicaron gradualmente cargas cuasi-estáticas con alto amortiguamiento (Computers & Structures, 2017), de la siguiente manera:

- Definición una función de Tiempo-Historia de rampa con un crecimiento lineal de cero a uno durante un período de tiempo largo (digamos diez veces) en comparación con el primer período de la estructura y que a continuación se mantiene constante durante un período de tiempo igual (Computers & Structures, 2017).

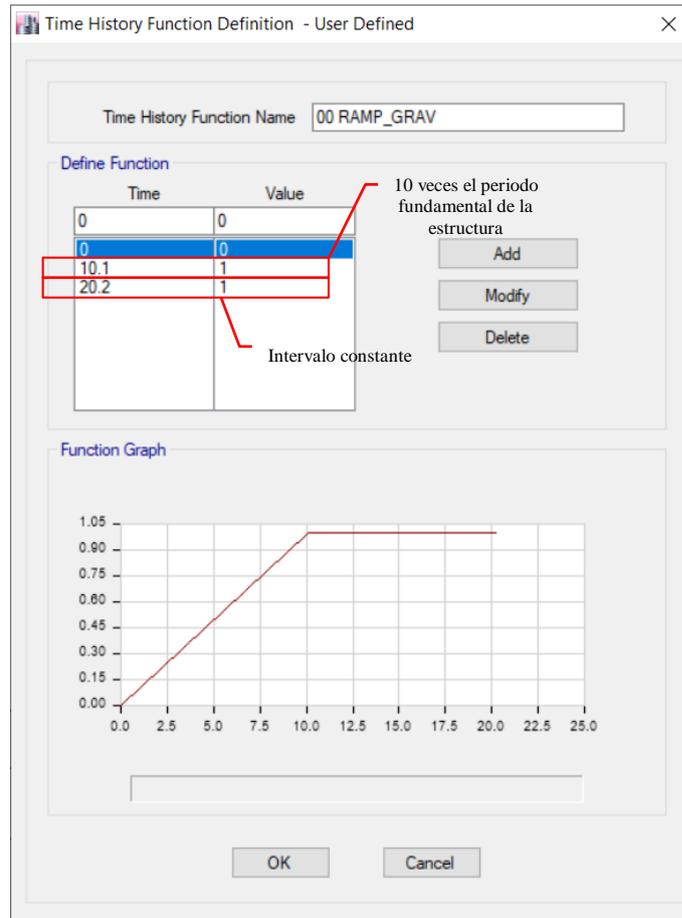


Figura III-084. Definición de función rampa de cargas cuasi-estáticas. Diseño con aislamiento LRB

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

- Definición de un caso modal no lineal de Tiempo-Historia FNA, utilizando un alto amortiguamiento modal $\beta=0.99$, y tan pocos o tantos pasos como se desee, pero sin que el tiempo total no sea menor que el doble de tiempo de la función rampa (Computers & Structures, 2017).

Load Case Data

General

Load Case Name: TH RAMP_PESO

Load Case Type/Subtype (Tipo de caso de carga): Time History / Nonlinear Modal (FNA) (Tiempo-Historia modal no-lineal)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source (Fuente de masa): Previous (MASA-A1)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: [Empty]

Loads Applied (Carga aplicada)

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	D (Carga muerta)	00 RAMP_GRAV	1
Load Pattern	L (Carga viva)	00 RAMP_GRAV	0.5
Load Pattern	RL (Carga viva de techo)	00 RAMP_GRAV	0.25

Other Parameters

Modal Load Case (Caso de carga modal): Modal

Number of Output Time Steps (Número de pasos de tiempo de salida): 404

Output Time Step Size (Rango de pasos de tiempo de salida): 0.1 sec

Modal Damping (Amortiguamiento modal): Constant at 0.99

Nonlinear Parameters: Default

2 veces el tiempo de la función rampa

OK Cancel

Figura III-085. Definición del caso de carga FNA de cargas cuasi-estáticas iniciales para el análisis dinámico. Diseño con aislamiento LRB

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

Para los efectos del análisis, el programa define una rigidez lineal efectiva para cada grado de libertad de los elementos no-lineales. La rigidez efectiva de un grado no-lineal de libertad arbitraria, pero generalmente varía entre cero y la máxima rigidez no lineal de ese grado de libertad. La ecuación de equilibrio puede entonces ser reescrita como:

$$K \cdot u(t) + C \cdot \dot{u}(t) + M \cdot \ddot{u}(t) = r(t) - [r_N(t) - K_N \cdot u(t)]$$

Donde $K = K_L + K_N$, con K_L siendo la rigidez de todos los elementos lineales y de los grados lineales de libertad de los elementos Link/Support, y K_N siendo la matriz lineal de rigidez efectiva para todos los grados no lineales de libertad.



El amortiguamiento se definió utilizando un factor de amortiguamiento para cada modo, medido como como una fracción del amortiguamiento crítico, ETABS considera que el factor de amortiguamiento puede definirse como constante para todos los modos o calculado para cada modo por coeficientes proporcionales de masa y rigidez en el rango de dos periodos, para el caso del diseño abordado en esta sección se definió un amortiguamiento constante $\beta=0.05$ para todos los modos.

Se definió el análisis modal de tiempo-historia no-lineal FNA, para cada registro sísmico ingresado, con un número y tamaño de pasos de tiempo que abarcó el tiempo de duración del registro. Se definieron las cargas de aceleración para dos direcciones ortogonales de análisis correspondiente a las direcciones globales 1 y 2, y se asignaron las componentes de los registros sísmicos a cada una de las direcciones. De esto, en algunos casos se amplificó una de las componentes para que los valores del espectro de respuesta del registro sísmico no sean menores que el 90% del valor correspondiente en el espectro de peligro uniforme MCE, según lo indicado en la sección 3.3.2.f.

Tabla III-56

Casos de carga modal de tiempo-historia no-lineal FNA para el análisis dinámico, con sus factores de escalas respectivos

CASOS DE CARGA MODAL TIEMPO-HISTORIA NO-LINEAL FNA				
CASO DE CARGA		REGISTRO AJUSTADO A E.030-MCE	FACTOR DE ESCALA	
			Comp. 1	Comp. 2
TH-1	PRQ_1966	SAd01 PRQ_1966	1.37 (E-W)	
TH-2	PRQ_1970	SAd02 PRQ_1970	1.04 (E-W)	
TH-3	PRQ_1974	SAd03 PRQ_1974	1.10 (E-W)	
TH-4	MOQ001_2001	SAd04 MOQ001_2001		1.19 (N-S)
TH-5	ICA002_2007	SAd05 ICA002_2007	1.23 (E-W)	
TH-6	constitucion_2010	SAd06 constitucion_2010		
TH-7	AMNT_2016	SAd07 AMNT_2016		

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Para el caso de los análisis con el sismo base de diseño BDE, los componentes de los registros fueron reducidos por un factor igual a 2/3.



General

Load Case Name: TH-1 PQR_1966

Load Case Type/Subtype (Tipo de caso de carga): Time History, Nonlinear Modal (FNA) (Tiempo-Historia modal no-lineal)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source (Fuente de masa): Previous (MASA-A1)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: TH RAMP_PESO

(Carga aplicada) Registros sísmicos Ajustados espectralmente a MCE

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1 Dirección global 1	SAd01 PQR_1966_...	13.4397
Acceleration	U2 Dirección global 2	SAd01 PQR_1966_...	9.81

Comp. E-W: g·FE=9.81·1.37=13.44

Other Parameters

Modal Load Case (Caso de carga modal): Modal

Number of Output Time Steps (Número de pasos de tiempo de salida): 3283

Output Time Step Size (Rango de pasos de tiempo de salida): 0.02 sec

Modal Damping (Amortiguamiento modal): Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

Número y tamaño de pasos abarca tiempo de registro

Figura III-086. Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-1 PRQ_1966 para el diseño con aislamiento LRB

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



General

Load Case Name: TH-2 PQR_1970

Load Case Type/Subtype (Tipo de caso de carga): Time History, Nonlinear Modal (FNA) (Tiempo-Historia modal no-lineal)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source (Fuente de masa): Previous (MASA-A1)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: TH RAMP_PESO

(Carga aplicada) Registros sísmicos Ajustados espectralmente a MCE

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1 Dirección global 1	SAd02 PQR_1970_...	10.2024
Acceleration	U2 Dirección global 2	SAd02 PQR_1970_...	9.81

Comp. E-W: $g \cdot FE = 9.81 \cdot 1.04 = 10.20$

Other Parameters

Modal Load Case (Caso de carga modal): Modal

Number of Output Time Steps (Número de pasos de tiempo de salida): 2255

Output Time Step Size (Rango de pasos de tiempo de salida): 0.02 sec

Modal Damping (Amortiguamiento modal): Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

OK Cancel

Figura III-087. Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-2 PRQ_1970 para el diseño con aislamiento LRB

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



General

Load Case Name: TH-3 PQR_1974

Load Case Type/Subtype (Tipo de caso de carga): Time History / Nonlinear Modal (FNA)
(Tiempo-Historia modal no-lineal)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source (Fuente de masa): Previous (MASA-A1)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: TH RAMP_PESO

(Carga aplicada) Registros sísmicos Ajustados espectralmente a MCE

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1 Dirección global 1	SAd03 PQR_1974_...	10.791
Acceleration	U2 Dirección global 2	SAd03 PQR_1974_...	9.81

Comp. E-W: $g \cdot FE = 9.81 \cdot 1.10 = 10.79$

Other Parameters

Modal Load Case (Caso de carga modal): Modal

Number of Output Time Steps (Número de pasos de tiempo de salida): 4899

Output Time Step Size (Rango de pasos de tiempo de salida): 0.02 sec

Modal Damping (Amortiguamiento modal): Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

Número y tamaño de pasos abarca tiempo de registro

OK Cancel

Figura III-088. Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-3 PRQ_1974 para el diseño con aislamiento LRB

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



General

Load Case Name: TH-4 MOQ001_2001

Load Case Type/Subtype (Tipo de caso de carga): Time History, Nonlinear Modal (FNA) (Tiempo-Historia modal no-lineal)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source (Fuente de masa): Previous (MASA-A1)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: TH RAMP_PESO

(Carga aplicada) Registros sísmicos Ajustados espectralmente a MCE

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1Dirección global 1	SAd04 MOQ001_20...	9.81
Acceleration	U2Dirección global 2	SAd04 MOQ001_20...	11.6739

Comp. E-W:
g=FE=9.81*1.19=11.67

Other Parameters

Modal Load Case (Caso de carga modal): Modal

Number of Output Time Steps (Número de pasos de tiempo de salida): 9946

Output Time Step Size (Rango de pasos de tiempo de salida): 0.02 sec

Modal Damping (Amortiguamiento modal): Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

Número y tamaño de pasos abarca tiempo de registro

OK Cancel

Figura III-089. Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-4 MOQ001_2001 para el diseño con aislamiento LRB

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



General

Load Case Name: TH-5 ICA002_2007

Load Case Type/Subtype (Tipo de caso de carga): Time History, Nonlinear Modal (FNA)
(Tiempo-Historia modal no-lineal)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source (Fuente de masa): Previous (MASA-A1)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: TH RAMP_PESO

(Carga aplicada) Registros sísmicos Ajustados espectralmente a MCE

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1 Dirección global 1	SAd05 ICA002_200...	12.0663
Acceleration	U2 Dirección global 2	SAd05 ICA002_200...	9.81

Comp. E-W: $g \cdot FE = 9.81 \cdot 1.23 = 12.07$

Other Parameters

Modal Load Case (Caso de carga modal): Modal

Number of Output Time Steps (Número de pasos de tiempo de salida): 10904

Output Time Step Size (Rango de pasos de tiempo de salida): 0.02 sec

Modal Damping (Amortiguamiento modal): Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

Número y tamaño de pasos abarca tiempo de registro

OK Cancel

Figura III-090. Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-5 ICA002_2007 para el diseño con aislamiento LRB

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



General

Load Case Name: TH-6 constitucion_2010

Load Case Type/Subtype (Tipo de caso de carga): Time History / Nonlinear Modal (FNA) (Tiempo-Historia modal no-lineal)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source (Fuente de masa): Previous (MASA-A1)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: TH RAMP_PESO

(Carga aplicada) Registros sísmicos Ajustados espectralmente a MCE

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1 Dirección global 1	SAd06 constitucion_...	9.81
Acceleration	U2 Dirección global 2	SAd06 constitucion_...	9.81

Other Parameters

Modal Load Case (Caso de carga modal): Modal

Number of Output Time Steps (Número de pasos de tiempo de salida): 7165

Output Time Step Size (Rango de pasos de tiempo de salida): 0.02 sec

Modal Damping (Amortiguamiento modal): Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

Número y tamaño de pasos abarca tiempo de registro

OK Cancel

Figura III-091. Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-6 constitucion_2010 para el diseño con aislamiento LRB

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



General

Load Case Name: TH-7 AMNT_2016

Load Case Type/Subtype (Tipo de caso de carga): Time History / Nonlinear Modal (FNA) (Tiempo-Historia modal no-lineal)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source (Fuente de masa): Previous (MASA-A1)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: TH RAMP_PESO

(Carga aplicada) Registros sísmicos Ajustados espectralmente a MCE

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1 Dirección global 1	SAd07 AMNT_2016...	9.81
Acceleration	U2 Dirección global 2	SAd07 AMNT_2016...	9.81

Other Parameters

Modal Load Case (Caso de carga modal): Modal

Number of Output Time Steps (Número de pasos de tiempo de salida): 2501

Output Time Step Size (Rango de pasos de tiempo de salida): 0.02 sec

Modal Damping (Amortiguamiento modal): Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

Número y tamaño de pasos abarca tiempo de registro

OK Cancel

Figura III-092. Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-7 AMNT_2016 para el diseño con aislamiento LRB

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

d. COMBINACIÓN PROMEDIO DE LOS CASOS DE ANÁLISIS DINÁMICO
TIEMPO-HISTORIA FNA

Se definió en ETABS la combinación de cargas PROM-TH como la suma lineal de los 1/7 de cada uno de los siete (07) casos de carga correspondiente a cada registro sísmico utilizado en el análisis, para determinar el promedio de los valores de interés encontrados de los análisis Tiempo-Historia FNA de cada uno de los registros sísmicos utilizados.

Se presenta la definición de la combinación de cargas promedio PROM-TH:

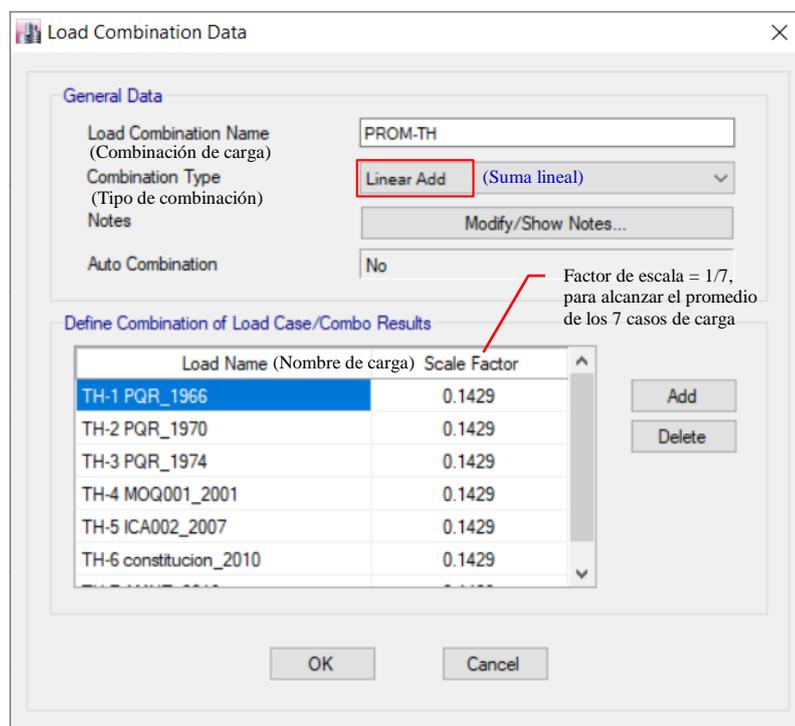


Figura III-093. Definición de la combinación de cargas promedio PROM-TH de los siete (07) casos de carga tiempo-historia FNA

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

e. ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL DE LOS MÓDULOS ESTRUCTURALES

Se realizó el análisis estático no-lineal de los seis (06) módulos estructurales que conforman el bloque aislado del Hospital de Pacasmayo, con la finalidad de determinar la respuesta no-lineal del bloque; ajustando los resultados estáticos no-lineales a los resultados dinámicos lineales del procedimiento de análisis historia de respuesta. Se requiere encontrar la respuesta no-lineal para determinar el nivel de desempeño y de daño de la estructura, cabe reiterarse que para tales fines se debe analizar la estructura con el límite superior de propiedad y el sismo de diseño DE.

Se creó un modelo no-lineal en ETABS para cada módulo estructural de manera independiente, asumiendo el nivel de base como apoyo de cada uno de los módulos, y se realizó el análisis estático no-lineal fue realizado para cada módulo estructural de manera monotónica, es decir incrementando gradualmente una carga lateral inicial hasta el punto de falla de la estructura.

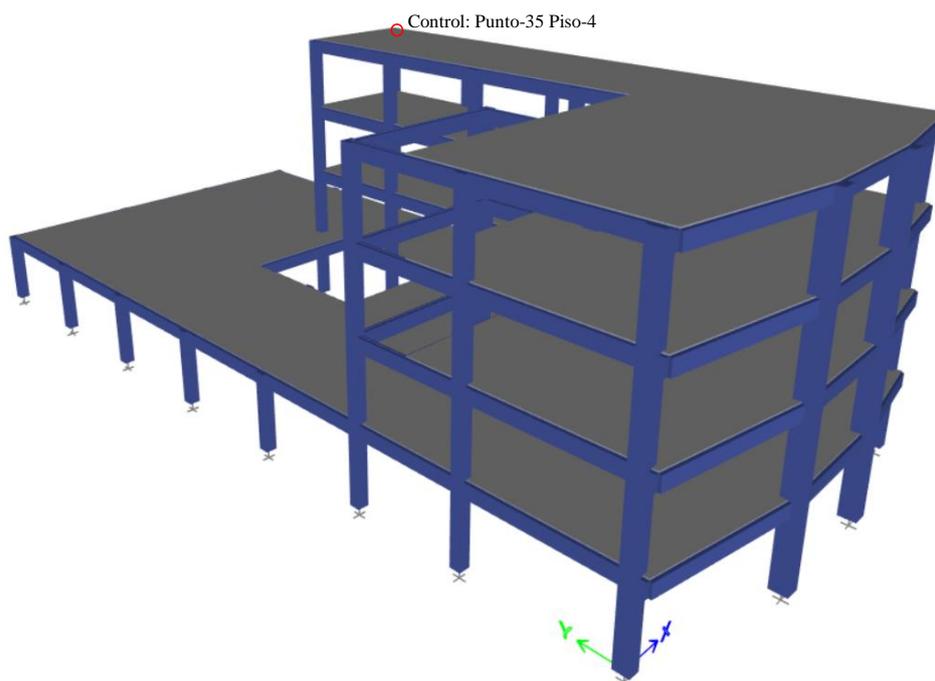


Figura III-094. Modelo matemático Módulo A1 Vista 3D

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

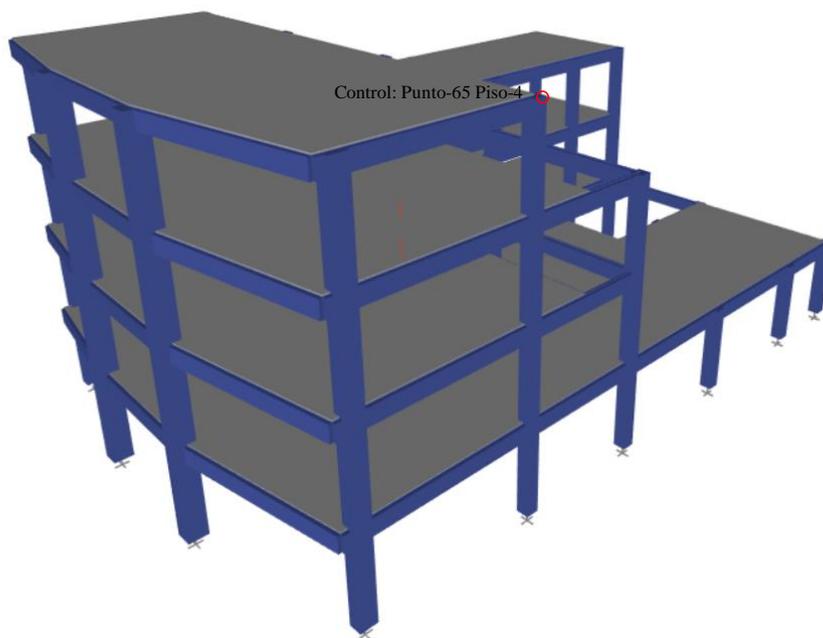


Figura III-095. Modelo matemático Módulo A2 Vista 3D

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



Figura III-096. Modelo matemático Módulo A3 Vista 3D

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

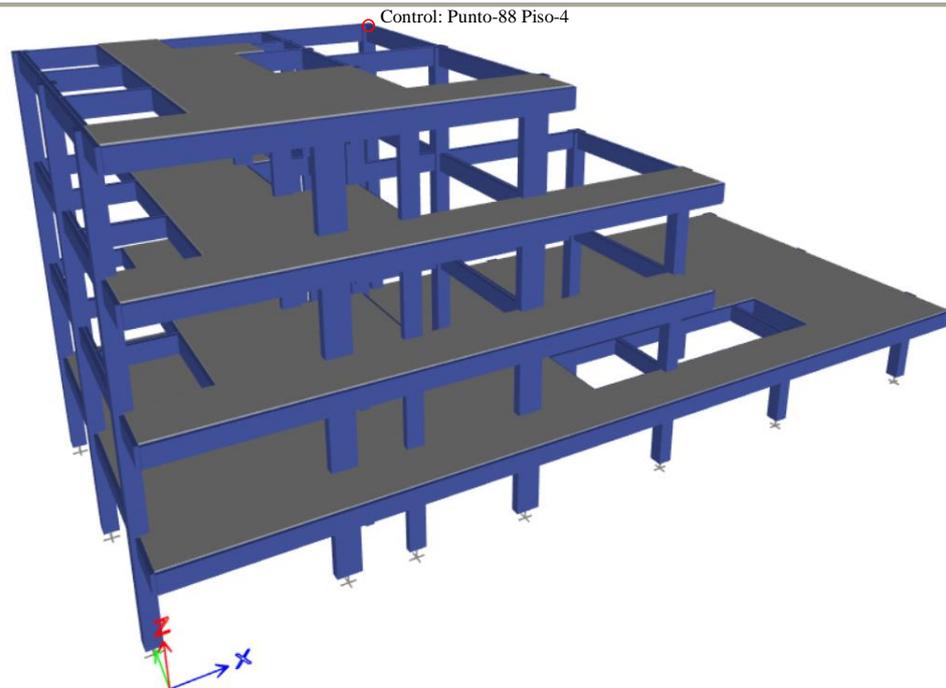


Figura III-097. Modelo matemático Módulo A4 Vista 3D

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

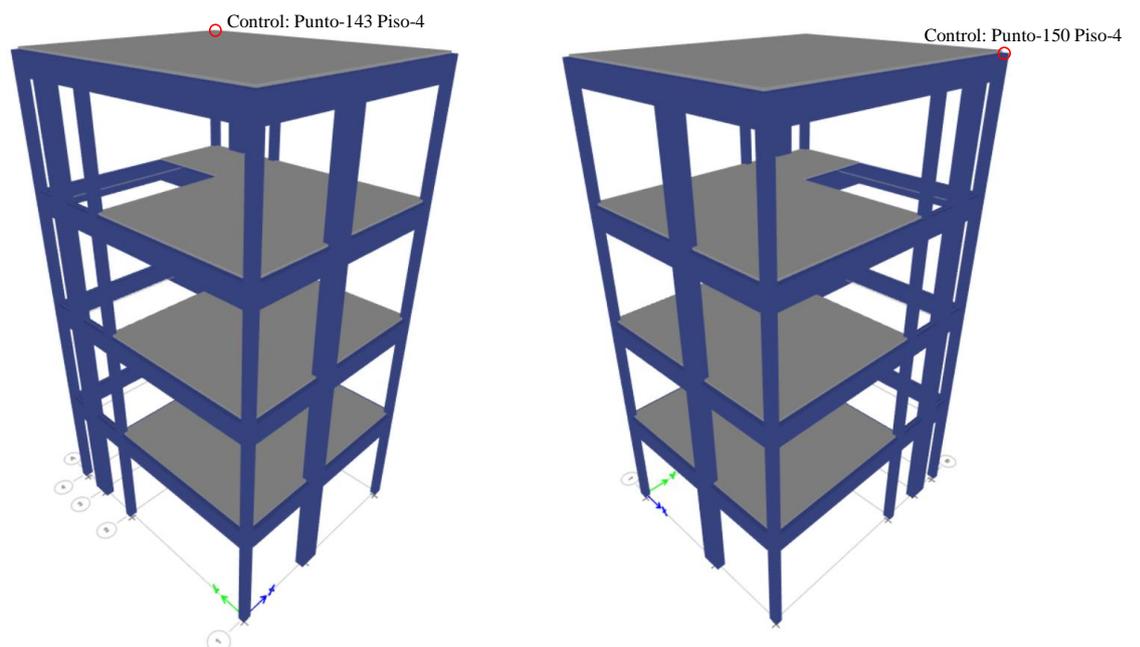


Figura III-098. Modelo matemático Módulo A5-A6 Vista 3D

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



Se asignaron rótulas plásticas a los extremos de todas las columnas y vigas, para representar las características no-lineales de cada una de ellas. Se seleccionaron los elementos frame (columnas y vigas) en función de las propiedades de su sección y se les asignó una rótula (hinge) en cada extremo. En el momento de la asignación ETABS definió de manera automática el comportamiento inelástico de la sección del elemento.

En la asignación de las rótulas plásticas en columnas se definió la ubicación relativa de cada rótula a una distancia igual a $L_c/12$ medido desde cada extremo. Dado que todas las columnas en todos los niveles tienen la misma longitud libre $L_c=3.67m$, la distancia relativa de las rótulas plásticas en cada extremo fue determinada de la siguiente manera:

$$\text{Extremo-i: } d_{hi} = L_c/12 = 0.083L_c = 0.083(3.67) = 0.306m$$

$$\text{Extremo-j: } d_{hj} = L_c(1-1/12) = 0.917L_c = 0.917(3.67) = 3.364m$$

Así mismo, se definió la disposición del confinamiento para el incremento de la ductilidad en el elemento. Se definieron la cuantía y espaciamiento del confinamiento para cada sección de columna.

Tabla III-57

Disposición de confinamiento en columnas para cada módulo estructural

Bloque	Sección en ETABS	Ancho efectivo	Peralte	Peralte efectivo	Confinamiento			Espaciamiento	Cuantía de confinamiento	Factor de espaciamiento
					Barras	Av (cm2)	s (cm)			
B1	Columna	bw (cm)	t (cm)	d (cm)				$\rho=Av/(bw*s)$	s/d	
A1	C1	60.00	60.00	53.10	2 ϕ	3/8 "	1.425	10.00	0.0024	0.19
	C10	80.00	90.00	83.10	2 ϕ	3/8 "	1.425	10.00	0.0018	0.12
	C11	60.00	80.00	73.10	2 ϕ	3/8 "	1.425	10.00	0.0024	0.14
A2	C1	60.00	60.00	53.10	2 ϕ	3/8 "	1.425	10.00	0.0024	0.19
	C10	80.00	90.00	83.10	2 ϕ	3/8 "	1.425	10.00	0.0018	0.12
	C11	60.00	80.00	73.10	2 ϕ	3/8 "	1.425	10.00	0.0024	0.14
A3	C1	60.00	60.00	53.10	2 ϕ	3/8 "	1.425	10.00	0.0024	0.19
	C2	diametro =	60.00	53.10	2 ϕ	3/8 "	1.425	10.00	0.0027	0.19
	C7	40.00	100.00	93.10	2 ϕ	3/8 "	1.425	10.00	0.0036	0.11
	C8	30.00	70.00	63.10	2 ϕ	3/8 "	1.425	10.00	0.0048	0.16
A4	C1	60.00	60.00	53.10	2 ϕ	3/8 "	1.425	10.00	0.0024	0.19
	C3	30.00	50.00	43.10	2 ϕ	3/8 "	1.425	10.00	0.0048	0.23
	C7	40.00	100.00	93.10	2 ϕ	3/8 "	1.425	10.00	0.0036	0.11
	C8	30.00	70.00	63.10	2 ϕ	3/8 "	1.425	10.00	0.0048	0.16
A5	C4	35.00	80.00	73.10	2 ϕ	3/8 "	1.425	10.00	0.0041	0.14
	C9	25.00	35.00	28.29	2 ϕ	3/8 "	1.425	10.00	0.0057	0.35
A6	C4	35.00	80.00	73.10	2 ϕ	3/8 "	1.425	10.00	0.0041	0.14
	C9	25.00	35.00	28.29	2 ϕ	3/8 "	1.425	10.00	0.0057	0.35

Fuente: Adaptado del Expediente Técnico de la Obra del Hospital de Pacasmayo, 2019

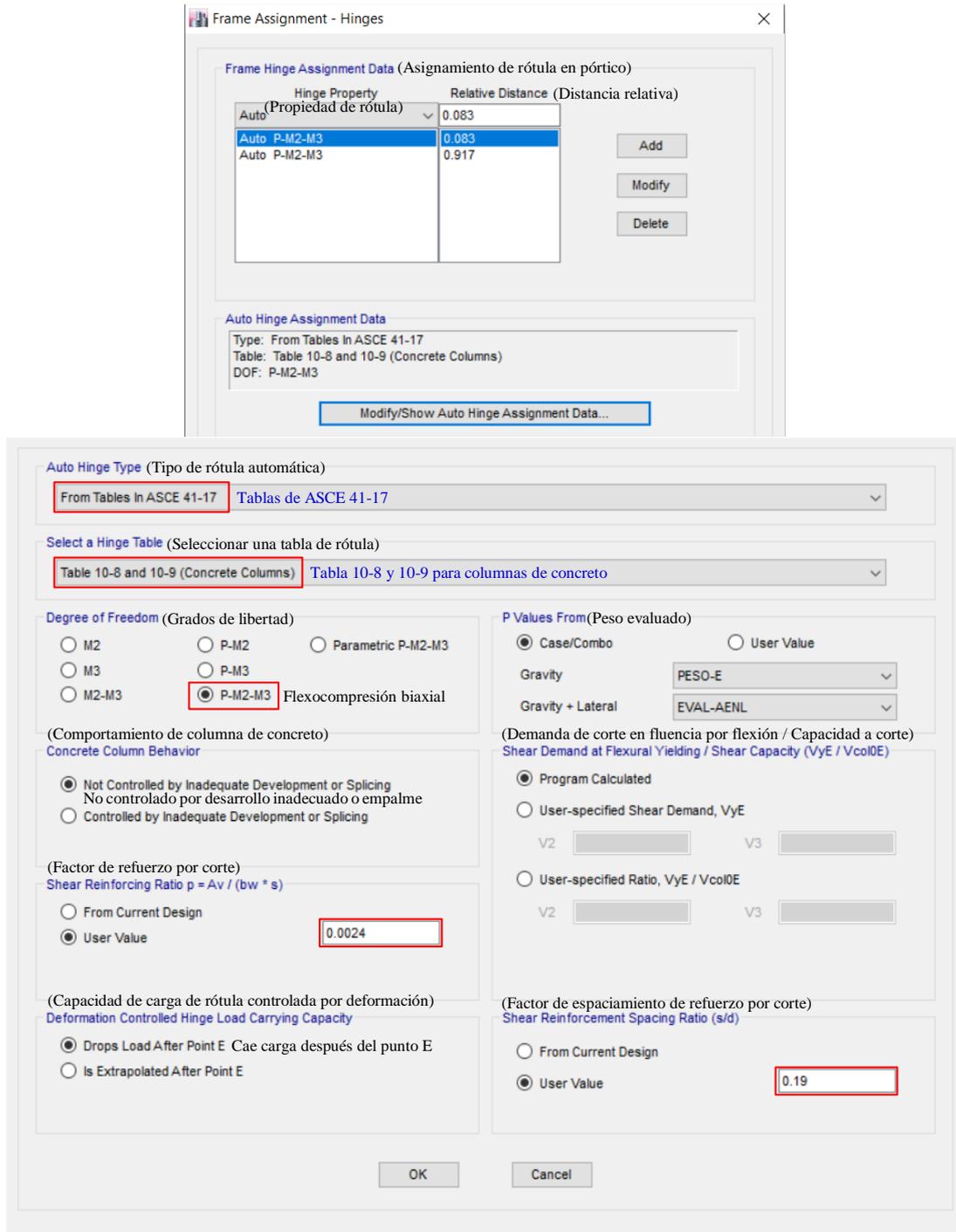


Figura III-099. Asignación de rótula plástica en columna C1-60x60

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

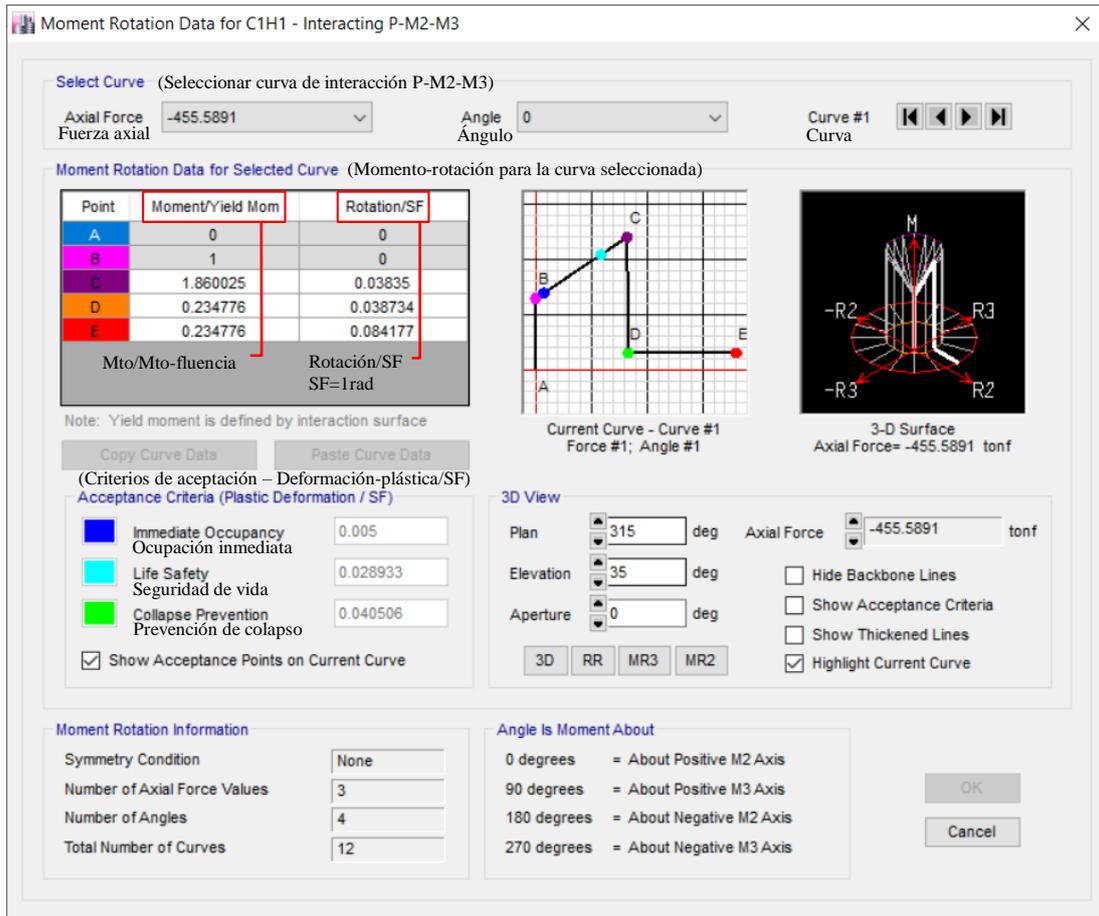


Figura III-100. Definición automática del comportamiento inelástico de la columna C1(60x60) para la curva #1 de interacción P-M2-M3

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

Por su parte en la asignación de las rótulas plásticas en vigas se definió la ubicación relativa de cada rótula a una distancia igual al peralte h de la viga medido desde cada extremo. La distancia relativa representada como factor varía en función de la longitud libre de la viga. Asimismo, se definió el factor de cuantía de refuerzo longitudinal a compresión en el centro de la luz libre de la viga $(\rho - \rho')/\rho_b$, donde ρ es la cuantía del refuerzo positivo en el centro de la viga, ρ' es la cuantía del refuerzo negativo en el centro de la luz y ρ_b es la cuantía balanceada.

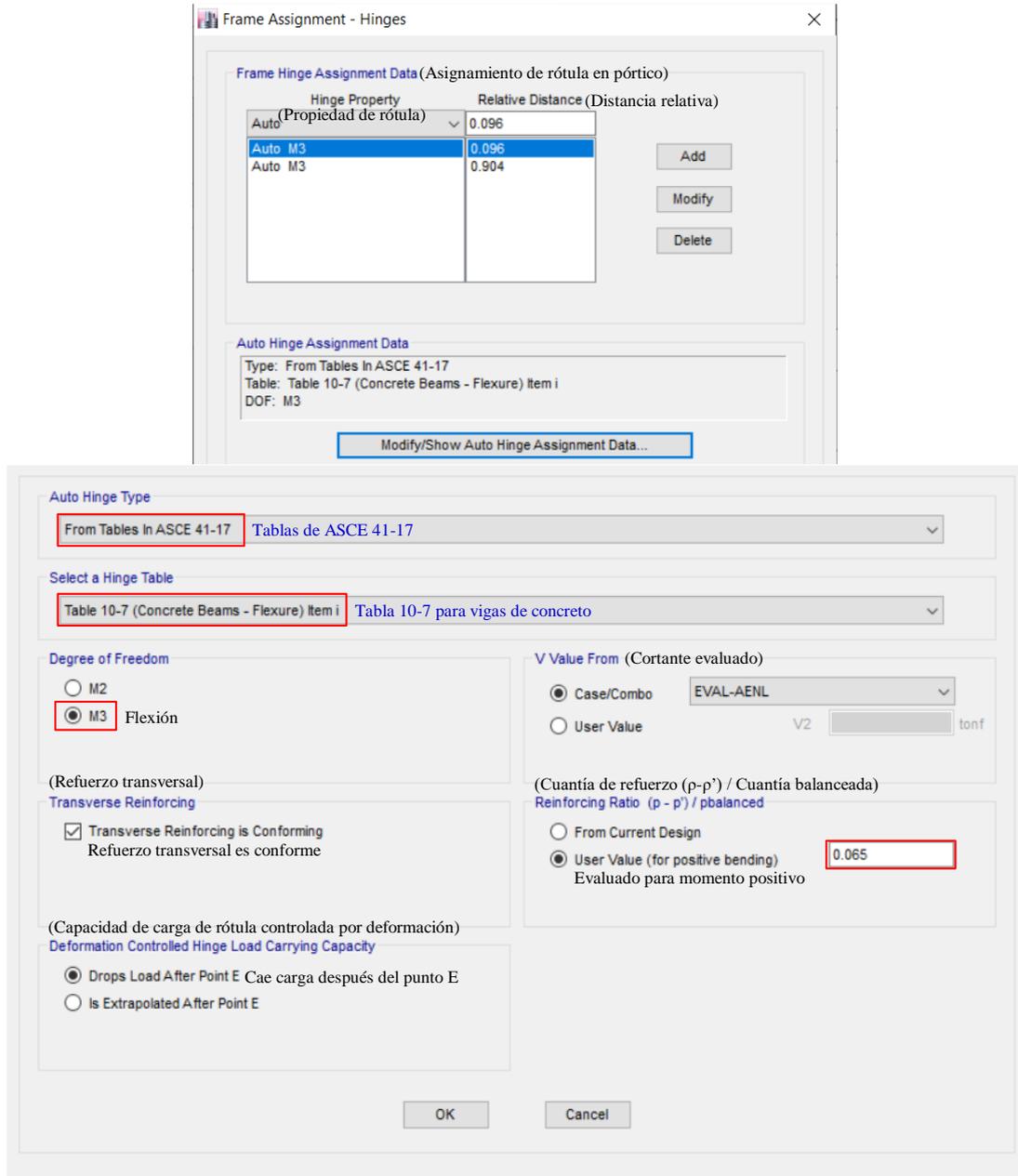


Figura III-101. Asignación de rótula plástica en viga V-10A6(30x75)

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

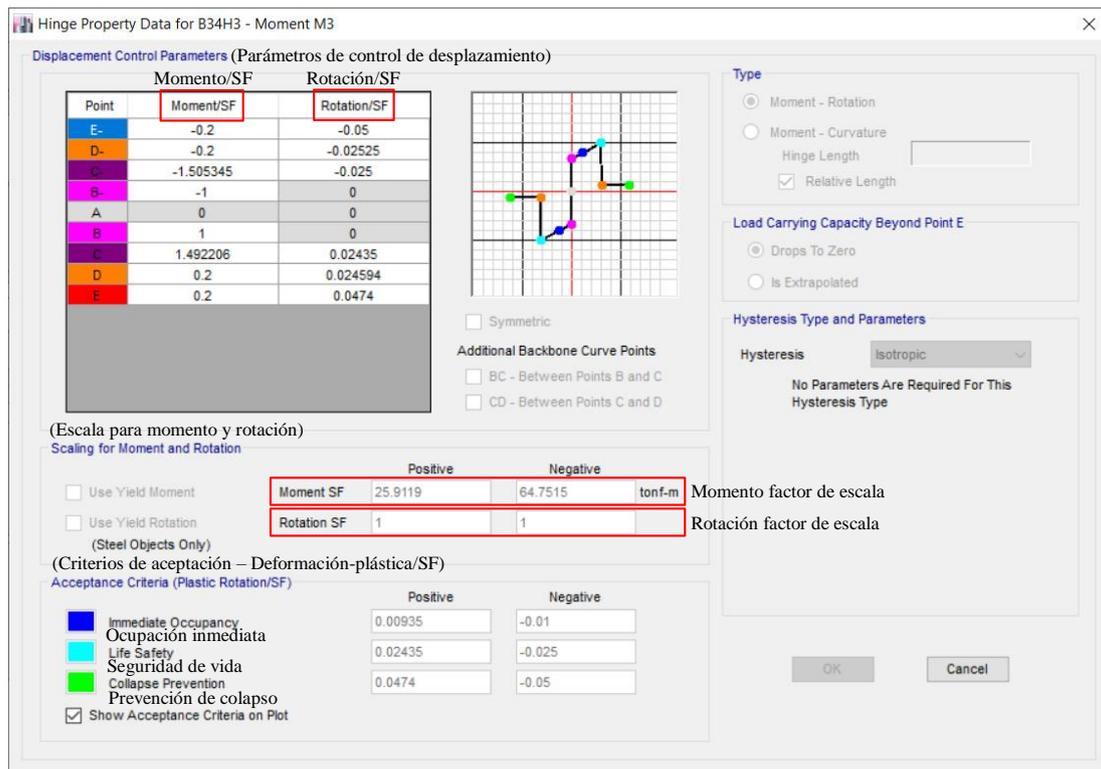


Figura III-102. Definición automática del comportamiento inelástico de la viga V-10A6(30x75)

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

La carga inicial asignada fue la fuerza sísmica normativa correspondiente al sismo de diseño reducida por $R_I=2$, la distribución en altura de la fuerza sísmica para cada módulo, fue realizada siguiendo el procedimiento especificado en E.030. El cortante en la base fue calculado asumiendo que el periodo fundamental de cada módulo es igual al periodo de la estructura aislada calculado con el procedimiento de fuerza lateral equivalente de ASCE/SEI 7-16.

El periodo de la estructura aislada para cada límite de propiedad y nivel de sismo, fue calculado con el procedimiento de fuerza lateral equivalente de ASCE/SEI 7-16, y es igual a:

$$\text{Límite superior – Sismo DE} \quad : \quad T_D=1.527\text{seg}$$

$$\text{Límite inferior – Sismo MCE} \quad : \quad T_M=2.474\text{seg}$$



Las fuerzas iniciales en altura calculadas en Excel, se asignaron directamente en a los modelos matemáticos para cada dirección de análisis, utilizando el comando de patrones de carga Load Patterns.

Tabla III-58

Distribución de la fuerza sísmica en altura para el módulo A1

Coef. Ampl. Sísmica	C	0.65
Amort. Efectivo	β	33.96 %
Coef. Núm. Amort.	B	1.78
Acel. Espectral ($\beta=5\%$)	ZUCS/R	0.147
Acel. Espectral ($\beta=34\%$)	ZUCS/(RB)	0.083
Peso	P	2973.53 tonf
Cortante Base	V	246.61 tonf

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN ALTURA EJE X-X												
T =		1.527 seg		k =		1.5		d =			49.80 m	
Piso	Altura	Pi-Acum.	Pi	Pi*(hi)^k	ai	Fi=ai*V	Momento Torsor Mz					
Diafragma	m	tonf	tonf	tonf-m		tonf	CM (m)	CR (m)	e (m)	Mz (tonf-m)		
PISO-4	17.68	460.39	460.39	35578.72	0.362	89.34	11.76	12.81	-3.54	316.01		
PISO-3	13.26	1127.14	666.75	33337.47	0.339	83.71	11.26	13.47	-4.70	393.15		
PISO-2	8.84	1797.47	670.33	18144.46	0.185	45.56	11.27	15.37	-6.60	300.60		
PISO-1	4.42	2973.53	1176.06	11150.03	0.114	28.00	21.90	21.63	2.76	-77.29		
$\Sigma =$			2973.53	98210.68								

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN ALTURA EJE Y-Y												
T =		1.527 seg		k =		1.5		b =			22.40 m	
Piso	Altura	Pi-Acum.	Pi	Pi*(hi)^k	ai	Fi=ai*V	Momento Torsor Mz					
Diafragma	m	tonf	tonf	tonf-m		tonf	CM (m)	CR (m)	e (m)	Mz (tonf-m)		
PISO-4	17.68	460.39	460.39	35578.72	0.362	89.34	13.34	14.01	-1.79	-159.79		
PISO-3	13.26	1127.14	666.75	33337.47	0.339	83.71	13.21	13.69	-1.60	-133.86		
PISO-2	8.84	1797.47	670.33	18144.46	0.185	45.56	13.22	13.15	1.19	54.19		
PISO-1	4.42	2973.53	1176.06	11150.03	0.114	28.00	10.97	11.68	-1.82	-51.05		
$\Sigma =$			2973.53	98210.68								

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story4	Piso-4	89.34	0	316.01
Story3	Piso-3	83.71	0	393.15
Story2	Piso-2	45.56	0	300.6
Story1	Piso-1	28	0	-77.29

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Sort Flows Carga aplicada en el centro de masa

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms) 0

OK Cancel

No se asigna 5% de excentricidad accidental por estar considerada en el cálculo del momento torsor Mz

Figura III-103. Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático no-lineal módulo A1 en la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story4	Piso-4	0	89.34	-159.79
Story3	Piso-3	0	83.71	-133.86
Story2	Piso-2	0	45.56	54.19
Story1	Piso-1	0	28	-51.05

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Sort Rows Carga aplicada en el centro de masa

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms) 0

Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

No se asigna 5% de excentricidad accidental por estar considerada en el cálculo del momento torsor Mz

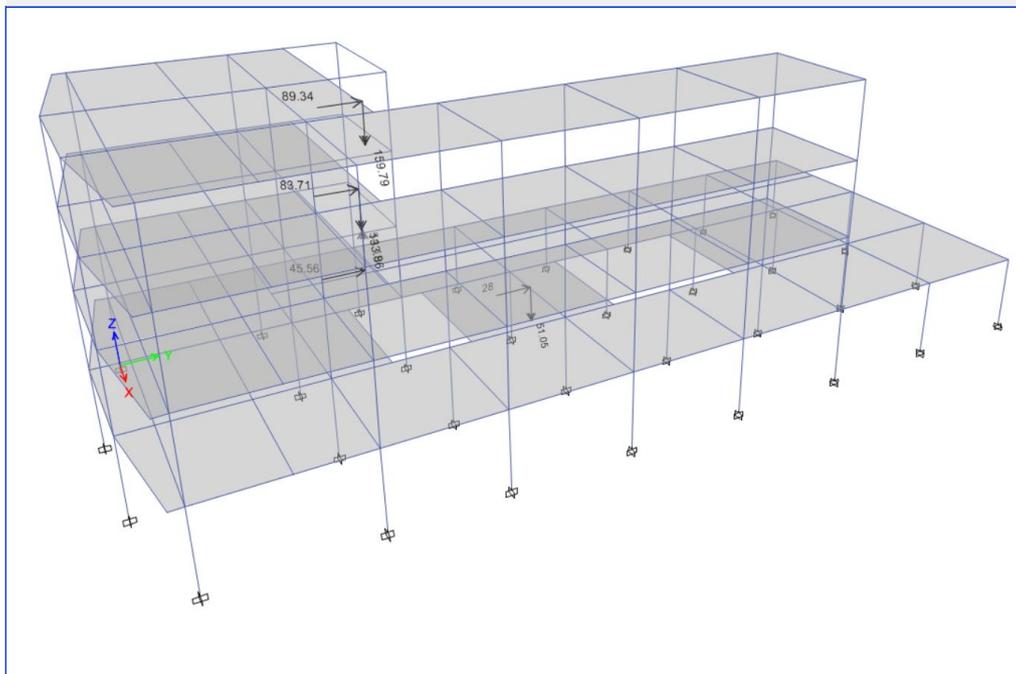


Figura III-104. Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático no-lineal módulo A1 en la dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



Tabla III-59

Distribución de la fuerza sísmica en altura para el módulo A2

Coef. Ampl. Sísmica	C	0.65	
Amort. Efectivo	β	33.96	%
Coef. Núm. Amort.	B	1.78	
Acel. Espectral ($\beta=5\%$)	ZUCS/R	0.147	
Acel. Espectral ($\beta=34\%$)	ZUCS/(RB)	0.083	
Peso	P	2246.26	tonf
Cortante Base	V	186.30	tonf

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN ALTURA EJE X-X													
T =		1.527 seg		k =		1.5		d =				33.05 m	
Piso	Altura	Pi-Acum.	Pi	Pi*(hi)^k	ai	Fi=ai*V	Momento Torsor Mz						
Diafragma	m	tonf	tonf	tonf-m		tonf	CM (m)	CR (m)	e (m)	Mz (tonf-m)			
PISO-4	17.68	206.22	206.22	15936.58	0.233	43.47	3.03	7.57	-6.19	268.88			
PISO-3	13.26	740.30	534.08	26703.98	0.391	72.84	10.58	12.27	-3.34	243.36			
PISO-2	8.84	1387.26	646.96	17511.89	0.256	47.77	10.81	13.16	-4.00	191.04			
PISO-1	4.42	2246.26	859.00	8144.04	0.119	22.21	14.83	14.39	2.09	-46.51			
$\Sigma =$			2246.26	68296.48									

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN ALTURA EJE Y-Y													
T =		1.527 seg		k =		1.5		b =				22.40 m	
Piso	Altura	Pi-Acum.	Pi	Pi*(hi)^k	ai	Fi=ai*V	Momento Torsor Mz						
Diafragma	m	tonf	tonf	tonf-m		tonf	CM (m)	CR (m)	e (m)	Mz (tonf-m)			
PISO-4	17.68	206.22	206.22	15936.58	0.233	43.47	11.03	9.60	2.55	110.75			
PISO-3	13.26	740.30	534.08	26703.98	0.391	72.84	9.31	8.83	1.59	116.07			
PISO-2	8.84	1387.26	646.96	17511.89	0.256	47.77	9.26	9.49	-1.34	-64.16			
PISO-1	4.42	2246.26	859.00	8144.04	0.119	22.21	11.11	10.70	1.53	33.92			
$\Sigma =$			2246.26	68296.48									

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story4	Piso-4	43.47	0	268.88
Story3	Piso-3	72.84	0	243.36
Story2	Piso-2	47.77	0	191.04
Story1	Piso-1	22.21	0	-46.51

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Sort Flows Carga aplicada en el centro de masa

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0

Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

No se asigna 5% de excentricidad accidental por estar considerada en el cálculo del momento torsor Mz

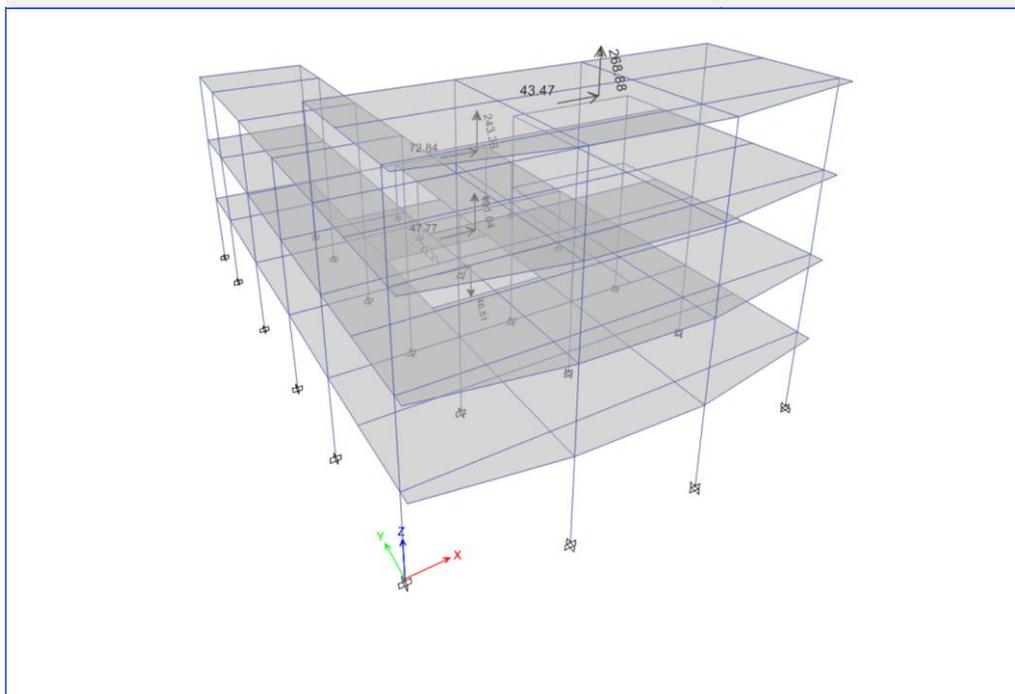


Figura III-105. Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático no-lineal módulo A2 en la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story4	Piso-4	0	89.34	-159.79
Story3	Piso-3	0	83.71	-133.86
Story2	Piso-2	0	45.56	54.19
Story1	Piso-1	0	28	-51.05

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Sort Flows Carga aplicada en el centro de masa

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms) 0

Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

No se asigna 5% de excentricidad accidental por estar considerada en el cálculo del momento torsor Mz

Figura III-106. Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático no-lineal módulo A2 en la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



Tabla III-60

Distribución de la fuerza sísmica en altura para el módulo A3

Coef. Ampl. Sísmica	C	0.65	
Amort. Efectivo	β	33.96	%
Coef. Núm. Amort.	B	1.78	
Acel. Espectral ($\beta=5\%$)	ZUCS/R	0.147	
Acel. Espectral ($\beta=34\%$)	ZUCS/(RB)	0.083	
Peso	P	741.52	tonf
Cortante Base	V	61.50	tonf

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN ALTURA EJE X-X													
T =		1.527 seg		k =		1.5		d =				14.80 m	
Piso	Altura	Pi-Acum.	Pi	Pi*(hi)^k	ai	Fi=ai*V	Momento Torsor Mz						
Diafragma	m	tonf	tonf	tonf-m		tonf	CM (m)	CR (m)	e (m)	Mz (tonf-m)			
PISO-4	17.68	188.68	188.68	14581.39	0.478	29.37	7.76	8.56	-1.54	45.30			
PISO-3	13.26	372.96	184.28	9213.90	0.302	18.56	7.86	8.27	-1.16	21.48			
PISO-2	8.84	557.24	184.28	4988.03	0.163	10.05	7.86	7.85	0.75	-7.49			
PISO-1	4.42	741.52	184.28	1747.11	0.057	3.52	7.86	7.06	1.54	-5.40			
$\Sigma =$			741.52	30530.43									

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN ALTURA EJE Y-Y													
T =		1.527 seg		k =		1.5		b =				14.00 m	
Piso	Altura	Pi-Acum.	Pi	Pi*(hi)^k	ai	Fi=ai*V	Momento Torsor Mz						
Diafragma	m	tonf	tonf	tonf-m		tonf	CM (m)	CR (m)	e (m)	Mz (tonf-m)			
PISO-4	17.68	188.68	188.68	14581.39	0.478	29.37	7.26	8.80	-2.25	-65.95			
PISO-3	13.26	372.96	184.28	9213.90	0.302	18.56	7.21	8.84	-2.32	-43.12			
PISO-2	8.84	557.24	184.28	4988.03	0.163	10.05	7.21	8.79	-2.28	-22.86			
PISO-1	4.42	741.52	184.28	1747.11	0.057	3.52	7.21	8.47	-1.96	-6.89			
$\Sigma =$			741.52	30530.43									

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story4	Piso-4	29.37	0	45.3
Story3	Piso-3	18.56	0	21.48
Story2	Piso-2	10.05	0	-7.49
Story1	Piso-1	3.52	0	-5.4

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Sort Flows Carga aplicada en el centro de masa

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0

Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

No se asigna 5% de excentricidad accidental por estar considerada en el cálculo del momento torsor Mz

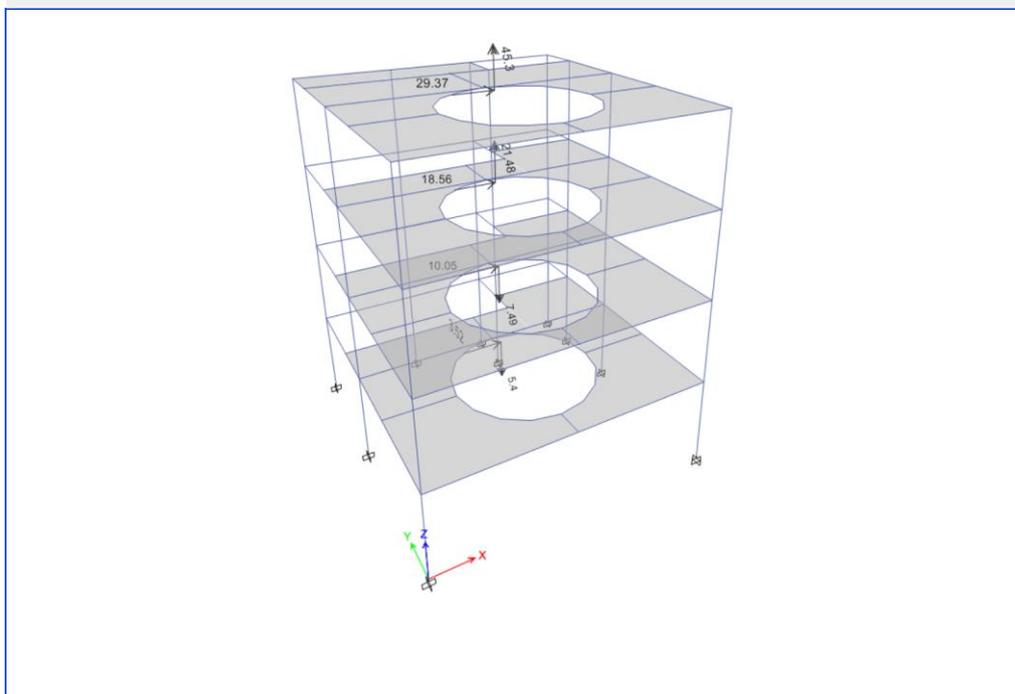


Figura III-107. Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático no-lineal módulo A3 en la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story4	Piso-4	0	29.37	-65.95
Story3	Piso-3	0	18.56	-43.12
Story2	Piso-2	0	10.05	-22.86
Story1	Piso-1	0	3.52	-6.89

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Sort Flows Carga aplicada en el centro de masa

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0

OK Cancel

No se asigna 5% de excentricidad accidental por estar considerada en el cálculo del momento torsor Mz

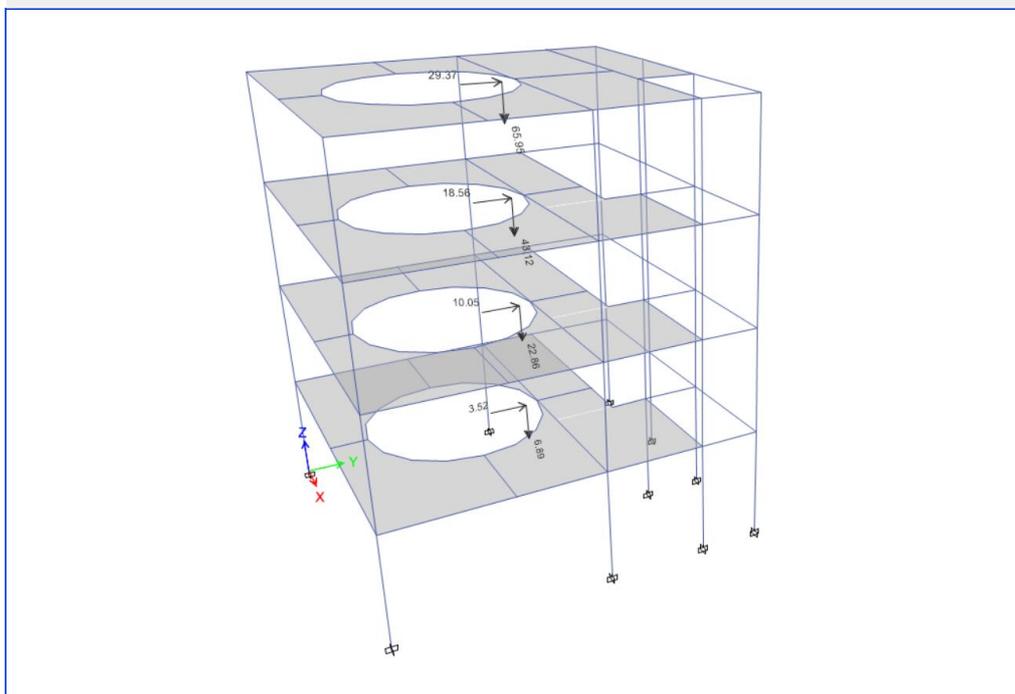


Figura III-108. Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático no-lineal módulo A3 en la dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



Tabla III-61. Distribución de la fuerza sísmica en altura para el módulo A4

Coef. Ampl. Sísmica	C	0.65	
Amort. Efectivo	β	33.96	%
Coef. Núm. Amort.	B	1.78	
Acel. Espectral ($\beta=5\%$)	ZUCS/R	0.147	
Acel. Espectral ($\beta=34\%$)	ZUCS/(RB)	0.083	
Peso	P	1427.08	tonf
Cortante Base	V	118.36	tonf

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN ALTURA EJE X-X

T =		1.527 seg	k =		1.5	d =		16.25 m		
Piso	Altura	Pi-Acum.	Pi	Pi*(hi)^k	ai	Fi=ai*V	Momento Torsor Mz			
Diafragma	m	tonf	tonf	tonf-m		tonf	CM (m)	CR (m)	e (m)	Mz (tonf-m)
PISO-4	17.68	156.87	156.87	12122.57	0.286	33.90	8.46	8.59	-0.94	31.85
PISO-3	13.26	468.24	311.38	15568.76	0.368	43.54	8.07	8.51	-1.25	54.60
PISO-2	8.84	783.44	315.20	8531.79	0.202	23.86	8.03	8.58	-1.36	32.55
PISO-1	4.42	1427.08	643.64	6102.24	0.144	17.06	8.24	8.82	-1.39	23.75
$\Sigma =$			1427.08	42325.36						

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN ALTURA EJE Y-Y

T =		1.527 seg	k =		1.5	b =		37.10 m		
Piso	Altura	Pi-Acum.	Pi	Pi*(hi)^k	ai	Fi=ai*V	Momento Torsor Mz			
Diafragma	m	tonf	tonf	tonf-m		tonf	CM (m)	CR (m)	e (m)	Mz (tonf-m)
PISO-4	17.68	156.87	156.87	12122.57	0.286	33.90	7.11	9.93	-4.68	-158.52
PISO-3	13.26	468.24	311.38	15568.76	0.368	43.54	8.74	10.93	-4.04	-175.97
PISO-2	8.84	783.44	315.20	8531.79	0.202	23.86	8.96	12.47	-5.36	-127.86
PISO-1	4.42	1427.08	643.64	6102.24	0.144	17.06	15.52	17.78	-4.12	-70.36
$\Sigma =$			1427.08	42325.36						

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story4	Piso-4	33.9	0	31.85
Story3	Piso-3	43.54	0	54.6
Story2	Piso-2	23.86	0	32.55
Story1	Piso-1	17.06	0	23.75

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Sort Flows Carga aplicada en el centro de masa

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms) 0

Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

No se asigna 5% de excentricidad accidental por estar considerada en el cálculo del momento torsor Mz

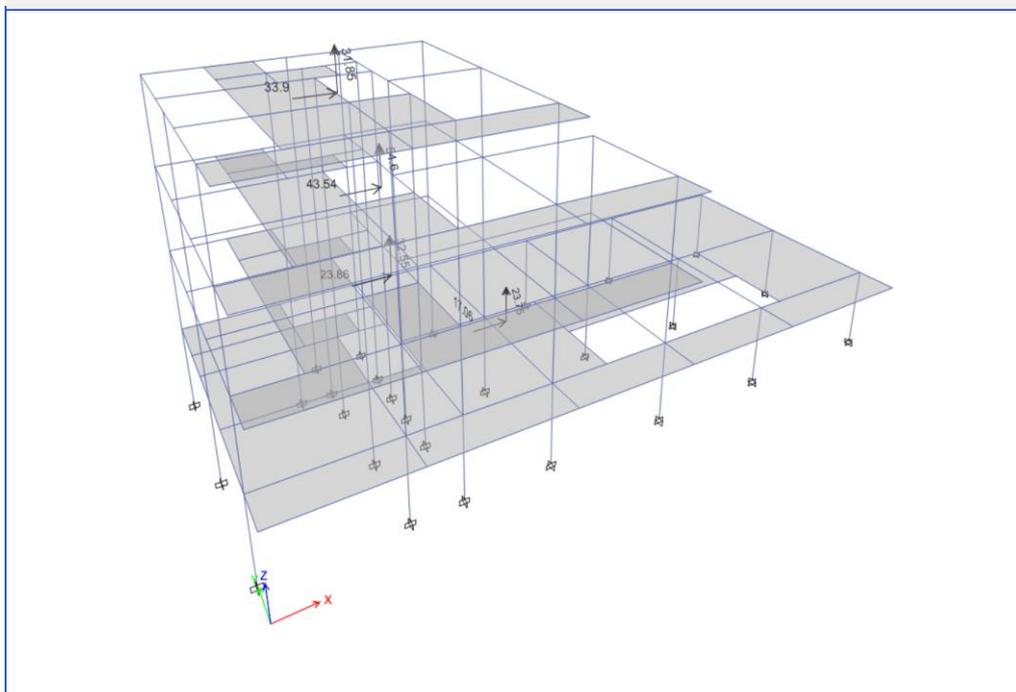


Figura III-109. Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático no-lineal módulo A4 en la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story4	Piso-4	0	33.9	-158.52
Story3	Piso-3	0	43.54	-175.97
Story2	Piso-2	0	23.86	-127.86
Story1	Piso-1	0	17.06	-70.36

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Sort Flows Carga aplicada en el centro de masa

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms) 0

Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

No se asigna 5% de excentricidad accidental por estar considerada en el cálculo del momento torsor Mz

Figura III-110. Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático no-lineal módulo A4 en la dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



Tabla III-62. Distribución de la fuerza sísmica en altura para el módulo A5

Coef. Ampl. Sísmica	C	0.65	
Amort. Efectivo	β	33.96	%
Coef. Núm. Amort.	B	1.78	
Acel. Espectral ($\beta=5\%$)	ZUCS/R	0.147	
Acel. Espectral ($\beta=34\%$)	ZUCS/(RB)	0.083	
Peso	P	477.95	tonf
Cortante Base	V	39.64	tonf

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN ALTURA EJE X-X												
T =		1.527 seg		k =		1.5		d =			9.75 m	
Piso	Altura	Pi-Acum.	Pi	Pi*(hi)^k	ai	Fi=ai*V	Momento Torsor Mz					
Diafragma	m	tonf	tonf	tonf-m		tonf	CM (m)	CR (m)	e (m)	Mz (tonf-m)		
PISO-4	17.68	78.31	78.31	6051.67	0.343	13.62	4.96	2.92	2.53	-34.51		
PISO-3	13.26	212.84	134.53	6726.47	0.382	15.13	6.59	2.86	4.22	-63.92		
PISO-2	8.84	345.16	132.33	3581.79	0.203	8.06	6.60	2.84	4.25	-34.23		
PISO-1	4.42	477.95	132.79	1258.93	0.071	2.83	6.60	2.94	4.15	-11.75		
$\Sigma =$			477.95	17618.87								

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN ALTURA EJE Y-Y												
T =		1.527 seg		k =		1.5		b =			8.20 m	
Piso	Altura	Pi-Acum.	Pi	Pi*(hi)^k	ai	Fi=ai*V	Momento Torsor Mz					
Diafragma	m	tonf	tonf	tonf-m		tonf	CM (m)	CR (m)	e (m)	Mz (tonf-m)		
PISO-4	17.68	78.31	78.31	6051.67	0.343	13.62	3.78	4.05	-0.68	-9.30		
PISO-3	13.26	212.84	134.53	6726.47	0.382	15.13	4.13	4.07	0.48	7.22		
PISO-2	8.84	345.16	132.33	3581.79	0.203	8.06	4.13	4.07	0.47	3.80		
PISO-1	4.42	477.95	132.79	1258.93	0.071	2.83	4.13	4.06	0.48	1.36		
$\Sigma =$			477.95	17618.87								

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story4	Piso-4	13.62	0	-34.51
Story3	Piso-3	15.13	0	-63.92
Story2	Piso-2	8.06	0	-34.23
Story1	Piso-1	2.83	0	-11.75

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0

Sort Flows Carga aplicada en el centro de masa Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

No se asigna 5% de excentricidad accidental por estar considerada en el cálculo del momento torsor Mz

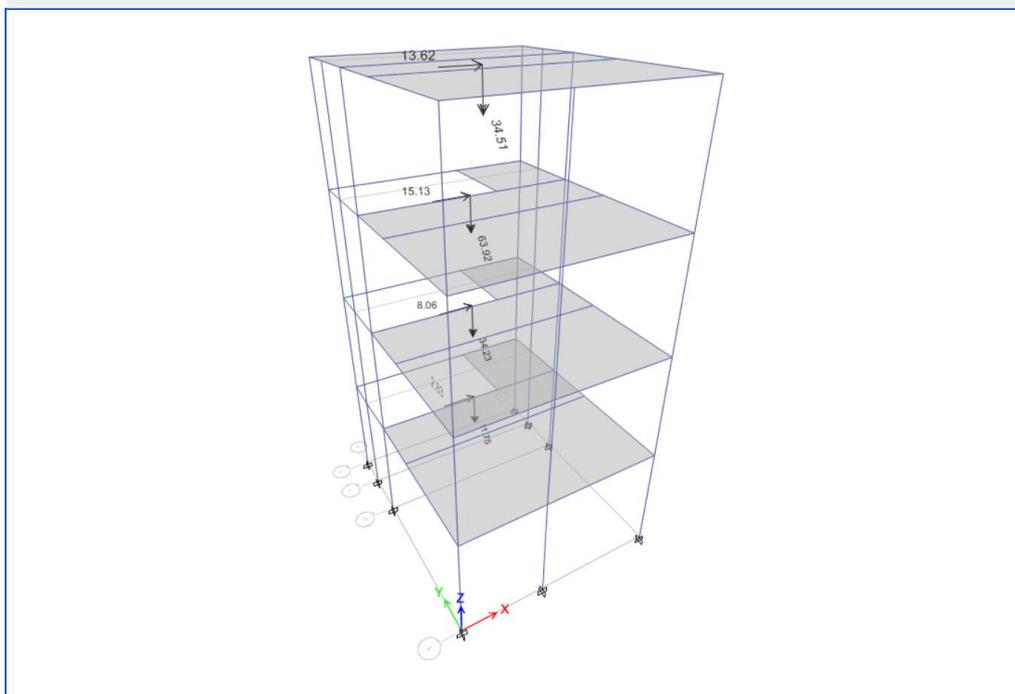


Figura III-111. Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático no-lineal módulo A5 en la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story4	Piso-4	0	13.62	-9.3
Story3	Piso-3	0	15.13	7.22
Story2	Piso-2	0	8.06	3.8
Story1	Piso-1	0	2.83	1.36

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Sort Flows Carga aplicada en el centro de masa

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0

Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

No se asigna 5% de excentricidad accidental por estar considerada en el cálculo del momento torsor Mz

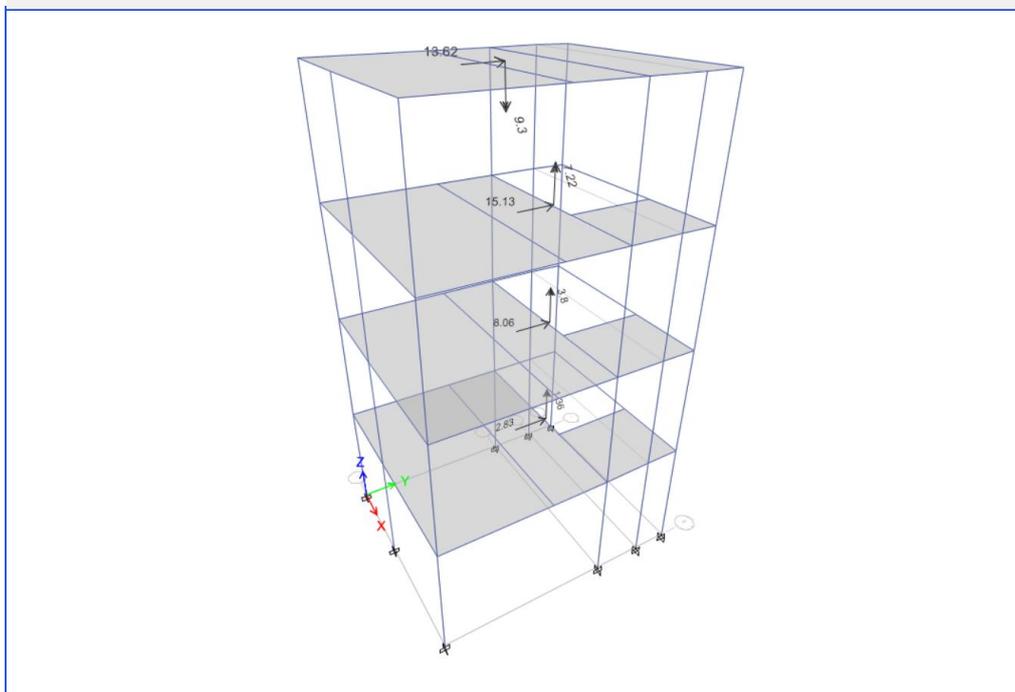


Figura III-112. Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático no-lineal módulo A5 en la dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



Tabla III-63. Distribución de la fuerza sísmica en altura para el módulo A6

Coef. Ampl. Sísmica	C	0.65	
Amort. Efectivo	β	33.96	%
Coef. Núm. Amort.	B	1.78	
Acel. Espectral ($\beta=5\%$)	ZUCS/R	0.147	
Acel. Espectral ($\beta=34\%$)	ZUCS/(RB)	0.083	
Peso	P	477.95	tonf
Cortante Base	V	39.64	tonf

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN ALTURA EJE X-X

T = 1.527 seg		k = 1.5		d = 9.75 m						
Piso	Altura	Pi-Acum.	Pi	Pi*(hi)^k	ai	Fi=ai*V	Momento Torsor Mz			
							CM (m)	CR (m)	e (m)	Mz (tonf-m)
Diafragma	m	tonf	tonf	tonf-m		tonf				
PISO-4	17.68	78.31	78.31	6051.67	0.343	13.62	4.96	2.92	2.54	-34.51
PISO-3	13.26	212.84	134.53	6726.47	0.382	15.13	6.59	2.86	4.22	-63.91
PISO-2	8.84	345.16	132.33	3581.79	0.203	8.06	6.60	2.84	4.25	-34.22
PISO-1	4.42	477.95	132.79	1258.93	0.071	2.83	6.60	2.94	4.15	-11.75
$\Sigma =$			477.95	17618.87						

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN ALTURA EJE Y-Y

T = 1.527 seg		k = 1.5		b = 8.20 m						
Piso	Altura	Pi-Acum.	Pi	Pi*(hi)^k	ai	Fi=ai*V	Momento Torsor Mz			
							CM (m)	CR (m)	e (m)	Mz (tonf-m)
Diafragma	m	tonf	tonf	tonf-m		tonf				
PISO-4	17.68	78.31	78.31	6051.67	0.343	13.62	4.42	4.15	0.68	9.29
PISO-3	13.26	212.84	134.53	6726.47	0.382	15.13	4.07	4.14	-0.47	-7.16
PISO-2	8.84	345.16	132.33	3581.79	0.203	8.06	4.07	4.13	-0.47	-3.76
PISO-1	4.42	477.95	132.79	1258.93	0.071	2.83	4.07	4.14	-0.48	-1.35
$\Sigma =$			477.95	17618.87						

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story4	Piso-4	13.62	0	-34.51
Story3	Piso-3	15.13	0	-63.91
Story2	Piso-2	8.06	0	-34.22
Story1	Piso-1	2.83	0	-11.75

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0

Sort Flows Carga aplicada en el centro de masa Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

No se asigna 5% de excentricidad accidental por estar considerada en el cálculo del momento torsor Mz

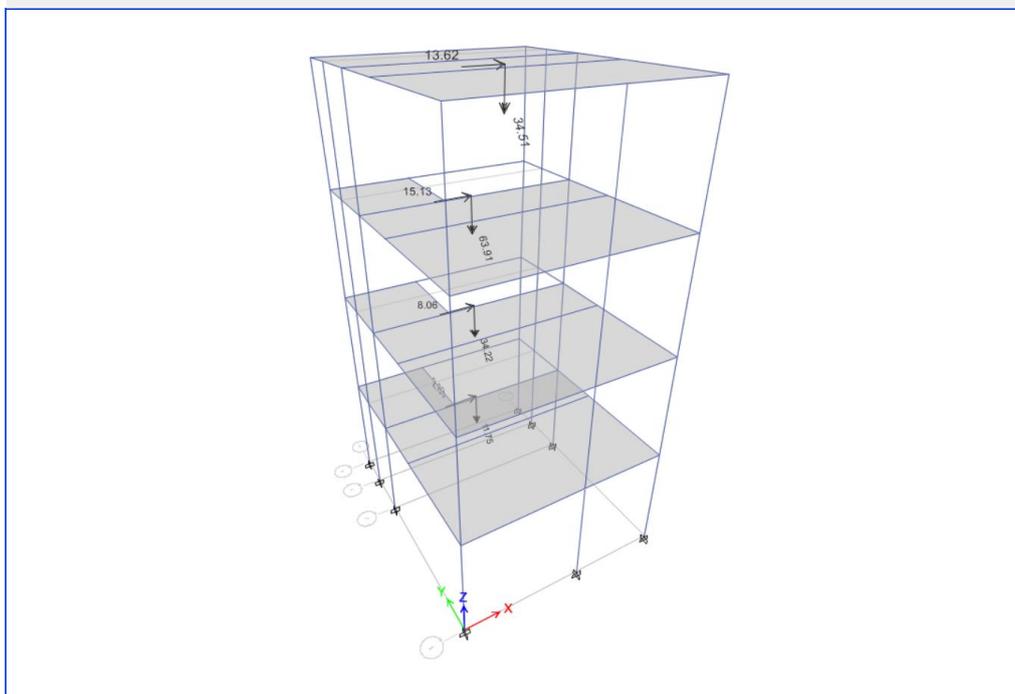


Figura III-113. Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático no-lineal módulo A5 en la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story4	Piso-4	0	13.62	9.29
Story3	Piso-3	0	15.13	-7.16
Story2	Piso-2	0	8.06	-3.76
Story1	Piso-1	0	2.83	-1.35

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass
Carga aplicada en el centro de masa

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0

OK Cancel

No se asigna 5% de excentricidad accidental por estar considerada en el cálculo del momento torsor Mz

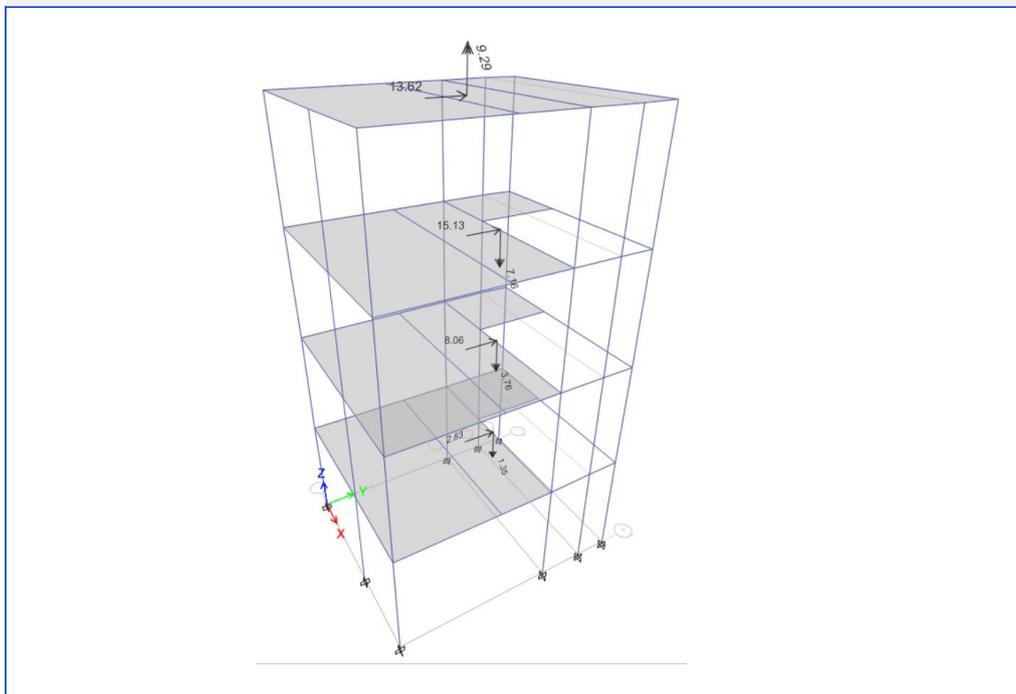


Figura III-114. Asignación de fuerza sísmica distribuida inicial para análisis estático no-lineal módulo A5 en la dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

La respuesta no-lineal de la estructura es representada por la curva de fuerza-deformación de la fuerza cortante en la base y el desplazamiento de un punto de control para cada incremento de la carga lateral.

Se definieron tres (03) casos de carga para el análisis estático no-lineal, un (01) caso de carga inicial correspondiente a las cargas por gravedad que se definió para actúe como un caso previo, y dos (02) casos de carga para representar el incremento de la carga sísmica en cada dirección de análisis.

Load Case Data

General

Load Case Name: AENL-P

Load Case Type Tipo de caso de carga: Nonlinear Static

Exclude Objects in this Group: Not Applicable (No-lineal estático)

Mass Source Fuente de masa: MASA-A1

Initial Conditions (Condición inicial)

Condición inicial cero – Comenzar desde un estado sin esfuerzo

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: [Empty field]

Loads Applied (Carga aplicada)

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	D Carga muerta	1 (100%)
Load Pattern	L Carga viva	0.5 (50%)

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application Aplicación de carga: Full Load Carga total

Results Saved Resultados guardados: Final State Only Solo el estado final

Nonlinear Parameters Parámetros no-lineales: Default Defecto

Buttons: OK, Cancel

Figura III-115. Definición de caso de carga no-lineal estática por gravedad

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



Load Case Data

General

Load Case Name: AENL-SX [Design...]

Load Case Type Tipo de caso de carga: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable (No-lineal estático)

Mass Source Fuente de masa: MASA-A1

Initial Conditions (Condición inicial)

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
Continuar desde el estado final del caso no-lineal

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
Nonlinear Case: AENL-P (Caso no-lineal del peso de la estructura)

Loads Applied (Carga aplicada)

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SX	1

Carga lateral estática inicial

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application Aplicación de carga: Displacement Control Control de desplazamiento [Modify/Show...]

Results Saved Resultados guardados: Multiple States Múltiples estados [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters Parámetros no-lineales: User Defined Definidos por usuario [Modify/Show...]

Se define el número de pasos para la iteración de incremento de carga [OK] [Cancel]

Se define la magnitud y el punto de control del desplazamiento a ser evaluado

Se define el número mínimo y máximo de resultados guardados

Figura III-116. Definición de caso de carga lateral estática no-lineal en la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



Load Case Data

General

Load Case Name: AENL-SY [Design...]

Load Case Type Tipo de caso de carga: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable (No-lineal estático)

Mass Source Fuente de masa: MASA-A1

Initial Conditions (Condición inicial)

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
Continuar desde el estado final del caso no-lineal

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: AENL-P (Caso no-lineal del peso de la estructura)

Loads Applied (Carga aplicada)

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SY1	1

Carga lateral estática inicial

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application Aplicación de carga: Displacement Control Control de desplazamiento [Modify/Show...]

Results Saved Resultados guardados: Multiple States Múltiples estados [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters Parámetros no-lineales: User Defined Definidos por usuario [Modify/Show...]

Se define el número de pasos para la iteración de incremento de carga [OK] [Cancel]

Se define la magnitud y el punto de control del desplazamiento a ser evaluado

Se define el número mínimo y máximo de resultados guardados

Figura III-117. Definición de caso de carga lateral estática no-lineal en la dirección X-X

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



3.8.7 DISEÑO SÍSMICO CON AISLAMIENTO DE TRIPLE PENDULO DE FRICCIÓN FPT (TRIPLE FRICTION PENDULUM)

El diseño sísmico de la edificación principal del Hospital de Pacasmayo con aislamiento de triple péndulo de fricción FPT fue realizado, empleando el procedimiento de análisis de Fuerza lateral equivalente con el programa Excel para la determinación de los desplazamientos y fuerzas mínimas, y el procedimiento de Historia de Respuesta o Tiempo-Historia con la asistencia del programa ETABS 17.0.1; siguiendo lo indicado en el capítulo 17 de ASCE/SEI 7-16 y los criterios de resiliencia del Estándar de aislamiento sísmico para la funcionalidad continua SISCF.

El planteamiento del nivel de base y la superestructura no difiere mucho del diseño anterior, se mantiene las características de los materiales, las secciones (sin incluir armado) de pedestales, capiteles, columnas y vigas, y el diseño integral de losas (dimensionamiento y armado). Las únicas excepciones de este segundo diseño son, la incorporación de placas de concreto armado en las dos direcciones de análisis, y la unificación de los seis (06) módulos estructurales, eliminándose las juntas de separación; esto con el objetivo de que la superestructura sea más compacta al interactuar con el sistema de aislamiento, haciendo que la fuerza sísmica que ingresa a la superestructura tenga una reducción adicional. La incorporación de las placas obliga a que se cuente con más unidades de aislamiento, resultando un sistema de aislamiento con 94 aisladores de triple péndulo de fricción.

El armado de pedestales, capiteles, columnas y vigas fue calculado con las fuerzas obtenidas del análisis realizado con la aplicación de los criterios de ASCE/SEI 7-16 y del Estándar de aislamiento sísmico para la funcionalidad continua SISCF.

Al igual que para el diseño con aislamiento elastomérico, el análisis fue realizado para las propiedades de límite superior utilizando los movimientos sísmicos correspondientes al sismo base de diseño DE, y el análisis para las propiedades de límite inferior con los movimientos sísmicos correspondientes al máximo sismo considerado MCE. Como ya se mencionó, lo anterior tiene su sustento en que DE es un sismo con mayor probabilidad de ocurrencia y que combinado con las propiedades de límite superior, hacen que la fuerza sísmica en la superestructura sea

bastante cercana a la fuerza correspondiente a MCE, o en algunos casos superarla. Para MCE y las propiedades de límite inferior, el desplazamiento del sistema de aislamiento es grande, por tratarse del máximo sismo considerado y un sistema de aislamiento con mayor flexibilidad, lo que hace que los aisladores disipen mucha energía, pudiendo llegar alguno hasta su nivel de colapso.

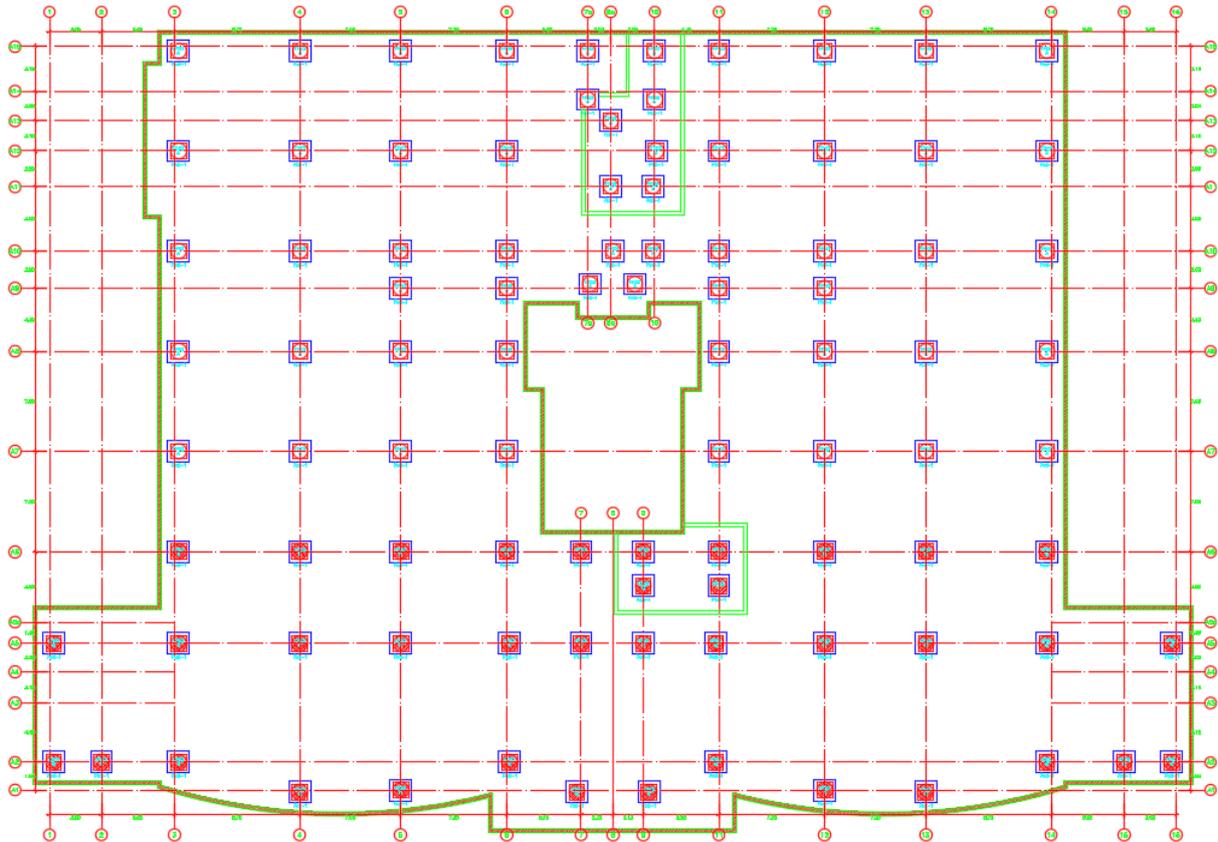


Figura III-118. Planta Interfaz de aislamiento Módulo-A Hospital de Pacasmayo. Diseño con aisladores FPT

Fuente: Elaboración propia, AutoCAD, 2019

a. MODELO MATEMÁTICO DE MASAS Y RIGIDECES

Se generaron dos (02) modelos matemáticos en el programa ETABS 17.0.1, bajo las condiciones de límite superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento, al igual que para el diseño anterior. Para el modelamiento del sistema de aislamiento se definieron dos (02) tipos de elementos link, correspondientes a un (01) tipo de aislador FPT en dos (02) modelos numéricos, con sus respectivas características histeréticas.

Para el modelamiento del nivel de base y la superestructura se utilizaron las mismas herramientas y secciones que para el modelamiento anterior, debido a que la diferencia estructural radica solo en la incorporación de las placas de concreto armado y la eliminación de las juntas de los módulos estructurales. Las placas nuevas fueron modeladas como elementos shell verticales, divididas en elementos finitos.

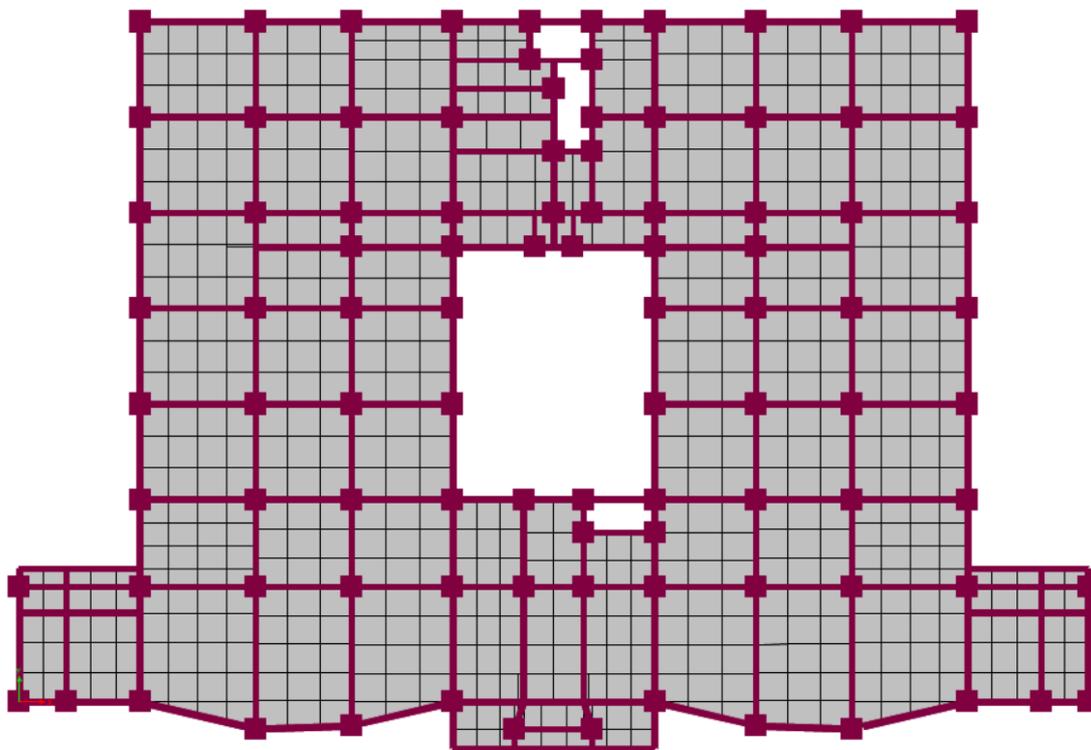


Figura III-119. Modelo matemático – Planta Nivel de base. Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

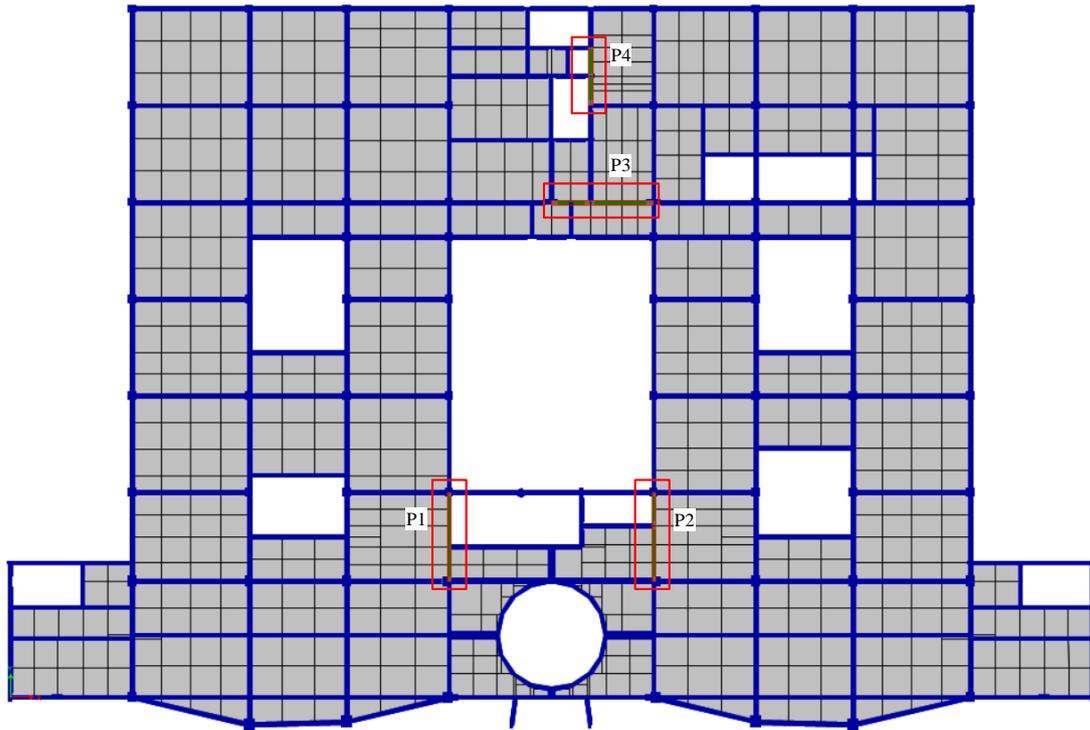


Figura III-120. Modelo matemático – Planta 1er-piso. Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

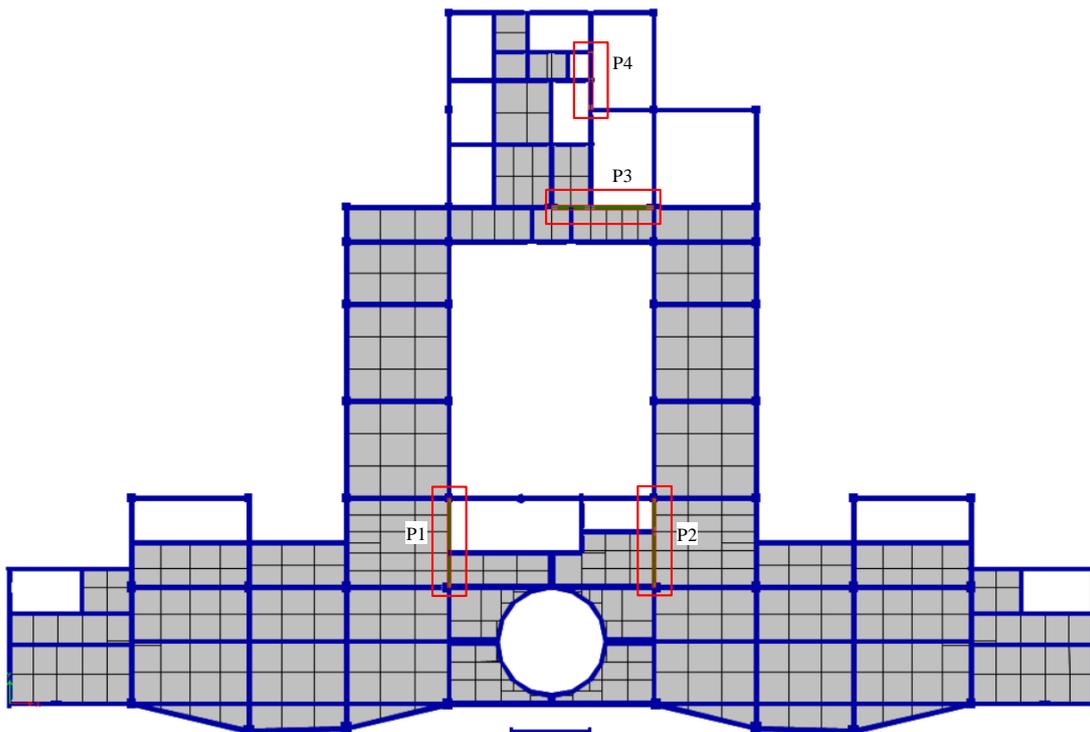


Figura III-121. Modelo matemático – Planta 2do-3er-piso. Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

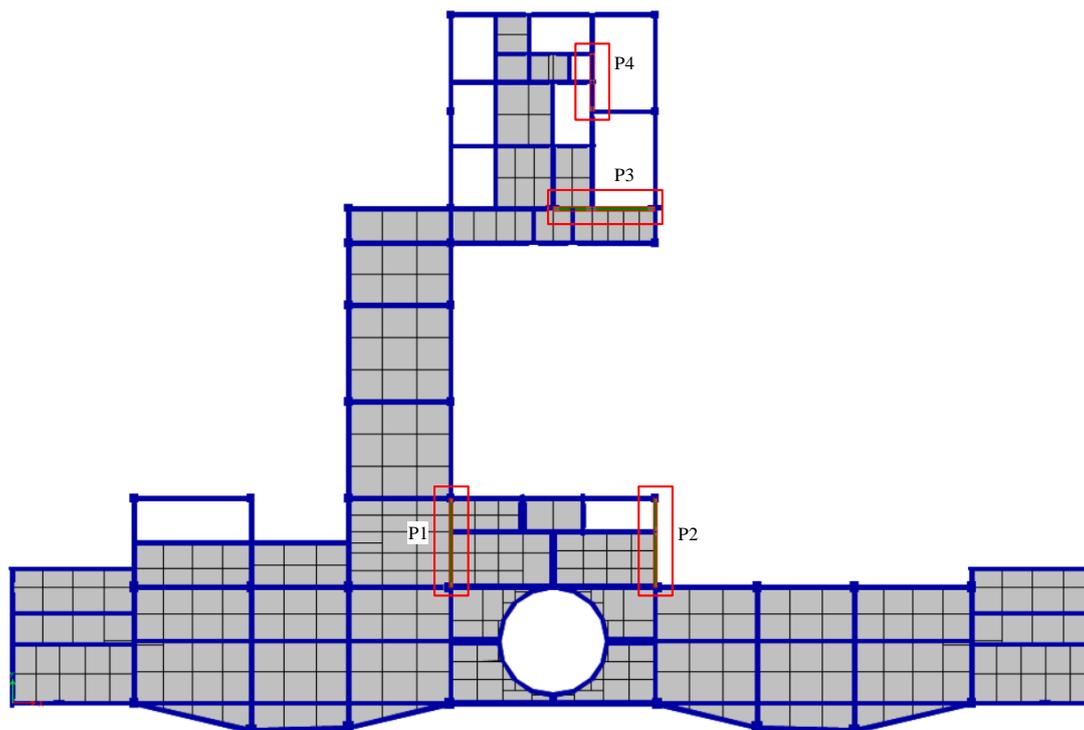


Figura III-122. Modelo matemático – Planta 4to-piso. Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

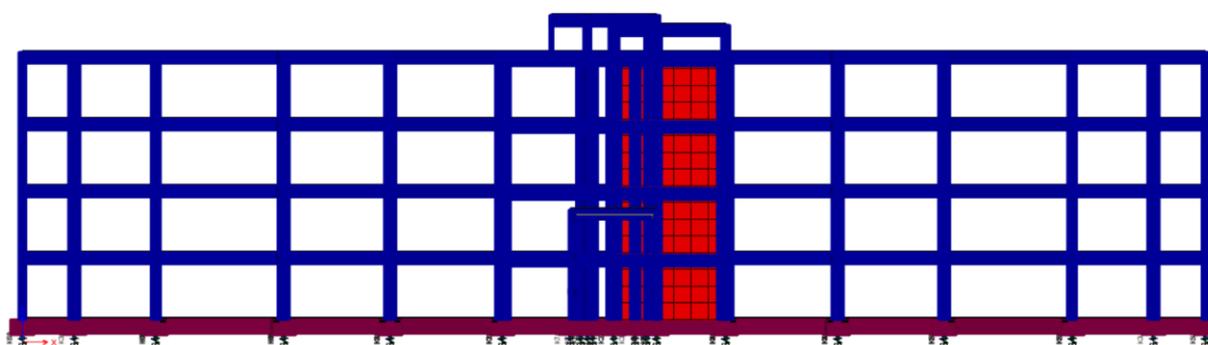


Figura III-123. Modelo matemático – Elevación frontal. Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

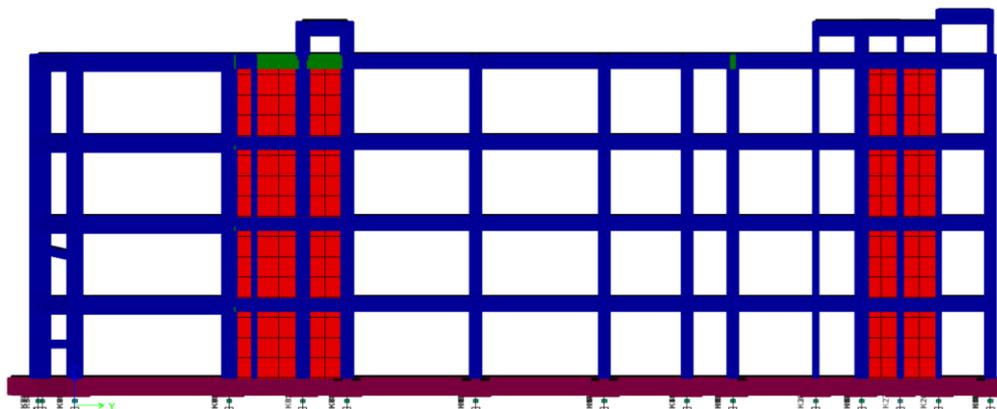


Figura III-124. Modelo matemático – Elevación lateral. Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

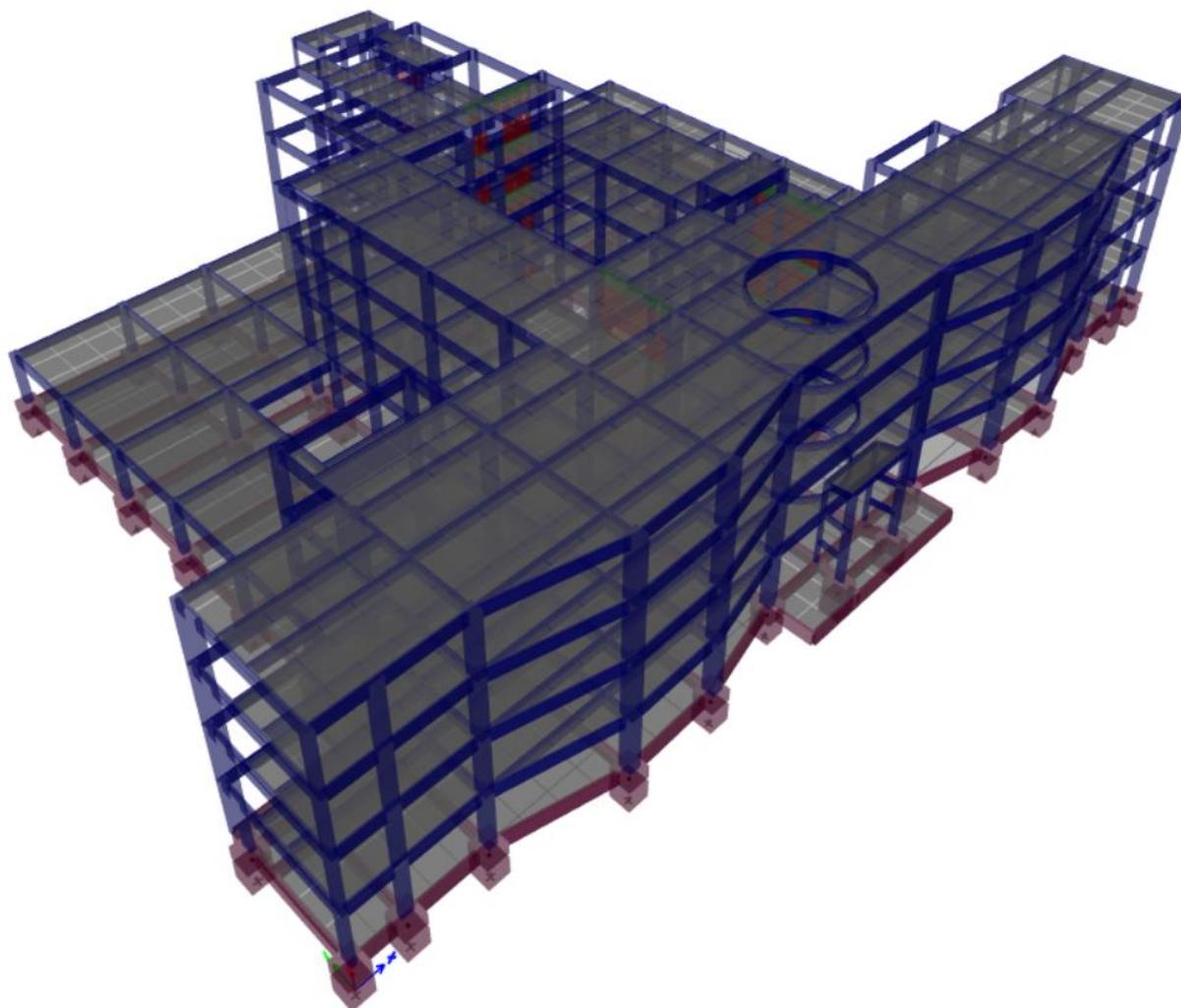


Figura III-125. Modelo matemático – Vista 3D. Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

- DEFINICIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Se repiten los criterios y el procedimiento de la sección 3.6.1.a.

- DEFINICIÓN DE COLUMNAS Y VIGAS – ELEMENTOS TIPO MARCO (FRAME)

Se repiten los criterios y el procedimiento de la sección 3.6.1.b.

- DEFINICIÓN DE LAS LOSAS DE PISO – ELEMENTOS TIPO ÁREA (SHELL)

Se repiten los criterios y el procedimiento de la sección 3.6.1.c.

- DEFINICIÓN DE LAS UNIDADES DE AISLAMIENTO – ELEMENTOS ENLACE (LINK)

En contacto con la empresa EPS, se recibió la recomendación de utilizar el aislador FPT8831/14-12R/11-6, cuyos detalles técnicos se presentan en el Anexo-4, previa evaluación del aislador con el procedimiento de fuerza lateral equivalente ELF en Excel en función de la demanda sísmica y el periodo objetivo, se resolvió contar con el aislador FPT8833/15-12R/10-6, dispositivo que posee una ligera mayor capacidad al desplazamiento.

Se presentan las características geométricas y mecánicas nominales del aislador FPT8833/15-12R/10-6:

Tabla III-64

Propiedades mecánicas y geométricas del aislador de triple péndulo de fricción

FPT8833/15-12R/10-6

AISL. FPT8833/15-12R/10-6		N = 94	
Diametro de delizante rígida	Dr =	0.254 m	
Altura superficie interior	hi =	0.159 m	
Altura superficie exterior	ho =	0.209 m	
Altura total de aislador	ht =	0.309 m	
Diametro superficie interior	Di =	0.381 m	
Diametro superficie exterior	Do =	0.839 m	

PLACA	R (m)	h (m)	μ	d (m)
1	2.235	0.105	0.025	0.229
2	0.305	0.080	0.008	0.051
3	0.305	0.080	0.008	0.051
4	2.235	0.105	0.035	0.229

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



El aislador FPT8833/15-12R/10-6 fue modelado en ETABS como elemento link, al igual que para el diseño anterior. El aislador fue definido en dos (02) prototipos numéricos, que representan el comportamiento del aislador al recibir dos (02) cargas por gravedad promedio distintas. El aislador ha sido modelado como un elemento Link multilineal plástico, mediante el cual se definen las propiedades mecánicas del dispositivo como constantes, asociadas a un peso promedio; obviándose que las propiedades cambian en función del peso que recibe el aislador, lo que hace que siempre el centro de rigidez del sistema de aislamiento siempre coincida con su centro de masa, y que se elimine la torsión. Al modelar el aislador como un elemento con propiedades constantes y agrupar las unidades de aislamiento en dos (02) grupos en función del peso que reciben, para asumir que las histéresis de capacidad de las unidades estarían representadas por dos (02) histéresis únicas, cada una descrita por un (01) peso promedio distinto; se encuentra que la torsión generada es pequeña, pudiéndose representar de esta manera el comportamiento real del sistema de aislamiento.

Las características mecánicas de los dos (02) prototipos del aislador, fueron modificadas por los factores de límite superior y límite inferior, definiéndose los prototipos para cada límite. Los factores de modificación de propiedades fueron tomados de la Tabla C17.2-7 de ASCE/SEI 7-16 (Tabla III-14) Factores para fabricantes calificados, de la siguiente manera:

Para aisladores de fricción FPT:

Coefficiente de fricción, μ : $\lambda_{m\acute{a}x} = 1.60$, $\lambda_{m\acute{i}n} = 0.80$

- **AISLADOR PROTOTIPO FPT-A:** Prototipo numérico del aislador de triple péndulo de fricción FPT8833/15-12R/10-6 con mayor flexibilidad y menor peso soportado. Sus características geométricas y mecánicas, así como las histeréticas se detallan en los siguientes Tablas:

Tabla III-65

Propiedades mecánicas y geométricas, y características histeréticas del prototipo de aislador FPT-A

AISL. FPT8833/15-12R/10-6 FPT-A		N =	56
Diametro de delizante rígida	Dr =	0.254 m	
Altura superficie interior	hi =	0.159 m	
Altura superficie exterior	ho =	0.209 m	
Altura total de aislador	ht =	0.309 m	
Diametro superficie interior	Di =	0.381 m	
Diametro superficie exterior	Do =	0.839 m	

PLACA	R (m)	h (m)	μ	d (m)
1	2.235	0.105	0.025	0.229
2	0.305	0.080	0.008	0.051
3	0.305	0.080	0.008	0.051
4	2.235	0.105	0.035	0.229

PLACA	Reff	Ff	d*
1	2.13	2.71	0.218
2	0.23	0.87	0.038
3	0.23	0.87	0.038
4	2.13	3.80	0.218

III FASE (DE)		III FASE (MCE)	
Desplaz.	q = 0.173 m	q = 0.285 m	
Fuerza	F = 7.41 Ton	F = 10.26 Ton	

I FASE	
F2f =	0.87 Ton
q* =	0.008 m
2F2f =	2.71 Ton

II FASE	
2F2f =	2.71 Ton
q** =	0.031 m
F1f =	3.80 Ton

III FASE	
F1f =	3.80 Ton
qdr1 =	0.447 m
Fdr1 =	14.37 Ton

IV FASE	
Fdr1 =	14.37 Ton
qdr4 =	0.470 m
Fdr4 =	15.46 Ton

V FASE	
Fdr4 =	15.46 Ton
qcap =	0.512 m
Fcap =	25.50 Ton

Comportamiento histerético FPT-A

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



Tabla III-66a

Características histeréticas de la capacidad del prototipo de aislador FPT-A para las propiedades de límite superior (Upper Bound)

<u>AISL. FPT8833/15-12R/10-6 FPT-A</u>					N = 56			
PLACA	R (m)	h (m)	μ	d (m)	PLACA	Reff (m)	Ff (Ton)	d* (m)
1	2.24	0.105	0.040	0.229	1	2.13	4.34	0.22
2	0.31	0.080	0.013	0.051	2	0.23	1.39	0.04
3	0.31	0.080	0.013	0.051	3	0.23	1.39	0.04
4	2.24	0.105	0.056	0.229	4	2.13	6.07	0.22

I FASE	
F2f =	1.39 Ton
q* =	0.012 m
2F2f =	4.34 Ton
II FASE	
2F2f =	4.34 Ton
q** =	0.050 m
F1f =	6.07 Ton
III FASE	
F1f =	6.07 Ton
qdr1 =	0.440 m
Fdr1 =	16.00 Ton
IV FASE	
Fdr1 =	16.00 Ton
qdr4 =	0.477 m
Fdr4 =	17.73 Ton
V FASE	
Fdr4 =	17.73 Ton
qcap =	0.512 m
Fcap =	26.02 Ton

Comportamiento histerético FPT-A

— Superior Cap. - - - Nominal Cap.

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Tabla III-66b

Características histeréticas de la capacidad del prototipo de aislador FPT-A para las propiedades de límite inferior (Lower Bound)

<u>AISL. FPT8833/15-12R/10-6 FPT-A</u>					N = 56			
PLACA	R (m)	h (m)	μ	d (m)	PLACA	Reff (m)	Ff (Ton)	d* (m)
1	2.24	0.105	0.020	0.229	1	2.13	2.17	0.22
2	0.31	0.080	0.006	0.051	2	0.23	0.69	0.04
3	0.31	0.080	0.006	0.051	3	0.23	0.69	0.04
4	2.24	0.105	0.028	0.229	4	2.13	3.04	0.22

I FASE	
F2f =	0.69 Ton
q* =	0.006 m
2F2f =	2.17 Ton
II FASE	
2F2f =	2.17 Ton
q** =	0.025 m
F1f =	3.04 Ton
III FASE	
F1f =	3.04 Ton
qdr1 =	0.449 m
Fdr1 =	13.83 Ton
IV FASE	
Fdr1 =	13.83 Ton
qdr4 =	0.468 m
Fdr4 =	14.70 Ton
V FASE	
Fdr4 =	14.70 Ton
qcap =	0.512 m
Fcap =	25.33 Ton

Comportamiento histerético FPT-A

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

El modelamiento del prototipo de aislador FPT-A en ETABS tanto para límite superior como para límite inferior, se realizó considerando las características no-lineales del comportamiento histerético de la capacidad total del prototipo presentadas en los Tablas III-66. El aislador fue definido como un elemento Link del tipo multilínea plástico, ingresando la rigidez axial, y la función numérica de la histéresis de la capacidad del aislador en el Tabla de diálogo Link Property Data (Propiedades de enlace). La salvedad de este modelamiento fue que se consideró sobre cada aislador una misma carga vertical W , igual al peso sobre el grupo de aisladores dividido por el número de aisladores, que activa la fuerza de fricción; cuando en realidad cada aislador soporta una carga por gravedad

distinta, lo que hace que el comportamiento de cada aislador sea distinto el uno del otro. La masa, el peso y las inercias rotacionales del aislador fueron tomadas de la información del aislador recomendado por la empresa EPS, FPT8831/14-12R/11-6.

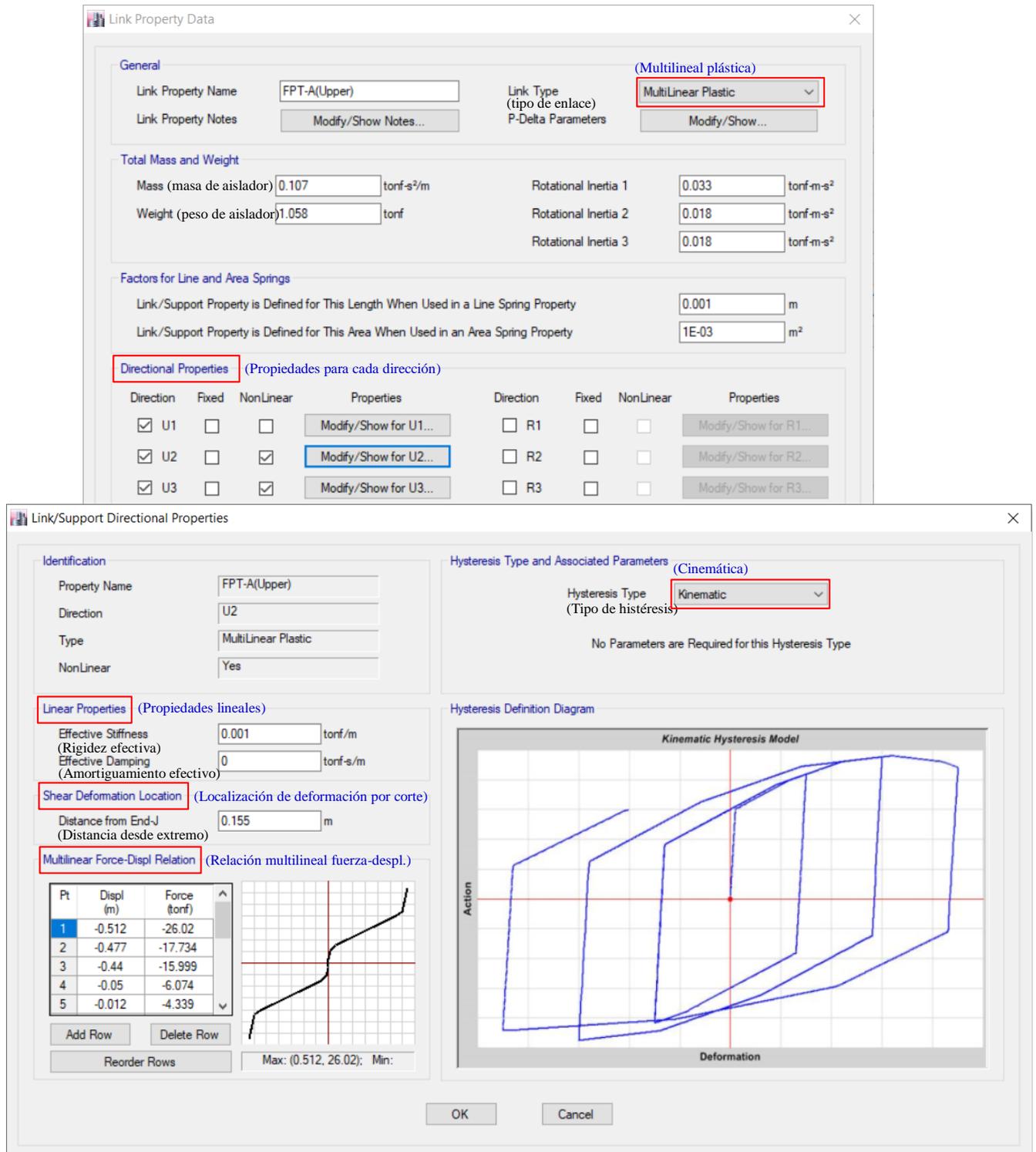


Figura III-126. Definición de aislador FPT-A para límite superior como elementos link

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



Link Property Data

General
Link Property Name: FPT-A(Lower)
Link Property Notes: Modify/Show Notes...
Link Type (tipo de enlace): MultiLinear Plastic
P-Delta Parameters: Modify/Show...

Total Mass and Weight
Mass (masa de aislador): 0.107 tonf-s²/m
Weight (peso de aislador): 1.058 tonf
Rotational Inertia 1: 0.033 tonf-m-s²
Rotational Inertia 2: 0.018 tonf-m-s²
Rotational Inertia 3: 0.018 tonf-m-s²

Factors for Line and Area Springs
Link/Support Property is Defined for This Length When Used in a Line Spring Property: 0.001 m
Link/Support Property is Defined for This Area When Used in an Area Spring Property: 1E-03 m²

Directional Properties (Propiedades para cada dirección)

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Link/Support Directional Properties

Identification
Property Name: FPT-A(Lower)
Direction: U2
Type: MultiLinear Plastic
NonLinear: Yes

Hysteresis Type and Associated Parameters (Cinématica)
Hysteresis Type: Kinematic
(Tipo de histéresis)
No Parameters are Required for this Hysteresis Type

Linear Properties (Propiedades lineales)
Effective Stiffness (Rigidez efectiva): 0.001 tonf/m
Effective Damping (Amortiguamiento efectivo): 0 tonf-s/m

Shear Deformation Location (Localización de deformación por corte)
Distance from End-J (Distancia desde extremo): 0.17 m

Multilinear Force-Displ Relation (Relación multilínea fuerza-despl.)

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.512	-25.331
2	-0.468	-14.697
3	-0.449	-13.829
4	-0.025	-3.037
5	-0.006	-2.169

Hysteresis Definition Diagram
Kinematic Hysteresis Model
Action vs Deformation graph showing a kinematic hysteresis loop.

OK Cancel

Figura III-127. Definición de aislador FPT-A para límite inferior como elementos link

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

- **AISLADOR PROTOTIPO FPT-B:** Prototipo de aislador de triple péndulo de fricción FPT8833/15-12R/10-6 con mayor rigidez y peso soportado. Sus características geométricas y mecánicas, así como las histeréticas se detallan en los siguientes Tablas:

Tabla III-67

Propiedades mecánicas y geométricas, y características histeréticas del prototipo de aislador FPT-B

AISL. FPT8833/15-12R/10-6 FPT-B		N =	38
Diametro de delizante rígida	Dr =	0.254 m	
Altura superficie interior	hi =	0.159 m	
Altura superficie exterior	ho =	0.209 m	
Altura total de aislador	ht =	0.309 m	
Diametro superficie exterior	Di =	0.381 m	
Diametro superficie interior	Do =	0.839 m	

PLACA	R (m)	h (m)	μ	d (m)
1	2.235	0.105	0.025	0.229
2	0.305	0.080	0.008	0.051
3	0.305	0.080	0.008	0.051
4	2.235	0.105	0.035	0.229

PLACA	Reff	Ff	d*
1	2.13	4.86	0.218
2	0.23	1.56	0.038
3	0.23	1.56	0.038
4	2.13	6.81	0.218

Desplaz.	III FASE (DE)	III FASE (MCE)
q =	0.173 m	q = 0.285 m
Fuerza	F = 13.28 Ton	F = 18.40 Ton

I FASE	
F2f =	1.56 Ton
q* =	0.008 m
2F2f =	4.86 Ton
II FASE	
2F2f =	4.86 Ton
q** =	0.031 m
F1f =	6.81 Ton
III FASE	
F1f =	6.81 Ton
qdr1 =	0.447 m
Fdr1 =	25.78 Ton
IV FASE	
Fdr1 =	25.78 Ton
qdr4 =	0.470 m
Fdr4 =	27.72 Ton
V FASE	
Fdr4 =	27.72 Ton
qcap =	0.512 m
Fcap =	45.75 Ton

Peso por unidad de aislamiento W = 194.56 Ton

Comportamiento histerético FPT-B

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



Tabla III-68a

Características histeréticas de la capacidad del prototipo de aislador FPT-B para las propiedades de límite superior (Upper Bound)

AISL. FPT8833/15-12R/10-6 FPT-B					N = 38			
PLACA	R (m)	h (m)	μ	d (m)	PLACA	Reff (m)	Ff (Ton)	d* (m)
1	2.24	0.105	0.040	0.229	1	2.13	7.78	0.22
2	0.31	0.080	0.013	0.051	2	0.23	2.49	0.04
3	0.31	0.080	0.013	0.051	3	0.23	2.49	0.04
4	2.24	0.105	0.056	0.229	4	2.13	10.90	0.22

I FASE	
F2f =	2.49 Ton
q* =	0.012 m
2F2f =	7.78 Ton
II FASE	
2F2f =	7.78 Ton
q** =	0.050 m
F1f =	10.90 Ton
III FASE	
F1f =	10.90 Ton
qdr1 =	0.440 m
Fdr1 =	28.70 Ton
IV FASE	
Fdr1 =	28.70 Ton
qdr4 =	0.477 m
Fdr4 =	31.81 Ton
V FASE	
Fdr4 =	31.81 Ton
qdr4 =	0.512 m
Fcap =	46.68 Ton

Comportamiento histerético FPT-B

Fuerza F (Ton)

Desplazamiento q (m)

— Superior Cap. - - - Nominal Cap.

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Tabla III-68b

Características histeréticas de la capacidad del prototipo de aislador FPT-B para las propiedades de límite inferior (Lower Bound)

AISL. FPT8833/15-12R/10-6 FPT-B				N = 38				
PLACA	Reff (m)	Ff (Ton)	d* (m)	PLACA	R (m)	h (m)	μ	d (m)
1	2.13	3.89	0.22	1	2.24	0.105	0.020	0.229
2	0.23	1.25	0.04	2	0.31	0.080	0.006	0.051
3	0.23	1.25	0.04	3	0.31	0.080	0.006	0.051
4	2.13	5.45	0.22	4	2.24	0.105	0.028	0.229

I FASE	
F2f =	1.25 Ton
q* =	0.006 m
2F2f =	3.89 Ton
II FASE	
2F2f =	3.89 Ton
q** =	0.025 m
F1f =	5.45 Ton
III FASE	
F1f =	5.45 Ton
qdr1 =	0.449 m
Fdr1 =	24.81 Ton
IV FASE	
Fdr1 =	24.81 Ton
qdr4 =	0.468 m
Fdr4 =	26.36 Ton
V FASE	
Fdr4 =	26.36 Ton
qdr4 =	0.512 m
Fcap =	45.43 Ton

Comportamiento histerético FPT-B

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

El modelamiento del prototipo de aislador FPT-B en ETABS tanto para límite superior como para límite inferior, también fue realizado como un elemento Link Multilineal Plástico, tomando en cuenta las características histeréticas de los Tablas III-68, y las mismas consideraciones utilizadas para el modelamiento del prototipo de aislador FPT-A.



Link Property Data

General
 Link Property Name: FPT-B(Upper)
 Link Property Notes: Modify/Show Notes...
 Link Type (tipo de enlace): MultiLinear Plastic (MultiLineal plástica)
 P-Delta Parameters: Modify/Show...

Total Mass and Weight
 Mass(masa de aislador): 0.107 tonf-s²/m
 Weight(peso de aislador): 1.058 tonf
 Rotational Inertia 1: 0.033 tonf-m-s²
 Rotational Inertia 2: 0.018 tonf-m-s²
 Rotational Inertia 3: 0.018 tonf-m-s²

Factors for Line and Area Springs
 Link/Support Property is Defined for This Length When Used in a Line Spring Property: 0.001 m
 Link/Support Property is Defined for This Area When Used in an Area Spring Property: 1E-03 m²

Directional Properties (Propiedades para cada dirección)

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Link/Support Directional Properties

Identification
 Property Name: FPT-B(Upper)
 Direction: U2
 Type: MultiLinear Plastic
 NonLinear: Yes

Hysteresis Type and Associated Parameters (Cinemática)
 Hysteresis Type (Tipo de histéresis): Kinematic
 No Parameters are Required for this Hysteresis Type

Linear Properties (Propiedades lineales)
 Effective Stiffness (Rigidez efectiva): 0.001 tonf/m
 Effective Damping (Amortiguamiento efectivo): 0 tonf-s/m

Shear Deformation Location (Localización de deformación por corte)
 Distance from End-J (Distancia desde extremo): 0.155 m

Multilinear Force-Displ Relation (Relación multilinear fuerza-despl.)

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.512	-46.68
2	-0.477	-31.809
3	-0.44	-28.696
4	-0.05	-10.895
5	-0.012	-7.782

Max: (0.512, 46.68); Min:

Hysteresis Definition Diagram
 Kinematic Hysteresis Model

OK Cancel

Figura III-128. Definición de aislador FPT-B para límite superior como elementos link.

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



Link Property Data

General
 Link Property Name: FPT-B(Lower)
 Link Property Notes: Modify/Show Notes...
 Link Type (tipo de enlace): **MultiLinear Plastic** (Multilineal plástica)
 P-Delta Parameters: Modify/Show...

Total Mass and Weight
 Mass(masa de aislador): 0.107 tonf-s²/m
 Weight(peso de aislador): 1.058 tonf
 Rotational Inertia 1: 0.033 tonf-m-s²
 Rotational Inertia 2: 0.018 tonf-m-s²
 Rotational Inertia 3: 0.018 tonf-m-s²

Factors for Line and Area Springs
 Link/Support Property is Defined for This Length When Used in a Line Spring Property: 0.001 m
 Link/Support Property is Defined for This Area When Used in an Area Spring Property: 1E-03 m²

Directional Properties (Propiedades para cada dirección)

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Link/Support Directional Properties

Identification
 Property Name: FPT-B(Lower)
 Direction: U2
 Type: MultiLinear Plastic
 NonLinear: Yes

Hysteresis Type and Associated Parameters (Cinemática)
 Hysteresis Type (Tipo de histéresis): **Kinematic**
 No Parameters are Required for this Hysteresis Type

Linear Properties (Propiedades lineales)
 Effective Stiffness (Rigidez efectiva): 0.001 tonf/m
 Effective Damping (Amortiguamiento efectivo): 0 tonf-s/m

Shear Deformation Location (Localización de deformación por corte)
 Distance from End-J (Distancia desde extremo): 0.17 m

Multilinear Force-Displ Relation (Relación multilinear fuerza-despl.)

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.512	-45.435
2	-0.468	-26.362
3	-0.449	-24.805
4	-0.025	-5.448
5	-0.006	-3.891

Max: (0.512, 45.435); Min:

Hysteresis Definition Diagram
 Kinematic Hysteresis Model
 Action vs Deformation

OK Cancel

Figura III-129. Definición de aislador FPT-B para límite inferior como elementos link

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

- ASIGNACIÓN DE CARGAS Y DEFINICIÓN DE LA FUENTE DE MASA

Se repiten los criterios y el procedimiento de la sección 3.6.1.e.

- DEFINICIÓN DE PLACAS – ELEMENTOS TIPO ÁREA VERTICAL (SHELL)

Las placas incorporadas se modelaron como elementos tipo shell vertical a base de concreto $f^c=210\text{Kg/cm}^2$ con un espesor de 30cm. Las placas una vez dibujadas en el modelo matemático, se dividieron en elementos con lados aproximadamente iguales como si se tratara de una malla, conocida como malla de elementos finitos. Este procedimiento es realizado con la finalidad de que la solución de la estructura desarrollada numéricamente por el programa ETABS, sea lo suficientemente cercana a la solución analítica.

Las placas fueron extendidas entre columnas, llenando de esta manera los pórticos que conformaban, y convirtiéndose las columnas en elementos de borde de las placas.

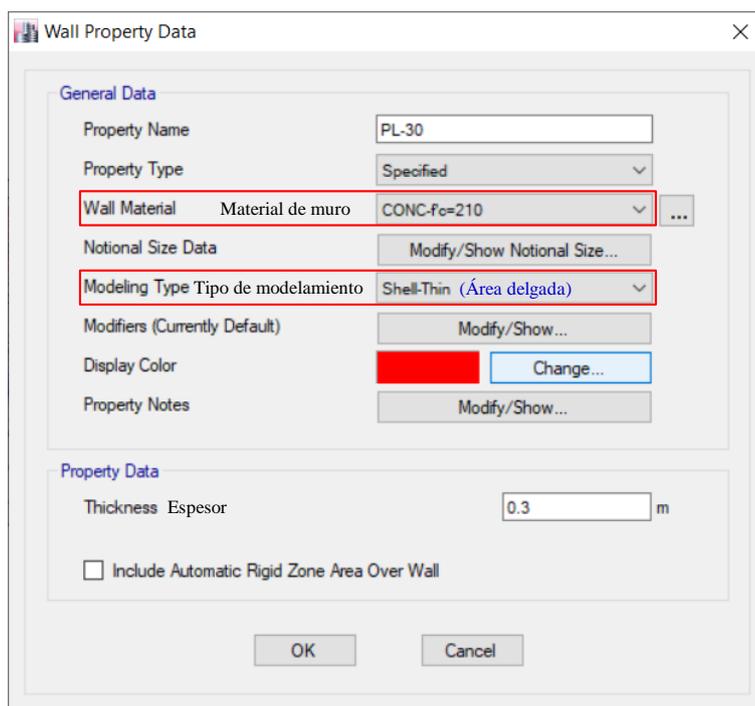


Figura III-130. Definición de placas $t=30\text{cm}$ como elementos shell

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

b. ANÁLISIS MODAL – VECTORES DE RITZ

Siguiendo el procedimiento para el diseño anterior, se utilizaron tres (03) vectores de carga para el análisis, tres (03) vectores de aceleración correspondientes a los grados de libertad de los aisladores, dos (02) grados traslacionales y uno (01) rotacional. Así mismo se consideraron tres (03) modos para cada unidad de aislamiento, resultando un total de $n = 3 \cdot 94 = 282$ modos, lo que generó $ncyc = 94$ ciclos, es decir un ciclo de análisis por cada aislador, con lo quedarían cubiertas todas las formas de modo de la estructura aislada.

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal [Design...]

Modal Case Sub Type (Tipo de caso modal): Ritz [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source (Fuente de masa): MASA-A1

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None [Modify/Show...]

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied (Carga aplicada) (Ciclos máximos)

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UXVector translacional	0	99
Acceleration	UYVector translacional	0	99
Acceleration	RZVector rotacional	0	99

Other Parameters

Maximum Number of Modes (Máximo número de modos): 282

Minimum Number of Modes (Mínimo número de modos): 3

[OK] [Cancel]

Figura III-131. Definición del caso modal vectores de Ritz para el análisis. Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

c. ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO-HISTORIA NO-LINEAL FNA

Siguiendo el procedimiento para el diseño anterior se definió el caso de cargas graduales cuasi-estáticas con alto amortiguamiento previo a los casos de cargas dinámicas. Para ello se definió una función rampa de manera similar que, para el diseño anterior, y se acomodó un amortiguamiento modal alto $\beta=0.99$ al caso de carga.

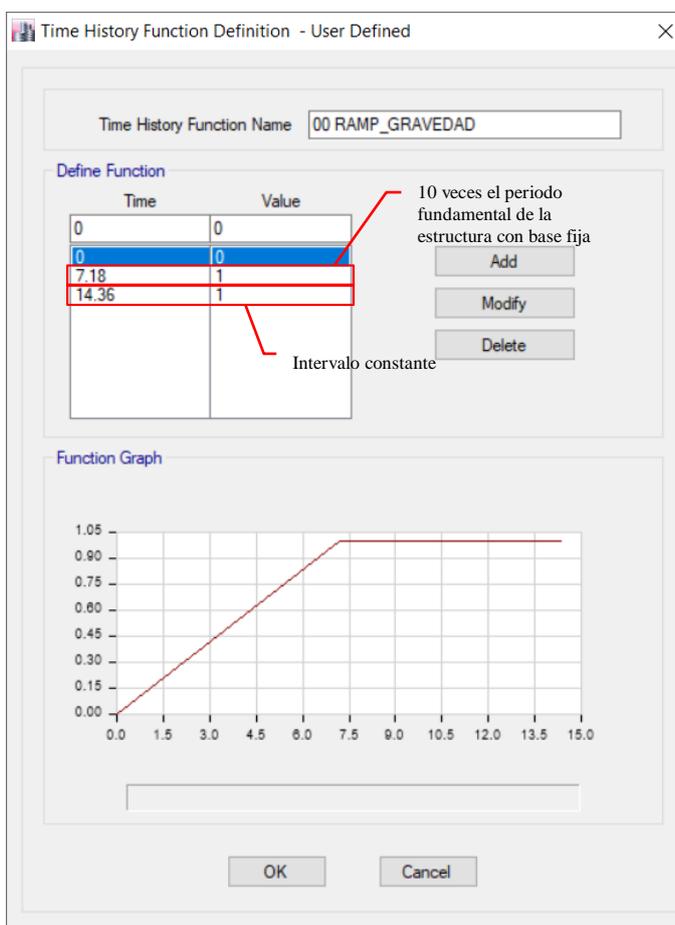


Figura III-132. Definición de función rampa para cargas cuasi-estáticas.

Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

Load Case Data

General

Load Case Name: TH GRAVEDAD

Load Case Type/Subtype (Tipo de caso de carga): Time History | Nonlinear Modal (FNA) (Tiempo-Historia modal no-lineal)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source (Fuente de masa): Previous (MASA-A1)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: [Empty]

Loads Applied (Carga aplicada)

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	D (Carga muerta)	00 RAMP_GRAVED...	1
Load Pattern	L (Carga viva)	00 RAMP_GRAVED...	0.5
Load Pattern	LR (Carga viva de techo)	00 RAMP_GRAVED...	0.25

Other Parameters

Modal Load Case (Caso de carga modal): Modal

Number of Output Time Steps (Número de pasos de tiempo de salida): 359

Output Time Step Size (Rango de pasos de tiempo de salida): 0.08 sec

Modal Damping (Amortiguamiento modal): Constant at 0.99

Nonlinear Parameters: Default

OK Cancel

2 veces el tiempo de la función rampa

Figura III-133. Definición del caso de carga FNA para cargas cuasi-estáticas iniciales para el análisis dinámico. Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

Para los casos de los movimientos sísmicos, al igual que para el diseño anterior; el amortiguamiento se definió utilizando un factor de amortiguamiento constante para cada modo, medido como como una fracción del amortiguamiento crítico, $\beta=0.05$.

Se definió el análisis modal de tiempo-historia no-lineal FNA, para cada registro sísmico ingresado, con un número y tamaño de pasos de tiempo que abarcó el tiempo de duración del registro. Se definieron las cargas de aceleración para dos direcciones ortogonales de análisis correspondiente a las direcciones globales 1 y 2, y se asignaron las componentes de los registros sísmicos a cada una de las direcciones. De esto, en algunos casos se amplificó una de las componentes para que los valores del espectro de respuesta del



registro sísmico no sean menores que el 90% del valor correspondiente en el espectro de peligro uniforme MCE, según lo indicado en la sección 3.3.2.f.

Tabla III-69

Casos de carga modal de tiempo-historia no-lineal FNA para el análisis dinámico, con sus factores de escalas respectivos

CASOS DE CARGA MODAL TIEMPO-HISTORIA NO-LINEAL FNA				
CASO DE CARGA		REGISTRO AJUSTADO A E.030-MCE	FACTOR DE ESCALA	
			Comp. 1	Comp. 2
TH-1	PRQ_1966	SAd01 PRQ_1966		1.44 (N-S)
TH-2	PRQ_1970	SAd02 PRQ_1970	1.06 (E-W)	
TH-3	PRQ_1974	SAd03 PRQ_1974		1.11 (N-S)
TH-4	MOQ001_2001	SAd04 MOQ001_2001		1.18 (N-S)
TH-5	ICA002_2007	SAd05 ICA002_2007	1.21 (E-W)	
TH-6	constitucion_2010	SAd06 constitucion_2010		1.04 (N-S)
TH-7	AMNT_2016	SAd07 AMNT_2016	1.07 (E-W)	

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Para el caso de los análisis con el sismo base de diseño BDE, los componentes de los registros fueron reducidos por un factor igual a 2/3.



General

Load Case Name: TH-1 PQR_1966

Load Case Type/Subtype (Tipo de caso de carga): Time History | Nonlinear Modal (FNA) (Tiempo-Historia modal no-lineal)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source (Fuente de masa): Previous (MASA-A1)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: TH GRAVEDAD

(Carga aplicada) Registros sísmicos Ajustados espectralmente a MCE

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1Dirección global 1	SAd01 PQR_1966_...	9.81
Acceleration	U2Dirección global 2	SAd01 PQR_1966_...	14.1264

Other Parameters

Modal Load Case (Caso de carga modal): Modal

Number of Output Time Steps (Número de pasos de tiempo de salida): 3283

Output Time Step Size (Rango de pasos de tiempo de salida): 0.02 sec

Modal Damping (Amortiguamiento modal): Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

Comp. N-S: g-FE=9.81·1.44=14.13

Número y tamaño de pasos abarca tiempo de registro

Figura III-134. Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-1 PRQ_1966 para el diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



General

Load Case Name: TH-2 PQR_1970

Load Case Type/Subtype (Tipo de caso de carga): Time History | Nonlinear Modal (FNA) (Tiempo-Historia modal no-lineal)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source (Fuente de masa): Previous (MASA-A1)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: TH GRAVEDAD

(Carga aplicada) Registros sísmicos Ajustados espectralmente a MCE

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1Dirección global 1	SAd02 PQR_1970_...	10.3986
Acceleration	U2Dirección global 2	SAd02 PQR_1970_...	9.81

Comp. E-W: $g \cdot FE = 9.81 \cdot 1.06 = 10.40$

Other Parameters

Modal Load Case (Caso de carga modal): Modal

Number of Output Time Steps (Número de pasos de tiempo de salida): 2255

Output Time Step Size (Rango de pasos de tiempo de salida): 0.02 sec

Modal Damping (Amortiguamiento modal): Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, Advanced, OK, Cancel

Figura III-135. Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-2 PRQ_1970 para el diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



General

Load Case Name: TH-3 PQR_1974

Load Case Type/Subtype (Tipo de caso de carga): Time History | Nonlinear Modal (FNA) (Tiempo-Historia modal no-lineal)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source (Fuente de masa): Previous (MASA-A1)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: TH GRAVEDAD

(Carga aplicada) Registros sísmicos Ajustados espectralmente a MCE

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1Dirección global 1	SAd03 PQR_1974_...	9.81
Acceleration	U2Dirección global 2	SAd03 PQR_1974_...	10.8891

Comp. N-S: $g-FE=9.81 \cdot 1.11=10.89$

Other Parameters

Modal Load Case (Caso de carga modal): Modal

Number of Output Time Steps (Número de pasos de tiempo de salida): 4899

Output Time Step Size (Rango de pasos de tiempo de salida): 0.02 sec

Modal Damping (Amortiguamiento modal): Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

Número y tamaño de pasos abarca tiempo de registro

OK Cancel

Figura III-136. Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-3 PRQ_1974 para el diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



General

Load Case Name: TH-4 MOQ001_2001

Load Case Type/Subtype (Tipo de caso de carga): Time History | Nonlinear Modal (FNA) (Tiempo-Historia modal no-lineal)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source (Fuente de masa): Previous (MASA-A1)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: TH GRAVEDAD

(Carga aplicada) Registros sísmicos Ajustados espectralmente a MCE

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1Dirección global 1	SAd04 MOQ001_20...	9.81
Acceleration	U2Dirección global 2	SAd04 MOQ001_20...	11.5758

Comp. N-S:
g-FE=9.81·1.18=11.58

Other Parameters

Modal Load Case (Caso de carga modal): Modal

Number of Output Time Steps (Número de pasos de tiempo de salida): 9946

Output Time Step Size (Rango de pasos de tiempo de salida): 0.02 sec

Modal Damping (Amortiguamiento modal): Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

Número y tamaño de pasos abarca tiempo de registro

OK Cancel

Figura III-137. Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-4 MOQ001_2001 para el diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



General

Load Case Name: TH-5 ICA002_2007

Load Case Type/Subtype (Tipo de caso de carga): Time History | Nonlinear Modal (FNA) (Tiempo-Historia modal no-lineal)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source (Fuente de masa): Previous (MASA-A1)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: TH GRAVEDAD

(Carga aplicada) Registros sísmicos Ajustados espectralmente a MCE

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1 Dirección global 1	SAd05 ICA002_200...	11.8701
Acceleration	U2 Dirección global 2	SAd05 ICA002_200...	9.81

Comp. E-W: g·FE=9.81·1.21=11.87

Other Parameters

Modal Load Case (Caso de carga modal): Modal

Number of Output Time Steps (Número de pasos de tiempo de salida): 10904

Output Time Step Size (Rango de pasos de tiempo de salida): 0.02 sec

Modal Damping (Amortiguamiento modal): Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

Número y tamaño de pasos abarca tiempo de registro

OK Cancel

Figura III-138. Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-5 ICA002_2007 para el diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



General

Load Case Name: TH-6 constitucion_2010

Load Case Type/Subtype (Tipo de caso de carga): Time History | Nonlinear Modal (FNA) (Tiempo-Historia modal no-lineal)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source (Fuente de masa): Previous (MASA-A1)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: TH GRAVEDAD

(Carga aplicada) Registros sísmicos Ajustados espectralmente a MCE

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1 Dirección global 1	SAd06 constitucion_...	9.81
Acceleration	U2 Dirección global 2	SAd06 constitucion_...	10.2024

Comp. N-S:
g*FE=9.81*1.04=10.20

Other Parameters

Modal Load Case (Caso de carga modal): Modal

Number of Output Time Steps (Número de pasos de tiempo de salida): 7165

Output Time Step Size (Rango de pasos de tiempo de salida): 0.02 sec

Modal Damping (Amortiguamiento modal): Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: User Defined

Número y tamaño de pasos abarca tiempo de registro

Figura III-139. Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-6 constitucion_2010 para el diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019



General

Load Case Name: TH-7 AMNT_2016

Load Case Type/Subtype (Tipo de caso de carga): Time History | Nonlinear Modal (FNA) (Tiempo-Historia modal no-lineal)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source (Fuente de masa): Previous (MASA-A1)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: TH GRAVEDAD

(Carga aplicada) Registros sísmicos Ajustados espectralmente a MCE

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1Dirección global 1	SAd07 AMNT_2016...	10.4967
Acceleration	U2Dirección global 2	SAd07 AMNT_2016...	9.81

Comp. E-W: g-FE=9.81·1.07=10.50

Other Parameters

Modal Load Case (Caso de carga modal): Modal

Number of Output Time Steps (Número de pasos de tiempo de salida): 2501

Output Time Step Size (Rango de pasos de tiempo de salida): 0.02 sec

Modal Damping (Amortiguamiento modal): Constant at 0.05

Nonlinear Parameters: Default

Number and size of steps covers registration time

OK Cancel

Figura III-140. Definición del caso de carga tiempo-historia FNA TH-7 AMNT_2016 para el diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019

d. COMBINACIÓN PROMEDIO DE LOS CASOS DE ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO-HISTORIA FNA

Se repite el criterio y el procedimiento de la sección 3.6.4.



CAPITULO IV
RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1.1 EVALUACIÓN DEL DISEÑO SÍSMICO CON AISLAMIENTO ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB (LEAD BEARING RUBBER)

a. FUERZA SÍSMICA QUE INGRESA A LA ESTRUCTURA CONTANDO CON LAS PROPIEDADES DE LÍMITE SUPERIOR

La fuerza sísmica que ingresa a la estructura cuando las propiedades del sistema de aislamiento alcanzan su límite máximo (cuando se incrementa la rigidez del sistema de aislamiento) fue evaluada para el sismo DE y el sismo MCE. La fuerza sísmica que ingresa a la estructura y su distribución por piso asociada al desplazamiento que se alcanza en cada nivel, se muestra en las Figuras IV-1a y 1b, y es representada por los valores de la combinación promedio PROM-TH de los casos de análisis Tiempo-Historia FNA.

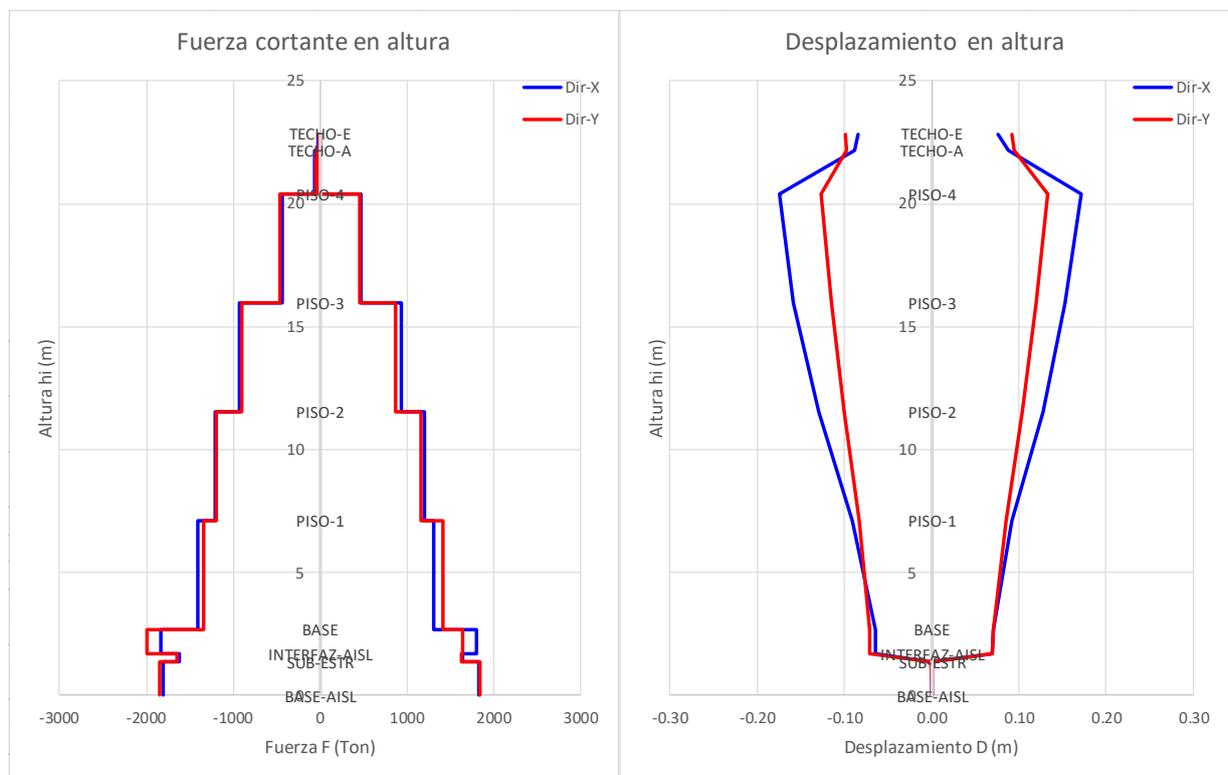


Figura IV-01a. Fuerza cortante asociada al desplazamiento en cada nivel de la estructura. Valores máximos y mínimos de la combinación PROM-TH para el diseño con aislamiento LRB en el sismo DE

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019

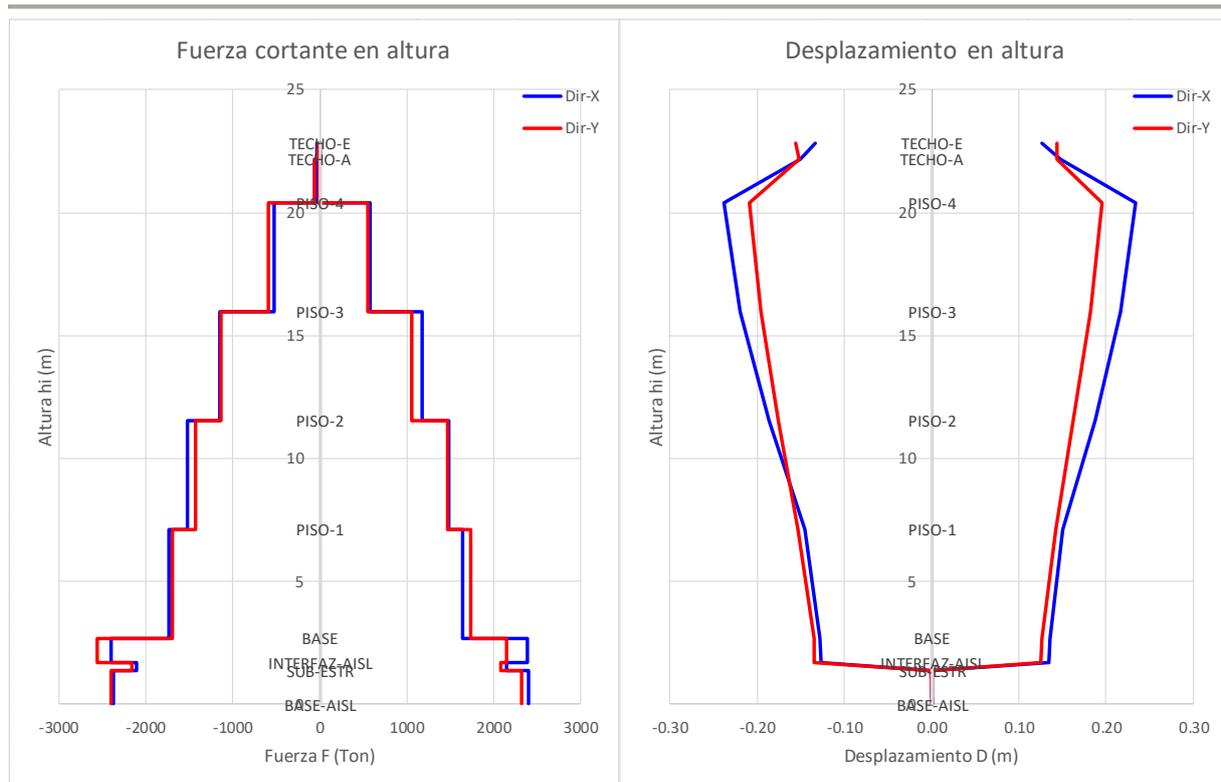


Figura IV-01b. Fuerza cortante asociada al desplazamiento en cada nivel de la estructura. Valores máximos y mínimos de la combinación PROM-TH para el diseño con aislamiento LRB en el sismo MCE

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019

Se observa en la Figura IV-1a, que, el desplazamiento en el sistema de aislamiento es pequeño del orden $D=7\text{cm}$, lo que evidencia que se trata de un sistema con incremento de rigidez; y que por tanto la fuerza sísmica que ingresa a la estructura es mayor. Se observa además que, la cortante máxima en la base de la superestructura es $V_s=1420.39\text{Ton}$; y que el desplazamiento relativo en los entrepisos es grande, existiendo una diferencia máxima $\Delta=11\text{cm}$ entre la base de la superestructura y el 4to. piso, evidenciando de esta manera que el comportamiento de la estructura es afectado por el ingreso de la fuerza sísmica.

Por su parte en la Figura IV-1b, el desplazamiento en el sistema de aislamiento es del orden $D=13\text{cm}$ y la cortante máxima en la base de la superestructura es $V_s=1731.03\text{Ton}$. El desplazamiento relativo en los entrepisos es muy cercano a los valores de DE, existiendo también una diferencia máxima $\Delta=11\text{cm}$ entre la base de la superestructura y el 4to. piso, indicando que la respuesta de la

estructura en DE, a nivel de distorsiones de piso, es casi igual a la respuesta en MCE.

Entonces, se evidencia que, la fuerza sísmica que ingresa a la estructura en DE es aproximadamente el 80% de la fuerza en MCE, y que la respuesta de la estructura en DE, a nivel de entrepiso, es casi igual a la respuesta en MCE. Es decir, la diferencia del comportamiento de la estructura en los sismos DE y MCE, cuando las propiedades del sistema de aislamiento alcanzan su límite máximo, es mínima, pudiendo asumirse que, en ambos niveles de sismo, la estructura tendrá el mismo comportamiento.

b. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LA ESTRUCTURA PARA EL SISMO “DE” Y LAS PROPIEDADES DE LÍMITE SUPERIOR

Se encontraron de los análisis tiempo-historia FNA, las propiedades dinámicas del sistema de aislamiento LRB, tales como el periodo y la frecuencia angular, bajo las condiciones del sismo de diseño DE y las propiedades de límite superior. Los valores presentados corresponden al promedio de los siete (07) casos de análisis dinámico tiempo-historia, representados por la combinación PROM-TH

Tabla IV-01

Propiedades dinámicas del sistema de aislamiento LRB en el sismo DE y para las propiedades de límite superior, correspondientes a la combinación promedio de casos sísmicos PROM-TH

PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SIST. DE AISLAMIENTO - PROM-TH (Sismo DE y propiedades de límite superior)						
Parámetro dinámico		Dir X-X		Dir Y-Y		Unidad
		PROM-Max	PROM-Min	PROM-Max	PROM-Min	
Peso total estructura	$W =$	13073.29	13073.29	13073.29	13073.29	Ton
Cortante base	$V_b =$	1802.90	1832.36	1646.26	1997.79	Ton
PseudoAceleración	$A =$	0.138	0.140	0.126	0.153	g
Desplazamiento máximo	$D =$	0.070	0.064	0.069	0.071	m
Frecuencia angular	$\omega_{eff} =$	4.407	4.627	4.230	4.599	seg-1
Periodo efectivo	$T_{eff} =$	1.426	1.358	1.485	1.366	seg

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019

Se puede observar que el periodo del sistema de aislamiento en ambas direcciones es bajo del orden $T=1.50\text{seg}$, lo que indica que se trata de un sistema



de aislamiento sin mucha flexibilidad, y que por tanto la fuerza que ingrese a la estructura será de consideración.

Así mismo se presentan las propiedades dinámicas de los módulos estructurales que conforman la superestructura, obtenidas del análisis modal de eigen realizado para cada módulo por separado. De este modo se puede entender la sincronización del movimiento del sistema de aislamiento con la estructura que protege.

Tabla IV-02

Propiedades dinámicas de la superestructura del diseño con aislamiento LRB, obtenidas de un análisis modal eigen

PROP. DINÁMICAS DE LA SUPERESTRUCTURA				
ANÁLISI MODAL - BASE FIJA				
Módulo estructural	Frecuencia angular		Periodo fundamental	
	ω_s (seg-1)		T_s (seg)	
	Dir X-X	Dir Y-Y	Dir X-X	Dir Y-Y
A1	8.035	9.159	0.782	0.686
A2	8.751	10.403	0.718	0.604
A3	8.355	7.409	0.752	0.848
A4	12.592	9.093	0.499	0.691
A5	5.878	7.173	1.069	0.876
A6	5.878	7.173	1.069	0.876

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019

Se puede verificar que el periodo de los módulos estructurales no es muy distante del periodo del sistema de aislamiento en ambas direcciones, y que por tanto el movimiento de ambos llegaría a tener cierto grado de sincronización, ocasionando un mayor ingreso de fuerza sísmica.



c. EVALUACIÓN DE LOS MÓDULOS ESTRUCTURALES QUE CONFORMAN LA SUPERESTRUCTURA

Se evaluaron los criterios de resiliencia para cada módulo estructural: Aceleración espectral promedio de piso, deriva máxima de piso, deriva promedio de piso, deriva residual máxima de piso y deriva residual promedio de piso; bajo las condiciones del sismo de diseño DE y las propiedades de límite superior del sistema de aislamiento; siguiendo el procedimiento especificado en el Estándar de aislamiento sísmico para la funcionalidad continua SISCF para determinar la estimación del daño por sismo en la superestructura.

- DERIVAS ELÁSTICAS – ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA FNA

Se recogieron las derivas de piso de la respuesta promedio de los casos de análisis Tiempo-Historia FNA de los movimientos sísmicos ajustados a DE, tomando en cuenta las propiedades de límite superior del sistema de aislamiento. Los valores encontrados corresponden a un comportamiento lineal sin reducción, es decir que las cargas sísmicas fueron asignadas en su totalidad, con un coeficiente de reducción $R_I=1$.

Se presenta la respuesta lineal, a nivel de deformaciones, de la combinación promedio PROM-TH de los análisis Tiempo-Historia FNA realizados para los movimientos sísmicos correspondientes a DE.

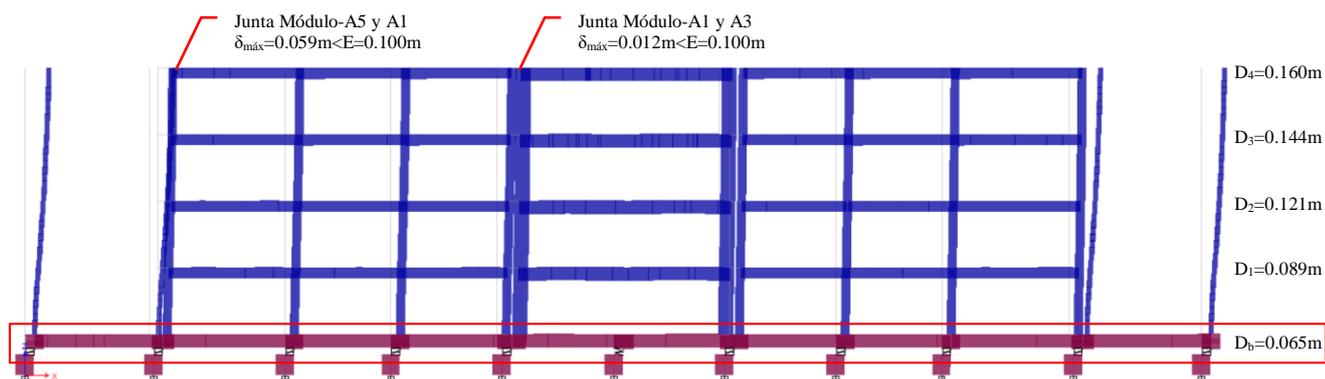


Figura IV-02a. Deformada del eje A6-A6 del diseño con aislamiento LRB, para el sismo DE y las propiedades de límite superior, correspondiente a la combinación promedio de carga sísmica PROM-TH máxima

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

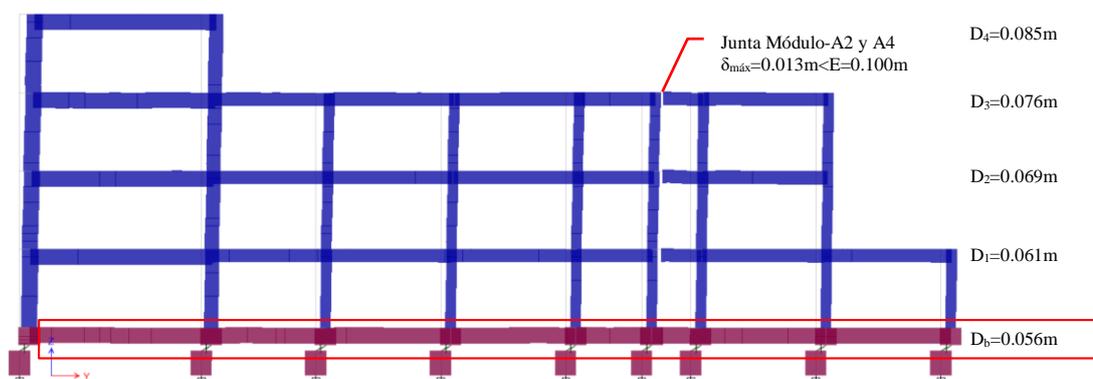


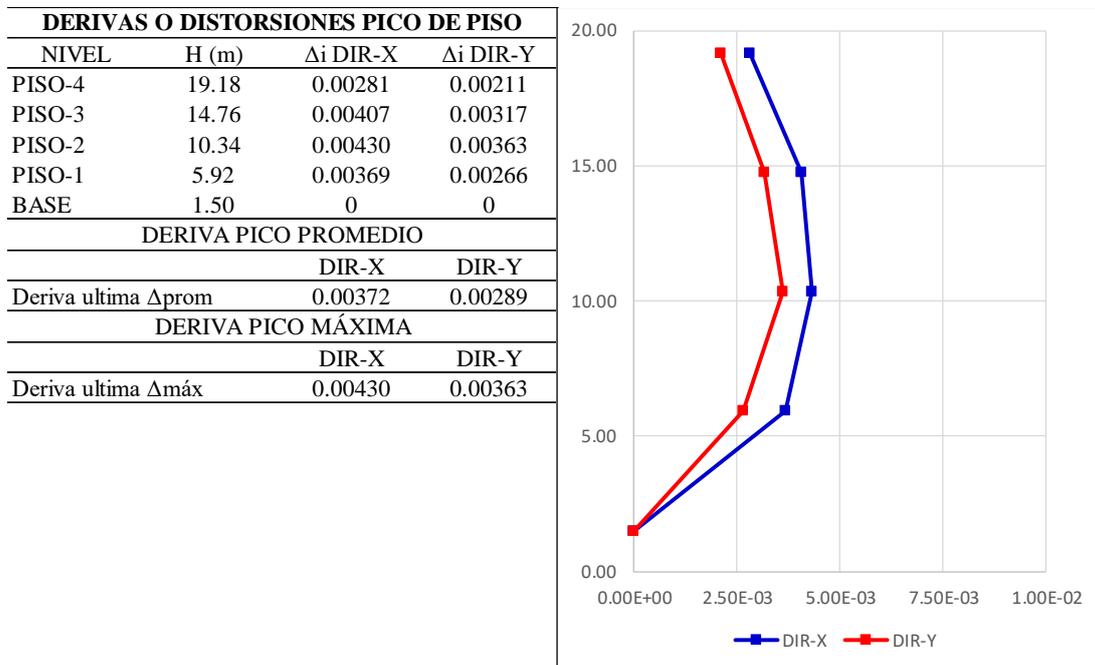
Figura IV-02b. Deformada del eje 15-15 del diseño con aislamiento LRB, para el sismo DE y las propiedades de límite superior, correspondiente a la combinación promedio de carga sísmica PROM-TH máxima

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.



Tabla IV-03

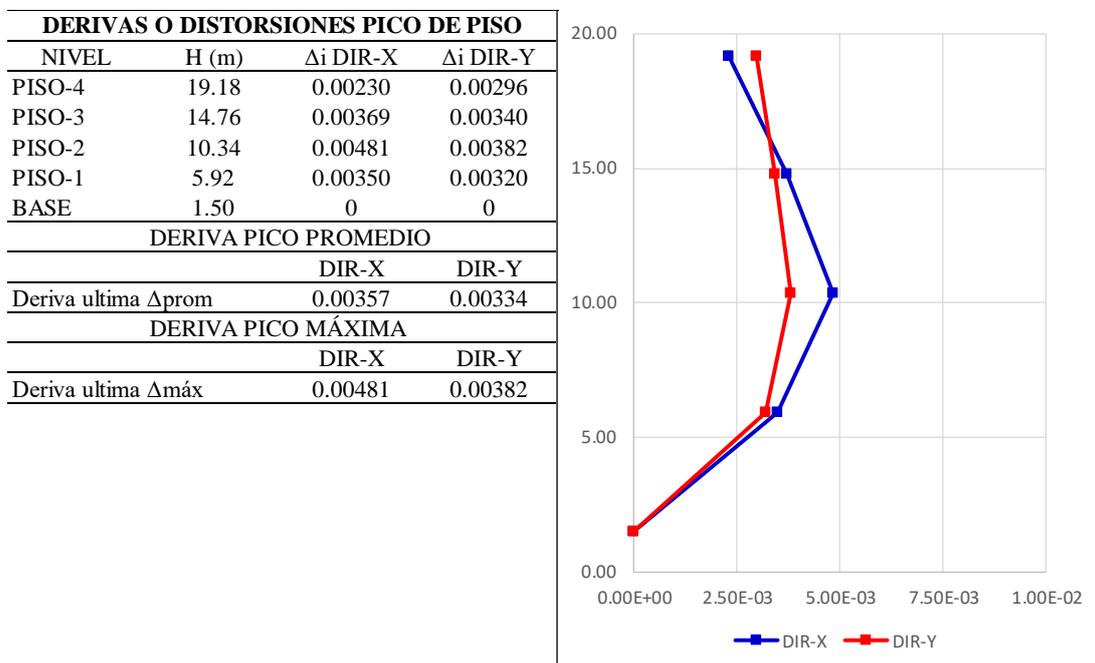
Derivas elásticas pico de piso del diseño con aislamiento LRB, correspondientes a la combinación promedio de casos sísmicos PROM-TH Máxima. Módulo-A1



Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019

Tabla IV-04

Derivas elásticas pico de piso del diseño con aislamiento LRB, correspondientes a la combinación promedio de casos sísmicos PROM-TH Máxima. Módulo-A2

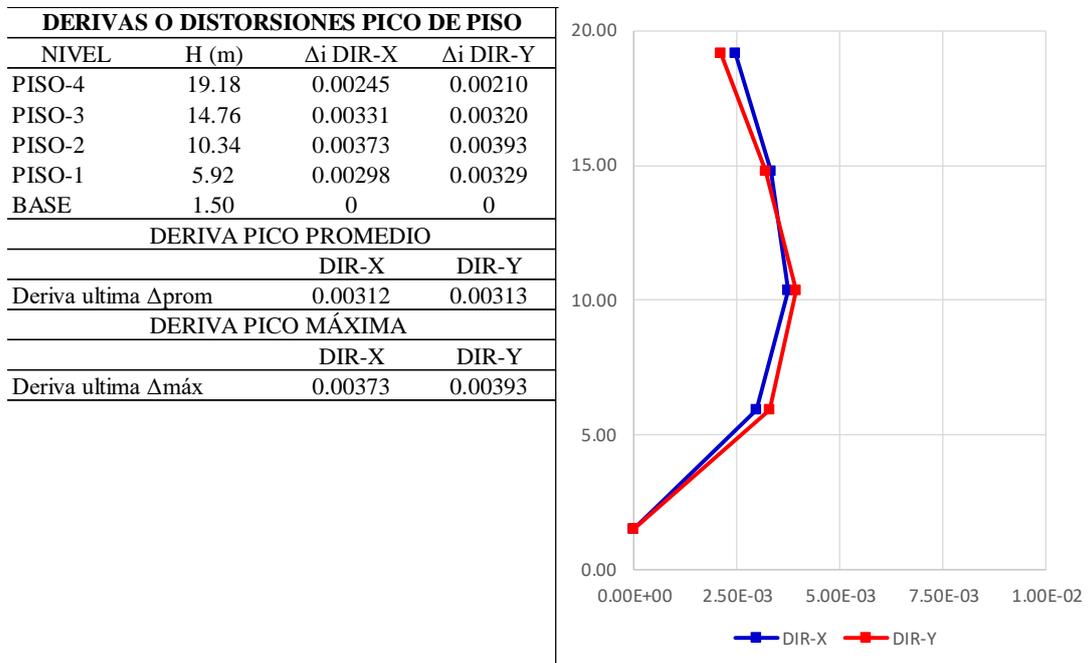


Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Tabla IV-05

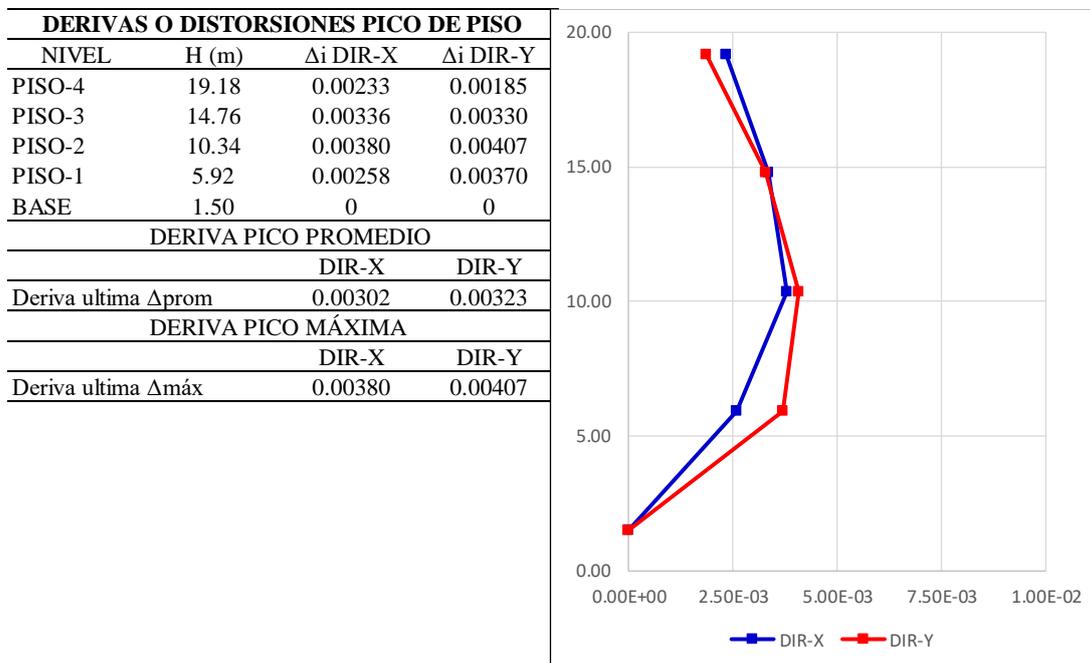
Derivas elásticas pico de piso del diseño con aislamiento LRB, correspondientes a la combinación promedio de casos sísmicos PROM-TH Máxima. Módulo-A3



Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019

Tabla IV-06

Derivas elásticas pico de piso del diseño con aislamiento LRB, correspondientes a la combinación promedio de casos sísmicos PROM-TH Máxima. Módulo-A4



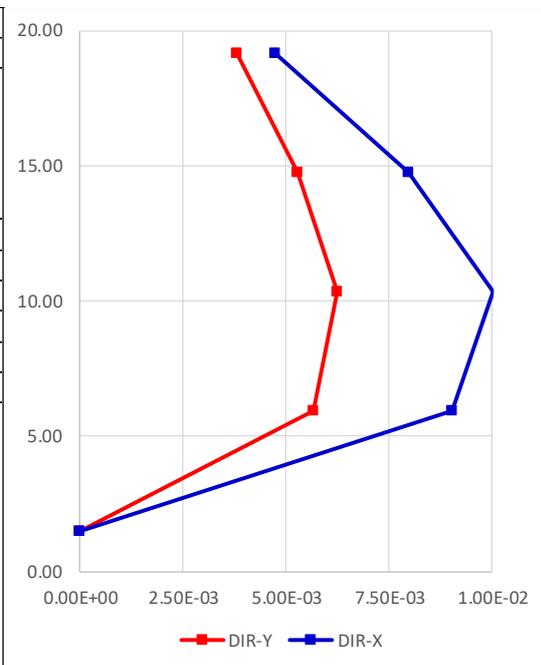
Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Tabla IV-07

Derivas elásticas pico de piso del diseño con aislamiento LRB, correspondientes a la combinación promedio de casos sísmicos PROM-TH Máxima. Módulo-A5

DERIVAS O DISTORSIONES PICO DE PISO			
NIVEL	H (m)	Δ_i DIR-X	Δ_i DIR-Y
PISO-4	19.18	0.00475	0.00381
PISO-3	14.76	0.00797	0.00529
PISO-2	10.34	0.01002	0.00623
PISO-1	5.92	0.00904	0.00565
BASE	1.50	0	0
DERIVA PICO PROMEDIO			
		DIR-X	DIR-Y
Deriva ultima Δ_{prom}		0.00795	0.00525
DERIVA PICO MÁXIMA			
		DIR-X	DIR-Y
Deriva ultima $\Delta_{máx}$		0.01002	0.00623

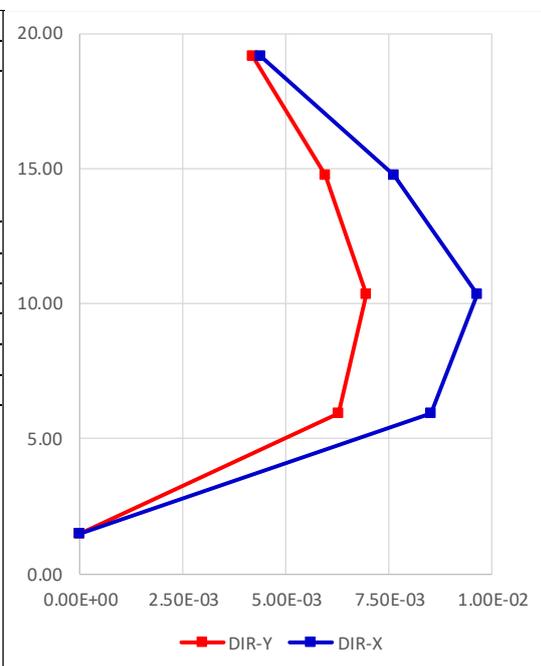


Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019

Tabla IV-08

Derivas elásticas pico de piso del diseño con aislamiento LRB, correspondientes a la combinación promedio de casos sísmicos PROM-TH Máxima. Módulo-A6

DERIVAS O DISTORSIONES PICO DE PISO			
NIVEL	H (m)	Δ_i DIR-X	Δ_i DIR-Y
PISO-4	19.18	0.00439	0.00419
PISO-3	14.76	0.00761	0.00594
PISO-2	10.34	0.00965	0.00695
PISO-1	5.92	0.00851	0.00627
BASE	1.50	0	0
DERIVA PICO PROMEDIO			
		DIR-X	DIR-Y
Deriva ultima Δ_{prom}		0.00754	0.00584
DERIVA PICO MÁXIMA			
		DIR-X	DIR-Y
Deriva ultima $\Delta_{máx}$		0.00965	0.00695



Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



El sistema de aislamiento alcanza deformaciones pequeñas, aproximadamente del orden $D_I=0.09m$; esto debido a que la estructura se ha evaluado con las propiedades de límite superior de los aisladores, haciendo que las unidades sean más rígidas; además de haberse utilizado el sismo DE, que es un sismo menor que MCE, lo cual suma a que el sistema de aislamiento no desarrolle su capacidad de deformación. Las deformaciones pequeñas de los aisladores hacen que el periodo fundamental de la estructura sea menor que el periodo proyectado para las propiedades nominales, lo que a su vez redundará en mayor fuerza sísmica ingresando a la estructura.

Así mismo también se observa que cada módulo estructural tiene un comportamiento independiente en función de su configuración espacial de masa y su rigidez. Esto hace que los desplazamientos en altura sean distintos en cada módulo.

- DERIVAS INELÁSTICAS – AJUSTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL

Se verificaron las derivas inelásticas últimas y las derivas residuales de piso de los módulos estructurales, para el sismo de diseño DE y las propiedades de límite superior del sistema de aislamiento. La respuesta inelástica fue obtenida mediante el ajuste de los resultados del análisis estático no-lineal de cada módulo, al promedio de los resultados de la respuesta elástica de los casos de análisis Tiempo-Historia FNA para los siete (07) movimientos sísmicos correspondientes a DE.

Se presenta el proceso de ajuste de los resultados estáticos no-lineales al comportamiento dinámico lineal antes encontrado, y la determinación de las derivas inelásticas, así como de las derivas residuales de cada módulo estructural. Las derivas inelásticas de los módulos estructurales se han considerado iguales que las derivas elásticas encontradas en los análisis Tiempo-Historia FNA; esto debido a lo observado en diferentes tipos de estructuras que han sufrido sismos severos, comprobándose que ambas son muy próximas para cualquier nivel de ductilidad desarrollado. La curva



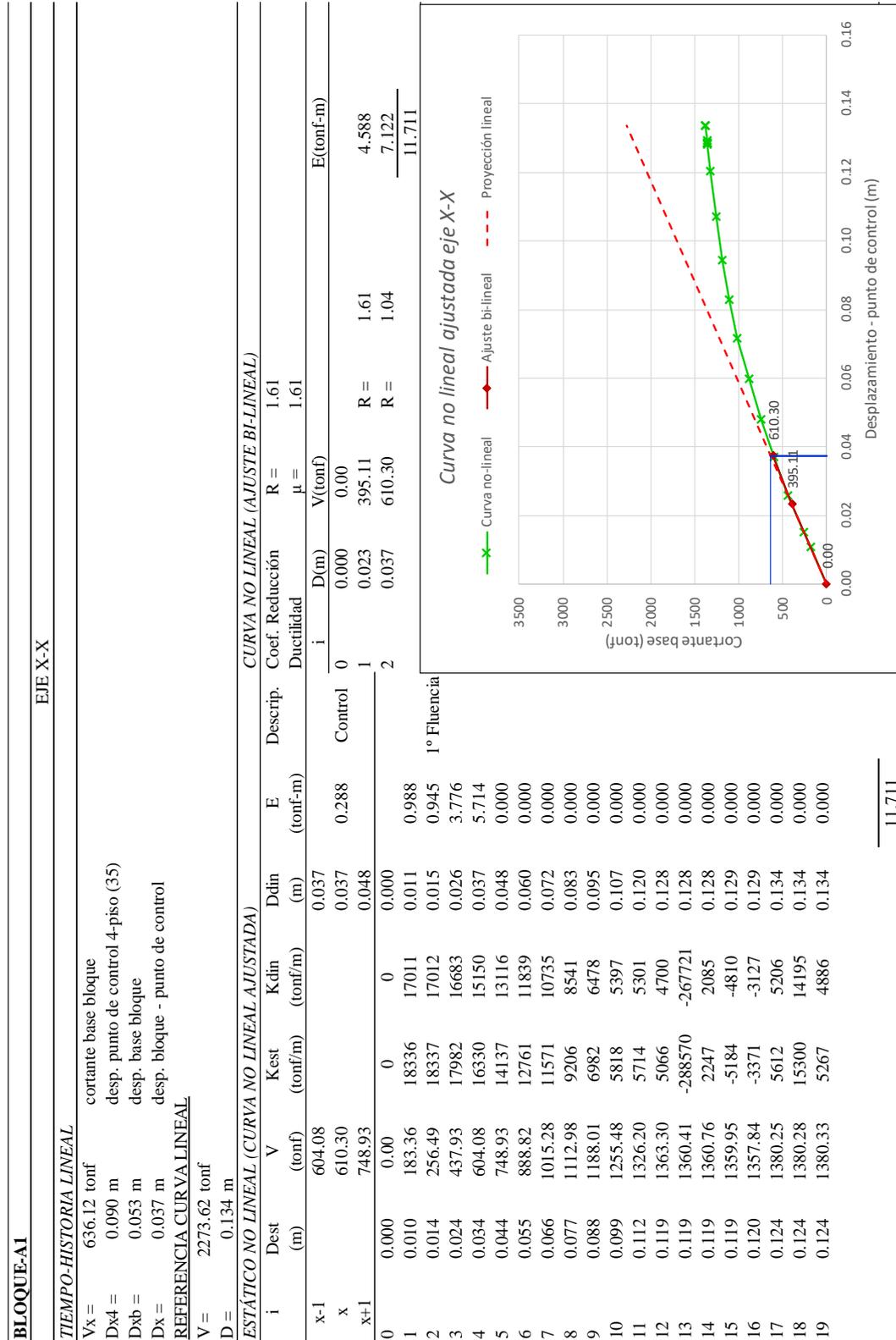
cortante-deformación resultante del ajuste no-lineal realizado, fue normalizada a una curva bi-lineal equivalente de igual cantidad de energía; de esa normalización se pudo determinar la ductilidad de cada módulo estructural para cada dirección de análisis, y a su vez con la ductilidad determinar la deriva residual de cada piso.

Los valores de la deriva o distorsión pico de cada piso tanto promedio como máxima, fueron evaluados con la metodología simplificada de estimación de daño especificada en SISFC, para encontrar sus contribuciones a los daños.



Tabla IV-09

Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A1 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X

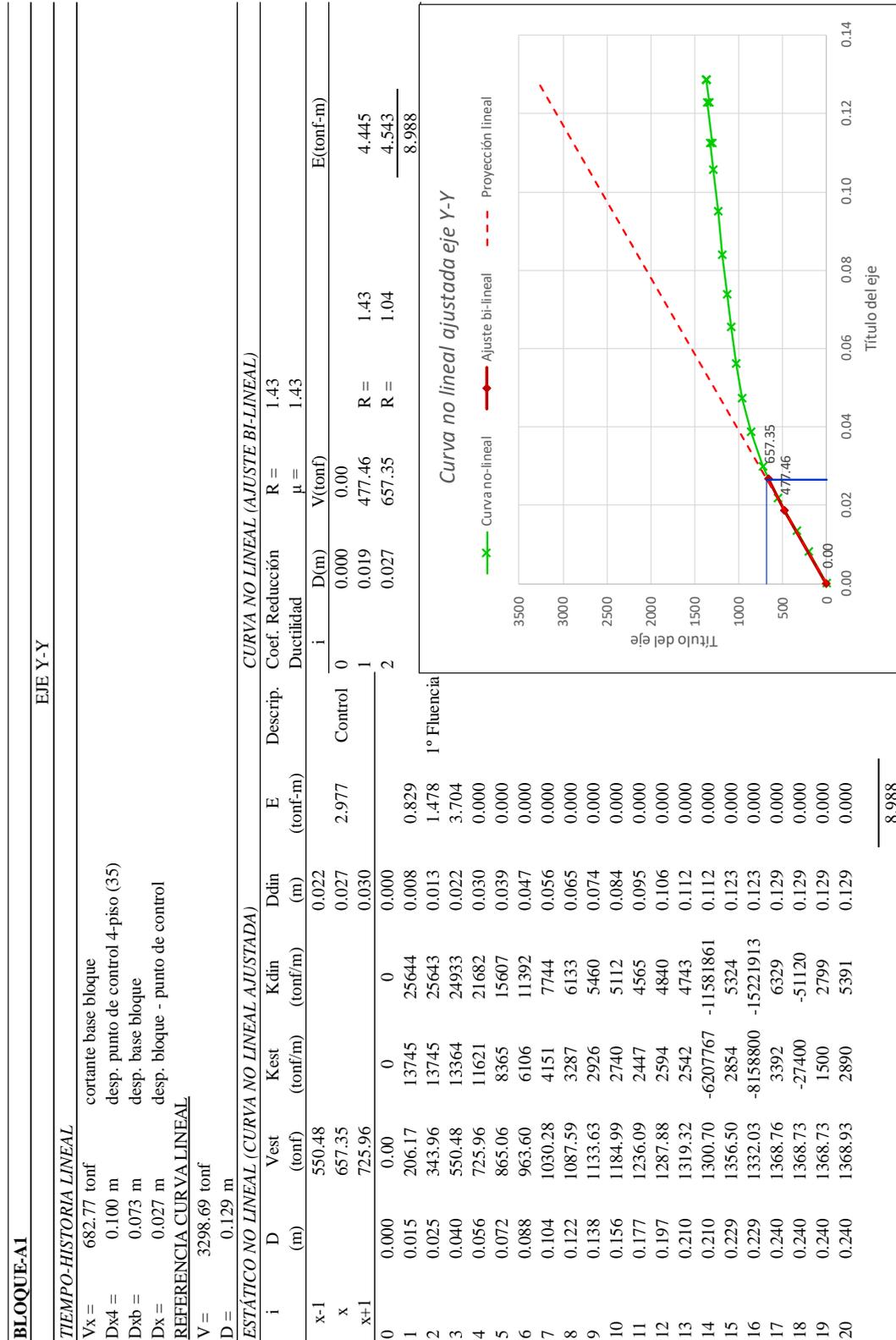


Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Tabla IV-10

Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A1 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y



Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Tabla IV-11

Determinación de derivas inelásticas últimas y derivas residuales en el Módulo-A1 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X

EJE X-X							
DERIVAS INELÁSTICAS MÁXIMAS							
DERIVAS MÁXIMAS DE PISO							
piso	$\Delta u/hi$	$\Delta y/hi$	$\Delta u-y/hi$	$\Delta p/hi$	$\Delta p+y/hi$	$\mu=\Delta p+y/\Delta y$	$\Delta r/hi$
4	0.00281	0.00175	0.00107	0.00000	0.00175	1.00	0.00000
3	0.00407	0.00253	0.00154	0.00000	0.00253	1.00	0.00000
2	0.00430	0.00267	0.00163	0.00000	0.00267	1.00	0.00000
1	0.00369	0.00229	0.00140	0.00140	0.00369	1.61	0.00042
<i>PROM</i>	0.00372						0.00010
<i>MAX</i>	0.00430						0.00042

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Tabla IV-12

Determinación de derivas inelásticas últimas y derivas residuales en el Módulo-A1 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y

EJE Y-Y							
DERIVAS INELÁSTICAS MÁXIMAS							
DERIVAS MÁXIMAS DE PISO							
piso	$\Delta u/hi$	$\Delta y/hi$	$\Delta u-y/hi$	$\Delta p/hi$	$\Delta p+y/hi$	$\mu=\Delta p+y/\Delta y$	$\Delta r/hi$
4	0.00211	0.00148	0.00064	0.00000	0.00148	1.00	0.00000
3	0.00317	0.00222	0.00095	0.00000	0.00222	1.00	0.00000
2	0.00363	0.00253	0.00109	0.00029	0.00283	1.11	0.00009
1	0.00266	0.00186	0.00080	0.00080	0.00266	1.43	0.00024
<i>PROM</i>	0.00289						0.00008
<i>MAX</i>	0.00363						0.00024

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

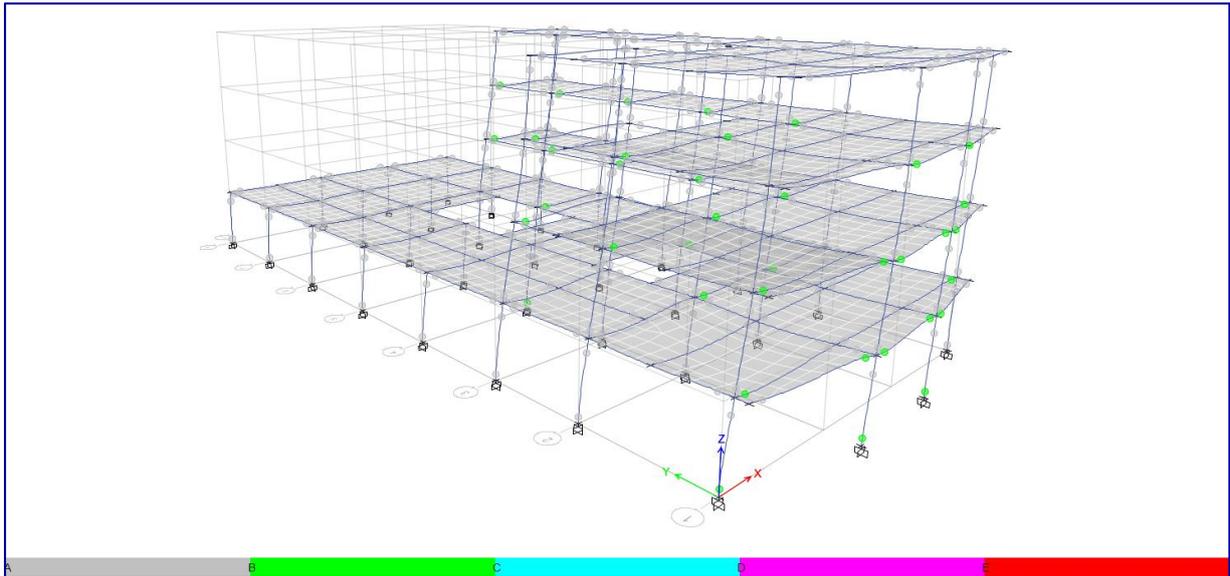


Figura IV-03. Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A1 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección X-X

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

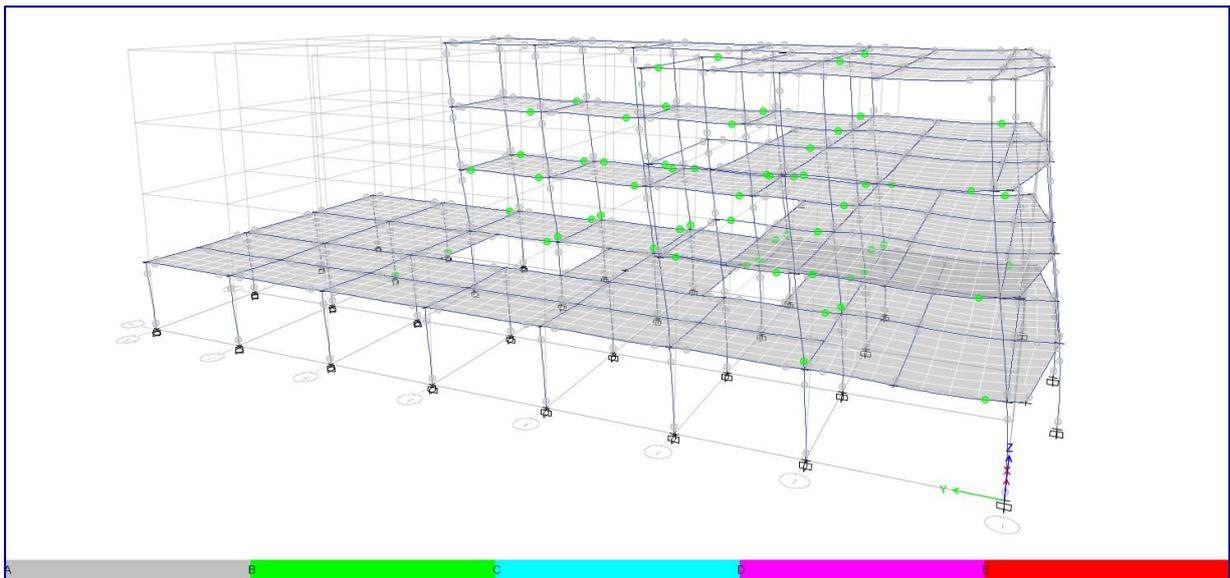


Figura IV-04. Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A1 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección X-X

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.



Se puede observar en el Módulo-A1 que en ambas direcciones se forman rótulas plásticas en la mayoría de las vigas del 2do. y 3er. piso y en la base de algunas columnas del primer piso, pero sin desarrollar mucha ductilidad, siendo la ductilidad general de la estructura $\mu=1.61$ en la dirección X-X y $\mu=1.43$ en la dirección Y-Y. Esto quiere decir que donde se presenten las rótulas plásticas, el acero de refuerzo a ingresará en fluencia y el concreto empezará su proceso de agrietamiento; pero debido a que la incursión inelástica es pequeña, el daño presentado no sería cuantioso. El parámetro que mide el grado de incursión inelástica del módulo estructural es la deriva residual o también llamada permanente, tanto para el valor máximo como para el valor promedio.

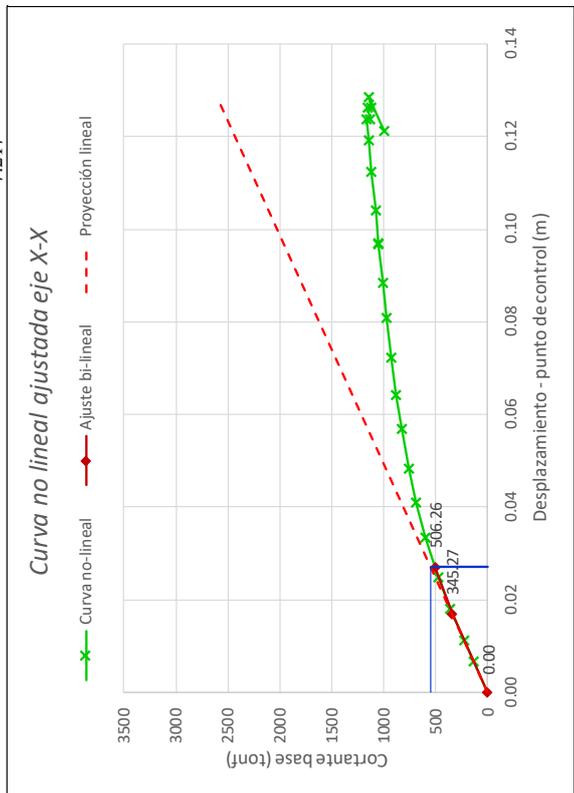
Por otro lado, los valores de la deriva o distorsión total tanto promedio como máxima, fueron evaluados con la metodología simplificada de estimación de daño especificada en SISFC, para encontrar sus contribuciones a los daños.



Tabla IV-13

Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A2 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X

BLOQUE-A2		EJE X-X							
TIEMPO-HISTORIA LINEAL									
Vx =	548.97 tonf	cortante base bloque							
Dx4 =	0.090 m	desp. punto de control 4-piso (65)							
Dxb =	0.063 m	desp. Base bloque							
Dx =	0.027 m	desp. bloque - punto de control							
REFERENCIA CURVA LINEAL									
V =	2606.16 tonf								
D =	0.129 m								
ESTÁTICO NO LINEAL (CURVA NO LINEAL AJUSTADA)									
i	Dest (m)	V (tonf)	Kest (tonf/m)	Kdin (tonf/m)	Ddin (m)	E (tonf-m)	Descríp.	Coef. Reducción	R =
x-1		474.44			0.025				1.59
x		506.26			0.027	1.095	Control		1.59
x+1		597.42			0.033				1.59
CURVA NO LINEAL (AJUSTE BI-LINEAL)									
i	D(m)	V(tonf)	E(tonf-m)						
0	0.000	0	0.000						
1	0.015	137.25	20278						
2	0.025	227.69	20278						
3	0.040	361.08	8799						
4	0.055	474.44	7555						
5	0.074	597.42	6431						
6	0.091	687.59	5475						
7	0.107	763.26	4597						
8	0.126	829.63	3523						
9	0.142	878.82	3009						
10	0.160	927.24	2691						
11	0.179	973.16	2450						
12	0.196	1010.29	2205						
13	0.214	1049.68	2130						
14	0.215	1050.81	2374						
15	0.230	1081.36	1958						
16	0.249	1117.81	1976						
17	0.264	1147.16	1933						
18	0.274	1167.42	1941						
19	0.275	1138.02	-9798833						
20	0.280	1156.70	3339						
21	0.280	1124.50	-10733100						
22	0.285	1142.55	3824						
23	0.269	990.87	9315						
			7.216						



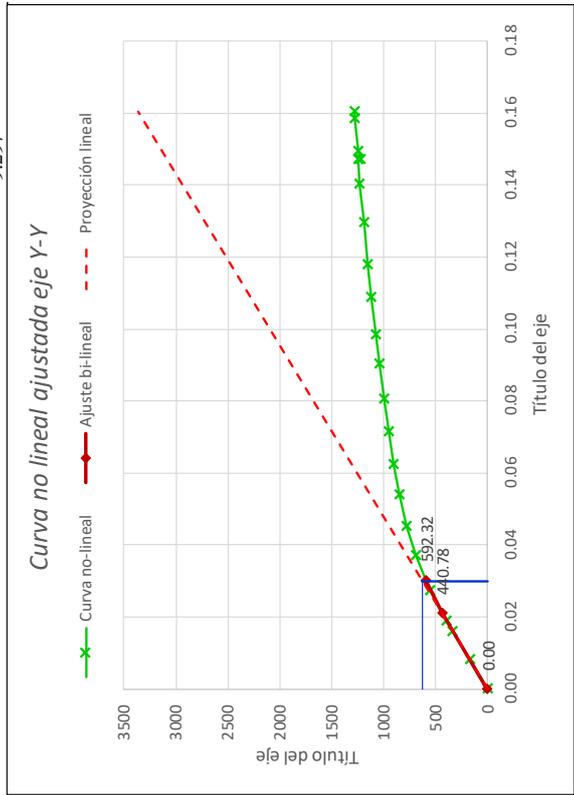
Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Tabla IV-14

Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A2 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y

BLOQUE-A2											
EJE Y-Y											
TIEMPO-HISTORIA LINEAL											
Vx =	630.31 tonf	cortante base bloque									
Dx4 =	0.104 m	desp. punto de control 4-piso (65)									
Dxb =	0.074 m	desp. Base bloque									
Dx =	0.030 m	desp. bloque - punto de control									
REFERENCIA CURVA LINEAL											
V =	3362.43 tonf										
D =	0.160 m										
ESTÁTICO NO LINEAL (CURVA NO LINEAL AJUSTADA)											
i	Dest (m)	V (tonf)	Kest (tonf/m)	Kdin (tonf/m)	Ddin (m)	E (tonf-m)	Descrip.	Coef. Ductilidad	Reducción	R =	μ =
x-1		554.16			0.027						
x		592.32			0.030	1.486	Control	0	0.000	0.00	
x+1		693.00			0.037			1	0.021	440.78	R = 1.43
0	0.000	0.00	0	0	0.000			2	0.030	592.32	R = 1.06
1	0.018	168.12	9607	20980	0.008	0.674					
2	0.035	336.24	9607	20980	0.016	2.021					
3	0.041	395.15	9607	20979	0.019	1.027					
4	0.060	554.16	8451	18455	0.027	4.090					
5	0.081	693.00	6741	14720	0.037	0.000					
6	0.099	785.82	5088	11111	0.045	0.000					
7	0.118	854.06	3626	7919	0.054	0.000					
8	0.136	908.24	2874	6277	0.062	0.000					
9	0.156	956.29	2494	5446	0.071	0.000					
10	0.176	1000.98	2205	4814	0.081	0.000					
11	0.197	1043.20	1993	4352	0.090	0.000					
12	0.215	1075.78	1844	4027	0.098	0.000					
13	0.238	1116.17	1766	3856	0.109	0.000					
14	0.258	1150.93	1742	3804	0.118	0.000					
15	0.283	1190.80	1575	3440	0.130	0.000					
16	0.306	1228.75	1619	3536	0.140	0.000					
17	0.321	1251.25	1544	3372	0.147	0.000					
18	0.321	1224.40	-6713525	-14660943	0.147	0.000					
19	0.326	1240.11	3149	6878	0.149	0.000					
20	0.346	1275.20	1772	3871	0.158	0.000					
21	0.350	1281.73	1552	3389	0.160	0.000					



9.297

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Tabla IV-15

Determinación de derivas inelásticas últimas y derivas residuales en el Módulo-A2 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X

EJE X-X							
DERIVAS INELÁSTICAS MÁXIMAS							
DERIVAS MÁXIMAS DE PISO							
piso	$\Delta u/hi$	$\Delta y/hi$	$\Delta u-y/hi$	$\Delta p/hi$	$\Delta p+y/hi$	$\mu=\Delta p+y/\Delta y$	$\Delta r/hi$
4	0.00230	0.00144	0.00085	0.00000	0.00144	1.00	0.00000
3	0.00369	0.00232	0.00137	0.00000	0.00232	1.00	0.00000
2	0.00481	0.00303	0.00179	0.00000	0.00303	1.00	0.00000
1	0.00350	0.00220	0.00130	0.00130	0.00350	1.59	0.00039
<i>PROM</i>	0.00357						0.00010
<i>MAX</i>	0.00481						0.00039

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Tabla IV-16

Determinación de derivas inelásticas últimas y derivas residuales en el Módulo-A2 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y

EJE Y-Y							
DERIVAS INELÁSTICAS MÁXIMAS							
DERIVAS MÁXIMAS DE PISO							
piso	$\Delta u/hi$	$\Delta y/hi$	$\Delta u-y/hi$	$\Delta p/hi$	$\Delta p+y/hi$	$\mu=\Delta p+y/\Delta y$	$\Delta r/hi$
4	0.00296	0.00207	0.00089	0.00000	0.00207	1.00	0.00000
3	0.00340	0.00238	0.00102	0.00000	0.00238	1.00	0.00000
2	0.00382	0.00267	0.00115	0.00019	0.00286	1.07	0.00006
1	0.00320	0.00223	0.00096	0.00096	0.00320	1.43	0.00029
<i>PROM</i>	0.00334						0.00009
<i>MAX</i>	0.00382						0.00029

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

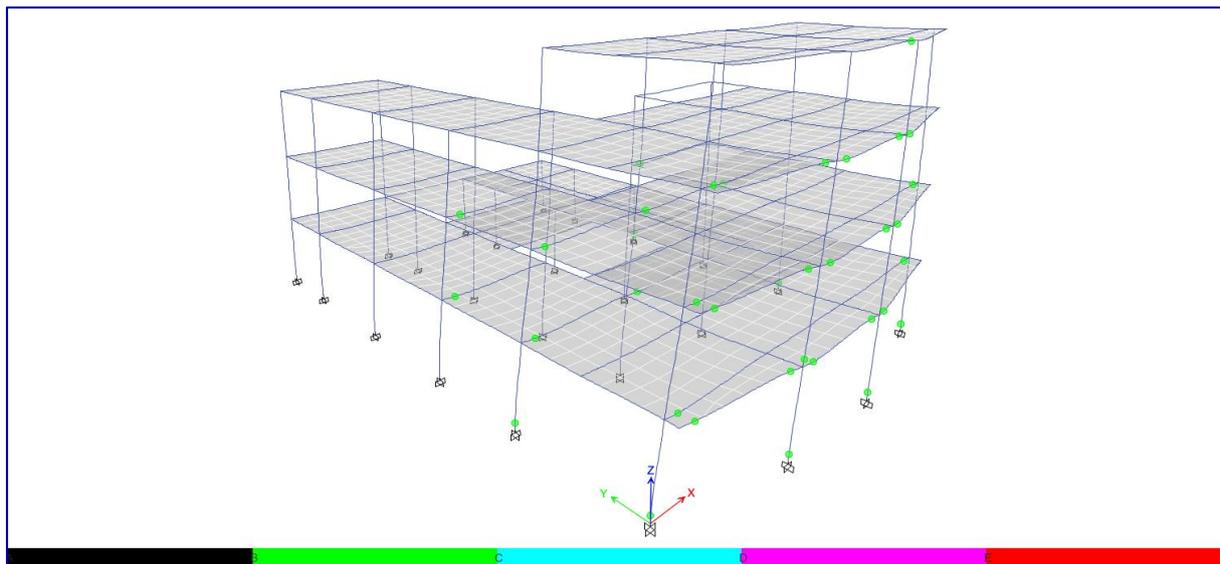


Figura IV-05. Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A2 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección X-X

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019

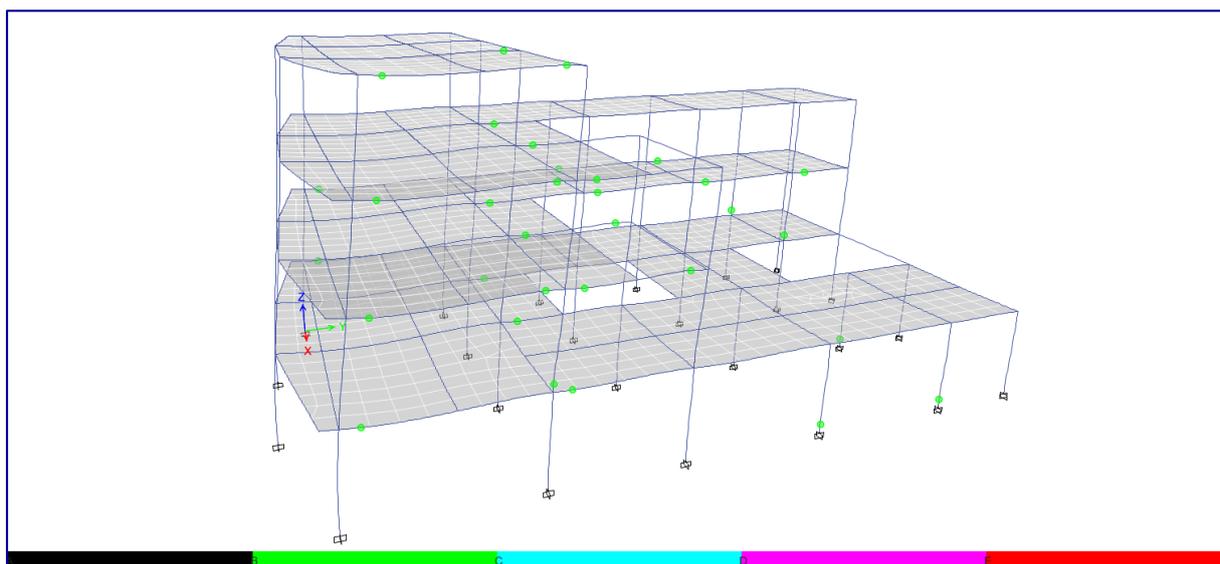


Figura IV-06. Deformación no-lineal estático del Módulo-A2 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



El comportamiento del módulo A2 es parecido al del módulo A1, con la diferencia de que se desarrolla una ligera menor ductilidad $\mu=1.59$ en la dirección X-X y $\mu=1.43$ en la dirección Y-Y. En la dirección Y-Y las rótulas plásticas son formadas en un mayor número de columnas tanto en el 1er. como en el 2do. piso, y en un menor número de vigas, con respecto al módulo anterior.

Los valores de la deriva o distorsión total tanto promedio como máxima, fueron evaluados con la metodología simplificada de estimación de daño especificada en SISFC, para encontrar sus contribuciones a los daños.



Tabla IV-17. Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A3 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X

BLOQUE-A3		EJE X-X					
TIEMPO-HISTORIA LINEAL							
Vx =	172.83 tonf	cortante base bloque					
Dx4 =	0.088 m	desp. punto de control 4-piso (78)					
Dxb =	0.060 m	desp. Base bloque					
Dx =	0.028 m	desp. bloque - punto de control					
CURVA LINEAL							
V =	1383.44 tonf						
D =	0.224 m						
ESTÁTICO NO LINEAL (CURVA NO LINEAL AJUSTADA)							
i	Dest (m)	V (tonf)	Kest (tonf/m)	Kdin (tonf/m)	Ddin (m)	E (tonf-m)	Descríp.
x-1		157.14		0	0.025	0.414	Control
x		168.93			0.028		
x+1		212.87			0.037		
0	0.000	0.000	0	0	0.000		
1	0.018	72.78	4159	6179	0.012	0.429	
2	0.035	145.55	4159	6179	0.024	1.286	
3	0.038	157.14	4159	6180	0.025	0.284	
4	0.056	212.87	3124	4642	0.037	0.000	
5	0.074	243.61	1670	2482	0.050	0.000	
6	0.094	267.12	1149	1708	0.064	0.000	
7	0.112	285.07	1017	1511	0.075	0.000	
8	0.138	308.41	916	1360	0.093	0.000	
9	0.161	328.23	851	1264	0.108	0.000	
10	0.183	346.60	819	1217	0.123	0.000	
11	0.216	370.97	737	1095	0.146	0.000	
12	0.236	386.67	810	1204	0.159	0.000	
13	0.263	406.95	740	1099	0.177	0.000	
14	0.284	421.96	712	1057	0.191	0.000	
15	0.291	427.02	739	1099	0.196	0.000	
16	0.291	420.11	-17291.25	-2569253	0.196	0.000	
17	0.292	422.17	1761	2617	0.197	0.000	
18	0.310	435.13	732	1087	0.209	0.000	
19	0.310	419.67	-51554.67	-7660348	0.209	0.000	
20	0.315	429.38	2109	3134	0.212	0.000	
21	0.315	412.37	-42525.75	-6318769	0.212	0.000	
22	0.323	426.50	1748	2598	0.217	0.000	
23	0.329	432.13	901	1339	0.221	0.000	
24	0.329	427.20	-16424.33	-2440441	0.221	0.000	
25	0.330	428.91	1906	2832	0.222	0.000	
26	0.333	431.61	976	1451	0.224	0.000	
27	0.333	431.62	550	817	0.224	0.000	
28	0.334	432.30	814	1210	0.224	0.000	
						2.412	

CURVA NO LINEAL (AJUSTE BI-LINEAL)			
i	D(m)	V(tonf)	E(tonf-m)
0	0.000	0.00	
1	0.025	157.12	1.998
2	0.028	168.93	0.415
			2.412

Curva no lineal ajustada eje X-X

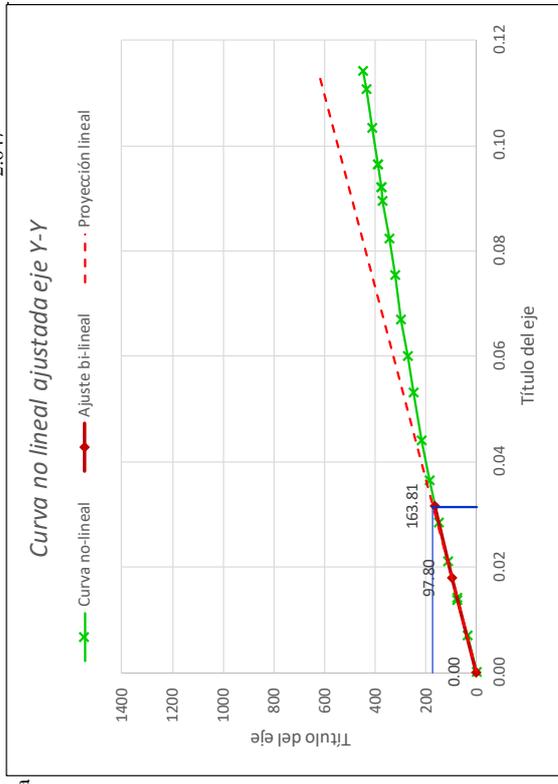
Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Tabla IV-18

Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A3 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y

BLOQUE-A3		EJE Y-Y										
TIEMPO-HISTORIA LINEAL												
Vx =	172.12 tonf	cortante base bloque										
Dx4 =	0.104 m	desp. punto de control 4-piso (78)										
Dxb =	0.072 m	desp. Base bloque										
Dx =	0.031 m	desp. bloque - punto de control										
CURVA LINEAL												
V =	625.25 tonf											
D =	0.114 m											
ESTÁTICO NO LINEAL (CURVA NO LINEAL AJUSTADA)												
i	Dest (m)	V (tonf)	Kest (tonf/m)	Kdin (tonf/m)	Ddin (m)	E (tonf-m)	Descr.	Coef. Reducción	Ductilidad	D(m)	V(tonf)	E(tonf-m)
x-1		149.53		0	0.028	0.481	Control			0.000	0.00	
x		163.81		0	0.031	0.481	Control			0.018	97.80	0.873
x+1		187.32		0	0.036	0.481	Control			0.031	163.81	1.774
0	0.000	0.00	0	0	0.000	0.128				0.000	0.00	2.647
1	0.010	37.52	3752	5480	0.007	0.128				0.000	0.00	0.873
2	0.020	75.03	3752	5480	0.014	0.385				0.018	97.80	1.76
3	0.020	76.71	3753	5482	0.014	0.023				0.031	163.81	1.774
4	0.031	113.71	3571	5216	0.021	0.675				0.031	163.81	1.774
5	0.041	149.53	3383	4942	0.028	0.954				0.031	163.81	1.774
6	0.053	187.32	3185	4653	0.036	0.000				0.031	163.81	1.774
7	0.064	218.61	2855	4171	0.044	0.000				0.031	163.81	1.774
8	0.077	250.49	2404	3511	0.053	0.000				0.031	163.81	1.774
9	0.088	273.55	2293	3349	0.060	0.000				0.031	163.81	1.774
10	0.098	296.76	2257	3297	0.067	0.000				0.031	163.81	1.774
11	0.110	323.56	2197	3210	0.075	0.000				0.031	163.81	1.774
12	0.120	345.98	2197	3209	0.082	0.000				0.031	163.81	1.774
13	0.131	369.35	2266	3310	0.089	0.000				0.031	163.81	1.774
14	0.134	378.12	2235	3264	0.092	0.000				0.031	163.81	1.774
15	0.134	374.95	-1587200	-2318265	0.092	0.000				0.031	163.81	1.774
16	0.141	389.99	2395	3498	0.096	0.000				0.031	163.81	1.774
17	0.140739	388.0085	-988800	-1444242	0.096	0.000				0.031	163.81	1.774
18	0.150789	411.5728	2345	3425	0.103	0.000				0.031	163.81	1.774
19	0.161568	436.265	2291	3346	0.111	0.000				0.031	163.81	1.774
20	0.166662	447.8992	2284	3336	0.114	0.000				0.031	163.81	1.774



Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Tabla IV-19

Determinación de derivas inelásticas últimas y derivas residuales en el Módulo-A3 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X

EJE X-X							
<i>DERIVAS INELÁSTICAS MÁXIMAS</i>							
<i>DERIVAS MÁXIMAS DE PISO</i>							
piso	$\Delta u/hi$	$\Delta y/hi$	$\Delta u-y/hi$	$\Delta p/hi$	$\Delta p+y/hi$	$\mu=\Delta p+y/\Delta y$	$\Delta r/hi$
4	0.00245	0.00223	0.00022	0.00139	0.00362	1.62	0.00042
3	0.00331	0.00301	0.00030	0.00195	0.00496	1.65	0.00059
2	0.00373	0.00339	0.00034	0.00230	0.00569	1.68	0.00069
1	0.00298	0.00271	0.00027	0.00027	0.00298	1.10	0.00008
<i>PROM</i>	0.00312						0.00044
<i>MAX</i>	0.00373						0.00069

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Tabla IV-20

Determinación de derivas inelásticas últimas y derivas residuales en el Módulo-A3 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y

EJE Y-Y							
<i>DERIVAS INELÁSTICAS MÁXIMAS</i>							
<i>DERIVAS MÁXIMAS DE PISO</i>							
piso	$\Delta u/hi$	$\Delta y/hi$	$\Delta u-y/hi$	$\Delta p/hi$	$\Delta p+y/hi$	$\mu=\Delta p+y/\Delta y$	$\Delta r/hi$
4	0.00210	0.00119	0.00091	0.00000	0.00119	1.00	0.00000
3	0.00320	0.00182	0.00138	0.00000	0.00182	1.00	0.00000
2	0.00393	0.00223	0.00170	0.00028	0.00251	1.12	0.00008
1	0.00329	0.00187	0.00142	0.00142	0.00329	1.76	0.00043
<i>PROM</i>	0.00313						0.00013
<i>MAX</i>	0.00393						0.00043

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

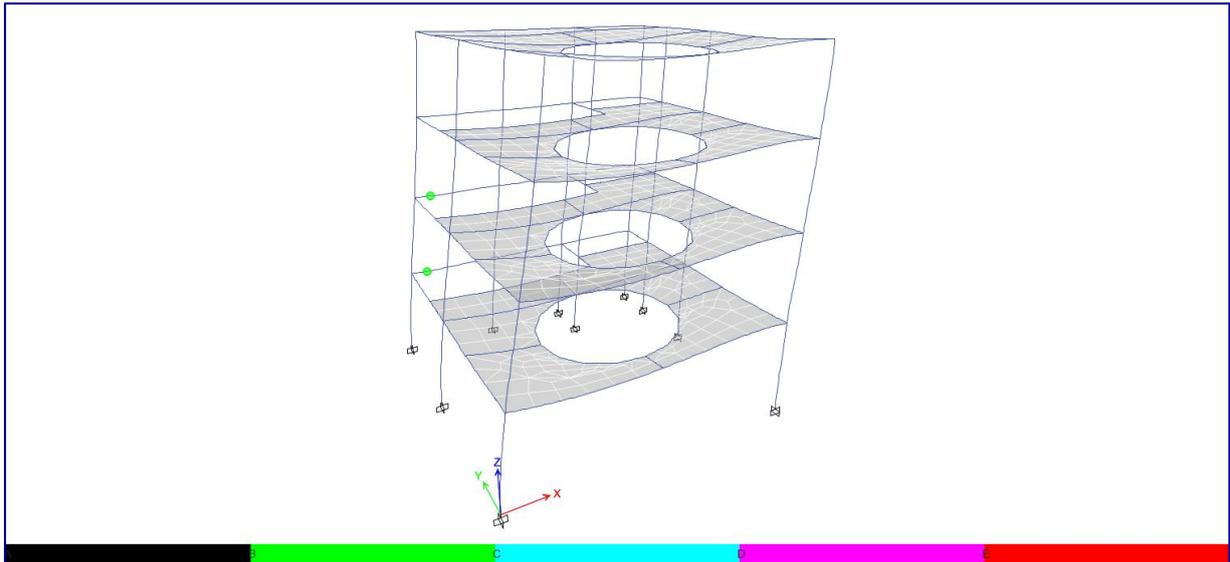


Figura IV-07. Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A3 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección X-X

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

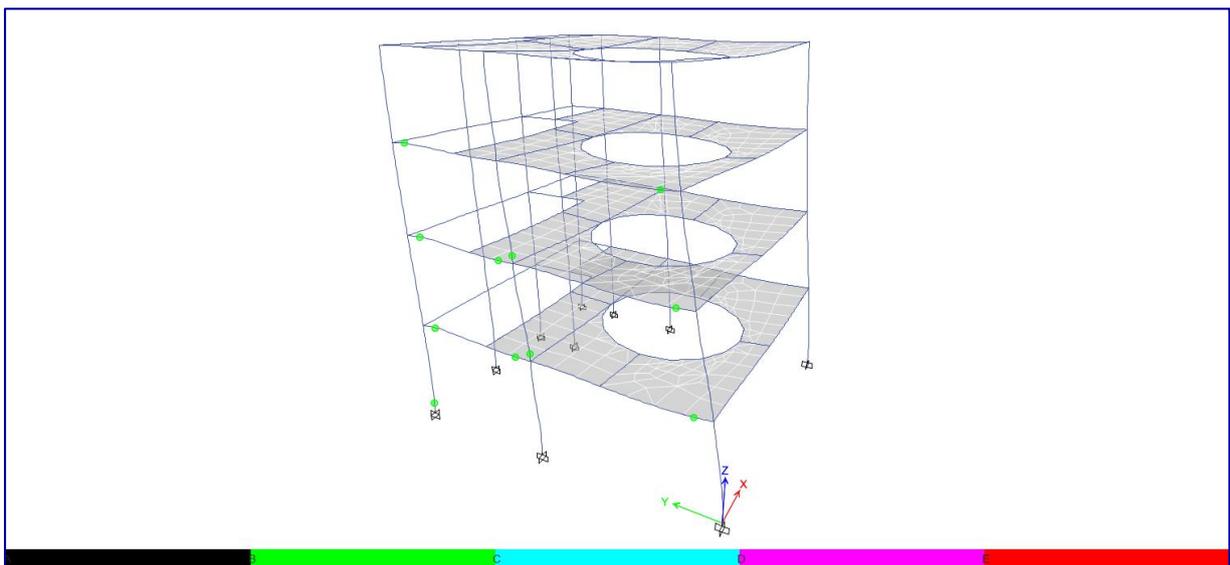


Figura IV-08. Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A3 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.



El comportamiento del módulo A3 en la dirección X-X presenta pocas rótulas plásticas y únicamente en vigas, lo que se traduce en un ligero desarrollo de ductilidad $\mu=1.10$. En la dirección Y-Y se presentan rótulas plásticas en columnas y vigas del 1er., 2do. y 3er. piso, desarrollando una ductilidad $\mu=1.76$.

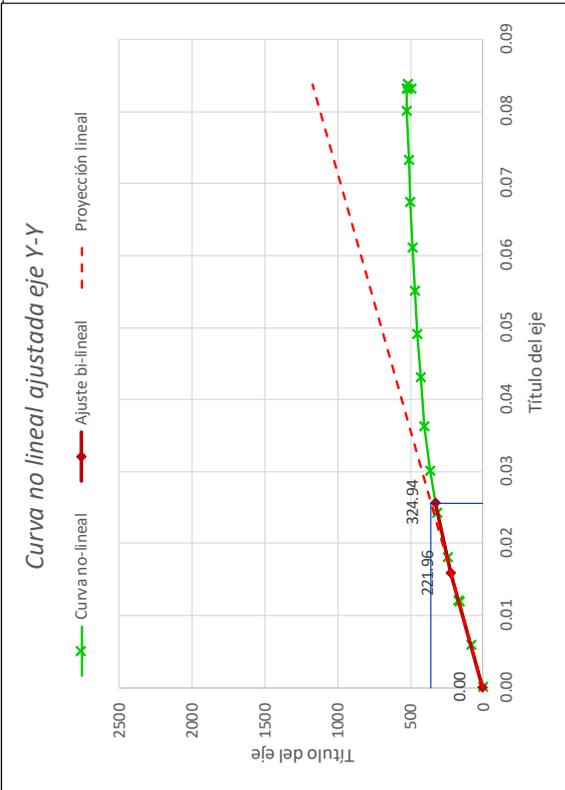
Los valores de la deriva o distorsión total tanto promedio como máxima, fueron evaluados con la metodología simplificada de estimación de daño especificada en SISFC, para encontrar sus contribuciones a los daños.



Tabla IV-22

Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A4 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y

BLOQUE-A4											
EJE Y-Y											
TIEMPO-HISTORIA LINEAL											
Vx =	359.58 tonf	cortante base bloque									
Dx4 =	0.098 m	desp. punto de control 4-piso (88)									
Dxb =	0.072 m	desp. Base bloque									
Dx =	0.026 m	desp. bloque - punto de control									
CURVA LINEAL											
V =	1175.83 tonf										
D =	0.084 m										
ESTÁTICO NO LINEAL (CURVA NO LINEAL AJUSTADA)											
i	Dest (m)	V (tonf)	Kest (tonf/m)	Kdin (tonf/m)	Ddin (m)	E (tonf-m)	Descrip.	Coef. Reducción	R =	μ =	E(tonf-m)
x-1		313.03			0.024				1.62		
x		324.94			0.026	0.446	Control		1.62	0.00	1.754
x+1		363.36			0.030				1.62	0.016	2.680
0	0.000	0.00	0	0	0.000					0.026	324.94
1	0.010	82.86	8286	14043	0.006	0.244					1.754
2	0.020	165.72	8286	14043	0.012	0.733					4.434
3	0.020	168.21	8289	14047	0.012	0.030					
4	0.031	246.53	7591	12864	0.018	1.262					
5	0.041	313.03	6389	10827	0.024	1.719					
6	0.051	363.36	5029	8524	0.030	0.000					
7	0.061	401.89	3684	6243	0.036	0.000					
8	0.073	431.30	2590	4390	0.043	0.000					
9	0.083	451.62	1987	3368	0.049	0.000					
10	0.093	468.30	1634	2769	0.055	0.000					
11	0.103	483.74	1511	2561	0.061	0.000					
12	0.114	497.66	1312	2223	0.067	0.000					
13	0.124	509.92	1213	2056	0.073	0.000					
14	0.136	522.67	1115	1889	0.080	0.000					
15	0.141	528.83	1154	1956	0.083	0.000					
16	0.141	518.09	-5368300	-9097919	0.083	0.000					
17	0.141906	520.2713	2380	4033	0.084	0.000					
18	0.140992	494.6305	28053	47543	0.083	0.000					



Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Tabla IV-23

Determinación de derivas inelásticas últimas y derivas residuales en el Módulo-A4 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X

EJE X-X							
DERIVAS INELÁSTICAS MÁXIMAS							
DERIVAS MÁXIMAS DE PISO							
piso	$\Delta u/hi$	$\Delta y/hi$	$\Delta u-y/hi$	$\Delta p/hi$	$\Delta p+y/hi$	$\mu=\Delta p+y/\Delta y$	$\Delta r/hi$
4	0.00233	0.00157	0.00075	0.00000	0.00157	1.00	0.00000
3	0.00336	0.00227	0.00109	0.00018	0.00244	1.08	0.00005
2	0.00380	0.00256	0.00123	0.00075	0.00332	1.29	0.00023
1	0.00258	0.00174	0.00084	0.00084	0.00258	1.48	0.00025
<i>PROM</i>	0.00302						0.00013
<i>MAX</i>	0.00380						0.00025

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Tabla IV-24

Determinación de derivas inelásticas últimas y derivas residuales en el Módulo-A4 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y

EJE Y-Y							
DERIVAS MÁXIMAS DE PISO							
piso	$\Delta u/hi$	$\Delta y/hi$	$\Delta u-y/hi$	$\Delta p/hi$	$\Delta p+y/hi$	$\mu=\Delta p+y/\Delta y$	$\Delta r/hi$
4	0.00185	0.00114	0.00071	0.00000	0.00114	1.00	0.00000
3	0.00330	0.00204	0.00126	0.00000	0.00204	1.00	0.00000
2	0.00407	0.00251	0.00156	0.00014	0.00265	1.06	0.00004
1	0.00370	0.00228	0.00142	0.00142	0.00370	1.62	0.00042
<i>PROM</i>	0.00323						0.00012
<i>MAX</i>	0.00407						0.00042

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

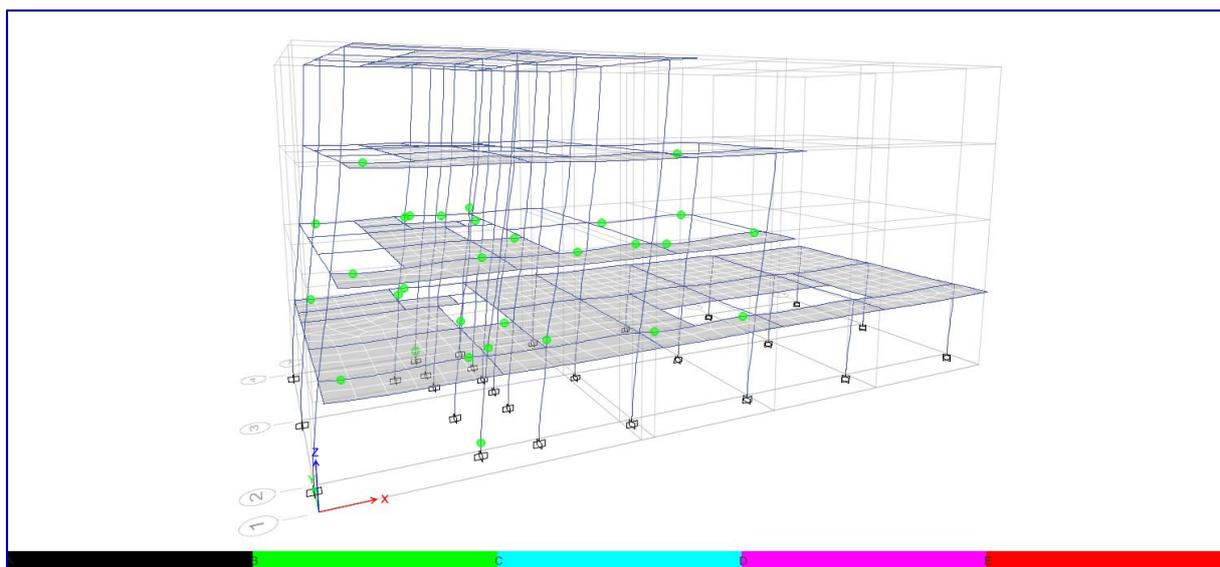


Figura IV-09. Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A4 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección X-X

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

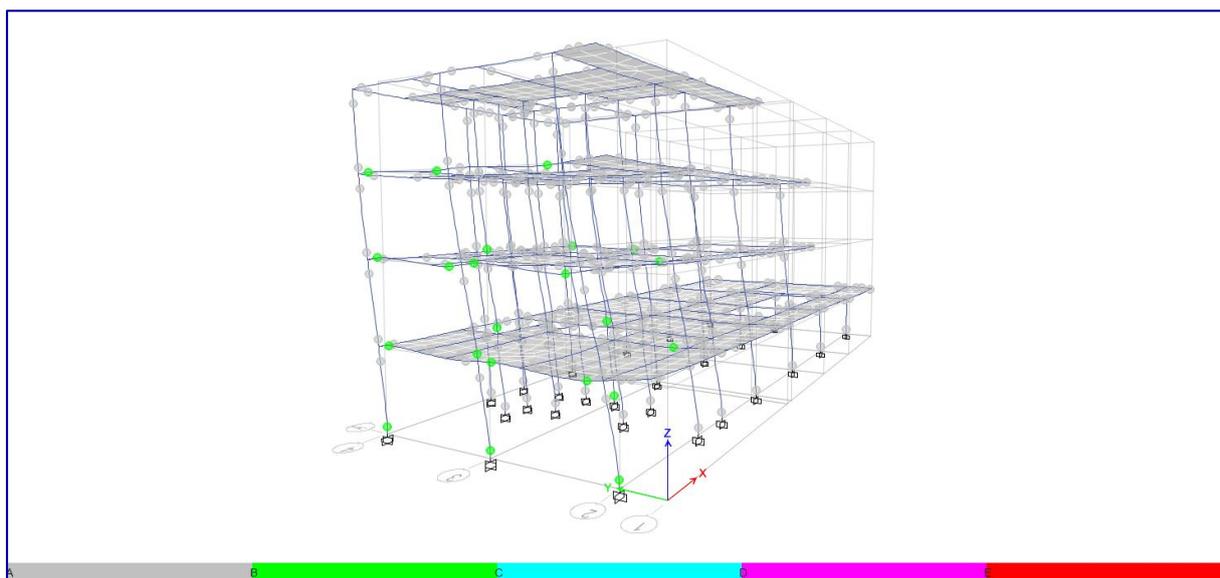


Figura IV-10. Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A4 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.



En el módulo A4 se presentan rótulas plásticas en las vigas del 1er., 2do. y 3er. piso y en la base de algunas columnas del 1er. piso, en ambas direcciones; desarrollando una ductilidad $\mu=1.48$ en la dirección X-X y una ductilidad $\mu=1.62$ en la dirección Y-Y.

Los valores de la deriva o distorsión total tanto promedio como máxima, fueron evaluados con la metodología simplificada de estimación de daño especificada en SISFC, para encontrar sus contribuciones a los daños.



Tabla IV-25

Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A5 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X

BLOQUE-A5		EJE X-X								
TIEMPO-HISTORIA LINEAL										
Vx =	125.03 tonf	cortante base bloque								
Dx4 =	0.155 m	desp. punto de control 4-piso (143)								
Dxb =	0.062 m	desp. Base bloque								
Dx =	0.093 m	desp. bloque - punto de control								
CURVA LINEAL										
V =	138.93 tonf									
D =	0.104 m									
ESTÁTICO NO LINEAL (CURVA NO LINEAL AJUSTADA)										
i	Dest (m)	V (tonf)	Kest (tonf/m)	Kdin (tonf/m)	Ddin (m)	E (tonf-m)	Descr.	Coef. Reducción Ductilidad	R =	μ =
x-1	78.01	0.091			0.091	0.152	Control	0.000	0.00	0.000
x	78.60	0.093			0.093	0.152	Control	0.040	53.20	2.35
x+1	80.35	0.099			0.099	0.152	Control	0.093	78.60	1.59
0	0.000	0.00	0	0	0.000	0.026				
1	0.013	8.29	663	1342	0.006	0.077				
2	0.025	16.57	663	1342	0.012	0.083				
3	0.034	22.33	663	1342	0.017	0.216				
4	0.050	32.47	635	1286	0.025	0.371				
5	0.069	43.95	584	1183	0.034	0.429				
6	0.082	50.12	484	980	0.041	0.382				
7	0.097	55.84	392	794	0.048	0.404				
8	0.111	60.67	345	697	0.055	0.441				
9	0.125	65.09	311	629	0.062	0.489				
10	0.140	69.26	282	572	0.069	0.570				
11	0.156	73.00	230	467	0.077	0.581				
12	0.172	75.90	184	372	0.085	0.495				
13	0.185	78.01	162	328	0.091	0.000				
14	0.200	80.35	150	303	0.099	0.000				
15	0.210	81.62	137	277	0.104	0.000				
16	0.170	54.94	680	1376	0.084	0.000				

ESTÁTICO NO LINEAL (AJUSTE BI-LINEAL)			
i	D(m)	V(tonf)	E(tonf-m)
0	0.000	0.00	0.000
1	0.040	53.20	2.35
2	0.093	78.60	1.59
			3.527
			4.582

1º Fluencia

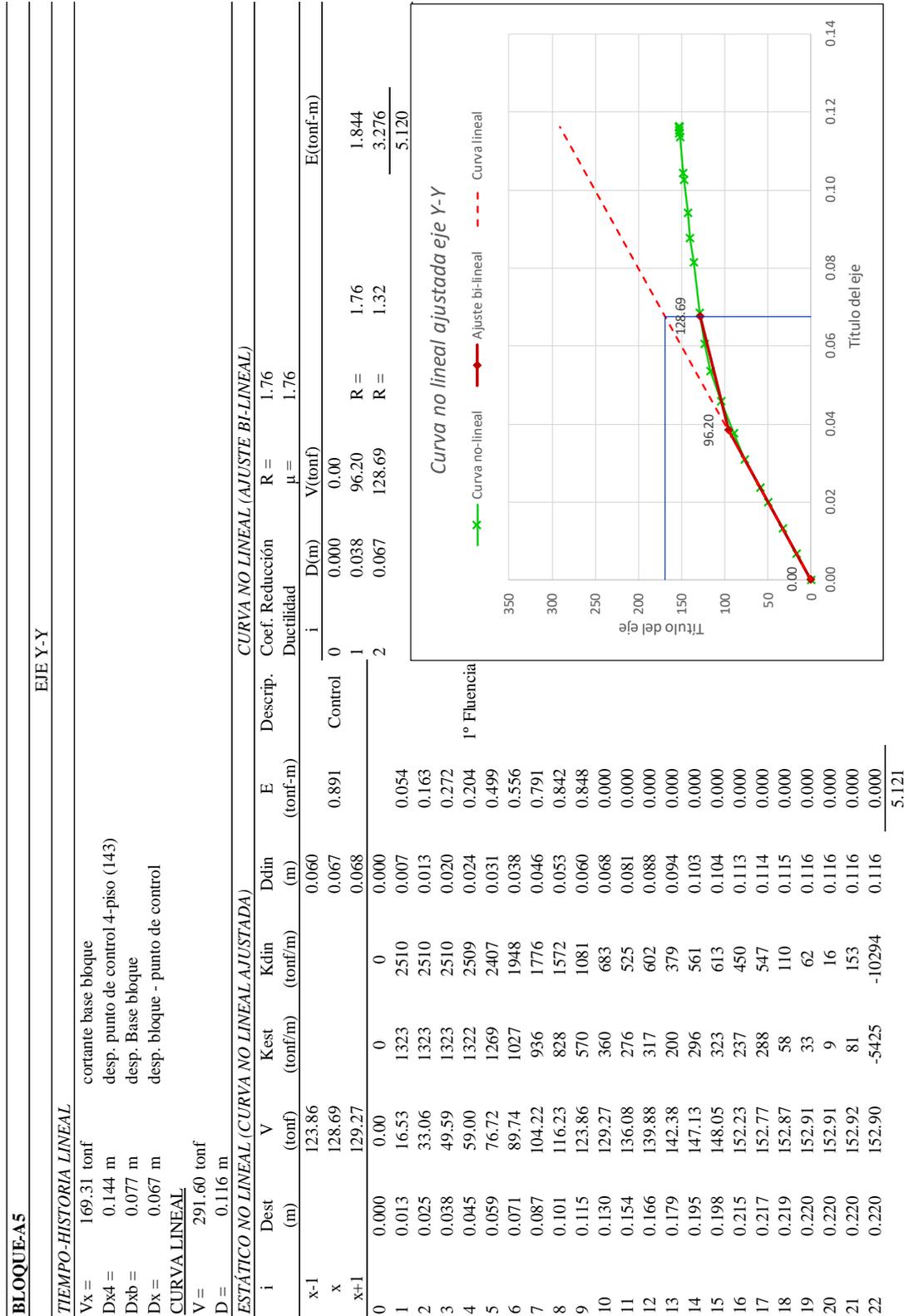
4.584

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Tabla IV-26

Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A5 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y



Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Tabla IV-27

Determinación de derivas inelásticas últimas y derivas residuales en el Módulo-A5 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X

EJE X-X							
DERIVAS INELÁSTICAS MÁXIMAS							
DERIVAS MÁXIMAS DE PISO							
piso	$\Delta u/hi$	$\Delta y/hi$	$\Delta u-y/hi$	$\Delta p/hi$	$\Delta p+y/hi$	$\mu=\Delta p+y/\Delta y$	$\Delta r/hi$
4	0.00475	0.00202	0.00273	0.00000	0.00202	1.00	0.00000
3	0.00797	0.00339	0.00458	0.00000	0.00339	1.00	0.00000
2	0.01002	0.00426	0.00576	0.00000	0.00426	1.00	0.00000
1	0.00904	0.00385	0.00519	0.00519	0.00904	2.35	0.00156
<i>PROM</i>	0.00795						0.00039
<i>MAX</i>	0.01002						0.00156

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Tabla IV-28

Determinación de derivas inelásticas últimas y derivas residuales en el Módulo-A5 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y

EJE Y-Y							
DERIVAS MÁXIMAS DE PISO							
piso	$\Delta u/hi$	$\Delta y/hi$	$\Delta u-y/hi$	$\Delta p/hi$	$\Delta p+y/hi$	$\mu=\Delta p+y/\Delta y$	$\Delta r/hi$
4	0.00381	0.00217	0.00165	0.00000	0.00217	1.00	0.00000
3	0.00529	0.00300	0.00228	0.00000	0.00300	1.00	0.00000
2	0.00623	0.00354	0.00269	0.00025	0.00379	1.07	0.00008
1	0.00565	0.00321	0.00244	0.00244	0.00565	1.76	0.00073
<i>PROM</i>	0.00525						0.00020
<i>MAX</i>	0.00623						0.00073

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

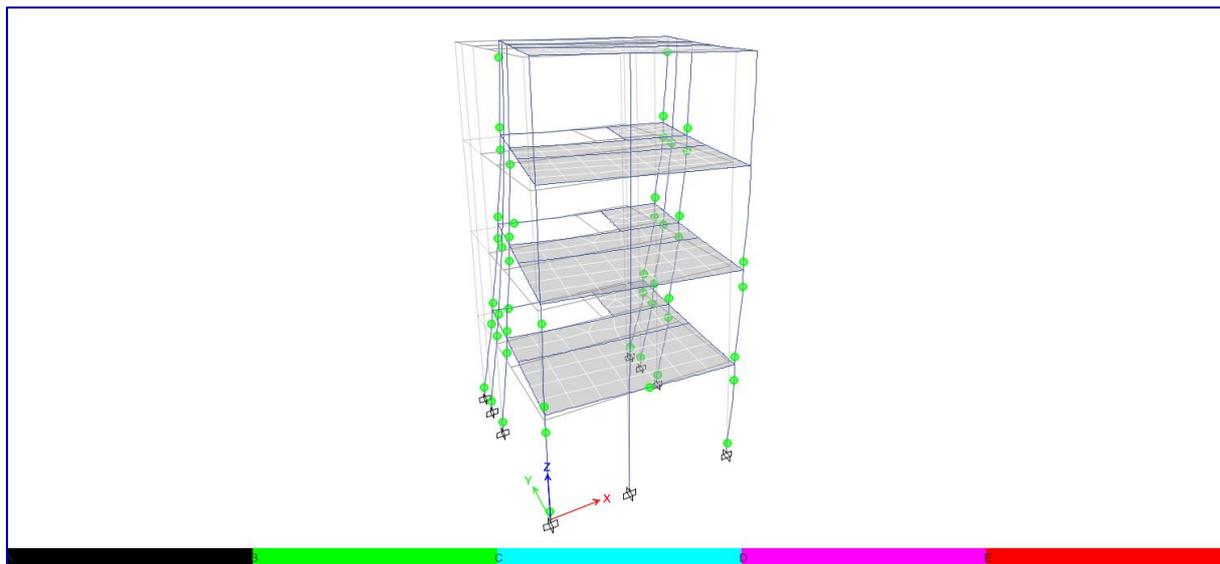


Figura IV-11. Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A5 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección X-X

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

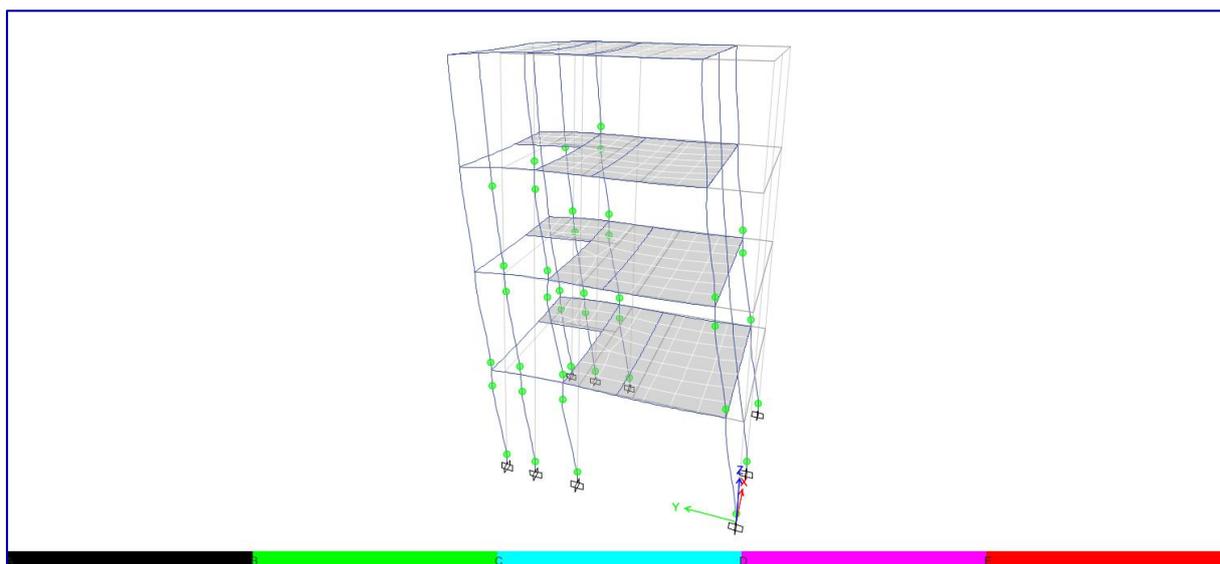


Figura IV-12. Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A5 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.



El módulo A5 en la dirección X-X, presenta rótulas plásticas en los extremos de todas las columnas del 1er. al 3er. piso y en los extremos de algunas columnas del 4to. piso, mientras que en vigas solo presenta rótulas en el extremo de una sola viga en el 1er. y 2do. piso; esta condición de rotulación únicamente en columnas evidencia que las vigas son más fuertes, lo que potencialmente podría provocar la aceleración del colapso de la estructura por limitarse la capacidad de disipación de energía del sistema solo a la capacidad de las columnas. En este eje se desarrolla una ductilidad global $\mu=2.35$, y es interpretada como la suma de la incursión inelástica de todas las columnas rotuladas.

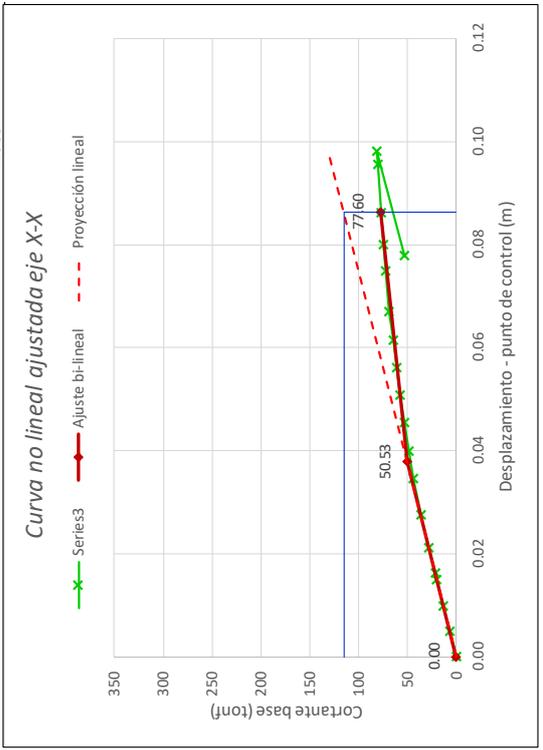
En la dirección Y-Y presenta rótulas en los dos extremos de algunas columnas, mientras que las vigas no presentan ninguna rótula; lo que evidenciaría, al igual que en dirección X-X, el efecto de viga fuerte y columna débil; desarrollándose una ductilidad $\mu=1.76$.



Tabla IV-29

Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A6 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X

BLOQUE-A6		EJE X-X										
TIEMPO-HISTORIA LINEAL												E (tonf-m)
Vx =	115.20 tonf	cortante base bloque										
Dx4 =	0.148 m	desp. punto de control 4-piso (150)										
Dxb =	0.062 m	desp. Base bloque										
Dx =	0.086 m	desp. bloque - punto de control										
CURVA LINEAL												
V =	130.92 tonf											
D =	0.098 m											
ESTÁTICO NO LINEAL (CURVA NO LINEAL AJUSTADA)												E (tonf-m)
i	Dest (m)	V (tonf)	Kest (tonf/m)	Kdin (tonf/m)	Ddin (m)	E (tonf-m)	Descrp.	Coef. Reducción	Ductilidad	D (m)	V (tonf)	
x-1	0.000	77.56	0.00	0.00	0.086	0.011	Control	0	0.000	0.00	0.000	0.957
x	0.010	6.63	662.87	1333.98	0.005	0.016		1	0.038	50.53	0.038	3.106
x+1	0.020	13.26	662.88	1334.00	0.010	0.049		2	0.086	77.60	0.086	4.063
CURVA NO LINEAL (AJUSTE BI-LINEAL)												E (tonf-m)
i	Dest (m)	V (tonf)	Kest (tonf/m)	Kdin (tonf/m)	Ddin (m)	E (tonf-m)	Descrp.	Coef. Reducción	Ductilidad	D (m)	V (tonf)	
0	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	Control	0	0.000	0.00	0.000	0.957
1	0.010	6.63	662.87	1333.98	0.005	0.016		1	0.038	50.53	0.038	3.106
2	0.020	13.26	662.88	1334.00	0.010	0.049		2	0.086	77.60	0.086	4.063
3	0.030	19.89	662.87	1333.98	0.015	0.082						
4	0.033	21.60	662.84	1333.91	0.016	0.027						
5	0.043	28.04	644.69	1297.39	0.021	0.123						
6	0.055	35.82	604.58	1216.67	0.028	0.204						
7	0.070	43.91	571.89	1150.89	0.035	0.280						
8	0.080	49.24	497.73	1001.65	0.040	0.248						
9	0.091	53.73	402.76	810.52	0.045	0.285						
10	0.102	57.83	374.68	754.01	0.051	0.304						
11	0.113	61.50	352.54	709.47	0.056	0.308						
12	0.124	65.10	328.67	661.42	0.062	0.345						
13	0.135	68.60	311.52	626.91	0.067	0.372						
14	0.151	72.85	268.71	540.76	0.075	0.556						
15	0.161	75.17	224.42	451.62	0.080	0.380						
16	0.174	77.56	193.20	388.80	0.086	0.470						
17	0.192	80.60	161.33	324.66	0.096	0.000						
18	0.198	81.38	151.02	303.92	0.098	0.000						
19	0.157	53.72	679.17	1366.77	0.078	0.000						



4.062

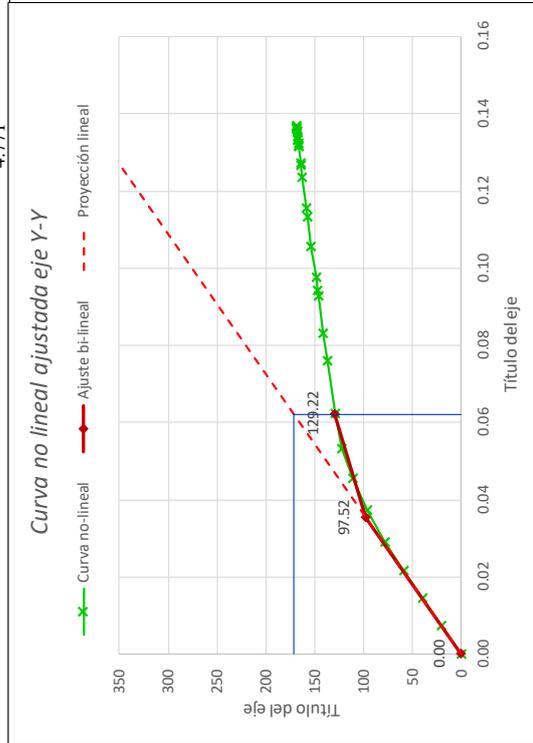
Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Tabla IV-30

Determinación del comportamiento dinámico no-lineal del Módulo-A6 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y

BLOQUE-A6		EJE Y-Y										
TIEMPO-HISTORIA LINEAL												
Vx =	171.63 tonf	cortante base bloque										
Dx4 =	0.137 m	desp. punto de control 4-piso (150)										
Dxb =	0.075 m	desp. Base bloque										
Dx =	0.062 m	desp. bloque - punto de control										
CURVA LINEAL												
V =	366.73 tonf											
D =	0.133 m											
ESTÁTICO NO LINEAL (CURVA NO LINEAL AJUSTADA)												
i	Dest (m)	V (tonf)	Kest (tonf/m)	Kdin (tonf/m)	Ddin (m)	E (tonf-m)	Descrp.	Coef. Reducción	Ductilidad	D (m)	V (tonf)	E (tonf-m)
x-1	129.22	129.22			0.062	0.001	Control	0	0.000	0.00	1.76	1.724
x	129.22	129.22			0.062	0.001		1	0.035	97.52	1.76	1.724
x+1	136.95	136.95			0.076	0.001		2	0.062	129.22	1.33	3.047
0	0.000	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000						4.771
1	0.015	19.83	1321.86	2757.36	0.007	0.071						
2	0.030	39.66	1321.87	2757.37	0.014	0.214						
3	0.045	59.00	1321.86	2757.36	0.021	0.346						
4	0.060	78.70	1247.67	2602.60	0.029	0.521						
5	0.078	95.90	1001.68	2089.47	0.037	0.719						
6	0.095	110.77	878.12	1831.72	0.045	0.839						
7	0.111	121.98	685.11	1429.12	0.053	0.913						
8	0.130	129.22	382.23	797.32	0.062	1.140						
9	0.158	136.95	273.71	570.95	0.076	0.000						
10	0.173	141.63	307.95	642.37	0.083	0.000						
11	0.193	146.36	238.50	497.50	0.093	0.000						
12	0.196	147.35	321.82	671.30	0.094	0.000						
13	0.204	148.91	208.13	434.16	0.098	0.000						
14	0.220	153.53	280.51	585.13	0.106	0.000						
15	0.236	157.35	242.08	504.96	0.113	0.000						
16	0.241	158.34	190.76	397.92	0.116	0.000						
17	0.257659	162.6803	262.61	547.80	0.124	0.000						
18	0.263922	163.9635	204.89	427.39	0.127	0.000						
19	0.265003	164.3796	384.92	802.93	0.127	0.000						
20	0.273987	166.5266	238.98	498.51	0.131	0.000						
21	0.274968	166.6485	124.26	259.20	0.132	0.000						
22	0.275728	166.8606	279.08	582.15	0.132	0.000						
23	0.277437	167.1002	140.20	292.45	0.133	0.000						
24	0.277932	167.2369	276.16	576.06	0.133	0.000						
25	0.279413	167.4428	139.03	290.01	0.134	0.000						
26	0.282506	168.1521	229.32	478.36	0.135	0.000						
27	0.283715	168.3135	133.50	278.47	0.136	0.000						
28	0.284168	168.4518	305.30	636.84	0.136	0.000						
29	0.284693	168.5031	97.71	203.83	0.136	0.000						
30	0.28529	168.6351	221.11	461.22	0.137	0.000						4.763



Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Tabla IV-31

Determinación de derivas inelásticas últimas y derivas residuales en el Módulo-A6 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección X-X

EJE X-X							
DERIVAS INELÁSTICAS MÁXIMAS							
DERIVAS MÁXIMAS DE PISO							
piso	$\Delta u/hi$	$\Delta y/hi$	$\Delta u-y/hi$	$\Delta p/hi$	$\Delta p+y/hi$	$\mu=\Delta p+y/\Delta y$	$\Delta r/hi$
4	0.00439	0.00192	0.00246	0.00000	0.00192	1.00	0.00000
3	0.00761	0.00334	0.00427	0.00000	0.00334	1.00	0.00000
2	0.00965	0.00423	0.00542	0.00000	0.00423	1.00	0.00000
1	0.00851	0.00373	0.00478	0.00478	0.00851	2.28	0.00143
<i>PROM</i>	0.00754						0.00036
<i>MAX</i>	0.00965						0.00143

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Tabla IV-32

Determinación de derivas inelásticas últimas y derivas residuales en el Módulo-A6 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Dirección Y-Y

EJE Y-Y							
DERIVAS MÁXIMAS DE PISO							
piso	$\Delta u/hi$	$\Delta y/hi$	$\Delta u-y/hi$	$\Delta p/hi$	$\Delta p+y/hi$	$\mu=\Delta p+y/\Delta y$	$\Delta r/hi$
4	0.00419	0.00238	0.00181	0.00000	0.00238	1.00	0.00000
3	0.00594	0.00337	0.00256	0.00000	0.00337	1.00	0.00000
2	0.00695	0.00395	0.00300	0.00030	0.00425	1.08	0.00009
1	0.00627	0.00356	0.00271	0.00271	0.00627	1.76	0.00081
<i>PROM</i>	0.00584						0.00023
<i>MAX</i>	0.00695						0.00081

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

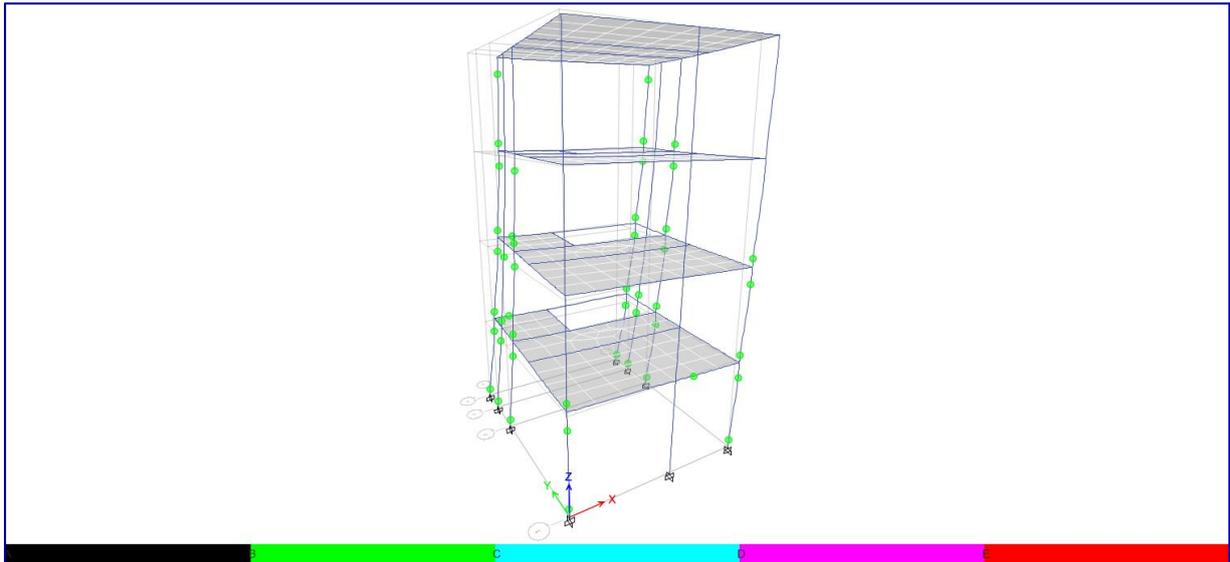


Figura IV-13. Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A6 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección X-X

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

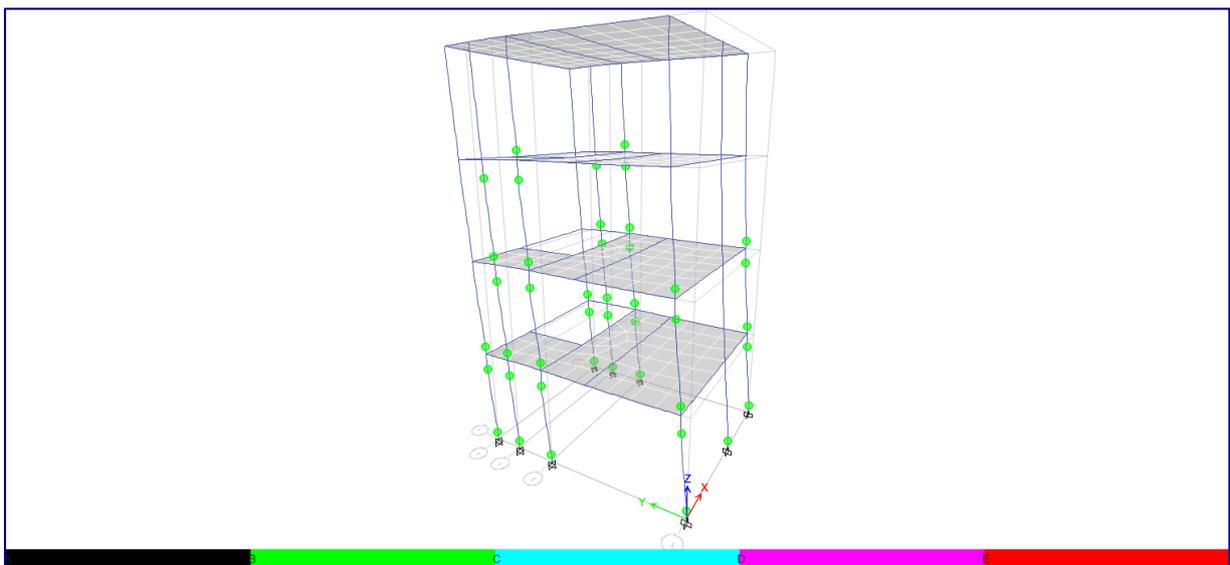


Figura IV-14. Comportamiento no-lineal estático del Módulo-A6 para las propiedades de límite superior y el sismo DE. Formación de rótulas plásticas. Dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

El módulo A6 en la dirección X-X, presenta rótulas plásticas en los extremos de la mayoría de las columnas del 1er. al 3er. piso y en los extremos de algunas columnas del 4to. piso, mientras que en vigas solo presenta rótulas en el extremo de una sola viga en el 1er. y 2do. piso; esta condición de



rotulación únicamente en columnas evidencia que las vigas son más fuertes, lo que potencialmente podría provocar la aceleración del colapso de la estructura por limitarse la capacidad de disipación de energía del sistema solo a la capacidad de las columnas. En este eje se desarrolla una ductilidad global $\mu=2.28$, y es interpretada como la suma de la incursión inelástica de todas las columnas rotuladas.

En la dirección Y-Y presenta rótulas en los dos extremos de algunas columnas, mientras que las vigas no presentan ninguna rótula; lo que evidenciaría, al igual que en dirección X-X, el efecto de viga fuerte y columna débil; desarrollándose una ductilidad $\mu=1.76$.

Tabla IV-33

Resumen de derivas ultimas y derivas residuales para el sismo DE y las propiedades de límite superior correspondientes al diseño con aislamiento LRB

DERIVAS ULTIMAS Y DERIVAS RESIDUALES (Upper bound - DE)				
<u>EJE X-X</u>				
BLOQUE	DERIVA ULT.	DERIVA ULT.	DERIVA RES.	DERIVA RES.
	PROMEDIO	MÁXIMA	PROMEDIO	MÁXIMA
	Δ_{uprom}	Δ_{umax}	Δ_{rprom}	Δ_{rmax}
BLOQUE-A1	0.37%	0.43%	0.01%	0.04%
BLOQUE-A2	0.36%	0.48%	0.01%	0.04%
BLOQUE-A3	0.31%	0.37%	0.04%	0.07%
BLOQUE-A4	0.30%	0.38%	0.01%	0.03%
BLOQUE-A5	0.79%	1.00%	0.04%	0.16%
BLOQUE-A6	0.75%	0.96%	0.04%	0.14%
PROMEDIO	0.48%	0.61%	0.03%	0.08%
<u>EJE Y-Y</u>				
BLOQUE	DERIVA ULT.	DERIVA ULT.	DERIVA RES.	DERIVA RES.
	PROMEDIO	MÁXIMA	PROMEDIO	MÁXIMA
	Δ_{uprom}	Δ_{umax}	Δ_{rprom}	Δ_{rmax}
BLOQUE-A1	0.29%	0.36%	0.01%	0.02%
BLOQUE-A2	0.33%	0.38%	0.01%	0.03%
BLOQUE-A3	0.31%	0.39%	0.01%	0.04%
BLOQUE-A4	0.32%	0.41%	0.01%	0.04%
BLOQUE-A5	0.52%	0.62%	0.02%	0.07%
BLOQUE-A6	0.58%	0.70%	0.02%	0.08%
PROMEDIO	0.39%	0.48%	0.01%	0.05%

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

- ACELERACIÓN ESPECTRAL PROMEDIO DE PISO PARA SISTEMAS CON AMORTIGUAMIENTO $\beta=5\%$ EN EL RANGO $T=0.05-3.00\text{seg}$

Se verificó la aceleración espectral promedio para una respuesta con $\beta=5\%$ en cada piso, tomando la media aritmética del espectro de respuesta de aceleraciones correspondientes a los puntos de control 11 y 56 del modelo matemático. La evaluación de este parámetro fue realizada bajo las condiciones de sismo de diseño DE y de las propiedades de límite superior del sistema de aislamiento, para cada caso de sismo, rigiendo el promedio de los valores encontrados en cada caso.

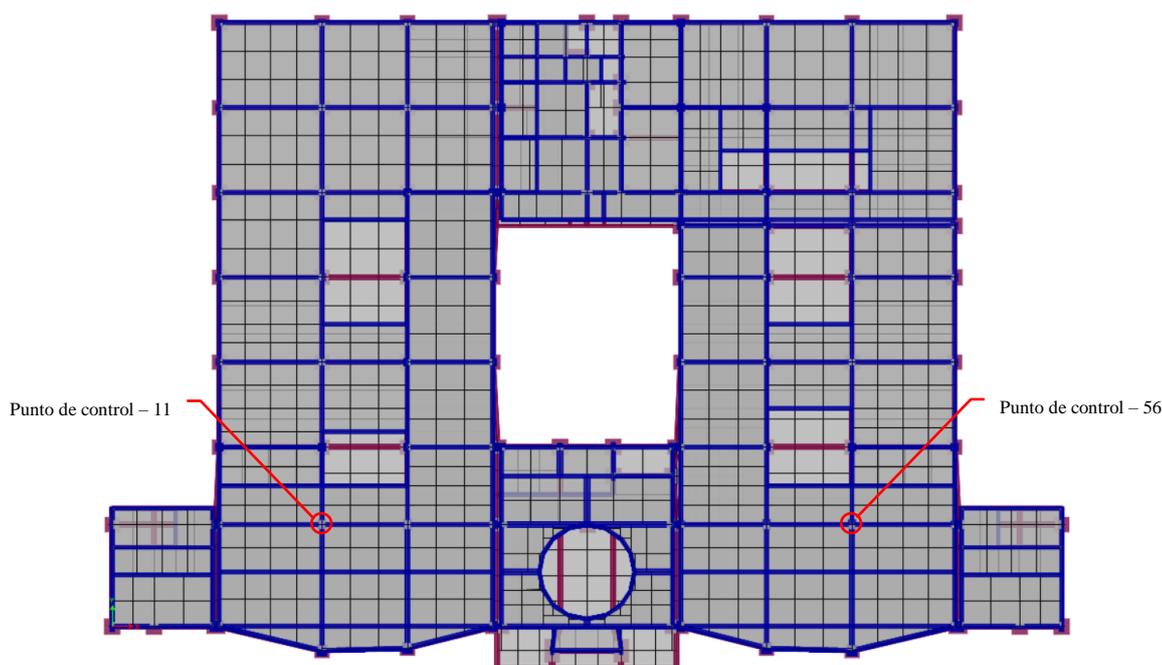


Figura IV-15. Ubicación de puntos de control para la determinación de las aceleraciones espectrales promedio de piso $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$. Diseño con aislamiento LRB

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

Las aceleraciones espectrales para cada punto de control fueron tomadas del análisis Tiempo-Historia como valores lineales y luego ajustados al comportamiento no-lineal del módulo correspondiente, al ser divididos por el segundo factor R de la curva bi-lineal del módulo. Dicho factor R se encuentra asociado a la reducción que tiene la fuerza sísmica en el



desplazamiento último. De esta manera los factores R considerados para los puntos de control 11 y 56, son los siguientes:

Punto de control 11	:	R=1.04	(Módulo-A1)
Punto de control 56	:	R=1.08	(Módulo-A2)

Para el punto de control 11 en el nivel de base, se encontraron los siguientes resultados:

Tabla IV-34

Aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg del punto de control 11 en el nivel de base para el sismo DE y las propiedades de límite superior, correspondientes al diseño con aislamiento LRB

ACELERACIÓN ESPECTRAL MEDIA DE PISO $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg (Upper bound - DE)		
NIVEL: BASE	PTO-11	
CASO DE SÍSMO	EJE X-X $S_a(m/seg^2)$	EJE Y-Y $S_a(m/seg^2)$
TH1 PQR_1966	3.922	3.177
TH2 PQR_1970	3.741	3.466
TH3 PQR_1974	3.618	3.779
TH4 MOQ001_2001	3.398	4.531
TH5 ICA002_2007	3.955	3.489
TH6 constitucion_2010	3.593	3.946
TH7 AMNT_2016	3.573	3.878
PROMEDIO TH	3.686	3.752

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se presenta a manera de ejemplo, el gráfico que representa el procedimiento para la determinación de la aceleración espectral promedio del punto de control 11 en el nivel de base para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.

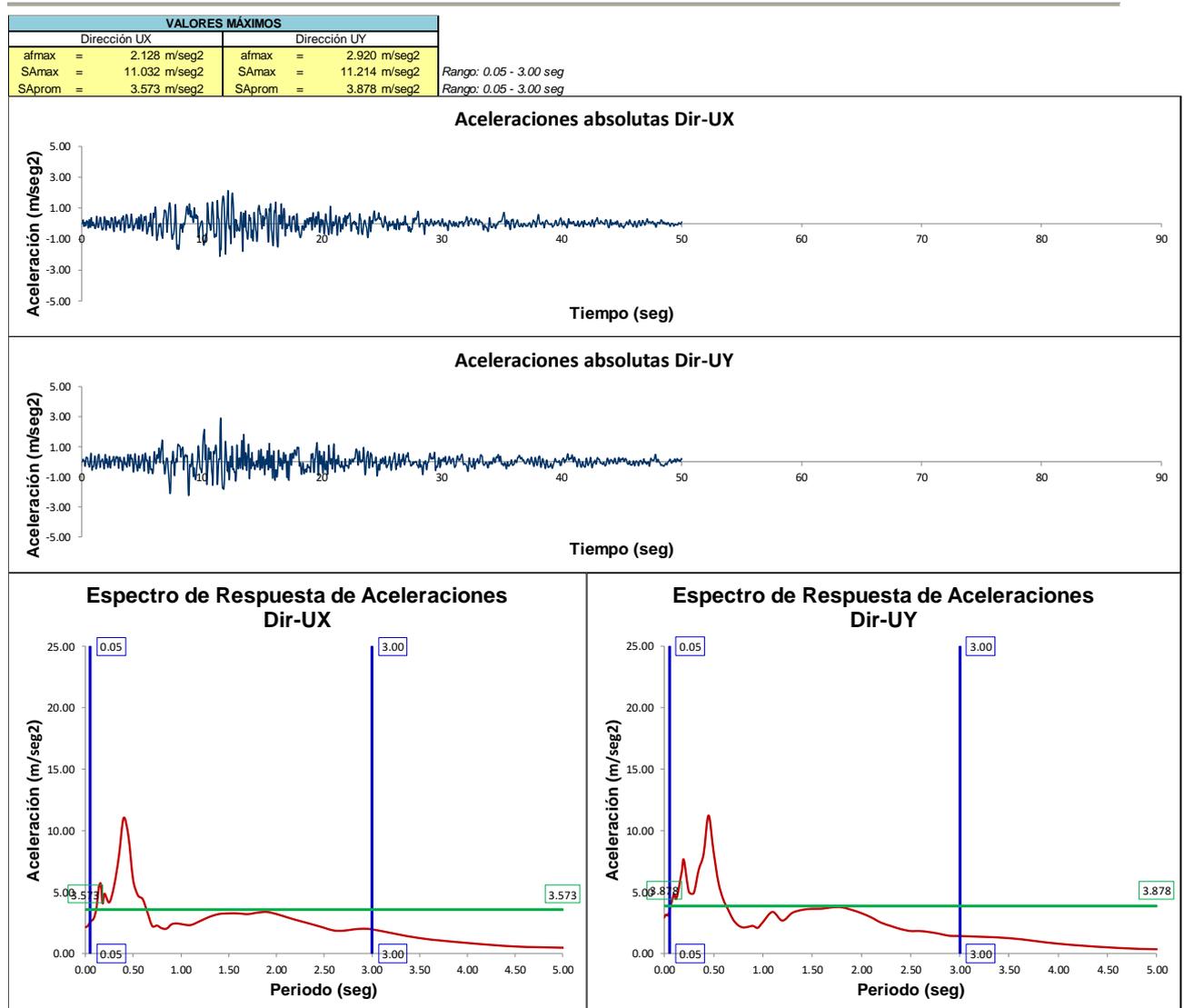


Figura IV-16. Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el nivel de base para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento LRB

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Para el punto de control 11 en el 1er-piso, se encontraron los siguientes resultados:

Tabla IV-35

Aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg del punto de control 11 en el 1er-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior correspondiente al diseño con aislamiento LRB

ACELERACIÓN ESPECTRAL MEDIA DE PISO $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg (Upper bound - DE)		
NIVEL: 1-PISO	PTO-11	
CASO DE SÍSMO	EJE X-X	EJE Y-Y
	Sa(m/seg ²)	Sa(m/seg ²)
TH1 PQR_1966	4.463	3.407
TH2 PQR_1970	4.251	3.816
TH3 PQR_1974	4.223	4.229
TH4 MOQ001_2001	3.891	4.646
TH5 ICA002_2007	4.540	3.754
TH6 constitucion_2010	4.211	4.145
TH7 AMNT_2016	3.865	3.665
PROMEDIO TH	4.206	3.952

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se presenta a manera de ejemplo, el gráfico que representa el procedimiento para la determinación de la aceleración espectral promedio del punto de control 11 en el 1er. piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.

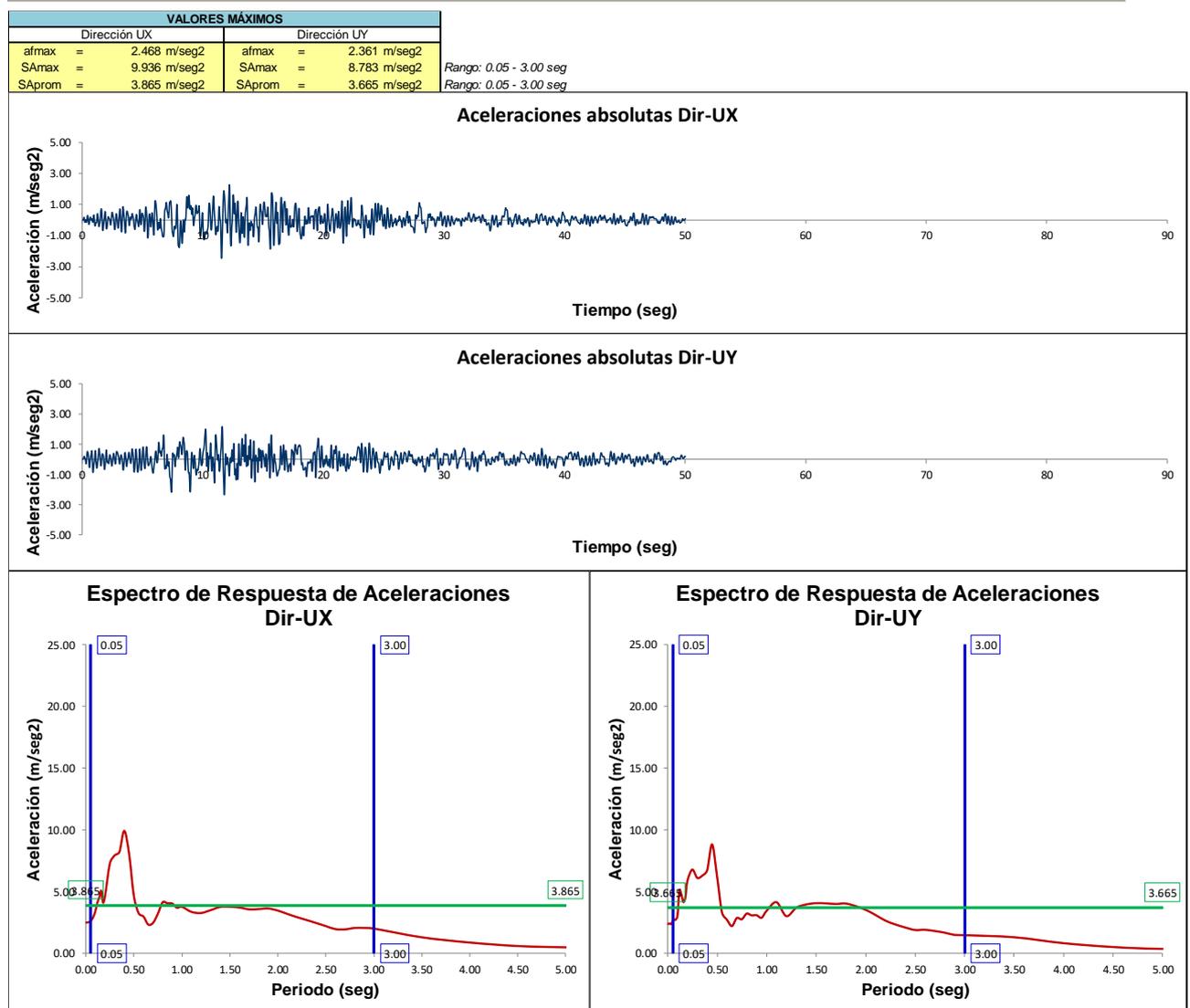


Figura IV-17. Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el 1er-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento LRB

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Para el punto de control 11 en el 2do-piso, se encontraron los siguientes resultados:

Tabla IV-36

Aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg del punto de control 11 en el 2do-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior correspondiente al diseño del aislamiento LRB

ACELERACIÓN ESPECTRAL MEDIA DE PISO		
T = 0.05 - 3.00 seg (Upper bound)		
NIVEL: 2-PISO	PTO-11	
CASO DE SÍSMO	EJE X-X	EJE Y-Y
	Sa(m/seg ²)	Sa(m/seg ²)
TH1 PQR_1966	5.115	4.256
TH2 PQR_1970	4.943	4.962
TH3 PQR_1974	4.646	4.797
TH4 MOQ001_2001	4.254	5.308
TH5 ICA002_2007	4.833	4.811
TH6 constitucion_2010	4.705	4.584
TH7 AMNT_2016	4.394	4.135
PROMEDIO TH	4.699	4.693

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se presenta a manera de ejemplo, el gráfico que representa el procedimiento para la determinación de la aceleración espectral promedio del punto de control 11 en el 2do. piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.

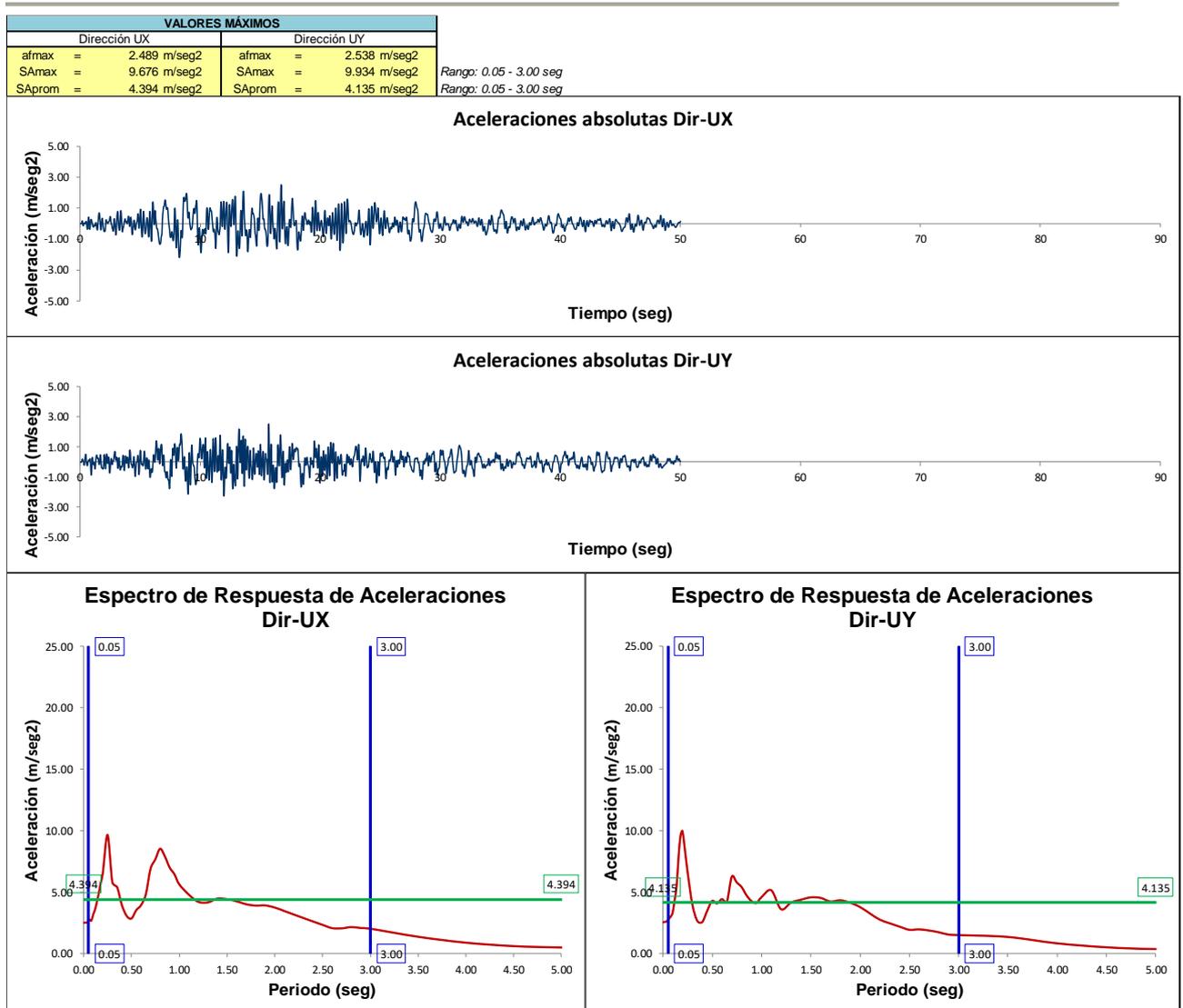


Figura IV-18. Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el 2do-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento LRB

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Para el punto de control 11 en el 3er-piso, se encontraron los siguientes resultados:

Tabla IV-37

Aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg del punto de control 11 en el 3er-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior correspondiente al diseño con aislamiento LRB

ACELERACIÓN ESPECTRAL MEDIA DE PISO		
$\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg (Upper bound - DE)		
NIVEL: 3-PISO	PTO-11	
CASO DE SÍSMO	EJE X-X	EJE Y-Y
	Sa(m/seg ²)	Sa(m/seg ²)
TH1 PQR_1966	6.071	5.410
TH2 PQR_1970	5.822	6.163
TH3 PQR_1974	5.577	5.593
TH4 MOQ001_2001	5.187	6.451
TH5 ICA002_2007	5.700	5.692
TH6 constitucion_2010	5.347	5.357
TH7 AMNT_2016	5.168	5.080
PROMEDIO TH	5.553	5.678

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se presenta a manera de ejemplo, el gráfico que representa el procedimiento para la determinación de la aceleración espectral promedio del punto de control 11 en el 3er. piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.

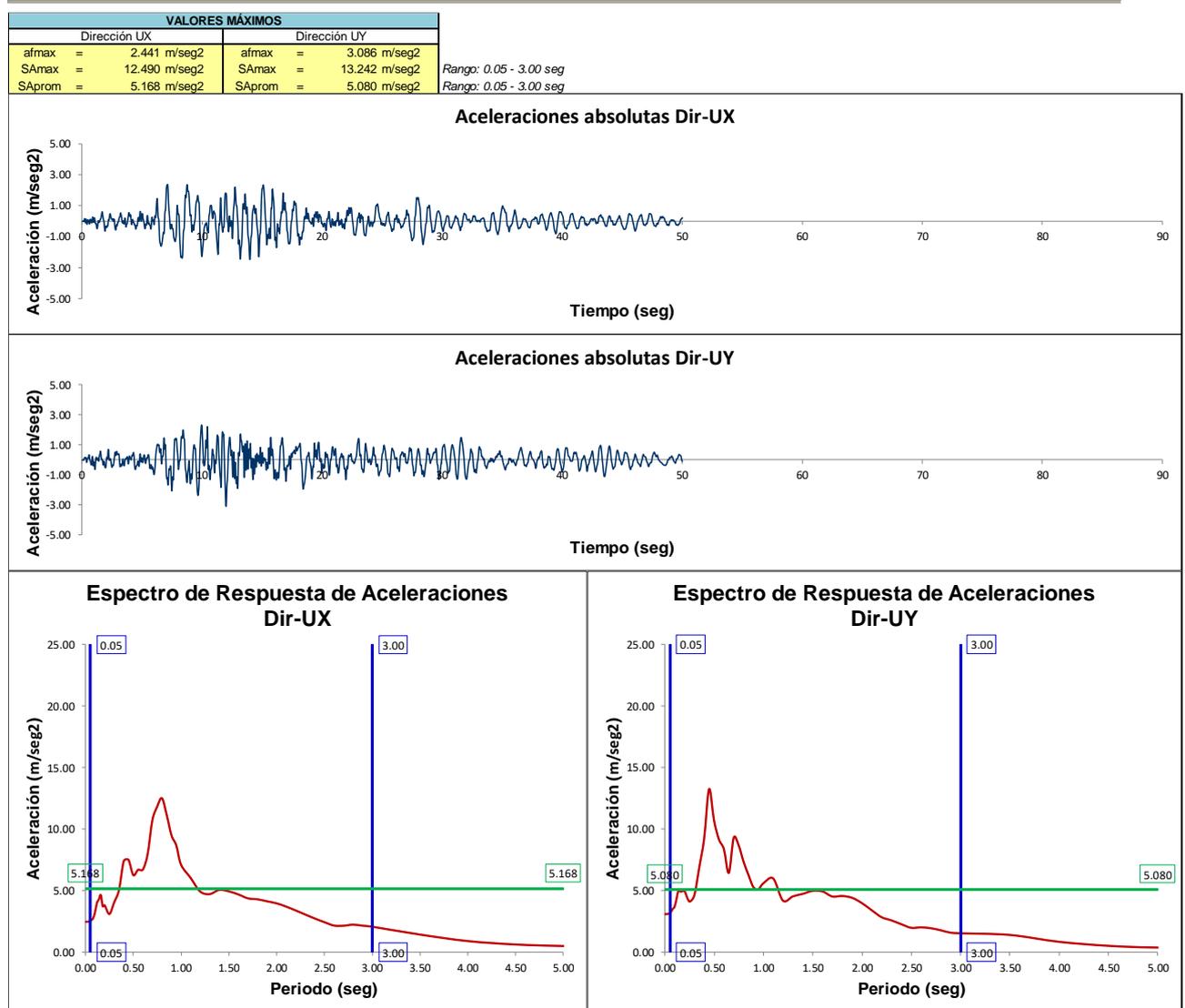


Figura IV-19. Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el 3er-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento LRB

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Para el punto de control 56 en el nivel de base, se encontraron los siguientes resultados:

Tabla IV-38

Aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg del punto de control 56 en el nivel de base para el sismo DE y las propiedades de límite superior correspondiente al diseño con aislamiento LRB

ACELERACIÓN ESPECTRAL MEDIA DE PISO $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg (Upper bound - DE)		
NIVEL: BASE	PTO-56	
CASO DE SÍSMO	EJE X-X	EJE Y-Y
	Sa(m/seg ²)	Sa(m/seg ²)
TH1 PQR_1966	3.922	3.537
TH2 PQR_1970	3.741	3.692
TH3 PQR_1974	3.618	3.706
TH4 MOQ001_2001	3.398	4.558
TH5 ICA002_2007	3.955	3.726
TH6 constitucion_2010	3.593	3.824
TH7 AMNT_2016	3.573	3.639
PROMEDIO TH	3.686	3.812

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se presenta a manera de ejemplo, el gráfico que representa el procedimiento para la determinación de la aceleración espectral promedio del punto de control 56 en el nivel de base para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.

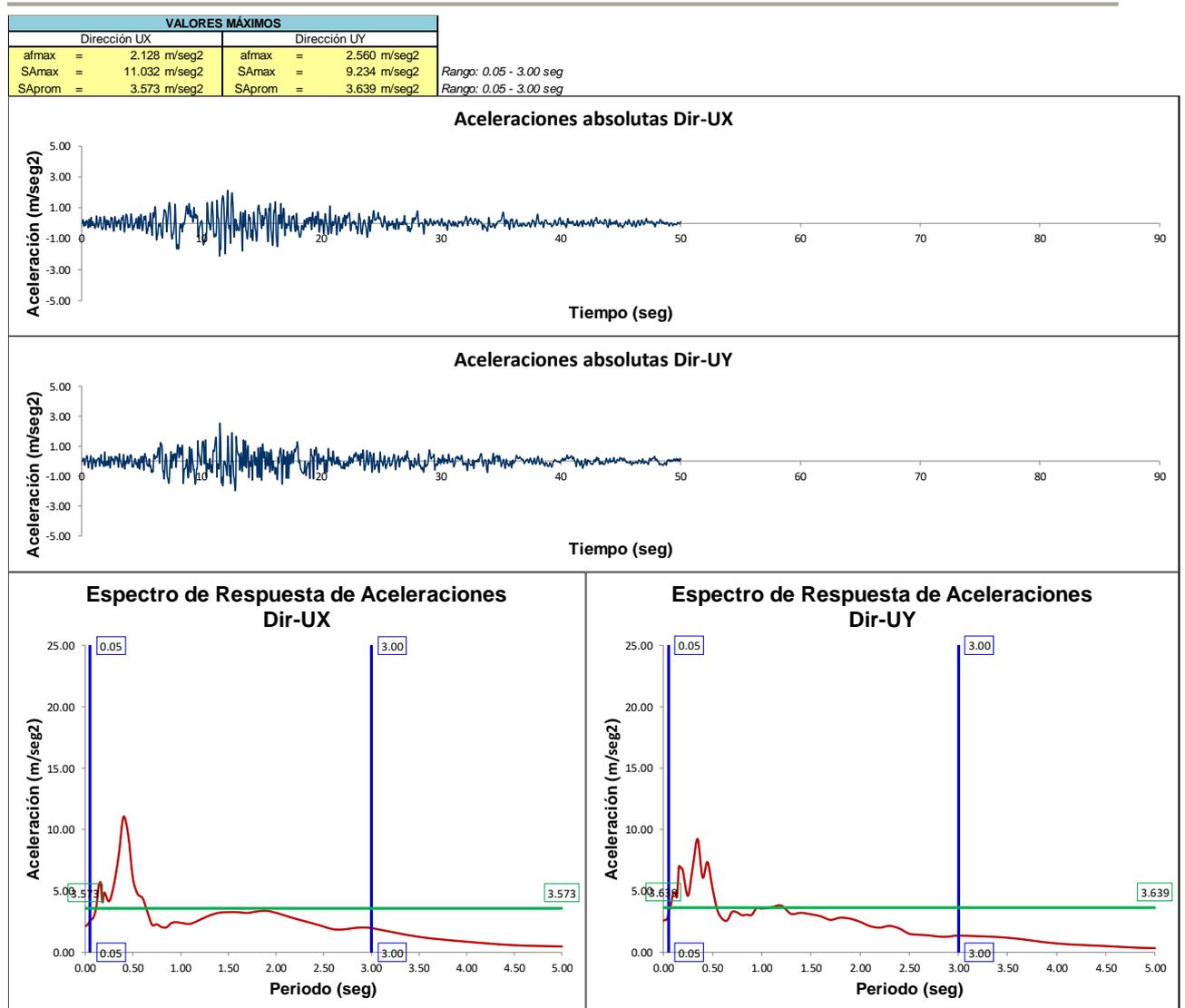


Figura IV-20. Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el nivel de base para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento LRB

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Para el punto de control 56 en el 1er-piso, se encontraron los siguientes resultados:

Tabla IV-39

Aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg del punto de control 56 en el 1er-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior correspondiente al diseño con aislamiento LRB

ACELERACIÓN ESPECTRAL MEDIA DE PISO $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg (Upper bound - DE)		
NIVEL: 1-PISO	PTO-56	
CASO DE SÍSMO	EJE X-X <i>Sa(m/seg²)</i>	EJE Y-Y <i>Sa(m/seg²)</i>
TH1 PQR_1966	4.100	3.505
TH2 PQR_1970	3.942	3.879
TH3 PQR_1974	3.857	3.459
TH4 MOQ001_2001	3.502	4.757
TH5 ICA002_2007	4.092	3.735
TH6 constitucion_2010	3.640	4.212
TH7 AMNT_2016	3.694	3.861
PROMEDIO TH	3.832	3.916

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se presenta a manera de ejemplo, el gráfico que representa el procedimiento para la determinación de la aceleración espectral promedio del punto de control 56 en el 1er. piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.

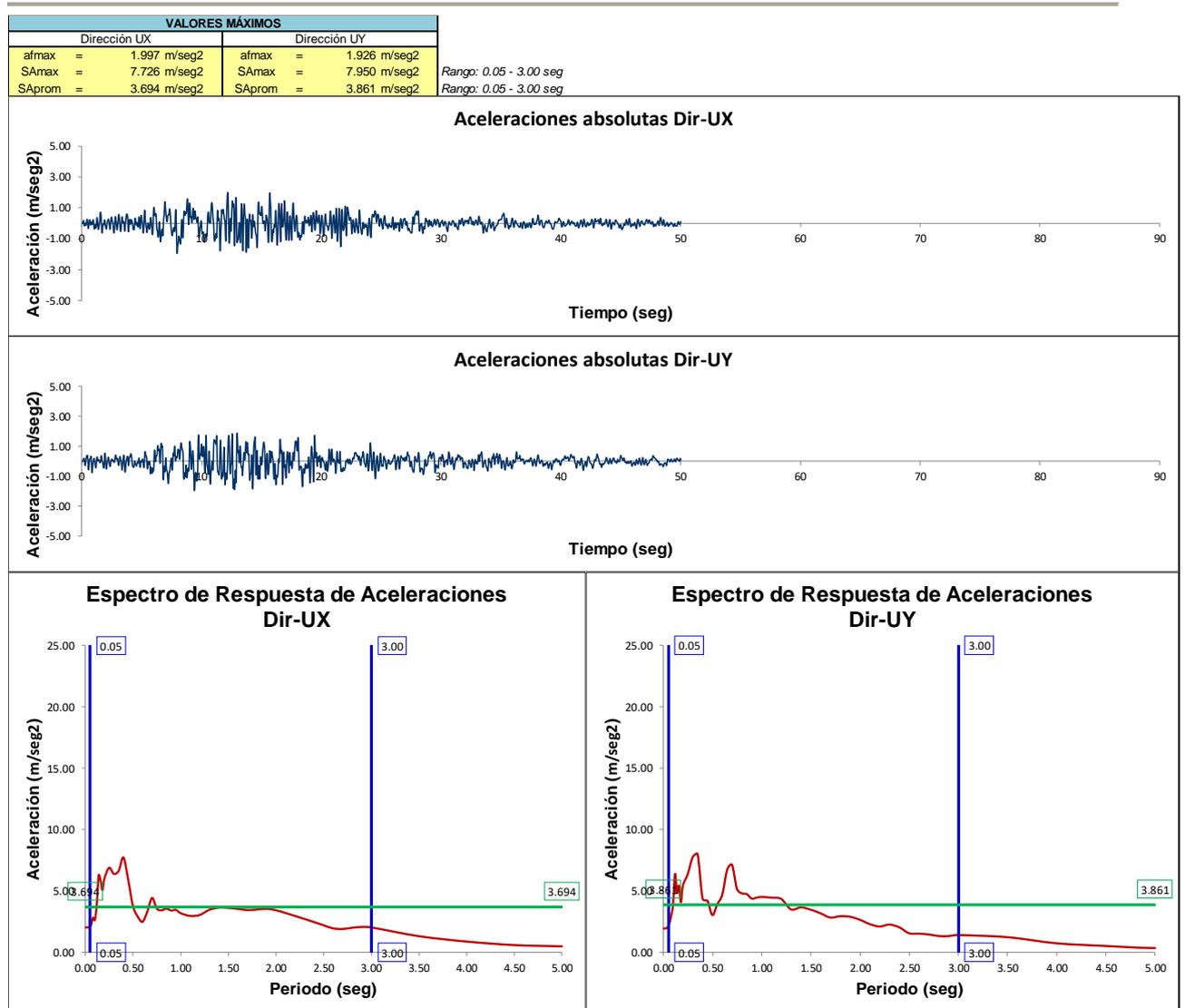


Figura IV-21. Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el 1er-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento LRB

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABAS, 2019



Para el punto de control 56 en el 2do-piso, se encontraron los siguientes resultados:

Tabla IV-40

Aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg del punto de control 56 en el 2do-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior correspondiente al diseño con aislamiento LRB

ACELERACIÓN ESPECTRAL MEDIA DE PISO		
$\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg (Upper bound - DE)		
NIVEL: 2-PISO		PTO-56
CASO DE SÍSMO	EJE X-X	EJE Y-Y
	Sa(m/seg ²)	Sa(m/seg ²)
TH1 PQR_1966	4.787	4.281
TH2 PQR_1970	4.850	4.669
TH3 PQR_1974	4.532	4.449
TH4 MOQ001_2001	4.337	5.905
TH5 ICA002_2007	4.663	4.554
TH6 constitucion_2010	4.212	4.949
TH7 AMNT_2016	4.190	4.906
PROMEDIO TH	4.510	4.816

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se presenta a manera de ejemplo, el gráfico que representa el procedimiento para la determinación de la aceleración espectral promedio del punto de control 56 en el 2do. piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.

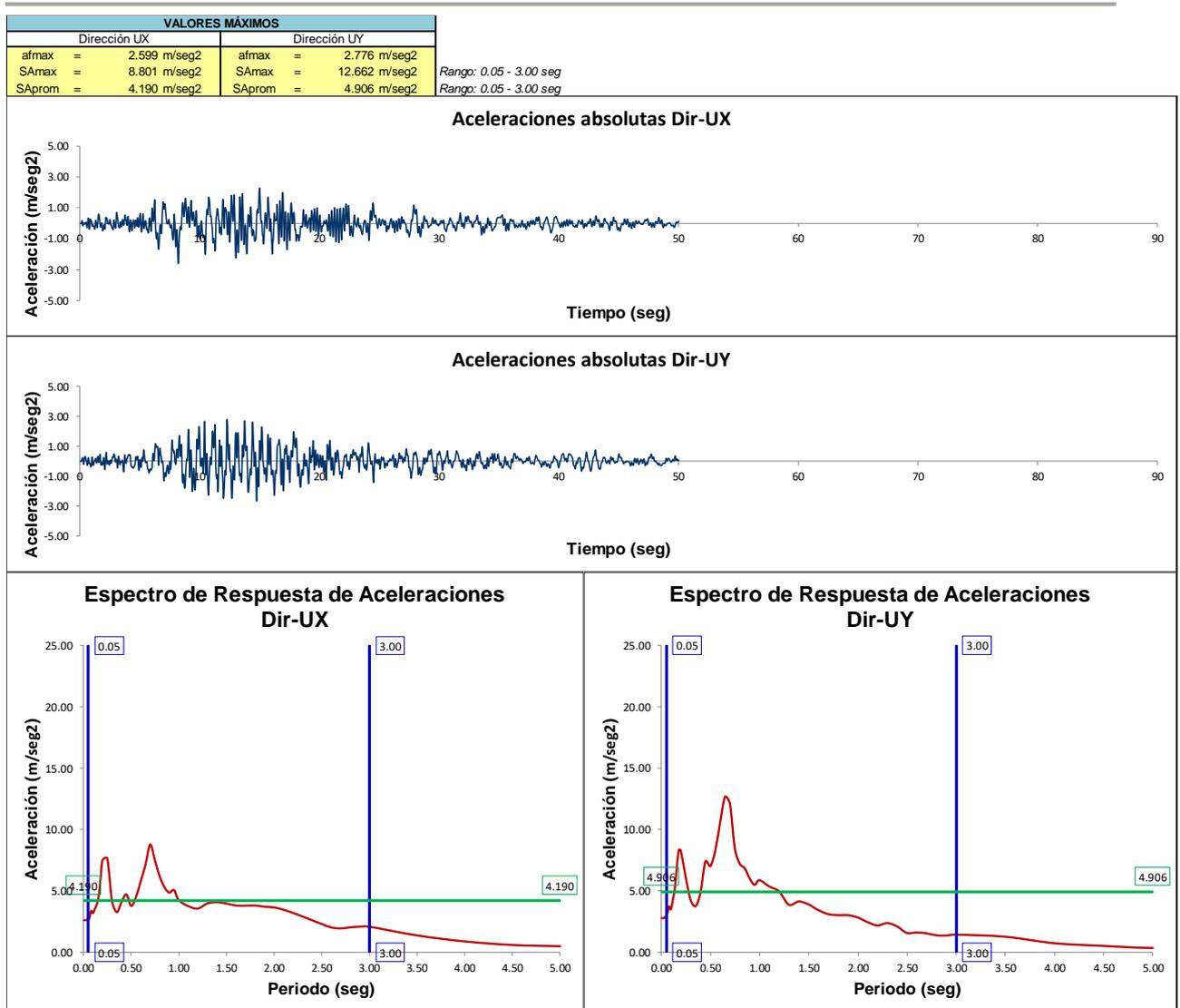


Figura IV-22. Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el 2do-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento LRB

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Para el punto de control 56 en el 3er-piso, se encontraron los siguientes resultados:

Tabla IV-41

Aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg del punto de control 56 en el 3er-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior correspondiente al diseño con aislamiento LRB

ACELERACIÓN ESPECTRAL MEDIA DE PISO		
$\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg (Upper bound - DE)		
NIVEL: 3-PISO	PTO-56	
CASO DE SÍSMO	EJE X-X	EJE Y-Y
	Sa(m/seg ²)	Sa(m/seg ²)
TH1 PQR_1966	6.179	5.764
TH2 PQR_1970	6.461	6.087
TH3 PQR_1974	5.664	5.468
TH4 MOQ001_2001	5.864	7.515
TH5 ICA002_2007	6.315	5.853
TH6 constitucion_2010	5.556	6.425
TH7 AMNT_2016	5.441	6.299
PROMEDIO TH	5.926	6.202

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se presenta a manera de ejemplo, el gráfico que representa el procedimiento para la determinación de la aceleración espectral promedio del punto de control 56 en el 3er. piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.

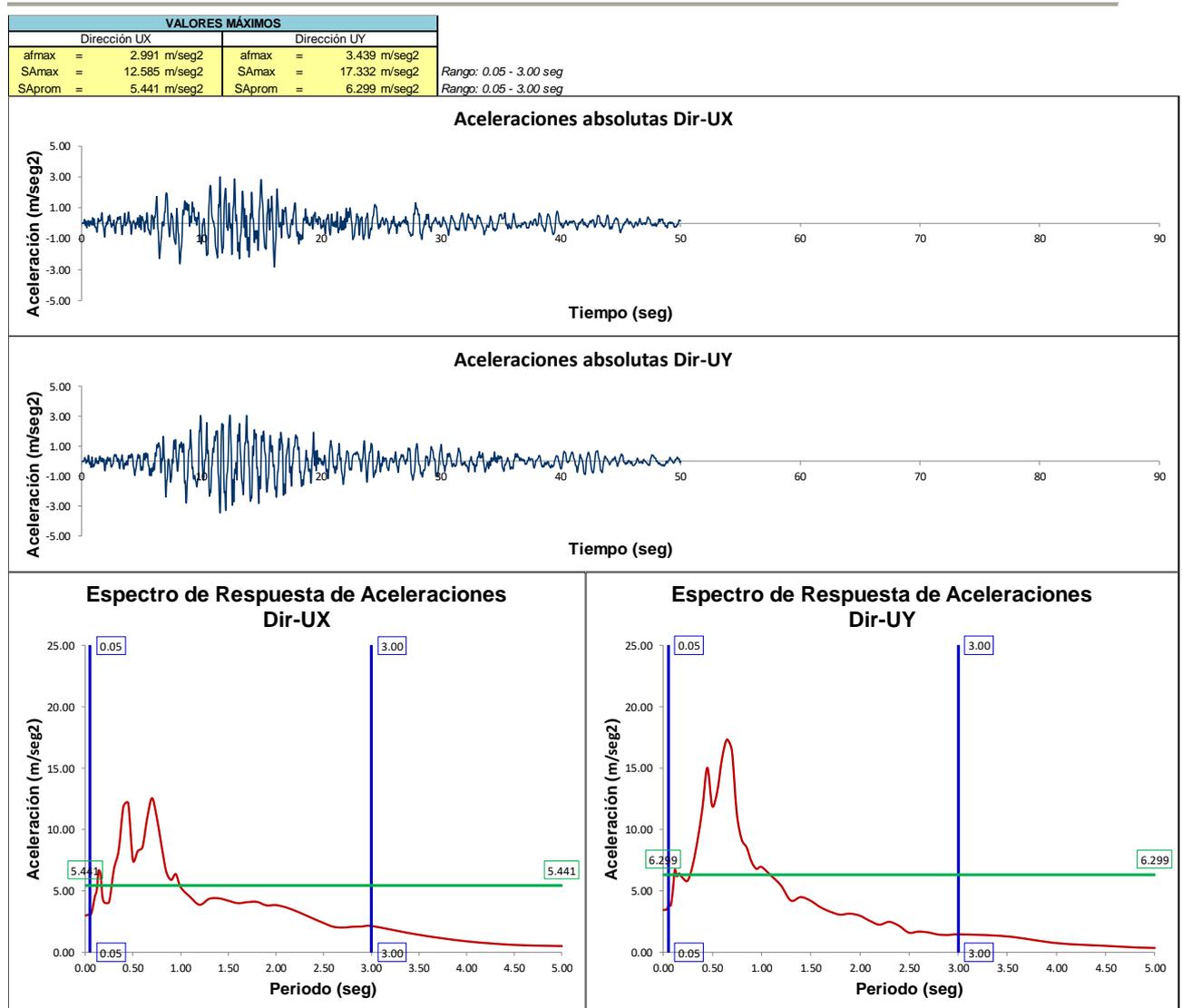


Figura IV-23. Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el 3er-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento LRB

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Se presenta el resumen de las aceleraciones espectrales promedio de piso encontradas para los puntos de control 11 y 56.

Tabla IV-42

Aceleraciones espectrales promedio de piso $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ de los puntos de control 11 y 56 para el sismo DE y las propiedades de límite superior correspondientes al diseño con aislamiento LRB

ACELERACIÓN ESPECTRAL MEDIA DE PISO $T=0.05-3.00\text{seg}$ (Upper bound - DE)							
PISO	<i>EJE X-X</i>			PISO	<i>EJE Y-Y</i>		
	Pto-11 (BL-A1)	Pto-56 (BL-A2)	Acel. Prom.		Pto-11 (BL-A1)	Pto-56 (BL-A2)	Acel. Prom.
	<i>Sa(m/seg²)</i>	<i>Sa(m/seg²)</i>	<i>Sa(m/seg²)</i>		<i>Sa(m/seg²)</i>	<i>Sa(m/seg²)</i>	<i>Sa(m/seg²)</i>
PISO-3	5.553	5.926	5.739	PISO-3	5.678	6.202	5.940
PISO-2	4.699	4.510	4.604	PISO-2	4.693	4.816	4.755
PISO-1	4.206	3.832	4.019	PISO-1	3.952	3.916	3.934
BASE	3.686	3.686	3.686	BASE	3.752	3.812	3.782
PROMEDIO	4.536	4.488	4.512	PROMEDIO	4.519	4.686	4.603

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



d. EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO LRB

Se evaluó la capacidad de deformación del sistema de aislamiento verificándose que los desplazamientos máximos bajo las condiciones del sismo máximo considerado MCE y las propiedades de límite inferior, no superen la capacidad de deformación contra el colapso de los aisladores. Los aisladores con sus propiedades modificadas hacia el límite inferior, representan un sistema flexible, es decir con mayor capacidad de desplazamiento ante una carga arbitraria, y por su parte el sismo MCE es el sismo que generará los mayores desplazamientos en el sistema de aislamiento.

Los desplazamientos máximos alcanzados por los aisladores LRB y los deslizadores Slider-PTFE para la combinación de cargas sísmicas PROM-TH tanto máxima como mínima, se presentan a continuación. Cabe indicarse que los desplazamientos considerados son la resultante vectorial SRSS de los componentes en las dos direcciones de análisis.

Tabla IV-43

Desplazamientos máximos de aisladores LRB y deslizadores PTFE para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (m)				
Aislador	PROM-TH Max		PROM-TH Min	
LRB-B	0.25956	(K24)	0.29074	(K36)
LRB-C	0.27853	(K1)	0.30574	(K3)
Slider-C	0.28638	(K10)	0.31320	(K10)

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



Tabla IV-44

Desplazamientos de aisladores LRB y deslizadores PTFE para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior. Combinación de cargas sísmicas PROM-TH

DEFORMACIÓN DE AISLADORES LRB								
(Sismo MCE y propiedades de límite superior)								
Nivel	Elem.	Aislador	PROM-TH Max			PROM-TH Min		
			U2 (m)	U3 (m)	U-SRSS (m)	U2 (m)	U3 (m)	U-SRSS (m)
Interfaz-Aisl	K1	LRB-C(Lower)	0.17916	0.21325	0.27853	-0.21573	-0.21593	0.30523
Interfaz-Aisl	K2	LRB-C(Lower)	0.18024	0.20197	0.27070	-0.21474	-0.20521	0.29702
Interfaz-Aisl	K3	LRB-C(Lower)	0.19086	0.20077	0.27701	-0.22585	-0.20609	0.30574
Interfaz-Aisl	K4	LRB-C(Lower)	0.17152	0.20227	0.26520	-0.20722	-0.20595	0.29215
Interfaz-Aisl	K5	LRB-C(Lower)	0.16628	0.20194	0.26159	-0.19866	-0.20554	0.28585
Interfaz-Aisl	K6	LRB-B(Lower)	0.16264	0.20201	0.25934	-0.19030	-0.20561	0.28016
Interfaz-Aisl	K7	LRB-B(Lower)	0.15948	0.20209	0.25743	-0.18284	-0.20557	0.27511
Interfaz-Aisl	K8	LRB-B(Lower)	0.15761	0.20176	0.25602	-0.17551	-0.20576	0.27044
Interfaz-Aisl	K9	Slider-A(Lower)	0.15778	0.20219	0.25646	-0.16971	-0.20521	0.26630
Interfaz-Aisl	K10	Slider-A(Lower)	0.19113	0.21327	0.28638	-0.22573	-0.21711	0.31320
Interfaz-Aisl	K11	Slider-A(Lower)	0.19120	0.20794	0.28248	-0.22554	-0.21417	0.31102
Interfaz-Aisl	K12	LRB-C(Lower)	0.18002	0.19176	0.26302	-0.21473	-0.19618	0.29085
Interfaz-Aisl	K13	LRB-C(Lower)	0.17353	0.19200	0.25880	-0.20672	-0.19671	0.28536
Interfaz-Aisl	K14	LRB-C(Lower)	0.16841	0.19197	0.25537	-0.19796	-0.19642	0.27887
Interfaz-Aisl	K15	LRB-C(Lower)	0.16477	0.19190	0.25293	-0.18949	-0.19660	0.27305
Interfaz-Aisl	K16	LRB-C(Lower)	0.16150	0.19207	0.25095	-0.18177	-0.19634	0.26756
Interfaz-Aisl	K17	LRB-C(Lower)	0.15933	0.19169	0.24926	-0.17465	-0.19689	0.26318
Interfaz-Aisl	K18	LRB-B(Lower)	0.15873	0.19212	0.24920	-0.16890	-0.19549	0.25834
Interfaz-Aisl	K19	LRB-C(Lower)	0.19286	0.19090	0.27136	-0.22728	-0.19577	0.29997
Interfaz-Aisl	K20	LRB-C(Lower)	0.18001	0.18439	0.25769	-0.21483	-0.18954	0.28649
Interfaz-Aisl	K21	LRB-C(Lower)	0.16758	0.18462	0.24934	-0.19884	-0.18985	0.27492
Interfaz-Aisl	K22	LRB-C(Lower)	0.16104	0.18473	0.24507	-0.18234	-0.18974	0.26315
Interfaz-Aisl	K23	LRB-C(Lower)	0.15888	0.18441	0.24341	-0.17509	-0.19012	0.25846
Interfaz-Aisl	K24	LRB-B(Lower)	0.19056	0.17624	0.25956	-0.22533	-0.18370	0.29073
Interfaz-Aisl	K25	LRB-C(Lower)	0.19258	0.18358	0.26606	-0.22705	-0.18900	0.29542
Interfaz-Aisl	K26	LRB-B(Lower)	0.17279	0.18473	0.25295	-0.20729	-0.18989	0.28112
Interfaz-Aisl	K27	LRB-B(Lower)	0.16389	0.18459	0.24684	-0.19054	-0.18994	0.26904
Interfaz-Aisl	K28	LRB-B(Lower)	0.15825	0.18468	0.24321	-0.16936	-0.18891	0.25371
Interfaz-Aisl	K29	LRB-B(Lower)	0.17321	0.17752	0.24802	-0.20690	-0.18327	0.27640
Interfaz-Aisl	K30	LRB-B(Lower)	0.16802	0.17785	0.24467	-0.19751	-0.18373	0.26975
Interfaz-Aisl	K31	LRB-B(Lower)	0.16417	0.17786	0.24204	-0.18910	-0.18382	0.26372
Interfaz-Aisl	K32	LRB-C(Lower)	0.16110	0.17743	0.23965	-0.18230	-0.18313	0.25840
Interfaz-Aisl	K33	LRB-C(Lower)	0.15889	0.17704	0.23788	-0.17504	-0.18353	0.25362
Interfaz-Aisl	K34	LRB-C(Lower)	0.17989	0.17773	0.25288	-0.21461	-0.18316	0.28215
Interfaz-Aisl	K35	Slider-A(Lower)	0.15860	0.17768	0.23817	-0.16930	-0.18252	0.24895
Interfaz-Aisl	K36	LRB-B(Lower)	0.19355	0.17207	0.25897	-0.22857	-0.17968	0.29074
Interfaz-Aisl	K37	LRB-B(Lower)	0.19382	0.16688	0.25576	-0.22836	-0.17470	0.28752
Interfaz-Aisl	K38	LRB-B(Lower)	0.19073	0.16311	0.25097	-0.22519	-0.17188	0.28329
Interfaz-Aisl	K39	LRB-C(Lower)	0.17995	0.16509	0.24421	-0.21470	-0.17091	0.27442
Interfaz-Aisl	K40	Slider-A(Lower)	0.17526	0.16450	0.24036	-0.21039	-0.17218	0.27186
Interfaz-Aisl	K41	LRB-C(Lower)	0.18030	0.15851	0.24007	-0.21481	-0.16642	0.27173
Interfaz-Aisl	K42	LRB-C(Lower)	0.17999	0.15325	0.23640	-0.21493	-0.16218	0.26925
Interfaz-Aisl	K43	LRB-C(Lower)	0.17990	0.14698	0.23230	-0.21534	-0.15874	0.26753
Interfaz-Aisl	K44	LRB-B(Lower)	0.17267	0.16420	0.23827	-0.20729	-0.17146	0.26901
Interfaz-Aisl	K45	LRB-B(Lower)	0.16715	0.16422	0.23432	-0.19855	-0.17130	0.26223
Interfaz-Aisl	K46	Slider-A(Lower)	0.16374	0.16411	0.23182	-0.19028	-0.17135	0.25606



continuación

Interfaz-Aisl	K47	Slider-A(Lower)	0.16245	0.16415	0.23094	-0.18517	-0.17186	0.25264
Interfaz-Aisl	K48	LRB-B(Lower)	0.16128	0.16449	0.23036	-0.18191	-0.17171	0.25016
Interfaz-Aisl	K49	LRB-C(Lower)	0.15922	0.16374	0.22839	-0.17503	-0.17123	0.24486
Interfaz-Aisl	K50	Slider-A(Lower)	0.15853	0.16430	0.22831	-0.16941	-0.17074	0.24052
Interfaz-Aisl	K51	LRB-B(Lower)	0.17342	0.15875	0.23511	-0.20684	-0.16686	0.26575
Interfaz-Aisl	K52	LRB-B(Lower)	0.16450	0.15852	0.22845	-0.18987	-0.16696	0.25283
Interfaz-Aisl	K53	LRB-C(Lower)	0.16835	0.15854	0.23125	-0.19815	-0.16691	0.25908
Interfaz-Aisl	K54	LRB-B(Lower)	0.16124	0.15862	0.22618	-0.18226	-0.16740	0.24747
Interfaz-Aisl	K55	Slider-A(Lower)	0.16261	0.15886	0.22733	-0.18521	-0.16722	0.24953
Interfaz-Aisl	K56	LRB-B(Lower)	0.15847	0.15915	0.22459	-0.16913	-0.16561	0.23671
Interfaz-Aisl	K57	LRB-C(Lower)	0.15936	0.15852	0.22478	-0.17471	-0.16689	0.24162
Interfaz-Aisl	K58	LRB-C(Lower)	0.17277	0.15356	0.23115	-0.20755	-0.16254	0.26362
Interfaz-Aisl	K60	LRB-C(Lower)	0.16754	0.15324	0.22706	-0.19891	-0.16263	0.25693
Interfaz-Aisl	K61	LRB-B(Lower)	0.16393	0.15332	0.22446	-0.19033	-0.16275	0.25043
Interfaz-Aisl	K62	LRB-B(Lower)	0.16119	0.15334	0.22248	-0.18220	-0.16306	0.24451
Interfaz-Aisl	K63	Slider-A(Lower)	0.16212	0.15360	0.22333	-0.18559	-0.16288	0.24693
Interfaz-Aisl	K64	LRB-C(Lower)	0.15870	0.15344	0.22075	-0.17543	-0.16252	0.23914
Interfaz-Aisl	K65	LRB-B(Lower)	0.15829	0.15370	0.22063	-0.16928	-0.16177	0.23415
Interfaz-Aisl	K66	LRB-B(Lower)	0.17351	0.14778	0.22792	-0.20558	-0.15959	0.26025
Interfaz-Aisl	K67	LRB-B(Lower)	0.16849	0.14740	0.22386	-0.19695	-0.15933	0.25333
Interfaz-Aisl	K68	Slider-A(Lower)	0.16482	0.14765	0.22128	-0.18905	-0.15945	0.24731
Interfaz-Aisl	K69	Slider-A(Lower)	0.16285	0.14761	0.21979	-0.18446	-0.15973	0.24401
Interfaz-Aisl	K70	Slider-A(Lower)	0.16159	0.14769	0.21892	-0.18144	-0.15979	0.24177
Interfaz-Aisl	K71	Slider-A(Lower)	0.15900	0.14799	0.21721	-0.16841	-0.15903	0.23163
Interfaz-Aisl	K72	LRB-B(Lower)	0.15983	0.14755	0.21752	-0.17353	-0.15938	0.23561
Interfaz-Aisl	K73	LRB-B(Lower)	0.19118	0.14590	0.24049	-0.22561	-0.15966	0.27639
Interfaz-Aisl	K74	LRB-B(Lower)	0.18085	0.14374	0.23101	-0.21398	-0.15670	0.26522
Interfaz-Aisl	K75	Slider-A(Lower)	0.19124	0.14384	0.23929	-0.22543	-0.16006	0.27647
Interfaz-Aisl	K76	Slider-A(Lower)	0.19122	0.14353	0.23909	-0.22559	-0.15801	0.27542
Interfaz-Aisl	K77	LRB-B(Lower)	0.19276	0.15773	0.24907	-0.22758	-0.16614	0.28177
Interfaz-Aisl	K78	LRB-B(Lower)	0.19312	0.15252	0.24609	-0.22744	-0.16190	0.27918
Interfaz-Aisl	K79	Slider-A(Lower)	0.18087	0.17144	0.24921	-0.21581	-0.17682	0.27899
Interfaz-Aisl	K80	Slider-A(Lower)	0.17346	0.17305	0.24502	-0.20752	-0.17829	0.27359
Interfaz-Aisl	K81	Slider-A(Lower)	0.17369	0.16863	0.24208	-0.20751	-0.17469	0.27125
Interfaz-Aisl	K82	Slider-A(Lower)	0.17574	0.16879	0.24367	-0.21033	-0.17512	0.27368
Interfaz-Aisl	K83	Slider-A(Lower)	0.15850	0.17002	0.23245	-0.16908	-0.17573	0.24387
Interfaz-Aisl	K84	Slider-A(Lower)	0.15878	0.16867	0.23165	-0.16939	-0.17476	0.24338
Interfaz-Aisl	K85	Slider-A(Lower)	0.15886	0.17111	0.23348	-0.17206	-0.17718	0.24698
Interfaz-Aisl	K86	Slider-A(Lower)	0.15877	0.17188	0.23399	-0.17107	-0.17805	0.24691
Interfaz-Aisl	K87	Slider-A(Lower)	0.15816	0.16838	0.23101	-0.17248	-0.17503	0.24573
Interfaz-Aisl	K88	Slider-A(Lower)	0.15902	0.16839	0.23161	-0.17529	-0.17477	0.24753
Interfaz-Aisl	K89	Slider-A(Lower)	0.15962	0.16849	0.23209	-0.17752	-0.17504	0.24930
Interfaz-Aisl	K90	Slider-A(Lower)	0.15984	0.17106	0.23412	-0.17727	-0.17753	0.25088
Interfaz-Aisl	K91	Slider-A(Lower)	0.16159	0.16853	0.23348	-0.18239	-0.17461	0.25250
Interfaz-Aisl	K92	LRB-B(Lower)	0.16141	0.17072	0.23494	-0.18174	-0.17649	0.25334

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019

Se presenta el desplazamiento de los aisladores en la respuesta lineal para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior:

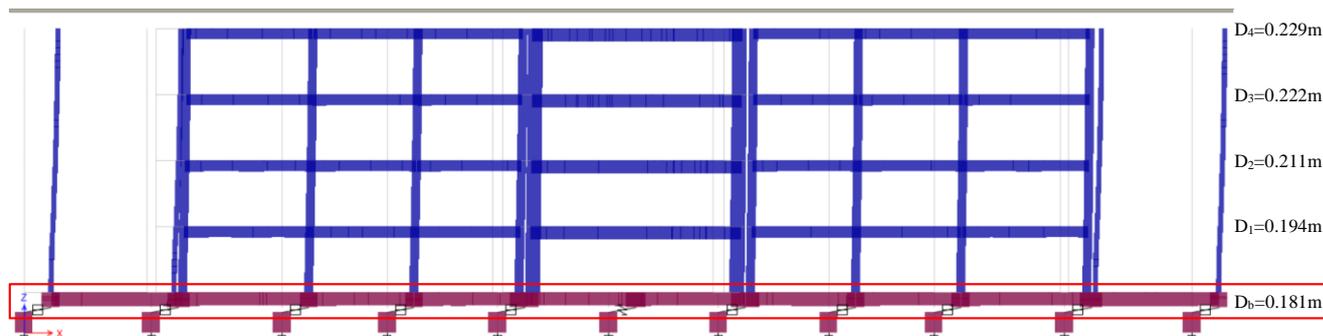


Figura IV-24a. Deformada del eje A6-A6 del bloque aislado del Hospital Pacasmayo con aislamiento LRB, para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior, correspondiente a la combinación promedio de carga sísmica PROM-TH máxima

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

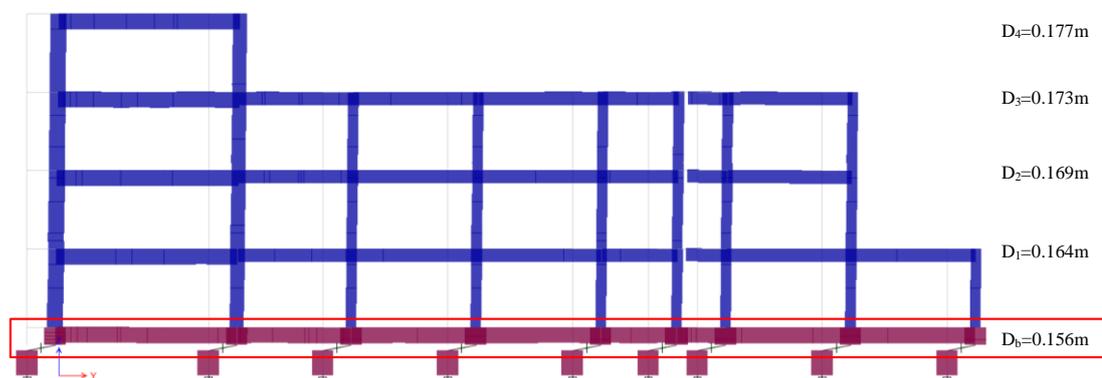


Figura IV-24b. Deformada del eje 15-15 del bloque aislado del Hospital Pacasmayo con aislamiento LRB, para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior, correspondiente a la combinación promedio de carga sísmica PROM-TH máxima

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

En las Figuras IV-24a y IV-24a, se puede observar que el sistema de aislamiento cuenta con mayor flexibilidad y alcanza mayores desplazamientos. Lo que hace que menor fuerza sísmica ingrese a la estructura y que los desplazamientos relativos en los pisos sean pequeños. Es por ello es que el análisis con el sismo MCE y las propiedades de límite inferior representa un caso crítico para el sistema de aislamiento y es utilizado para la verificación de su capacidad de deformación, más no representa los mismo para la respuesta de la superestructura.

Así mismo se presenta el comportamiento de los aisladores y deslizadores con mayores desplazamientos en el tiempo para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016, cuyos valores son cercanos a los valores promedio de la combinación PROM-TH.

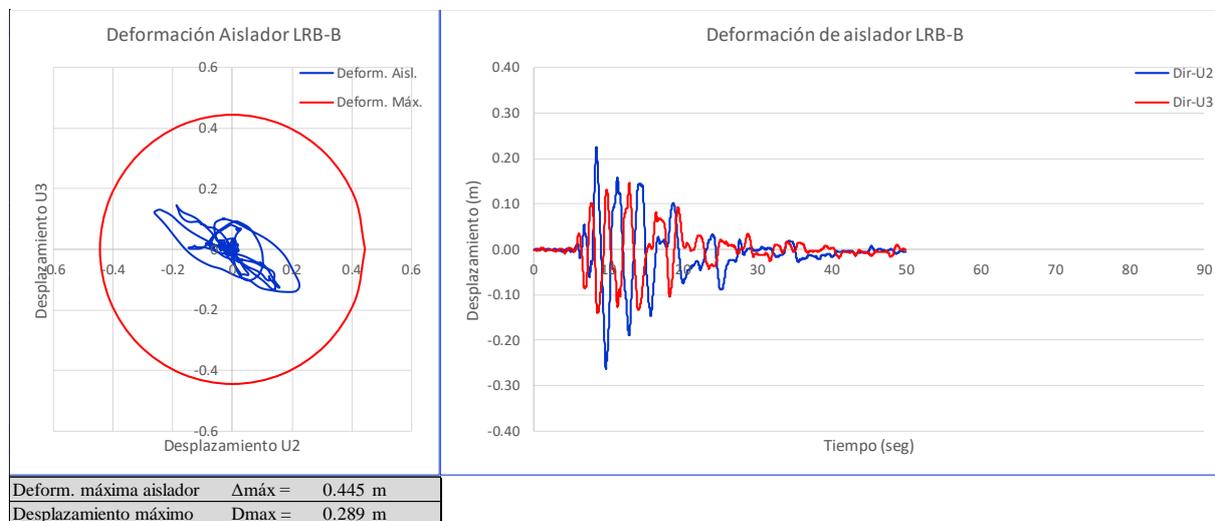


Figura IV-25. Desplazamientos del aislador LRB-B Link-K36 para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019

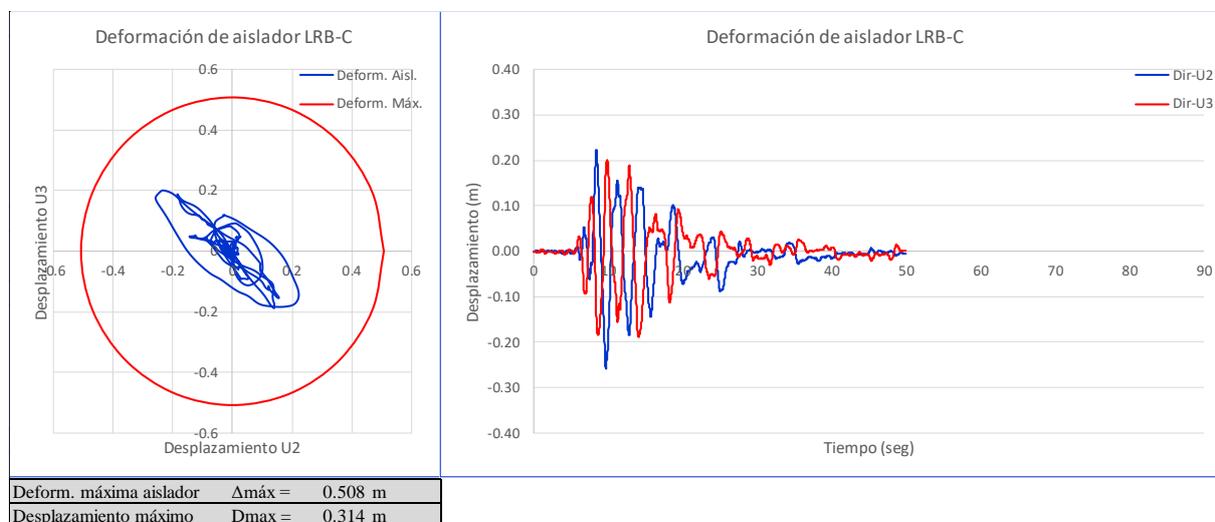


Figura IV-26. Desplazamientos del aislador LRB-C Link-K3 para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019

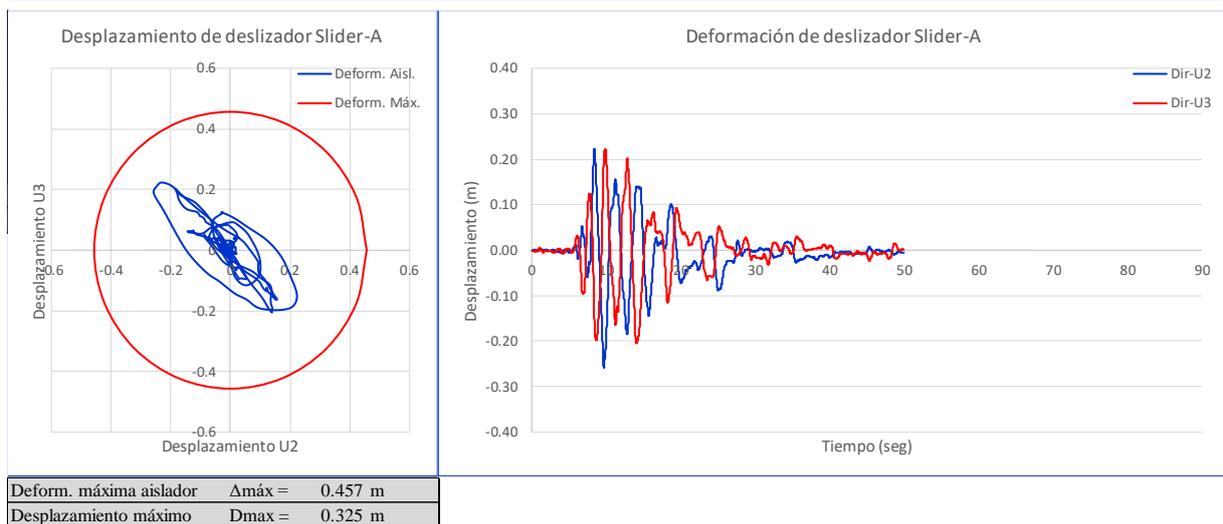


Figura IV-27. Desplazamientos del deslizador Slider-A Link-K10 para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019

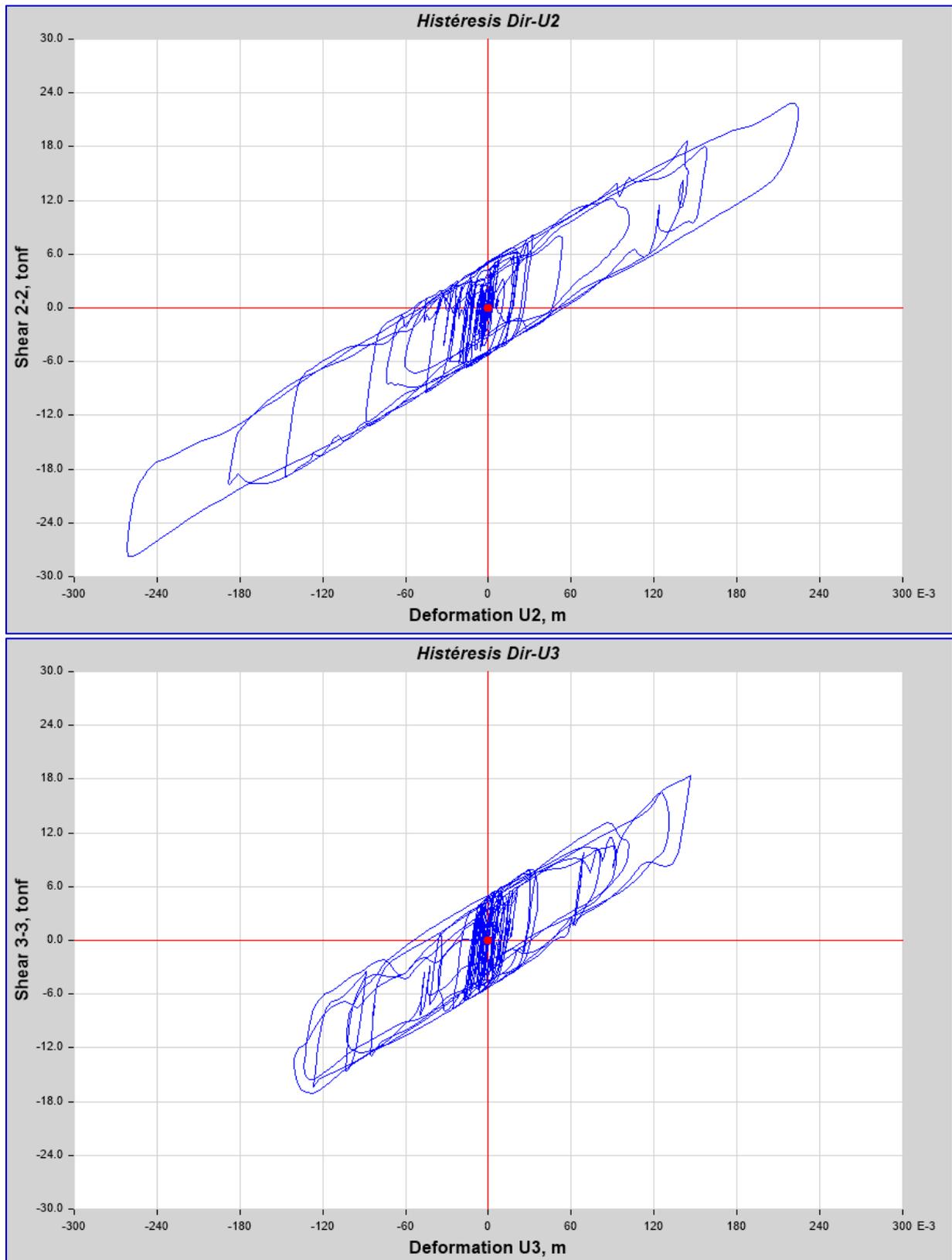


Figura IV-28. Diagramas de histéresis del aislador LRB-B Link-K36 para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

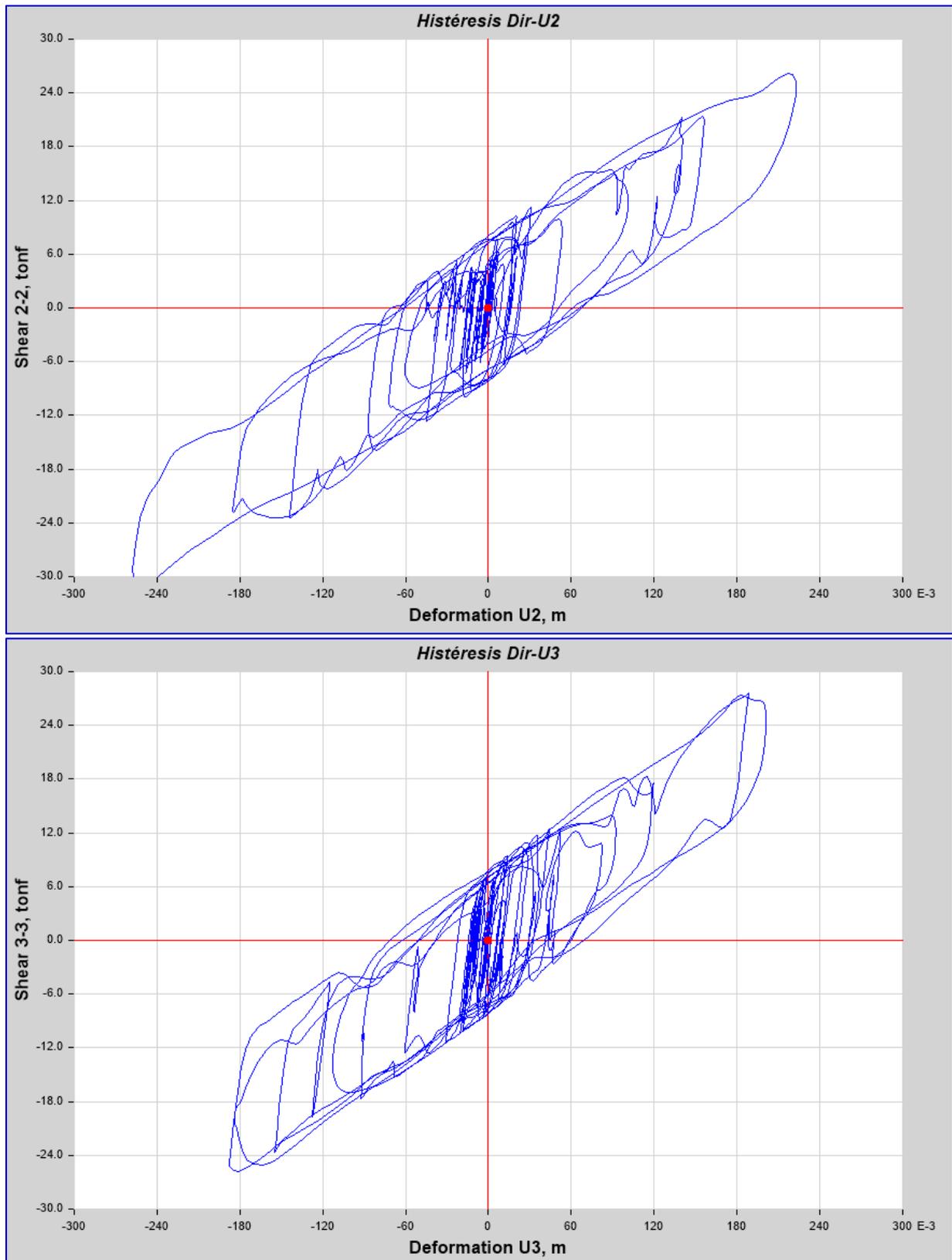


Figura IV-29. Diagramas de histéresis del aislador LRB-C Link-K3 para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

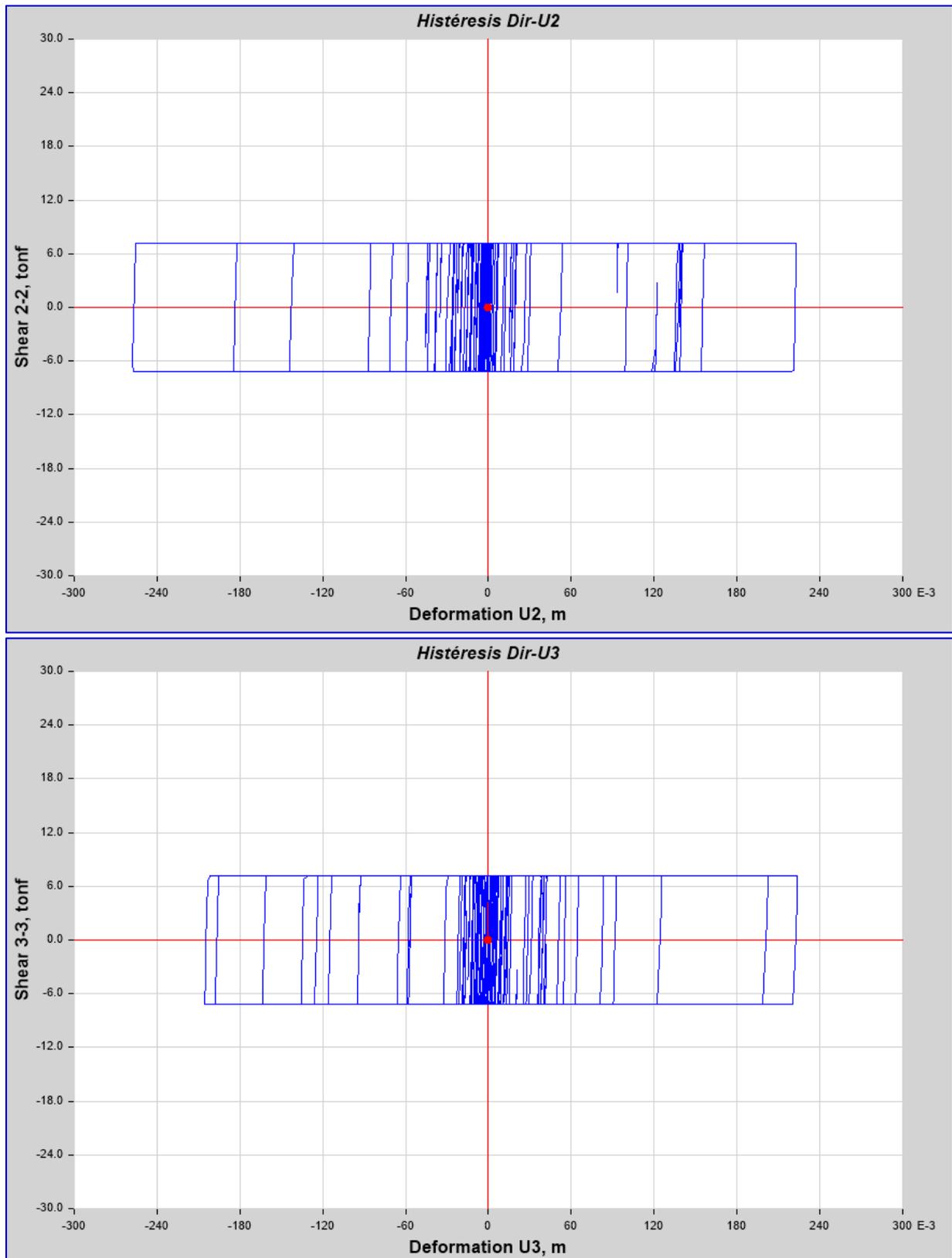


Figura IV-30. Diagramas de histéresis del deslizador Slider-A Link-K10 para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.



Se observa que, en los aisladores y deslizadores críticos, el desplazamiento máximo alcanzado no supera la deformación máxima por corte y por carga axial de las unidades, lo que permite establecer que el sistema de aislamiento mantendrá su funcionalidad en el máximo sismo considerado MCE e implícitamente en el sismo de diseño DE.

e. ESTIMACIÓN DE DAÑOS ARQUITECTÓNICO, ESTRUCTURAL Y DE CONTENIDO POR SISMO

Se realizó la estimación de daño por sismo a nivel de la superestructura, siguiendo los límites y curvas de fragilidad del método simplificado especificado en el Estándar de aislamiento sísmico para la funcionalidad continua SISFC. Se realizó la estimación de daño únicamente a nivel de superestructura en vista que se verificó que el sistema de aislamiento y el nivel de base mantienen su funcionalidad y no incurrirán en daño.

Se entiende que el mayor daño en la superestructura es ocasionado cuando el sistema de aislamiento alcanza el límite superior de sus propiedades e incrementa su rigidez y se suscita el sismo de diseño DE, haciendo que los aisladores se desplacen poco y que a la estructura ingresa mayor fuerza sísmica que la prevista.

Los valores encontrados para las derivas últimas, derivas residuales y aceleraciones espectrales promedio de piso, en la evaluación realizada, fueron llevados a las curvas de fragilidad de la Figura C.3-2 (Figura III-8) de SISFC para encontrar el aporte de daño correspondiente medido en porcentaje de pérdida económica del valor total de inversión; y ser calificados con la calificación REDiTM, de donde se obtiene el tiempo de reposición del servicio que presta la infraestructura.

El costo total de inversión del Hospital, considero el presupuesto de la obra y el presupuesto para la adquisición del equipamiento médico. La obra actualmente se encuentra en ejecución, mientras que el equipamiento médico aún no ha sido licitado; debido a ello se asumió que el correspondiente monto contratado de



ambos presupuestos es producto de la aplicación del factor relación del contrato de ejecución de la obra al valor referencial de cada uno.

Se presenta a continuación el resumen de los valores de los parámetros de resiliencia utilizados para la estimación del daño en la estructura, así como las curvas de facilidad con la determinación del aporte de daño correspondiente a cada parámetro.

Tabla IV-45

Resumen de los valores de los parámetros resilientes para la estimación del daño del diseño actual con aislamiento LRB del bloque aislado del Hospital de Pacasmayo

RESUMEN DE VALORES DE PARÁMETROS RESILIENTES PARA LA ESTIMACIÓN DEL DAÑO					
<i>EJE X-X</i>					
<i>BLOQUE</i>	<i>DERIVA ULT. PROMEDIO</i>	<i>DERIVA ULT. MÁXIMA</i>	<i>DERIVA RES. PROMEDIO</i>	<i>DERIVA RES. MÁXIMA</i>	<i>ACEL. ESPEC. PISO</i>
BLOQUE-A1	0.37%	0.43%	0.01%	0.04%	
BLOQUE-A2	0.36%	0.48%	0.01%	0.04%	
BLOQUE-A3	0.31%	0.37%	0.04%	0.07%	0.46g
BLOQUE-A4	0.30%	0.38%	0.01%	0.03%	
BLOQUE-A5	0.79%	1.00%	0.04%	0.16%	
BLOQUE-A6	0.75%	0.96%	0.04%	0.14%	
PROMEDIO	0.48%	0.61%	0.03%	0.08%	0.46g
<i>EJE Y-Y</i>					
<i>BLOQUE</i>	<i>DERIVA ULT. PROMEDIO</i>	<i>DERIVA ULT. MÁXIMA</i>	<i>DERIVA RES. PROMEDIO</i>	<i>DERIVA RES. MÁXIMA</i>	<i>ACEL. ESPEC. PISO</i>
BLOQUE-A1	0.29%	0.36%	0.01%	0.02%	
BLOQUE-A2	0.33%	0.38%	0.01%	0.03%	
BLOQUE-A3	0.31%	0.39%	0.01%	0.04%	0.47g
BLOQUE-A4	0.32%	0.41%	0.01%	0.04%	
BLOQUE-A5	0.52%	0.62%	0.02%	0.07%	
BLOQUE-A6	0.58%	0.70%	0.02%	0.08%	
PROMEDIO	0.39%	0.48%	0.01%	0.05%	0.47g
MÁXIMO	0.48%	0.61%	0.03%	0.08%	0.47g

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

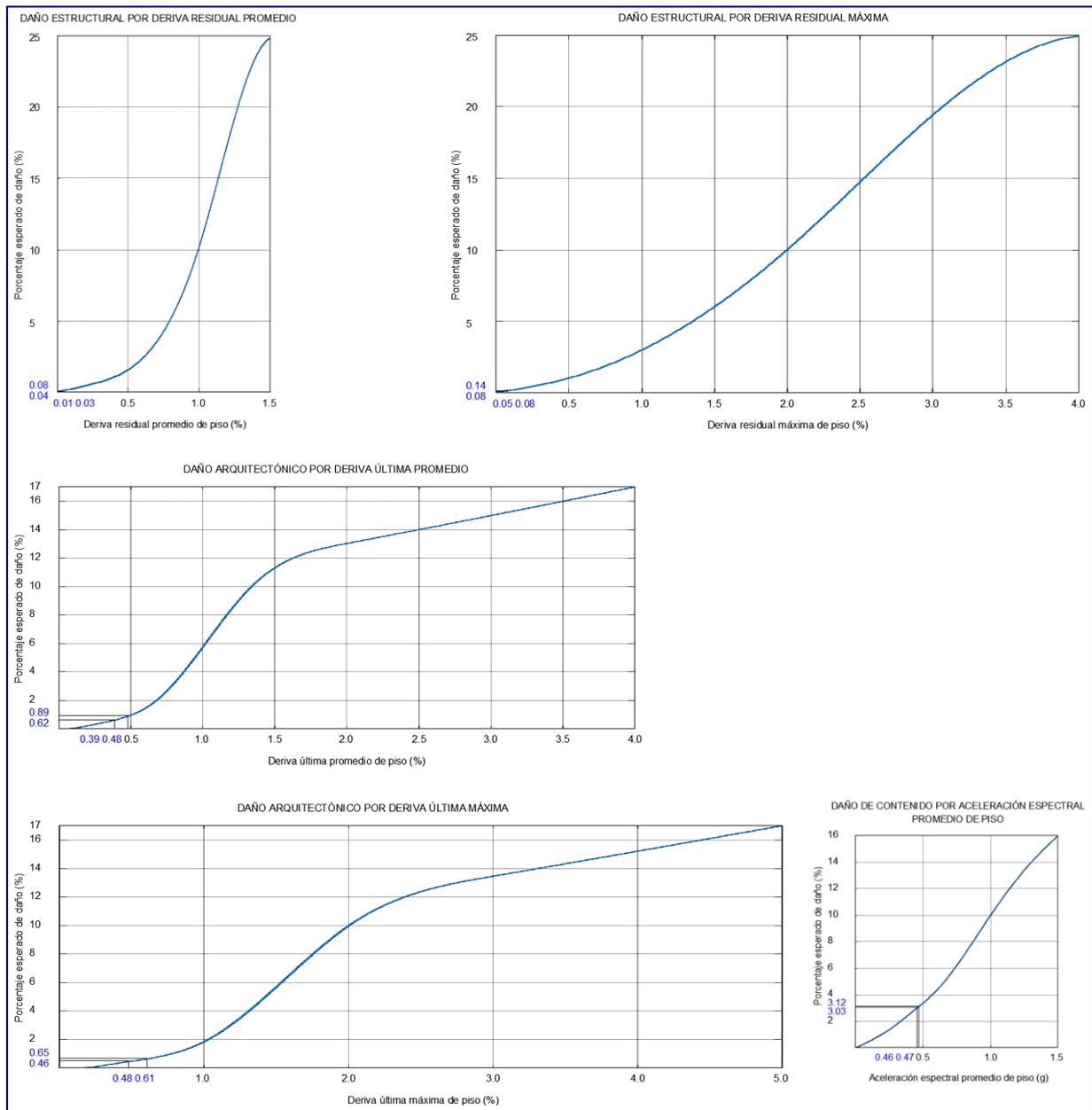


Figura IV-31. Estimación de aporte al daño por sismo del diseño actual con aislamiento LRB del bloque aislado del Hospital de Pacasmayo, utilizando las curvas de fragilidad del método simplificado especificado en SISFC

Fuente: AutoCAD 2016, Elaboración propia, 2019.

Con el aporte al daño de cada parámetro de resiliencia, se determinó la estimación global de daño del diseño actual con aisladores LRB del bloque aislado del Hospital de Pacasmayo:

Tabla IV-46

Porcentaje y balance de pérdidas en bloque con aislamiento LRB del Hospital de Pacasmayo para las propiedades de límite superior y el sismo de diseño DE

PORCENTAJE DE PÉRDIDAS EN SUPERESTRUCTURA LÍMITE SUPERIOR (Upper bound) Y SISMO DE DISEÑO DE (Asumiendo que los aisladores y la subestructura mantienen su funcionalidad)							
<u>EJE X-X</u>							
VALOR	DERIVA ULT. PROMEDIO	DERIVA ULT. MÁXIMA	DERIVA RES. PROMEDIO	DERIVA RES. MÁXIMA	ACEL. ESPEC. PISO	TOTAL	CLASIF. REDi/ FEMA P-58
PROMEDIO	0.89%	0.65%	0.08%	0.14%	3.03%	4.79%	GOLD
<u>EJE Y-Y</u>							
VALOR	DERIVA ULT. PROMEDIO	DERIVA ULT. MÁXIMA	DERIVA RES. PROMEDIO	DERIVA RES. MÁXIMA	ACEL. ESPEC. PISO	TOTAL	CLASIF. REDi/ FEMA P-58
PROMEDIO	0.62%	0.46%	0.04%	0.08%	3.12%	4.32%	GOLD
MÁXIMO	0.89%	0.65%	0.08%	0.14%	3.12%	4.88%	GOLD
BALANCE DE PÉRDIDAS - CLASIFICACIÓN REDi/FEMA P-58							
REDi™ Resilience Objectives				<u>COSTO DE CONSTRUCCIÓN Y EQUIPAMIENTO</u>			
Baseline Resilience Objectives for Design Level Earthquake				Valor referencial VR = 68,283,654.16 Soles			
Platinum				Factor relación FR = 0.96623			
Downtime: Immediate Re-Occupancy (Green Tag expected) and Functional Recovery < 72 hours				Monto Contratado MC = 65,977,725.78 Soles			
Direct Financial Loss: Scenario Expected Loss < 2.5%				<u>EVALUACIÓN DE PERDIDAS</u>			
Occupant Safety: Physical injury due to failure of building components unlikely				CLASIFICACIÓN REDi/FEMA P-58			
Gold				GOLD			
Downtime: Immediate Re-Occupancy (Green Tag expected) and Functional Recovery < 1 month ¹				Porcentaje de pérdida total L% = 4.88 %			
Direct Financial Loss: Scenario Expected Loss < 3%				Pérdida financiera directa LF = 3,219,713.02 Soles			
Occupant Safety: Physical injury due to failure of building components unlikely				Tiempo de reposición T _{RO} = 1.00 Meses			
Silver							
Downtime: Re-Occupancy < 6 months (Yellow Tag possible) and Functional Recovery < 6 months ¹							
Direct Financial Loss: Scenario Expected Loss < 10%							
Occupant Safety: Physical injury may occur from falling components (but not structural collapse), fatalities are unlikely							

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

El Tabla IV-46 expresa que el bloque aislado del Hospital de Pacasmayo que se encuentra en construcción con aislamiento tipo LRB, en el contexto del sismo de diseño DE y las propiedades de límite superior del sistema de aislamiento; tiene una clasificación **REDi™ Gold**, con una pérdida aproximada del **4.88%** del valor de la construcción es decir un monto de **S/. 3,219,713.02**, y sus servicios quedarían postergados cerca de **un (01) mes**.

4.1.2 DISEÑO SÍSMICO CON AISLAMIENTO DE TRIPLE PENDULO DE FRICCIÓN FPT (TRIPLE FRICTION PENDULUM)

a. FUERZA SÍSMICA QUE INGRESA A LA ESTRUCTURA CONTANDO CON LAS PROPIEDADES DE LÍMITE SUPERIOR

Se encontró la fuerza sísmica que ingresa a la estructura en la condición en los niveles de sismo DE y MCE, cuando las propiedades del sistema de aislamiento alcanzan su límite máximo (cuando se incrementa la rigidez del sistema de aislamiento). La fuerza sísmica que ingresa a la estructura asociada al desplazamiento que se alcanza en cada nivel, se muestra en las Figuras IV-81a y 81b, y es representada por los valores de la combinación promedio PROM-TH de los casos de análisis Tiempo-Historia FNA.

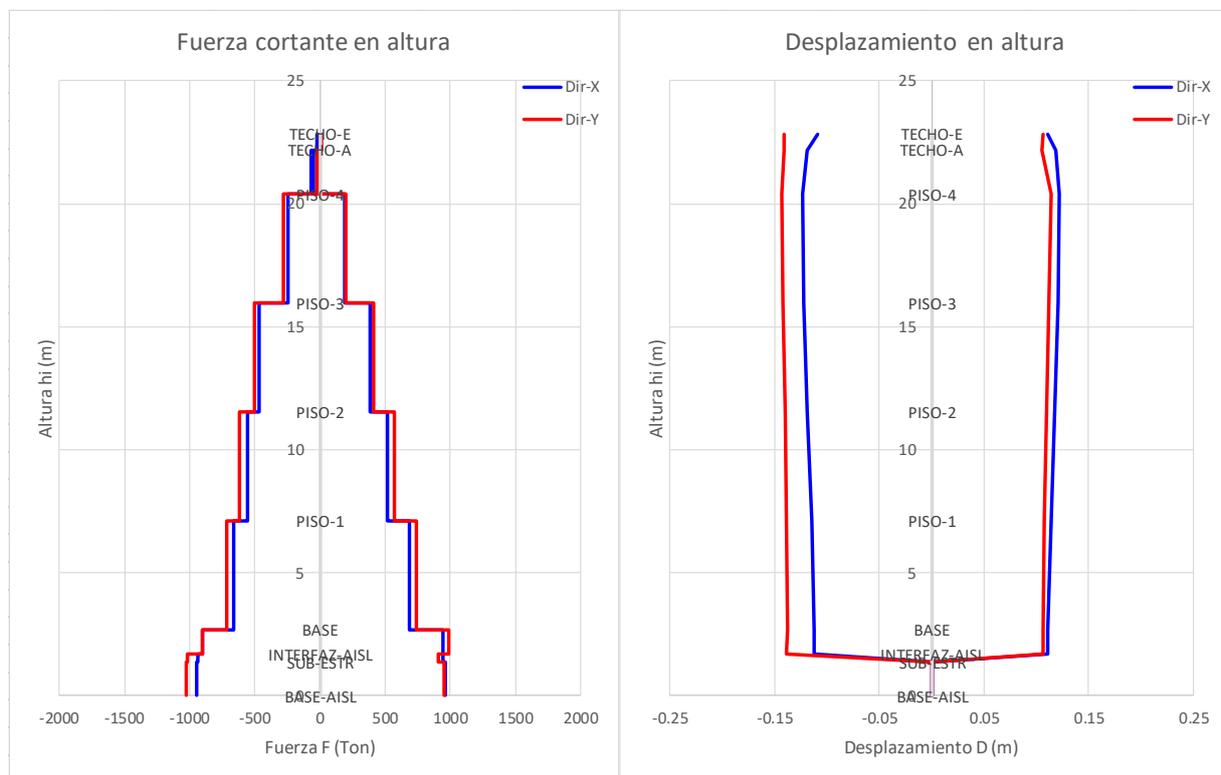


Figura IV-32a. Fuerza cortante asociada al desplazamiento en cada nivel de la estructura. Valores máximos y mínimos de la combinación PROM-TH para el diseño con aislamiento FPT en el sismo DE

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019

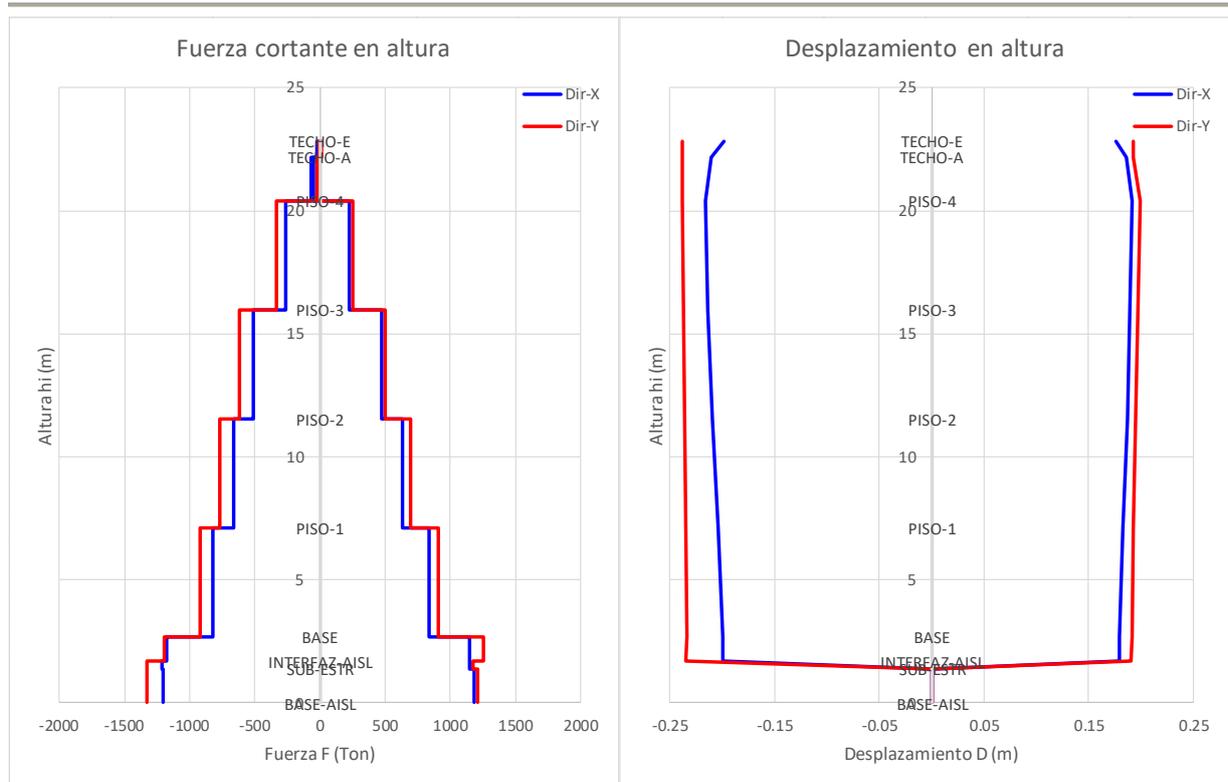


Figura IV-32b. Fuerza cortante asociada al desplazamiento en cada nivel de la estructura. Valores máximos y mínimos de la combinación PROM-TH para el diseño con aislamiento FPT en el sismo MCE

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019

Se observa en la Figura IV-32a, que, el desplazamiento en el sistema de aislamiento es relativamente pequeño del orden $D=12\text{cm}$ en promedio, lo que evidencia que se trata de un sistema con incremento de rigidez; y que por tanto la fuerza sísmica que ingresa a la estructura es mayor. Además, el desplazamiento relativo en los entrepisos es pequeño, existiendo una diferencia máxima $\Delta=1.2\text{cm}$ entre la base de la superestructura y el 4to. piso, describiendo que el comportamiento de la estructura es de un sólido rígido en base flexible. Así mismo se observa que la fuerza cortante máxima en la base de la superestructura $V_s=738.48\text{Ton}$ es cercana al valor encontrado previamente en el procedimiento de fuerza lateral equivalente ELF.

Por su parte en la Figura IV-32b, el desplazamiento en el sistema de aislamiento es del orden $D=20\text{cm}$ en promedio y la cortante máxima en la base de la superestructura es $V_s=922.34\text{Ton}$. El desplazamiento relativo en los entrepisos



es muy cercano a los valores de DE, existiendo una diferencia máxima $\Delta=1.6\text{cm}$ entre la base de la superestructura y el 4to. piso, indicando que la respuesta de la estructura en DE, a nivel de distorsiones de piso, es casi igual, hasta probablemente un poco menor a la respuesta en MCE.

Entonces, se evidencia que, la fuerza sísmica que ingresa a la estructura en DE es aproximadamente el 80% de la fuerza en MCE, y que la respuesta de la estructura en DE, a nivel de entrepiso, es casi igual a la respuesta en MCE. Es decir, la diferencia del comportamiento de la estructura en los sismos DE y MCE, cuando las propiedades del sistema de aislamiento alcanzan su límite máximo, es mínima, pudiendo asumirse que, en ambos niveles de sismo, la estructura tendrá el mismo comportamiento.

b. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LA ESTRUCTURA PARA EL SISMO “DE” Y LAS PROPIEDADES DE LÍMITE SUPERIOR

Al igual que para el diseño anterior, se encontraron de los análisis tiempo-historia FNA, el periodo y la frecuencia angular del sistema de aislamiento FPT, bajo las condiciones del sismo de diseño DE y las propiedades de límite superior. Los valores presentados corresponden a la combinación promedio de los casos análisis dinámico tiempo-historia, PROM-TH

Tabla IV-47

Propiedades dinámicas del sistema de aislamiento FPT en el sismo DE y para las propiedades de límite superior, correspondientes a la combinación promedio de casos sísmicos PROM-TH

PROPIEDADES DINÁMICOS DEL SIST. DE AISLAMIENTO - PROM-TH (Sismo DE y propiedades de límite superior)						
Parámetro dinámico		Dir X-X		Dir Y-Y		Unidad
		PROM-Max	PROM-Min	PROM-Max	PROM-Min	
Peso total estructura	$W =$	13073.29	13073.29	13073.29	13073.29	Ton
Cortante base	$V_b =$	944.74	936.31	992.13	1021.12	Ton
PseudoAceleración	$A =$	0.072	0.072	0.076	0.078	g
Desplazamiento máximo	$D =$	0.111	0.112	0.107	0.139	m
Frecuencia angular	$\omega_{\text{eff}} =$	2.526	2.507	2.639	2.352	seg-1
Periodo efectivo	$T_{\text{eff}} =$	2.488	2.506	2.380	2.671	seg

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Se puede observar que el periodo del sistema de aislamiento en ambas direcciones es bajo del orden $T=2.50\text{seg}$, lo que indica que se trata de un base flexible, y que por tanto la fuerza que ingrese a la estructura no será tan considerable.

Así mismo se presentan las propiedades dinámicas de la superestructura conformada por un bloque único, obtenidas del análisis modal de vectores de Ritz, con el fin de poderse entender la sincronización del movimiento del sistema de aislamiento con la estructura que protege.

Tabla IV-48

Propiedades dinámicas de la superestructura del diseño con aislamiento FPT, obtenidas del análisis modal de vectores de Ritz

PROP. DINÁMICAS DE LA SUPERESTRUCTURA				
ANÁLISI MODAL - BASE FIJA				
Módulo estructural	Frecuencia angular		Periodo fundamental	
	ω_s (seg-1)		T_s (seg)	
	Dir X-X	Dir Y-Y	Dir X-X	Dir Y-Y
Único	10.871	13.932	0.578	0.451

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019

Se observa que el periodo de los módulos estructurales es distante del periodo del sistema de aislamiento en ambas direcciones, y que por tanto el movimiento de ambos no llegaría a tener mucha sincronización, ocasionando un menor ingreso de fuerza sísmica.



c. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA TOMANDO EN CUENTA EL SISMO “DE” Y LAS PROPIEDADES DE LÍMITE SUPERIOR

Se realizó el diseño de la superestructura del diseño con aislamiento pendular del bloque aislado del Hospital de Pacasmayo, bajo las condiciones del sismo de diseño DE y las propiedades de límite superior del sistema de aislamiento, asumiendo la totalidad de la fuerza ($R_I=1$); verificando que los valores de los criterios de resiliencia: Aceleración espectral promedio de piso, deriva máxima de piso, deriva promedio de piso, deriva residual máxima de piso y deriva residual promedio de piso, sean menores o iguales que los valores especificados en la Tabla C.3-1 (Tabla III-22) de SISFC para limitar el daño global al 2% del valor de la construcción; según lo indicado en el Estándar de aislamiento sísmico para la funcionalidad continua SISFC.

- VALORES MÍNIMOS DE DISEÑO – PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DE FUERZA LATERAL EQUIVALENTE (ELF)

Se realizó el procedimiento de análisis de Fuerza Lateral Equivalente (ELF) con el objetivo de determinar los desplazamientos y las fuerzas laterales mínimas para el diseño de la estructura; siguiendo lo especificado en la sección 3.3.4 basado en ASCE/SEI 7-16 y E.030, y las disposiciones de diseño de SISFC en la sección 3.4.

Se determinó para los casos de análisis, sismo DE – propiedades de límite superior y sismo MCE – propiedades de límite inferior, el comportamiento histerético de las unidades de aislamiento; desplazamiento máximo alcanzado, rigidez efectiva, periodo efectivo y amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento; así como el cortante en la base y el cortante de diseño en la superestructura.



Tabla IV-49

Comportamiento histerético del aislador FPT-A para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Procedimiento de análisis de Fuerza lateral equivalente ELF

AISL. FPT8833/15-12R/10-6 FPT-A					N = 56	
PLACA	R (m)	h (m)	μ	d (m)	III FASE (DBE)	
1	2.24	0.105	0.040	0.229	Límite superior	Propiedades nominales
2	0.31	0.080	0.013	0.051	q = 0.162 m	q = 0.174 m
3	0.31	0.080	0.013	0.051	F = 8.93 Ton	F = 7.41 Ton
4	2.24	0.105	0.056	0.229		

PLACA	Reff (m)	Ff (Ton)	d* (m)
1	2.13	4.34	0.22
2	0.23	1.39	0.04
3	0.23	1.39	0.04
4	2.13	6.07	0.22

I FASE	
F2f =	1.39 Ton
q* =	0.012 m
2F2f =	4.34 Ton

II FASE	
2F2f =	4.34 Ton
q** =	0.050 m
F1f =	6.07 Ton

III FASE	
F1f =	6.07 Ton
qdr1 =	0.440 m
Fdr1 =	16.00 Ton

IV FASE	
Fdr1 =	16.00 Ton
qdr4 =	0.477 m
Fdr4 =	17.73 Ton

V FASE	
Fdr4 =	17.73 Ton
qcap =	0.512 m
Fcap =	26.02 Ton

Propiedades dinámicas - Unidad de aislamiento	
Peso por aislador	W = 108.47 Ton
Rigidez efectiva	KM = 55.10 Ton/m
Coef. Amort. efectivo	βM = 30.70 %
Amortiguamiento efectivo	CM = 15.16 Ton-s/m

I FASE	
F2f =	1.39 Ton
q* =	0.012 m
2F2f =	4.34 Ton

Comportamiento histerético FPT-A

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



Tabla IV-50

Comportamiento histerético del aislador FPT-B para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Procedimiento de análisis de Fuerza lateral equivalente ELF

AISL. FPT8833/15-12R/10-6 FPT-B					N = 38	
PLACA	R (m)	h (m)	μ	d (m)	III FASE (DBE)	
1	2.24	0.105	0.040	0.229	Límite superior	Propiedades nominales
2	0.31	0.080	0.013	0.051	q = 0.162 m	q = 0.173 m
3	0.31	0.080	0.013	0.051	F = 16.01 Ton	F = 13.28 Ton
4	2.24	0.105	0.056	0.229		

PLACA	Reff (m)	Ff (Ton)	d* (m)
1	2.13	7.78	0.22
2	0.23	2.49	0.04
3	0.23	2.49	0.04
4	2.13	10.90	0.22

I FASE	
F2f =	2.49 Ton
q* =	0.012 m
2F2f =	7.78 Ton

II FASE	
2F2f =	7.78 Ton
q** =	0.050 m
F1f =	10.90 Ton

III FASE	
F1f =	10.90 Ton
qdr1 =	0.440 m
Fdr1 =	28.70 Ton

IV FASE	
Fdr1 =	28.70 Ton
qdr4 =	0.477 m
Fdr4 =	31.81 Ton

V FASE	
Fdr4 =	31.81 Ton
qdr4 =	0.512 m
Fcap =	46.68 Ton

Propiedades dinámicas - Unidad de aislamiento	
Peso por aislador	W = 194.56 Ton
Rigidez efectiva	KM = 98.84 Ton/m
Coef. Amort. efectivo	β M = 30.70 %
Amortiguamiento efectivo	CM = 27.19 Ton-s/m

Comportamiento histerético FPT-B

Fuerza F (Ton)

Desplazamiento q (m)

— Superior DE
- - - Nominal Cap.

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



Tabla IV-51

Comportamiento histerético del aislador FPT-A para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior. Procedimiento de análisis de Fuerza lateral equivalente ELF

AISL. FPT8833/15-12R/10-6 FPT-A					N = 56	
PLACA	R (m)	h (m)	μ	d (m)	III FASE (MCE)	
1	2.24	0.105	0.020	0.229	Límite inferior	Propiedades nominales
2	0.31	0.080	0.006	0.051	q = 0.303 m	q = 0.286 m
3	0.31	0.080	0.006	0.051	F = 10.12 Ton	F = 10.26 Ton
4	2.24	0.105	0.028	0.229		

PLACA	Reff (m)	Ff (Ton)	d* (m)
1	2.13	2.17	0.22
2	0.23	0.69	0.04
3	0.23	0.69	0.04
4	2.13	3.04	0.22

I FASE	
F2f =	0.69 Ton
q* =	0.006 m
2F2f =	2.17 Ton

II FASE	
2F2f =	2.17 Ton
q** =	0.025 m
F1f =	3.04 Ton

III FASE	
F1f =	3.04 Ton
qdr1 =	0.449 m
Fdr1 =	13.83 Ton

IV FASE	
Fdr1 =	13.83 Ton
qdr4 =	0.468 m
Fdr4 =	14.70 Ton

V FASE	
Fdr4 =	14.70 Ton
qcap =	0.512 m
Fcap =	25.33 Ton

Propiedades dinámicas - Unidad de aislamiento	
Peso por unidad de aislamiento	W = 108.47 Ton
Rigidez efectiva	KM = 33.38 Ton/m
Coef. Amort. efectivo	βM = 14.69 %
Amortiguamiento efectivo	CM = 5.65 Ton-s/m

Comportamiento histerético FPT-A

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



Tabla IV-52

Comportamiento histerético del aislador FPT-B para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior. Procedimiento de análisis de Fuerza lateral equivalente ELF

AISL. FPT8833/15-12R/10-6 FPT-B					N = 38	
PLACA	R (m)	h (m)	μ	d (m)	III FASE (MCE)	
1	2.24	0.105	0.020	0.229	Límite inferior	Propiedades nominales
2	0.31	0.080	0.006	0.051	q = 0.303 m	q = 0.285 m
3	0.31	0.080	0.006	0.051	F = 18.14 Ton	F = 18.40 Ton
4	2.24	0.105	0.028	0.229		

PLACA	Reff (m)	Ff (Ton)	d* (m)
1	2.13	3.89	0.22
2	0.23	1.25	0.04
3	0.23	1.25	0.04
4	2.13	5.45	0.22

I FASE	
F2f =	1.25 Ton
q* =	0.006 m
2F2f =	3.89 Ton

II FASE	
2F2f =	3.89 Ton
q** =	0.025 m
F1f =	5.45 Ton

III FASE	
F1f =	5.45 Ton
qdr1 =	0.449 m
Fdr1 =	24.81 Ton

IV FASE	
Fdr1 =	24.81 Ton
qdr4 =	0.468 m
Fdr4 =	26.36 Ton

V FASE	
Fdr4 =	26.36 Ton
qdr4 =	0.512 m
Fcap =	45.43 Ton

Comportamiento histerético FPT-B

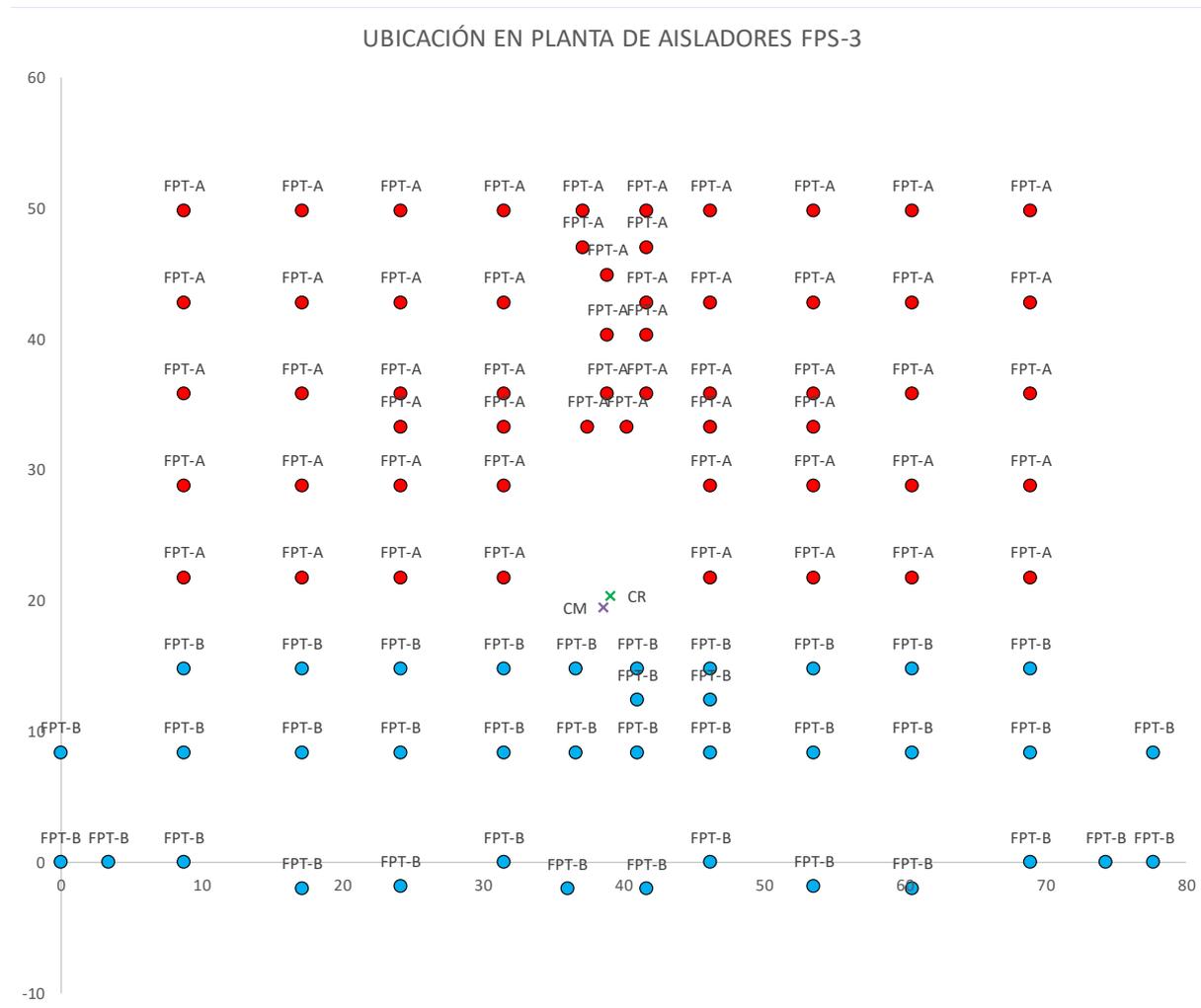
— Inferior MCE
- - - Nominal Cap.

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

El procedimiento de análisis de fuerza lateral equivalente considera establecer el desplazamiento total máximo del sistema de aislamiento, que es la suma del desplazamiento traslacional y el desplazamiento debido a la torsión, y que es calculado tomando en cuenta la ubicación excéntrica más desfavorable del centro de masa, que incluye la excentricidad real más una excentricidad accidental, tomada como el 5% de la mayor dimensión en planta de la estructura perpendicular a la dirección de análisis. El desplazamiento total máximo es el producto del desplazamiento máximo y un factor de torsión $F_T \geq 1.15$ (ASCE/SEI 7-16, 2017).

Tabla IV-53

Determinación de factor de torsión para determinar el desplazamiento máximo total del sistema de aislamiento FPT



CÁLCULO DE FACTOR DE TORSIÓN								
CENTRO DE MASA CM		CENTRO DE RIGIDEZ CR		e-real	EJE X-X		EJE Y-Y	
x =	38.54	x =	39.09	0.55	e-total =	4.44	e-total =	3.38 m
y =	19.53	y =	20.42	0.89	y =	20.42	x =	38.65 m
Dimensión más corta	b =	49.80 m	FT =		1.11	FT =	1.15	
Dimensión más larga	d =	77.74 m						
Radio de giro	ri =	26.65 m						
Factor de relación	PT =	1.10						

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se puede comprobar que en efecto la torsión es pequeña, predominando la torsión accidental sobre la torsión debido a la excentricidad real. Para los dos (02) niveles de sismo, se obtienen los mismos valores torsionales.



Tabla IV-54

Resumen del procedimiento de análisis de Fuerza lateral equivalente ELF para el diseño con aislamiento FPT

PROC. FUERZA LATERAL EQUIVALENTE - AISLAMIENTO FPT			
(ASCE/SEI 7-16, E.030, SISFC)			
Parámetros Sísmicos			
PARÁMETROS SISMICOS E.030			
ZONA	ZA	Z	= 0.45
SUELO	S1	S	= 1.00
Periodo de plataforma		TP	= 0.40
Periodo de desplazamientos constantes		TL	= 2.50
CATEGORIA EDIFICACION	A1	U	= 1.0
COEF. AMPLIFICACION SÍSMICA - BDE ($\beta=5\%$)		C	= 0.246
Periodo fundamental		TD	= 3.185
COEF. AMPLIFICACION SÍSMICA - MCE ($\beta=5\%$)		C	= 0.207
Periodo fundamental		TM	= 3.473
SISTEMA ESTRUCTURAL	DUAL	R	= 1.00
Reducción básica:		R0	= 7
Sistema de la base:	Aisl-SISFC	R0'	= 1
Irregularidad altura		Ia	= 1.00
Irregularidad planta		Ip	= 1.00

Valores nominales del sistema BDE y MCE

Peso superestructura y nivel de base	W =	13396.17 Ton
Peso superestructura	Ws =	8768.00 Ton

		BDE	MCE	
Rigidez efectiva	Keff =	5315.14	4468.56	Ton/m
Amortiguamiento efectivo	Ceff =	1309.46	888.89	Ton-s/m
Periodo efectivo	Teff =	3.185	3.473	seg
Coef. Amortiguamiento efectivo	β_{eff} =	24.30	17.99	%
Coef. Núm. Amortiguamiento	Beff =	1.61	1.47	
Aceleración Espectral ($\beta=5\%$)	S =	0.111	0.140	g
Desplazamiento máximo	D =	0.174	0.286	m
Desplazamiento máximo total	DT =	0.201	0.329	m

Valores máximos y mínimos

Propiedades modificadas BDE y MCE

		Máx-BDE	Mín-MCE	
Rigidez efectiva	Keff =	6841.74	4144.88	Ton/m
Amortiguamiento efectivo	Ceff =	1881.83	701.06	Ton-s/m
Periodo efectivo	Teff =	2.807	3.606	seg
Amortiguamiento efectivo	β_{eff} =	30.78	14.73	%
Coef. Núm. Amort.	Beff =	1.73	1.38	

Parametros de Diseño BDE y MCE

		Máx-BDE	Mín-MCE	
Aceleración Espectral ($\beta=5\%$)	S =	0.143	0.130	g
Desplazamiento máximo	D =	0.162	0.303	m
Desplazamiento máximo total	DT =	0.187	0.350	m
Cortante en la base	Vb =	1108.73	1256.79	Ton
Cortante superest. s/reducir	Vst =	1005.56	961.58	Ton
Cortante superest. reducida	Vs =	1005.56	961.58	Ton
Cortante superest. reducida mín.	Vsmin =	1251.84	1137.59	Ton

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

- ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA FNA – DERIVAS DE PISO

Debido que el diseño de la superestructura fue realizado sin reducción de la fuerza sísmica $R_I=1$, se espera que su comportamiento en las condiciones más desfavorables (sismo DE y propiedades de límite superior) sea completamente elástico y que sus elementos no desarrollen ductilidad ($\mu=1$). En tal sentido, las derivas de piso obtenidas de la respuesta promedio de los casos de análisis Tiempo-Historia FNA de los movimientos sísmicos ajustados a DE serán elásticas.

Se presenta la respuesta lineal, a nivel de deformaciones, de la combinación promedio PROM-TH de los análisis Tiempo-Historia FNA realizado para los movimientos sísmicos correspondientes a DE.

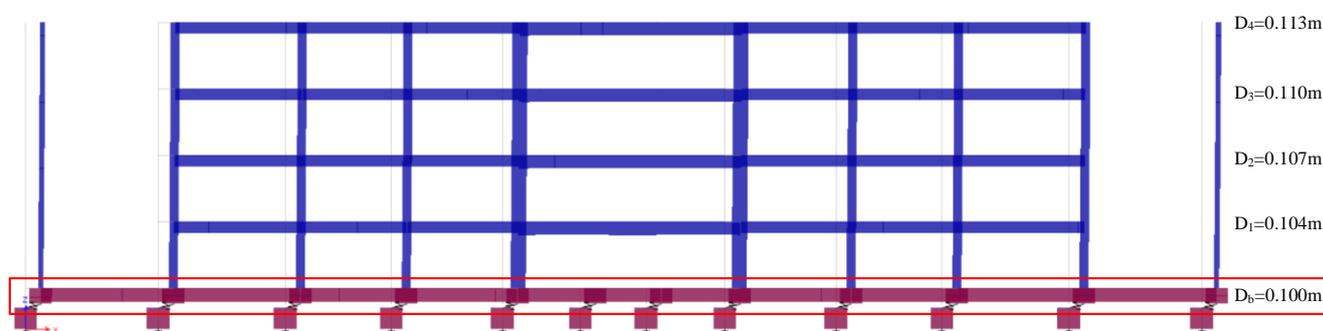


Figura IV-33a. Deformada del eje A5-A5 del diseño con aislamiento FPT, para el sismo DE y las propiedades de límite superior, correspondiente a la combinación promedio de carga sísmica PROM-TH máxima

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

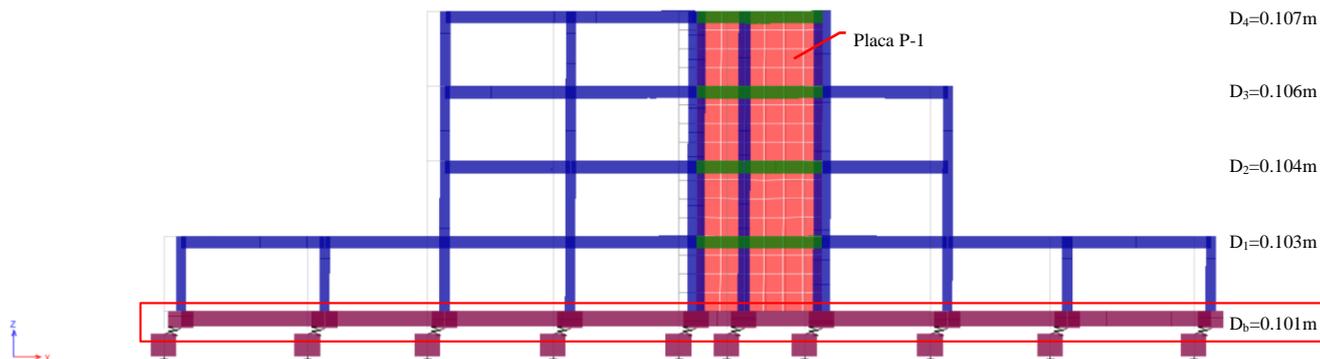


Figura IV-33b. Deformada del eje A10-A10 del diseño con aislamiento FPT, para el sismo DE y las propiedades de límite superior, correspondiente a la combinación promedio de carga sísmica PROM-TH máxima

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

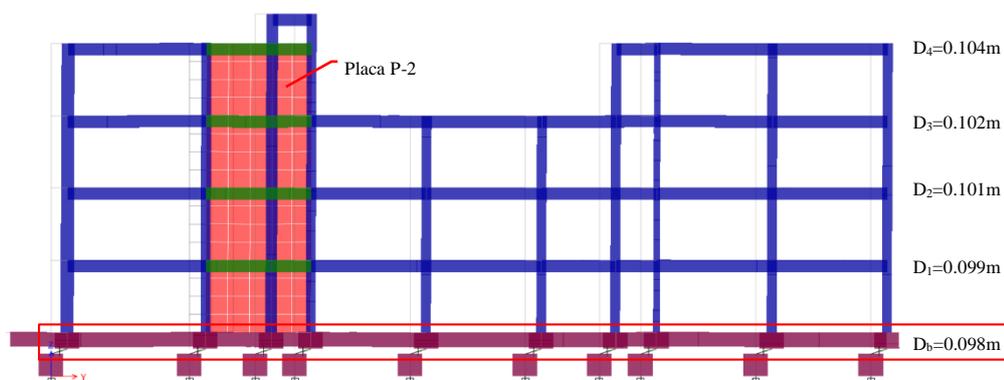


Figura IV-33c. Deformada del eje 11-11 del diseño con aislamiento FPT, para el sismo DE y las propiedades de límite superior, correspondiente a la combinación promedio de carga sísmica PROM-TH máxima

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.



Tabla IV-55

Derivas pico de piso del diseño con aislamiento FPT, correspondientes a la combinación promedio de los casos sísmicos PROM-TH máxima

DERIVAS PICO DE PISO - COMB. PROM-TH Máx SISMO "DE" Y PROPIEDADES DE LÍMITE SUPERIOR					
NIVEL	H (m)	Di-X (m)	Di-Y (m)	$\Delta i/h_i$ -X	$\Delta i/h_i$ -Y
PISO-4	19.18	0.11509	0.11218	0.00113	0.00128
PISO-3	14.76	0.11254	0.10871	0.00149	0.00155
PISO-2	10.34	0.10862	0.10585	0.00157	0.00161
PISO-1	5.92	0.10404	0.10488	0.00115	0.00114
BASE	1.50	0.10149	0.10454	0	0
DERIVA PICO PROMEDIO		DERIVA PICO MÁXIMA			
	DIR-X	DIR-Y		DIR-X	DIR-Y
$\Delta_{prom} =$	0.00107	0.00111	$\Delta_{máx} =$	0.00157	0.00161



Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



El sistema de aislamiento bajo las condiciones del sismo DE y las propiedades de límite superior, alcanza un desplazamiento medio $D_I=15\text{cm}$ aproximadamente, y presenta pequeños desplazamientos relativos de piso. Esto en virtud de que, aunque el sistema de aislamiento no desarrolle mucha capacidad de desplazamiento, al interactuar con una superestructura de mayor rigidez que la del diseño actual (por haberse incorporado placas de concreto armado), la fuerza sísmica que ingresa es baja.

- ACELERACIÓN ESPECTRAL PROMEDIO DE PISO PARA SISTEMAS CON AMORTIGUAMIENTO $\beta=5\%$ EN EL RANGO $T=0.05-3.00\text{seg}$

Se verificó la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ en cada piso, tomando la media aritmética del espectro de respuesta de aceleraciones correspondientes a los puntos de control 11 y 56 del modelo matemático. Al igual que para el diseño anterior, la evaluación de este parámetro fue realizada bajo las condiciones de sismo de diseño DE y de las propiedades de límite superior del sistema de aislamiento para cada caso de sismo, rigiendo el promedio de los valores encontrados en cada caso.

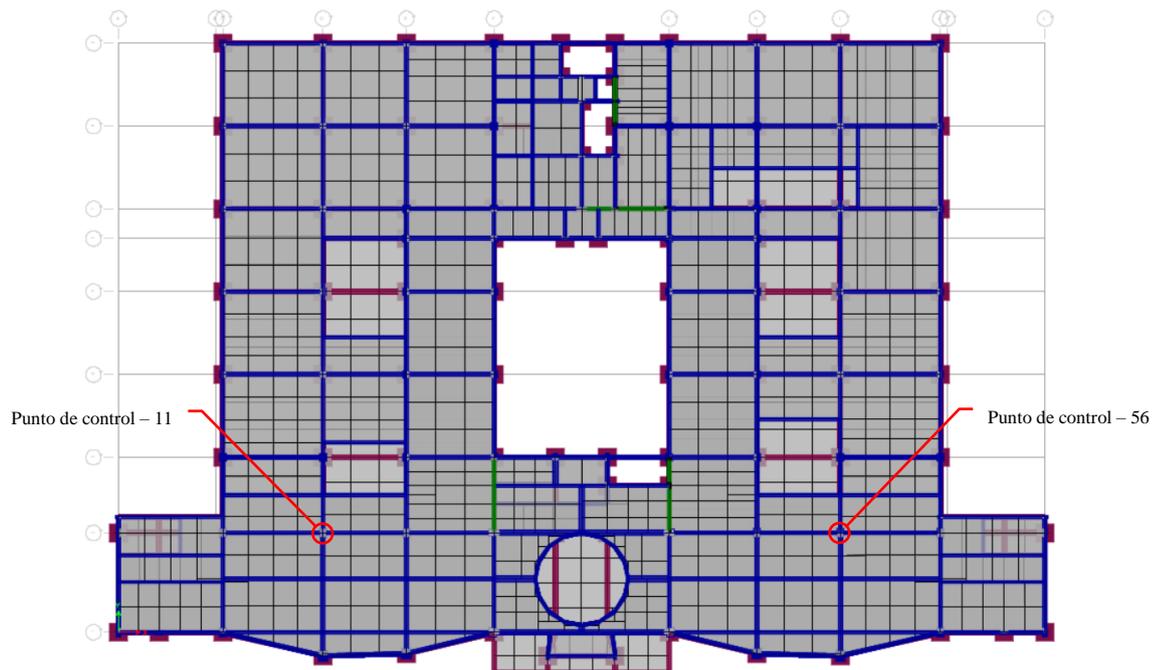


Figura IV-34. Ubicación de puntos de control para la determinación de las aceleraciones espectrales promedio de piso $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$. Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

Dado que se prevé que, para todas las condiciones de nivel de sismo y límite de propiedades del sistema de aislamiento, la respuesta estructural será completamente elástica; se tomaron los valores lineales de las aceleraciones espectrales para cada punto de control sin ninguna reducción.



Para el punto de control 11 en el nivel de base, se encontraron los siguientes resultados:

Tabla IV-56

Aceleraciones espectrales promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg del punto de control 11 en el nivel de base para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Diseño con aislamiento FPT

ACELERACIÓN ESPECTRAL MEDIA DE PISO $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg (Upper bound - DE)		
NIVEL: BASE	PTO-11	
CASO DE SÍSMO	EJE X-X	EJE Y-Y
	Sa(m/seg ²)	Sa(m/seg ²)
TH1 PQR_1966	2.492	2.714
TH2 PQR_1970	2.913	2.858
TH3 PQR_1974	2.846	3.181
TH4 MOQ001_2001	2.842	3.041
TH5 ICA002_2007	2.933	2.824
TH6 constitucion_2010	2.924	3.029
TH7 AMNT_2016	2.699	2.519
PROMEDIO TH	2.807	2.881

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se presenta a manera de ejemplo, el gráfico que representa el procedimiento para la determinación de la aceleración espectral promedio del punto de control 11 en el nivel de base para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.

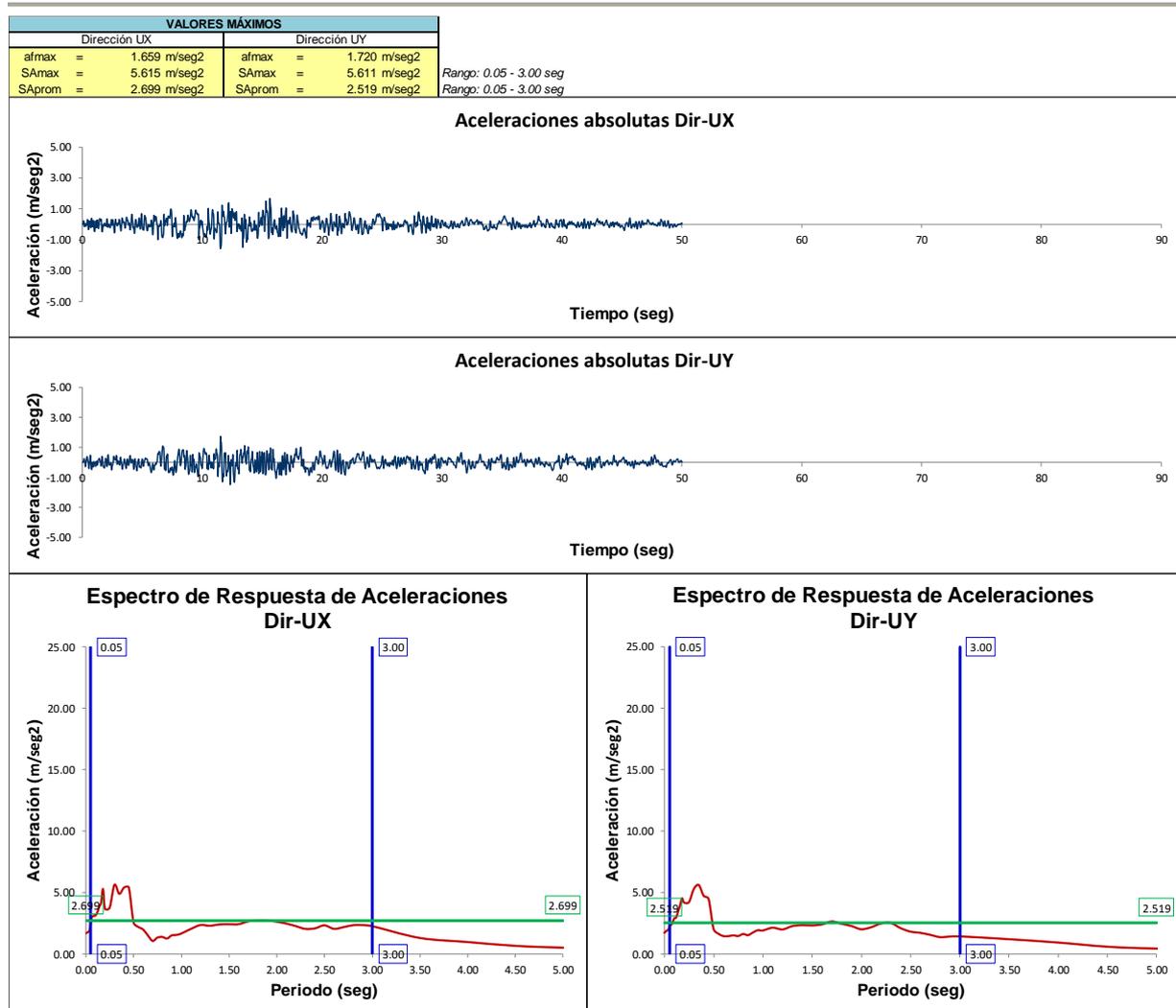


Figura IV-35. Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el nivel de base para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Para el punto de control 11 en el 1er-piso, se encontraron los siguientes resultados:

Tabla IV-57

Aceleraciones espectrales promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg del punto de control 11 en el 1er-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Diseño con aislamiento FPT

ACELERACIÓN ESPECTRAL MEDIA DE PISO $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg (Upper bound - DE)		
NIVEL: 1-PISO	PTO-11	
CASO DE SÍSMO	EJE X-X	EJE Y-Y
	Sa(m/seg ²)	Sa(m/seg ²)
TH1 PQR_1966	2.434	2.538
TH2 PQR_1970	2.786	2.579
TH3 PQR_1974	2.841	2.804
TH4 MOQ001_2001	2.677	2.787
TH5 ICA002_2007	2.855	2.538
TH6 constitucion_2010	2.809	2.740
TH7 AMNT_2016	2.621	2.369
PROMEDIO TH	2.717	2.622

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se presenta a manera de ejemplo, el gráfico que representa el procedimiento para la determinación de la aceleración espectral promedio del punto de control 11 en el 1er. piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.

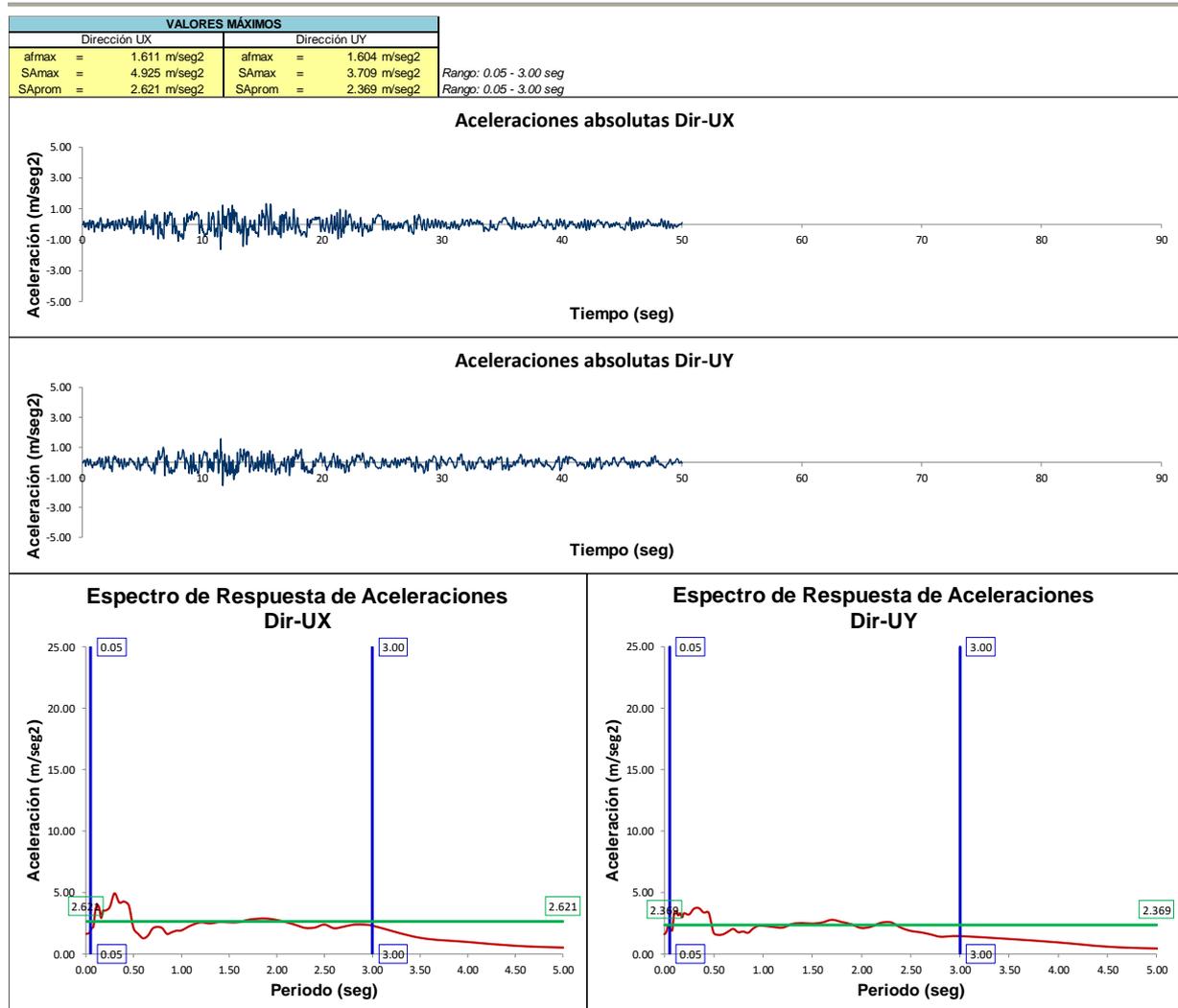


Figura IV-36. Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el 1er-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Para el punto de control 11 en el 2do-piso, se encontraron los siguientes resultados:

Tabla IV-58

Aceleraciones espectrales promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg del punto de control 11 en el 2do-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Diseño con aislamiento FPT

ACELERACIÓN ESPECTRAL MEDIA DE PISO		
T = 0.05 - 3.00 seg (Upper bound)		
NIVEL: 2-PISO	PTO-11	
CASO DE SÍSMO	EJE X-X	EJE Y-Y
	Sa(m/seg ²)	Sa(m/seg ²)
TH1 PQR_1966	2.564	2.827
TH2 PQR_1970	2.942	2.735
TH3 PQR_1974	2.921	3.195
TH4 MOQ001_2001	2.888	3.066
TH5 ICA002_2007	3.012	2.765
TH6 constitucion_2010	2.934	2.972
TH7 AMNT_2016	2.679	2.468
PROMEDIO TH	2.849	2.861

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se presenta a manera de ejemplo, el gráfico que representa el procedimiento para la determinación de la aceleración espectral promedio del punto de control 11 en el 2do. piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.

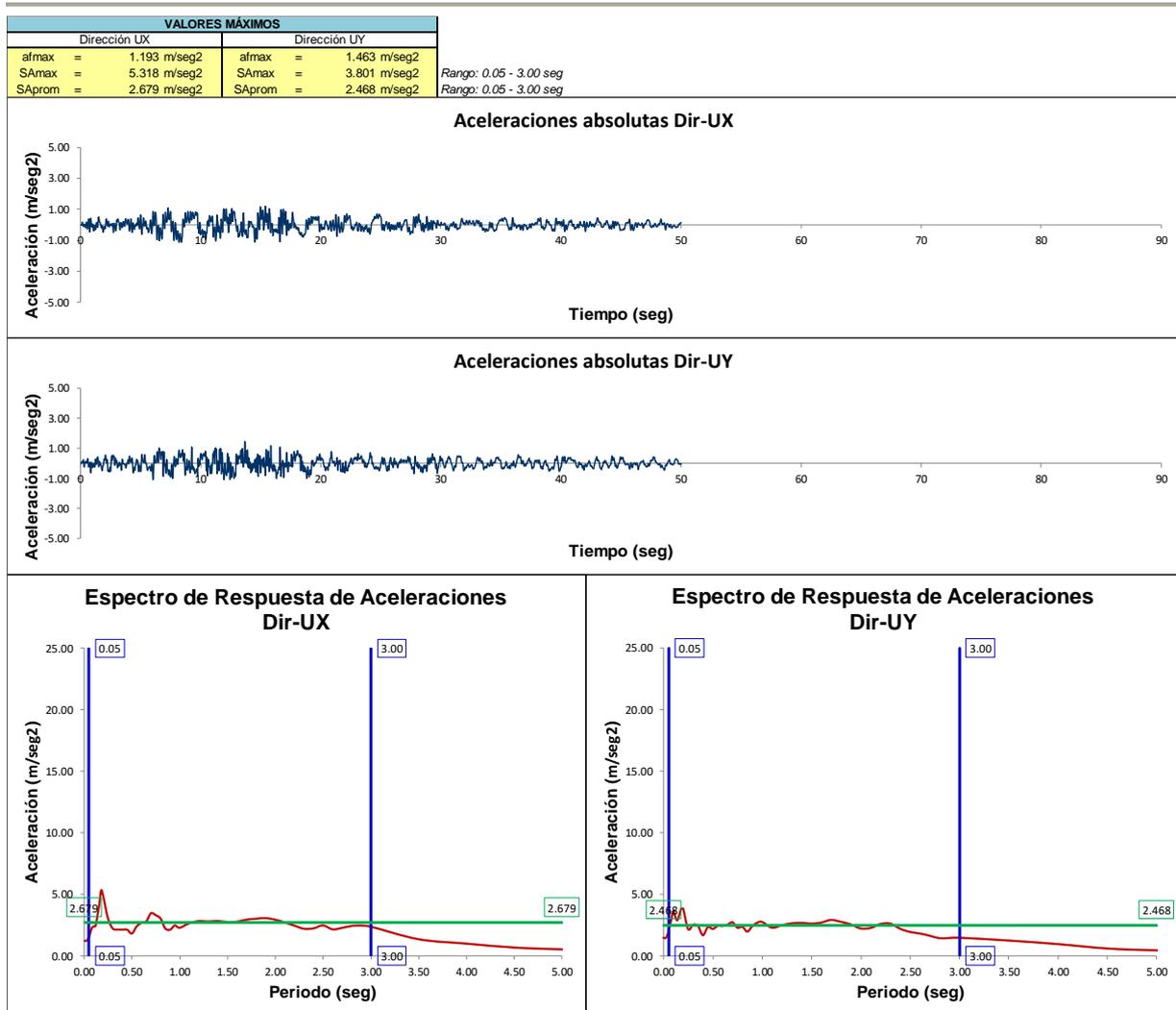


Figura IV-37. Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el 2do-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Para el punto de control 11 en el 3er-piso, se encontraron los siguientes resultados:

Tabla IV-59

Aceleraciones espectrales promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg del punto de control 11 en el 3er-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Diseño con aislamiento FPT

ACELERACIÓN ESPECTRAL MEDIA DE PISO		
$\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg (Upper bound - DE)		
NIVEL: 3-PISO	PTO-11	
CASO DE SÍSMO	EJE X-X	EJE Y-Y
	Sa(m/seg ²)	Sa(m/seg ²)
TH1 PQR_1966	2.974	3.119
TH2 PQR_1970	3.379	3.107
TH3 PQR_1974	3.238	3.667
TH4 MOQ001_2001	3.315	3.700
TH5 ICA002_2007	3.425	3.173
TH6 constitucion_2010	3.235	3.480
TH7 AMNT_2016	3.059	2.984
PROMEDIO TH	3.232	3.318

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se presenta a manera de ejemplo, el gráfico que representa el procedimiento para la determinación de la aceleración espectral promedio del punto de control 11 en el 3er. piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.

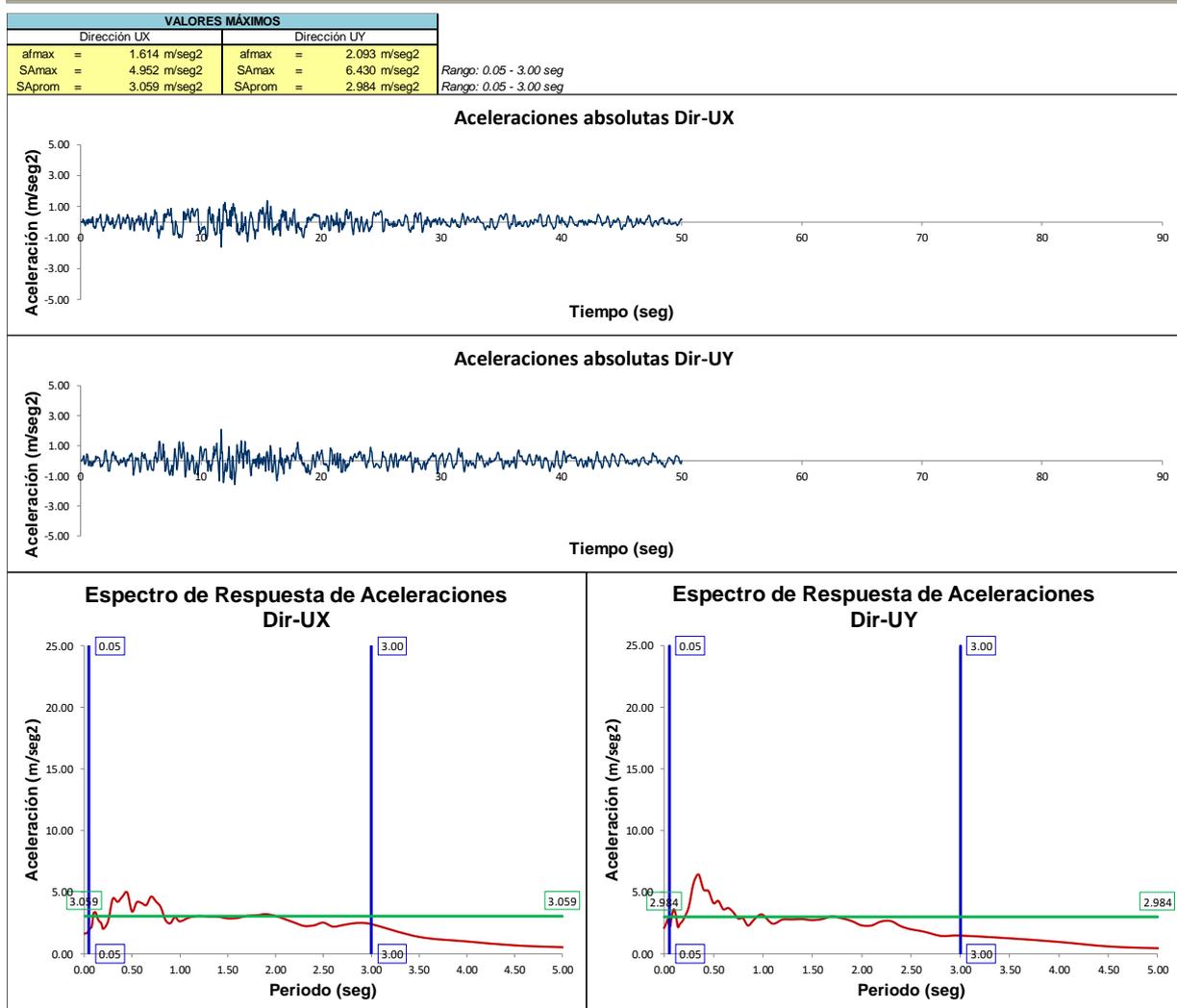


Figura IV-38. Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 11 en el 3er-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Para el punto de control 56 en el nivel de base, se encontraron los siguientes resultados:

Tabla IV-60

Aceleraciones espectrales promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg del punto de control 56 en el nivel de base para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Diseño con aislamiento FPT

ACELERACIÓN ESPECTRAL MEDIA DE PISO		
$\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg (Upper bound - DE)		
NIVEL: BASE	PTO-56	
CASO DE SÍSMO	EJE X-X	EJE Y-Y
	Sa(m/seg ²)	Sa(m/seg ²)
TH1 PQR_1966	2.396	2.818
TH2 PQR_1970	2.801	2.535
TH3 PQR_1974	2.737	2.764
TH4 MOQ001_2001	2.732	2.979
TH5 ICA002_2007	2.820	2.781
TH6 constitucion_2010	2.812	2.881
TH7 AMNT_2016	2.595	2.735
PROMEDIO TH	2.699	2.785

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se presenta a manera de ejemplo, el gráfico que representa el procedimiento para la determinación de la aceleración espectral promedio del punto de control 56 en el nivel de base para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.

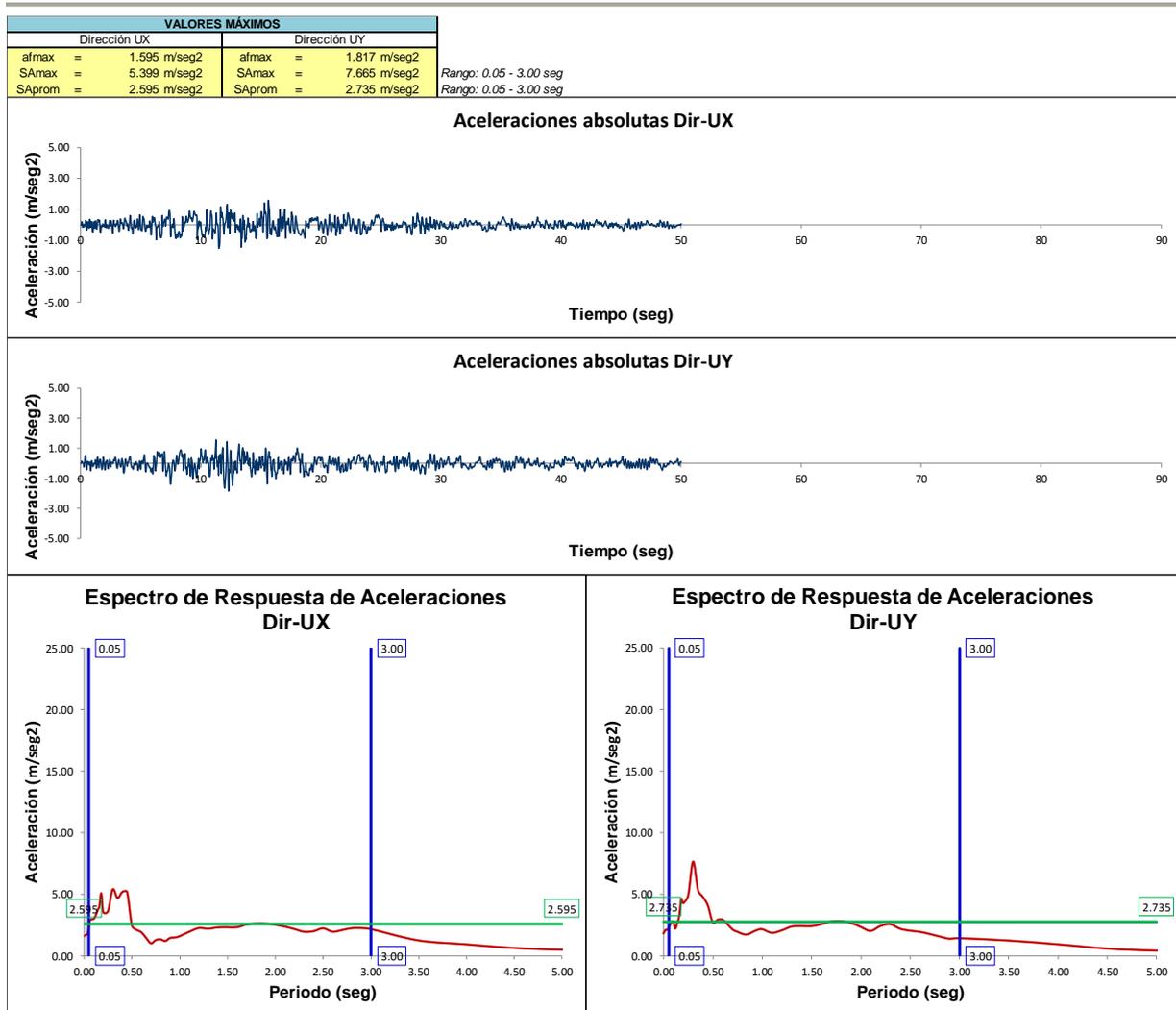


Figura IV-39. Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el nivel de base para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Para el punto de control 56 en el 1er-piso, se encontraron los siguientes resultados:

Tabla IV-61

Aceleraciones espectrales promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg del punto de control 56 en el 1er-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Diseño con aislamiento FPT

ACELERACIÓN ESPECTRAL MEDIA DE PISO		
$\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg (Upper bound - DE)		
NIVEL: 1-PISO	PTO-56	
CASO DE SÍSMO	EJE X-X	EJE Y-Y
	Sa(m/seg ²)	Sa(m/seg ²)
TH1 PQR_1966	2.341	2.594
TH2 PQR_1970	2.678	2.336
TH3 PQR_1974	2.732	2.748
TH4 MOQ001_2001	2.574	2.719
TH5 ICA002_2007	2.745	2.540
TH6 constitucion_2010	2.701	2.630
TH7 AMNT_2016	2.520	2.405
PROMEDIO TH	2.613	2.568

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se presenta a manera de ejemplo, el gráfico que representa el procedimiento para la determinación de la aceleración espectral promedio del punto de control 56 en el 1er. piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.

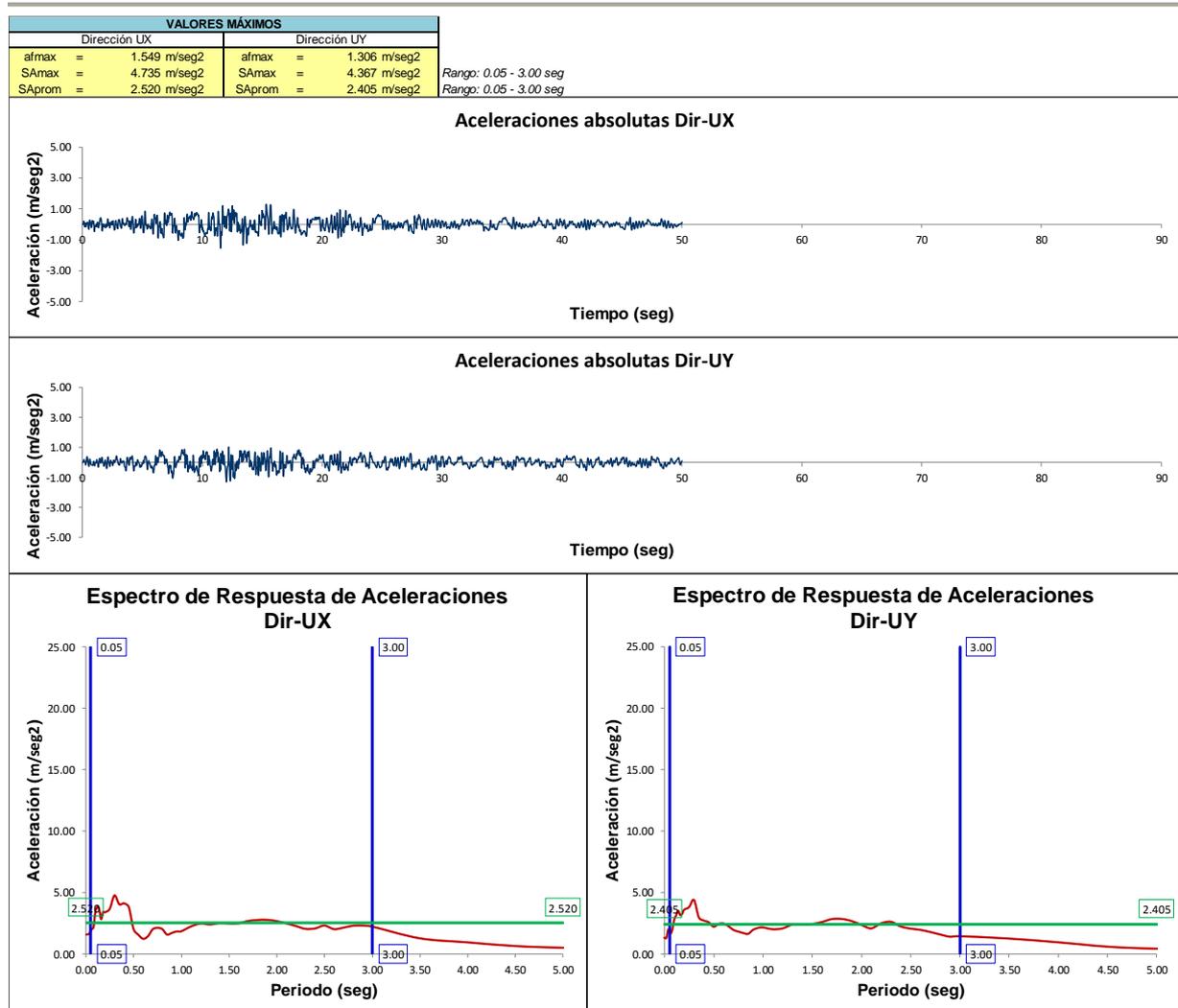


Figura IV-40. Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el 1er-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Para el punto de control 56 en el 2do-piso, se encontraron los siguientes resultados:

Tabla IV-62

Aceleraciones espectrales promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg del punto de control 56 en el 2do-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Diseño con aislamiento FPT

ACELERACIÓN ESPECTRAL MEDIA DE PISO		
$\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg (Upper bound - DE)		
NIVEL: 2-PISO	PTO-56	
CASO DE SÍSMO	EJE X-X	EJE Y-Y
	Sa(m/seg ²)	Sa(m/seg ²)
TH1 PQR_1966	2.465	2.832
TH2 PQR_1970	2.829	2.673
TH3 PQR_1974	2.808	2.835
TH4 MOQ001_2001	2.777	2.891
TH5 ICA002_2007	2.896	2.705
TH6 constitucion_2010	2.822	2.859
TH7 AMNT_2016	2.576	2.533
PROMEDIO TH	2.739	2.761

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se presenta a manera de ejemplo, el gráfico que representa el procedimiento para la determinación de la aceleración espectral promedio del punto de control 56 en el 2do. piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.

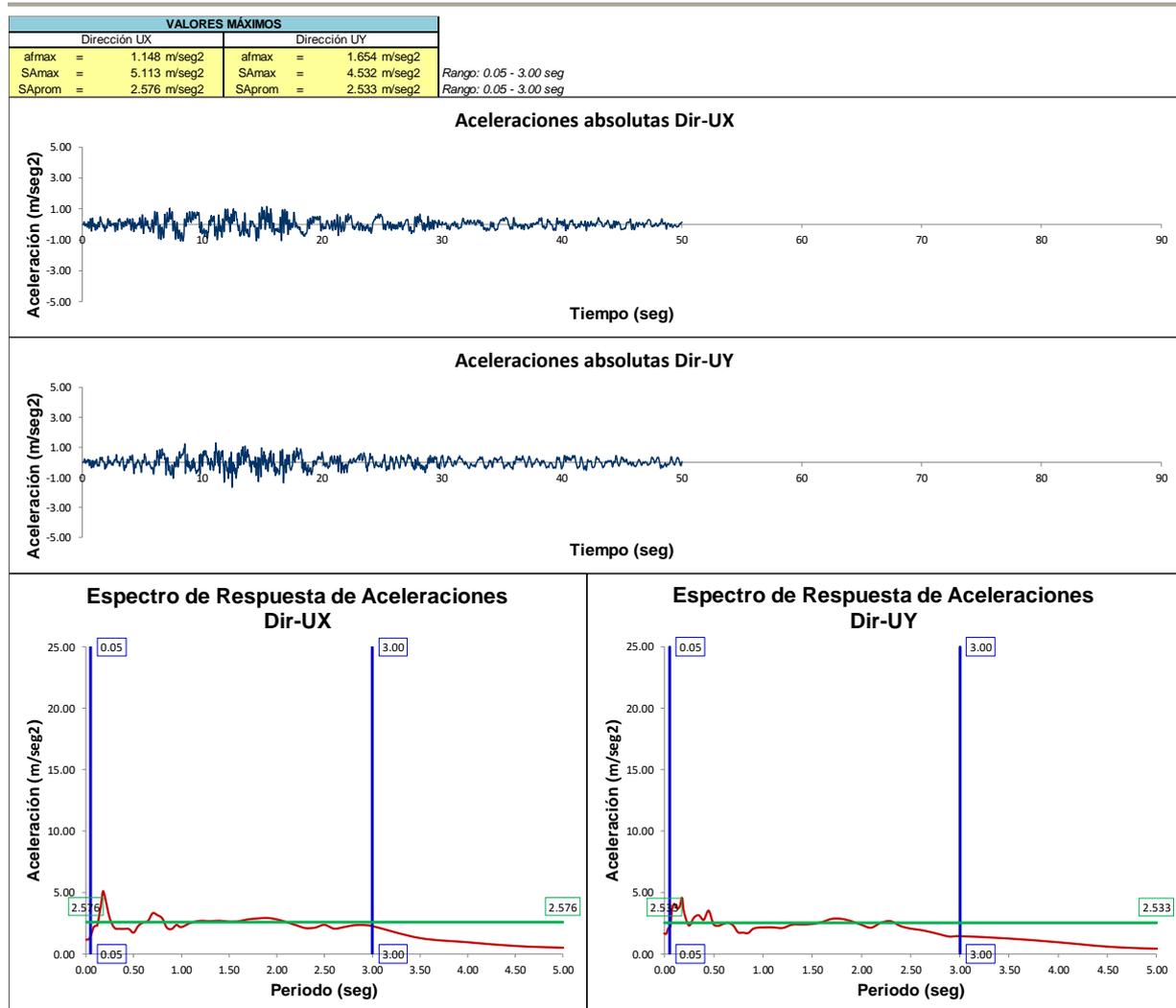


Figura IV-41. Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el 2do-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Para el punto de control 56 en el 3er-piso, se encontraron los siguientes resultados:

Tabla IV-63

Aceleraciones espectrales promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg del punto de control 56 en el 3er-piso para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Diseño con aislamiento FPT

ACELERACIÓN ESPECTRAL MEDIA DE PISO		
$\beta=5\%$ $T=0.05-3.00$ seg (Upper bound - DE)		
NIVEL: 3-PISO	PTO-56	
CASO DE SÍSMO	EJE X-X	EJE Y-Y
	Sa(m/seg ²)	Sa(m/seg ²)
TH1 PQR_1966	2.860	3.237
TH2 PQR_1970	3.249	3.110
TH3 PQR_1974	3.114	3.136
TH4 MOQ001_2001	3.188	3.313
TH5 ICA002_2007	3.293	3.354
TH6 constitucion_2010	3.111	3.322
TH7 AMNT_2016	2.942	3.002
PROMEDIO TH	3.108	3.211

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se presenta a manera de ejemplo, el gráfico que representa el procedimiento para la determinación de la aceleración espectral promedio del punto de control 56 en el 3er. piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.

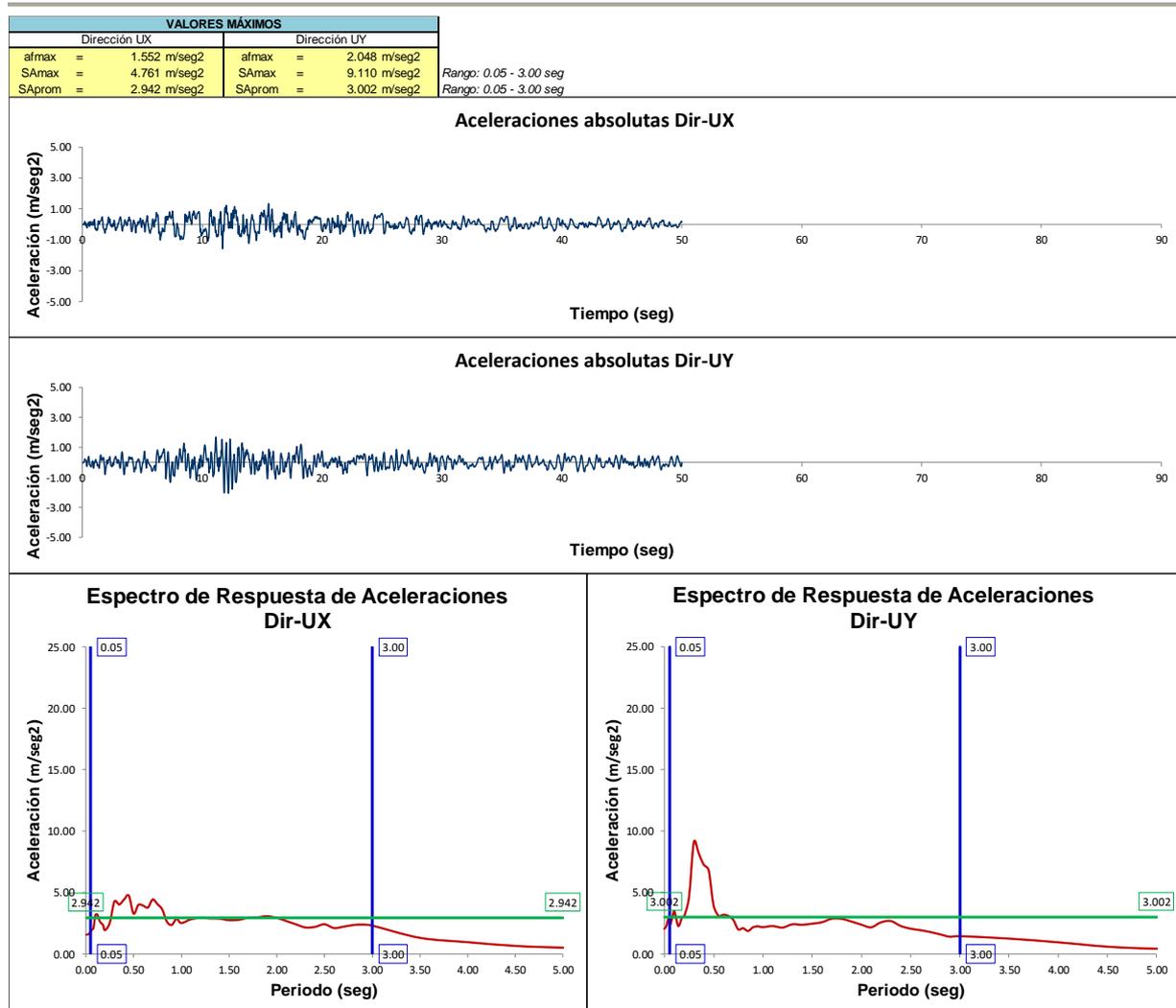


Figura IV-42. Determinación de la aceleración espectral promedio $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ del punto de control 56 en el 3er-piso para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016. Diseño con aislamiento FPT

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Se presenta el resumen de las aceleraciones espectrales promedio de piso encontradas para los puntos de control 11 y 56.

Tabla IV-64

Aceleraciones espectrales promedio de piso $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$ de los puntos de control 11 y 56 para el sismo DE y las propiedades de límite superior. Diseño con aislamiento FPT

ACELERACIÓN ESPECTRAL MEDIA DE PISO $T=0.05-3.00\text{seg}$ (Upper bound - DE)							
PISO	<u>EJE X-X</u>			PISO	<u>EJE Y-Y</u>		
	Pto-11 <i>Sa(m/seg²)</i>	Pto-56 <i>Sa(m/seg²)</i>	Acel. Prom. <i>Sa(m/seg²)</i>		Pto-11 <i>Sa(m/seg²)</i>	Pto-56 <i>Sa(m/seg²)</i>	Acel. Prom. <i>Sa(m/seg²)</i>
PISO-3	3.232	3.108	3.170	PISO-3	3.318	3.211	3.264
PISO-2	2.849	2.739	2.794	PISO-2	2.861	2.761	2.811
PISO-1	2.717	2.613	2.665	PISO-1	2.622	2.568	2.595
BASE	2.807	2.699	2.753	BASE	2.881	2.785	2.833
PROMEDIO	2.901	2.790	2.846	PROMEDIO	2.921	2.831	2.876

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



d. DETERMINACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA Y ESCALAMIENTO DE RESULTADOS

Se determinó el sistema estructural de la superestructura para cada dirección de análisis en función de la fuerza cortante tomada en la base de los elementos verticales del primer piso, según lo especificado en el art. 16.1 de la Norma E.030 e y el num. 21.1 de la Norma E.060 para estructuras de concreto armado.

Tabla IV-65

Aporte de fuerza cortante en elementos verticales del diseño con aislamiento FPT para la dirección X-X

APORTE DE FUERZA CORTANTE DIRECCIÓN X-X (PROM-TH Max Upper-DE)		
ELEMENTOS	CORTANTE DINÁMICA EN LA BASE VD (Ton)	
PÓRTICOS	343.93	50.29%
MUROS ESTRUCTURALES	339.91	49.71%
TOTAL	683.84	100.00%
SISTEMA ESTRUCTURAL	DUAL TIPO II (Ver 21.1 Norma E.060)	

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Tabla IV-66

Aporte de fuerza cortante en elementos verticales del diseño con aislamiento FPT para la dirección Y-Y

APORTE DE FUERZA CORTANTE DIRECCIÓN Y-Y (PROM-TH Max Upper-DE)		
ELEMENTOS	CORTANTE DINÁMICA EN LA BASE VD (Ton)	
PÓRTICOS	132.84	17.99%
MUROS ESTRUCTURALES	605.64	82.01%
TOTAL	738.48	100.00%
SISTEMA ESTRUCTURAL	MUROS ESTRUCT. (Ver 21.1 Norma E.060)	

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



El diseño por resistencia de los elementos superiores al nivel de base fue realizado con los resultados encontrados del análisis dinámico Tiempo-Historia escalados hasta los límites de fuerza cortante mínima definidos según el num. 17.5.4.3 de ASCE/SEI 7-16.

Tabla IV-67

Factor de escala de fuerza cortante en la superestructura del diseño con aislamiento FPT

FACTOR DE ESCALA DE CORTANTE EN SUPERESTRUCTURA (PROM-TH Max Upper-DE)			
CASO DE ANÁLISIS		CORTANTE Vs (Ton)	
		Dir X-X	Dir Y-Y
FUERZA LATERAL EQUIV.	ELF	1005.56	1005.56
HISTORIA DE RESPUESTA	THD	683.84	738.48
ASCE/SEI 7-16 Num. 17.5.4.3	Vsmin	1251.84	1251.84
FACTOR DE ESCALA	FE =	1.83	1.70

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se tomó el menor factor de las dos direcciones de análisis, debido a que los valores mínimos de fuerza cortante calculados según ASCE/SEI 7-16 son correspondientes al desplazamiento del sistema de aislamiento en la dirección resultante o SRSS de las dos componentes de análisis, lo que indica que para cada dirección la fuerza cortante mínima es menor que la especificada en el Tabla IV-63, y por tanto los factores de escala también son menores.



Para el diseño de los elementos por debajo del nivel de base, los resultados del análisis dinámico Tiempo-Historia no requirieron ser escalados dado que superaron los límites de la fuerza cortante mínima V_b especificados en el num. 17.6.4.1 de ASCE/SEI 7-16.

Tabla IV-68

Factor de escala de fuerza cortante en la subestructura del diseño con aislamiento FPT

FACTOR DE ESCALA DE CORTANTE EN SUBESTRUCTURA (PROM-TH Max Upper-DE)			
CASO DE ANÁLISIS		CORTANTE V_b (Ton)	
		Dir X-X	Dir Y-Y
FUERZA LATERAL EQUIV.	ELF	1108.73	1108.73
HISTORIA DE RESPUESTA	THD	944.74	992.13
<u>ASCE/SEI 7-16 Num. 17.6.4.1</u>	$90\% V_{ELF}$	886.98	987.04
FACTOR DE ESCALA	FE =	NO	NO

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



e. VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO FPT

Se evaluó la capacidad de deformación del sistema de aislamiento FPT verificándose que los desplazamientos máximos bajo las condiciones del sismo máximo considerado MCE y las propiedades de límite inferior, no superen la capacidad de deformación contra el colapso de los aisladores. Los aisladores con sus propiedades modificadas hacia el límite inferior, representan un sistema flexible, es decir con mayor capacidad de desplazamiento ante una carga arbitraria, y por su parte el sismo MCE es el sismo que generará los mayores desplazamientos en el sistema de aislamiento.

Los desplazamientos máximos alcanzados por los aisladores FPT para la combinación de cargas sísmicas PROM-TH tanto máxima como mínima, se presentan a continuación. Cabe indicarse que los desplazamientos considerados son la resultante vectorial SRSS de los componentes en las dos direcciones de análisis.

Tabla IV-69

Desplazamientos máximos de aisladores FPT para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (m)			
(Sismo MCE y propiedades de límite inferior)			
Aislador	PROM-TH Max		PROM-TH Min
FPT-A	0.37442	(K1)	0.40139 (K5)
FPT-B	0.37661	(K61)	0.40651 (K61)

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019



Tabla IV-70

Desplazamientos de aisladores FPT para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior.

Combinación de cargas sísmicas PROM-TH

DEFORMACIÓN DE AISLADORES FPT								
(Sismo MCE y propiedades de límite inferior)								
Nivel	Elem.	Aislador	PROM-TH Max			PROM-TH Min		
			U2 (m)	U3 (m)	U-SRSS (m)	U2 (m)	U3 (m)	U-SRSS (m)
Interfaz-Aisl	K1	L1 FPT-A(Lower)	0.22727	0.29755	0.37442	-0.26061	-0.30086	0.39804
Interfaz-Aisl	K2	L1 FPT-A(Lower)	0.22646	0.29727	0.37370	-0.26198	-0.30156	0.39946
Interfaz-Aisl	K3	L1 FPT-A(Lower)	0.22624	0.29723	0.37354	-0.26279	-0.30148	0.39993
Interfaz-Aisl	K4	L1 FPT-A(Lower)	0.22600	0.29740	0.37353	-0.26384	-0.30135	0.40053
Interfaz-Aisl	K5	L1 FPT-A(Lower)	0.22585	0.29739	0.37343	-0.26507	-0.30141	0.40139
Interfaz-Aisl	K6	L1 FPT-A(Lower)	0.22761	0.29586	0.37328	-0.26379	-0.29753	0.39763
Interfaz-Aisl	K7	L1 FPT-A(Lower)	0.22774	0.29581	0.37332	-0.26262	-0.29762	0.39692
Interfaz-Aisl	K8	L1 FPT-A(Lower)	0.22794	0.29618	0.37374	-0.26154	-0.29726	0.39593
Interfaz-Aisl	K9	L1 FPT-A(Lower)	0.22809	0.29557	0.37334	-0.26073	-0.29789	0.39587
Interfaz-Aisl	K10	L1 FPT-A(Lower)	0.22832	0.29621	0.37399	-0.25993	-0.29687	0.39458
Interfaz-Aisl	K11	L1 FPT-A(Lower)	0.22792	0.29530	0.37303	-0.26028	-0.29363	0.39238
Interfaz-Aisl	K12	L1 FPT-A(Lower)	0.22764	0.29473	0.37241	-0.26109	-0.29454	0.39359
Interfaz-Aisl	K13	L1 FPT-A(Lower)	0.22722	0.29497	0.37233	-0.26216	-0.29442	0.39422
Interfaz-Aisl	K14	L1 FPT-A(Lower)	0.22741	0.29498	0.37246	-0.26226	-0.29447	0.39432
Interfaz-Aisl	K15	L1 FPT-A(Lower)	0.22691	0.29495	0.37213	-0.26346	-0.29430	0.39500
Interfaz-Aisl	K16	L1 FPT-A(Lower)	0.22685	0.29493	0.37208	-0.26463	-0.29434	0.39581
Interfaz-Aisl	K17	L1 FPT-A(Lower)	0.22766	0.29385	0.37172	-0.26341	-0.29112	0.39260
Interfaz-Aisl	K18	L1 FPT-A(Lower)	0.22757	0.29394	0.37173	-0.26242	-0.29108	0.39190
Interfaz-Aisl	K19	L1 FPT-A(Lower)	0.22736	0.29414	0.37176	-0.26238	-0.29104	0.39185
Interfaz-Aisl	K20	L1 FPT-A(Lower)	0.22770	0.29395	0.37182	-0.26171	-0.29115	0.39149
Interfaz-Aisl	K21	L1 FPT-A(Lower)	0.22780	0.29394	0.37188	-0.26100	-0.29111	0.39098
Interfaz-Aisl	K22	L1 FPT-A(Lower)	0.22812	0.29438	0.37243	-0.26012	-0.29032	0.38981
Interfaz-Aisl	K23	L1 FPT-A(Lower)	0.22798	0.29373	0.37183	-0.26029	-0.28855	0.38861
Interfaz-Aisl	K24	L1 FPT-A(Lower)	0.22795	0.29369	0.37178	-0.26059	-0.28862	0.38885
Interfaz-Aisl	K25	L1 FPT-A(Lower)	0.22812	0.29373	0.37191	-0.26016	-0.28645	0.38696
Interfaz-Aisl	K26	L1 FPT-A(Lower)	0.22802	0.29370	0.37182	-0.26028	-0.28670	0.38722
Interfaz-Aisl	K27	L1 FPT-A(Lower)	0.22803	0.29358	0.37174	-0.26033	-0.28781	0.38808
Interfaz-Aisl	K28	L1 FPT-A(Lower)	0.22787	0.29374	0.37177	-0.26120	-0.28785	0.38869
Interfaz-Aisl	K29	L1 FPT-A(Lower)	0.22771	0.29350	0.37148	-0.26102	-0.28673	0.38775
Interfaz-Aisl	K30	L1 FPT-A(Lower)	0.22752	0.29377	0.37157	-0.26144	-0.28664	0.38796
Interfaz-Aisl	K31	L1 FPT-B(Lower)	0.22821	0.29119	0.36996	-0.26810	-0.27430	0.38356
Interfaz-Aisl	K32	L1 FPT-A(Lower)	0.22754	0.29358	0.37143	-0.26199	-0.28788	0.38925
Interfaz-Aisl	K33	L1 FPT-A(Lower)	0.22736	0.29336	0.37115	-0.26183	-0.28659	0.38818
Interfaz-Aisl	K34	L1 FPT-A(Lower)	0.22751	0.29340	0.37127	-0.26241	-0.28833	0.38986
Interfaz-Aisl	K35	L1 FPT-A(Lower)	0.22742	0.29338	0.37120	-0.26247	-0.28713	0.38902
Interfaz-Aisl	K36	L1 FPT-B(Lower)	0.22839	0.29714	0.37477	-0.26794	-0.30490	0.40590
Interfaz-Aisl	K38	L1 FPT-A(Lower)	0.22798	0.29378	0.37186	-0.26028	-0.28391	0.38516
Interfaz-Aisl	K39	L1 FPT-A(Lower)	0.22763	0.29337	0.37132	-0.26130	-0.28461	0.38637
Interfaz-Aisl	K40	L1 FPT-A(Lower)	0.22757	0.29328	0.37122	-0.26208	-0.28479	0.38703
Interfaz-Aisl	K41	L1 FPT-A(Lower)	0.22745	0.29358	0.37138	-0.26231	-0.28453	0.38700
Interfaz-Aisl	K42	L1 FPT-A(Lower)	0.22656	0.29321	0.37054	-0.26343	-0.28476	0.38792
Interfaz-Aisl	K43	L1 FPT-A(Lower)	0.22630	0.29338	0.37052	-0.26476	-0.28456	0.38868
Interfaz-Aisl	K44	L1 FPT-A(Lower)	0.22748	0.29315	0.37105	-0.26399	-0.28153	0.38594
Interfaz-Aisl	K45	L1 FPT-A(Lower)	0.22755	0.29326	0.37119	-0.26282	-0.28140	0.38504
Interfaz-Aisl	K46	L1 FPT-A(Lower)	0.22740	0.29321	0.37105	-0.26225	-0.28162	0.38481



continuación

Interfaz-Aisl	K47	L1 FPT-A(Lower)	0.22765	0.29324	0.37123	-0.26179	-0.28153	0.38444
Interfaz-Aisl	K48	L1 FPT-A(Lower)	0.22796	0.29294	0.37118	-0.26080	-0.28174	0.38392
Interfaz-Aisl	K49	L1 FPT-A(Lower)	0.22811	0.29351	0.37173	-0.26007	-0.28082	0.38275
Interfaz-Aisl	K50	L1 FPT-A(Lower)	0.22779	0.29351	0.37153	-0.26046	-0.27790	0.38088
Interfaz-Aisl	K51	L1 FPT-A(Lower)	0.22724	0.29286	0.37068	-0.26159	-0.27889	0.38237
Interfaz-Aisl	K52	L1 FPT-A(Lower)	0.22846	0.29325	0.37174	-0.25942	-0.27483	0.37793
Interfaz-Aisl	K53	L1 FPT-A(Lower)	0.22861	0.29300	0.37163	-0.25983	-0.27544	0.37866
Interfaz-Aisl	K54	L1 FPT-A(Lower)	0.22823	0.29307	0.37146	-0.26080	-0.27528	0.37920
Interfaz-Aisl	K55	L1 FPT-A(Lower)	0.22793	0.29312	0.37131	-0.26192	-0.27527	0.37996
Interfaz-Aisl	K56	L1 FPT-A(Lower)	0.22710	0.29312	0.37080	-0.26238	-0.27857	0.38268
Interfaz-Aisl	K57	L1 FPT-A(Lower)	0.22686	0.29309	0.37063	-0.26351	-0.27860	0.38347
Interfaz-Aisl	K58	L1 FPT-A(Lower)	0.22680	0.29318	0.37066	-0.26461	-0.27852	0.38417
Interfaz-Aisl	K59	L1 FPT-A(Lower)	0.22806	0.29301	0.37131	-0.26287	-0.27544	0.38074
Interfaz-Aisl	K60	L1 FPT-B(Lower)	0.22650	0.30028	0.37613	-0.26754	-0.30536	0.40598
Interfaz-Aisl	K61	L1 FPT-B(Lower)	0.22814	0.29964	0.37661	-0.26811	-0.30556	0.40651
Interfaz-Aisl	K62	L1 FPT-B(Lower)	0.22796	0.29630	0.37385	-0.26805	-0.30182	0.40367
Interfaz-Aisl	K63	L1 FPT-B(Lower)	0.22793	0.29741	0.37471	-0.26616	-0.30121	0.40196
Interfaz-Aisl	K64	L1 FPT-B(Lower)	0.22619	0.29717	0.37346	-0.26596	-0.30147	0.40202
Interfaz-Aisl	K65	L1 FPT-B(Lower)	0.22796	0.29527	0.37303	-0.26813	-0.29754	0.40053
Interfaz-Aisl	K66	L1 FPT-B(Lower)	0.22783	0.29604	0.37355	-0.26624	-0.29723	0.39904
Interfaz-Aisl	K67	L1 FPT-B(Lower)	0.22789	0.29570	0.37333	-0.26501	-0.29759	0.39849
Interfaz-Aisl	K68	L1 FPT-B(Lower)	0.22825	0.29403	0.37222	-0.26784	-0.29458	0.39814
Interfaz-Aisl	K69	L1 FPT-B(Lower)	0.22753	0.29532	0.37280	-0.26663	-0.29377	0.39673
Interfaz-Aisl	K70	L1 FPT-B(Lower)	0.22729	0.29457	0.37206	-0.26559	-0.29460	0.39664
Interfaz-Aisl	K71	L1 FPT-B(Lower)	0.22794	0.29335	0.37150	-0.26762	-0.29115	0.39546
Interfaz-Aisl	K72	L1 FPT-B(Lower)	0.22763	0.29411	0.37191	-0.26620	-0.29101	0.39440
Interfaz-Aisl	K73	L1 FPT-B(Lower)	0.22754	0.29413	0.37187	-0.26521	-0.29109	0.39379
Interfaz-Aisl	K74	L1 FPT-B(Lower)	0.22795	0.29400	0.37202	-0.26676	-0.28855	0.39296
Interfaz-Aisl	K75	L1 FPT-B(Lower)	0.22799	0.29278	0.37108	-0.26872	-0.28917	0.39475
Interfaz-Aisl	K76	L1 FPT-B(Lower)	0.22865	0.29252	0.37128	-0.26808	-0.28671	0.39252
Interfaz-Aisl	K77	L1 FPT-B(Lower)	0.22802	0.29396	0.37203	-0.26664	-0.28645	0.39134
Interfaz-Aisl	K78	L1 FPT-B(Lower)	0.22741	0.29347	0.37127	-0.26559	-0.28849	0.39212
Interfaz-Aisl	K79	L1 FPT-B(Lower)	0.22776	0.29366	0.37163	-0.26538	-0.28658	0.39058
Interfaz-Aisl	K80	L1 FPT-B(Lower)	0.22726	0.29345	0.37115	-0.26548	-0.28462	0.38921
Interfaz-Aisl	K81	L1 FPT-B(Lower)	0.22754	0.29344	0.37132	-0.26595	-0.28713	0.39137
Interfaz-Aisl	K82	L1 FPT-B(Lower)	0.22737	0.29329	0.37110	-0.26572	-0.28443	0.38924
Interfaz-Aisl	K83	L1 FPT-B(Lower)	0.22751	0.29348	0.37133	-0.26632	-0.28461	0.38978
Interfaz-Aisl	K84	L1 FPT-B(Lower)	0.22796	0.29294	0.37118	-0.26759	-0.28454	0.39060
Interfaz-Aisl	K85	L1 FPT-B(Lower)	0.22791	0.29357	0.37166	-0.26628	-0.28091	0.38707
Interfaz-Aisl	K86	L1 FPT-B(Lower)	0.22766	0.29283	0.37092	-0.26521	-0.28171	0.38691
Interfaz-Aisl	K87	L1 FPT-B(Lower)	0.22711	0.29277	0.37053	-0.26583	-0.27881	0.38522
Interfaz-Aisl	K88	L1 FPT-B(Lower)	0.22806	0.29305	0.37133	-0.26410	-0.27524	0.38145
Interfaz-Aisl	K90	L1 FPT-B(Lower)	0.22754	0.29335	0.37125	-0.26653	-0.27824	0.38530
Interfaz-Aisl	K92	L1 FPT-B(Lower)	0.22745	0.29316	0.37104	-0.26665	-0.27515	0.38316
Interfaz-Aisl	K93	L1 FPT-B(Lower)	0.22881	0.29311	0.37184	-0.26521	-0.27206	0.37994
Interfaz-Aisl	K94	L1 FPT-B(Lower)	0.22793	0.29234	0.37070	-0.26817	-0.28178	0.38899
Interfaz-Aisl	K95	L1 FPT-B(Lower)	0.22814	0.29255	0.37099	-0.26794	-0.27867	0.38659
Interfaz-Aisl	K96	L1 FPT-B(Lower)	0.22830	0.29202	0.37067	-0.26773	-0.27580	0.38438
Interfaz-Aisl	K97	L1 FPT-B(Lower)	0.22839	0.29247	0.37108	-0.26786	-0.27219	0.38188

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019

Se presenta el desplazamiento de los aisladores en la respuesta lineal para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior:

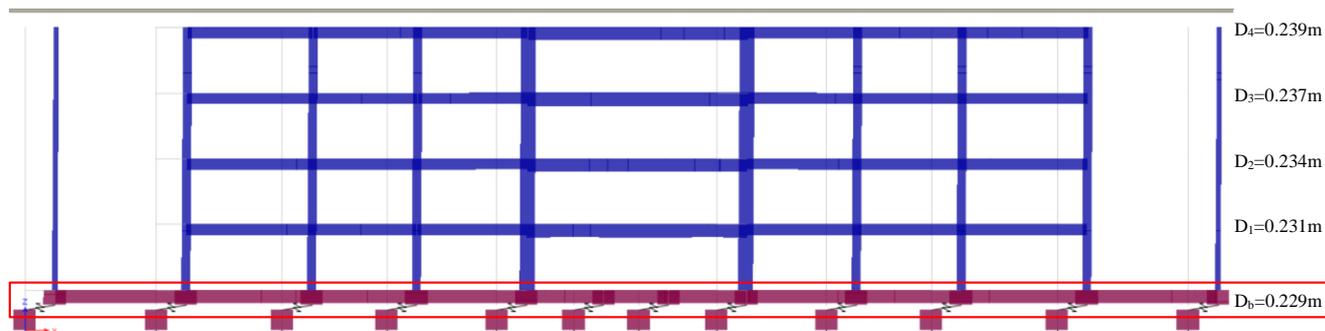


Figura IV-43a. Deformada del eje A5-A5 del diseño con aislamiento FPT, para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior, correspondiente a la combinación promedio de carga sísmica PROM-TH máxima

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

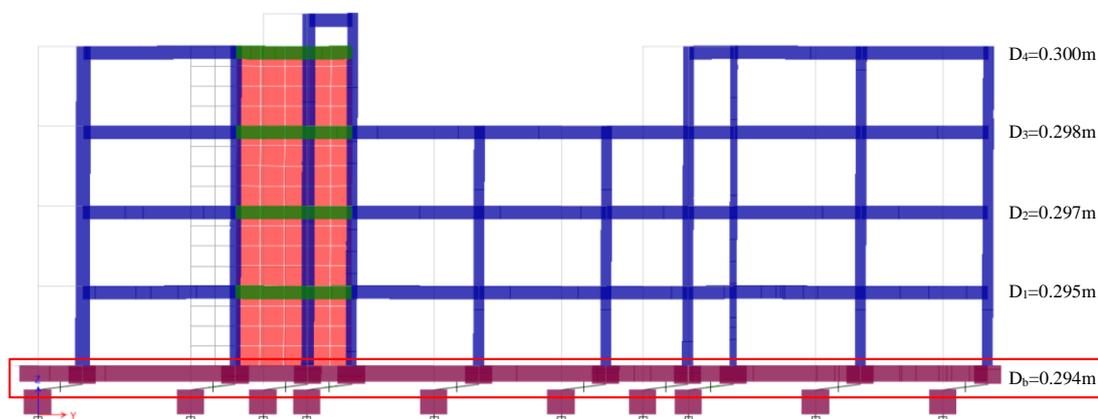


Figura IV-43b. Deformada del eje 11-11 del diseño con aislamiento FPT, para el sismo MCE y las propiedades de límite inferior, correspondiente a la combinación promedio de carga sísmica PROM-TH máxima

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

Se observa en las Figuras IV-43a y IV-43b que la estructura aislada bajo las condiciones del sismo MCE y las propiedades de límite inferior cumple los principios del aislamiento sísmico, se cuenta con una base sumamente flexible y una superestructura lo suficientemente rígida como para que los periodos de ambos estén bastante alejados y no haya sincronización de movimiento.

Así mismo se presenta el comportamiento de los aisladores con mayores desplazamientos en el tiempo para el caso de sismo TH-5 ICA002_2007, cuyos valores son cercanos a los valores promedio de la combinación PROM-TH.

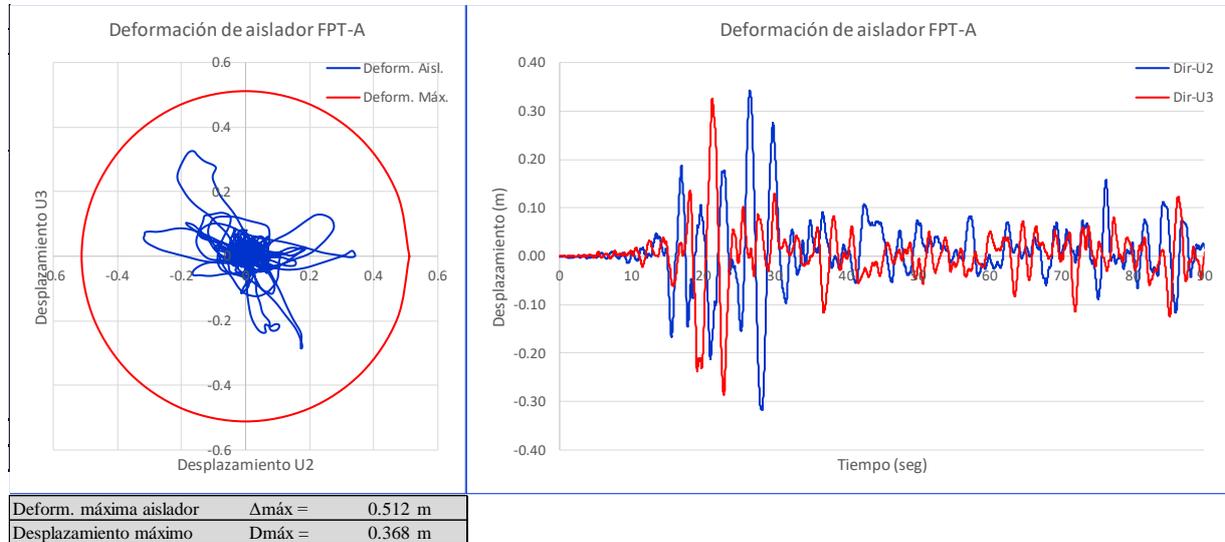


Figura IV-44. Desplazamientos del aislador FPT-A Link-K5 para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019

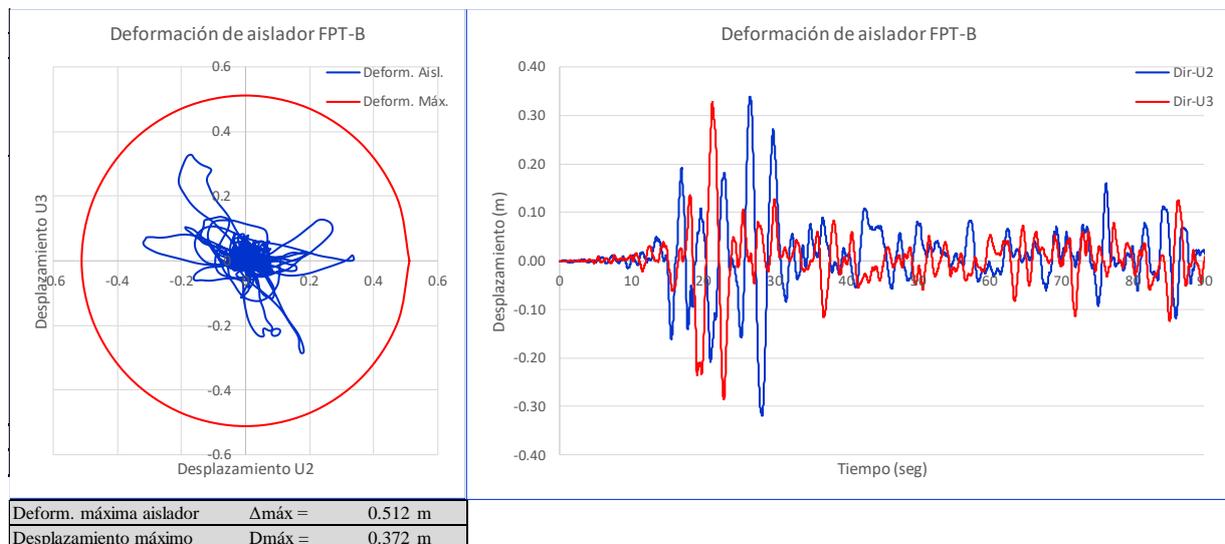


Figura IV-45. Desplazamientos del aislador FPT-B Link-K61 para el caso de sismo TH-7 AMNT_2016.

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019

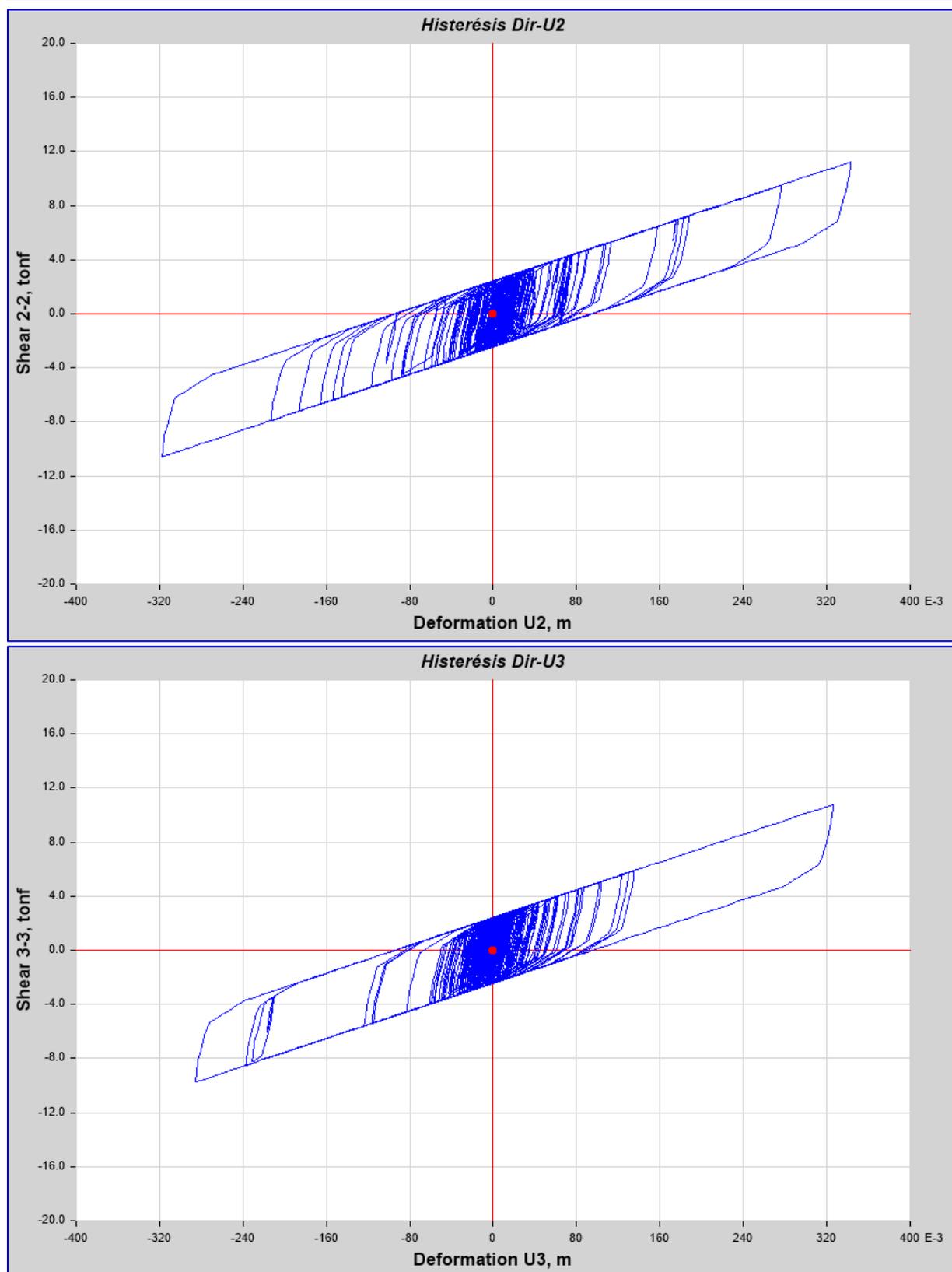


Figura IV-46. Diagramas de histéresis del aislador FPT-A Link-K5 para el caso de sismo TH-5 ICA002_2016

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

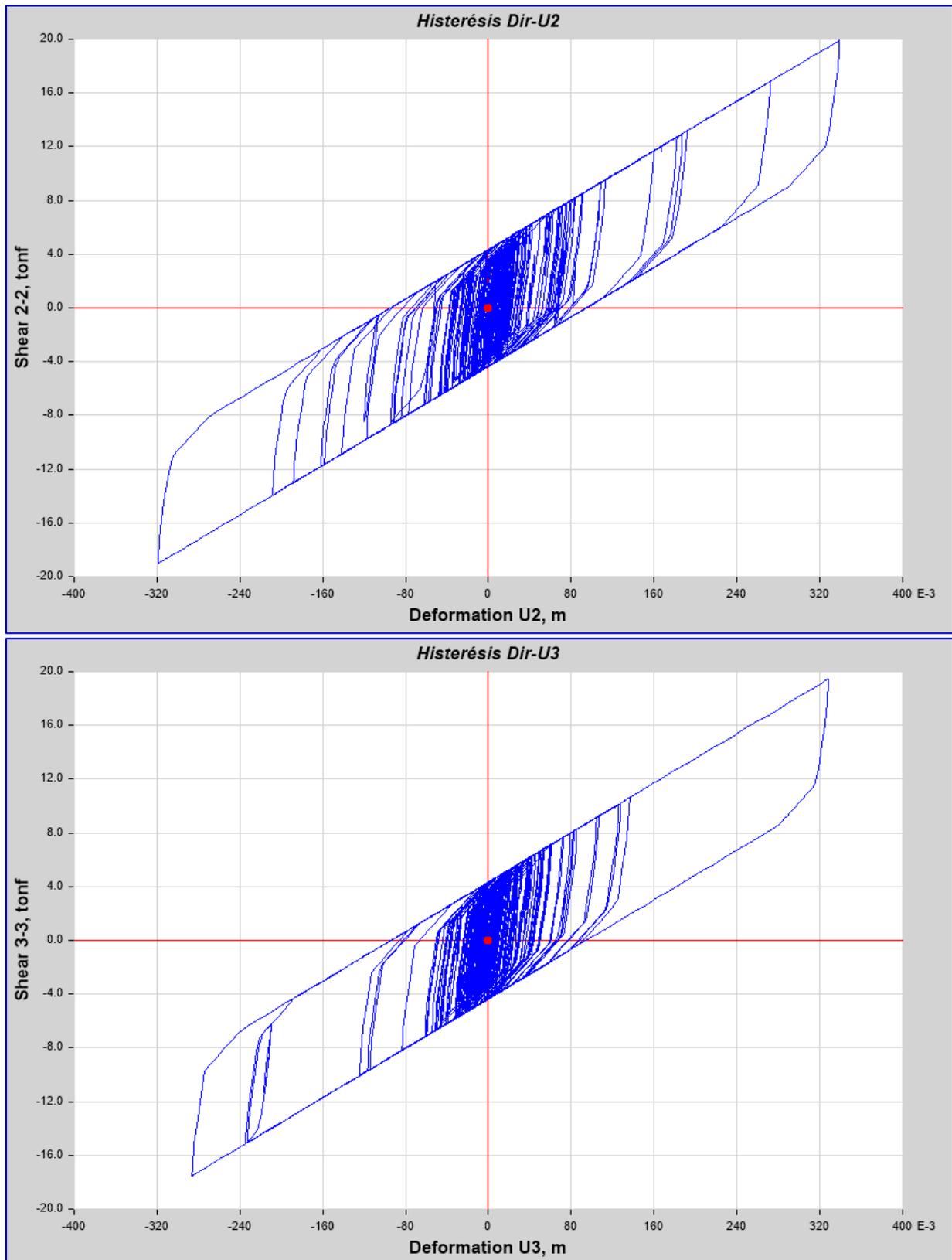


Figura IV-47. Diagramas de histéresis del aislador FPT-B Link-K61 para el caso de sismo TH-5 ICA002_2007

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.



Se puede observar que, en los aisladores críticos, el desplazamiento máximo alcanzado no supera el desplazamiento máximo permitido o de colapso de las unidades, lo que permite establecer que el sistema de aislamiento mantendrá su funcionalidad en el máximo sismo considerado MCE e implícitamente en el sismo de diseño DE. Además, los desplazamientos en ambos prototipos de aislador son casi iguales, lo que indica que los desplazamientos se compatibilizan debido a que la torsión es muy pequeña.

f. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO INCORPORADOS Y MODIFICADOS

El diseño de los elementos de concreto armado incorporados o modificados en el diseño con aislamiento FPT, se realizó siguiendo las disposiciones de la Norma E.060 que utiliza la metodología del diseño por resistencia, que consiste en amplificar las solicitaciones sobre las estructuras por factores λ reducir las resistencias nominales por factores ϕ . La ecuación general del diseño por resistencia es: $\lambda Q = \phi R_n$

Los factores de amplificación para las resistencias requeridas, vienen dados por las combinaciones de carga especificadas en el num. 9.2 de E.060, de la siguiente manera:

$$\text{Comb. 1} : U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$\text{Comb. 2} : U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}$$

$$\text{Comb. 3} : U = 0.9 \text{ D} \pm \text{CS}$$

Donde:

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

CS = Carga sísmica

Los factores de reducción para las resistencias de diseño, son las especificadas en el num. 9.3 de E.060, y tienen los siguientes valores:

$$\text{Flexión sin carga axial} : \phi = 0.90$$

Carga axial y carga axial con flexión

$$\text{(a) Carga axial de tracción con o sin flexión} : \phi = 0.90$$

(b) Carga axial de compresión con o sin flexión	: $\phi = 0.75$
Cortante y torsión	: $\phi = 0.85$
Aplastamiento	: $\phi = 0.70$

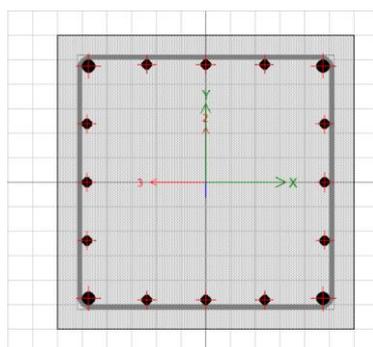
- DISEÑO DE COLUMNAS MODIFICADAS Y PLACAS INCORPORADAS

El diseño de los elementos verticales tales como columnas y placas, se realizó utilizando el estado de cargas simultaneas por flexión y carga axial P-M, y el estado de cargas por corte V. Para este caso el diseño por resistencia se cumplió con:

$$\begin{aligned} \text{Flexión} & : P_u \leq \phi P_n, M_u \leq \phi M_n \\ \text{Corte} & : V_u \leq \phi V_n \end{aligned}$$

Se presenta el proceso de diseño de la columna C1 con la asistencia de ETABS:

Diseño de Columna C1



Columna C1

Ref. Long. . 4Ø1" + 12Ø3/4"
Confinamiento. 2[]Ø3/8". 2@0.05, 7@0.10,
rto@0.20 c/e

Figura IV-48. Sección de columna C1 del 1er-piso definido en ETABS

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

Tabla IV-71

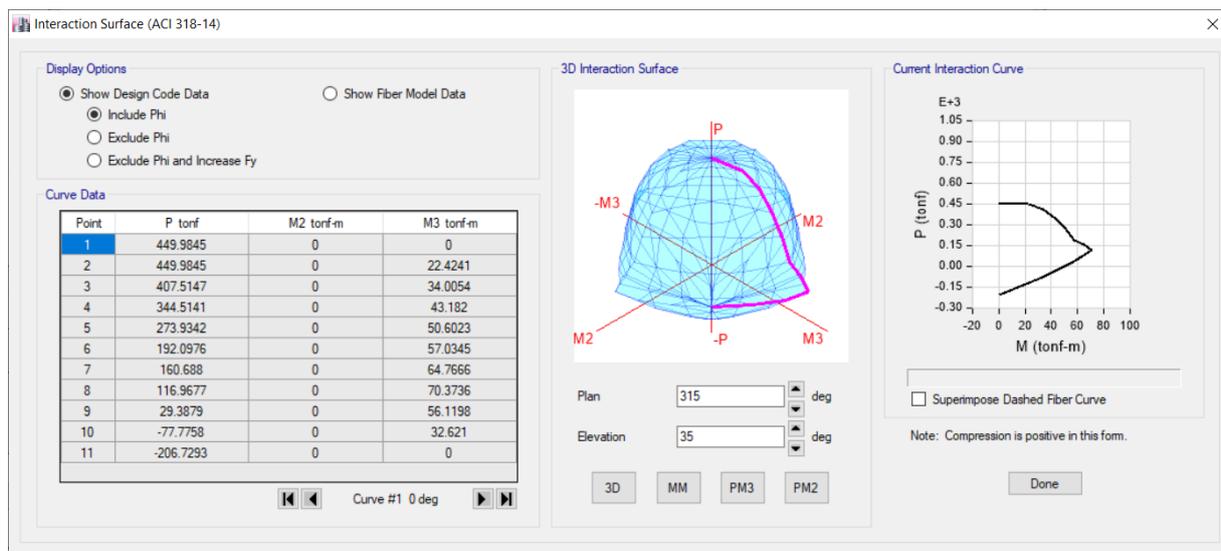
Esfuerzos de carga axial, flexión y corte en columna en la columna C1 del primer piso, para cada combinación de diseño

ESFUERZOS EN COLUMNAS									
Piso	Etiqueta (Columna)	Comb. Art.9.2 E.060	Estación (m)	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)	
PISO-1	C3	1.4D+1.7L	0	-93.1255	-15.6164	1.435	3.2058	-37.5957	
PISO-1	C3	1.25(D+L)+PTH Max	0	-53.0066	-14.7934	9.7213	23.0779	-38.5806	
PISO-1	C3	1.25(D+L)+PTH Min	0	-113.9891	-21.3686	-6.7002	-16.3397	-56.2116	
PISO-1	C3	0.9D+PTH Max	0	-25.3144	-8.94	9.2783	22.1833	-24.2231	
PISO-1	C3	0.9D+PTH Min	0	-86.297	-15.5152	-7.1432	-17.2344	-41.854	

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



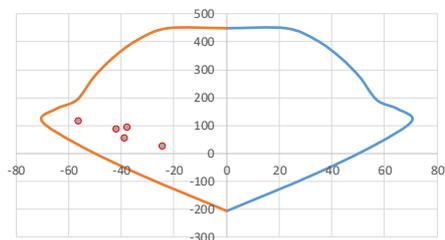
Diseño por flexión:



Eje local 2-2

Curve #1 0 deg				Curve #13 180 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	449.9845	0	0	1	449.9845	0	0
2	449.9845	0	22.4241	2	449.9845	-22.4241	0
3	407.5147	0	34.0054	3	407.5147	0	-34.0054
4	344.5141	0	43.182	4	344.5141	0	-43.182
5	273.9342	0	50.6023	5	273.9342	0	-50.6023
6	192.0976	0	57.0345	6	192.0976	0	-57.0345
7	160.688	0	64.7666	7	160.688	0	-64.7666
8	116.9677	0	70.3736	8	116.9677	0	-70.3736
9	29.3879	0	56.1198	9	29.3879	0	-56.1198
10	-77.7758	0	32.621	10	-77.7758	0	-32.621
11	-206.7293	0	0	11	-206.7293	0	0

Interacción P-M3



Eje local 3-3

Curve #7 90 deg				Curve #19 270 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	449.9845	0	0	1	449.9845	0	0
2	449.9845	22.4241	0	2	449.9845	-22.4241	0
3	407.5147	34.0054	0	3	407.5147	-34.0054	0
4	344.5141	43.182	0	4	344.5141	-43.182	0
5	273.9342	50.6023	0	5	273.9342	-50.6023	0
6	192.0976	57.0345	0	6	192.0976	-57.0345	0
7	160.688	64.7666	0	7	160.688	-64.7666	0
8	116.9677	70.3736	0	8	116.9677	-70.3736	0
9	29.3879	56.1198	0	9	29.3879	-56.1198	0
10	-77.7758	32.621	0	10	-77.7758	-32.621	0
11	-206.7293	0	0	11	-206.7293	0	0

Interacción P-M2

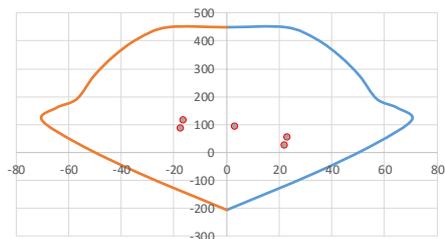


Figura IV-49. Diagrama de interacción de columna C1 del 1er-piso con demanda de carga axial y esfuerzos de flexión P-M

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

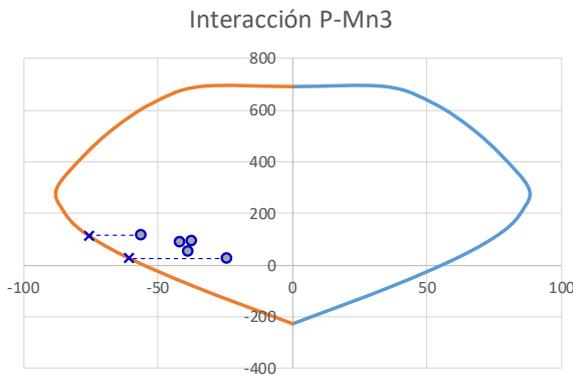


Diseño por corte:

Tabla IV-72

Resistencia a corte de columna C1 del 1er-piso para el eje local 2-2

AJUSTE DE CORTANTE DE DISEÑO E.060							
Art. 21.4.3(a)(b)							
hn = 3.67 m							
Piso	Comb. art. 9.2 E.060	P(Ton)	Mua3(Ton-m)	Mn3(Ton-m)	V2-2.5E(Ton)	V2-Mn(Ton)	Vu2(Ton)
Piso-1	1.4D+1.7L	93.13	-37.5957	-72.20	-15.62	-39.34	-39.34
Piso-1	1.25(D+L)+PTH Max	53.01	-38.5806	-65.67	-11.16	-35.79	-35.79
Piso-1	1.25(D+L)+PTH Min	113.99	-56.2116	-75.59	-27.60	-41.20	-41.20
Piso-1	0.9D+PTH Max	25.31	-24.2231	-60.75	-17.02	-33.10	-33.10
Piso-1	0.9D+PTH Min	86.30	-41.854	-71.09	-33.46	-38.74	-38.74
Cortante máxima Vu2(+) =							-33.10
Cortante mínima Vu2(-) =							-41.20
Diseño por corte							
Ancho de alma		bw =		60.00 cm			
Peralte efectivo		d =		54.10 cm			
Corte en Concreto		Vc =		24.93 Ton			
Corte en Acero de refuerzo		Vs =		30.00 Ton			
Espaciamiento		s =		20.00 cm			
Acero claculado por corte		Avc =		0.003 cm ²			
Acero mínimo por corte		A _{min} =		0.828 cm ²			
Acero requerido por corte		Av =		0.828 cm ²			
Utilizar: □3/8"@0.2		Av =		1.418 cm²			

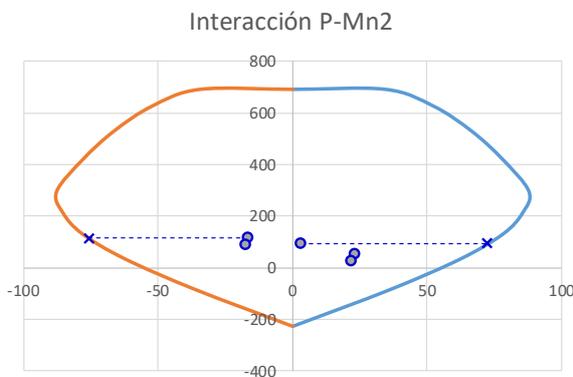


Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Tabla IV-73

Resistencia a corte de columna C1 del 1er-piso para el eje local 3-3

AJUSTE DE CORTANTE DE DISEÑO E.060							
Art. 21.4.3(a)(b)							
hn = 3.67 m							
Piso	Comb. art. 9.2 E.060	P(Ton)	Mua2(Ton-m)	Mn2(Ton-m)	V3-2.5E(Ton)	V3-Mn(Ton)	Vu3(Ton)
Piso-1	1.4D+1.7L	93.13	3.2058	72.20	1.44	39.34	39.34
Piso-1	1.25(D+L)+PTH Max	53.01	23.0779	65.67	21.98	35.79	35.79
Piso-1	1.25(D+L)+PTH Min	113.99	-16.3397	-75.59	-19.07	-41.20	-41.20
Piso-1	0.9D+PTH Max	25.31	22.1833	60.75	22.42	33.10	33.10
Piso-1	0.9D+PTH Min	86.30	-17.2344	-71.09	-18.63	-38.74	-38.74
Cortante máxima Vu2(+) =							39.34
Cortante mínima Vu2(-) =							-41.20
Diseño por corte							
Ancho de alma		bw =		60.00 cm			
Peralte efectivo		d =		54.10 cm			
Corte en Concreto		Vc =		24.93 Ton			
Corte en Acero de refuerzo		Vs =		30.00 Ton			
Espaciamiento		s =		20.00 cm			
Acero claculado por corte		Avc =		0.003 cm ²			
Acero mínimo por corte		A _{min} =		0.828 cm ²			
Acero requerido por corte		Av =		0.828 cm ²			
Utilizar: □03/8"@0.20		Av =		1.418 cm²			



Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Se presenta el proceso de diseño de la placa P1 con la asistencia de ETABS:

Diseño de Placa P1

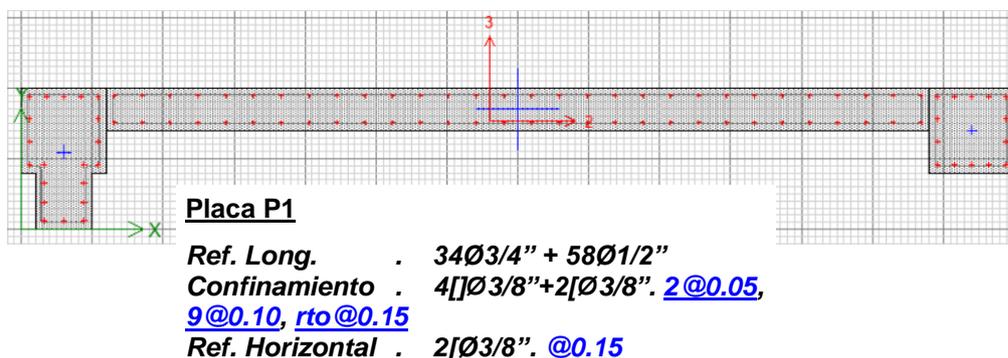


Figura IV-50. Sección de placa P1 del 1er-piso definido en ETABS

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

Tabla IV-74

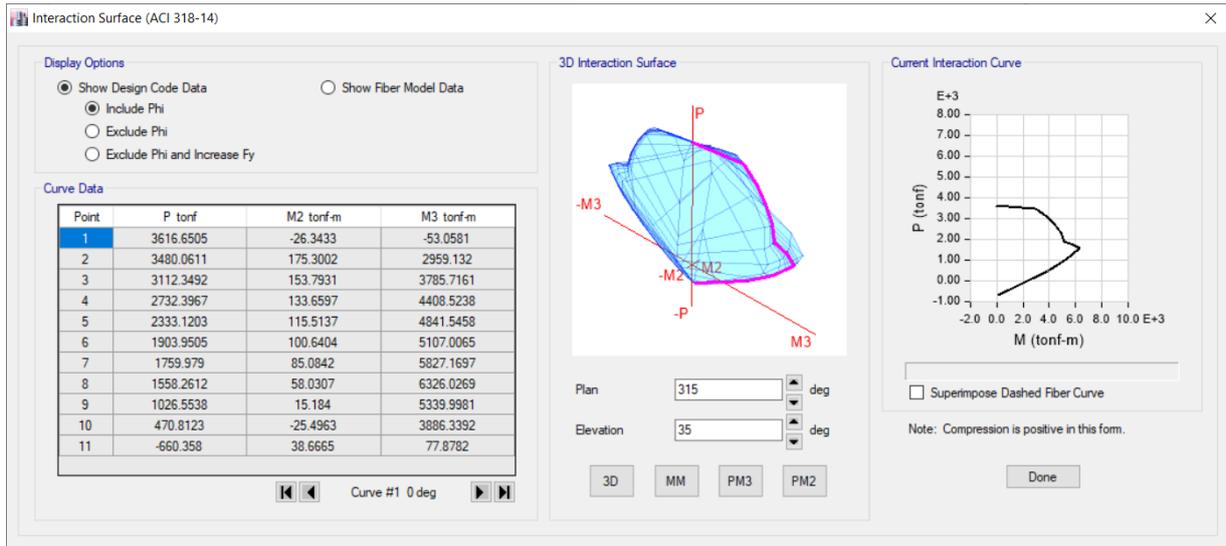
Esfuerzos de carga axial, flexión y corte en placa P1 del primer piso, para cada combinación de diseño

Piso	Etiqueta (Pier)	Comb. Art.9.2 E.060	ESFUERZOS EN PLACAS					
			Sección	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 tonf-m
Piso-1	P1Y	1.4D+1.7L	Bottom	-823.9931	58.366	-10.638	-38.6557	-70.658
Piso-1	P1Y	1.25(D+L)+PTH Max	Bottom	-693.6711	358.324	11.7827	23.0225	2535.607
Piso-1	P1Y	1.25(D+L)+PTH Min	Bottom	-726.8179	-217.7519	-34.3382	-103.3602	-2791.4712
Piso-1	P1Y	0.9D+PTH Max	Bottom	-395.0241	335.0583	15.3873	36.6827	2591.2393
Piso-1	P1Y	0.9D+PTH Min	Bottom	-428.1709	-241.0175	-30.7335	-89.7	-2735.839

Fuente: Elaboración propia, Adaptado de ETABS, 2019



Diseño por flexión:



Curve #1 0 deg				Curve #13 180 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	3616.651	-26.343	-53.058	1	3616.651	-26.343	-53.058
2	3480.061	175.300	2959.132	2	3616.651	9.653	-2500.137
3	3112.349	153.793	3785.716	3	3406.200	-16.793	-3444.348
4	2732.397	133.660	4408.524	4	3036.124	-43.281	-4182.087
5	2333.120	115.514	4841.546	5	2650.030	-69.909	-4726.359
6	1903.951	100.640	5107.007	6	2239.341	-96.672	-5096.747
7	1759.979	85.084	5827.170	7	2155.774	-148.019	-5979.904
8	1558.261	58.031	6326.027	8	2028.148	-218.709	-6714.959
9	1026.554	15.184	5339.998	9	1496.441	-261.556	-5936.742
10	470.812	-25.496	3886.339	10	929.698	-295.653	-4668.849
11	-660.358	38.667	77.878	11	-660.358	38.667	77.878

Curve #7 90 deg				Curve #19 270 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	3616.651	-26.343	-53.058	1	3616.651	-26.343	-53.058
2	3616.651	49.656	240.575	2	3125.547	-248.969	-330.258
3	3616.651	96.693	455.228	3	1922.205	-335.421	-564.610
4	3616.651	139.665	678.880	4	843.280	-313.161	-774.307
5	3616.651	188.531	860.565	5	540.273	-291.315	-831.960
6	3616.651	264.823	874.485	6	186.547	-250.255	-896.381
7	3514.143	347.206	838.045	7	-77.007	-220.520	-1044.003
8	3185.382	429.589	801.605	8	-251.129	-202.940	-991.451
9	2856.621	511.972	765.166	9	-400.867	-134.314	-701.782
10	1185.280	373.348	438.553	10	-526.004	-57.674	-325.800
11	-660.358	38.667	77.878	11	-660.358	38.667	77.878

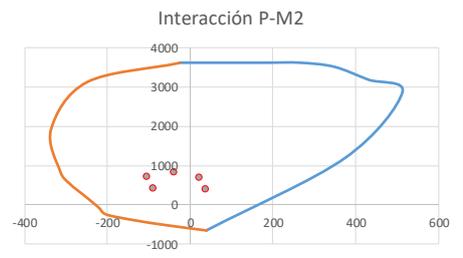
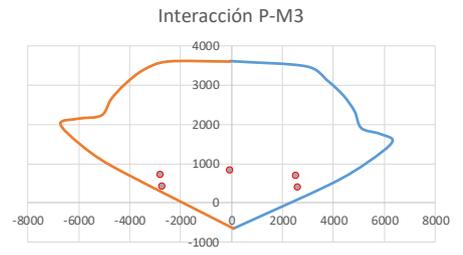


Figura IV-51. Diagrama de interacción de placa P1 del 1er-piso con demanda de carga axial y esfuerzos de flexión P-M

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

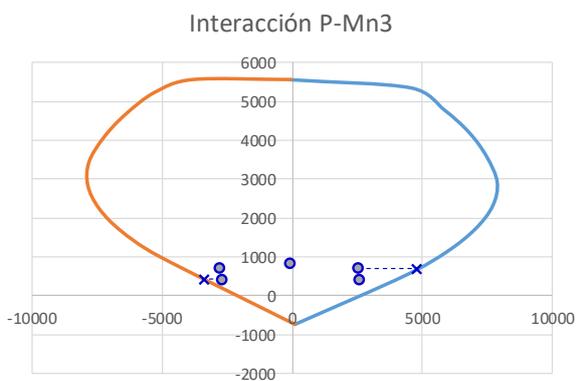


Diseño por corte:

Tabla IV-75

Resistencia a corte de placa P1 del 1er-piso para el eje local 2-2

AJUSTE DE CORTANTE DE DISEÑO E.060 <u>Art.21.9.5.3</u>							R =	1	$Vu2 = Vua2 \left(\frac{Mn3}{Mua3} \right)$
Piso	Comb. art. 9.2 E.060	P(Ton)	Mua3(Ton-m)	Mn3(Ton-m)	Mua3/Mn3	Vua2(Ton)	Vu2(Ton)		
Piso-1	1.4D+1.7L	823.99	-70.658	-4563.68	1.00	58.37	58.37		
Piso-1	1.25(D+L)+PTH Max	693.67	2535.607	4764.25	1.00	358.32	358.32		
Piso-1	1.25(D+L)+PTH Min	726.82	-2791.4712	-4273.59	1.00	-217.75	-217.75		
Piso-1	0.9D+PTH Max	395.02	2591.2393	3886.86	1.00	335.06	335.06		
Piso-1	0.9D+PTH Min	428.17	-2735.839	-3382.05	1.00	-241.02	-241.02		
						Cortante max. (Sismo SX) Vu2 =	358.32		
						Cortante max. (Sismo SY) Vu2 =	-241.02		
Diseño por corte									
Relacion hm/lm						hm/lm =	0.52		
Factor ac						ac =	0.80		
Área Corte						Acw =	21000.00 cm ²		
Corte Concreto						Vc =	756.59 Ton		
Corte Acero de refuerzo						Vs =	0.00 Ton		
cuantia horizontal calculada						phc =	0.0000		
cuantia horizontal mínima						phmin =	0.0025		
Espaciamiento						s =	15.00 cm		
Acero horizontal requerido						Ash =	1.13 cm²		
Utilizar: 2Ø3/8"@0.15						Ash =	1.42 cm²		

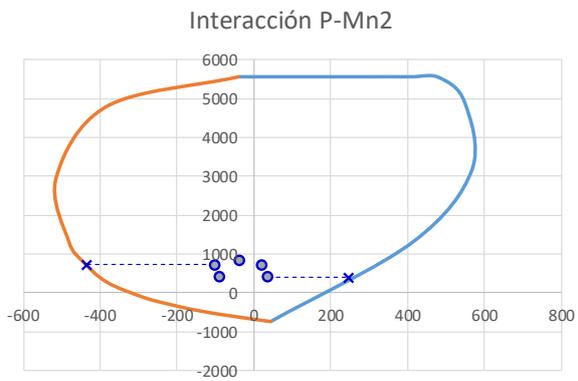


Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

Tabla IV-76

Resistencia a corte de placa P1 del 1er-piso para el eje local 3-3

AJUSTE DE CORTANTE DE DISEÑO E.060 <u>Art.21.9.5.3</u>							R =	1	$Vu3 = Vua3 \left(\frac{Mn2}{Mua2} \right)$
Piso	Comb. art. 9.2 E.060	P(Ton)	Mua2(Ton-m)	Mn2(Ton-m)	Mua2/Mn2	Vua3(Ton)	Vu3(Ton)		
Piso-1	1.4D+1.7L	823.99	-38.6557	-447.34	1.00	-10.64	-10.64		
Piso-1	1.25(D+L)+PTH Max	693.67	23.0225	301.80	1.00	11.78	11.78		
Piso-1	1.25(D+L)+PTH Min	726.82	-103.3602	-436.06	1.00	-34.34	-34.34		
Piso-1	0.9D+PTH Max	395.02	36.6827	247.65	1.00	15.39	15.39		
Piso-1	0.9D+PTH Min	428.17	-89.7	-401.39	1.00	-30.73	-30.73		
						Cortante máxima Vu3 =	15.39		
						Cortante mínima Vu3 =	-34.34		
Diseño por corte									
Relacion hm/lm						hm/lm =	3.67		
Factor ac						ac =	0.53		
Área Corte						Acw =	21000.00 cm ²		
Corte Concreto						Vc =	501.24 Ton		
Corte Acero de refuerzo						Vs =	0.00 Ton		
cuantia horizontal calculada						phc =	0.0000		
cuantia horizontal mínima						phmin =	0.0020		
Espaciamiento						s =	15.00 cm		
Acero horizontal requerido						Ash =	0.90 cm²		
Utilizar: 2Ø3/8"@0.15						Ash =	1.42 cm²		



Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

- DISEÑO DE VIGAS MODIFICADAS

El diseño de los elementos horizontales como las vigas en las dos direcciones de análisis, se realizó utilizando el estado de cargas por flexión M , y el estado de cargas por corte V . Para este caso el diseño por resistencia se cumplió con:

$$\text{Flexión} \quad : \quad M_u \leq \phi M_n$$

$$\text{Corte} \quad : \quad V_u \leq \phi V_n$$

Se presenta el proceso de diseño de la viga V-104(0.35x0.90) entre los ejes A1 y A2:

Diseño de Viga V-104(0.35x0.90)

Diseño por flexión

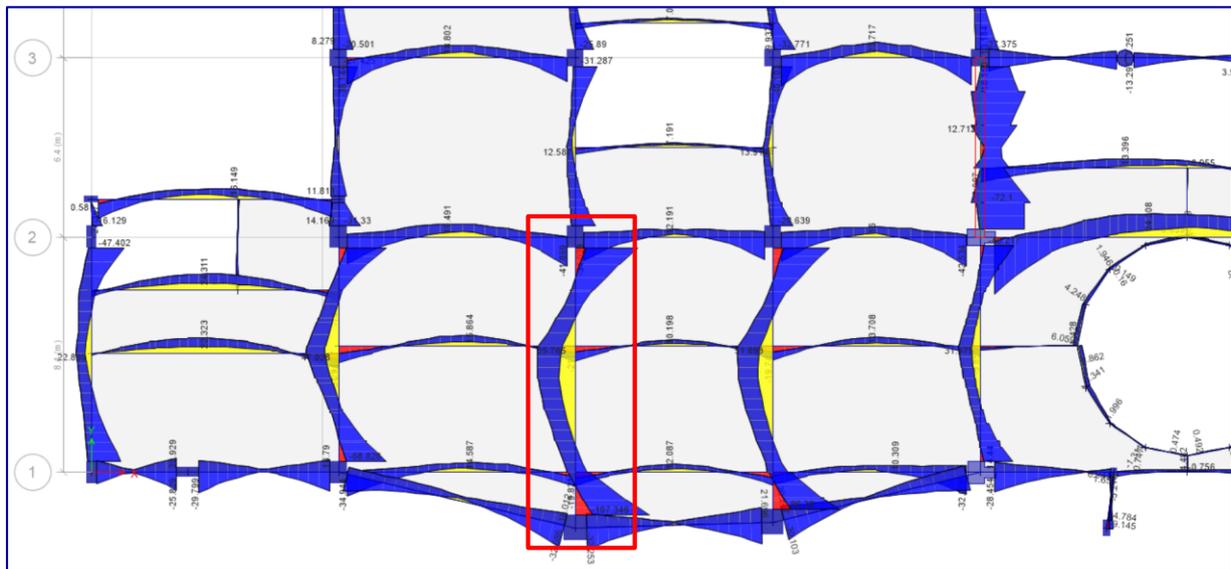


Figura IV-52. Diagrama de momentos flectores en viga V-104(0.35x0.90) en el primer piso entre los ejes A1 y A2, para la envolvente de combinaciones del num. 9.3 de E.060

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

$$\text{Apoyo-C11: } b_w = 35.00\text{cm}, d = 83.78\text{cm}$$

$$\text{Momento ultimo: } M_{u1} = 107.35\text{Ton} - m$$

Cuantía balanceada y acero máximo:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) = 0.85 \times 0.85 \times \frac{210}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.0213$$



$$A_{smáx} = 0.75 \rho_b b_w d = 0.75 \times 0.0213 \times 35 \times 83.78 = 46.73 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo:

$$A_{smín} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{fy} b_w d = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 35 \times 83.78 = 7.08 \text{ cm}^2$$

Acero de refuerzo:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi fy \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{107.35 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times \left(83.78 - \frac{27.21}{2} \right)} = 40.47 \text{ cm}^2, a = 27.21 \text{ cm}$$

Utilizar: $8\phi 1''$: $A_s = 40.54 \text{ cm}^2$

Apoyo-C9: $b_w = 35.00 \text{ cm}$, $d = 83.78 \text{ cm}$

Momento ultimo: $M_{u1} = 89.71 \text{ Ton} - m$

Cuantía balanceada y acero máximo:

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'c}{fy} \left(\frac{6000}{6000 + fy} \right) = 0.85 \times 0.85 \times \frac{210}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.0213$$

$$A_{smáx} = 0.75 \rho_b b_w d = 0.75 \times 0.0213 \times 35 \times 83.78 = 46.73 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo:

$$A_{smín} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{fy} b_w d = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 35 \times 83.78 = 7.08 \text{ cm}^2$$

Acero de refuerzo:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi fy \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{89.71 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times \left(83.78 - \frac{21.91}{2} \right)} = 32.59 \text{ cm}^2, a = 21.91 \text{ cm}$$

Utilizar: $8\phi 1''$: $A_s = 40.54 \text{ cm}^2$

Centro de luz libre: $b_w = 35.00 \text{ cm}$, $d = 83.78 \text{ cm}$

Momento ultimo: $M_{uCL} = 55.77 \text{ Ton} - m$

Cuantía balanceada y acero máximo:

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'c}{fy} \left(\frac{6000}{6000 + fy} \right) = 0.85 \times 0.85 \times \frac{210}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.0213$$

$$A_{smáx} = 0.75 \rho_b b_w d = 0.75 \times 0.0213 \times 35 \times 83.78 = 46.73 \text{cm}^2$$

Acero mínimo:

$$A_{smín} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d = 0.7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 35 \times 83.78 = 7.08 \text{cm}^2$$

Acero de refuerzo:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{55.77 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times \left(83.78 - \frac{12.82}{2} \right)} = 19.07 \text{cm}^2, a = 12.82 \text{cm}$$

Utilizar: $5\phi 1''$: $A_s = 25.34 \text{cm}^2$

Diseño por corte (Cap. 11 – E.060)

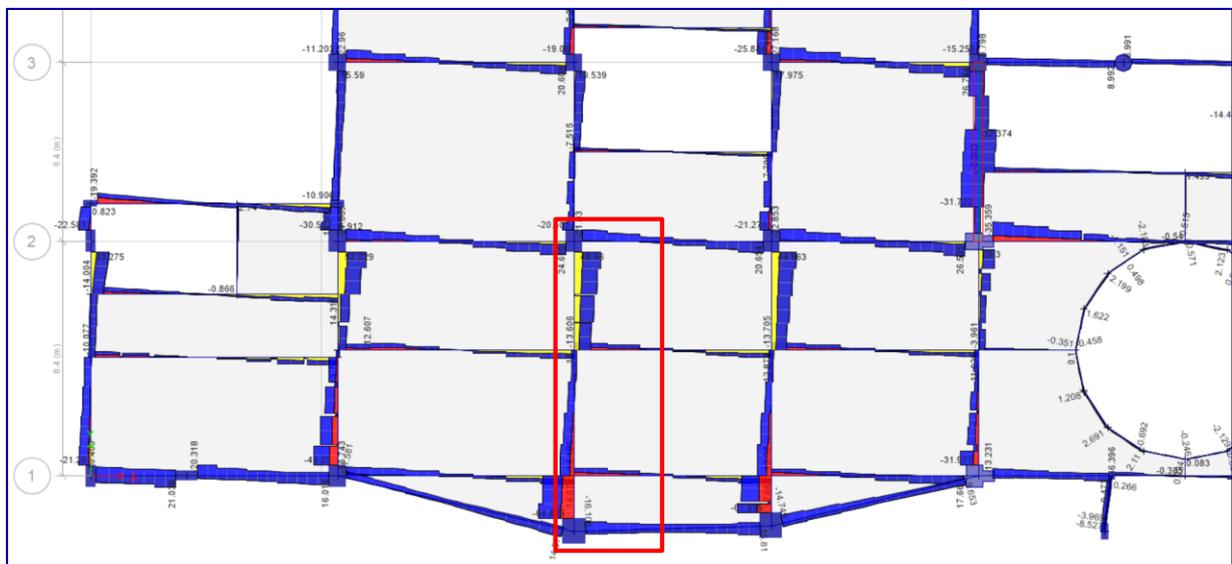


Figura IV-53. Diagrama de fuerzas cortantes en viga V-104(0.35x0.90) en el primer piso entre los ejes A1 y A2, para la envolvente de combinaciones del num. 9.3 de E.060

Fuente: Elaboración propia, ETABS, 2019.

Cortante ultima: $V_u = 64.50 \text{Ton}$, para la sección crítica localizada a d de la cara del apoyo.

Momentos nominales:

Extremo-1: $A_{s1} = 8\phi 1'' = 40.54 \text{cm}^2$

$$M_{nl} = 119.44 \text{Ton} - m$$

Extremo-2: $A_{s1} = 8\phi 1'' = 40.54 \text{cm}^2$

$$M_{nl} = 119.44 \text{Ton} - m$$



Cortante ultima: $V_u = (M_{n1} + M_{n2})/l_n + w_u l_n / 2$

$$V_u = \frac{119.44 + 119.44}{9.45} + \frac{10.08 \times 9.45}{2} = 72.95 \text{Ton}, \text{ en los extremos}$$

Resistencia al corte de concreto (V_c): $b_w = 35.00 \text{cm}$, $d = 83.78 \text{cm}$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0.53 \sqrt{210} \times 35 \times 83.78 = 22521.32 \text{Kg} = 22.52 \text{Ton}$$

Resistencia al corte de acero de refuerzo (V_s):

$$- V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{64.50}{0.85} - 22.52 = 53.36 \text{Ton}$$

- Espaciamiento (s): $s = 10.00 \text{cm}$

$$- \text{Refuerzo mínimo a corte (A}_{v\text{min}}): A_{v\text{min}} = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} = 0.2 \sqrt{210} \frac{35 \times 10}{4200} = 0.24 \text{cm}^2$$

$$- \text{Área de refuerzo: } A_v = \frac{V_s s}{f_y d} = \frac{53360 \times 10}{4200 \times 83.78} = 1.52 \text{cm}^2$$

Utilizar Estribos: $\phi 3/8$: $A_v = 1.42 \text{cm}^2$



g. ESTIMACIÓN DE DAÑOS ARQUITECTÓNICO, ESTRUCTURAL Y DE CONTENIDO POR SISMO

Se realizó la estimación de daño siguiendo el procedimiento y los criterios especificado en SISFC, tal y como fueron aplicados para el diseño anterior.

Se presenta a continuación el resumen de los valores de los parámetros de resiliencia utilizados para la estimación del daño en la estructura, así como las curvas de facilidad con la determinación del aporte de daño correspondiente a cada parámetro.

Tabla IV-77

Resumen de los valores de los parámetros resilientes para la estimación del daño del diseño con aislamiento FPT

RESUMEN DE VALORES DE PARÁMETROS RESILIENTES PARA LA ESTIMACIÓN DEL DAÑO					
<u>EJE X-X</u>					
BLOQUE	DERIVA	DERIVA	DERIVA	DERIVA	ACEL.
	ULT.	ULT.	RES.	RES.	ESPEC.
	PROMEDIO	MÁXIMA	PROMEDIO	MÁXIMA	PISO
ÚNICO	0.11%	0.16%	0.00%	0.00%	0.29g
<u>EJE Y-Y</u>					
BLOQUE	DERIVA	DERIVA	DERIVA	DERIVA	ACEL.
	ULT.	ULT.	RES.	RES.	ESPEC.
	PROMEDIO	MÁXIMA	PROMEDIO	MÁXIMA	PISO
ÚNICO	0.11%	0.16%	0.00%	0.00%	0.29g
MÁXIMO	0.11%	0.16%	0.00%	0.00%	0.29g

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

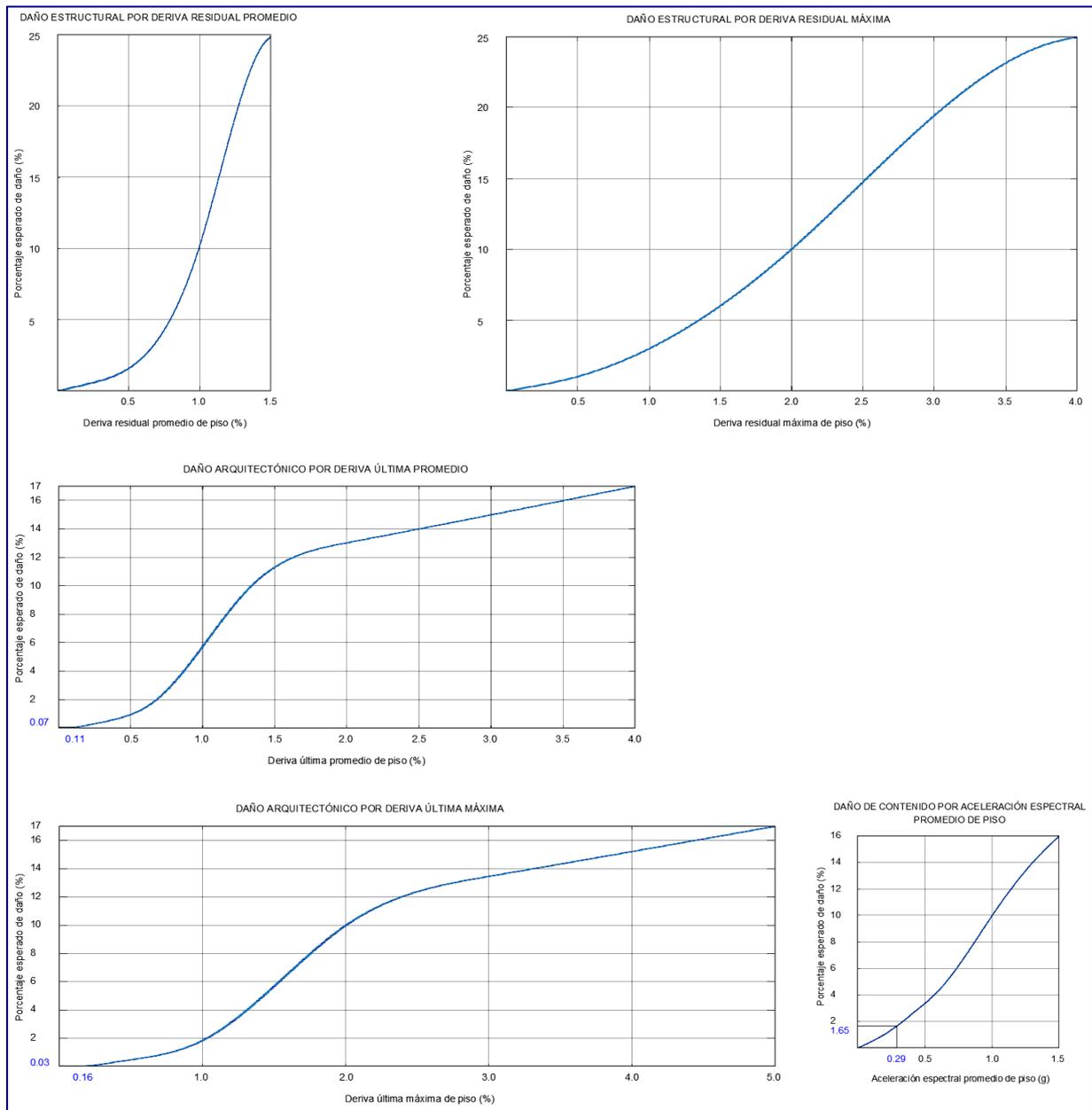


Figura IV-54. Estimación de aporte al daño por sismo del diseño con aislamiento FPT, utilizando las curvas de fragilidad del método simplificado especificado en SISFC

Fuente: AutoCAD 2016, Elaboración propia, 2019.

Con el aporte al daño de cada parámetro de resiliencia, se determinó la estimación global de daño del diseño con aisladores FPT del bloque aislado del Hospital de Pacasmayo:



Tabla IV-78

Porcentaje y balance de pérdidas en bloque con aislamiento FPT del Hospital de Pacasmayo para las propiedades de límite superior y el sismo de diseño DE

PORCENTAJE DE PÉRDIDAS EN SUPERESTRUCTURA LÍMITE SUPERIOR (Upper bound) Y SISMO DE DISEÑO DE (Asumiendo que los aisladores y la subestructura mantienen su funcionalidad)							
<u>EJE X-X</u>							
VALOR	DERIVA ULT. PROMEDIO	DERIVA ULT. MÁXIMA	DERIVA RES. PROMEDIO	DERIVA RES. MÁXIMA	ACEL. ESPEC. PISO	TOTAL	CLASIF. REDi/ FEMA_P-58
PROMEDIO	0.07%	0.03%	0.00%	0.00%	1.65%	1.75%	PLATINUM
<u>EJE Y-Y</u>							
VALOR	DERIVA ULT. PROMEDIO	DERIVA ULT. MÁXIMA	DERIVA RES. PROMEDIO	DERIVA RES. MÁXIMA	ACEL. ESPEC. PISO	TOTAL	CLASIF. REDi/ FEMA_P-58
PROMEDIO	0.07%	0.03%	0.00%	0.00%	1.65%	1.75%	PLATINUM
MÁXIMO	0.07%	0.03%	0.00%	0.00%	1.65%	1.75%	PLATINUM

BALANCE DE PÉRDIDAS - CLASIFICACIÓN REDi/FEMA P-58

REDi™ Resilience Objectives		<u>COSTO DE CONSTRUCCIÓN Y EQUIPAMIENTO</u>	
Baseline Resilience Objectives for Design Level Earthquake		Valor referencial	VR = 70,194,259.26 Soles
		Factor relación	FR = 0.96623
		Valor de ejecución	VE = 67,823,799.13 Soles
<u>EVALUACIÓN DE PERDIDAS</u>		CLASIFICACIÓN REDi/FEMA_P-58 PLATINUM	
Platinum		Porcentaje de pérdida total	L% = 1.75 %
		Pérdida financiera directa	LF = 1,186,916.48 Soles
		Tiempo de reposición	T _{RO} = 72.00 Meses
Gold			
Silver			

Fuente: Elaboración propia, Microsoft Excel, 2019

El costo de la construcción para el diseño con aislamiento FPT, fue obtenido al presupuestar todos los elementos que fueron modificados del diseño inicial tales como vigas, capiteles y pedestales, así como las placas que fueron incorporadas y las unidades de aislamiento reemplazadas. El presupuesto de los elementos modificados e incorporados son presentados en el Anexo-5 en suma del presupuesto de los elementos que no fueron modificados. Se mantuvo el mismo presupuesto para el equipamiento médico, y el mismo factor relación aplicado en el diseño anterior.

La Tabla IV-78 expresa que el bloque aislado del Hospital de Pacasmayo de haber diseñado con aislamiento FPT y los criterios del Estándar de aislamiento sísmico para la funcionalidad continua SISCF, según lo propuesto en la presente tesis; en el contexto del sismo de diseño DE y las propiedades de límite superior del sistema de aislamiento, tiene una clasificación **REDi™ Platinum**, con una pérdida aproximada del **1.75%** del valor de la construcción es decir un monto de **S/. 1,186,916.48**, y sus servicios quedarían postergados cerca de **setenta y dos (72) horas**.

4.1 DISCUSIÓN

Los resultados encontrados permiten aceptar parcialmente la primera hipótesis específica de la investigación, invalidándose el primer ítem, al encontrarse que el diseño basado en los criterios del Estándar de Funcionalidad Continua proporcionaría al Hospital de Pacasmayo un mejor desempeño en el Sismo Considerado, DE, que el obtenido del diseño basado en los criterios mínimos de las Normas E.030 y ASCE/SEI 7; y validándose el segundo ítem, que establece que el diseño basado en los criterios del Estándar de Funcionalidad Continua proporcionará al Hospital de Pacasmayo un mejor desempeño en el Máximo Sismo Considerado, MCE.

Así mismo, se valida la segunda hipótesis específica que corresponde al comportamiento sísmico de una estructura y su relación con los parámetros de evaluación del diseño por resiliencia: Derivas últimas, derivas residuales (deriva inelástica) y aceleraciones de piso. Encontrándose que es posible alcanzar valores bajos de estos parámetros para limitar el daño, al emplear sistemas de aislamiento con el periodo y el amortiguamiento adecuado para tal propósito. Esto guarda relación con lo encontrado en Zayas et al. (1989), Nagarajaiah y Sun (1996), Yucra (2018) y Moscoso (2019), donde se señala que los edificios apoyados sobre sistemas de aislamiento que desarrollen adecuadas características dinámicas durante una ocurrencia sísmica preponderante, presentarán bajas derivas y aceleraciones de piso, y por consiguiente daños leves y una condición de ocupación inmediata.



**CAPITULO V
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES**



5.1 CONCLUSIONES

- La edificación principal del Hospital de Pacasmayo, diseñado con aislamiento elastomérico del tipo LRB siguiendo los criterios mínimos de las normas E.030 y ASCE/SEI 7, específicamente ASCE/SEI 7-10, alcanza periodos fundamentales $T_x=1.43\text{seg}$ y $T_y=1.49\text{seg}$, y recibe una fuerza cortante máxima en su superestructura $V_s=1420.39\text{Ton}$, cuando la estructura es sometida al sismo de diseño DE y cuando el sistema de aislamiento adquiera mayor rigidez y alcance su límite superior. Todo ello indica que el sistema de aislamiento no es lo suficientemente flexible para reducir la fuerza sísmica, teniéndose una reducción del 38% del cortante total en base fija con $R=1$.
- El diseño del Hospital con aislamiento elastomérico LRB, utilizando los criterios mínimos de las normas E.030 y ASCE/SEI 7, presenta derivas últimas máximas $\Delta_{\text{máx-x}}=0.0061$ y $\Delta_{\text{máx-y}}=0.0048$, y derivas promedio $\Delta_{\text{prom-x}}=0.0048$ y $\Delta_{\text{prom-y}}=0.0039$, cuando la estructura es sometida al sismo de diseño DE y cuando las propiedades del sistema de aislamiento alcancen su límite superior. Las derivas encontradas son menores que la deriva permisible en E.030, pero que afecta a los componentes arquitectónicos y las instalaciones, con un aporte al daño del 1.54% del costo total de reemplazo del hospital.
- El diseño con aislamiento elastomérico LRB, utilizando los criterios mínimos de las normas E.030 y ASCE/SEI 7, presenta derivas residuales $\Delta r_{\text{máx-x}}=0.0008$ y $\Delta r_{\text{máx-y}}=0.0005$, y derivas promedio $\Delta r_{\text{prom-x}}=0.0003$ y $\Delta r_{\text{prom-y}}=0.0001$, que implican que la estructura tendría una leve incursión inelástica cuando la estructura es sometida al sismo de diseño DE y cuando las propiedades del sistema de aislamiento alcancen su límite superior, desarrollándose pequeñas ductilidades del orden $\mu=1.50$; con un aporte de daño de 0.22% del costo total.
- El diseño con aislamiento elastomérico LRB, utilizando los criterios mínimos de las normas E.030 y ASCE/SEI 7, presenta aceleraciones espectrales promedio de piso $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$, $S_{a\text{prom-x}}=0.46g$ y $S_{a\text{prom-y}}=0.47g$, cuando la estructura es sometida al sismo de diseño DE y cuando las propiedades del sistema de aislamiento alcancen su límite superior. Estos valores de las aceleraciones encontradas afectan al equipamiento interior con un aporte al daño del 3.12% del costo total.
- La evaluación de los parámetros antes mencionados con las curvas de fragilidad de la figura C.3-2 (figura III-8) del Estándar de aislamiento sísmico para la funcionalidad continua, SISFC, y los objetivos de resiliencia de REDiTM; indica que el Hospital de



Pacasmayo diseñado con los criterios mínimos de las normas E.030 ASCE/SEI 7 tiene una clasificación **REDi™ Gold**, con una pérdida aproximada del **4.88%** del monto contratado de la construcción y adquisición de equipamiento médico **MC=S/.65,977,725.78**, es decir un monto de **S/. 3,219,713.02**, y postergación de sus servicios por cerca de **un (01) mes**, cuando la estructura es sometida al sismo de diseño DE y cuando las propiedades del sistema de aislamiento alcancen su límite superior. Cabe indicarse que el mayor aporte de daño es proporcionado por el valor de las aceleraciones promedio de piso, siendo su aporte el 65% de la pérdida total.

- El sistema de aislamiento LRB tiene un desplazamiento máximo $D=0.31\text{m}$ cuando la estructura es sometida al máximo sismo considerado MCE y contando con que las propiedades del sistema alcanzan su límite inferior haciéndose más flexible, desplazamiento que no supera la deformación máxima por corte de las unidades de aislamiento, lo que permite establecer que el sistema de aislamiento mantendrá su funcionalidad en este nivel de sismo e implícitamente en el sismo de diseño DE.
- El bloque principal del Hospital de Pacasmayo, diseñado con aislamiento de triple péndulo de fricción FPT, siguiendo los criterios del Estándar de aislamiento para la funcionalidad continua concordantes con las Normas E.030 y ASCE/SEI 7, alcanza periodos fundamentales $T_x=2.51\text{seg}$ y $T_y= 2.67\text{seg}$, y recibe una fuerza cortante máxima en su superestructura $V_s=738.48\text{Ton}$, cuando la estructura es sometida al sismo de diseño DE y cuando el sistema de aislamiento adquiera mayor rigidez y alcance su límite superior. Todo ello indica que el sistema de aislamiento es lo suficientemente flexible para reducir la fuerza sísmica, teniéndose una reducción del 20% del cortante total en base fija con $R=1$.
- El diseño del Hospital con aislamiento FPT, utilizando los criterios del Estándar de aislamiento para la funcionalidad continua concordantes con las Normas E.030 y ASCE/SEI 7, presenta derivas últimas máximas $\Delta_{\text{máx}}=0.0016$, y derivas promedio $\Delta_{\text{prom}}=0.0011$ en ambas direcciones, cuando la estructura es sometida al sismo de diseño DE y cuando las propiedades del sistema de aislamiento alcancen su límite superior. Las derivas encontradas son relativamente pequeñas, y afectan a los componentes arquitectónicos y las instalaciones, con un aporte al daño del 0.10% del costo total.
- El diseño con aislamiento FPT, utilizando los criterios del Estándar de aislamiento para la funcionalidad continua concordantes con las Normas E.030 y ASCE/SEI 7, presenta derivas residuales y derivas promedio nulas en ambas direcciones, lo que implica que



la estructura permanece elástica cuando la estructura es sometida al sismo de diseño DE y cuando las propiedades del sistema de aislamiento alcancen su límite superior, debido a que se el diseño fue realizado con $R_I=1$.

- El diseño con aislamiento FPT, utilizando los criterios del Estándar de aislamiento para la funcionalidad continua concordantes con las Normas E.030 y ASCE/SEI 7, presenta aceleraciones espectrales promedio de piso $\beta=5\%$ $T=0.05-3.00\text{seg}$, $S_{a\text{prom-x}}=0.29\text{g}$ en ambas direcciones, cuando la estructura es sometida al sismo de diseño DE y cuando las propiedades del sistema de aislamiento alcancen su límite superior. Estos valores de las aceleraciones encontradas afectan al equipamiento interior con un aporte al daño del 1.65% del costo total.
- La evaluación de los parámetros antes mencionados con las curvas de fragilidad de la figura C.3-2 (figura III-8) del Estándar de aislamiento sísmico para la funcionalidad continua, SISFC, y los objetivos de resiliencia de REDi™, para el diseño con aislamiento FPT; indica que el Hospital de Pacasmayo diseñado con los criterios del Estándar de aislamiento para la funcionalidad continua concordantes con las Normas E.030 y ASCE/SEI 7 tiene una clasificación **REDi™ Platinum**, con una pérdida aproximada del **1.75%** del costo total de inversión **VE=S/.67,823,799.13**, es decir un monto de **S/. 1,186,916.48**, y postergación de los servicios por cerca de **setenta y dos (72) horas**, cuando la estructura es sometida al sismo de diseño DE y cuando las propiedades del sistema de aislamiento alcancen su límite superior. Está clasificación, categoriza a la estructura en la funcionalidad continua.
- El sistema de aislamiento FPT propuesto para el bloque aislado del Hospital de Pacasmayo tiene un desplazamiento máximo $D=0.41\text{m}$ cuando la estructura es sometida al máximo sismo considerado MCE y cuando el sistema de aislamiento alcanza sus propiedades de límite inferior, no llegando a superarse la capacidad de deslizamiento contra el colapso de los aisladores $D_{\text{cap}}=0.51\text{m}$, lo que permite establecer que este sistema de aislamiento mantendrá su funcionalidad en este nivel de sismo e implícitamente en el sismo de diseño DE.
- En el sismo de diseño DE y bajo el desfavorable contexto de que se las propiedades del sistema de aislamiento alcancen su límite superior, el Hospital de Pacasmayo que ha sido diseñado con los criterios mínimos de las Normas E.030 y ASCE/SEI 7, presenta un balance económico total de **S/. 69,197,438.80** aproximadamente, y perdería su funcionalidad por espacio de **un (01) mes**. Por otro lado, al ser diseñado con los criterios del Estándar de aislamiento para la funcionalidad continua en concordancia



con las Normas E.030 y ASCE/SEI 7, hubiese presentado un balance económico aproximadamente igual, del orden de **S/. 69,010,715.61**, pero su funcionalidad sería repuesta en un tiempo de **setenta y dos (72) horas**.

- La diferencia de la respuesta entre los dos tipos de diseño comparados, está dada por los criterios utilizados para ambos casos, ya que por intermedio de ellos se establece el periodo que alcanzará el sistema de aislamiento y su cercanía con el periodo fundamental de la estructura que protege, independiente del tipo de sistema de aislamiento utilizado sea LRB o FPT. Así para el diseño basado en los criterios mínimos de E.030 y ASCE/SEI 7 en el contexto de sismo de diseño DE y las propiedades de límite superior, el sistema de aislamiento presenta un periodo del orden $T=1.50\text{seg}$ y tiene que armonizar con una superestructura dividida en módulos aporticados de periodo fundamental $T=0.70\text{seg}$; mientras que para su par con los criterios de SISCF en concordancia con E.030 y ASCE/SEI 7, el sistema de aislamiento presenta un periodo del orden $T=2.50\text{seg}$ y armoniza con una superestructura de $T=0.50\text{seg}$ que incluye placas rígidas. Comprobándose que una estructura asume una mayor fuerza sísmica cuando el periodo del sistema de aislamiento no es muy grande y es cercano a su periodo en base fija.
- La fuerza sísmica que ingresa a la estructura cuando es sometida al sismo DE, es aproximadamente el 80% de la fuerza correspondiente al sismo MCE, tanto para el diseño con aislamiento LRB como para el diseño con aisladores FPT; así mismo la respuesta de la estructura bajo DE, a nivel de entrepiso, es casi igual e incluso mayor a la respuesta bajo MCE. Es decir, la diferencia del comportamiento de la estructura sometida a los sismos DE y MCE y cuando las propiedades del sistema de aislamiento alcanzan su límite máximo, es mínima, pudiendo asumirse que en ambos niveles la estructura tendrá el mismo comportamiento.
- La evaluación de la estructura cuando las propiedades del sistema de aislamiento disminuyan hasta su límite inferior, haciendo que el sistema cuente con mayor flexibilidad; presenta valores más bajos que para las propiedades de límite superior, no pudiendo representar el contexto más desfavorable.
- La respuesta de la estructura y su desempeño alcanzado en el máximo sismo considerado MCE, contándose con las propiedades de límite superior, es bastante cercano a los valores correspondientes al sismo de diseño DE, asumiéndose para efectos de la presente tesis que se igualan.



5.2 RECOMENDACIONES

- Realizar el diseño de la estructura con un aislamiento LRB, que alcance el periodo obtenido al aplicar los criterios de Funcionalidad Continua indicados en el Estándar SISCF, con el fin de demostrar que el desempeño alcanzado por una estructura es independiente del tipo de sistema de aislamiento utilizado, dejando como último criterio de elección de los aisladores la mejor propuesta económica.
- Realizar el análisis de Tiempo-Historia no-lineal, para la evaluación de la estructura con aislamiento LRB en construcción, de esta manera se tendrá una respuesta no-lineal más exacta que la de los resultados encontrados con la metodología de ajuste a la respuesta no-lineal dinámica desde un análisis estático no-lineal (Pushover).
- Diseñar las estructuras aisladas siguiendo los criterios del Estándar SISCF, combinados con los criterios de peligro sísmico, categoría y regularidad de las edificaciones indicados en la normatividad peruana, y los criterios del capítulo 17 del documento ASCE/SEI 7 más reciente que no se encuentren directamente indicados en SISCF. Esto dará como resultado estructuras resilientes que podrán mantener su funcionalidad después del evento sísmico, o que puedan alcanzar el nivel de desempeño más adecuado según su uso.
- Implementar los criterios resilientes del Estándar SISCF y el sistema de clasificación REDiTM en las actualizaciones futuras de la norma E.030. Esto dará una guía más completa al proyectista del nivel de desempeño que debe alcanzar una estructura de cierta categoría, y de los parámetros que debe cumplir para alcanzarlo.
- Efectuar rigurosamente el plan de mantenimiento de los aisladores elastoméricos instalados en obra o realizar periódicamente el cambio de las unidades, a fin de que el sistema de aislamiento mantenga sus propiedades nominales de rigidez y resistencia, y no alcance las propiedades de límite superior que situarían al Hospital en un contexto desfavorable en el sismo de diseño DE o en el máximo sismo considerado MCE. Dado que las propiedades nominales de los aisladores LRB harían que la estructura alcance un periodo $T=2.00\text{seg}$; suficiente para reducir las pérdidas económicas al 2.5% y que el establecimiento reanude inmediatamente su funcionamiento.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS



- Bozzo, L. y Barbat, A. (2000). *Diseño sismorresistente de edificios: Técnicas convencionales y avanzadas*. Barcelona, España: Editorial Reverte.
- Naeim, F. y Kelly J. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. New York, NY, USA: John Wiley & Sons.
- Aguiar, R., Almazán, J., Dechent, P. y Suarez V. (2016). Aisladores de base elastoméricos y FPS. Recuperado de <http://repositorio.espe.edu.ec>.
- Fenz, D. y Constantinou, M. (2008). *Mechanical Behavior of Multi-Spherical Sliding Bearings* (Technical Report MCEER-08-0007). Buffalo, NY, USA: MCEER.
- Earthquake Protection System, EPS. (2007). *Friction Pendulum™ Seismic Isolation* [Brochure]. Vallejo, CA, USA: EPS.
- Cango, A. (2018). *Diseño y análisis de edificaciones con aisladores de base tipo FPT* (Trabajo de titulación, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil). Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- Aguiar, R., Morales, E., Guaygua, B. y Rodríguez, M. (2017). Método simplificado para el análisis sísmico de estructuras con aisladores FPS de tercera generación. *Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 33(1-2), 103-109.
- Gómez S. (2007). *Análisis Sísmico Moderno: Ética Aplicada*. México D.F., México: Trillas.
- Toledo, V. (2018). *Curso Cálculo y Diseño de Edificios con Sistemas Avanzados de Protección Sísmica, Aisladores Sísmicos en la Base y Sistemas de Amortiguamiento y Disipadores Sísmico, según el ASCE/SEI 7* [CD-ROM]. Barcelona, España: CingCivil.
- Zayas, V. (octubre 2017). Salvando Vidas: Construyendo Hospitales que funcionen después de terremotos. En C. Oviedo (Presidencia), *Actualidad y Futuro de la Protección Sísmica en el Perú*. Simposio llevado a cabo en el I Simposio Internacional Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima, Perú.



- Zayas, V. (setiembre 2018). Estándar de Aislamiento Sísmico para la Funcionalidad Continua. En M. Soriano (Presidencia). Conferencia llevada a cabo en el II Congreso Internacional de Estructuras de Edificación COINESED, Lima, Perú.
- Muñoz, A. (setiembre 2018). Diseño de Edificaciones Hospitalarias con Aislamiento Sísmico empleando la Norma Peruana E.031. En M. Soriano (Presidencia). Conferencia llevada a cabo en el II Congreso Internacional de Estructuras de Edificación COINESED, Lima, Perú.
- Computers and Structures, Inc. (2017). *ETABS version 17: CSI Analysis Reference Manual*. Walnut Creek, CA, USA: CSI.
- Instituto Geofísico del Perú. (2017). *Actualización del Escenario por Sismo, Tsunami y exposición en la Región Central del Perú*. Recuperado de <http://repositorio.igp.gob.pe>.
- American Society of Civil Engineers (2017). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures: ASCE/SEI 7-16 (Modification ASCE/SEI 7-10)*. Reston (Virginia), USA: American Society of Civil Engineers.
- Zayas, V., Mahin, S., Constantinou, M. (2019). *Seismic Isolation Standard for Continued Functionality (UCB/SEMM-2017/03)*. Berkeley, CA, USA: University of California, Berkeley.
- Applied Technology Council – ATC (2012). *Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 1 – Methodology: FEMA P-58-1*. Washington D.C., USA: FEMA.
- Almufti, I. y Willford, M. (2013). *Resilience-based Earthquake Design Initiative: REDi™ Rating System (Version 1.0)*. London, UKA: Arup
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). *Diseño Sismorresistente: NTE E.030*. Lima, Perú: El peruano.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). *Concreto Armado: NTE E.060*. Lima, Perú: El Peruano.



- Nagarajaiah, S. y Sun X. (1996). *Seismic performance of base isolated buildings in the 1994 Northridge earthquake* (Paper N° 598. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering). Amsterdam, Países Bajos: Elsevier Science Ltd.
- Zayas, V., Low, S., Bozzo, L. y Mahin, S. (1989). *Feasibility and Performance Studies on Improving the Earthquake Resistance of New and Existing Buildings Using the Friction Pendulum System* (Report No. UCB/EERC-89/09). Richmond, CA, USA: EERC.
- Valerio, J. (2015). *Análisis comparativo de un edificio fijo en la base vs un edificio aislado utilizando 4 tipos de aisladores elastoméricos* (Tesis de master en ingeniería estructural y de la construcción). Escuela de Caminos, Barcelona, España.
- Yucra, M. (2018). *Evaluación del desempeño sísmico de hospitales aislados en el Perú* (Tesis para optar el grado académico de magister en ingeniería civil). PUCP, Lima, Perú.
- Moscoso, J. (2019). *Evaluación del desempeño de edificaciones hospitalarias prefabricadas con aislamiento sísmico en el Perú* (Tesis para optar el grado académico de magister en ingeniería civil). PUCP, Lima, Perú.
- Molinares, N. y Barbat, A. (1994). *Edificios con aislamiento de base no-lineal: Monografía CIMNE IS-5*. Barcelona, España: A.H. Barbat.
- Lucho, M. (2012). *Aislamiento elastomérico para el control de estructuras ubicadas en la costa de guerrero* (Tesis para obtener el grado de maestro en ingeniería estructural). Universidad Autónoma Metropolitana, México D.F., México.
- Bazán, R. y Mali E. (1999). *Diseño Sísmico de Edificios*. México D.F., México: Limusa.
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de estructuras*. México D.F., México: Pearson Educación.
- Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. Lima, Perú: Fondo Editorial ICG.