



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Diseño estructural con aisladores sísmicos de la residencial Rosas del Valle, distrito Trujillo, provincia Trujillo, región la Libertad.

TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

AUTORES:

Bermúdez Azaña Wilmer Ramiro (ORCID: 0000-0001-9784-6851)

Gómez Padilla Miguel Ángel (ORCID: 0000-0002-7212-7911)

ASESOR:

Dr. Gutiérrez Vargas, Leopoldo Marcos (ORCID: 0000-0003-2630-6190)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño sísmico y estructural

TRUJILLO - PERÚ

2020

Dedicatoria

Este trabajo va dedicado en primer lugar a mi madre, por haberme brindado su apoyo incondicional en todo momento, a mi padre por haber puesto el hombro en las buenas y en las malas, así como también a mis hermanos que estuvieron en todo momento pendientes frente a cualquier circunstancia de dificultad alguna.

Est. Ing. Civil Bermúdez Azaña Wilmer

La presente va dedicada a mi madre Dña. María Padilla Ordoñez y a mi padre Ing. Eligio Gómez Cabanillas, quienes con su esfuerzo y apoyo incondicional me están permitiendo alcanzar mis metas trazadas, así como también a mi hermana y a mis dos hermosos hijos quienes son una fuente de inspiración para mí.

Est. Ing. Civil Gómez Padilla Miguel Angel

Agradecimiento

Agradezco inmensamente en primer lugar a Dios por mantenerme con vida, a mis padres que siempre estuvieron ahí donde más lo necesitaba, a mi esposa y mis hijos que han hecho posible concluir mi carrera profesional, en segundo lugar, al programa que he hecho realidad los sueños de muchas personas para formarse profesionalmente, y en tercer lugar a los docentes y demás personas que me orientaron en la realización de este trabajo.

Est. Ing. Civil Bermúdez Azaña Wilmer

En primer lugar, agradezco infinitamente a Dios por darme vida y salud, para poder llegar a esta etapa de mi carrera, en segundo lugar, a mis padres por su esfuerzo, dedicación y consejos, y por último a la universidad Cesar Vallejo y a su plana docente por la educación brindada.

Est. Ing. Civil Gómez Padilla Miguel Angel

INDICE DE CONTENIDO

Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
Resumen	xix
ABSTRACT	xx
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MARCO TEÓRICO.....	4
III. METODOLOGÍA.....	25
3.1 Tipo y diseño de investigación.....	25
3.1.1 Tipo de investigación.....	25
3.1.2 Diseño de investigación	25
3.2 Variable y operacionalización	25
3.2.1 Variable	25
3.2.2 Operacionalización (dimensiones)	25
3.3 Población, muestra y muestreo	26
3.3.1 Población y muestra.....	26
3.3.2 Muestreo	26
3.3.3 Unidad de análisis	26
3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos validez y confiabilidad	26
3.5. Procedimiento.....	26
3.6 Metodología de análisis de la información	27
3.7 Aspectos éticos:.....	27
A. Espíritu crítico	27
B. Autenticidad de autor	27
IV. RESULTADOS.....	28
4.1 Diseño arquitectónico	28
4.2 Diseño estructural con aisladores sísmicos:	28
4.2.1 Predimensionamiento estructural:	28
4.2.2 Metrado de cargas:	30
4.2.2.1 Consideraciones para aplicación de cargas muertas:	30
4.2.3 Masas participativas:.....	30
4.2.4 Análisis dinámico modal espectral (1era interacción).....	30

4.2.5 Factor de amplificación sísmica:	31
4.2.6 Derivas:	31
4.2.7 Análisis Estático (1era interacción)	31
4.2.8. Distribución de fuerzas laterales en la superestructura	32
4.2.10. Análisis dinámico corregido (2da interacción)	33
4.2.11. Análisis Estático corregido (2da interacción).....	33
4.2.12. Distribución de fuerzas laterales en la superestructura	33
4.2.13. Factor de escala – fuerza cortante mínima	33
4.2.14. Fuerza cortante actuante para verificación del coeficiente básico de reducción sísmica:	34
4.2.15. Análisis Dinámico de diseño (3era iteración).....	34
4.2.16. Análisis Estático de diseño (3era iteración).....	34
4.2.17. Aislamiento sísmico en base a la Norma E.031 2018 y consideraciones del código ASCE 7 - 16	34
4.3 Diseño en concreto armado de la superestructura	51
4.3.1. Diseño de Columna.....	51
4.3.2. Diseño de Viga	59
4.3.3. Diseño de Muro Estructural	73
4.3.4. Diseño de Losas Macizas	77
4.3.5 Diseño de Escalera	82
4.4 Diseño en concreto armado de la subestructura	83
4.4.1. Platea de cimentación	83
4.4.2. Diseño de Muro de sótano	90
V. DISCUSIÓN.....	93
VI. CONCLUSIÓN	97
VII. RECOMENDACIONES	99
VII. REFERENCIAS	100
IX. ANEXOS:	106
4.2 Diseño estructural con aisladores sísmicos:	125
4.2.1 Predimensionamiento estructural:.....	125
4.2.2 Metrado de cargas:	129
4.2.3 Masas participativas:.....	133
4.2.4 Análisis dinámico modal espectral (1era interacción).....	137
4.2.5 Factor de amplificación sísmica:	139

4.2.6 Derivas	143
4.2.7 Análisis Estático	158
4.2.8. Distribución de fuerzas laterales en la superestructura.....	160
4.2.10. Análisis dinámico corregido (2da interacción).....	180
4.2.11. Análisis Estático corregido (2da interacción).....	185
4.2.12. Distribución de fuerzas laterales en la superestructura.....	185
4.2.13. Factor de escala – fuerza cortante mínima	187
4.2.14. Fuerza cortante actuante para verificación del coeficiente básico de reducción sísmica	193
4.2.15. Análisis Dinámico de diseño (3era iteración).....	199
4.2.16. Análisis Estático de diseño (3era iteración).....	200
4.2.17. Aislamiento sísmico en base a la Norma E.031 2018 y consideraciones del código ASCE 7 - 16.....	201
4.3 Diseño en concreto armado de la superestructura	383
4.3.1. Diseño de Columna.....	383
4.3.1. Diseño de Viga.....	403
4.3.1. Diseño de Muro Estructural.....	422
4.3.1. Diseño de Losas Macizas	435
4.3.1 Diseño de Escalera	440
4.4 Diseño en concreto armado de la subestructura	445
4.4.1. Platea de cimentación	445
4.4.2. Diseño de Muro de sótano	457

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Clasificación de los perfiles de suelo	11
Tabla 2 factores de zona "Z"	139
Tabla 3 factores de suelo "S"	139
Tabla 4 Clasificación de los perfiles de suelo	139
Tabla 5 Factor de suelo "S"	140
Tabla 6 Categoría de las edificaciones y factor "U"	140
Tabla 7 Periodos "Tp" y "Tl"	141
Tabla 8 Sistemas estructurales	141
Tabla 9 Límites para la distorsión del entrepiso	148
Tabla 10 Límites para la distorsión del entrepiso	167
Tabla 11 Tabla de zonificación "Z"	201
Tabla 12 Device size - mounting plate dimensions	212
Tabla 13 Design properties	213
Tabla 14 Valores mínimos de los factores de modificación máximo para los dispositivos clase I	217
Tabla 15 Valores máximos de los factores de modificación mínimo para los dispositivos clase I	217
Tabla 16 Factores de modificación superior para los dispositivos clase II	218
Tabla 17 Factor de amortiguamiento "B"	256

ÍNDICE DE GRÁFICOS Y FIGURAS

Figura 1 Propagacion de la energia sismica desde el epicentro hasta la estructura (BERTERO, 1992).....	8
Figura 2 Sistema de aislamiento sismico. Fuente: Diario el peruano (NTP E-031)...	11
Figura 3 Definición de la respuesta dinámica.....	14
Figura 4 a) Estructura sin aislamiento. b) Estructura aislada	21
Figura 5 Aislador sísmico elastomérico.....	22
Figura 6 Aislador sísmico con capas de goma y acero con núcleo de plomo	22
Figura 7 Esquema de aislador con plancha	23
Figura 8 Predimensionamiento de losa maciza grafico 1	125
Figura 9 Predimensionamiento de losa maciza grafico 2	126
Figura 10 Modelo tridimensional en ETABS grafico 1	128
Figura 11 Modelo tridimensional en ETABS grafico 2	128
Figura 12 Tabiqueria en bloques simetricos.....	131
Figura 13 Modo de vibracion direccion UY.....	135
Figura 14 Modo de vibracion direccion RZ.....	135
Figura 15 Modo de vibracion direccion UX.....	136
Figura 16 Mapa de diferentes zonas sismicas en el Peru	138
Figura 17 Plataforma espectro E.030 - 2018 C vs T	143
Figura 18 Verificacion de torsion para SDXX	156
Figura 19 Verificacion de torsion para SEXX	174
Figura 20 Plataforma espectro E.030 - 2018 C vs T	182
Figura 21 Plataforma espectro E.030 - 2018 C vs T	184
Figura 22 Espectro SMC - NORMA E.031	205
Figura 23 Grafica de decremento.....	206
Figura 24 Medidas de un aislador	214
Figura 25 Diagrama de histeresis para aislador con nucleo de plomo LRB	221
Figura 26 Diagrama de histeresis para aislador con nucleo de plomo LRB	223
Figura 27 Diagrama de histeresis para aislador con nucleo de plomo LRB	224
Figura 28 Diagrama de histeresis para aislador con nucleo de plomo	227
Figura 29 Propiedades lineales para limite inferior grafico 1	233
Figura 30 Propiedades lineales para limite inferior grafico 2.....	233
Figura 31 Propiedades lineales para limite inferior grafico 3.....	234
Figura 32 Propiedad lineal nominal figura 1	234
Figura 33 Propiedad lineal nominal figura 2	235
Figura 34 Propiedad lineal nominal figura 3	235
Figura 35 Propiedades lineales para limite superior grafico 1	236
Figura 36 Propiedades lineales para limite superior grafico 2.....	236
Figura 37 Propiedades lineales para limite superior grafico 3.....	237
Figura 38 Desplazamiento total máximo para análisis estático.....	239
Figura 39 Medida del cabezal desde la parte superior del aislador a la parte inferior del diafragma.....	251
Figura 40 Espectro SMC - NORMA E.031 – Limite inferior.....	257
Figura 41 Espectro SMC - NORMA E.031 - Nominal.....	260

Figura 42 Espectro SMC - NORMA E.031 - Limite Superior	262
Figura 43 Constante de amortiguamiento valor nulo para limite inferior grafico 1 ...	265
Figura 44 Constante de amortiguamiento valor nulo para limite inferior grafico 2...	265
Figura 45 Constante de amortiguamiento valor nulo para limite nominal grafico 1 .	266
Figura 46 Constante de amortiguamiento valor nulo para limite nominal grafico 2 .	266
Figura 47 Constante de amortiguamiento valor nulo para limite superior grafico 1.	267
Figura 48 Constante de amortiguamiento valor nulo para limite superior grafico 2.	267
Figura 49 Limite inferior con constante de amortiguamiento modal de 5%	268
Figura 50 Analisis modal espectral con 5% de amortiguamiento	269
Figura 51 Analisis modal espectral.....	270
Figura 52 Analisis modal espectral.....	271
Figura 53 Analisis modal espectral Limite Superior.....	272
Figura 54 Analisis modal espectral direccion XX.....	273
Figura 55 1.-LIMA 03-10-1974 (REGISTRO SÍSMICO DIRECTO)	281
Figura 56 2. LIMA 17-10-1966 (REGISTRO SÍSMICO DIRECTO)	282
Figura 57 3. HUARAZ 31-05-1970 (REGISTRO SÍSMICO DIRECTO)	282
Figura 58 4. ÁTICO (Z.C.) 23-06-2001 (REGISTRO SÍSMICO DIRECTO).....	283
Figura 59 5.ÁTICO ARQ Y MOQ 07-17-2001 (REGISTRO SÍSMICO DIRECTO) ..	283
Figura 60 7. PISCO (ICA) 15-08-2007 (REGISTRO SÍSMICO DIRECTO)	284
Figura 61 12. LAGUNAS LORETO 26-05-2019 (REGISTRO SÍSMICO DIRECTO)	284
Figura 62 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado LIMA 1974 EW y NS	285
Figura 63 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado LIMA 1974 EW y NS	285
Figura 64 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado LIMA 1966 EW y NS	286
Figura 65 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado LIMA 1966 EW y NS	286
Figura 66 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado HUARAZ 1970 EW y NS	287
Figura 67 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado HUARAZ 1970 EW y NS	287
Figura 68 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado ÁTICO 2001 EW y NS.....	288
Figura 69 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado ÁTICO 2001 EW y NS.....	288
Figura 70 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado ÁTICO ARQ Y MOQ 2001 EW y NS	289
Figura 71 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado ÁTICO ARQ Y MOQ 2001 EW y NS	289
Figura 72 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado ICA PISCO 2007 EW y NS.....	290
Figura 73 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado ICA PISCO 2007 EW y NS.....	290
Figura 74 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado LAGUNAS (LORETO) 2019 EW y NS.....	291

Figura 75 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado LAGUNAS (LORETO) 2019 EW y NS.....	291
Figura 76 Vista en altura de los aisladores y su denominación según ETABS.	292
Figura 77 AISLADOR LRB - K1 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	292
Figura 78 AISLADOR LRB - K1 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	293
Figura 79 AISLADOR LRB - K2 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	293
Figura 80 AISLADOR LRB - K2 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	294
Figura 81 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	294
Figura 82 AISLADOR LRB K5 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	295
Figura 83 AISLADOR LRB K6 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	295
Figura 84 AISLADOR LRB K6 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	296
Figura 85 AISLADOR LRB K7 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	296
Figura 86 AISLADOR LRB K7 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	297
Figura 87 AISLADOR LRB K8 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	297
Figura 88 AISLADOR LRB K8 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	298
Figura 89 AISLADOR LRB K9 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	298
Figura 90 AISLADOR LRB K9 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	299
Figura 91 AISLADOR LRB K10 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	299
Figura 92 AISLADOR LRB K10 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	300
Figura 93 AISLADOR LRB K11 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	300
Figura 94 AISLADOR LRB K11 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	301
Figura 95 AISLADOR LRB K12 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	301
Figura 96 AISLADOR LRB K12 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	302
Figura 97 AISLADOR LRB K13 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	302
Figura 98 AISLADOR LRB K13 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	303

Figura 99 AISLADOR LRB K14 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	303
Figura 100 AISLADOR LRB K14 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	304
Figura 101 AISLADOR LRB K15 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	304
Figura 102 AISLADOR LRB K15 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	305
Figura 103 AISLADOR LRB K16 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	305
Figura 104 AISLADOR LRB K16 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	306
Figura 105 AISLADOR LRB K17 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	306
Figura 106 AISLADOR LRB K17 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	307
Figura 107 AISLADOR LRB K18 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	307
Figura 108 AISLADOR LRB K18 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	308
Figura 109 AISLADOR LRB K19 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	308
Figura 110 AISLADOR LRB K19 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	309
Figura 111 AISLADOR LRB K20 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	309
Figura 112 AISLADOR LRB K20 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	310
Figura 113 AISLADOR LRB K21 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	310
Figura 114 AISLADOR LRB K21 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	311
Figura 115 AISLADORES LRB K22 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	311
Figura 116 AISLADORES LRB K22 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	312
Figura 117 AISLADORES LRB K23 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	312
Figura 118 AISLADORES LRB K23 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	313
Figura 119 AISLADOR LRB K24 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	313
Figura 120 AISLADOR LRB K24 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO.....	314
Figura 121 AISLADOR LRB K25 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	314

Figura 122 AISLADOR LRB K25 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	315
Figura 123 AISLADOR LRB K26 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	315
Figura 124 AISLADOR LRB K26 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	316
Figura 125 AISLADOR LRB - K1 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	316
Figura 126 AISLADOR LRB - K1 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	317
Figura 127 AISLADOR LRB - K2 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	317
Figura 128 AISLADOR LRB - K2 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	318
Figura 129 AISLADOR LRB K5 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	318
Figura 130 AISLADOR LRB K5 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	319
Figura 131 AISLADOR LRB K6 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	319
Figura 132 AISLADOR LRB K6 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	320
Figura 133 AISLADOR LRB K7 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	320
Figura 134 AISLADOR LRB K7 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	321
Figura 135 AISLADOR LRB K8 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	321
Figura 136 AISLADOR LRB K8 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	322
Figura 137 AISLADOR LRB K9 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	322
Figura 138 AISLADOR LRB K9 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	323
Figura 139 AISLADOR LRB K10 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	323
Figura 140 AISLADOR LRB K10 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	324
Figura 141 AISLADOR LRB K11 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	324
Figura 142 AISLADOR LRB K11 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	325
Figura 143 AISLADOR LRB K12 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2.....	325
Figura 144 AISLADOR LRB K12 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3.....	326

Figura 145 AISLADOR LRB K13 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	326
Figura 146 AISLADOR LRB K13 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	327
Figura 147 AISLADOR LRB K14 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	327
Figura 148 AISLADOR LRB K14 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	328
Figura 149 AISLADOR LRB K15 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	328
Figura 150 AISLADOR LRB K15 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	329
Figura 151 AISLADOR LRB K16 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	329
Figura 152 AISLADOR LRB K16 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	330
Figura 153 AISLADOR LRB K17 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	330
Figura 154 AISLADOR LRB K17 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	331
Figura 155 AISLADOR LRB K18 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	331
Figura 156 AISLADOR LRB K18 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	332
Figura 157 AISLADOR LRB K19 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	332
Figura 158 AISLADOR LRB K19 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	333
Figura 159 AISLADOR LRB K20 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	333
Figura 160 AISLADOR LRB K20 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	334
Figura 161 AISLADOR LRB K21 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	334
Figura 162 AISLADOR LRB K21 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	335
Figura 163 AISLADORES LRB K22 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	335
Figura 164 AISLADORES LRB K22 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	336
Figura 165 AISLADORES LRB K23 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	336
Figura 166 AISLADORES LRB K23 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	337
Figura 167 AISLADOR LRB K24 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	337

Figura 168 AISLADOR LRB K24 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	338
Figura 169 AISLADOR LRB K25 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	338
Figura 170 AISLADOR LRB K25 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	339
Figura 171 AISLADOR LRB K26 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	339
Figura 172 AISLADOR LRB K26 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	340
Figura 173 AISLADOR LRB - K1 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	340
Figura 174 AISLADOR LRB - K1 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	341
Figura 175 AISLADOR LRB - K2 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	341
Figura 176 AISLADOR LRB - K2 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	342
Figura 177 AISLADOR LRB K5 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	342
Figura 178 AISLADOR LRB K5 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	343
Figura 179 AISLADOR LRB K6 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	343
Figura 180 AISLADOR LRB K6 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	344
Figura 181 AISLADOR LRB K7 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	344
Figura 182 AISLADOR LRB K7 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	345
Figura 183 AISLADOR LRB K8 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	345
Figura 184 AISLADOR LRB K8 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	346
Figura 185 AISLADOR LRB K9 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	346
Figura 186 AISLADOR LRB K9 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	347
Figura 187 AISLADOR LRB K10 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	347
Figura 188 AISLADOR LRB K10 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	348
Figura 189 AISLADOR LRB K11 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	348
Figura 190 AISLADOR LRB K11 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	349

Figura 191 AISLADOR LRB K12 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	349
Figura 192 AISLADOR LRB K12 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	350
Figura 193 AISLADOR LRB K13 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	350
Figura 194 AISLADOR LRB K13 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	351
Figura 195 AISLADOR LRB K14 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	351
Figura 196 AISLADOR LRB K14 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	352
Figura 197 AISLADOR LRB K15 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	352
Figura 198 AISLADOR LRB K15 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	353
Figura 199 AISLADOR LRB K16 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	353
Figura 200 AISLADOR LRB K16 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	354
Figura 201 AISLADOR LRB K17 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	354
Figura 202 AISLADOR LRB K17 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	355
Figura 203 AISLADOR LRB K18 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	355
Figura 204 AISLADOR LRB K18 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	356
Figura 205 AISLADOR LRB K19 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	356
Figura 206 AISLADOR LRB K19 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	357
Figura 207 AISLADOR LRB K20 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	357
Figura 208 AISLADOR LRB K20 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	358
Figura 209 AISLADOR LRB K21 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	358
Figura 210 AISLADOR LRB K21 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	359
Figura 211 AISLADORES LRB K22 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	359
Figura 212 AISLADORES LRB K22 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	360
Figura 213 AISLADORES LRB K23 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	360

Figura 214 AISLADORES LRB K23 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	361
Figura 215 AISLADOR LRB K24 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	361
Figura 216 AISLADOR LRB K24 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	362
Figura 217 AISLADOR LRB K25 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	362
Figura 218 AISLADOR LRB K25 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	363
Figura 219 AISLADOR LRB K26 LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2	363
Figura 220 AISLADOR LRB K26 LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3	364
Figura 221 Derivas máximas por entrepiso para LIMA 1974 EW	369
Figura 222 Derivas máximas por entrepiso para LIMA 1974 NS.....	370
Figura 223 Derivas máximas por entrepiso para LIMA 1966 EW	371
Figura 224 Derivas máximas por entrepiso para LIMA 1966 NS.....	372
Figura 225 Derivas máximas por entrepiso para HUARAZ 1970 EW	373
Figura 226 Derivas máximas por entrepiso para HUARAZ 1970 NS	374
Figura 227 Derivas máximas por entrepiso para ÁTICO 2001 EW	375
Figura 228 Derivas máximas por entrepiso para ÁTICO 2001 NS.....	376
Figura 229 Derivas máximas por entrepiso para ÁTICO ARQ Y MOQ 2001 NS	377
Figura 230 Derivas máximas por entrepiso para ICA PISCO 2007 EW	378
Figura 231 Derivas máximas por entrepiso para ICA PISCO 2007 NS.....	379
Figura 232 Derivas máximas por entrepiso para LAGUNAS LORETO 2019 EW ...	380
Figura 233 Derivas máximas por entrepiso para LAGUNAS LORETO 2019 NS	381
Figura 234 Diagrama de acero.....	384
Figura 235 Diagrama de interaccion XX.....	385
Figura 236 Diagrama de interaccion YY.....	386
Figura 237 Diagrama de interaccion XX.....	387
Figura 238 Diagrama de interaccion YY.....	388
Figura 239 Requerimientos de estribos en columnas	391
Figura 240 Diagrama de columna C13.....	392
Figura 241 Diagrama de columna C116.....	394
Figura 242 Distribucion de acero.....	395
Figura 243 Diagrama de cuerpo libre y fuerzas cortantes.....	396
Figura 244 Detalle de acero	397
Figura 245 Diagrama de interaccion XX.....	398
Figura 246 Diagrama de interaccion YY.....	398
Figura 247 Diagrama de interaccion XX.....	399
Figura 248 Diagrama de interaccion YY.....	400
Figura 249 Detalle de acero	402
Figura 250 Momento positivo	406
Figura 251 Momento negativo.....	407
Figura 252 Momento positivo	409

Figura 253 Momento negativo	410
Figura 254 Momento positivo	412
Figura 255 Momento negativo	413
Figura 256 Cortante 2-2	420
Figura 257 Diagrama de fuerza cortante 2-2.....	423
Figura 258 Diagrama de fuerza cortante 3-3.....	424
Figura 259 Diagrama de momento flector 3-3.....	424
Figura 260 Diagrama de momento flector 2-2.....	425
Figura 261 Diagrama de fuerza axial	425
Figura 262 Representación de muro P1 con refuerzo longitudinal vertical (incluyendo elementos de borde)	427
Figura 263 Diagrama de interacción en eje local 3, para sismo en dirección XX....	428
Figura 264 Diagrama de interacción en eje local 2, para sismo en dirección XX....	429
Figura 265 Diagrama de interacción en eje local 3, para sismo en dirección YY....	429
Figura 266 Diagrama de interacción en eje local 2, para sismo en dirección YY....	430
Figura 267 Momento último actuante: $Mu_{11} (-) = 9.11 \text{ tonf-m/m}$	435
Figura 268 Momento último actuante: $Mu_{11} (+) = 2.73 \text{ tonf-m/m}$	436
Figura 269 Momento último actuante: $Mu_{22} (-) = 10.86 \text{ tonf-m/m}$	437
Figura 270 Momento último actuante: $Mu_{22} (+) = 2.44 \text{ tonf-m/m}$	438
Figura 271 Diagrama de cortante ultimo: $Vu_{13} \text{ máx} = 3.15 \text{ tonf/m}$	439
Figura 272 Diagrama de cortante ultimo: $Vu_{23} \text{ máx} = 15.92 \text{ tonf/m}$	440
Figura 273 Diagrama de momentos acero longitudinal	441
Figura 274 Cuantía de acero en el descanso de la escalera.....	441
Figura 275 Diagrama de momentos	442
Figura 276 Cuantía de acero en el descanso de la escalera grafico 2.....	443
Figura 277 Cuantía de acero en el descanso de la escalera grafico 1	443
Figura 278 Tramo descanso.....	444
Figura 279 Tramo rampa.....	444
Figura 280 Combinación de servicio I	446
Figura 281 Combinación de servicio II	447
Figura 282 Combinación de servicio III	447
Figura 283 Combinación de servicio IV	448
Figura 284 Combinación de servicio V	449
Figura 285 Vista total del diagrama de momentos por elementos finitos en el eje local 11, de la platea de cimentación.....	450
Figura 286 Momento último actuante: $Mu_{11} (-) = 103.08 \text{ tonf-m/m}$	450
Figura 287 Momento último actuante: $Mu_{11} (+) = 115.71 \text{ tonf-m/m}$	451
Figura 288 Vista total del diagrama de momentos por elementos finitos en el eje local 22, de la platea de cimentación.....	452
Figura 289 Momento último actuante: $Mu_{22} (-) = 180.12 \text{ tonf-m/m}$	452
Figura 290 Momento último actuante: $Mu_{22} (+) = 60.32 \text{ tonf-m/m}$	453
Figura 291 Diagrama de cortante ultimo: $Vu_{13} \text{ máx} = 53.72 \text{ tonf/m}$	455
Figura 292 Diagrama de cortante ultimo: $Vu_{23} \text{ máx} = 47.76 \text{ tonf/m}$	455
Figura 293 Cumplimiento en la verificación de cortante por punzonamiento, factor menor a la unidad.....	456
Figura 294 Asentamiento por carga de servicio I: Carga Muerta + Carga Viva.....	457

Figura 295 Carga trapezoidal	458
Figura 296 Diagrama de momentos flectores por metro lineal	459
Figura 297 Momento flector máximo actuante de muro del segundo sótano	460
Figura 298 Momento flector máximo actuante de muro del primer sótano.....	460
Figura 299 Diagrama de fuerzas cortantes por metro lineal.....	461
Figura 300 Fuerza cortante máxima actuante de muro del segundo sótano.....	461
Figura 301 Diagrama de fuerza cortante máxima actuante de muro del primer sótano	462

Resumen

La tecnología de aislamiento sísmico cumple la función de dividir o separar el sistema estructural de la subestructura, con la intención de poder disminuir las oscilaciones generadas por los sismos, esto da como resultado la mejora de la respuesta estructural ante sismos de máxima consideración, logrando así la continua operatividad durante y, sobre todo, después del sismo.

Esta tesis lleva por título “Diseño estructural con aisladores sísmicos de la residencial Rosas del Valle, distrito Trujillo, provincia Trujillo, región la Libertad” y tiene como objetivo elaborar el diseño estructural con aisladores sísmicos con la finalidad de poder comprender los métodos aplicados a la tecnología de aislamiento sísmica y a la vez aplicarlas en el presente estudio. Nuestra base está sustentada en la norma E-030 (diseño sísmico) y la norma E-031 (diseño de aislamiento sísmica), la cuales nos dan los requerimientos mínimos para determinar el análisis estático y dinámico, logrando así un diseño estructural con la inclusión de aisladores sísmicos.

El diseño estructural con aisladores sísmicos de la residencial Rosas del Valle está comprendido de muros estructurales con sistema a porticado, cuenta con 12 pisos de altura, y dos sótanos más azotea; está ubicado en la urbanización Rosas del Valle Mz. F lote 1-2, distrito Trujillo. Para la obtención de resultados se asumieron valores de estudio de mecánica de suelos.

Palabras clave: Análisis sísmica estructural, tecnología de aisladores sísmicos, análisis estático, análisis dinámico.

ABSTRACT

The seismic isolation technology fulfills the function of dividing or separating the structural system from the substructure, with the intention of being able to reduce the oscillations generated by earthquakes, this results in the improvement of the structural response to earthquakes of maximum importance, thus achieving continuous operation during and, above all, after the earthquake.

This thesis is entitled "Structural design with seismic isolators of the Rosas del Valle residential complex, Trujillo district, Trujillo province, La Libertad region" and aims to develop the structural design with seismic isolators in order to understand the methods applied to the seismic isolation technology and at the same time apply them in the present study. Our base is supported by the E-030 standard (seismic design) and the E-031 standard (seismic isolation design), which give us the minimum requirements to determine the static and dynamic analysis, thus achieving a structural design with the inclusion of seismic isolators.

The structural design with seismic isolators of the Rosas del Valle residential complex is comprised of structural walls with a portico system, it is 12 stories high, and two basements plus a roof terrace; It is located in the Rosas del Valle Mz urbanization. F lot 1-2, Trujillo district. To obtain results, soil mechanics study values were assumed.

Keyword: Structural seismic analysis, seismic isolator technology, static analysis, dynamic analysis.

I. INTRODUCCIÓN

La presente tesis comienza por el profundo interés por dar a conocer una de las más recientes tecnologías que se está usando en la ingeniería estructural de resistencia sísmica, esta tecnología está dada por la inserción de un dispositivo en la base de toda estructura, así de esta manera poder modificar el comportamiento dinámico natural de un edificio cuando presencia movimientos sísmicos. Así tenemos ejemplos en la actualidad en otros países como China, México, Japón, Chile, etc. Quienes ya vienen utilizando, desde hace algunos años, tecnología de aisladores sísmicos en sus edificaciones, teniendo resultados excelentes ante movimientos telúricos agresivos, sólo por citar algunos ejemplos tenemos, terremoto de northridge, USA en 1994, también terremoto de Tohoku, Japón en 2011, en donde se han visto resultados positivos, tanto económicos como de vidas salvadas, brindando de esta manera seguridad y bienestar.

Perú, por ser un país cuya ubicación se encuentra en el borde occidental de Sudamérica coincidiendo con el cinturón de fuego, es una zona altamente propensa a sufrir de movimientos telúricos muy destructivos, prueba de esto son, por ejemplo, los sismos ocurridos en Moquegua, Arequipa y Tacna en 2001, también provincias como Pisco e Ica fueron epicentros de estos movimientos en el 2007. Debido a esto pienso que es de suma importancia implementar, en el diseño estructural de edificaciones, una tecnología de protección sismorresistente.

Esta tesis está centrada en el diseño estructural sismorresistente de la residencial “Rosas del Valle”, la cual contará con 12 pisos más azotea y dos sótanos. Ya que el objetivo es la preservación de las vidas y la protección del patrimonio tratando así de reducir al mínimo el riesgo de un colapso, según la norma E-030 Diseño sismo resistente del reglamento nacional de edificaciones capítulo 1 generalidades, artículo 3 en el ítem 3.1 podemos observar la filosofía sismorresistente, la cual consiste en tres puntos bases: Evitar pérdidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños de la propiedad.

Por lo antes mencionado y basándonos en la norma E-030 Diseño sismo resistente del reglamento nacional de edificaciones, en el capítulo 2 Peligro sísmico, en el artículo 5.1 zonificación, al encontrarnos situados en un lugar altamente sísmico, es de vital

importancia tener en cuenta la tecnología sismorresistente para el diseño estructural de este proyecto.

Cabe resaltar que realizar el diseño de una edificación convencional que pueda resistir los movimientos sísmicos sin sufrir daños puede tener un costo muy elevado y complejo estructuralmente si esta interfiere en el aspecto de arquitectura, mecánico, etc.

En la presente tesis se desea la incorporación de un sistema de aislamiento sísmica en la estructura diseñado en base a la norma E-030 con la inclusión de la norma ASCE7-16, ATC40, que incluyen a los aisladores, ya que tiene como finalidad el comparar los desplazamientos que ocurren en la superestructura, como el esfuerzo de corte mediante la interacción existente (suelo y estructura). Este modelamiento será diseñado con la ayuda del software ETABS.

Relacionando la realidad problemática expuesta líneas atrás se puede plantear una problemática para nuestra investigación la cual sería: ¿Cómo es el diseño estructural con aisladores sísmicos de la residencial Rosas del valle, distrito Trujillo, provincia Trujillo, región la Libertad?

La justificación de nuestra investigación la podemos dividir en una justificación técnica, una justificación social y una económica. **La justificación técnica** la planteamos a raíz de la necesidad de realizar un diseño estructural con la inclusión de la tecnología de aisladores sísmicos ya que es un procedimiento que tiene como fin el reducir las demandas sísmicas, disipando la sobrecarga de energía, ya que los aisladores sísmicos brindan a la estructura un sistema de amortiguación ayudando así a controlar y disminuir los desplazamientos que existen entre la estructura y el suelo.

La justificación social parte de la falta de viviendas con tecnología antisísmica, que es un problema que aqueja a la mayor parte de la sociedad, ya sea por razones económicas u otros factores, que impiden contar con una vivienda con diseño de seguridad sísmica; puesto que la vivienda es el punto de partida para formar un hogar con bienestar; para ello es indispensable disponer de una vivienda confortable y segura, que garantice la preservación de la vida humana y del patrimonio.

La justificación económica tiene sus antecedentes en las pérdidas económicas a causa de sismos producidos a nivel mundial, las cuales son multimillonarias, podemos mencionar, por ejemplo: Kobe con pérdidas de 200,000 millones de dólares aproximadamente, Turquía 6,000 millones de dólares, Taiwán 9,200 millones de dólares, etc. A fin de evitar estas pérdidas económicas es que, en nuestro territorio, es indispensable reducir al máximo los daños ocasionados por sismos, he aquí la importancia de la tecnología de aislantes sísmicos.

El presente informe de investigación tiene como **objetivo general** elaborar el diseño estructural con aisladores sísmicos de la residencial rosa del valle, en el distrito de Trujillo, región La libertad. Y como **objetivos específicos** se espera lograr: realizar el diseño arquitectónico, calcular la cortante basal de diseño para la superestructura mediante un análisis lineal modal espectral (para base empotrada y para base aislada), calcular las derivas de entrepiso mediante un análisis lineal modal espectral (para base empotrada y base aislada), Verificar las características del dispositivo para el cumplimiento del desplazamiento total máximo en base a un análisis no lineal Time History, diseñar cada uno de los elementos de la superestructura teniendo en cuenta el amortiguamiento dado por el sistema aislado, diseñar cada uno de los elementos de la subestructura, realizar el diseño de la interfaz de aislamiento sísmico.

Como hipótesis podemos sugerir que el diseño estructural con aisladores sísmicos de la residencia Rosas del Valle, en el distrito de Trujillo, región la Libertad cumple con las normas técnicas vigentes de sismo resistencia.

II. MARCO TEÓRICO

Dentro del marco teórico podemos empezar mencionando algunos trabajos previos de carácter internacional, por ejemplo:

Según Bravo (2016, p.132), en su tesis: "Implementación de aislamiento sísmico elastomérico en edificios altos y esbeltos de acero estructural" concluye que al implementar un diseño sísmico de aislamiento elastomérico en estructuras altas con acero resulta ser de mucho beneficio, debido a que, a pesar que en la estructura más alta que se analizó (estructura de 36 pisos) no resultó factible el implementar este tipo de sistema, si fue factible en la segunda edificación de estudio (estructura de 24 pisos) quien presentaba una altura de 72 metros, esto gracias esta estructura era de acero, y por lo tanto su carga estática era menor a la que presentaría si estuviera diseñada con concreto armado y de igual altura y como se analizó con el uso de aisladores sísmicos teniendo un P (estático) considerablemente bajo lo cual es de gran ayuda para un buen comportamiento sísmico. Cabe resaltar que el periodo de aislamiento que se usó en la estructura B (4 seg.) resulta no ser un periodo elevado, por tal motivo se facilitó su diseño.

Según Pastora y Ríos (2016, p.6), en su tesis: "Análisis del efecto de aisladores sísmicos en la respuesta dinámica de un edificio a porticado de 4 niveles" afirmaron que, su objetivo es lograr un análisis de las condiciones de respuesta sísmica que existen en el terreno de una determinada zona ubicada al nor-este de la ciudad de Managua, la cual está ubicada en Nicaragua. El enfoque principal fue analizar la respuesta sísmica que existe en una estructura construida tradicionalmente de una altura baja, esto con la inclusión de tecnología de aislamiento sísmico, acorde al tipo de suelo que existe en dicha zona. Esta investigación al momento de concluir expone que si se hace uso de aisladores sísmicos se logra reducir a un 96% los desplazamientos existentes en la estructura, y con esto logramos que la estructura actúe como un cuerpo rígido. De la misma manera se logró obtener periodos de 0.537 seg, en la base que se encuentra empotrada.

Observamos que el edificio necesita secciones de grandes en sus elementos estructurales ya que existió un resultado de un 90% en la participación modal, llegando hasta el último piso, esto quiere decir que no todos los elementos estructurales se encuentran trabajando de manera eficiente cuando se comenzó con la excitación sísmica.

Ahora mencionaremos algunos trabajos de investigación nacionales:

Según Bustamante (2019, p.75), en su tesis “Propuesta de aisladores sísmicos para la disipación de energía en el desempeño estructural por desplazamiento en edificaciones-Unach-Chota”, menciona que con la inclusión de aisladores sísmicos se obtuvieron menores desplazamientos horizontales de entre el piso concluyendo de esta manera que la edificación aumenta la disipación de energía y así mismo aumenta el amortiguamiento debido a las propiedades que presentan estos dispositivos de aislamiento sísmico, así mismo con la aplicación de esta tecnología se obtuvo mayores periodos de la estructura disminuyendo de esta manera las aceleraciones, así como también disminuyen las fuerzas frente a los sismos, por lo tanto recomienda realizar diseños por desempeños con aisladores sísmicos en las edificaciones ya que de esta manera nos permite desarrollar diferentes estrategias y así obtener edificaciones con un buen comportamiento frente a los sismos, adicionalmente recomienda realizar estudios de vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales en donde se manifieste un desempeño sísmico inadecuado y así de esta manera poder utilizar esta tecnología que vienen a ser los aisladores sísmicos.

Según Janampa (2018, p.105), en su tesis “Diseño del sistema de aislamiento sísmico de un edificio hospitalario usando dispositivos HDR” concluye que la variación de rigideces (inicial y post – fluencia) varían de 1.5% a 0.27% cuando la relación de porcentaje de estas rigideces es de 8 a 15, respectivamente, así mismo redacta que los diagramas de histéresis reales de los dispositivos suelen generar nuevos modelos, con mayores valores de amortiguamiento y rigidez efectiva; en lo concerniente al amortiguamiento equivalente del sistema hubo mayor desplazamiento

cuando este valor disminuía, pero las derivas de entrepiso y las aceleraciones se redujeron, concluyó también que las aceleraciones pico otorgadas por los registros sísmicos mediante el análisis Tiempo – Historia, eran mayores al de las aceleraciones del análisis modal espectral lineal, además que el haber empleado las propiedades límites superior e inferior de los dispositivos, observó que las aceleraciones y las derivas fueron mayores con el análisis no lineal inelástico. El periodo del sistema de aislamiento utilizando las propiedades del límite superior (3.04seg) varió en un 45% respecto al periodo equivalente con las propiedades del límite inferior (4.41seg), todas estas conclusiones tomando en cuenta el esfuerzo a compresión del concreto en la estructura de $f'c=210\text{kg/cm}^2$

Según Calderón (2018, p.126), en su tesis: “Análisis y diseño estructural con aisladores sísmicos del pabellón de un hospital tipo II, Lima 2018”, menciona que para lograr su objetivo se analizó el edificio y se trabajó con 2 reducciones sísmicas, el primero con una reducción de dos para el sistema de aislamiento o el piso técnico, en la superestructura comprendido por pórticos se diseñó con un factor de reducción de 8, esto debido a que en la base el edificio absorbe la mayor cantidad del sismo, obteniendo dimensiones más gruesas; mientras que en la estructura sólo llega un 20% del sismo aproximadamente, beneficiando un mejor diseño y dimensiones más económicas, recomienda realizar estudios más profundos y ver los factores que intervienen en la cimentación y analizar cómo pueden llegar a los aisladores sísmicos en la parte de la subestructura, adicional investigar la diferencia de resultados, de análisis estructurales de un edificio de varios niveles con diferentes software existentes en el mercado, en comparación con uno manual, utilizar diferentes dispositivos de aislación sísmica y conocer sus respectivas características que pueden ofrecer y plantear alternativas de diseño entre los diferentes tipos de aislación.

Herrera (2018, p.4), en su tesis de pregrado “Desempeño sísmico en edificaciones con aisladores elastoméricos y amortiguadores de fluido

viscoso” tuvo como objetivo primordial realizar la evaluación del comportamiento de las estructuras con sistema de a porticadas y de concreto armado usando un sistema de aislamiento y amortiguadores ante la presencia de movimientos sísmicos, para esto se realizó una descripción de las diferencias encontradas entre el uso de amortiguadores y el uso de aisladores que existen normalmente en el mercado. Actualmente existen muchos métodos que nos van a permitir el dimensionamiento de dispositivos con tecnología sísmica con la aplicación de las especificaciones existentes en el FEMA 274 (1997). También realizó el trabajo del análisis de los periodos, los desplazamientos y las derivas mediante cuadros comparativos en las estructuras analizadas. Entonces concluye que según los resultados obtenidos demuestran que los periodos vibratorios de la estructura con amortiguamiento no causan alteración en el periodo fundamental, esto quiere decir que su rigidez no se ve afectada, por otro lado, la tecnología de aisladores sísmicos presenta periodos altos, dado que al usar aisladores genera flexibilidad en la base estructural y esto crea una reducción en las aceleraciones sísmicas.

Según Moncada (2018, p.133), en su tesis de pregrado, titulada: “Sistema de aislamiento sísmico en la base para un centro de salud de 2° nivel de atención en la ciudad de Huacho según NTP E.030 y la norma americana ASCE/SEI 7-10”, concluye que, la estructura estudiada cuya base es fija debido a que es de uso hospitalario va a tener consideraciones mínimas para su actual investigación ya que tienen un comportamiento adecuado para cualquier evento sísmico. Logró realizar el estudio de análisis de estructuras siguiendo los parámetros que manda la norma E.030 pero utilizando el diagrama de aceñeracion que rige la normativa ASCE 7 – 10 la cual presenta aceleraciones mayores. Comprobó en su estudio que, el sistema está basado en pórticos y comprobó la rigidez de la estructura.

Después de haber tomado en cuenta trabajos previos, tanto de autores internacionales como nacionales es indispensable poder visualizar algunas teorías relacionadas al tema de aisladores sísmicos (tema central de nuestro informe de investigación).

Empezaremos reconociendo lo que es un riesgo sísmico, podemos definir al riesgo sísmico como el nivel de pérdida (tanto humanas como de patrimonio) a la cual se ven afectadas una o más personas a causa de algún acontecimiento caótico, dependiendo de la vulnerabilidad en la cual se encuentren; entendiendo por vulnerabilidad a la falta de capacidad para afrontarse a ciertas circunstancias de amenaza o peligrosidad; también podemos decir que el riesgo sísmico es el grado de probabilidad que existe para que ocurra un desastre en un tiempo y lugar determinado de magnitud potencial, que signifique pérdidas de la vida humana, daños al patrimonio y efectos negativos en las actividades económicas.

Organizaciones como UNDRP Y LA UNESCO, incentivan definiciones para la síntesis de conceptos de riesgo, mediante la siguiente formula:

$$R_t = H * V * E$$

Donde: H = Amenaza, peligro o peligrosidad (probabilidad de desastre). V = Vulnerabilidad (grado de pérdida, en escala "0 sin daño y 1 pérdida total). E = Elementos riesgo (población, edificios, serv. públicos, obras civiles, etc.). R_t = Riesgo total (pérdidas de vida humana, patrimonio y actividad económica).

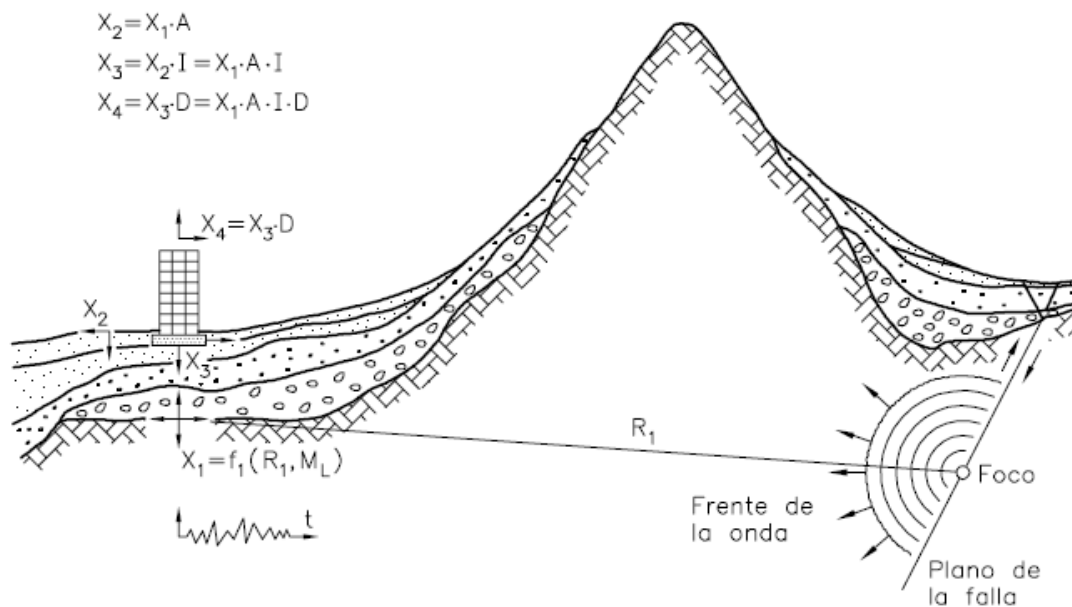


Figura 1 Propagación de la energía sísmica desde el epicentro hasta la estructura (BERTERO, 1992)

En la fig. 1 podemos observar como un movimiento sísmico, ocurrido en un determinado punto, se propaga y se amplifica hasta llegar al punto X_1 y debido a las capas que se encuentran en el suelo, entre lo que conocemos como superficie y el basamento, se puede obtener una nueva señal X_2 , ahora esta señal sufrirá un nuevo cambio debido a la interacción que existe por una función que se visualiza entre el suelo y la estructura (función A) para así obtenerse la señal X_3 que será el punto crítico en la base del edificio, obteniendo como resultado una reacción de transferencia en esta estructura, transferencia llamada X_4 . Las variables I y D tienen una función de transferencia y deben ser analizadas estructuralmente, la variable de excitación X_1 y la función de transferencia, representada por la variable A, son netamente estudios de peligrosidad y riesgo sísmico para así determinar, en un lugar específico, los movimientos del terreno a causa de un sismo.

Para hacer frente al riesgo sísmico es que nace la ingeniería sismorresistente que es la encargada de estudiar y analizar cuál es el comportamiento de una estructura frente a movimientos telúricos de peligro potencial, para encontrar los métodos necesarios mediante el cálculo estructural y poder garantizar la seguridad y un adecuado comportamiento estructural frente a sismos.

Según Cassano (2009, p.35), menciona que según términos de Ingeniería la intensidad de carácter sísmico se utiliza para lograr medir todo efecto catastrófico ocurrido en la estructura, los movimientos telúricos tienen como característica resaltante el parámetro subjetivo, que no es otra cosa que la intensidad, y un parámetro objetivo, que viene a ser la magnitud.

Quizás una de las más conocidas a nivel mundial es la escala de Richter (magnitud), en donde se mide la energía de sismo, pero en el epicentro y esta medida es en micrones, a 100km del epicentro. El instrumento utilizado para medir esta magnitud es el sismógrafo Wood-Anderson. Podemos relacionar a la magnitud con la energía causada por el movimiento sísmico, en ergios, entonces tendríamos:

$$\log E = 11,8 + 1,5M$$

Y si realizamos una relación entre intensidad y magnitud podemos utilizar la formulación de Esteva y Rosenblueth:

$$I_{MM} = 8,16 + 1,45M - 2,46 \log R$$

Siendo R: distancia focal en Km

En nuestro país existe la norma E-030 que es de diseño sismorresistente, esta norma nos sirve como guía para tener en cuenta los diferentes criterios y poder diseñar estructuras que estén acordes con los niveles mínimos de seguridad sísmica.

Además, sirve como guía para prevenir los desastres ocasionados por terremotos, fuego, deslizamientos, etc. Esta norma cuenta con la última actualización en el año 2018 la cual es la que estamos utilizando como fuente.

También debemos contemplar lo que es una microzonificación sísmica, y esta expresión hacer referencia a los diferentes estudios que se realizan, para investigar los efectos sísmicos, y todo tipo de fenómeno asociado a este, como la licuación de suelos, también los deslizamientos, entre otros. Los estudios realizados sirven para recopilar información de las posibles modificaciones del accionar sísmico, por causa de las condiciones propias del lugar como también otros fenómenos naturales.

Otro de los términos con los que debemos familiarizar el estudio de sitio, estudios con cierta similitud a los de microzonificación, manteniendo sus diferencias, Estos estudios se caracterizan por ser limitados al lugar del proyecto y muestran información de las variantes del accionar sísmico, así como de otros fenómenos propios de la localidad. En este estudio prevalece la importancia de generar los parámetros de diseño.

Según (NTP E-030 diseño sísmico, 2018, p.9), nos menciona 5 tipos de perfiles de suelo: Tipo S₀: Roca dura. – este tipo de suelo posee una velocidad de propagación de ondas $V_s > 1500\text{m/s}$. Tipo S₁: Roca o suelos muy rígidos. – $500\text{m/s} < V_s < 1500\text{m/s}$. ya sea que se cimiente sobre: roca fracturada con un $F'c \geq 5\text{ kg/cm}^2$, o arena con mucha densidad o arcilla compacta. Tipo S₂: Suelos intermedios. - $180\text{m/s} < V_s < 500\text{m/s}$. Tipo S₃: Suelos blandos: $V_s < 180\text{m/s}$. Tipo S₄: Condiciones excepcionales: este tipo de suelo presenta sus condiciones geológicas y topográficas desfavorables, para lo cual se requiere un análisis específico de sitio.

Tabla 1 Clasificación de los perfiles de suelo

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

Figure 1: resumen de distintos tipos de suelos. Fuente: NTP E-030

Actualmente la NTP contempla la norma E-031 la cual plantea el diseño de aislamiento sísmico y está diseñada para mostrar los requerimientos mínimos que deben existir para poder diseñar y construir edificaciones con el uso de todo tipo de tecnología de aisladores sísmicos, así también las disposiciones para realizar los ensayos que puedan demostrar el buen comportamiento de esta tecnología antisísmica. Esta norma tiene como finalidad optimizar el comportamiento sísmico de las estructuras en busca de su operatividad continua.

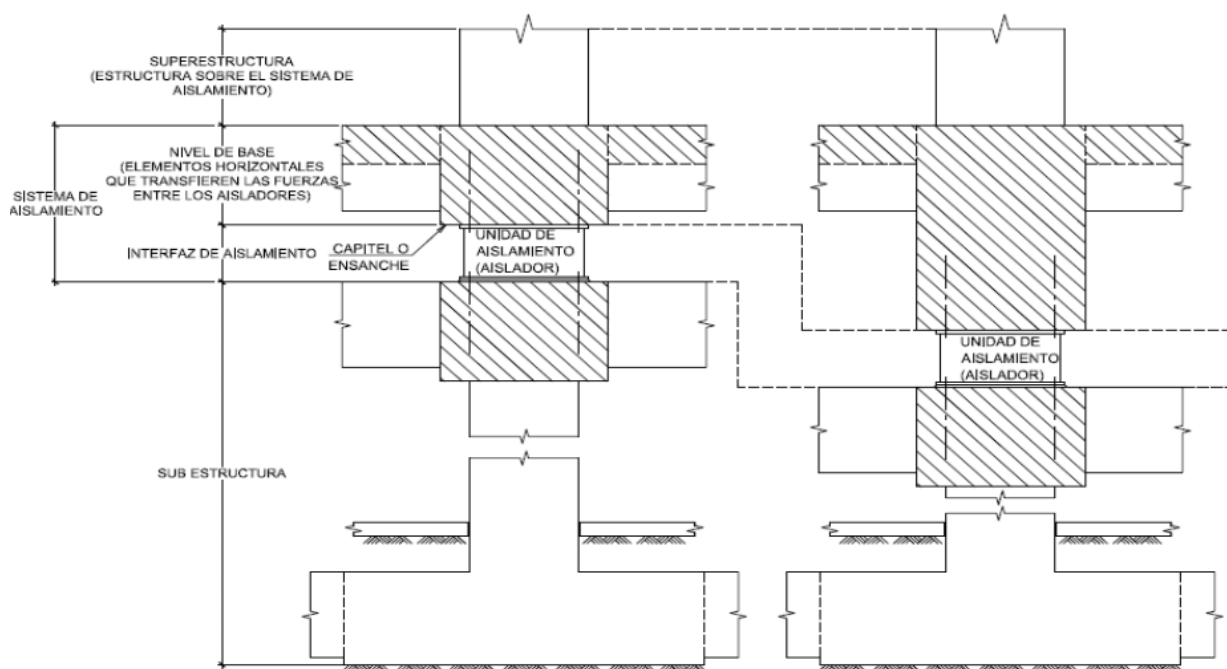


Figura 2 Sistema de aislamiento sísmico. Fuente: Diario el peruano (NTP E-031)

A continuación, visualizaremos algunas nomenclaturas de la norma E-031:

N°	Nomenclatura	Significado
1	$B_M =$	Factor de amortiguamiento
2	$b =$	Dimensión menor de la proyección en planta de la estructura
3	$C =$	Factor de amplificación sísmica (NTP E-030)
4	$D_M =$	Desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de AS
5	$D'_M =$	Desplazamiento en el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico
6	$D_{TM} =$	Desplazamiento total de un elemento del sistema de aislamiento sísmico
7	$d =$	Dimensión mayor de la proyección en planta de la estructura
8	$E_{ciclo} =$	Energía disipada en un aislador durante un ciclo completo de ensayo
9	$e =$	Excentricidad, obtenida como la suma de la distancia en planta
10	$F^- =$	Mínima fuerza positiva en un aislador, correspondiente al desplazamiento
11	$F^+ =$	Máxima fuerza positiva en un aislador, correspondiente al desplazamiento
12	$F_1 =$	Fuerza sísmica lateral en el nivel de base (kN)
13	$F_i =$	Fuerza lateral en el nivel i (kN)
14	$g =$	Aceleración de la gravedad (9810mm/s ²)
15	$h_i =$	Altura de nivel i respecto al nivel de base (mm)
16	$K_M =$	Rigidez efectiva del sistema de aislamiento sísmico en el desplazamiento
17	$K_{eff} =$	Rigidez efectiva de un aislador (kN.mm.)
18	$n =$	Número de pisos de la estructura sobre la interfaz de aislamiento
19	$N =$	Número de aisladores
20	$P =$	Peso de la estructura sobre la interfaz de aislamiento (NTP E-030)
21	$P_i =$	Parte del peso que se ubica en o se asigna al nivel (kN.mm.)
22	$P_s =$	Peso sísmico de efectivo de la estructura (kN.mm.)
23	$r_a =$	Radio de giro del sistema de aislamiento sísmico
24	$R_o =$	Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para la superestructura
25	$R_a =$	Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura
26	$S =$	Factor de amplificación (NTP E-030)

Para el diseño de aislamiento debemos entender el factor de amplificación sísmica y para ello se toma en cuenta las características situacionales y definimos un factor de amplificación sísmica (C):

$$C = 2,5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) ; C < 2,5$$

Donde "T" viene siendo el periodo.

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo. (Reglamento nacional de edificaciones, 2018)

En la configuración estructural, estas deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica. (RNE, 2018).

Las estructuras regulares no poseen discontinuidades horizontales o verticales en su diseño resistente a fuerzas laterales, mientras que las estructuras irregulares se caracterizan por presentar irregularidades en toda su estructura tales como: Piso blando, irregularidad de masa, irregularidad geométrica vertical, irregularidad torsional, esquinas entrantes, etc.

Otro análisis a tomar en cuenta es el análisis estático, según RNE (2018, art. 17), establece que los análisis estáticos representan las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación. Aconseja emplearse solo en edificaciones sin irregularidades y de baja altura según establece en el art. 14 (14.2).

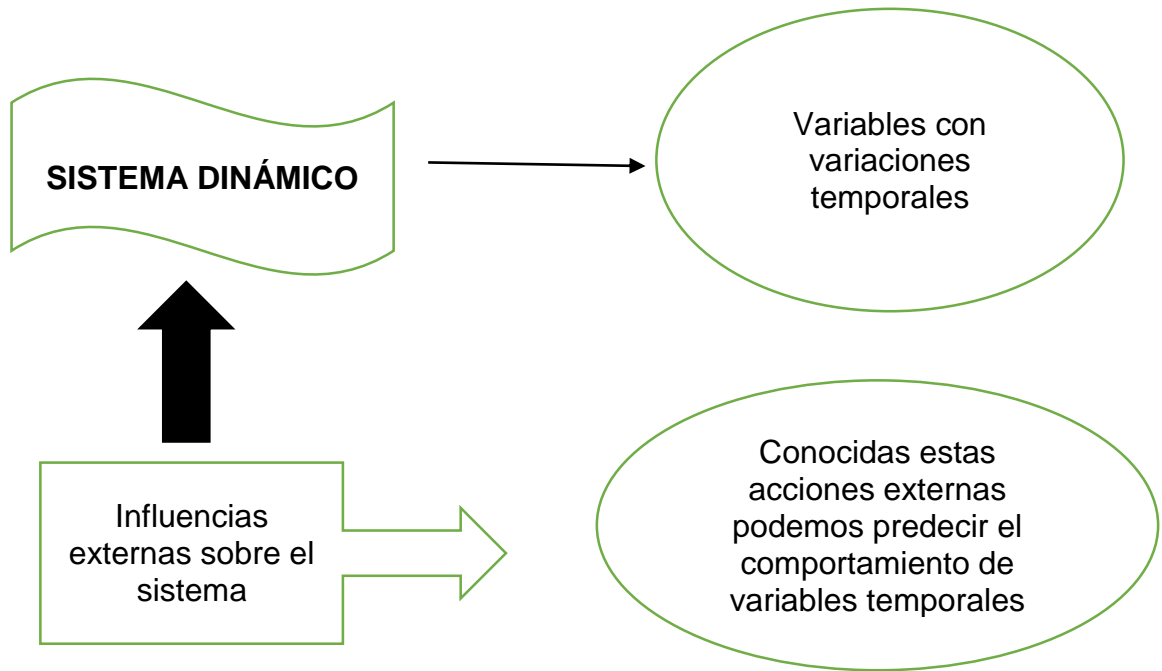
Dentro del análisis sísmico estructural de una edificación se debe tener en cuenta que existen fuerzas cortantes en la base de la estructura con una determinada dirección, la cual se verá controlada por la siguiente. Ecuación:

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

consideraremos un mínimo valor de $C/R \geq 0,125$

dónde: Z = Factor de zona, U = Factor de uso, C = Factor de amplificación sísmica, S = Factor de suelo, R = coeficiente de reducción sísmica, P = peso sísmico del edificio (Tn).

Siguiendo la línea también debemos entender un análisis dinámico, según (Cassano, 2009, p2-1) comenta que un sistema dinámico es aquel cuyas variables experimentan variaciones en el tiempo y, si se conocen las influencias externas que actúan sobre el sistema, podrá predecirse el comportamiento de este.



Una acción dinámica siempre tiene fuerza de inercia, originadas por la velocidad en la variación y el tiempo, esta fuerza es comparable con su magnitud estática. Principales fuentes de vibraciones estructurales son: sismos, vientos, olas y corrientes de agua, explosiones, cargas móviles, etc. La respuesta dinámica representa el efecto de respuesta de una carga dinámica en la estructura.

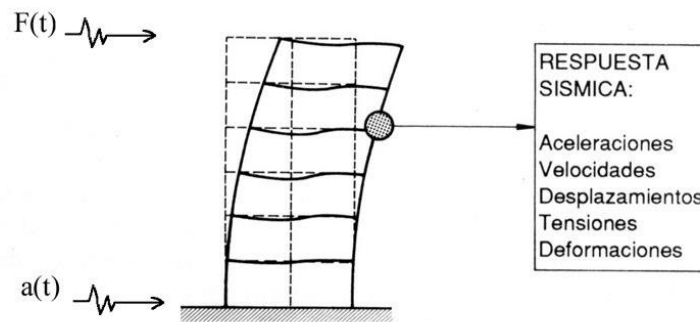


Figura 3 Definición de la respuesta dinámica

Ahora veremos los elementos estructurales y lo podemos reconocer como elementos estructurales a las vigas, losas, a la tabiquería, a las diferentes clases de escaleras las cimentaciones. También podemos mencionar como elementos estructurales a los muros de contención, los parapetos, etc.

Ahora definamos a estas, empezando por las losas, gracias a estos elementos es factible contar con pisos y también con los techos que poseen las edificaciones, éstas tienen principalmente dos funciones, la primera función fundamental está relacionada a los diferentes esfuerzos de la losa, la tabiquería y demás elementos que son provocados por la gravedad, las cuales son distribuidas hacia las vigas, la segunda función está relacionada a las cargas sísmicas, generando un adecuado comportamiento en cada piso.

Otro elemento estructural es la viga, elemento indispensable en el proceso constructivo cuya funcionalidad principal es sostener y contener los pesos y las tensiones de la estructura, en pocas palabras es el soporte de toda la estructura. Cabe resaltar que estos elementos, también tienen como función indispensable de resistencia sísmica, función que comparte con otros elementos como son las columnas y los muros, todos estos elementos serán los que resistan las fuerzas horizontales ya sean cortantes, momentos y axiales. Las vigas proporcionan rigidez.

Las vigas pueden ser: Peraltadas (P. normal, P. invertida o P. normal e invertida) o chatas.

Las columnas, son elementos verticales encargados de recibir cualquier carga existente de las losas y también de las vigas, para así transmitir las a la cimentación. Las columnas conjuntamente con las vigas forman lo que conocemos como pórticos, que son pues el esqueleto sismorresistente al igual que los muros.

Podemos reconocer diferentes tipos de columnas, pero las más comunes son las, circulares, cuadradas y las rectangulares; sin embargo, pueden utilizarse las poligonales o trapezoidales.

Seguimos ahora con los muros, comúnmente llamamos paredes, son los encargados de brindar rigidez y resistencia lateral. “[...] las columnas poseen una sección colateral muy alargadas, teniendo en cuenta que este elemento estructural y los muros son receptores de las mismas cargas, por ejemplo, de las cargas de vigas y las losas” (Blanco, 2010, p35).

Los muros pueden ser clasificados de la siguiente manera: **Muro de carga:** Encargada de soportar las cargas sujetas a compresión. **Muro divisorio:** Muros cuya función principal es aislar o dividir, estos muros generalmente deben contar con características como impermeabilidad, resistencia a la fricción, acústica, etc. **Muro de contención:** Este tipo de muro frecuentemente se encuentra expuesto a fricción y empujes horizontales. Debido a la rigidez que presentan los muros son los absorbentes de las cortantes o fuerzas horizontales de los sismos, por lo que se debe tener cuidado al momento de su ubicación para evitar efectos de torsión al colocarlos en forma asimétrica.

Una vez conocidos los elementos estructurales, ahora toca definir los elementos no estructurales, son aquellos elementos cuya contribución de rigidez hacia la estructura es prácticamente nula ya sea que esté vinculada al sistema de resistencia de fuerzas horizontales o no.

En el caso de producirse en la estructura agrietamientos internos, los elementos no estructurales desempeñarán el rol positivo de amortiguamiento dinámico a fin de evitar el aumento de los rozamientos, si se diese el caso de presentarse algún sismo violento estos deberán contribuir en la disipación de la energía sísmica, para aliviar a los elementos resistentes.

Sin embargo, estos elementos no estructurales pueden presentar efectos no tan favorables, estructuralmente hablando, ya que pueden distorsionar la distribución de los esfuerzos, por este motivo, deberán ser considerados en la parte analítica (análisis) y en la parte del diseño de estructuras con flexibilidad.

Ejemplo de elementos no estructurales tenemos: los cielos, las puertas, la ventanearía, paneles, etc.

También es necesario definir a un diseño estructural, sabemos el análisis estructural tiene como finalidad crear un diseño óptimo que esté acorde con los criterios de seguridad mínimos establecidos por el reglamento nacional de edificaciones, estas estructuras deben ser sismorresistente (norma E-030), que garantice la integridad de sus ocupantes y la conservación de su patrimonio.

Ahora un diseño de protección sísmica, los movimientos sísmicos han generado, en su mayoría, pérdidas a la población a lo largo de nuestra historia, ya sea que hablemos de vidas o en términos económicos; generando secuelas devastadoras a la sociedad. Los sistemas de protección sísmica son diseños automatizados, enmarcados en el análisis estructural, con el objetivo de lograr una reacción de la estructura en el caso de ocurrir un movimiento sísmico. Estos sistemas existen con la finalidad de obtener información para el uso de tecnologías que puedan dar una respuesta de control frente a los sismos, disminuyendo la vulnerabilidad existente en las estructuras frente a los terremotos incrementando la seguridad en casos de sismo.

Ahora, conociendo el diseño estructural y el diseño de protección sísmica, podemos decir que:

El análisis sísmico sirve para que se consideren los efectos bidireccionales en las edificaciones, efectos que los movimientos sísmicos generan en planta, al considerar un ángulo de incidencia en la realidad de cada accionar sísmico. La NTP E-030 y la E-031 que hacen referencia al diseño sismorresistente y al uso de tecnología antisísmica, no presenta de alguna forma metodología que incluya los efectos producidos en las partes estructurales y la estructura global considerando la bidireccionalidad y los ángulos incidentes del sismo, solamente nos menciona que en el caso de estructuras irregulares se debe de suponer el accionamiento sísmico ocurrido en la dirección que nos resulte desfavorable para poder diseñar cada elemento (Moscoso, 2018, p47).

El análisis sísmico sirve para poder estudiar el comportamiento que tiene una estructura y la vulnerabilidad que puede presentar ésta ante un posible movimiento telúrico, ya que el ciclo de la vibración de los sismos está basado en las características que presente la estructura, mientras mayor altura tenga nuestra estructura mayor será

el ciclo de vibración, lo cual nos dice que a mayor altura del edificio las energías laterales serán mínimas, aunque no tengas aisladores sísmicos.

La Ingeniería ha innovado en sistemas de protección sísmica para poder minimizar los efectos caóticos producidos por los sismos, se ha venido haciendo esfuerzos en desarrollar técnicas distintas a lo largo de historia, ya sea que estas técnicas hayan sido innovadas por artesanos o por constructores.

Según Kirikov (2013), una de las técnicas que más se utilizaban en el proceso constructivo generalmente incluían una tecnología o mecanismo de aislación sísmica, primordialmente veían la necesidad de aislar las edificaciones de los movimientos normales generados por sismos, destacaron tres formas de aislar en la antigüedad, el primer sistema utilizaba multicapas de piedra por debajo de la base estructural, estas eran colocadas sin la necesidad de mortero. El segundo método consistía en el uso de piezas que servían de apoyo, estas estaban diseñadas con madera. Y por último método tenemos la inclusión de muchas capas de arena con piedra e incluso, en algunas ocasiones, diversos materiales entre el suelo y las paredes (p.75).

Si apreciamos el libro de Kirikov podemos observar como él resalta las técnicas griegas de construcción en sus diferentes edificaciones, resaltando como éstos realizaban la compactación de las bases del suelo y sus procesos de fundaciones con las capas de materiales. Dentro de los estudios realizados por Kirikov encontramos la utilización de algas marinas, por parte de los griegos, generando elasticidad en su base estructural y deslizamiento capaz de permitir un aislamiento sísmico, éstos también llegaron a demostrar excelente durabilidad, llegando a ser superior en este aspecto, incluso a la madera.

En la actualidad es cada vez más común observar el uso de aisladores sísmicos en las estructuras, a pesar de que como hemos podido observar líneas atrás la idea de generar aislamiento no es algo reciente.

Los aisladores sísmicos al igual que los disipadores de energía vienen a ser una alternativa ideal ya que poseen una funcionalidad muy sencilla y su desempeño es

eficiente si de disminuir el riesgo de muerte y las pérdidas económicas se trata, ya que garantizan seguridad y resiliencia de las sociedades.

Solo por citar algunos ejemplos de los problemas que ayuda a resolver los aisladores sísmicos, o cualquier otra tecnología sismorresistente, tenemos: Nivel de desempeño adecuado en estructuras como hospitales en la cuales se deben disminuir los efectos negativos tanto en la parte estructural como en la no estructural. Refuerzo de estructuras antiguas las cuales no garantizan un mínimo de desempeño sísmico. Reestructuración de edificaciones afectadas por sismos.

De todo lo estudiado ahora veremos que son los aisladores sísmicos, recordemos, ¿Cómo se producen los terremotos?: Los reajustes provenientes de las placas generan vibraciones, movimientos que a su vez se convierten en deformaciones y tensiones acumulándose en zonas de contacto dentro de dichas placas; por consecuencia la acumulación de esfuerzo, e intensidad generan una brusca ruptura liberando energía acumulada y produciendo desplazamiento y reajustes en la zona de contacto de las placas. Esta teoría es comúnmente conocida como “la teoría del rebote elástico”, es decir, los terremotos son la consecuencia de fracturas producidas por las placas en la corteza terrestre originando fallas geológicas. [...] “los terremotos también pueden ser generados o inducidos por actividades humanas, como por ejemplo las detonaciones nucleares y por los efectos de la construcción de embalses de agua” (Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras, 2016, p.47). Una vez que la vibración ocasionada por el terremoto llega a la estructura, se transmite a lo largo de su estructura y la hace oscilar. Ya dependerá del tipo de ondas, y de las propiedades mecánicas del edificio (materiales, diseño, geometría, etc.), la característica del movimiento de la estructura (desplazamiento, velocidad, aceleración).

Si fuerza generada en los componentes estructurales ya sean vigas, muros, columnas, etc. Superan su resistencia generarían derrumbe o desplome ya sea parcial o total de la estructura. Una de las formas de poder amortiguar los niveles de energía emitida por los sismos a las estructuras es usando la tecnología de aislamiento sísmico.

El aislador sísmico se caracteriza por ser un elemento muy flexible la cual será incluido en el proceso constructivo de la estructura con la finalidad de disminuir la transmisión de movimientos emitido por los sismos a la estructura, en el caso de no contar con un sistema de aislamiento las vibraciones se transmitirían directamente a la estructura generando la posibilidad colapso. Los aisladores son incorporados en la estructura para cambiar sus propiedades dinámicas, y esto es debido a que poseen una flexibilidad y esto incrementa el periodo fundamental vibratorio del sistema.

Según Calderón (2018, p.36), los aisladores sísmicos deben de ser utilizados en edificaciones con una altura moderada, ya que esta tecnología logra importantes reducciones, las cuales oscilan entre un 70% a un 90%, es decir que la edificación no va a sentir el terremoto, así también logrará proteger la vida de sus ocupantes, conservará a los elementos estructurales y no estructurales que sean parte de ella, y por último va a garantizar el continuo funcionamiento operativo de la estructura después de un sismo severo.

Los aisladores sísmicos concentran los desplazamientos, así como las deformaciones, reduciendo de esta manera los desplazamientos horizontales.



Figure 2: implementación de aisladores, en base estructural

Los usos de aisladores sísmicos lograrán dividir el edificio del terreno colocándolas estratégicamente en la estructura, para proveer suficiente flexibilidad y lograr que las resonancias no provoquen daños severos ni, en el peor de los casos, colapso de la estructura.

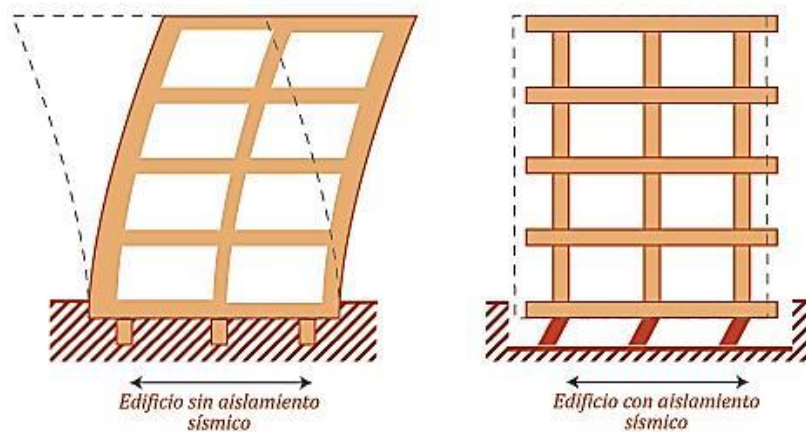


Figura 4 a) Estructura sin aislamiento. b) Estructura aislada

[...] “Lo ideal es lograr separar la edificación de los movimientos sísmicos del suelo utilizando elementos que sean flexibles entre la estructura y su base de cimentación. Los aisladores van a reducir de manera notable la rigidez existente en el sistema estructural” (Estructurando, 2017, p.21).

Por lo general los aisladores sísmicos están agrupados en dos tipos:

Los primeros se denominan elastoméricos, son los que permiten grandes deformaciones laterales, se caracterizan por tener forma cilíndrica con capas hechas a base de material flexible (goma de alta resistencia acondicionadas con láminas de acero). Éstos poseen resistencia para las cargas verticales que son generadas por las estructuras, esto gracias a las láminas de acero en su composición que impiden las deformaciones de las capas de goma, en pocas palabras tenemos un elemento de tecnología de aislamiento con una gran rigidez en sentido vertical, y con baja rigidez en el sentido horizontal.

Es esencial que los aisladores, generando alto grado de amortiguamiento, limiten el movimiento y la disipación de la energía, por tal motivo se les incluye núcleos de plomo quienes son capaces de admitir grandes deformaciones y generar amortiguamiento dependiendo de su diámetro.



Figura 5 Aislador sísmico elastomérico

El núcleo de plomo es utilizado debido a que posee un comportamiento elastoplástico y tiene la capacidad de resistir múltiples eventos de deformación plástica, además es capaz de llegar a un 25% o 30% de amortiguamiento crítico; aunque también ha de tenerse en cuenta que índices demasiado altos de amortiguamiento pueden jugar de manera adversa si su nivel de acción no fue determinado con precisión.



Figura 6 Aislador sísmico con capas de goma y acero con núcleo de plomo

En la imagen podemos ver representado un aislador con núcleo de goma que generalmente oscila entre un 8% y 16% del amortiguamiento crítico, también es común usar amortiguadores hidráulicos.

El segundo tipo de aislador, vienen siendo los de deslizamiento, éstos se basan en el apoyo obtenido por dos planchas metálicas los cuales van a permitir los desplazamientos relativos ocurridos entre ellas, una de las planchas se sujeta a la fundación y la otra va sujeta a la estructura, lo cual logra que no se transmita la energía del movimiento en su totalidad hacia la estructura. La fricción obtenida por este sistema debe ser mínima para que la fuerza de corte que se ha de transmitir sea muy

poca, no obstante, si debe existir cierta fricción para que la existencia de vientos fuertes o pequeños sismos no generen desplazamientos.

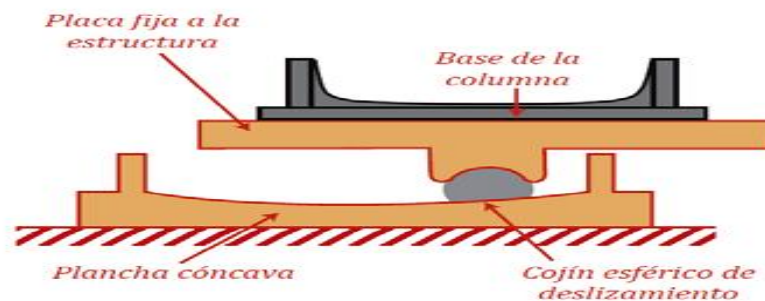


Figura 7 Esquema de aislador con placa

Cabe resaltar que también se pueden utilizar dispositivos de aislación sísmica mixtos, que unen los dos sistemas ya mencionados. La combinación más común es la elaborada con amortiguadores elastoméricos con planchas planas. Estas son utilizadas en estructuras que poseen momentos de volcamiento que no son considerables (despreciables), de esta manera se puede aprovechar las ventajas más significativas de cada sistema.

Conozcamos el desplazamiento de los aisladores, definamos en primer lugar el desplazamiento de diseño en la interface de aislamiento:

$$D_D = \frac{C_D}{B_D}$$

Donde:

C_D = Factor según el tipo de suelo

Z = Factor de la zona sísmica (1, 2, 3 o 4)

B_D = Factor de amortiguamiento efectivo

Veamos ahora el desplazamiento máximo en la interface de aislamiento:

$$D_M = \frac{C_M}{B_M}$$

Para el análisis y el diseño de los aisladores se deben tomar las siguientes consideraciones: Capacidad de carga, se debe tener en cuenta este aspecto ya que los aisladores poseen un límite de carga máxima, por lo tanto, en el análisis se debe tener en cuenta la repartición de las cargas en la estructura, para así evitar la sobrecarga. Uniformidad desplazamiento, este aspecto es importante para determinar la flexibilidad a la cual debe ser sometida la estructura incorporándosele un diafragma rígido, ya que debemos extinguir los desplazamientos diferenciales horizontales. Efecto de torsión, la separación existente entre el centro de masa y el de rigidez del sistema aislante debe ser analizada para que, si se llegaran a presentar, en el movimiento de los aisladores, efectos de torsión exista una mejor participación de éstos en la dirección perpendicular al análisis. Tracción en los aisladores, la resistencia a la tracción de los aisladores oscila entre un 10 – 15% de comprensión. Deformaciones verticales, “Estas podrían generar deformaciones diferenciales entre los distintos elementos de la superestructura” (Calderón, 2018).

III. METODOLOGÍA:

3.1 Tipo y diseño de investigación

3.1.1 Tipo de investigación

Nuestra investigación es del tipo descriptiva aplicada, puesto que obtendremos soluciones de acuerdo a los problemas planteados, basados en estudios ya realizados.

3.1.2 Diseño de investigación

Es un diseño no experimental de enfoque transversal, puesto que no se manipularán las variables, sin embargo, se analizará situaciones existentes, además, se recopilarán datos e información en un momento dado. Así mismo es un estudio de nivel descriptivo puesto que se realizará una descripción detallada de los datos recolectados.

3.2 Variable y operacionalización

3.2.1 Variable

Variable 1: Aislamiento sísmico.

Variable 2: Diseño estructural.

3.2.2 Operacionalización (dimensiones)

- Diseño arquitectónico
- Cortante basal de diseño mediante análisis modal espectral
- Derivas de entre piso mediante análisis modal espectral
- Cumplimiento de desplazamiento total máximo en base a un análisis no lineal Time History
- Diseñar los elementos de superestructura
- Diseñar los elementos de subestructura
- Diseñar el interfaz de aislamiento sísmico

El cuadro de la matriz operacionalización se muestra en el anexo N°01.

3.3 Población, muestra y muestreo

3.3.1 Población y muestra

Nuestra población se ha tomado en base a varias propuestas de sistemas de protección sísmica para delimitar los posibles efectos sobre la edificación producto de acontecimientos eventuales de sismo, tales como: disipadores de energía, aisladores sísmicos de base y masa sintonizada; la muestra fue toda la clasificación de tipos de aisladores sísmicos de base, siendo estos, aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento HDR, aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento NRB, aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LRB, aisladores con péndulo simple de fricción y aisladores de triple péndulo de fricción.

3.3.2 Muestreo

El muestreo se realiza con el diseño estructural utilizando aisladores de base (LRB).

3.3.3 Unidad de análisis

La unidad de análisis es el aislador elastomérico con núcleo de plomo LRB

3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos validez y confiabilidad

La técnica que utilizaremos es la observación y la experimentación del análisis de aislamiento sísmico.

Los instrumentos principales para los datos son:

- Planos arquitectónicos
- Planos estructurales
- Modelamiento en ETABS
- Análisis sísmico dinámico
- Análisis sísmico estático

3.5. Procedimiento

Realizaremos el diseño arquitectónico mediante planos de planta y planos frontales y posteriores, acotadas detalladamente para poder facilitar su entendimiento. Luego realizaremos el diseño estructural con aisladores sísmicos, predimensionando los elementos estructurales, realizando metrado de cargas, derivas, etc. Con el fin de lograr el diseño de los aisladores, utilizando el software ETABS.

3.6 Metodología de análisis de la información

El proyecto empieza con la propuesta arquitectónica de la residencia, luego de aprobarse el planteamiento, se elabora el plano de arquitectura, seguidamente se realiza el metrado de cargas y posteriormente, a partir asumir datos de mecánica de suelos, hacer los pre dimensionamientos correspondientes y de esta manera poder realizar el análisis estructural sismorresistente mediante el programa ETABS, finalmente concluir con el diseño de la estructura para la edificación.

3.7 Aspectos éticos:

A. Espíritu crítico:

Al realizar un determinado estudio, excluimos comentarios ajenos y evitamos generar conceptos para una idea establecida o un juicio determinado en la búsqueda de lo correcto.

B. Autenticidad de autor:

Importante aspecto ético y fundamental que servirá para conservar la originalidad de información referencial para de esta manera llevar a cabo un correcto planteamiento estructural.

C. Creatividad e innovación:

Cabida suficiente para crear, mezclar y materializar los razonamientos de forma creativa e innovadora.

D. Compromiso:

Con el talento del grupo universitario para motivar a tomar conciencia de lo fundamental que resulta cumplir los objetivos.

IV. RESULTADOS

4.1 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico de la residencial Rosas del Valle se elaboró para una edificación de 12 pisos con dos sótanos, destinadas para vivienda multifamiliar, la cual está ubicada la urbanización Rosas del Valle Mz F LT 1-2, distrito de Trujillo, provincia Trujillo, Región la Libertad.

Se distribuyeron los espacios de la edificación de la siguiente manera:

- El primer sótano se encuentra a una profundidad de 4.40 m (NPT – 4.40), posee una rampa con una longitud de 21.50m y una pendiente igual a 12%.
- El segundo sótano se encuentra en una profundidad de 1.50 m (NPT – 1.50), posee una rampa de 21.50m y una pendiente de 12%.
- El primer nivel cuenta con una pendiente de 11% y una rampa de 11.70m, tiene jardines, sala de usos múltiples, hall de ingreso, el hall de ascensores, escaleras y tiene un nivel de piso terminado de 1.40m (NPT+1.40)
- Del segundo al doceavo piso, contamos con 4 departamentos por piso divididos en 3 dormitorios (1 principal con baño propio), comedor, sala, cocina, lavandería y dos baños.
- El diseño arquitectónico también plantea una azotea, donde se encuentra la sala de máquinas de los ascensores y la cisterna, lo demás es ambiente libre.

Los diseños se pueden visualizar en los anexos (03).

4.2 Diseño estructural con aisladores sísmicos:

4.2.1 Predimensionamiento estructural:

4.2.1.1 Predimensionamiento de losa maciza en ambos sentidos:

El espesor como primera tentativa resulta ser de $e=0.20m$, tomando en cuenta un coeficiente denominador de 40 para dividir la luz libre denominada "Ln", así mismo, se realizó el perímetro del paño mayor dividido entre un factor o coeficiente de 180, finalmente se tomó el valor máximo.

4.2.1.2 Predimensionamiento de vigas:

Las vigas fueron predimensionadas a partir del requerimiento según la dirección en la que estos elementos estén colocados, para la dirección paralela a XX, se tomó una máxima luz libre de 7.83m y un coeficiente de 12, resultando dimensiones de .40x.70m; y para la dirección paralela a YY, se tomó una máxima luz libre de 5m y un coeficiente de 12, resultando dimensiones de .40x.50m; secciones obtenidas para las vigas ubicadas en la subestructura, entiéndase como sótanos. Para la superestructura, las vigas posicionadas en dirección XX fueron de .40x.50m al igual que en las de dirección YY, tomándose una luz libre máxima de 5.80m y un coeficiente de 12.

4.2.1.3 Predimensionamiento de columnas:

Las columnas se predimensionaron con el punto máximo a compresión o también conocido como punto de compresión pura, esta coordenada que se encuentra en la superficie de interacción lleva una fórmula para determinar la carga axial nominal, la cual fue reducida por el factor de "Ø" de 0.7, y en consideración los valores de cuantía de acero, valor asumido de 2.00%, $f'c$ asumido de 280kg/cm² y f_y igual a 4200kg/cm², de esta forma se realizó el predimensionamiento de las columnas.

4.2.1.4 Predimensionamiento de rampa de escalera:

La rampa de escalera fue predimensionada con un factor de 20, un contrapaso de .18m, un paso de .25m y una luz libre de 1.75m, obteniéndose una garganta de .10m y un espesor efectivo de la losa total de .15m.

4.2.2 Metrado de cargas:

4.2.2.1 Consideraciones para aplicación de cargas muertas:

La carga muerta adicional fue de 100kg/m² debido al piso terminado de .05m, y un valor del peso volumétrico del enlucido de 2300kg/m³. El peso de la tabiquería fue calculado como una carga o ratio por unidad de metro cuadrado, equivalente a 289.32kg/m², el peso de los parapetos de 1.20m de altura fue de 243kg/m ubicados en la zona de pasadizo o zona de transición de los dos bloques de la edificación; para el peso de los parapetos de los entresijos de sótanos fueron de 135kg/m para un muro de altura de 0.50m, 546.75kg/m para un muro de 2.7m, 364.5kg/m para un muro de altura de 1.80m, entre otros.

4.2.2.2 Consideraciones para aplicación de cargas vivas:

Las consideraciones para la carga viva fueron de 200kg/m² para la superestructura, 400kg/cm² para los sótanos o estacionamientos. La carga viva de techo mínima fue de 100kg/m².

4.2.3 Masas participativas:

Inicialmente, antes de considerar los aisladores de base, se realizó el análisis sísmico de la estructura cuando esta está empotrada, se obtuvo del análisis modal espectral la masa participativa del 90% como mínimo en las direcciones de interés y un periodo fundamental de vibración de 0.961 seg.

4.2.4 Análisis dinámico modal espectral (1era interacción)

Se realizó el análisis modal espectral considerando en principio, un periodo fundamental en la dirección XX de 0.22seg, un factor de Z de 0.45g, un factor de uso de 1, un factor de suelo S, como tipo S2 de valor 1.05, un periodo corto $T_p = 0.6$ seg y un valor de periodo largo de $T_l = 2.0$ seg, el factor de ductilidad básico asumiendo muros estructurales con un valor de $R=6$ y no existió irregularidades, ni en planta ni en altura. El factor producto de todos esos valores o también expresado como $ZUS \cdot g/R$ fue de 0.7725, con un factor de modificación de derivas de 4.5, considerandose como un sistema regular.

4.2.5 Factor de amplificación sísmica:

El factor de amplificación sísmica o también conocido como C, se obtuvo de acuerdo al periodo considerado en el espectro de aceleraciones y los periodos delimitantes de esta plataforma, como lo son $T_p=0.6\text{seg}$ y $T_l=2.0\text{seg}$. Se calcularon estos resultados tomando una serie de valores de periodos de vibración desde 0.00seg a 7.00seg , los cuales fueron rigiéndose a las condiciones de la normativa tales como en la primera zona, $C=2.5$ para cuando el valor de T es menor al periodo corte, $C=2.5 \cdot T_p / T_l$ para cuando el valor de T está entre el periodo corto y el periodo largo y, por último, $C=2.5 \cdot T_p \cdot T_l / T^2$ para cuando el valor es mayor al periodo largo. El análisis dinámico se realizó considerando un espectro de aceleraciones, una combinación modal CQC, y una combinación direccional SRSS teniendo como requisito la aplicación de las dos fuerzas sísmicas en ambas direcciones, pero según fue el caso, si era para la dirección XX, se tomó el 100% del SXX y el 30% del SYY, del mismo modo para el caso contrario, el valor de los modos considerados fue de 3 grados de libertad por entrepiso, en total 36 modos de vibración.

4.2.6 Derivas:

Las derivas máximas en la dirección XX no superaron el $7/1000$, siendo el mayor valor de $0.774/1000$. Para la dirección YY el resultado es de $7.06/1000$, discutiblemente mayor al límite, sin embargo, esto se obtuvo con un $f'c$ de 350kg/cm^2 (valor inicial del esfuerzo a compresión del concreto). Si se volviera a recalcular con un $f'c$ de 420kg/cm^2 , estaríamos cumpliendo de forma más holgada el valor máximo exigido por la Norma E.030.

Una vez obtenido desplazamientos y derivas, se realizó la verificación de las irregularidades en planta y altura, en donde no se encontraron ningún tipo de estos problemas de configuración estructural.

4.2.7 Análisis Estático (1era interacción)

Para el análisis estático de igual manera se realizó el cálculo de las fuerzas en dirección XX y en dirección YY, tomando un $100\%CM + 25\%CV$ para la masa a

considerar en el peso sísmico para la cortante basal y próximamente la distribución de las fuerzas laterales; para el primer nivel se tiene un peso de 505.98kg, para los entresijos desde el nivel 1 hasta el nivel 10 se tiene un valor de 502.14kg y para el piso número 11 se tiene un peso de 373.77kg.

4.2.8. Distribución de fuerzas laterales en la superestructura

Las fuerzas laterales para la dirección XX, y YY son las siguientes:

Nivel	Fuerzas XX (ton)	Fuerzas YY (ton)
Techo 11	137.09	81.29
Techo 10	167.51	97.19
Techo 9	150.86	85.44
Techo 8	134.21	73.99
Techo 7	117.55	62.86
Techo 6	100.90	52.09
Techo 5	84.24	41.73
Techo 4	67.59	31.82
Techo 3	50.93	22.47
Techo 2	34.28	13.81
Techo 1	17.76	6.14

La deriva máxima en la dirección XX fue de 0.833/1000 siendo menor al máximo permitido, para la dirección YY fue de 8.57/1000 siendo mayor que el valor máximo de 7/1000, lo que resulta imprescindible contar con una modificación del peralte de algunas columnas en la dirección YY, siendo de .40m inicialmente a .60m y con un incremento de $f'c$ de 420kg/cm². Se realizó también la verificación de irregularidades, pero no hubo problemas en la configuración estructural.

4.2.9. Masas Participativas

Para la segunda interacción del análisis dinámico aún no se realizaron las modificaciones puesto que la intención era primero verificar el tema de las irregularidades, finalmente se tuvieron los mismos datos que el punto anterior de masas participativas.

4.2.10. Análisis dinámico corregido (2da interacción)

Se ingresó de igual forma el espectro de aceleración en ambos sentidos, pero considerando en los factores de irregularidades igual a la unidad, tanto para altura y en planta. Se tomaron las mismas consideraciones para el análisis modal espectral que en la primera interacción.

4.2.11. Análisis Estático corregido (2da interacción)

Del análisis estático, utilizando ya los verdaderos factores de irregularidad se obtuvo la misma cortante basal que en la primera interacción, para la dirección XX de 1062.92ton y para la dirección YY de 568.83ton.

4.2.12. Distribución de fuerzas laterales en la superestructura

La distribución de las fuerzas por cada entepiso son las mismas que las mostradas en el punto anterior, debido a que no existieron cambios puesto que se asumieron correctamente los factores de irregularidad.

4.2.13. Factor de escala – fuerza cortante mínima

En este punto ya se modificaron las secciones antes mencionadas y se incrementó el valor del esfuerzo a compresión del concreto a 420kg/cm², por ende, se tienen nuevos valores de periodos de vibración, donde el modo fundamental de vibración se reduce a 0.893seg debido al aporte de rigidez lateral que se le da a la edificación. En cumplimiento con la normativa es que se realiza el cálculo de los factores de escala, teniendo en cuenta que el sismo de diseño en ambas direcciones debe ser por lo menos el 80% o 90% sea regular o irregular, respectivamente, la fuerza basal del sismo estático. Para la dirección XX el factor de escala es de 1.0148, mientras que para la dirección YY el factor de escala es de 0.9725, entendiéndose que se debería reducir dicha fuerza del sismo dinámico, sin embargo, se utilizó un factor de 1 como corresponde.

4.2.14. Fuerza cortante actuante para verificación del coeficiente básico de reducción sísmica:

La cortante adsorbida en la dirección XX por las columnas resulta ser de 1.86%, mientras que los muros estructurales toman el 98.14%, que, al ubicar dichas cifras en las indicaciones de la norma, se deduce que el sistema estructural en esa dirección es de muros estructurales. La cortante adsorbida en la dirección YY por las columnas resulta ser de 45.51%, mientras que los muros estructurales toman el 54.49%, que, al ubicar dichas cifras en las indicaciones de la norma, se deduce que el sistema estructural en esa dirección es dual.

4.2.15. Análisis Dinámico de diseño (3era iteración)

El análisis dinámico se realizó con un periodo fundamental de vibración en dirección XX de 0.21seg, un factor de zonificación de 0.45g, factor de uso de 1, factor de suelo 1.05, coeficiente de reducción sísmica de 6 para muros estructurales, factores de irregularidades iguales a la unidad, de igual manera para la dirección YY, con un periodo fundamental de 0.89seg, un factor de zonificación de 0.45g, un factor de uso de 1, factor de suelo 1.05, coeficiente de reducción sísmica de 7 para sistema dual y factores de irregularidad iguales a la unidad. Siendo estos valores obtenidos a partir del análisis modal espectral los resultados finales del análisis sísmico.

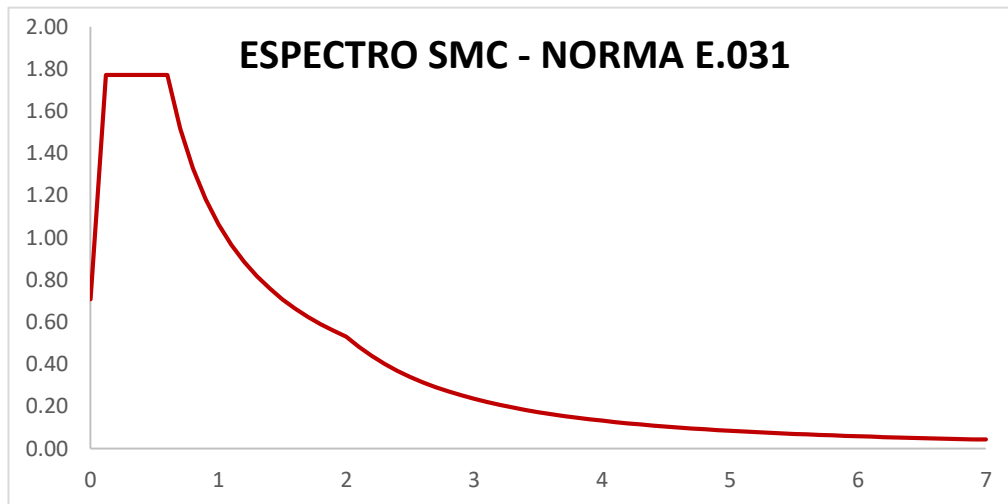
4.2.16. Análisis Estático de diseño (3era iteración)

Para la tercera interacción del análisis estático se utilizaron los mismos valores que en el análisis modal espectral para determinar la fuerza sísmica $ZUCS/R \cdot P$.

4.2.17. Aislamiento sísmico en base a la Norma E.031 2018 y consideraciones del código ASCE 7 - 16

Los parámetros sísmicos para el espectro de aceleraciones para un sismo máximo considerado con probabilidad de excedencia del 2% para un periodo de retorno de ± 2500 años (SMC) fueron: Factor de zonificación de .45g,

Factor de uso de 1 (para edificaciones aisladas), factor de incremento de 1.5, Periodo corto de 0.6seg y Periodo largo de 2.0seg.



T M \approx 2 (seg) =	2
TM (seg) ideal (en límite superior) =	2.39
TM (seg) nominal =	2.86
TM (seg) ideal (en límite inferior) =	2.96
T M (seg) \approx 3 seg =	3

4.2.17.1.1. Norma E. 031 – 2018 / procedimiento para diseñar aisladores

Peso de la edificación por entrepiso: 649.06 tonf.

4.2.17.1.2. Límite de coeficiente de amplificación sísmica de la superestructura

2.856	seg	<	0.12	seg
0.12	seg	<	2.856	seg
0.6	seg	<	2.856	seg
2.856	seg	>	2	seg

Coef. Amplificación sísmica =	C	0.37
-------------------------------	---	------

4.2.17.1.3. Aproximación de fuerza lateral equivalente para diseñar estructuras aisladas (superestructura)

Fs para sistema aislado apróx promedio (TM inf y TM sup) = Fs 1593.04 ton

4.2.17.1.4. Desplazamiento traslacional por Sismo Máximo Considerado (SMC)

LÍMITE INFERIOR			
DESPLAZAMIENTO TRASLACIONAL			
DM =	35.5174	cm	
Condición: DM < DM máx del aislador	CUMPLE		
g =	9.80665	m/s ²	
BM =	1.49		
$\beta M =$	18.455	%	Valor asumido (posibles iteraciones)
CONVERGENCIA =	1.0000282		

NOMINAL			
DESPLAZAMIENTO TRASLACIONAL			
DM =	35.0292	cm	
Condición: DM < DM máx del aislador	CUMPLE		
g =	9.80665	m/s ²	
BM =	1.51		
$\beta M =$	19.15	%	Valor asumido (posibles iteraciones)
CONVERGENCIA =	1.0000000		

LÍMITE SUPERIOR			
DESPLAZAMIENTO TRASLACIONAL			
DM =	33.2333	cm	
Condición: DM < DM máx del aislador	CUMPLE		
g =	9.80665	m/s ²	
BM =	1.59		
$\beta M =$	21.94	%	Valor asumido (posibles iteraciones)
CONVERGENCIA =	1.0000959		

4.2.17.1.5. Predimensionamiento con carga axial de aislador elastomérico tipo LRB

El dispositivo fue predimensionado con las propiedades nominales, teniendo en cuenta el desplazamiento máximo calculado al asumir un porcentaje de amortiguamiento ($\beta M = 19.15\%$).

- Datos del aislador a usarse:

H, altura total del aislador =	25.0	cm
Do, diámetro del aislador =	65	cm
Di, diámetro del núcleo de plomo =	18	cm
t, espesor de brida =	3.2	cm
Ncg, número de capas de goma =	15	unds
Ts, espesor de la capa de acero =	0.2	cm
Nca, número de capas de acero =	14	unds
tr, altura de capa de goma =	1.0533	cm
Tr, altura de todas las capas de goma =	15.8	cm
Verificación de altura total del aislador, H =	25	cm
Na, número de aisladores de un solo tipo =	24	unds

- Propiedades de **UN AISLADOR:**

Desplazamiento en fluencia, " Dy o qy " =	2.5	cm			
Desplazamiento del sismo máximo, mínimo, " DM o q " =	35.03	cm			
Módulo de corte de goma, " G ": (disponibilidad del proveedor)	55	Psi	hasta	100	Psi
	3.87	kg/cm ²	hasta	7.03	kg/cm ²
Módulo de corte de goma, " G ":	4.60	kg/cm ²			
Rigidez Post - fluencia, " Kd "	96608.94	kg/m	≈	0.97	kN/mm
Resistencia característica, " Qd " :	159.01	kN			
Resistencia característica, " Qd " :	16214.34	kg			
Área del núcleo de plomo " D L " :	254.47	cm ²			
Esfuerzo de corte del plomo a nivel de fluencia, " τpy " :	63.72	kg/cm ²			
Deformación por corte para DM (nominal):	221.70	%			

4.2.17.1.6. Factores de modificación de las propiedades del aislador:

4.2.17.1.6.1. Factores de modificación de propiedades según Norma E.031:

Los factores de modificación de materiales según la Norma E.031 de diseño de aislamiento sísmico para dispositivos CLASE I son los siguientes:

Factores de modificación para, "Kd" =	máximo	1.30
	mínimo	0.80
Factores de modificación para, "Qd" =	máximo	1.50
	mínimo	0.80

4.2.17.1.6.2. Factores de modificación por parte de la empresa proveedora:

Los factores a utilizar serán los resultantes entre los valores máximos y mínimos dados por la empresa proveedora y los proporcionados por la Norma; los valores utilizados en el proyecto fueron:

$\lambda_{\text{máx}}$ para "Kd" =	1.16	$\lambda_{\text{máx}}$ para "Qd" =	1.37
$\lambda_{\text{mín}}$ para "Kd" =	0.83	$\lambda_{\text{mín}}$ para "Qd" =	0.79

Usar: $\lambda_{\text{máx}}$ para "Kd"=	1.16	Usar: $\lambda_{\text{máx}}$ para "Qd"=	1.37
Usar: $\lambda_{\text{mín}}$ para "Kd"=	0.83	Usar: $\lambda_{\text{mín}}$ para "Qd"=	0.80
<i>Aisladores:</i>	<i>CLASE I</i>		

4.2.17.1.7. Propiedades límites de los aisladores sísmicos y diagrama bilineal de histéresis.

Las propiedades para realizar el diseño de los aisladores en sus tres estados serán:

Nombre	Límite inferior	Nominal	Límite Superior	Unidades
Módulo efectivo de corte de goma, " G ":	3.84	4.60	5.35	kg/cm ²
Esfuerzo de corte del plomo, " тpy ":	50.97	63.72	87.17	kg/cm ²

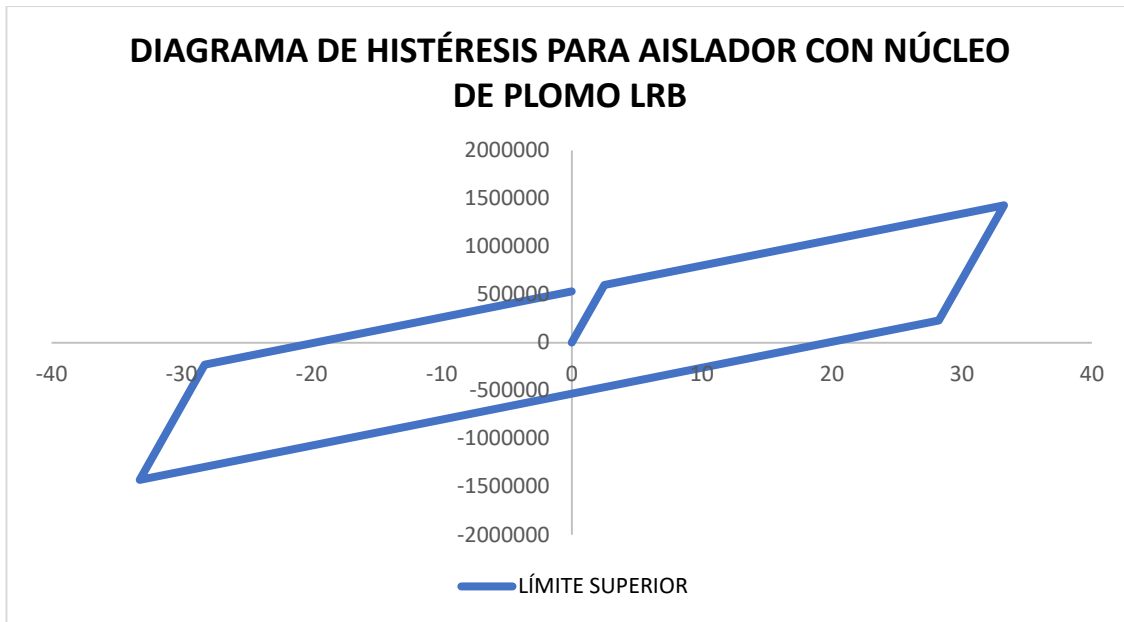


Figura 8 Diagrama de histeresis para aislador con nucleo de plomo LRB

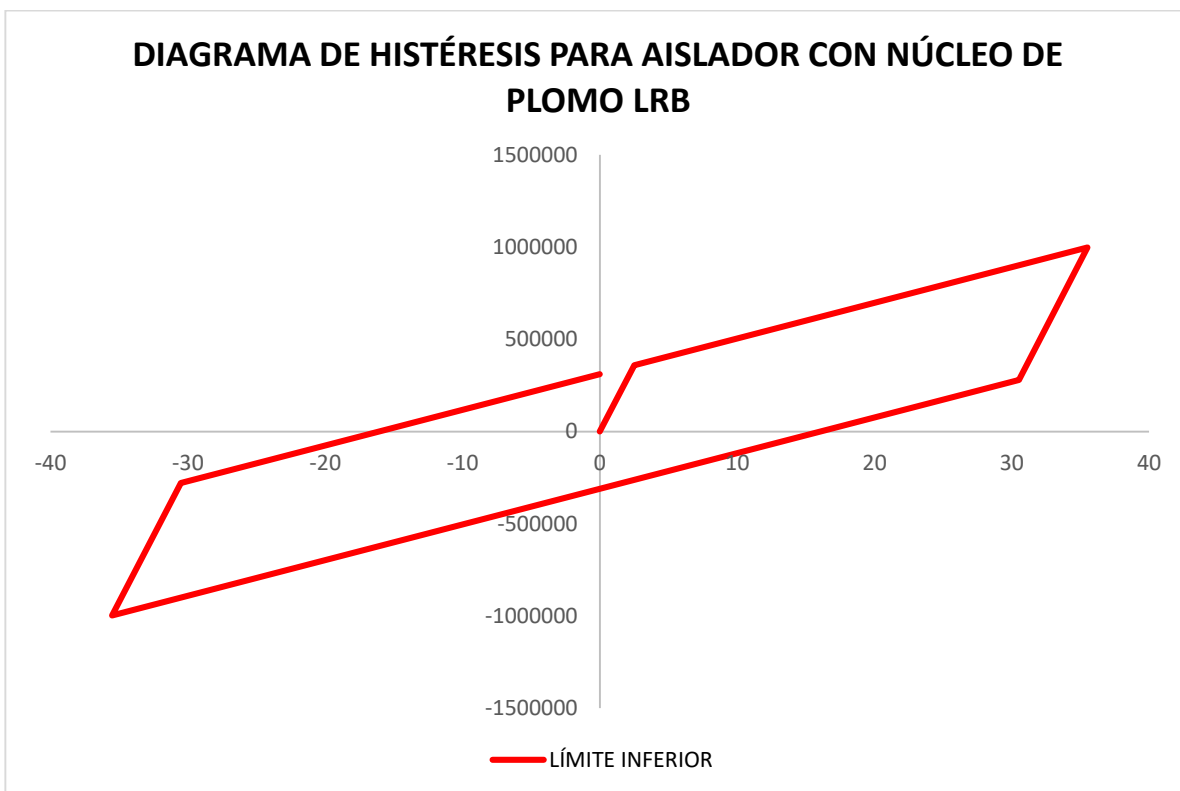


Figura 9 Diagrama de histeresis para aislador con nucleo de plomo LRB

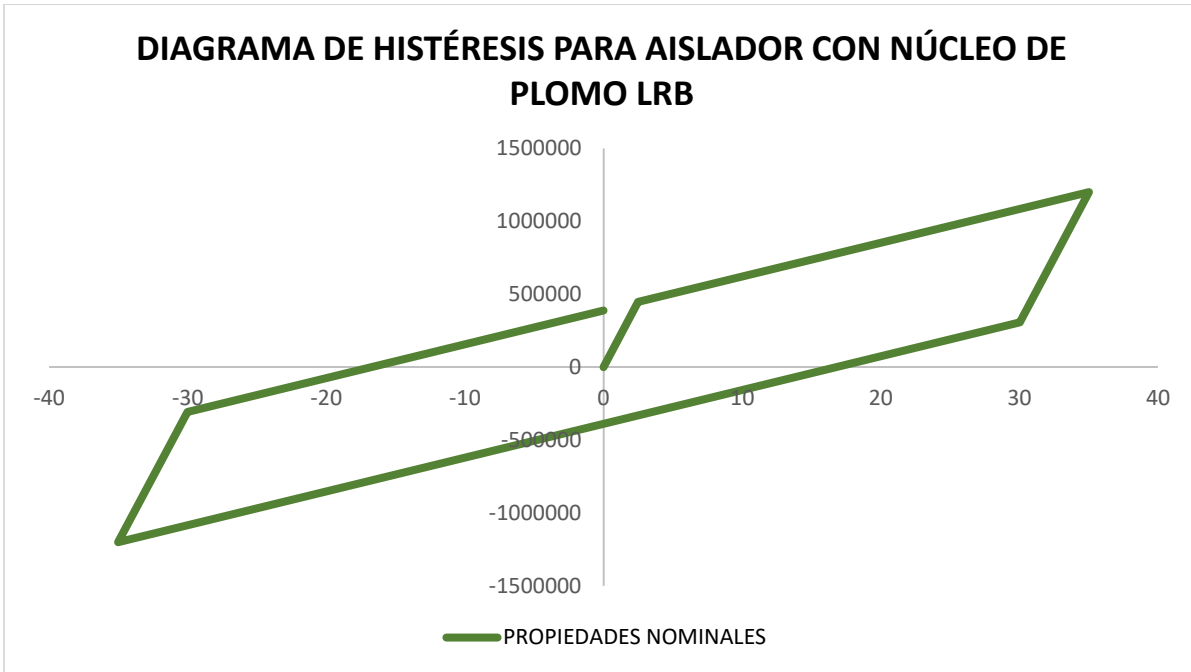


Figura 10 Diagrama de histeresis para aislador con nucleo de plomo LRB

4.2.17.1.8. Secuencias y ciclos del aislador sísmico de acuerdo a la Norma E.031

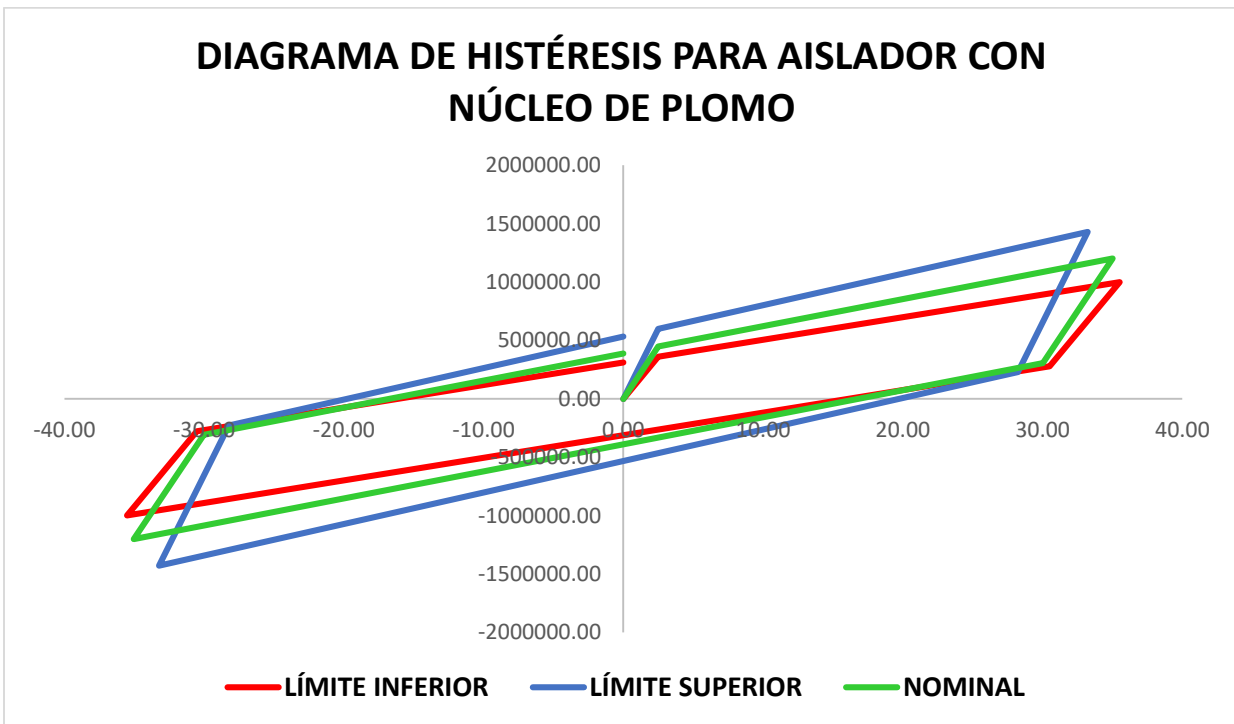


Figura 11 Diagrama de histeresis para aislador con nucleo de plomo

4.2.17.1.9. Rigidez efectiva de la superestructura con las tres propiedades

LÍMITE INFERIOR PERIODO EFECTIVO MÁXIMO

TM máx =	3.20	seg
P =	6113639.58	kg
g =	9.80665	m/s ²
KM mín (considerando rigidez de la superestructura) =	2397314.44	kg/m
Rigidez efectiva de sistema aislado, "Keff" =	2397314.44	kg-seg/m

NOMINAL PERIODO EFECTIVO

TM =	2.86	seg
W =	6113639.58	kg
g =	9.80665	m/s ²
KM (considerando rigidez de la superestructura) =	3016137.27	kg/m
Rigidez efectiva de sistema aislado, "Keff" =	3016137.27	kg-seg/m

LÍMITE SUPERIOR PERIODO EFECTIVO MÍNIMO

TM mín =	2.52	seg
W =	6113639.58	kg
g =	9.80665	m/s ²
KM máx (considerando rigidez de la superestructura) =	3884547.99	kg/m
Rigidez efectiva de sistema aislado, "Keff" =	3884547.99	kg-seg/m

LÍMITE INFERIOR

Resistencia característica, Qd =	12.97	ton
Desplazamiento de fuerza de fluencia, Dy =	0.025	m
Desplazamiento máximo al 100%, D =	0.36	m
Energía disipada, Wd =	17.13	ton-m
π =	3.141592654	
Periodo efectivo del sistema aislado, Teff =	3.20	seg
Frecuencia natural, Wn =	1.96	rad/seg
Coefficiente de amortiguamiento efectivo, C =	22.04	ton-seg/m

NOMINAL

Resistencia característica, Qd =	16.21	ton
Desplazamiento de fuerza de fluencia, Dy =	0.025	m
Desplazamiento máximo al 100%, D =	0.35	m
Energía disipada, Wd =	21.10	ton-m
$\pi =$	3.141592654	
Periodo efectivo del sistema aislado, Teff =	2.86	seg
Frecuencia natural, Wn =	2.20	rad/seg
Coefficiente de amortiguamiento efectivo, C =	24.88	ton-seg/m

LÍMITE SUPERIOR

Resistencia característica, Qd =	22.18	ton
Desplazamiento de fuerza de fluencia, Dy =	0.025	m
Desplazamiento máximo al 100%, D =	0.33	m
Energía disipada, Wd =	27.27	ton-m
$\pi =$	3.141592654	
Periodo efectivo del sistema aislado, Teff =	2.52	seg
Frecuencia natural, Wn =	2.50	rad/seg
Coefficiente de amortiguamiento efectivo, C =	31.48	ton-seg/m

4.2.17.1.10. Masas y periodos efectivos del sistema de aislamiento sísmico**LÍMITE INFERIOR**

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	3.23	0.011	0.721	0.0529
Modal	2	3.008	0.7555	0.0205	0.0171
Modal	3	2.605	0.0264	0.0479	0.6565
Modal	4	0.623	0	0.0037	3.97E-05
Modal	5	0.19	8.87E-06	3.16E-06	2.70E-05
Modal	6	0.173	1.49E-05	4.42E-06	7.22E-06
Modal	7	0.168	2.35E-06	9.17E-06	4.98E-06
Modal	8	0.082	0	6.25E-07	0
Modal	9	0.051	0	2.91E-05	0
Modal	10	0.049	0	1.81E-05	0
Modal	11	0.043	6.64E-07	6.45E-06	0
Modal	12	0.04	0.0003	0.1527	0.0006
Modal	13	0.038	0	7.40E-07	0
Modal	14	0.036	0	0.0001	2.54E-06
Modal	15	0.032	0	3.13E-05	1.80E-06
Modal	16	0.029	0.1944	0.0001	2.26E-05
Modal	17	0.029	0.0001	0	0
Modal	18	0.028	7.18E-06	7.32E-06	4.09E-06
Modal	19	0.026	0	6.16E-07	0

Modal	20	0.025	0.0011	1.72E-05	0.0009
-------	----	--------------	--------	----------	--------

NOMINAL					
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	2.961	0.0075	0.7301	0.0464
Modal	2	2.728	0.7582	0.0154	0.0195
Modal	3	2.365	0.0272	0.0424	0.6606
Modal	4	0.616	0.00E+00	0.0053	0.0001
Modal	5	0.19	1.34E-05	3.47E-06	4.02E-05
Modal	6	0.173	2.18E-05	6.65E-06	1.07E-05
Modal	7	0.168	3.37E-06	1.63E-05	7.79E-06
Modal	8	0.082	0.00E+00	0	0
Modal	9	0.051	0	2.64E-05	0
Modal	10	0.049	0	1.86E-05	0
Modal	11	0.043	8.66E-07	6.60E-06	0
Modal	12	0.04	3.00E-04	1.53E-01	0.0006
Modal	13	0.038	0	7.32E-07	0
Modal	14	0.036	0	0.0001	2.47E-06
Modal	15	0.032	0	3.15E-05	1.60E-06
Modal	16	0.029	0.1944	0.0001	2.26E-05
Modal	17	0.029	0.0001	0	0
Modal	18	0.028	8.29E-06	7.13E-06	3.96E-06
Modal	19	0.026	0	6.13E-07	0
Modal	20	0.025	0.0011	1.71E-05	0.0009

LÍMITE SUPERIOR					
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	2.691	0.0047	0.7385	0.0391
Modal	2	2.443	0.7599	0.0109	0.0222
Modal	3	2.12	0.0283	0.036	0.6652
Modal	4	0.606	0	0.0079	0.0001
Modal	5	0.19	2.12E-05	3.93E-06	0.0001
Modal	6	0.173	3.36E-05	1.05E-05	1.66E-05
Modal	7	0.168	5.10E-06	2.95E-05	1.28E-05
Modal	8	0.082	0	0	0
Modal	9	0.051	0	2.29E-05	0
Modal	10	0.049	0	1.93E-05	6.12E-07
Modal	11	0.043	1.20E-06	6.80E-06	0
Modal	12	0.04	0.0003	0.1525	0.0006

Modal	13	0.038	0	7.20E-07	0
Modal	14	0.036	0	0.0001	2.38E-06
Modal	15	0.032	0	3.17E-05	1.34E-06
Modal	16	0.029	0.1943	0.0001	2.26E-05
Modal	17	0.029	0.0001	0	0
Modal	18	0.028	9.99E-06	6.87E-06	3.79E-06
Modal	19	0.026	0	6.09E-07	0
Modal	20	0.025	0.0011	1.71E-05	0.0009

4.2.17.1.11. Desplazamiento total máximo para análisis estático:

El desplazamiento total máximo producto del análisis estático para el análisis en la dirección XX y YY con las propiedades de límite inferior es de 40.84cm, con las propiedades nominal 40.28cm, con las propiedades de límite superior es de 38.22cm.

4.2.17.1.12. Fuerzas laterales mínimas para el diseño estructural bajo el nivel de base y sobre este:

Fuerza mínima cortante para el diseño de los dispositivos, piso técnico y cimentación:

LÍMITE INFERIOR		
KM:	2810.70	ton/m
DM:	0.3552	m
Vb mín:		
	998.29	ton

NOMINAL		
KM:	3429.53	ton/m
DM:	0.3503	m
Vb mín:		
	1201.337409	ton

LÍMITE SUPERIOR		
KM:	4297.94	ton/m
DM:	0.3323	m
Vb mín:		
	1428.348522	ton

Fuerza mínima cortante para el diseño de la superestructura.

LÍMITE INFERIOR			
Coeficiente básico de reducción sísmica predominante en el sistema no aislado:		6	
Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas calculado como $3/8R$, R_a :		2.25	
	$3/8R_o > 1$	NO CUMPLE	
	$3/8R_o < 2$	NO CUMPLE	
	R_a :	2	
Vs :		576.19	ton

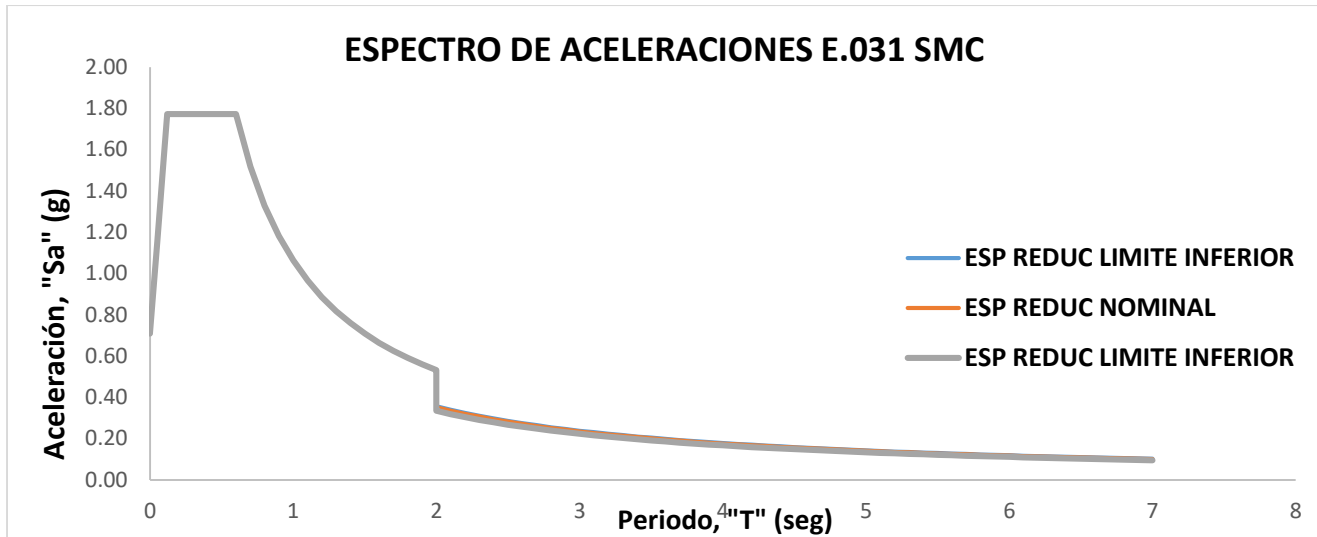
NOMINAL			
Coeficiente básico de reducción sísmica predominante en el sistema no aislado:		6	
Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas calculado como $3/8R$, R_a :		2.25	
	$3/8R_o > 1$	NO CUMPLE	
	$3/8R_o < 2$	NO CUMPLE	
	R_a :	2	
Vs :		703.05	ton

LÍMITE SUPERIOR			
Coeficiente básico de reducción sísmica predominante en el sistema no aislado:		6	
Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas calculado como $3/8R$, R_a :		2.25	
	$3/8R_o > 1$	NO CUMPLE	
	$3/8R_o < 2$	NO CUMPLE	
	R_a :	2	
Vs :		881.08	ton

4.2.17.1.13. Procedimiento de análisis dinámico y reducción del espectro de diseño debido al amortiguamiento en sus tres propiedades

LÍMITE INFERIOR		
BM =	1.49	
βM =	18.455	%
NOMINAL		
BM =	1.51	
βM =	19.15	%
LÍMITE SUPERIOR		

BM =	1.59	
$\beta M =$	21.94	%



4.2.17.1.14. Cortante basal por análisis dinámico modal espectral

La demanda sísmica del análisis sísmico modal espectral (cortante en la base) para la dirección XX debido al caso de carga SDXX límite inferior es de 1448.80 tonf y en la dirección YY debido al caso de carga SDYY límite inferior es de 1312.87 tonf; por otro lado, para el análisis con las propiedades nominales en la dirección XX debido al caso de carga SDXX nominal la fuerza es de 1568.81 tonf y en la dirección YY debido al caso de carga SDYY nominal la fuerza es de 1388.26 tonf; finalmente, para la dirección XX debido al caso de carga SDXX límite superior la fuerza es de 1649.19 tonf y para la dirección YY debido al caso de carga SDYY límite superior la fuerza es de 1464.53 tonf.

4.2.17.1.15. Análisis dinámico Tiempo – Historia

En cumplimiento con la Norma E.031 de diseño de aislamiento sísmico se utilizaron 7 pares de registros sísmicos en direcciones horizontales, EW y NS. Los registros directos en suelo firme considerados fueron: LIMA 03-10-1974, LIMA 17-10-1966, HUARAZ 31-05-1970, ÁTICO 23-06-2001,

ÁTICO ARQ Y MOQ 07-17-2001, PISCO 15-08-2007 y LAGUNAS LORETO 26-05-2019.

4.2.17.1.15.1. Escalamiento de registros sísmicos directos a normalizados

El escalamiento de registros sísmicos directos a registros sísmicos normalizados; dicha escala se hizo en función de los espectros de aceleraciones reducidos debido al amortiguamiento proporcionado por el sistema de aislamiento, cabe señalar que para la verificación de desplazamiento se utilizó el modelo con propiedades inferiores tomando la menor rigidez.

4.2.17.1.15.2. Diagrama de histéresis de aisladores sísmicos para los registros normalizados: ÁTICO (AREQUIPA) 2001, PISCO (ICA) 2007, LAGUNAS (LORETO) 2019

A continuación, a modo de muestra, se visualiza los diagramas de interacción del aislador “K1” para los tres registros nombrados en ambas direcciones horizontales.

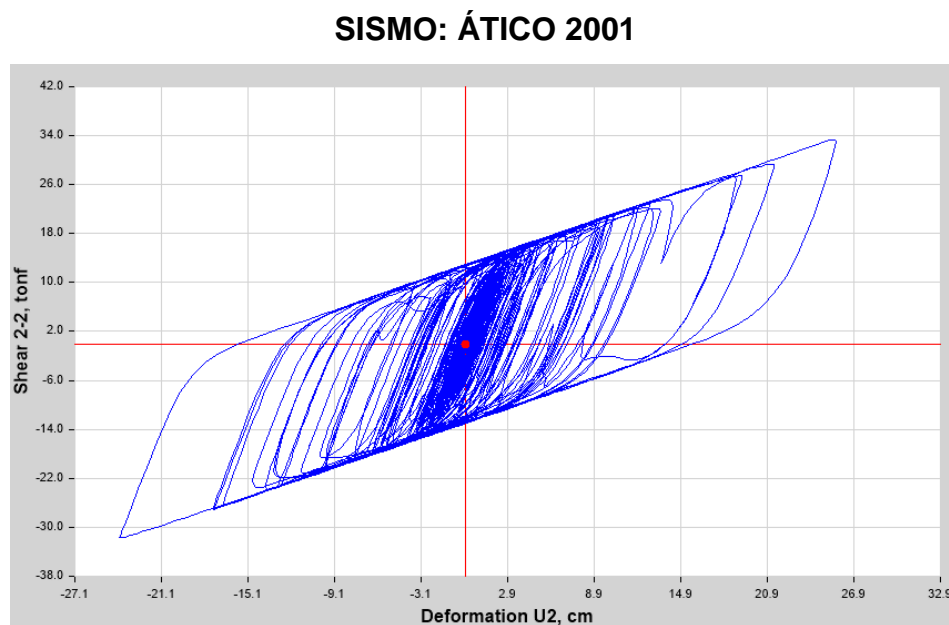


Figura 12 AISLADOR LRB - K1 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

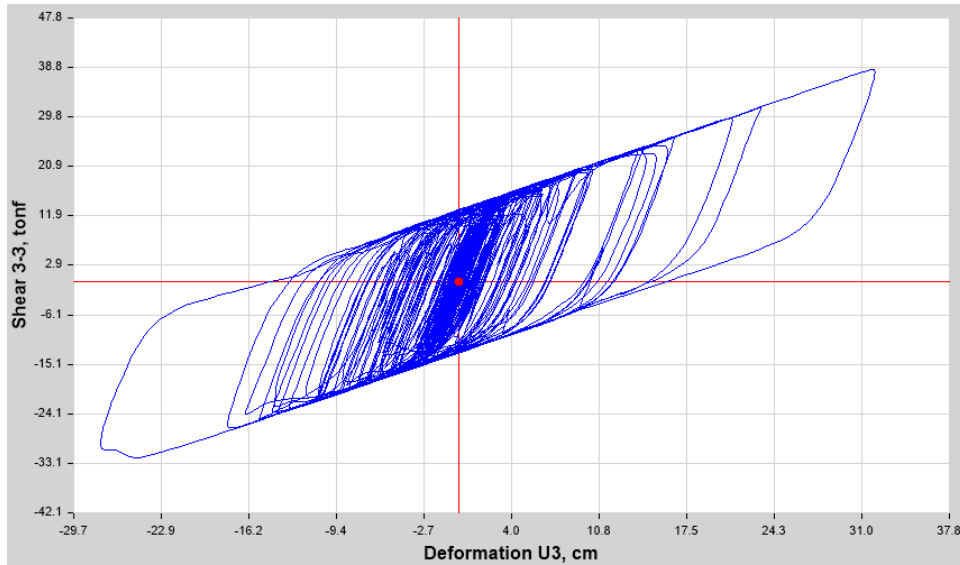


Figura 13 AISLADOR LRB - K1 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

SISMO: ICA PISCO 2007

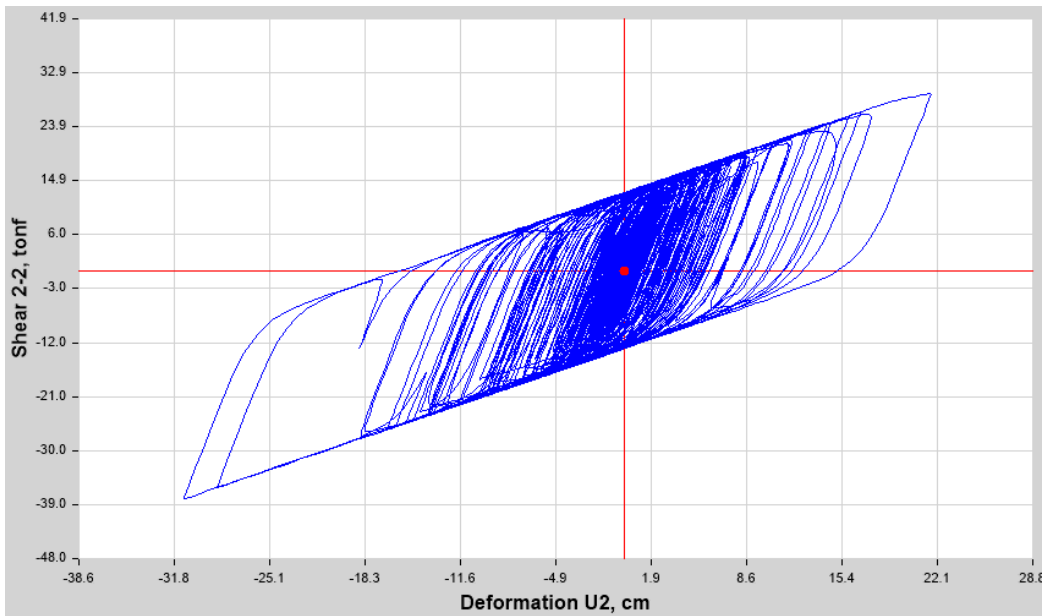


Figura 14 AISLADOR LRB - K1 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

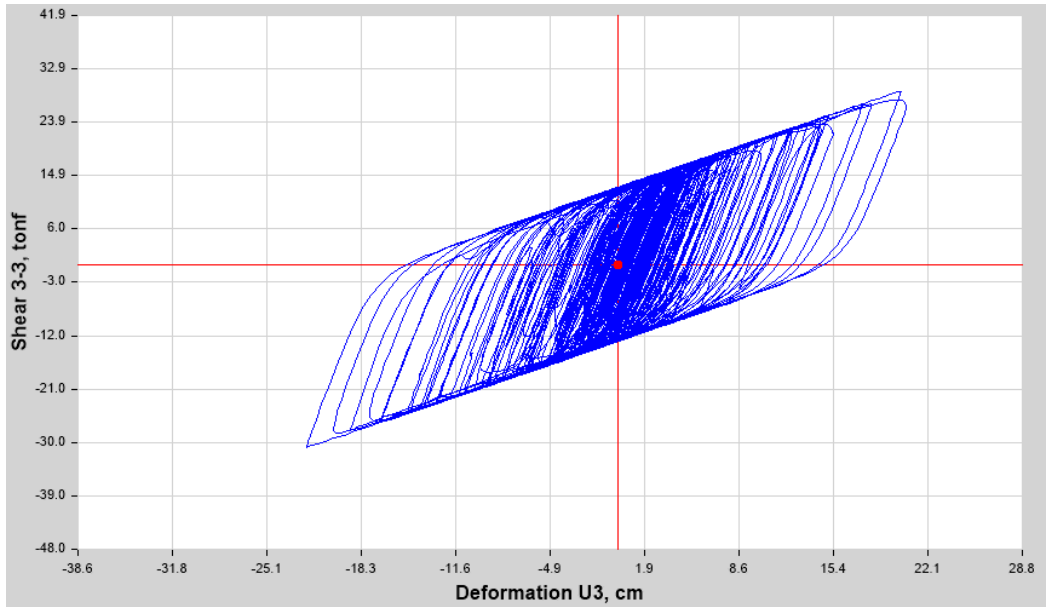


Figura 15 AISLADOR LRB - K1 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

SISMO: LAGUNAS LORETO 2019

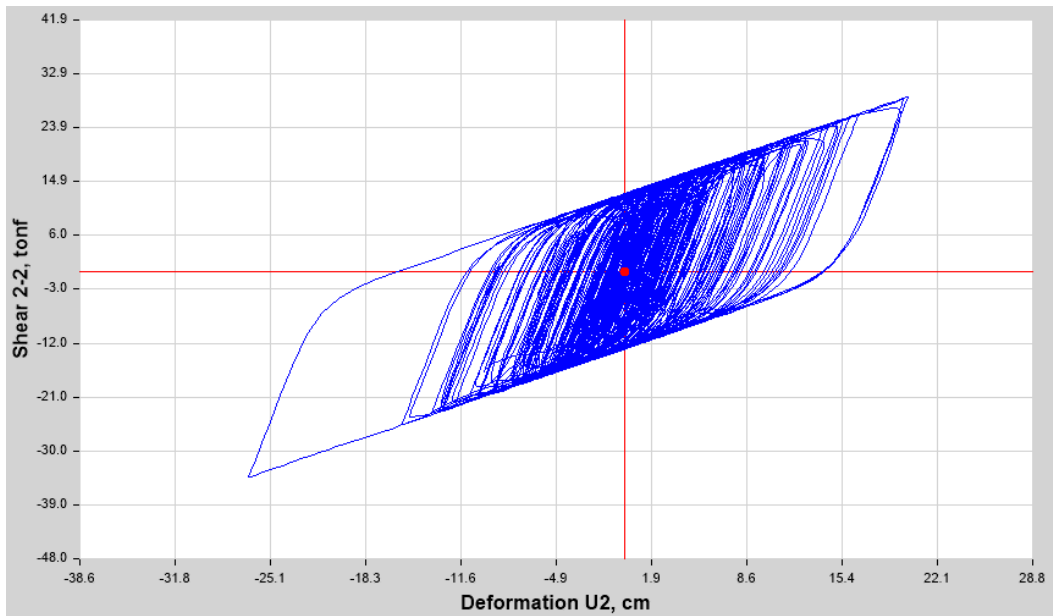


Figura 16 AISLADOR LRB - K1 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

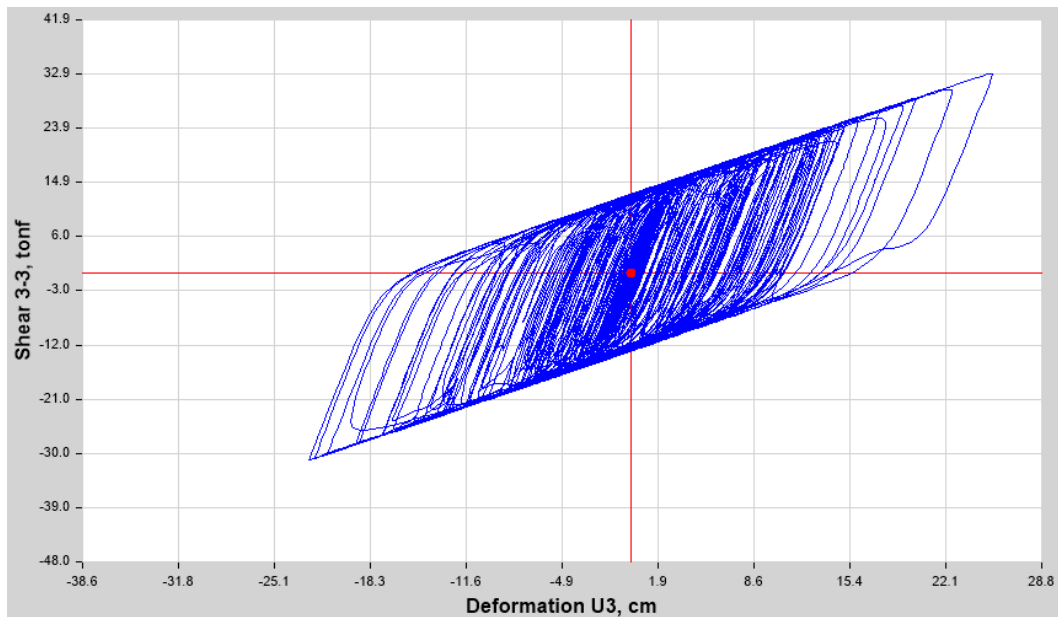


Figura 17 AISLADOR LRB - K1 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

4.2.17.1.16. Fuerzas laterales mínimas escaladas al 90% del cortante basal estático

La fuerza de diseño lateral para el sistema de aislamiento sísmico, la superestructura y la cimentación se diseñó con una fuerza no mínima al 90% del V_b determinada en el análisis estático, siendo estas fuerzas de diseño de 1762.15 tonf en ambas direcciones.

4.2.17.1.17. Control de derivas para análisis dinámico Tiempo – Historia

Se realizó el cálculo de las derivas para el análisis dinámico Tiempo – Historia, tomándose los desplazamientos relativos máximos en el pico máximo de aceleración por cada registro sísmico normalizado; para el caso del sismo ocurrido en LIMA 1974 EW, en la dirección XX, la máxima deriva es de 0.268/1000, menor al límite establecido de 5/1000. Para el

caso del sismo ocurrido en LIMA 1966 NS, en la dirección YY, la máxima deriva es de 3.71/1000, menor al límite establecido de 5/1000.

4.2.17.1.18. Fuerza de restitución lateral del sistema de aislamiento

Se consideró el 2.5% del peso sísmico como límite de fuerza restauradora en donde la diferencia de las fuerzas al 100% del desplazamiento máximo y al 50% de este mismo, fueron mayores a dicho porcentaje.

LÍMITE INFERIOR		
Peso Sísmico, "P" :	6113.64	tonf
Fuerza lateral para 50% DM, "F":	654.80	tonf
Fuerza lateral para el 100% DM, "F":	998.29	tonf
F DM - F 50%DM:	343.49	tonf
0.025 P:	152.84	tonf
F DM - F 50%DM \geq 0.025W:	SISTEMA RESTAURABLE	

NOMINAL		
Peso Sísmico, "P" :	6113.64	tonf
Fuerza lateral para 50% DM, "F":	795.24	tonf
Fuerza lateral para el 100% DM, "F":	1201.337409	tonf
F DM - F 50%DM:	406.10	tonf
0.025 P:	152.84	tonf
F DM - F 50%DM \geq 0.025W:	SISTEMA RESTAURABLE	

LÍMITE SUPERIOR		
Peso Sísmico, "P" :	6113.64	tonf
Fuerza lateral para 50% DM, "F":	980.35	tonf
Fuerza lateral para el 100% DM, "F":	1428.35	tonf
F DM - F 50%DM:	448.00	tonf
0.025 P:	152.84	tonf
F DM - F 50%DM \geq 0.025W:	SISTEMA RESTAURABLE	

4.3 Diseño en concreto armado de la superestructura

4.3.1. Diseño de Columna

A continuación, se muestra el procedimiento de diseño de una columna, siendo esta la columna C13. Se tomó en cuenta el diseño del elemento en cada

entrepiso, de esta forma se tuvo en cuenta la demanda según el nivel considerándose la máxima.

4.3.1.1. Diseño por flexocompresión

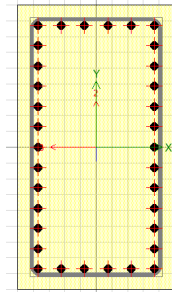


Figura 18 Diagrama de acero

$$\rho = 3.83\%$$

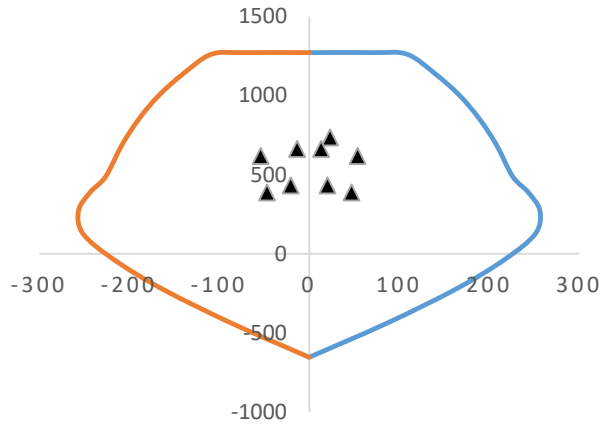
$$34\phi 1''$$

$$4 \phi 1'' + 8 \phi 1'' + 22 \phi 1''$$

PUNTOS	CURVA 1		CURVA 13	
	M33		M33	
	0°		180°	
	ØMn	ØPn	ØMn	ØPn
1	0	1272.5739	0	1272.5739
2	71.4707	1272.5739	-71.4707	1272.5739
3	108.7558	1261.8949	-108.7558	1261.8949
4	140.3814	1136.5174	-140.3814	1136.5174
5	166.9078	1002.2193	-166.9078	1002.2193
6	188.9415	854.1463	-188.9415	854.1463
7	207.933	689.1392	-207.933	689.1392
8	225.9999	488.6293	-225.9999	488.6293
9	243.2646	389.085	-243.2646	389.085
10	256.2745	271.6018	-256.2745	271.6018
11	250.9844	124.849	-250.9844	124.849
12	216.0982	-40.3857	-216.0982	-40.3857
13	162.3445	-225.5363	-162.3445	-225.5363
14	86.2416	-439.6553	-86.2416	-439.6553
15	0	-655.0361	0	-655.0361

Diagrama de interacción en el eje local 33 de la columna

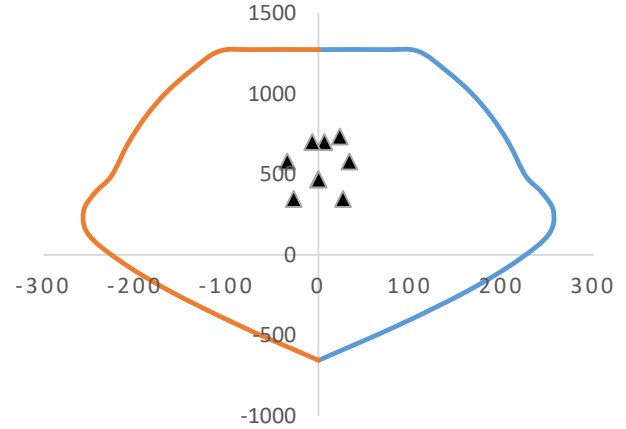
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN XX



▲ COMBOS — M33 - 0° — M33 - 180°

Figura 19 Diagrama de interaccion XX

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN YY



▲ COMBOS — M33 - 0° — M33 - 180°

Figura 20 Diagrama de interaccion YY

PUNTOS	CURVA 7		CURVA 19	
	M22		M22	
	90°		270°	
	ØMn	ØPn	ØMn	ØPn
1	0	1272.5739	0	1272.5739
2	45.2071	1272.5739	-45.2071	1272.5739
3	64.596	1247.1524	-64.596	1247.1524
4	83.7771	1114.0224	-83.7771	1114.0224
5	99.7761	973.7568	-99.7761	973.7568
6	113.5661	817.9213	-113.5661	817.9213
7	126.3334	637.444	-126.3334	637.444
8	140.2317	422.4716	-140.2317	422.4716
9	147.8469	359.1927	-147.8469	359.1927
10	153.9321	280.0239	-153.9321	280.0239
11	147.9068	154.7157	-147.9068	154.7157
12	123.3011	-9.956	-123.3011	-9.956
13	90.3071	-199.6678	-90.3071	-199.6678
14	18.9159	-574.9349	-18.9159	-574.9349
15	0	-655.0361	0	-655.0361

Diagrama de interacción en el eje local 22 de la columna

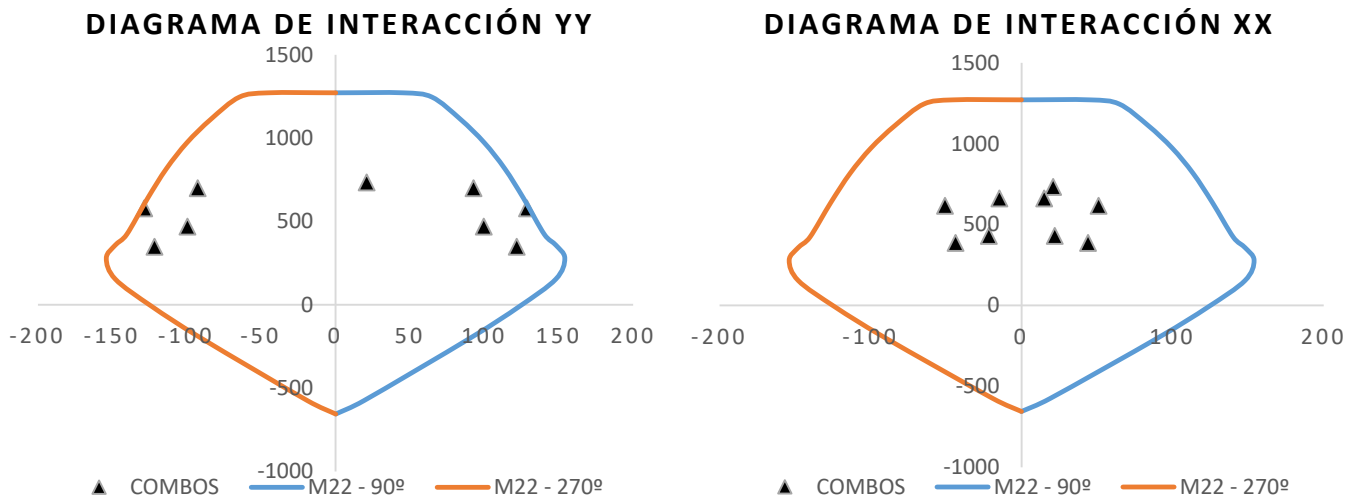


Figura 21 Diagrama de interaccion YY

Figura 22 Diagrama de interaccion XX

COMBINACIONES DE DISEÑO E.060				
	COMBOS	P	M2	M3
C. GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	733.81179	20.78971	23.23447
SIS XX	1.25(CM+CV)+SISXX	617.021975	50.806525	53.959325
	1.25(CM+CV)-SISXX	662.316775	-14.820275	-13.275075
	0.9CM+SISXX	385.76828	43.85622	46.90966
	0.9CM-SISXX	431.06308	-21.77058	-20.32474
SIS YY	1.25(CM+CV)+SISYY	578.745075	128.643625	33.964525
	1.25(CM+CV)-SISYY	700.593675	-92.657375	6.719725
	0.9CM+SISYY	347.49138	121.69332	26.91486
	0.9CM-SISYY	469.33998	-99.60768	-0.32994

Combos de diseño (demanda amplificada)

4.3.1.2. Diseño por confinamiento

La longitud “Lo” no debe ser menor que el mayor entre:

- $L_n/6$; $2220mm/6 = 370mm$
- Mayor dimensión de la sección transversal; $900mm$
- $500mm$.

Fuera de la longitud “Lo”, el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con los requerimientos de gancho del estribo y la separación máxima de cada ramal. En todo el elemento la separación máxima será de $300mm$ y mínima según el cálculo por cortante.

El espaciamiento “So” no debe exceder al menor de:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro; $8 \cdot 1" \cdot 25.4mm = 203mm$
- $\frac{1}{2}$ de la menor dimensión de la sección transversal del elemento; $\frac{1}{2} \cdot 500mm = 250mm$
- 100mm.

4.3.1.3. Diseño por corte

La demanda por cortante último es de 85.52 tonf para el eje local 3, se asumió barras de $\varnothing 1/2"$ y $\varnothing 3/8"$, peralte efectivo “d” y un esfuerzo por fluencia “fy” igual a 4200kg/cm² y un espaciamiento de 10cm.

Aporte de capacidad por parte del refuerzo transversal:

$$V_s[\text{tonf}] = \frac{A_v f_y d}{S} [\text{tonf}] = \frac{(2 \cdot 1.29\text{cm}^2 + 2 \cdot 0.71\text{cm}^2) \cdot \frac{4200\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 45.52\text{cm}}{\frac{10\text{cm}}{1000}} = 76.47\text{tonf}$$

Aporte de capacidad por parte del concreto:

$$V_c[\text{tonf}] = \frac{0.53 \sqrt{f'c} b d}{1000} [\text{tonf}] = \frac{0.53 \cdot \frac{\sqrt{4200}\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 90\text{cm} \cdot 45.52\text{cm}}{1000} = 44.50\text{tonf}$$

Entonces, la capacidad del elemento a cortante es: $\varnothing V_n = \varnothing V_c + \varnothing V_s$

Donde el valor de “ \varnothing ” para efecto cortante es de 0.85, por lo tanto:

$$\begin{aligned} \varnothing V_n &= 0.85 \cdot 44.50\text{tonf} + 0.85 \cdot 76.47\text{tonf} \\ \varnothing V_n &= 102.82\text{tonf} \geq V_{u33} = 85.52\text{tonf} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

La demanda por cortante último es de 72.16 tonf para el eje local 2.

Aporte de capacidad por parte del refuerzo transversal:

$$V_s[\text{tonf}] = \frac{A_v f_y d}{S} [\text{tonf}] = \frac{(2 \cdot 1.29\text{cm}^2 + 2 \cdot 0.71\text{cm}^2) \cdot \frac{4200\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 45.52\text{cm}}{\frac{10\text{cm}}{1000}} = 76.47\text{tonf}$$

Aporte de capacidad por parte del concreto:

$$V_c[\text{tonf}] = \frac{0.53 \sqrt{f'c} b d}{1000} [\text{tonf}] = \frac{0.53 \cdot \frac{\sqrt{4200}\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 90\text{cm} \cdot 45.52\text{cm}}{1000} = 44.50\text{tonf}$$

Entonces, la capacidad del elemento a cortante es: $\emptyset V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s$

Donde el valor de “ \emptyset ” para efecto cortante es de 0.85, por lo tanto:

$$\emptyset V_n = 0.85 * 44.50 \text{tonf} + 0.85 * 76.47 \text{tonf}$$

$$\emptyset V_n = 102.82 \text{tonf} \geq V_{u22} = 72.16 \text{tonf} \dots \text{OK}$$

Colocar:

$$1\text{N}1/2" + 1\text{N}3/8" @.10\text{m}$$

4.3.1.4. Diseño por capacidad

El diseño por capacidad de la columna C13 se realizó con la finalidad de que el elemento falle en primera instancia por flexión y no por corte. A pesar de haber ya realizado el diseño por corte, fue necesario calcular las fuerzas cortantes en función a los “momentos nominales” producto del refuerzo longitudinal. El diagrama de interacción para estimar los momentos probables fue tomando el valor del esfuerzo de fluencia por 1.25 y sin el valor de “ \emptyset ”.

Demanda sísmica:

Story	Column	Load Case/Combo	Station	P	M2	M3
			m	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C13	Dead	0	453.80	12.2698	14.7694
TECHO 1	C13	Live	0	57.94	2.1247	1.5043
TECHO 1	C13	SXX Max	0	-22.65	32.8134	33.6172
TECHO 1	C13	SYX Max	0	-60.92	110.6505	13.6224

PUNTOS	CURVA 1		CURVA 13	
	M33		M33	
	0°		180°	
	$\emptyset M_n$	$\emptyset P_n$	$\emptyset M_n$	$\emptyset P_n$
1	0	1963.5263	0	1963.5263
2	121.2203	1963.5263	-121.2203	1963.5263
3	173.7543	1856.4275	-173.7543	1856.4275
4	218.1982	1674.0351	-218.1982	1674.0351
5	254.9787	1477.7134	-254.9787	1477.7134
6	285.4278	1262.5441	-285.4278	1262.5441
7	311.3592	1022.637	-311.3592	1022.637
8	336.2908	733.459	-336.2908	733.459

9	347.961	504.2352	-347.961	504.2352
10	335.4549	287.0071	-335.4549	287.0071
11	307.4947	71.5173	-307.4947	71.5173
12	262.8806	-147.7738	-262.8806	-147.7738
13	199.4157	-376.5682	-199.4157	-376.5682
14	108.9193	-636.0977	-108.9193	-636.0977
15	0	-909.7724	0	-909.7724

Diagrama de interacción en el eje local 33 de la columna

PUNTOS	CURVA 7		CURVA 19	
	M22		M22	
	90°		270°	
	ØMn	ØPn	ØMn	ØPn
1	0	1963.5263	0	1963.5263
2	78.0607	1963.5263	-78.0607	1963.5263
3	105.5912	1854.992	-105.5912	1854.992
4	132.7849	1662.9373	-132.7849	1662.9373
5	154.8405	1457.4771	-154.8405	1457.4771
6	172.7952	1225.4365	-172.7952	1225.4365
7	188.6466	954.7271	-188.6466	954.7271
8	205.0369	628.9274	-205.0369	628.9274
9	209.6712	413.157	-209.6712	413.157
10	197.841	254.0102	-197.841	254.0102
11	178.819	80.9291	-178.819	80.9291
12	151.0827	-112.7427	-151.0827	-112.7427
13	113.2327	-334.2367	-113.2327	-334.2367
14	28.7875	-778.8397	-28.7875	-778.8397

Diagrama de interacción en el eje local 22 de la columna

SDXX / Eje local 2 – b=.50m, h=.90m			
Mns =	205 tonf.m	Mni =	205 tonf.m
Pus =	726 tonf	Pui =	729 tonf
hn =	2.22m	hn =	2.22m
Vus =	184.68 tonf	Vui =	184.68 tonf
Vu22 =	72.16 tonf	Vu22 =	72.16 tonf

Asumiendo Øe 1/2" : 1.29cm²
Peralte efectivo, "d" : 84.73 cm

Esfuerzo. Fluencia, "fy" : 4200 kg/cm²
 Espaciamiento, "S" : 7.5 cm

Aporte de capacidad por parte del refuerzo transversal:

$$V_s[tonf] = \frac{A_v f_y d}{S} [tonf] = \frac{(4 * 1.29 cm^2) * \frac{4200 kg}{cm^2} * 84.73 cm}{1000} = 244.84 tonf$$

Aporte de capacidad por parte del concreto:

$$V_c[tonf] = 0.53 \sqrt{f' c} b d [tonf] = \frac{0.53 * \frac{\sqrt{4200 kg}}{cm^2} * 90 cm * 45.52 cm}{1000} = 44.50 tonf$$

Entonces, la capacidad del elemento a cortante es: $\emptyset V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s$

Donde el valor de "Ø" para efecto cortante es de 0.85, por lo tanto:

$$\emptyset V_n = 0.85 * 44.50 tonf + 0.85 * 244.84 tonf$$

$$\emptyset V_n = 245.93 tonf \geq V_u = 184.68 tonf \dots \text{OK}$$

SDYY / Eje local 3 – b=.90m, h=.50m			
Mns =	350 tonf.m	Mni =	350 tonf.m
Pus =	726 tonf	Pui =	729 tonf
hn =	2.22m	hn =	2.22m
Vus =	315 tonf	Vui =	315 tonf
Vu33 =	85.52 tonf	Vu33 =	85.52 tonf

Aporte de capacidad por parte del refuerzo transversal:

$$V_s[tonf] = \frac{A_v f_y d}{S} [tonf] = \frac{(10 * 1.29 cm^2) * \frac{4200 kg}{cm^2} * 45.52 cm}{1000} = 328.84 tonf$$

Aporte de capacidad por parte del concreto:

$$V_c[tonf] = \frac{0.53 \sqrt{f' c} b d}{1000} [tonf] = \frac{0.53 * \frac{\sqrt{4200 kg}}{cm^2} * 90 cm * 45.52 cm}{1000} = 44.50 tonf$$

Entonces, la capacidad del elemento a cortante es: $\emptyset V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s$

Donde el valor de “Ø” para efecto cortante es de 0.85, por lo tanto:

$$\emptyset V_n = 0.85 * 44.50 \text{tonf} + 0.85 * 328.84 \text{tonf}$$

$$\emptyset V_n = 317.33 \text{tonf} \geq V_u = 315 \text{tonf} \dots \text{OK}$$

Colocar: 2Ø1/2” + 6grapas1/2” @.075m / 2Ø1/2” @.075m

4.3.2. Diseño de Viga

Los pasos que se siguieron en el diseño de la viga B11, a flexión, después de conseguir los momentos máximos por la envolvente y de haber tenido en cuenta el punto 21.5.2.2. de la Norma E.060 de Diseño en Concreto Armado fueron:

4.3.2.1. Diseño por flexión

A modo de ejemplo de diseño, tomaremos la sección **extrema izquierda** de la luz libre de la viga B11:

Los momentos actuantes son los siguientes conforme a la envolvente:

Mu (-) envolvente: 42.36 tonf-m

Mu (+) envolvente: 4.85 tonf-m

Conforme a los requisitos de la Norma E.060, los momentos de diseño serían entonces:

Mu (-) de diseño: 42.36 tonf-m

Mu (+) de diseño: 21.18 tonf-m

Se verificó si la sección de la viga está controlada en tracción o compresión, para ello se tuvo en cuenta la siguiente expresión:

$$R_n > R_{nt}$$

Donde R_n representa:

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2}$$

$$R_n(-) = \frac{42.36 \text{ tonf} - \text{m}}{0.9 * .40\text{m} * (.62\text{m})^2} = 306.12 \text{ tonf/m}^2$$

$$R_n(+) = \frac{21.18 \text{ tonf} - \text{m}}{0.9 * .40\text{m} * (.62\text{m})^2} = 153.06 \text{ tonf/m}^2$$

Y R_{nt} :

$$R_{nt} = \rho_t f_y \left(1 - 0.59 \rho_t \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$R_{nt} = 0.023906 * 42000 \text{tonf/m}^2 \left(1 - 0.59 * 0.023906 * \frac{42000 \text{tonf/m}^2}{4200 \text{tonf/m}^2} \right)$$

$$R_{nt} = 862.44 \text{tonf/m}^2$$

Siendo ρ_t :

$$\rho_t = \frac{0.85 f'_c \beta_1 0.003}{(\varepsilon_{ty} + 0.003) f_y}$$

$$\rho_t = \frac{0.85 * 4200 \text{tonf/m}^2 * 0.75 * 0.003}{(0.005 + 0.003) 4200 \text{tonf/m}^2} = 0.023906$$

El término R_{nt} se determinó a partir de una sección donde se considera solo el acero en tracción para una viga doblemente reforzada.

En este caso no se ha cumplido con $R_n > R_{nt}$, el diseño por lo tanto la cuantía se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$\rho(-) = \frac{0.85 * \frac{4200 \text{tonf}}{\text{m}^2}}{4200 \text{tonf}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{306.12 \text{tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{tonf}}{\text{m}^2}}} \right) = 0.00763$$

$$\rho(+)= \frac{0.85 * \frac{4200 \text{tonf}}{\text{m}^2}}{4200 \text{tonf}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{153.06 \text{tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{tonf}}{\text{m}^2}}} \right) = 0.00373$$

Entonces el As en tracción se halló como $\rho b d$, posteriormente, realizamos el cálculo de ε_t , verificando que esta deformación unitaria sea mayor o igual que 0.005, de manera que el valor de "Ø" sea 0.9, el cual nos permitió hallar el momento $\emptyset M_n$, finalmente se realiza el momento generado por la fuerza en tracción por el punto por donde pasa la fuerza a compresión denominada "C".

Para un **momento positivo**, la fibra superior del elemento se comprime y la parte inferior de este se tracciona.

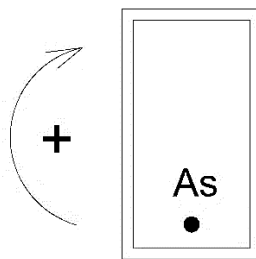


Figura 23 Momento positivo

$$As = \rho b d$$

$$As(+)= 0.00373 * 40cm * 62cm$$

$$As(+)= 0.00373 * 40cm * 62cm = 9.2504cm^2$$

El acero corrido superior, según la Norma. E.060, debe ser por lo menos 1/4 del acero total, sin embargo, por temas constructivos se realiza el diseño con 1/3 del acero total.

Entonces:

$$As \text{ corrido (+)} = \frac{9.2504cm^2}{3} = 3.0835cm^2$$

Para barras de Ø5/8":

$$As \text{ corrido (+)} = \frac{3.0835cm^2}{2.00cm^2} = 2 \text{ } \varnothing 5/8"$$

Para un **momento negativo**, la fibra superior del elemento se tracciona y la parte inferior de este se comprime.

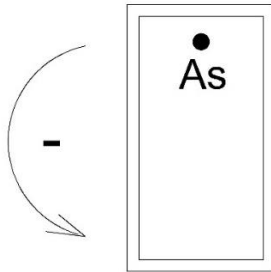


Figura 24 Momento negativo

$$As = \rho b d$$

$$As(-)= 0.00763 * 40cm * 62cm$$

$$As(-)= 0.00763 * 40cm * 62cm = 18.9224cm^2$$

El acero corrido superior, según la Norma. E.060, debe ser por lo menos 1/4 del acero total, sin embargo, por temas constructivos se realiza el diseño con 1/3 del acero total.

Entonces:

$$As \text{ corrido (-)} = \frac{18.9224cm^2}{3} = 6.3075cm^2$$

Para barras de Ø5/8":

$$As \text{ corrido (-)} = \frac{6.3075cm^2}{2.00cm^2} = 4 \text{ } \varnothing 5/8"$$

A modo de ejemplo de diseño, tomaremos la sección **intermedia de la luz libre** de la viga B11:

Los momentos actuantes son los siguientes conforme a la envolvente:

Mu (-) envolvente: 0.00 tonf-m
 Mu (+) envolvente: 22.88 tonf-m

Conforme a los requisitos de la Norma E.060, los momentos de diseño serían entonces:

Mu (-) de diseño: 10.59 tonf-m
 Mu (+) de diseño: 22.88 tonf-m

Se verificó si la sección de la viga está controlada en tracción o compresión, para ello se tuvo en cuenta la siguiente expresión:

$$R_n > R_{nt}$$

Donde R_n representa:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$R_n(-) = \frac{10.59 \text{ tonf} \cdot \text{m}}{0.9 * .40\text{m} * (.62\text{m})^2} = 77 \text{ tonf/m}^2$$

$$R_n(+) = \frac{22.88 \text{ tonf} \cdot \text{m}}{0.9 * .40\text{m} * (.62\text{m})^2} = 165 \text{ tonf/m}^2$$

Y R_{nt} :

$$R_{nt} = \rho_t f_y \left(1 - 0.59 \rho_t \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$R_{nt} = 0.023906 * 42000 \text{ tonf/m}^2 \left(1 - 0.59 * 0.023906 * \frac{42000 \text{ tonf/m}^2}{42000 \text{ tonf/m}^2}\right)$$

$$R_{nt} = 862.44 \text{ tonf/m}^2$$

Siendo ρ_t :

$$\rho_t = \frac{0.85 f'_c \beta_1 0.003}{(\epsilon_{ty} + 0.003) f_y}$$

$$\rho_t = \frac{0.85 * 4200 \text{ tonf/m}^2 * 0.75 * 0.003}{(0.005 + 0.003) 42000 \text{ tonf/m}^2} = 0.023906$$

El término R_{nt} se determinó a partir de una sección donde se considera solo el acero en tracción para una viga doblemente reforzada.

En este caso no se ha cumplido con $R_n > R_{nt}$, el diseño por lo tanto la cuantía se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}}\right)$$

$$\rho(-) = \frac{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{42000 \text{ tonf/m}^2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{77 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}}\right) = 0.00184$$

$$\rho(+) = \frac{0.85 * \frac{4200tonf}{m^2}}{\frac{42000tonf}{m^2}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{165tonf}{m^2}}{0.85 * \frac{4200tonf}{m^2}}} \right) = 0.00403$$

Entonces el A_s en tracción se halló como $\rho b d$, posteriormente, realizamos el cálculo de ε_t , verificando que esta deformación unitaria sea mayor o igual que 0.005, de manera que el valor de "Ø" sea 0.9, el cual nos permitió hallar el momento $\emptyset M_n$, finalmente se realiza el momento generado por la fuerza en tracción por el punto por donde pasa la fuerza a compresión denominada como " C_c ".

Para un **momento positivo**, la fibra superior del elemento se comprime y la parte inferior de este se tracciona.

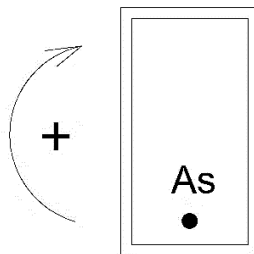


Figura 25 Momento positivo

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s(+) = 0.00184 * 40cm * 62cm$$

$$A_s(+) = 0.00184 * 40cm * 62cm = 4.5632cm^2$$

El acero corrido superior, según la Norma. E.060, debe ser por lo menos 1/4 del acero total, sin embargo, por temas constructivos se realiza el diseño con 1/3 del acero total.

Entonces:

$$A_s \text{ corrido } (+) = \frac{4.5632cm^2}{3} = 1.5211cm^2$$

Para barras de Ø5/8":

$$A_s \text{ corrido } (+) = \frac{1.5211cm^2}{2.00cm^2} = 2 \text{ Ø5/8"}$$

Para un **momento negativo**, la fibra superior del elemento se tracciona y la parte inferior de este se comprime.

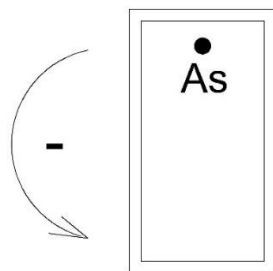


Figura 26 Momento negativo

$$As = \rho bd$$

$$As(-) = 0.00403 * 40cm * 62cm$$

$$As(-) = 0.00403 * 40cm * 62cm = 9.9944cm^2$$

El acero corrido superior, según la Norma. E.060, debe ser por lo menos 1/4 del acero total, sin embargo, por temas constructivos se realiza el diseño con 1/3 del acero total.

Entonces:

$$As \text{ corrido } (-) = \frac{9.9944cm^2}{3} = 3.3315cm^2$$

Para barras de Ø5/8":

$$As \text{ corrido } (-) = \frac{3.3315cm^2}{2.00cm^2} = 2 \text{ } \varnothing 5/8"$$

A modo de ejemplo de diseño, tomaremos la sección **extrema derecha** de la luz libre de la viga B11:

Los momentos actuantes son los siguientes conforme a la envolvente:

Mu (-) envolvente: 16.32 tonf-m

Mu (+) envolvente: 20.22 tonf-m

Conforme a los requisitos de la Norma E.060, los momentos de diseño serían entonces:

Mu (-) de diseño: 16.52 tonf-m

Mu (+) de diseño: 20.22 tonf-m

Se verificó si la sección de la viga está controlada en tracción o compresión, para ello se tuvo en cuenta la siguiente expresión:

$$R_n > R_{nt}$$

Donde R_n representa:

$$R_n = \frac{M_u}{\varnothing bd^2}$$

$$R_n(-) = \frac{16.52 \text{ tonf} - m}{0.9 * .40m * (.62m)^2} = 119 \text{ tonf}/m^2$$

$$R_n(+) = \frac{20.22 \text{ tonf} - m}{0.9 * .40m * (.62m)^2} = 146 \text{ tonf}/m^2$$

Y R_{nt} :

$$R_{nt} = \rho_t f_y \left(1 - 0.59 \rho_t \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$R_{nt} = 0.023906 * 42000 \text{ tonf}/m^2 \left(1 - 0.59 * 0.023906 * \frac{42000 \text{ tonf}/m^2}{4200 \text{ tonf}/m^2}\right)$$

$$R_{nt} = 862.44 \text{ tonf}/m^2$$

Siendo ρ_t :

$$\rho_t = \frac{0.85 f'_c \beta_1 0.003}{(\varepsilon_{ty} + 0.003) f_y}$$

$$\rho_t = \frac{0.85 * 4200 \text{ tonf}/m^2 * 0.75 * 0.003}{(0.005 + 0.003) 42000 \text{ tonf}/m^2} = 0.023906$$

El término R_{nt} se determinó a partir de una sección donde se considera solo el acero en tracción para una viga doblemente reforzada.

En este caso no se ha cumplido con $R_n > R_{nt}$, el diseño por lo tanto la cuantía se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}}\right)$$

$$\rho(-) = \frac{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{m^2}}{42000 \text{ tonf}/m^2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{119 \text{ tonf}}{m^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{m^2}}}\right) = 0.00289$$

$$\rho(+) = \frac{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{m^2}}{42000 \text{ tonf}/m^2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{146 \text{ tonf}}{m^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{m^2}}}\right) = 0.00355$$

Entonces el As en tracción se halló como $\rho b d$, posteriormente, realizamos el cálculo de ε_t , verificando que esta deformación unitaria sea mayor o igual que 0.005, de manera que el valor de "Ø" sea 0.9, el cual nos permitió hallar el momento $\emptyset M_n$, finalmente se realiza el momento generado por la fuerza en tracción por el punto por donde pasa la fuerza a compresión denominada como " C_c ".

Para un **momento positivo**, la fibra superior del elemento se comprime y la parte inferior de este se tracciona.

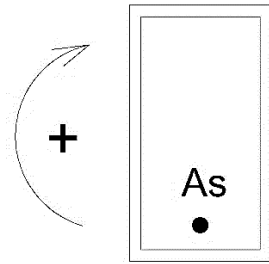


Figura 27 Momento positivo

$$As = \rho bd$$

$$As(+)= 0.00355 * 40cm * 62cm$$

$$As(+)= 0.00355 * 40cm * 62cm = 8.8040cm^2$$

El acero corrido superior, según la Norma. E.060, debe ser por lo menos 1/4 del acero total, sin embargo, por temas constructivos se realiza el diseño con 1/3 del acero total.

Entonces:

$$As \text{ corrido (+)} = \frac{8.8040cm^2}{3} = 2.9347cm^2$$

Para barras de Ø5/8":

$$As \text{ corrido (+)} = \frac{2.9347cm^2}{2.00cm^2} = 2 \text{ } \emptyset 5/8"$$

Para un **momento negativo**, la fibra superior del elemento se comprime y la parte inferior de este se tracciona:

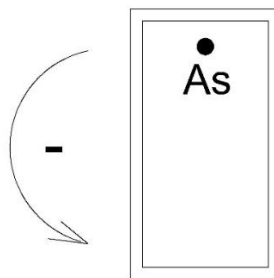


Figura 28 Momento negativo

$$As = \rho bd$$

$$As(-)= 0.00289 * 40cm * 62cm$$

$$As(-)= 0.00289 * 40cm * 62cm = 7.1672cm^2$$

El acero corrido superior, según la Norma. E.060, debe ser por lo menos 1/4 del acero total, sin embargo, por temas constructivos se realiza el diseño con 1/3 del acero total.

Entonces:

$$As \text{ corrido } (-) = \frac{7.1672 \text{ cm}^2}{3} = 2.3891 \text{ cm}^2$$

Para barras de $\emptyset 5/8''$:

$$As \text{ corrido } (-) = \frac{2.3891 \text{ cm}^2}{2.00 \text{ cm}^2} = 2 \emptyset 5/8''$$

El acero corrido en la viga fue el valor máximo o cantidad máxima de varillas de acero, en ambos casos, negativo y positivo:

$$As \text{ corrido } (-) = 4 \emptyset 5/8''$$

$$As \text{ corrido } (+) = 2 \emptyset 5/8''$$

La cantidad de bastones en las tres secciones fueron:

Sección de viga extrema izquierda:

$$As \text{ total } (-) = 18.9224 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ corrido } (-) = 8.00 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ bastones } (-) = 10.9224 \text{ cm}^2$$

$$Asumiendo \text{ barras de } \emptyset 5/8'' = 10.9224 \text{ cm}^2 / 2.00 \text{ cm}^2 = 6 \emptyset 5/8''$$

Para $b=.40\text{m}$, la cantidad máxima de varillas en una capa es de 6, por ende, en la primera capa se distribuye $4 \emptyset 5/8''$ (corrido) + $2 \emptyset 5/8''$ (bastones) y en la segunda capa, se distribuye $4 \emptyset 5/8''$ (bastones).

El acero realmente colocado sería entonces: $4 \emptyset 5/8'' + 2 \emptyset 5/8'' + 4 \emptyset 5/8'' = 20 \text{ cm}^2$

$$As \text{ total } (+) = 9.2504 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ corrido } (+) = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ bastones } (+) = 5.2504 \text{ cm}^2$$

$$Asumiendo \text{ barras de } \emptyset 5/8'' = 5.2504 \text{ cm}^2 / 2.00 \text{ cm}^2 = 3 \emptyset 5/8''$$

Para $b=.40\text{m}$, la cantidad máxima de varillas en una capa es de 6, por ende, en la primera capa se distribuye $2 \emptyset 5/8''$ (corrido) + $3 \emptyset 5/8''$ (bastones).

El acero realmente colocado sería entonces: $2 \emptyset 5/8'' + 3 \emptyset 5/8'' = 10 \text{ cm}^2$

Sección de viga intermedia:

$$As \text{ total } (-) = 9.9944 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ corrido } (-) = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ bastones } (-) = 5.9944 \text{ cm}^2$$

$$Asumiendo \text{ barras de } \emptyset 5/8'' = 5.9944 \text{ cm}^2 / 2.00 \text{ cm}^2 = 3 \emptyset 5/8''$$

Para $b=40\text{m}$, la cantidad máxima de varillas en una capa es de 6, por ende, en la primera capa se distribuye $2\text{Ø}5/8''$ (corrido)+ $3\text{Ø}5/8''$ (bastones).

El acero realmente colocado sería entonces: $2\text{Ø}5/8'' + 3\text{Ø}5/8'' = 10\text{cm}^2$

$$As_{total (+)} = 4.5632\text{cm}^2$$

$$As_{corrido(+)} = 4.00\text{cm}^2$$

$$As_{bastones (+)} = 0.5632\text{cm}^2$$

$$Asumiendo barras de $\text{Ø}5/8'' = 0.5632\text{cm}^2/2.00\text{cm}^2 = 3\text{Ø}5/8''$$$

Para $b=40\text{m}$, la cantidad máxima de varillas en una capa es de 6, por ende, en la primera capa se distribuye $2\text{Ø}5/8''$ (corrido)+ $2\text{Ø}5/8''$ (bastones).

El acero realmente colocado sería entonces: $2\text{Ø}5/8'' + 3\text{Ø}5/8'' = 10\text{cm}^2$

Sección de viga extrema derecha:

$$As_{total (-)} = 7.1672\text{cm}^2$$

$$As_{corrido(-)} = 4.00\text{cm}^2$$

$$As_{bastones (-)} = 3.1672\text{cm}^2$$

$$Asumiendo barras de $\text{Ø}5/8'' = 3.1672\text{cm}^2/2.00\text{cm}^2 = 2\text{Ø}5/8''$$$

Para $b=40\text{m}$, la cantidad máxima de varillas en una capa es de 6, por ende, en la primera capa se distribuye $2\text{Ø}5/8''$ (corrido)+ $2\text{Ø}5/8''$ (bastones).

El acero realmente colocado sería entonces: $2\text{Ø}5/8'' + 2\text{Ø}5/8'' = 8\text{cm}^2$

$$As_{total (+)} = 8.8040\text{cm}^2$$

$$As_{corrido(+)} = 4.00\text{cm}^2$$

$$As_{bastones (+)} = 4.8040\text{cm}^2$$

$$Asumiendo barras de $\text{Ø}5/8'' = 4.8040\text{cm}^2/2.00\text{cm}^2 = 3\text{Ø}5/8''$$$

Para $b=40\text{m}$, la cantidad máxima de varillas en una capa es de 6, por ende, en la primera capa se distribuye $2\text{Ø}5/8''$ (corrido)+ $3\text{Ø}5/8''$ (bastones).

El acero realmente colocado sería entonces: $2\text{Ø}5/8'' + 3\text{Ø}5/8'' = 10\text{cm}^2$

Se calculó el valor de la profundidad del eje neutro "c" y se verificó que la deformación unitaria de la viga sea mayor o igual que 5/1000.

Asumiendo que A's fluye, tenemos que el valor de "c" es igual a:

Sección de viga extrema izquierda:

$$c(-) = \frac{A_s(-)f_y}{0.85f'_c b\beta_1}$$

$$c(-) = \frac{20\text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200\text{tonf}}{\text{m}^2} * .40\text{m} * 0.75} = 7.8431\text{cm}$$

$$c(+) = \frac{A_s(+)*f_y}{0.85f'_c b\beta_1}$$

$$c(+) = \frac{10\text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200\text{tonf}}{\text{m}^2} * .40\text{m} * 0.75} = 3.9216\text{cm}$$

Se cumplió que:

$$\varepsilon_t(-) = \frac{0.003 * .62\text{m}}{\frac{7.8431\text{cm}}{100}} - 0.003 = 0.020715 \geq 0.005 \dots \text{OK}$$

$$\varepsilon_t(+) = \frac{0.003 * .62\text{m}}{\frac{3.9216\text{cm}}{100}} - 0.003 = 0.044430 \geq 0.005 \dots \text{OK}$$

Determinamos el valor de “a”, valor de la profundidad del bloque comprimido:

$$a = \beta_1 c$$

$$a(-) = 0.75 * 7.8431\text{cm} = 5.8823\text{cm}$$

$$a(+) = 0.75 * 3.9216\text{cm} = 2.9412\text{cm}$$

Para culminar ya el caso mencionado, se esperó que la resistencia nominal para flexión sea mayor que la demanda, $\emptyset M_n \geq M_u$.

De manera que, el valor de “ \emptyset ” es entonces 0.9.

$$\emptyset M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n(-) = 20\text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2} * \left(.62\text{m} - \frac{\frac{5.8823\text{cm}}{100}}{2} \right) = 49.6094\text{tonf} - m$$

$$\emptyset M_n(-) = 44.6485\text{tonf} - m \geq M_u(-) = 42.36\text{tonf} - m \dots \text{OK}$$

$$\emptyset M_n(+) = 10\text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2} * \left(.64\text{m} - \frac{\frac{2.9412\text{cm}}{100}}{2} \right) = 26.2623\text{tonf} - m$$

$$\emptyset M_n(+) = 23.6361\text{tonf} - m \geq M_u(-) = 22.88\text{tonf} - m \dots \text{OK}$$

Sección de viga intermedia:

$$c(-) = \frac{A_s(-)*f_y}{0.85f'_c b\beta_1}$$

$$c(-) = \frac{10\text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200\text{tonf}}{\text{m}^2} * .40\text{m} * 0.75} = 3.9216\text{cm}$$

$$c(+)=\frac{A_s(+)\text{f}_y}{0.85\text{f}'_c b\beta_1}$$

$$c(+)=\frac{10\text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200\text{tonf}}{\text{m}^2} * .40\text{m} * 0.75} = 3.9216\text{cm}$$

Se cumplió que:

$$\varepsilon_t(-) = \frac{0.003 * .62\text{m}}{\frac{3.9216\text{cm}}{100}} - 0.003 = 0.044430 \geq 0.005 \dots \text{OK}$$

$$\varepsilon_t(+)=\frac{0.003 * .62\text{m}}{\frac{3.9216\text{cm}}{100}} - 0.003 = 0.044430 \geq 0.005 \dots \text{OK}$$

Determinamos el valor de “a”, valor de la profundidad del bloque comprimido:

$$a = \beta_1 c$$

$$a(-) = 0.75 * 3.9216\text{cm} = 2.9412\text{cm}$$

$$a(+)=0.75 * 3.9216\text{cm} = 2.9412\text{cm}$$

Para culminar ya el caso mencionado, se esperó que la resistencia nominal para flexión sea mayor que la demanda, $\emptyset M_n \geq M_u$.

De manera que, el valor de “Ø” es entonces 0.9.

$$\emptyset M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n(-) = 10\text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2} * \left(.62\text{m} - \frac{\frac{2.9412\text{cm}}{100}}{2} \right) = 26.26235\text{tonf} - m$$

$$\emptyset M_n(-) = 23.6361\text{tonf} - m \geq M_u(-) = 10.59\text{tonf} - m \dots \text{OK}$$

$$\emptyset M_n(+)=10\text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2} * \left(.62\text{m} - \frac{\frac{2.9412\text{cm}}{100}}{2} \right) = 26.26235\text{tonf} - m$$

$$\emptyset M_n(+)=23.6361\text{tonf} - m \geq M_u(-) = 22.88\text{tonf} - m \dots \text{OK}$$

Sección de viga extrema derecha:

$$c(-)=\frac{A_s(-)\text{f}_y}{0.85\text{f}'_c b\beta_1}$$

$$c(-)=\frac{8\text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200\text{tonf}}{\text{m}^2} * .40\text{m} * 0.75} = 3.1372\text{cm}$$

$$c(+) = \frac{A_s(+)\rho_y}{0.85f'_c b\beta_1}$$

$$c(+) = \frac{10\text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200\text{tonf}}{\text{m}^2} * .40\text{m} * 0.75} = 3.9216\text{cm}$$

Se cumplió que:

$$\varepsilon_t(-) = \frac{0.003 * .62\text{m}}{\frac{3.1372\text{cm}}{100}} - 0.003 = 0.056288 \geq 0.005 \dots \text{OK}$$

$$\varepsilon_t(+) = \frac{0.003 * .62\text{m}}{\frac{3.9216\text{cm}}{100}} - 0.003 = 0.044430 \geq 0.005 \dots \text{OK}$$

Determinamos el valor de "a", valor de la profundidad del bloque comprimido:

$$a = \beta_1 c$$

$$a(-) = 0.75 * 3.1372\text{cm} = 2.3529\text{cm}$$

$$a(+) = 0.75 * 3.9216\text{cm} = 2.9412\text{cm}$$

Para culminar ya el caso mencionado, se esperó que la resistencia nominal para flexión sea mayor que la demanda, $\emptyset M_n \geq M_u$

De manera que, el valor de "Ø" es entonces 0.9.

$$\emptyset M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n(-) = 8\text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2} * \left(.62\text{m} - \frac{2.3529\text{cm}}{100} \right) = 19.25085\text{tonf} - m$$

$$\emptyset M_n(-) = 17.3257\text{tonf} - m \geq M_u(-) = 16.32\text{tonf} - m \dots \text{OK}$$

$$\emptyset M_n(+) = 10\text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2} * \left(.62\text{m} - \frac{2.9412\text{cm}}{100} \right) = 26.26235\text{tonf} - m$$

$$\emptyset M_n(+) = 23.6361\text{tonf} - m \geq M_u(-) = 20.22\text{tonf} - m \dots \text{OK}$$

Se tomó en cuenta el valor de la cuantía mínima de acero, para concreto de esfuerzo a la compresión de 420kg/cm², este acero se calcula utilizando la siguiente fórmula:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.8 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0.8 \frac{\frac{\sqrt{4200\text{tonf}}}{\text{m}^2}}{\frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2}} = 0.001543$$

$$A_{s\text{mín}} = 3.8267\text{cm}^2 = 2\emptyset 5/8" \dots \text{OK}$$

4.3.2.2. Diseño por confinamiento

El refuerzo vertical en las zonas de confinamiento fue en una distancia de “2h” según la Norma E.060.

El espaciamiento de los estribos para confinamiento es el menor de los valores siguientes:

a). $d/4$; $700mm/4 = 175mm$

b). 8 veces el diámetro de barra longitudinal menor; $8 * 5/8" * 25.4mm = 127mm$

c). 24 veces el diámetro de barra del estribo cerrado de confinamiento; $24 * 1/2" * 25.4mm = 304.8mm$

d). 300mm

El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento, deberá ser como máximo $d/2$; $640mm/2 = 320mm$

4.3.2.3. Diseño por corte

La cortante de diseño es de 29.33 tonf en el eje local 2, asumiendo barras $\emptyset 3/8"$, un peralte efectivo “d” de 64cm, un esfuerzo a la fluencia de “fy” de 4200kg/cm², un espaciamiento del refuerzo transversal de 17.5cm y 30cm para la zona de confinamiento y fuera de la zona de confinamiento, respectivamente.

En los extremos (zona de confinamiento), el valor de “2h” representó:

$$2h = 2 * .70m = 1.40m \text{ c/ext.}$$

Aporte de capacidad por parte del refuerzo transversal:

$$V_s[\text{tonf}] = \frac{A_v f_y d}{S} [\text{tonf}] = \frac{2 * 0.71 \text{cm}^2 * \frac{4200 \text{kg}}{\text{cm}^2} * 64 \text{cm}}{17.5 \text{cm}} = 21.8112 \text{tonf}$$

Aporte de capacidad por parte del concreto:

$$V_c[\text{tonf}] = \frac{0.53 \sqrt{f'c} b d}{1000} [\text{tonf}] = \frac{0.53 * \frac{\sqrt{4200 \text{kg}}}{\text{cm}^2} * 40 \text{cm} * 64 \text{cm}}{1000} = 27.8061 \text{tonf}$$

Entonces, la capacidad del elemento a cortante es, $\emptyset V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s$.

Donde el valor de “ \emptyset ” para efecto cortante es de 0.85, por lo tanto:

$$\begin{aligned} \emptyset V_n &= 0.85 * 21.8112 \text{tonf} + 0.85 * 27.8061 \text{tonf} \\ \emptyset V_n &= 42.1747 \text{tonf} \geq V_u22 = 29.3274 \text{tonf} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

4.3.2.4. Diseño por capacidad

El diseño por capacidad de la viga B11 se realizó con la finalidad de que el elemento falle en primera instancia por flexión y no por corte. A pesar de haber ya realizado el diseño por corte, fue necesario calcular las fuerzas cortantes en función a los “momentos nominales” producto del refuerzo longitudinal. Siendo el cortante al extremo izquierdo Vuic de 19.88 tonf < Vui de 29.33 tonf y el cortante al extremo derecho Vuic de 12.70 tonf < Vui de 29.33 tonf. No fue necesario recalculer la separación del refuerzo transversal puesto que los cortantes del análisis son mayores a los cortantes producto de los Mnp.

4.3.3. Diseño de Muro Estructural

A continuación, se muestra el procedimiento de diseño de una placa, siendo este el muro estructural de “pier – P1”. Se tomó en cuenta el diseño del elemento en cada entepiso, de esta forma se tuvo en cuenta la demanda según el nivel considerándose la máxima.

4.3.3.1. Diseño por flexocompresión

La demanda sísmica es la siguiente:

Story	Pier	Load Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3
TECHO 1	P1	CM	-1106.0025	35.1447	15.1234	-531.15	-124.1685	221.4627
TECHO 1	P1	CV	-108.0505	5.6019	5.815	-34.5511	-0.0286	-25.9663
TECHO 1	P1	SXX Max	201.9938	873.2141	90.114	1016.4649	382.5837	7072.2833
TECHO 1	P1	SYX Max	639.3622	686.1311	305.4592	2580.115	1072.1789	4500.9662

Demanda por tipos de carga: Fuerza axial, cortantes, momentos flectores

PUNTOS	CURVA 1		CURVA 13	
	M33		M33	
	0°		180°	
	ØMn	ØPn	ØMn	ØPn
1	-9662.1327	18631.5973	-9662.1327	18631.5973
2	34655.5964	18631.5973	-57209.6794	18631.5973
3	52218.2516	18631.5973	-72322.8769	18071.2287
4	67678.1403	17089.6546	-87157.2763	16318.9507
5	83612.2762	15161.2311	-96666.0234	14811.7111

6	94828.4883	13460.5955	-105149.0333	12853.8811
7	105490.6848	11239.2855	-110203.7365	11115.5263
8	114752.1725	9143.665	-112757.54	8807.4759
9	125608.6205	8244.705	-120653.656	7856.0697
10	134272.1557	6845.1999	-127503.7311	6881.336
11	136158.4415	5364.5645	-126401.7851	5453.0301
12	123546.2895	3400.229	-107386.8838	3043.2319
13	102157.2415	942.497	-88313.4179	1189.4138
14	79927.314	-1129.8048	-65993.9531	-595.4733
15	13576.7673	-5876.547	13576.7673	-5876.547

<i>PUNTOS</i>	CURVA 7		CURVA 19	
	M22		M22	
	90°		270°	
	ØMn	ØPn	ØMn	ØPn
1	35.0271	18631.5973	35.0271	18631.5973
2	459.6605	18631.5973	-194.5471	18631.5973
3	792.5366	18631.5973	-256.2827	18631.5973
4	1090.5602	18631.5973	-2368.3187	4995.9081
5	1363.5884	18631.5973	-2156.2028	2728.74
6	1608.7447	18631.5973	-1963.9386	1345.1982
7	1830.5793	18631.5973	-1917.3883	236.8835
8	2026.4841	18631.5973	-1848.8794	-1221.6709
9	2048.9692	17977.3391	-1892.8237	-2936.9582
10	2071.4542	14325.5924	-1775.6368	-4538.7254
11	2093.9392	10673.8456	-1587.8504	-5178.3567
12	2116.4243	7022.0989	-1269.1961	-5352.1525
13	795.5864	-2495.219	-907.4722	-5526.103
14	277.2851	-5398.4122	-506.987	-5698.4222
15	-49.2184	-5876.547	-49.2184	-5876.547

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN XX

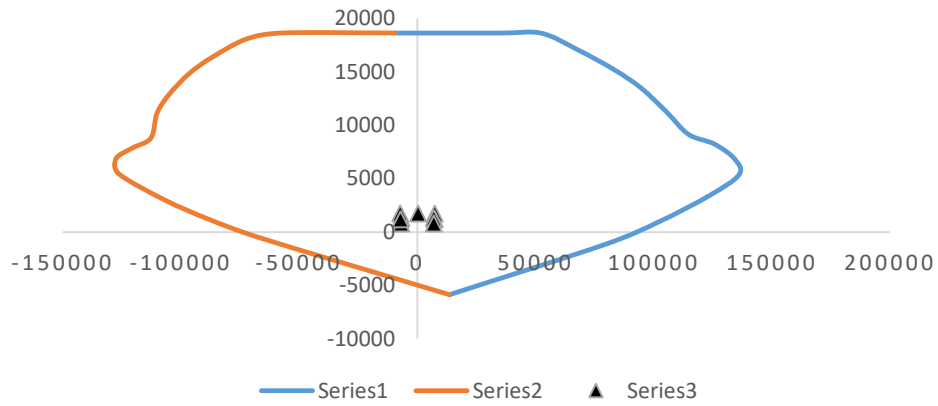


Figura 29 Diagrama de interacción en eje local 3, para sismo en dirección XX

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN XX

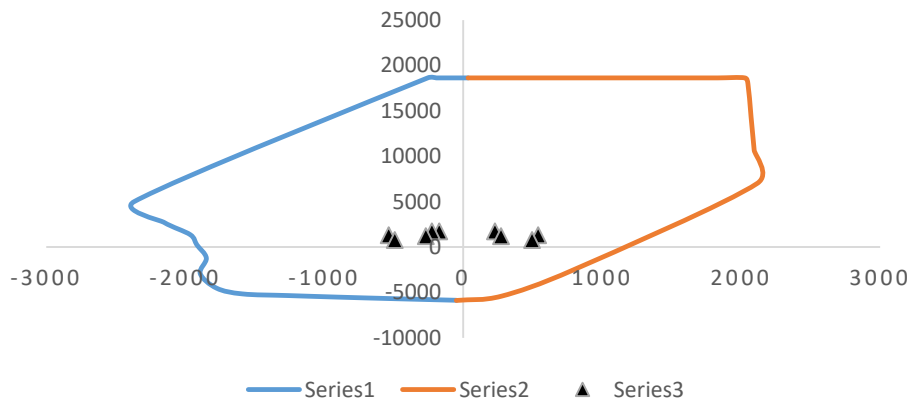


Figura 30 Diagrama de interacción en eje local 2, para sismo en dirección XX

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN YY

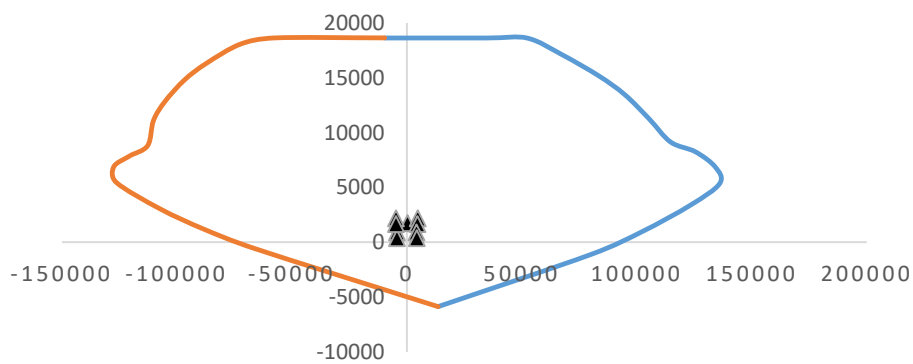


Figura 31 Diagrama de interacción en eje local 3, para sismo en dirección YY

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN YY

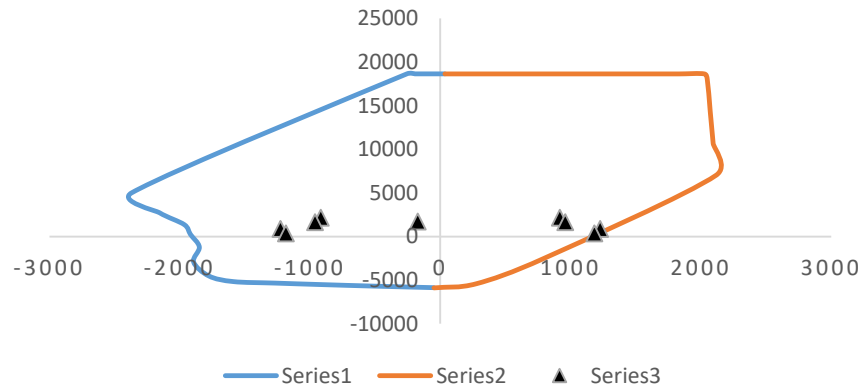


Figura 32 Diagrama de interacción en eje local 2, para sismo en dirección YY

COMBINACIONES DE DISEÑO E.060				
	COMBOS	P	M2	M3
C. GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	1732.08935	-173.88452	265.90507
SIS XX	1.25(CM+CV)+SISXX	1719.56005	227.337325	7316.6538
	1.25(CM+CV)-SISXX	1315.57245	-537.830075	-6827.9128
	0.9CM+SISXX	1197.39605	270.83205	7271.59973
	0.9CM-SISXX	793.40845	-494.33535	-6872.96687
SIS YY	1.25(CM+CV)+SISYY	2156.92845	916.932525	4745.3367
	1.25(CM+CV)-SISYY	878.20405	-1227.425275	-4256.5957
	0.9CM+SISYY	1634.76445	960.42725	4700.28263
	0.9CM-SISYY	356.04005	-1183.93055	-4301.64977

4.3.3.2. Diseño por corte

Se realizó el diseño por corte de la placa para los ambos sentidos, a continuación, se muestra el diseño para el refuerzo transversal y vertical:

P	V2 - SXX	M3 - SY Y
tonf	tonf	tonf-m
-356.0401	924.1473	7316.6538
-2156.9285	-841.5838	-6872.9669

De acuerdo a la cortante mínima que se cumplió con la fórmula $0.53Acwf'c^{0.5}$ y al espesor del muro de $e=.20m$, se tiene refuerzo en dos capas, la cuantía horizontal resultó ser $5.12/1000$ para barras de $\varnothing 1/2'' @ .25m$, así mismo la cuantía vertical contó con $4.45/1000$ para barras de $\varnothing 1/2'' @ .25m$,

cumpléndose que la resistencia a corte de 1840.24 tonf es mayor a la demanda por el cortante último de 1831.46 tonf. Para el muro que se encuentra en la dirección YY se cumplió con la fórmula $0.53Acwf'c^{0.5}$ y al espesor del muro de $e=.20m$, se tiene refuerzo de dos capas, la cuantía horizontal resultó ser de 10.54/1000 para barras de $\varnothing 5/8" @ .15m$, así mismo la cuantía vertical contó con 2.5/1000 (cuantía mínima) para barras de $\varnothing 1/2" @ .20m$.

4.3.4. Diseño de Losas Macizas

El diseño de losas macizas se realizó tomando en cuenta la máxima demanda para los niveles de estacionamiento, se utilizó un $f'c=4200kg/cm^2$, $f_y=42000kg/cm^2$ y un espesor de $e=.20m$.

4.3.4.1. Diseño por flexión

Para el momento último negativo actuante en dirección del eje local 1:

$f'c =$	4200	ton/m ²
$f_y =$	42000	ton/m ²
d:	0.175	m
b:	1.00	m
\varnothing flexión:	0.9	
Mu-:	9.11	ton-m/m

$$R_n = \frac{M_u}{\varnothing b d^2}$$

$$R_n = \frac{9.81 \text{ tonf} - m/m}{0.9 * 1m * (.0.175m)^2} = 330.52 \text{ tonf}/m^2$$

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{m^2}}{\frac{42000 \text{ tonf}}{m^2}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{330.52 \text{ tonf}}{m^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{m^2}}} \right) = 0.00827$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00827 * 1m * 0.175m = 14.48 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0018 * 1m * 0.175m = 3.15 \text{ cm}^2/m$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b \beta_1}$$

$$c = \frac{14.48 \text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{tonf}}{\text{m}^2} * 1 \text{m} * 0.75} = 0.02271 \text{cm/m}$$

$$a = \beta_1 c$$

$$a = 0.75 * 0.02271 \text{cm/m} = 0.01704 \text{cm/m}$$

$$\emptyset M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n(-) = 14.48 \text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{tonf}}{\text{m}^2} * \left(0.175 \text{m} - \frac{\frac{17.04}{1000} \text{cm/m}}{2} \right) = 11.44 \text{tonf} - \text{m/m}$$

$$\emptyset M_n(-) = 11.44 \text{tonf} - \text{m/m} \geq M_u(-) = 9.11 \text{tonf} - \text{m/m} \dots \text{OK}$$

Para el momento último positivo actuante en dirección del eje local 1:

f'c =	4200	ton/m ²
fy =	42000	ton/m ²
d:	0.175	m
b:	1.00	m
Ø flexión:	0.9	
Mu+:	2.73	ton-m/m

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2}$$

$$R_n = \frac{2.73 \text{ tonf} - \text{m/m}}{0.9 * 1 \text{m} * (.0.175 \text{m})^2} = 99.05 \text{ tonf/m}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0.85 * \frac{4200 \text{tonf}}{\text{m}^2}}{\frac{42000 \text{tonf}}{\text{m}^2}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{99.05 \text{tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{tonf}}{\text{m}^2}}} \right) = 0.00239$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00239 * 1 \text{m} * 0.175 \text{m} = 4.19 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{mín}} = 0.0018 * 1 \text{m} * 0.175 \text{m} = 3.15 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b \beta_1}$$

$$c = \frac{4.19 \text{ cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m} * 0.75} = 0.00657 \text{ cm/m}$$

$$a = \beta_1 c$$

$$a = 0.75 * 0.00657 \text{ cm/m} = 0.00493 \text{ cm/m}$$

$$\emptyset M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n(+) = 4.19 \text{ cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2} * \left(0.175 \text{ m} - \frac{\frac{4.93}{1000} \frac{\text{cm}}{\text{m}} * \frac{\text{m}}{100}}{2} \right) = 3.35 \text{ tonf} - \text{m/m}$$

$$\emptyset M_n(+) = 3.35 \text{ tonf} - \text{m/m} \geq M_u(+) = 2.73 \text{ tonf} - \text{m/m} \dots \text{OK}$$

Para el momento último negativo actuante en dirección del eje local 2:

f'c =	4200	ton/m ²
fy =	42000	ton/m ²
d:	0.175	m
b:	1.00	m
∅ flexión:	0.9	
Mu-:	10.86	ton-m/m

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2}$$

$$R_n = \frac{10.86 \text{ tonf} - \text{m/m}}{0.9 * 1 \text{ m} * (.0175 \text{ m})^2} = 394.01 \text{ tonf/m}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{\frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{394.01 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}} \right) = 0.00997$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00997 * 1 \text{ m} * 0.175 \text{ m} = 17.44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0018 * 1 \text{ m} * 0.175 \text{ m} = 3.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b \beta_1}$$

$$c = \frac{17.44 \text{ cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m} * 0.75} = 0.02736 \text{ cm/m}$$

$$a = \beta_1 c$$

$$a = 0.75 * 0.02736 \text{ cm/m} = 0.02052 \text{ cm/m}$$

$$\emptyset M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n(-) = 17.44 \text{ cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2} * \left(0.175 \text{ m} - \frac{\frac{\frac{20.52}{1000} \text{ cm}}{\frac{\text{m}}{100}}}{2} \right) = 11.44 \text{ tonf} - \text{m/m}$$

$$\emptyset M_n(-) = 11.44 \text{ tonf} - \text{m/m} \geq M_u(-) = 10.86 \text{ tonf} - \text{m/m} \dots \text{OK}$$

Para el momento último positivo actuante en dirección del eje local 2:

f'c =	4200	ton/m ²
fy =	42000	ton/m ²
d:	0.175	m
b:	1.00	m
Ø flexión:	0.9	
Mu:	2.44	ton-m/m

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2}$$

$$R_n = \frac{2.44 \text{ tonf} - \text{m/m}}{0.9 * 1 \text{ m} * (.0.175 \text{ m})^2} = 88.53 \text{ tonf/m}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{\frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{88.53 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}} \right) = 0.00213$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00213 * 1 \text{ m} * 0.175 \text{ m} = 3.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0018 * 1 \text{ m} * 0.175 \text{ m} = 3.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b \beta_1}$$

$$c = \frac{3.74 \text{ cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m} * 0.75} = 0.00587 \text{ m/m}$$

$$a = \beta_1 c$$

$$a = 0.75 * 0.00587 \text{ cm/m} = 0.0044 \text{ cm/m}$$

$$\emptyset M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n(+) = 3.74 \text{ cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2} * \left(0.175 \text{ m} - \frac{\frac{4.4}{1000} \frac{\text{cm}}{\text{m}}}{2} \right) = 3.35 \text{ tonf} - \text{m/m}$$

$$\emptyset M_n(+) = 3.35 \text{ tonf} - \text{m/m} \geq M_u(+) = 2.44 \text{ tonf} - \text{m/m} \dots \text{OK}$$

4.3.4.2. Diseño por corte

Cortante para la dirección XX en el eje local 1.

f'c =	4200	ton/m ²
f _y =	42000	ton/m ²
d:	0.175	m
b:	1.00	m
V _u =	3.15	ton/m

$$\emptyset V_c [\text{tonf}] = 0.85 * \frac{0.53 \sqrt{f'c} b d}{1000} [\text{tonf}] = \frac{0.53 * \frac{\sqrt{420} \text{ kg}}{\text{cm}^2} * 1 \text{ m} * .175 \text{ m}}{1000} = 16.16 \text{ tonf}$$

$$\emptyset V_c = 16.16 \text{ tonf} \geq V_{u13} = 3.15 \text{ tonf} \dots \text{OK}$$

Cortante para la dirección YY en el eje local 2.

f'c =	4200	ton/m ²
f _y =	42000	ton/m ²
d:	0.175	m
b:	1.00	m
V _u =	15.92	ton/m

$$\emptyset V_c [\text{tonf}] = 0.85 * \frac{0.53 \sqrt{f'c} b d}{1000} [\text{tonf}] = \frac{0.53 * \frac{\sqrt{420} \text{ kg}}{\text{cm}^2} * 1 \text{ m} * .175 \text{ m}}{1000} = 16.16 \text{ tonf}$$

$$\emptyset Vc = 16.16 \text{ tonf} \geq Vu23 = 15.92 \text{ tonf} \dots \text{OK}$$

4.3.5 Diseño de Escalera

El diseño de la escalera se realizó para un metro de losa maciza, como si fuese una viga. El espesor de la rampa y descanso es de $e=.15\text{m}$ y $g=.10\text{m}$. Los esfuerzos de diseño de los materiales son $f'c=420\text{kg/cm}^2$ y $fy=4200\text{kg/cm}^2$. El paso considerado es de $.25\text{m}$, el contrapaso de $.18\text{m}$, la carga última asignada en la escalera es de 1.837 tonf/m para la rampa y 1.555 tonf/m para el descanso.

4.3.5.1. Diseño por flexión

El acero longitudinal en el descanso se calculo de la siguiente manera:

Mu (-)	0.62	ton-m/m
Mu (+)	0.08	ton-m/m
As (-)	0.361	cm ² /m
As (+)	0.723	cm ² /m
Asmin =	1.35	cm ² /m
Ø3/8":	0.71	cm ²
Ø3/8":	0.71	cm ²
S =	0.20	m
S =	0.20	m

As colocado:	3.55	cm ² /m				
As colocado:	3.55	cm ² /m				
a=	0.0042	m				
ØMn:	0.98	ton-m/m	>	0.61	ton/m	OK

El acero longitudinal en la rampa se calcula de la siguiente manera:

Mu (-)	0.62	ton-m/m
Mu (+)	0.61	ton-m/m
As (-)	1.771	cm ² /m
As (+)	1.843	cm ² /m
Asmin =	1.35	cm ² /m

Ø3/8":	0.71	cm2
Ø3/8":	0.71	cm2
S =	0.20	m
S =	0.20	m

As colocado:	3.55	cm2/m				
As colocado:	3.55	cm2/m				
a=	0.0042	m				
ØMn:	0.98	ton-m/m	>	0.61	ton/m	OK

4.3.5.2. Diseño por corte

La verificación en el descanso se calculó de la siguiente manera:

Vu:	1.48	ton/m				
ØVc =	9.78	ton/m	>	1.48	ton/m	OK
No se requiere estribos.						

La verificación en la rampa se calculó de la siguiente manera:

4.4 Diseño en concreto armado de la subestructura

4.4.1. Platea de cimentación

La platea de cimentación se diseñó tomando en cuenta las cargas estáticas de carga muerta y carga viva amplificadas, según la Norma E.060, con la combinación 9.1. de 1.4CM+1.7CV. Se utilizó las fuerzas de sismo para poder realizar la verificación de cargas de servicio especificadas en la normativa, teniendo como requisito cinco combinaciones, las cuales fueron:

- Combinación de servicio I: CM+CV
- Combinación de servicio II: CM+CV+0.8CSXX
- Combinación de servicio III: CM+CV-0.8CSXX
- Combinación de servicio IV: CM+CV+0.8CSYY
- Combinación de servicio V: CM+CV-0.8CSYY

El "q_{an}" con el que se trabajó fue considerando, el peso específico del terreno igual a 1.8 tonf/m³, el peso específico del concreto simple igual a 2.3 tonf/m³, profundidad de desplante de 2.1m desde el nivel NPT. - 4.40m, sobrecarga en el primer piso de 0.400 tonf/m², espesor de piso sin acabados de 0.15m.

$$\sigma_{neto} = \sigma_t - \left[\left(\frac{\gamma_s + \gamma_c}{2} \right) D_f + \frac{s}{c} + e_p(\gamma_c) \right]$$

$$\sigma_{neto} = 40 \text{tonf/m}^2 - \left[\left(\frac{1.8 \text{tonf/m}^3 + 2.3 \text{tonf/m}^3}{2} \right) * 2.1 \text{m} + \frac{0.400 \text{tonf}}{\text{m}^2} + 0.15 \text{m} * (1.8 \text{tonf/m}^3) \right]$$

$$\sigma_{neto} = 35.02 \text{tonf/m}^2$$

$$1.3 * \sigma_{neto} = 45.53 \text{tonf/m}^2$$

4.4.1.1. Verificación de presiones

4.4.1.1.1 Combinación de servicio I:

El esfuerzo actuante máximo para la primera combinación resultó ser menor al esfuerzo neto del terreno, por lo tanto, cumple con lo requerido por la Norma E.060.

$$\sigma_{actuante} = 24.26 \text{tonf/m}^2 \leq \sigma_{neto} = 35.02 \text{tonf/m}^2 \dots \text{OK}$$

4.4.1.1.2. Combinación de servicio II:

El esfuerzo actuante máximo para la segunda combinación resultó ser menor al esfuerzo neto del terreno, por lo tanto, cumple con lo requerido por la Norma E.060.

$$\sigma_{actuante} = 26.24 \text{tonf/m}^2 \leq \sigma_{neto} = 35.02 \text{tonf/m}^2 \dots \text{OK}$$

4.4.1.1.3. Combinación de servicio III:

El esfuerzo actuante máximo para la tercera combinación resultó ser menor al esfuerzo neto del terreno, por lo tanto, cumple con lo requerido por la Norma E.060.

$$\sigma_{actuante} = 26.52 \text{tonf/m}^2 \leq \sigma_{neto} = 45.53 \text{tonf/m}^2 \dots \text{OK}$$

4.4.1.1.4 Combinación de servicio IV:

El esfuerzo actuante máximo para la cuarta combinación resultó ser menor al esfuerzo neto del terreno, por lo tanto, cumple con lo requerido por la Norma E.060.

$$\sigma_{actuante} = 41.14 \text{tonf/m}^2 \leq \sigma_{neto} = 45.53 \text{tonf/m}^2 \dots \text{OK}$$

4.4.1.1.5 Combinación de servicio V:

El esfuerzo actuante máximo para la quinta combinación resultó ser mayor al esfuerzo neto del terreno, por lo tanto, no cumple con lo requerido por la Norma E.060.

$$\sigma_{actuante} = 56.31 \text{tonf/m}^2 \leq \sigma_{neto} = 45.53 \text{tonf/m}^2 \dots \text{NO CUMPLE}$$

Para esta combinación, donde el sismo actúa en la parte crítica del ascensor, se propone realizar un mejoramiento del suelo con material natural sin residuos y cemento en cantidades de 350kg/m³, de esta forma se lograría sobrepasar la capacidad portante de 4kg/cm² hasta 5 o 6kg/cm². Otra alternativa para mitigar este problema sería generando cimentación por medio de pilotaje, sin embargo, esta verificación no es tan primordial como la primera de todas.

4.4.1.2. Diseño por flexión

Se realizó el diseño por flexión por el método de elementos finitos, se tomó el momento máximo actuante para cada dirección con la combinación de carga amplificada: 1.4CM+1.7CV. El espesor de la platea de cimentación fue de e=.90m, para un concreto de f'c=4200kg/cm², fy=42000kg/cm² y un recubrimiento de r=7.5cm.

Para el momento último negativo actuante en dirección del eje local 1:

f'c =	4200	ton/m ²
fy=	42000	ton/m ²
d:	0.825	m
b:	1.00	m
Ø flexión:	0.9	
Mu-:	103.08	ton-m/m

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$R_n = \frac{103.08 \text{ tonf} - \text{m/m}}{0.9 * 1\text{m} * (.825\text{m})^2} = 168.28 \text{ tonf/m}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{\frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{168.28 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}} \right) = 0.00411$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00411 * 1\text{m} * 0.825\text{m} = 40.56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.0018 * 1\text{m} * 0.825\text{m} = 14.85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b \beta_1}$$

$$c = \frac{40.56 \text{ cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m} * 0.75} = 0.06362 \text{ m/m}$$

$$a = \beta_1 c$$

$$a = 0.75 * 0.02271 \text{ cm/m} = 0.04772 \text{ m/m}$$

$$\emptyset M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n(-) = 40.56 \text{ cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2} * \left(0.825 \text{ m} - \frac{\frac{47.72}{1000} \text{ cm}}{\frac{\text{m}}{100}} \right) = 122.83 \text{ tonf} - \text{m/m}$$

$$\emptyset M_n(-) = 122.83 \text{ tonf} - \text{m/m} \geq M_u(-) = 103.08 \text{ tonf} - \text{m/m} \dots \text{OK}$$

Para el momento último positivo actuante en dirección del eje local 1:

f'c =	4200	ton/m ²
fy =	42000	ton/m ²
d:	0.825	m
b:	1.00	m
Ø flexión:	0.9	
Mu+:	115.71	ton-m/m

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2}$$

$$R_n = \frac{115.71 \text{ tonf} - \text{m/m}}{0.9 * 1 \text{ m} * (.825 \text{ m})^2} = 99.05 \text{ tonf/m}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{\frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{99.05 \text{ onf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}} \right) = 0.00462$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00462 * 1 \text{ m} * 0.825 \text{ m} = 38.14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ m\u00edn}} = 0.0018 * 1 \text{ m} * 0.825 \text{ m} = 14.85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b \beta_1}$$

$$c = \frac{38.14 \text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{tonf}}{\text{m}^2} * 1 \text{m} * 0.75} = 0.05983 \text{m/m}$$

$$a = \beta_1 c$$

$$a = 0.75 * 0.05983 \text{cm/m} = 0.04487 \text{m/m}$$

$$\emptyset M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n(+) = 38.14 \text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{tonf}}{\text{m}^2} * \left(0.825 \text{m} - \frac{\frac{44.87}{1000} \text{cm}}{\frac{\text{m}}{100}} \right) = 122.83 \text{tonf} - \text{m/m}$$

$$\emptyset M_n(+) = 122.83 \text{tonf} - \text{m/m} \geq M_u(+) = 115.71 \text{tonf} - \text{m/m} \dots \text{OK}$$

Para el momento último negativo actuante en dirección del eje local 2:

f'c =	4200	ton/m ²
f _y =	42000	ton/m ²
d:	0.825	m
b:	1.00	m
∅ flexión:	0.9	
Mu-:	180.12	ton-m/m

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2}$$

$$R_n = \frac{180.12 \text{ tonf} - \text{m/m}}{0.9 * 1 \text{m} * (.825 \text{m})^2} = 294.04 \text{ tonf/m}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0.85 * \frac{4200 \text{tonf}}{\text{m}^2}}{42000 \text{tonf}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{294.04 \text{tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{tonf}}{\text{m}^2}}} \right) = 0.00732$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00732 * 1 \text{m} * 0.825 \text{m} = 60.36 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{mín}} = 0.0018 * 1 \text{m} * 0.825 \text{m} = 14.85 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b \beta_1}$$

$$c = \frac{60.36 \text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{tonf}}{\text{m}^2} * 1 \text{m} * 0.75} = 0.09468 \text{m/m}$$

$$a = \beta_1 c$$

$$a = 0.75 * 0.02736 \text{cm/m} = 0.071012 \text{m/m}$$

$$\emptyset M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n(-) = 60.36 \text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{tonf}}{\text{m}^2} * \left(0.825 \text{m} - \frac{\frac{71.01}{1000} \frac{\text{cm}}{\text{m}} * \frac{\text{m}}{100}}{2} \right) = 201.78 \text{onf} - \text{m/m}$$

$$\emptyset M_n(-) = 201.78 \text{tonf} - \text{m/m} \geq Mu(-) = 180.12 \text{onf} - \text{m/m} \dots \text{OK}$$

Para el momento último positivo actuante en dirección del eje local 2:

f'c =	4200	ton/m ²
fy =	42000	ton/m ²
d:	0.825	m
b:	1.00	m
Ø flexión:	0.9	
Mu:	60.32	ton-m/m

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2}$$

$$R_n = \frac{60.32 \text{tonf} - \text{m/m}}{0.9 * 1 \text{m} * (.0.825 \text{m})^2} = 98.47 \text{tonf} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0.85 * \frac{4200 \text{tonf}}{\text{m}^2}}{42000 \text{tonf}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{98.47 \text{tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{tonf}}{\text{m}^2}}} \right) = 0.00238$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00238 * 1 \text{m} * 0.825 \text{m} = 19.62 \text{cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s \text{mín}} = 0.0018 * 1 \text{m} * 0.825 \text{m} = 14.85 \text{cm}^2 / \text{m}$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b \beta_1}$$

$$c = \frac{19.62 \text{ cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m} * 0.75} = 0.00 \text{ m/m}$$

$$a = \beta_1 c$$

$$a = 0.75 * 0.00587 \text{ cm/m} = 0.03078 \text{ cm/m}$$

$$\emptyset M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n(+) = 19.62 \text{ cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2} * \left(0.825 \text{ m} - \frac{\frac{\frac{30.78}{1000} \text{ cm}}{\frac{\text{m}}{100}}}{2} \right) = 62.69 \text{ tonf} - \text{m/m}$$

$$\emptyset M_n(+) = 62.69 \text{ tonf} - \text{m/m} \geq M_u(+) = 60.32 \text{ tonf} - \text{m/m} \dots \text{OK}$$

4.4.1.4. Diseño por corte tipo viga

Se realizó el diseño por corte por el método de elementos finitos, se tomó el cortante máximo actuante para cada dirección con la combinación de carga amplificada: 1.4CM+1.7CV. El espesor de la platea de cimentación fue de e=.90m, para un concreto de f'c=420kg/cm² y un recubrimiento de r=7.5cm. El cortante tomado fue a una distancia de "d".

Cálculo de corte último para eje local 1:

f'c=	4200	ton/m ²				
fy=	42000	ton/m ²				
d:	0.825	m				
b:	1.00	m				
Vu =	53.72	ton/m				
∅ corte:	0.85					
∅Vc =	76.17	ton/m	>	53.72	ton/m	OK

Cálculo de corte último para eje local 2:

f'c =	4200	ton/m ²				
fy=	42000	ton/m ²				
d:	0.825	m				
b:	1.00	m				
Vu =	4.38	ton/m				
∅ corte:	0.85					
∅Vc =	76.17	ton/m	>	47.76	ton/m	OK

4.4.1.4. Diseño por corte tipo punzonamiento

El diseño por punzonamiento se realizó en base al cortante a una distancia de “d/2” apróx. a .375m desde la cara del elemento columna que llega a la platea de cimentación. La combinación de diseño fue: 1.4CM+1.7CV, con las propiedades del concreto y del acero de $f'c=420\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$; el peralte total de la platea fue de .90m.

4.4.1.9. Verificación de longitud de desarrollo

La verificación se realizó considerando que el refuerzo longitudinal de las columnas es de $\varnothing 1"$ y que, en función a la magnitud del proyecto, el refuerzo de la cimentación probablemente también sería de $\varnothing 1"$, detalle que se cumple de acuerdo al diseño en flexión, siendo aproximadamente .75m lo requerido por la longitud de desarrollo, valor menor a la distancia del peralte total de la platea de .90m.

4.4.1.10. Asentamiento diferencial

El asentamiento diferencia en la platea de cimentación fue menor a lo permitido por la Norma E.050 “Suelos y cimentaciones”, especificado como 1”; el asentamiento real fue de 0.39cm.

4.4.2. Diseño de Muro de sótano

4.4.2.1. Empuje de tierra (carga trapezoidal)

El diseño del muro de sótano fue realizado tomando un metro de franja, donde se aplicó la carga trapezoidal producto de la sobrecarga y el empuje de terreno. El espesor del muro del primer sótano es de $e=.25\text{m}$, del segundo sótano de $e=.20\text{m}$, esfuerzo a compresión del concreto $f'c=420\text{kg/cm}^2$ y el esfuerzo a fluencia del acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.

Ángulo de fricción, “ φ ” =	26
Ángulo de inclinación de terreno, “ θ ” =	0
\varnothing flexión =	0.9
\varnothing corte =	0.85

CARGA TRAPERZOIDAL		
Coeficiente de empuje activo, Ka:	0.39	
Profundidad de la presión:	4.4	m
Peso unitario del suelo:	1.8	tonf/m3
Presión activa, "Pa":	3.092	tonf/m2
Franja trabajada:	1	m
Presión activa, "Pa":	3.092	tonf/m
Sobrecarga, "S/C":	1.000	tonf/m2
Franja trabajada:	1	m
Sobrecarga, "S/C":	0.390	tonf/m

4.4.2.2. Diseño por flexion

f'c =	4200	ton/m2
fy=	42000	ton/m2
d:	0.170	m
b:	1.00	m
Ø flexión:	0.9	
Mu:	2.21	ton-m/m

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$R_n = \frac{2.21 \text{ tonf} - \text{m/m}}{0.9 * 1\text{m} * (.17\text{m})^2} = 85.02 \text{ tonf/m}^2$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{\frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{85.02 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}} \right) = 0.00205$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00205 * 1\text{m} * 0.170\text{m} = 3.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.0018 * 1\text{m} * 0.170\text{m} = 3.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b \beta_1}$$

$$c = \frac{3.48 \text{ cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * 0.75} = 0.005488 \text{ m/m}$$

$$a = \beta_1 c$$

$$a = 0.75 * 0.00587 \text{ cm/m} = 0.03078 \text{ cm/m}$$

$$\emptyset M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n(+) = 3.48 \text{ cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2} * \left(0.17 \text{ m} - \frac{\frac{5.49}{1000} \frac{\text{cm}}{\text{m}}}{2} \right) = 2.99 \text{ tonf} - \text{m/m}$$

$$\emptyset M_n(+) = 2.99 \text{ tonf} - \text{m/m} \geq M_u(+) = 2.21 \text{ tonf} - \text{m/m} \dots \text{OK}$$

4.4.2.3. Diseño por corte

Se realizó el diseño por cortante obteniendo los siguientes resultados:

f'c =	4200	ton/m ²				
fy=	42000	ton/m ²				
d:	0.170	m				
b:	1.00	m				
Vu =	2.93	ton/m				
∅ corte:	0.85					
∅Vc =	15.6952545	ton/m	>	2.93	ton/m	OK

f'c =	4200	ton/m ²				
fy=	42000	ton/m ²				
d:	0.220	m				
b:	1.00	m				
Vu =	5.96	ton/m				
∅ corte:	0.85					
∅Vc =	20.3115058	ton/m	>	5.96	ton/m	OK

V. DISCUSIÓN

En relación a lo concluido por Bravo (2016), se coincide con algunas conclusiones según lo expuesto, sin embargo, cuando se trata de una edificación de concreto armado con una configuración arquitectónica compleja como la trabajada, donde existen ambientes para estacionamientos, el haber utilizado un esfuerzo a la compresión del concreto tan alto de 420kg/cm² resultó ser favorable en el análisis sísmico previo con base empotrada mas no aislada, donde inicialmente se exigía una rigidez lateral importante, por ende, el sistema de aislamiento no resultó ser el más adecuado, aun así, la reducción de cuantía de acero se ve reflejada en la demanda sísmica ya que se contó con una amplificación del periodo fundamental de vibración de 0.8seg a 2.6seg. Esta observación se da también a partir de los criterios del diseñador y de la filosofía de diseño de aislamiento sísmico, puesto que hay muchos proyectistas que no consideran un diseño sísmico riguroso previo a la colocación de los dispositivos, sino que por el contrario, subestiman las cargas dinámicas y dejan enteramente la responsabilidad a los aisladores de base; en cuanto a la tesis cuestionada, en nuestro medio no es muy común visualizar edificaciones de acero muy altas que sean aisladas, a pesar de que si existen ejemplares, pero la limitante siempre resulta ser el costo del material, y entonces la mayoría de edificaciones con periodo largo suelen ser de concreto armado o mixtas en su defecto, por consiguiente, bajo la concepción estructural, el trabajo del autor citado, no refleja un avistamiento claro de solución sismorresistente al colocar aisladores sísmicos a edificaciones de gran altura (sobrepasando incluso la cantidad de entrepisos con los que se contó en este proyecto de investigación), y es que se sabe dichos dispositivos en general, hablando de casi todos los tipos de aisladores de neopreno, no trabajan adecuadamente si se les aplica cargas axiales de gran magnitud, peor aún si se sabe que las fuerzas laterales pueden generar momentos secundarios, también conocidos como " $P\Delta$ ", muy aparte de las grandes rotaciones que estos sufren y que de alguna forma dañan en el tiempo al aislador. Estas aclaraciones en base a teorías y desarrollo de investigaciones de especialistas en el caso no resultan ser parte una Norma que prohíba colocar aisladores en edificaciones con periodo largo, puesto que

existen catálogos donde especifican que algunos edificios con periodos largos sobrepasan los 3seg; debido a la ambigüedad y en base a los resultados obtenidos por la referencia citada y al presente trabajo es que se debería tener consideraciones establecidas externas a las Normas, como es el caso de la publicación del Estándar de Aislamiento Sísmico.

En conformidad con lo concluido por Pastora y Ríos (2016), la idea de aislar una estructura pasa por dos puntos fundamentales, primero, que la edificación tenga un periodo corto en base a una estructura rígida (de estatura baja) y que los elementos sean en su defecto no necesariamente de dimensiones grotescas sino que se ajusten a la demanda sísmica producto del análisis modal espectral o lo que se entiende como un diseño sísmico previo; segundo, las condiciones de sitio sean lo más favorable para que el sistema de aislamiento trabaje adecuadamente. En caso se tenga periodos altos, lo recomendable es rigidizar los elementos con el fin de cumplir con las derivas máximas permitidas y así no tener problemas posteriores si es que en algún momento el sistema de aislamiento no se activa, así como aprovechar al máximo el rendimiento de los dispositivos. Cuando se hace incapié sobre las condiciones de sitio, es básicamente que el diseñador debe contar con un estudio geotécnico que garantice que el suelo tiene capacidad portante a cargas estáticas gravitacionales de alrededor de 2.00kg/cm² (mínimo) a 5kg/cm², es decir suelo rígido o roca, esto para garantizar que no existan rotaciones importantes en los aisladores y peor aún problemas de asentamientos diferenciales; el trabajo citado concluye que el sistema rinde casi al 90% de su efectividad, por lo que se entiende entonces que las condiciones de suelo son las favorables, caso contrario al presentado en esta investigación y más aún teniendo en cuenta la existencia de dos niveles de sótano, sin embargo hay muchas alternativas de mejora de suelo, tal como la que se planteó, donde la capacidad portante de 1.20kg/cm² resulta ser muy baja y que con la mejora podría llegar a un valor de 5kg/cm² si es que al terreno natural sin residuos se mezcla con cantidades de cemento de 300kg/cm³ a 350kg/cm³.

En concordancia con lo concluido por Bustamante (2019) y en función a lo que se ha desarrollado, los desplazamientos aumentaron, pero las distorsiones de entrepiso disminuyeron, gracias a la liberación de energía que brinda el sistema de aislamiento, suceso que se asemeja a lo obtenido en la presente investigación, donde las fuerzas en los elementos estructurales fueron mínimas a excepción de algunos elementos implicados en el primer nivel, debido al amortiguamiento asumido que permitió que el espectro máximo esperado tenga una reducción del 19% aproximadamente a partir del tercer tramo de la plataforma iniciando en 2seg a más, entendiéndose que de a partir del periodo largo para adelante el desplazamiento es constante, es decir que la edificación puede sufrir cualquier registro de aceleración forzando a la estructura a distintos valores de periodo de vibración pero su desplazamiento seguirá siendo el mismo; hasta este punto se está de acuerdo con Bustamante (2019), pero el hecho de recomendar un análisis por desempeño a estructura aislada no resultaría tan primordial realizarlo ya que como se dijo, el desplazamiento es constante, entonces, un análisis por desempeño donde se ejecuta el análisis estático no lineal o análisis no lineal por “desplazamiento” no tendría mucha relevancia a criterio nuestro como investigadores, pero eso no deja que sea importante desde la concepción estructural.

En relación a lo concluido por Janampa (2018), se coincide con las conclusiones expuestas en dicha investigación cuando hace referencia a que la variación de rigidez inicial elástica y la rigidez post – fluencia varían de 1.5% a 0.27% cuando la relación de porcentaje entre ambas es de 8 a 15, sin embargo, según muchas referencias e inclusive en los catálogos de los proveedores señalan que este valor de porcentaje entre ambas rigideces debe trabajarse como 10, aún así no es una especificación Normada, criterio que se maneja en forma distinta según el diseñador, tal es el caso de esta presente tesis, que trabajó no con una variación entre ambas rigideces, sino con un desplazamiento inicial o de fluencia de 1” (2.5cm apróx), según recomendaciones de un especialista en diseño de aislamiento sísmico (Constantinou M.); con respecto a el incremento del amortiguamiento y la rigidez efectiva a causa de una nueva curva de histéresis obtenida del aislador cuando este está expuesto a una señal sísmica, se está de acuerdo puesto que a menor desplazamiento, el

aislador desarrolla mayor amortiguamiento y rigidez efectiva, sin embargo este análisis procede siempre y cuando se esté trabajando con los dispositivos individualmente, ya que si se obtiene una curva de histéresis global de todo el sistema de aislamiento relativamente esos valores pueden variar a más o inclusive menos (según los registros sísmicos utilizados).

En discrepancia con Calderón (2018), cuando concluye que el factor de reducción sísmica o de ductilidad para diseñar la superestructura fue de 8, se entiende que hizo uso del código ASCE 7-10, el cual indicaba en esa versión, el cálculo de fuerzas por sismo de diseño y de control de desplazamientos por sismo máximo esperado, sin embargo, a la fecha en la que realizó su investigación ya se encontraba vigente la Norma E.031 de diseño de aislamiento sísmico en el Perú, el cual en su contenido señala que el sismo para diseño deja de calcularse siendo el único caso el diseño por sismo máximo esperado, hablando en diseño de elementos y de control de desplazamientos relativos (derivadas), mismo funcionamiento que contiene ahora el código del ASCE 7-16, especificación que se siguió en la presente investigación utilizando un factor de 1 (teniendo en cuenta las consideraciones del Estandar de Calidad de Aislamiento Sísmico) aunque según la Norma y al cálculo debió ser de 2; si bien es cierto que el sismo es absorbido en gran parte por el sistema de aislamiento, la normativa da indicaciones mínimas del cortante para diseñar los elementos estructurales según el análisis sísmico empleado para el diseño. En cuanto a lo concluido por Calderón (2018) cuando menciona que el factor de reducción sísmica fue de 2, si se está conforme puesto que se entiende que la acción dinámica y las fuerzas máximas llegarán a ese nivel, por lo tanto, será el entrepiso más exigido al igual que la cimentación, cabe señalar que el tema de la economía es relativamente importante en cuanto a cómo se considere el factor de ductilidad, pero se entiende también que no se puede subestimar la fuerza de sismo a pesar aún de haber colocado el sistema de aislamiento como protección sísmica, puesto que como se señaló anteriormente en muchos casos este sistema no se activa y por ende la estructura trabaja como si estuviera empotrada y que si

realizamos el análisis para un sismo de cada 2500 años de retorno un factor de 8 no es específicamente la solución que se requiere.

VI. CONCLUSIÓN

Se concluyó del diseño arquitectónico, que, para lograr un sistema de estacionamiento adecuado y acondicionado a lo requerido por la normativa, se necesita de ambientes relativamente espaciosos, por lo cual, dos entresijos fueron necesarios para dicho fin; así mismo, para los demás entresijos, se requería de dos bloques adyacentes, con la finalidad de independizar los departamentos.

Se concluyó del cálculo, que la cortante basal de diseño para la dirección XX es de 850.34 tonf y para la dirección YY es de 503.58 tonf.

Se concluyó del cálculo, que la cortante basal para la superestructura con base aislada es de 1762.15 tonf para la dirección XX y YY tomando en cuenta el factor de ductilidad $R=1$.

Se concluyó del cálculo, que la cortante basal para la subestructura con base aislada es de 1762.15 tonf para la dirección XX y YY, fuerza escalada a la fuerza estática basal "Vb".

Se concluyó del cálculo de las derivas, que los máximos valores de desplazamiento relativo en los entresijos son menores del 5/1000, siendo el máximo 3.71/1000.

Se concluyó que, el aislador elastomérico con núcleo de plomo LRB, tiene las siguientes características: altura de aislador de 25cm, diámetro de aislador de 65cm, diámetro del núcleo de plomo de 18cm, espesor de brida de 3.2cm, número de capas de goma de 15, espesor de la capa de acero de 0.2cm, número de capas de acero de 14, altura de capa de goma de 1.05cm.

Se concluyó del cálculo de la interfaz de aislamiento sísmico que el acero de refuerzo será de $4\text{Ø}3/4$ ", con refuerzo transversal de $\text{Ø}1/2$ " @.07m, así mismo, para el diseño de losa, se requirió acero de refuerzo en doble capa y en ambos sentidos de $\text{Ø}1/2$ " @.07m, en las vigas el acero será relativamente de $4\text{Ø}5/8$ " en la fibra superior y $3\text{Ø}5/8$ " en la fibra inferior.

Se concluyó del diseño de los elementos lo siguiente, para las columnas con máximas demandas el acero será de $34\text{Ø}1$ " con una cuantía de 4.10%; para las vigas con máximas demandas el acero será relativamente de $4\text{Ø}5/8$ " en la fibra superior y $3\text{Ø}5/8$ " en la fibra inferior; para las placas en dirección XX el acero de fuerza vertical es de $\text{Ø}1/2$ "@.20m y el acero horizontal es de $1/2$ "@.25m, así mismo, para el muro en dirección YY, el acero horizontal es de $\text{Ø}5/8$ "@.15m y el acero vertical es de $\text{Ø}1/2$ "@.20m; para la rampa de escalera y descanso el acero longitudinal de refuerzo en ambas capas es de $\text{Ø}3/8$ "@.20m, mientras que transversalmente el refuerzo es de $\text{Ø}3/8$ "@.25m

Se concluyó de la platea de cimentación, que se requiere acero de refuerzo de $\text{Ø}1$ " en separaciones distintas de .075m, .125m y .25m, doble malla, y con espesor de peralte de 90cm, de igual forma, para los muros de sótano, el acero de refuerzo vertical en ambas capas fue de $\text{Ø}3/8$ " @.15m y el refuerzo horizontal es de $\text{Ø}3/8$ "@.15m con un espesor del muro para el primer sótano de .25m y el segundo sótano de .20m.

VII. RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar el diseño estructural de la edificación con la base empotrada, de tal forma que se pueda observar la reducción de desplazamientos y cuantías de acero.

Se recomienda incrementar las dimensiones del aislador a un dispositivo próximo puesto que el trabajado está siendo considerablemente exigido a sus límites, por ejemplo: deformación por corte, desplazamientos por registros sísmicos, entre otros.

Se recomienda evaluar el comportamiento torsional del dispositivo debido a la configuración de la estructura, así mismo considerar los efectos " $P\Delta$ " para la elección del diámetro del núcleo de plomo.

Se recomienda realizar una comparativa de efectividad estructural entre los dispositivos LRB (aisladores con núcleo de plomo) y HDR (aisladores de alto amortiguamiento).

VII. REFERENCIAS

DIRECCIÓN DE CONSTRUCCIÓN (Perú). E.030 Diseño sismorresistente. 2020: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima: DC-MVCS, 2018.

DIRECCIÓN DE CONSTRUCCIÓN (Perú). E.060 Diseño en concreto armado. 2020: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima: DC-MVCS, 2009.

DIRECCIÓN DE CONSTRUCCIÓN (Perú). E.050 Suelo y cimentaciones. 2020: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima: DC-MVCS, 2009.

DIRECCIÓN DE CONSTRUCCIÓN (Perú). E.020 Cargas. 2020: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima: DC-MVCS, 2006.

DIRECCIÓN DE CONSTRUCCIÓN (Perú). E.031 Aislamiento Sísmico. 2020: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima: DC-MVCS, 2018.

Constantinou M., (2013) Curso de Aislación Sísmica. XIX Curso Internacional de Estructuras. Universidad de Fuerzas Armadas EPE, Quito Ecuador.

Almazán J.L., (2001), Torsión accidental y natural de estructuras aisladas con el sistema de Péndulo friccional. Tesis para obtener título de Doctor en Ciencias de la Ingeniería. Universidad Católica de Chile, 288p., Santiago de Chile.

Aguiar R. (2004) Análisis Matricial de Estructuras, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. Tercera Edición, 550p., Quito.

Aguiar R. (2012) Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 416p, Quito.

Aguiar R., Pazmiño M., castillo J., (2013), “Comparación entre el método de la rigidez secante y tangente en el análisis sísmico de estructuras con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo utilizando factores de sitio NEC-11 y ERN-12”, Tercera Jornada de Investigación Científica desde las aulas. Carrera de Ingeniería Civil. Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, 14p., Quito.

Aguiar R., Almazán J., Dechent P., Suárez V., “Aisladores de base Elastoméricos y FPS”, 2da Edición, Sangolquí (Ecuador), Comisión Editorial de la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE, (2014), 301p., ISBN: 978-9978-301-25-8.

TAVERA, Hernando. Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú [en línea]. 1^{era} ed. Perú: -, 2014 [fecha de consulta: 08 de octubre de 2017]. Disponible en: <https://www.indeci.gob.pe/objetos/microsite/OQ=/NzM=/fil20140926131431.pdf> ISBN: 978-612-45795-9-2

MEJÍA, Luis. Diseño de edificio de viviendas de concreto armado aplicando las Normas sismorresistentes de 2003 y 2016. Tesis [Título en Ingeniería Civil]. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2017.

SAN BARTOLOMÉ, Ángel. Análisis de Edificios. 1ra ed. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, 1998. 344 pp. ISBN: 9972-42-112-0.

LEONHARDT, Fritz, Estructuras de Hormigón Armado. Argentina: 2da ed. El Ateneo, 1988. 924 pp. ISBN: 950-02-5242-2.

MCCORMAC, Jack y BROWN, Rusell, Diseño de concreto reforzado. México: 8va ed. Grupo Alfaomega, 2011. 724 pp. ISBN: 978-607-707-231-7

CHOPRA, Anil. Dynamics of Structures. 4th edition. Mexico: Pearson Education, 2012. 756 pp. ISBN: 9780132858038

BLANCO, Antonio. Estructuración y de Edificación de Concreto Armado. 2^{da} ed. Lima., Editoriales Capítulo de Ingeniería Civil, Consejo Departamental de Lima y Colegio de Ingenieros del Perú, 1994. 303 pp.

BLANCO, Elena, CERVERA, Miguel y SUÁREZ, Benjamín. Análisis Matricial de Estructuras. España: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, 2015. 245 pp. ISBN: 978-84-944244-5-8.

AGUIAR, Roberto. Análisis Sísmicos de Edificios. 1^{ra} ed. Quito., Editorial Centro de Investigaciones Científicas, 2008. 322 pp. ISBN: 978-9978-30-104-3.

STRUCTURAL ENGINEERING INSTITUTE (EE.UU). ASCE/SEI 7 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. 2020: American Society of civil Engineers. Virginia ASOE, 2016.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (EE.UU). ACI 318 Building Code Requirements for Structural Concrete. 2020: ACI Committee. Oakland ACI, 2019.

Constantinou M., Kalpakidis I., Filiarrault A., and Ecker Lay R., (2011), LRFD – Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators, Technical Report MCEER-11-0004, 436p.

Constantinou M., Whittaker A., Kalpakidis Y., (2007), Performance of seismic Isolation Hardware under Service and Seismic Loading, Technical Report MCEER-07-0012, 186p.

MAGAZINE of seismic protection systems [en línea]. Lima: National University of Engineering, 2019 [fecha de consulta: 30 de Noviembre de 2020] Disponible en: http://www.scielo.org.pe/scielo.php?pid=S230904132019000200007&script=sci_arttext ISBN: 2309-0413

MAGAZINE of seismic response of a five story building with isolation system and supplemental viscous dampers for peruvian seismicity, 2019 [en línea]. Lima: National University of Engineering, 2019 [fecha de consulta: 30 de Noviembre de 2020] Disponible en: http://www.scielo.org.pe/scielo.php?pid=S2309-04132019000200008&script=sci_abstract ISBN: 2309-0413

Blandon Uribe C., Priestley M. (2005), Equivalent viscous damping equations for direct displacement base design, "Journal of Earthquake Engineering", Imperial College Press, London, England, 9, SP2, pp. 257-278.

Buckle, I.G, Constantinou, M., (2006), Seismic Isolation of Highway Bridges, <http://meceer.buffalo.edu>.

Calvi G.M. and Kingsley G.R., (1995), Displacement based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 24, 1247-1266.

Building Seismic Safety Council (US), & Applied Technology Council (1997). NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (Vol. 1). Federal Emergency Management Agency.

Cheng, F. Y., Jiang, H., & Lou, K. (2008). Smart Structures Innovative systems for Seismic Response Control. New York: CRC Press Taylor & Francis Group.

FEMA 451. (2006). NEHRP Recommended Provisions: Design Examples. Washington D.C: Federal Emergency Management Agency.

Taranath, B. S. (2005). Wind and Earthquake Resistant Buildings: Structural Analysis and Design. New York: CRC Press.

Buckle, I G, M. EERI y L. Mayes (1990), "Seismic Isolation: History, Application, and Performance – A World View", Earthquake spectra, Vol. 6 N° 2.

Christopoulos, C y A Filiatrault (2006). "Principles of Passive supplemental damping and seismic isolation", Iuss Press, pp. 113-128.

CSI (2020), "SAP2000 Advanced V20", Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.

CSI (2018), "ETABS Advanced V18.1.1", Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.

CSI (2016), "SAFE Advanced 2016", Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.

Dolce, M y D Cardone (2003), "Seismic Protection of Light Secondary Systems through Different Base Isolation Systems.", Journal of Earthquake Engineering. Vol. 7, N° 2 223-250, Imperial College Press.

Jangid, R S (2004), "Optimum friction pendulum system for near – fault motions.", Engineering Structures, 27 (2005) 349-359.

Kelly, J M (1999), "Recent Development in Seismic Isolation in the United States.", Revista de Ingeniería Sísmica, N° 91, 57-72.

Kelly, J M (1982), "The Influence of Base Isolation on the Seismic Response of Light Secondary Equipment.", Earthquake Engineering Research Center, Report N° UBC/EERC-81/17.

Lyan-Ywan, L, J Wang y C Hsu (2006), "Sliding Isolaton Variable Frecuency Bearings for Near – Fault Ground Motions.", 4th International Conference on Earthquake Engineering Taipei, Taiwan October 12-13.

Mayes, R L, (2004) "Seismic Retrofit of Buildings with base isolation", VIII SNIS, Tlaxcala 2004.

Tena – Colunga, A (2007) "State of the Art and State of the Practice for Energy Dissipation and Seismic Isolation of Structures in Mexico.", 10th world Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures, Istanbul, Turkey, May 28-31, 2007.

IX. ANEXOS:

ANEXO 01:

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADOR	UND DE MEDIDA	ESCALA DE MEDICIÓN
Variable Independiente N° 01: Aislamiento sísmico	El sistema de aislamiento sísmico es el sistema más convencional para la protección de estructuras en lugares de riesgo sísmico alto; dentro de toda la gama de dispositivos, el de núcleo de plomo representa una solución adecuada puesto que estructuralmente y económicamente son viables. (Dr. Aguiar, 2014).	Se desarrolla el diseño de los aisladores tipo LRB, en cuanto a sus características físicas, su funcionalidad en cuanto a desplazamiento, y a la tasa de amortiguamiento que otorga a la edificación como fusible para evitar daños estructurales.	Diseño arquitectónico	Distribución de ambientes	m ²	Ordinal
			Cortante basal de diseño mediante análisis modal espectral	Cortante basal de diseño por debajo de la interfaz de aislamiento	tonf	Numérico
				Cortante basal de diseño por encima de la interza de aislamiento	tonf	Numérico
			Derivas de entre piso mediante análisis modal espectral	Deriva máxima por Analisis Modal Espectral de 3.5/1000	-	Numérico
				Deriva máxima por Análisis Tiempo - Historia de 5/1000	-	Numérico
			Desplazamiento total máximo	Desplazamiento máximo, "DM"	m	Numérico
				Desplazamiento total máximo, "DTM"	m	Numérico
			Variable Independiente N° 02: Diseño estructural	El diseño estructural es el proceso de cálculo asistido por el pre-cálculo de análisis estructural y orientado por las normas locales de diseño en	Se desarrolla el cálculo de los elementos que conforman la edificación, este cálculo implica la verificación de las dimensiones y la adquisición de cuantías de	Diseño de columnas
tonf-m						
Diseño de placas	tonf	Numérico				
	tonf-m					
Diseño de vigas	tonf	Numérico				
	tonf-m					

	concreto armado o a fines. (Mg. Roberto Morales Morales, 2016).	refuerzo para mitigar la demanda estática (carga muerta, viva y empuje de suelo) y dinámica (sismo)	Diseño de subestructura	Diseño de losas macizas	tonf tonf-m m2	Numérico
				Diseño de escalera	tonf tonf-m m2	
				Diseño de muro de sótano	tonf tonf-m m2	Numérico
				Diseño de platea de cimentación	tonf tonf-m m2	
			Diseño de interfaz de aislamiento	Diseño de diafragma rígido	tonf tonf-m m2	Numérico
				Diseño de capiteles y/o pedestales	tonf tonf-m m2	

ANEXO 02: (PLANOS DE ARQUITECTURA)

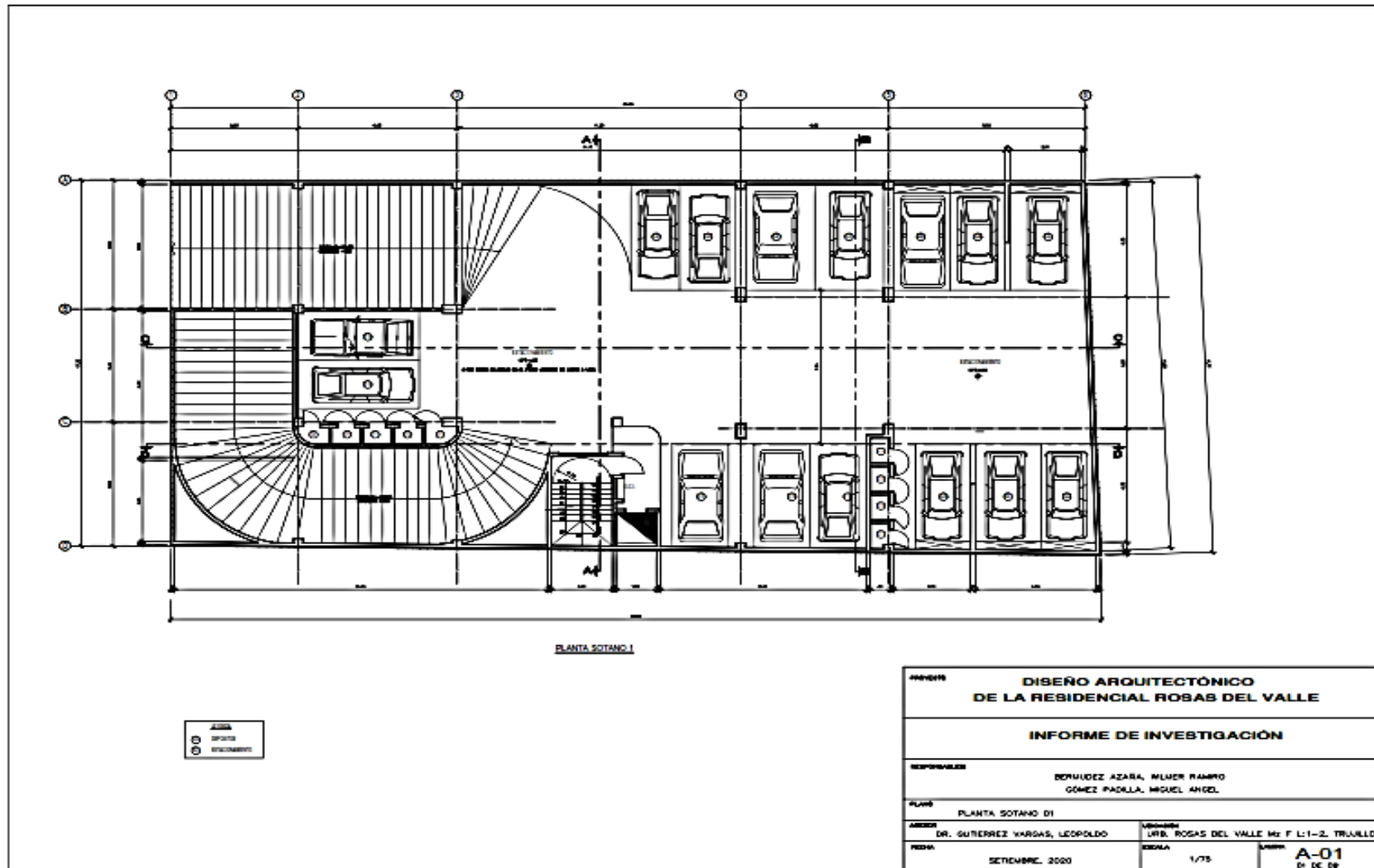


Figure 3: Plano de planta sótano 01 Fuente: Elaboración propia

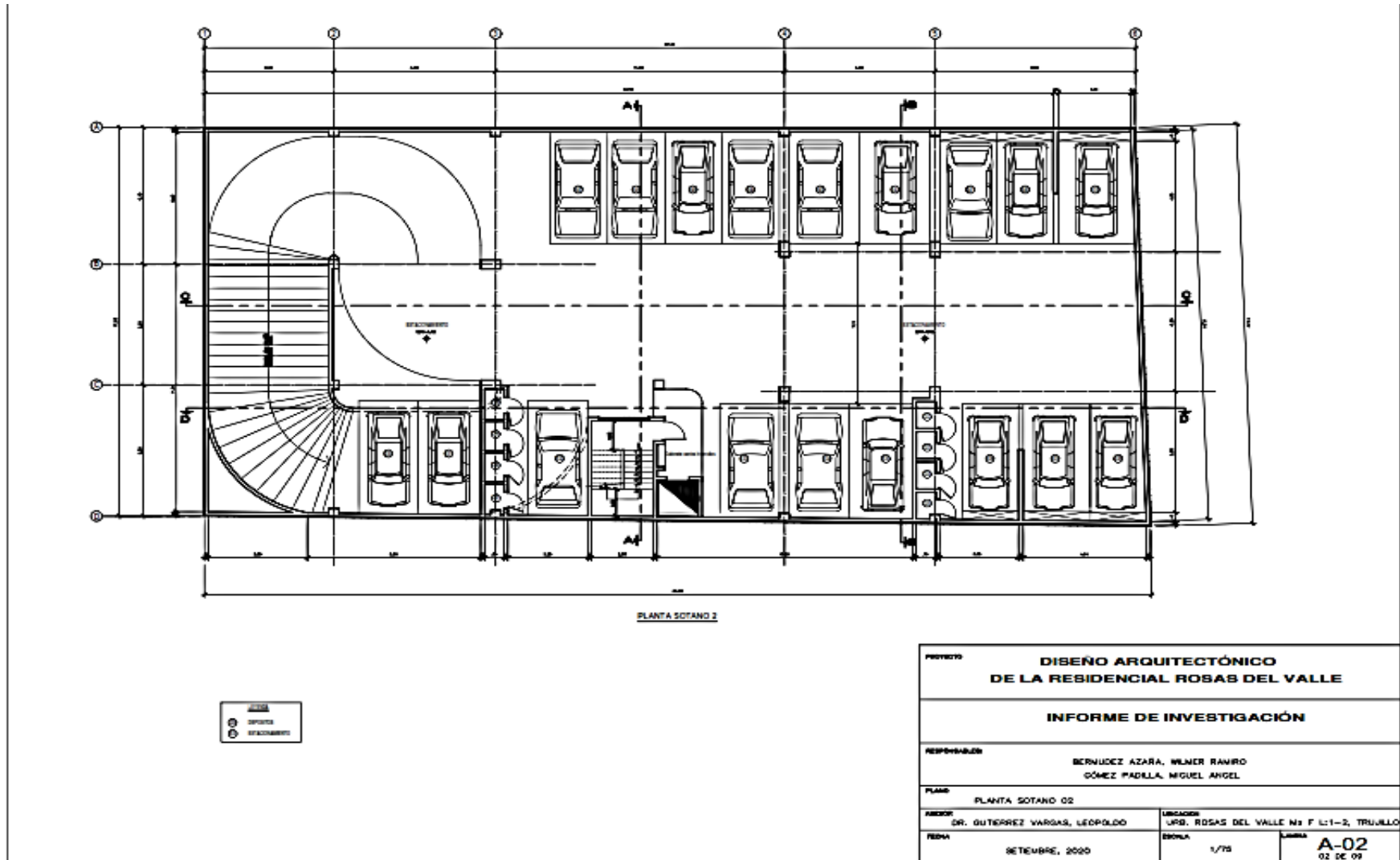


Figure 4: Plano de planta sótano 02. Fuente: Elaboración propia

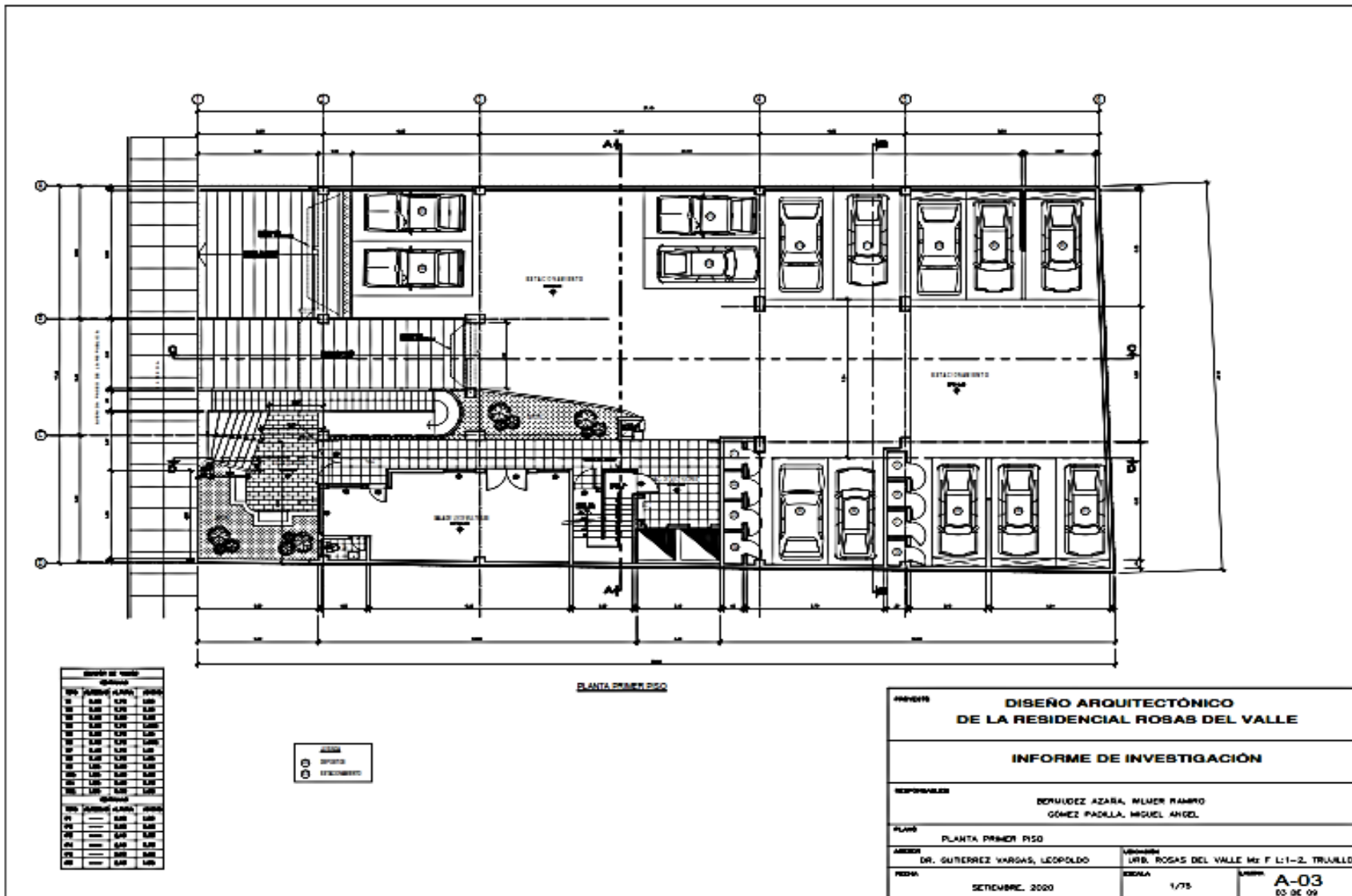


Figure 5: Vista planta primer piso. Fuente: Elaboración propia

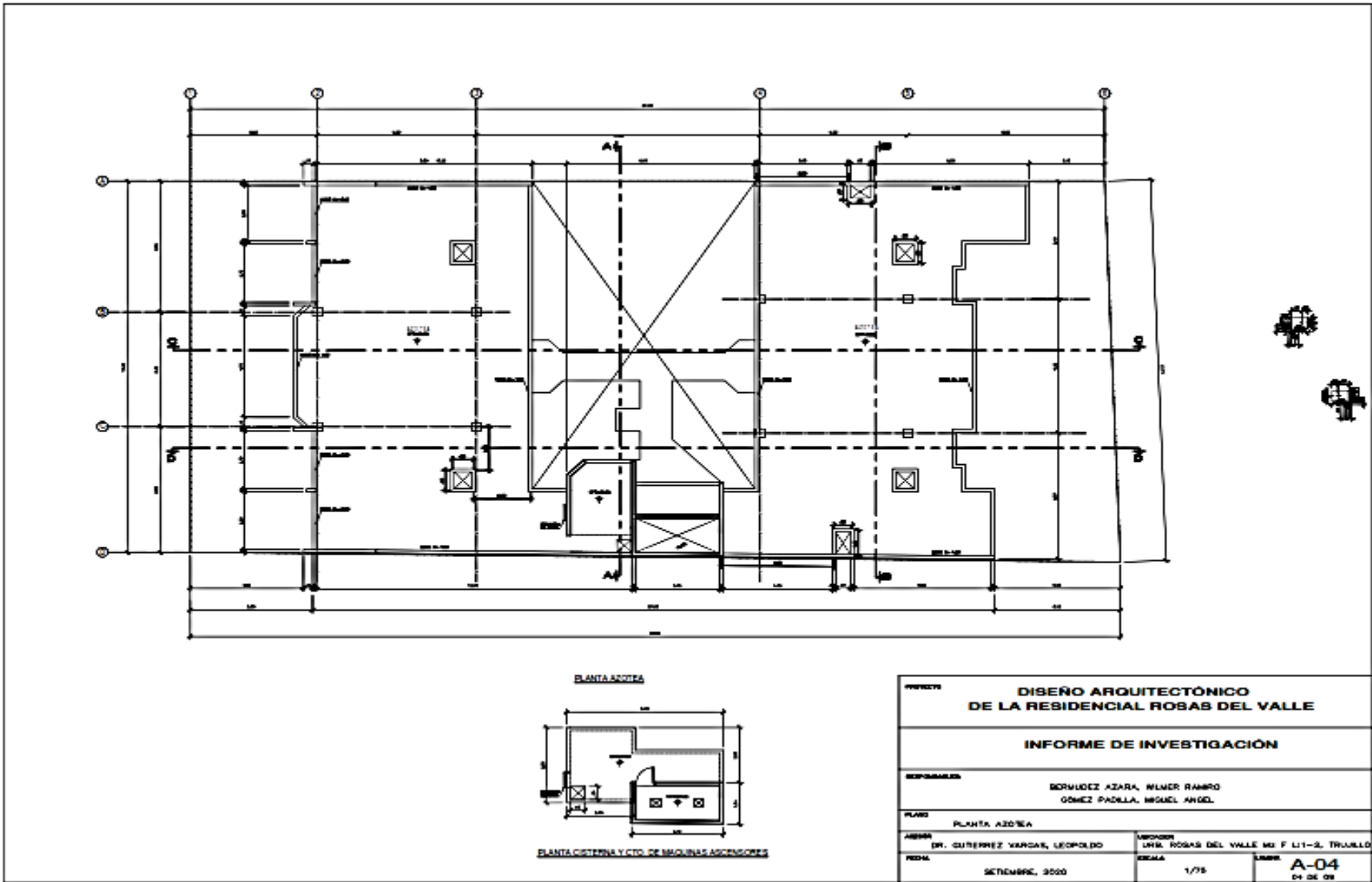
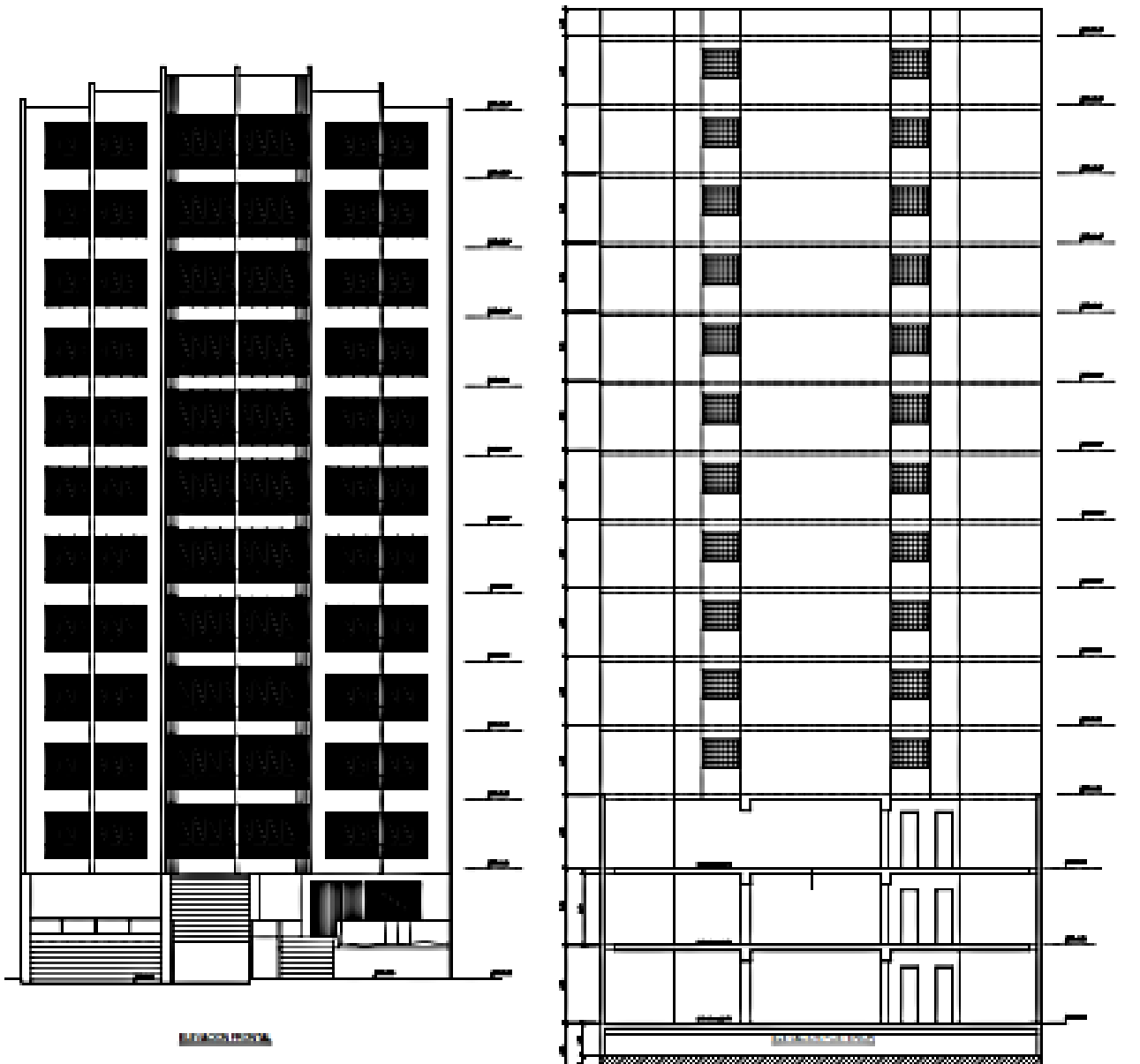


Figure 7: Vista planta azotea. Fuente: Elaboración propia



PROYECTO	DISEÑO ARQUITECTÓNICO DE LA RESIDENCIAL ROSAS DEL VALLE		
	INFORME DE INVESTIGACIÓN		
RESPONSABLES:	BERMUDEZ AZÁRA, WILMER RAMIRO GÓMEZ PADILLA, MIGUEL ANGEL		
PLANO	ELEVACIÓN FRONTAL Y POSTERIOR		
ASESOR	DR. GUTIERREZ VARGAS, LEOPOLDO	UBICACION	URB. ROSAS DEL VALLE MZ F L1-2, TRUJILLO
FECHA	SEPTIEMBRE, 2020	ESCALA	1/75
		LAMINA	A-05 03 DE 09

Figure 8: Vista elevación frontal y posterior. Fuente: Elaboración propia

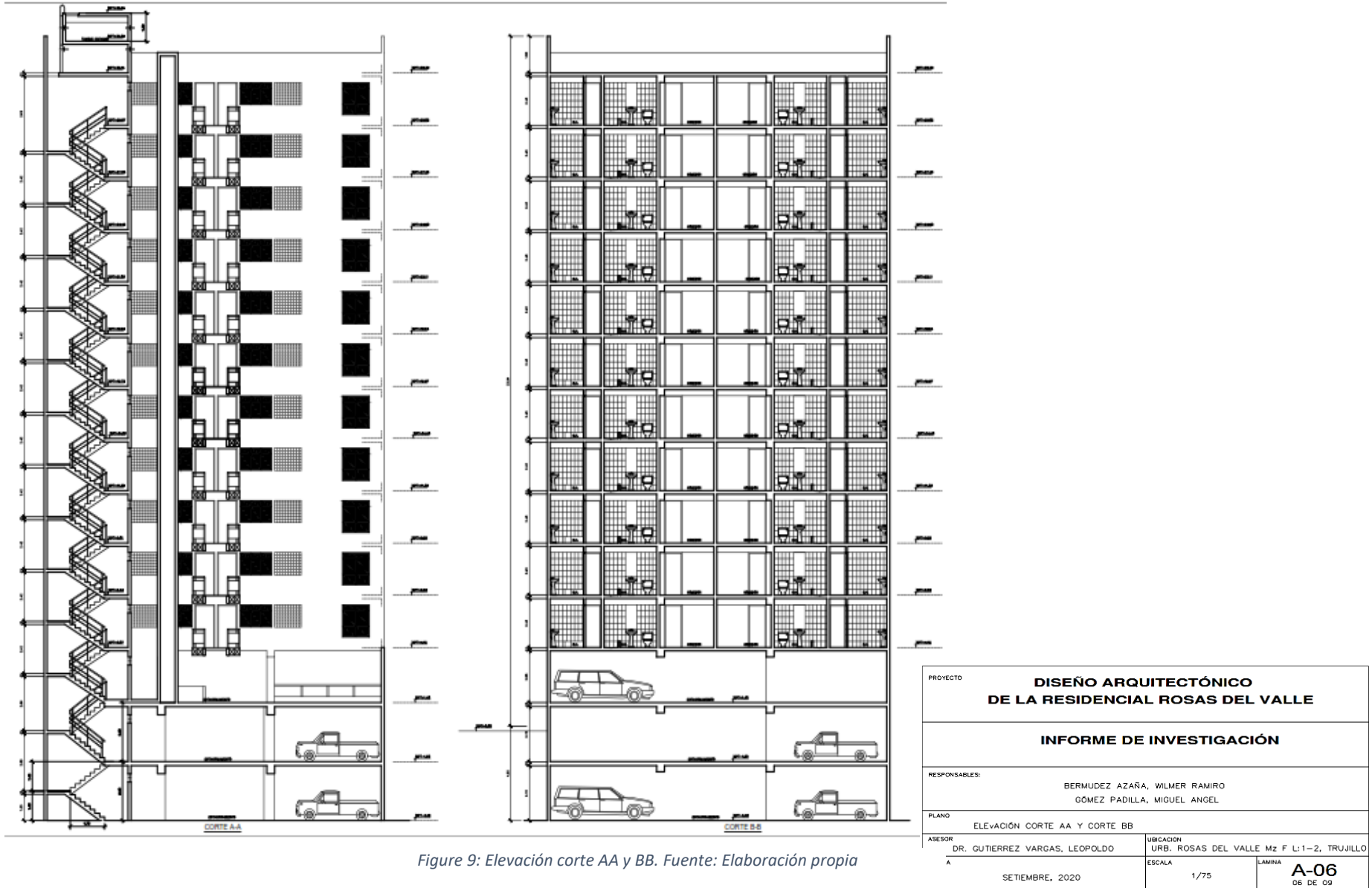
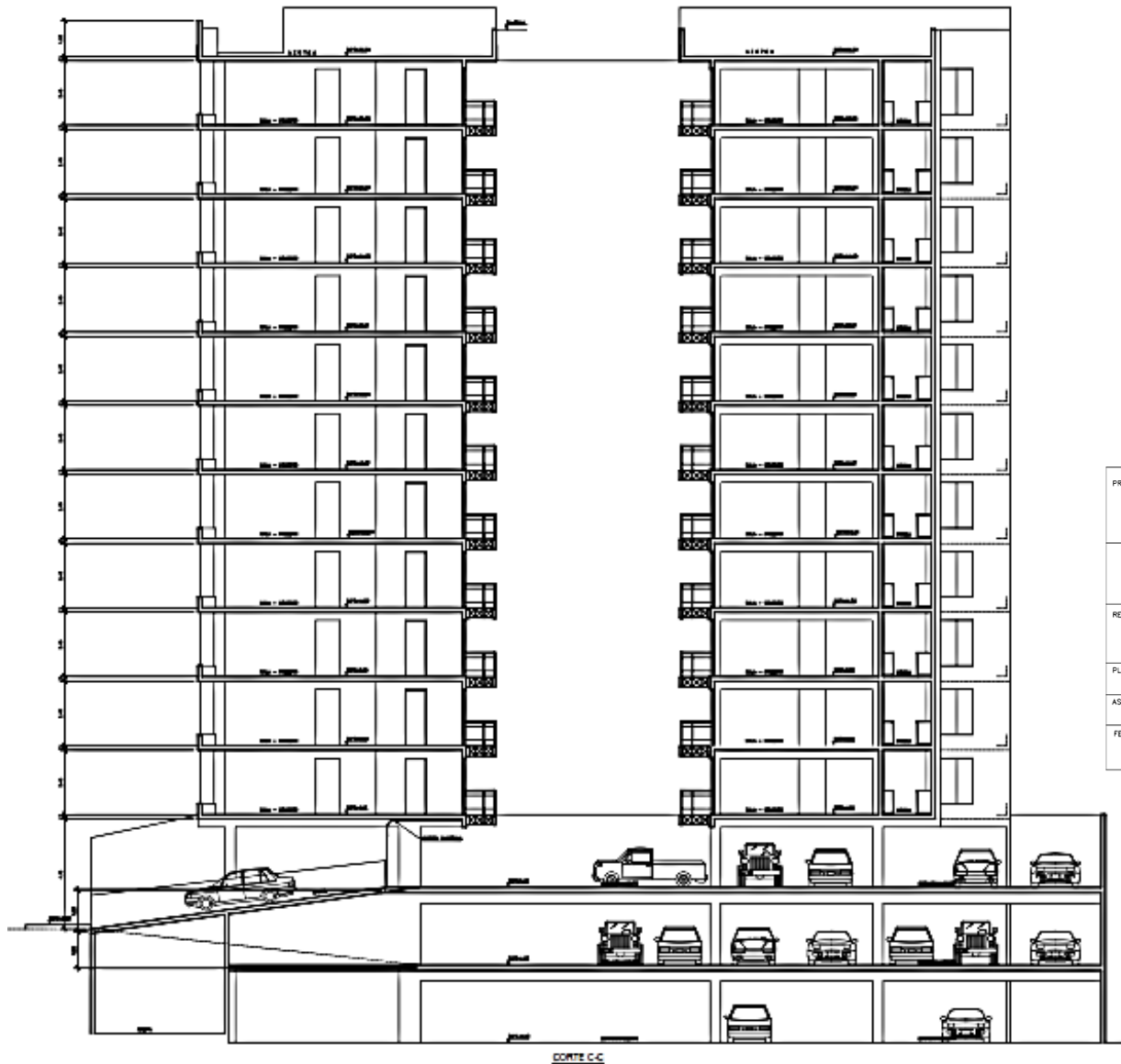
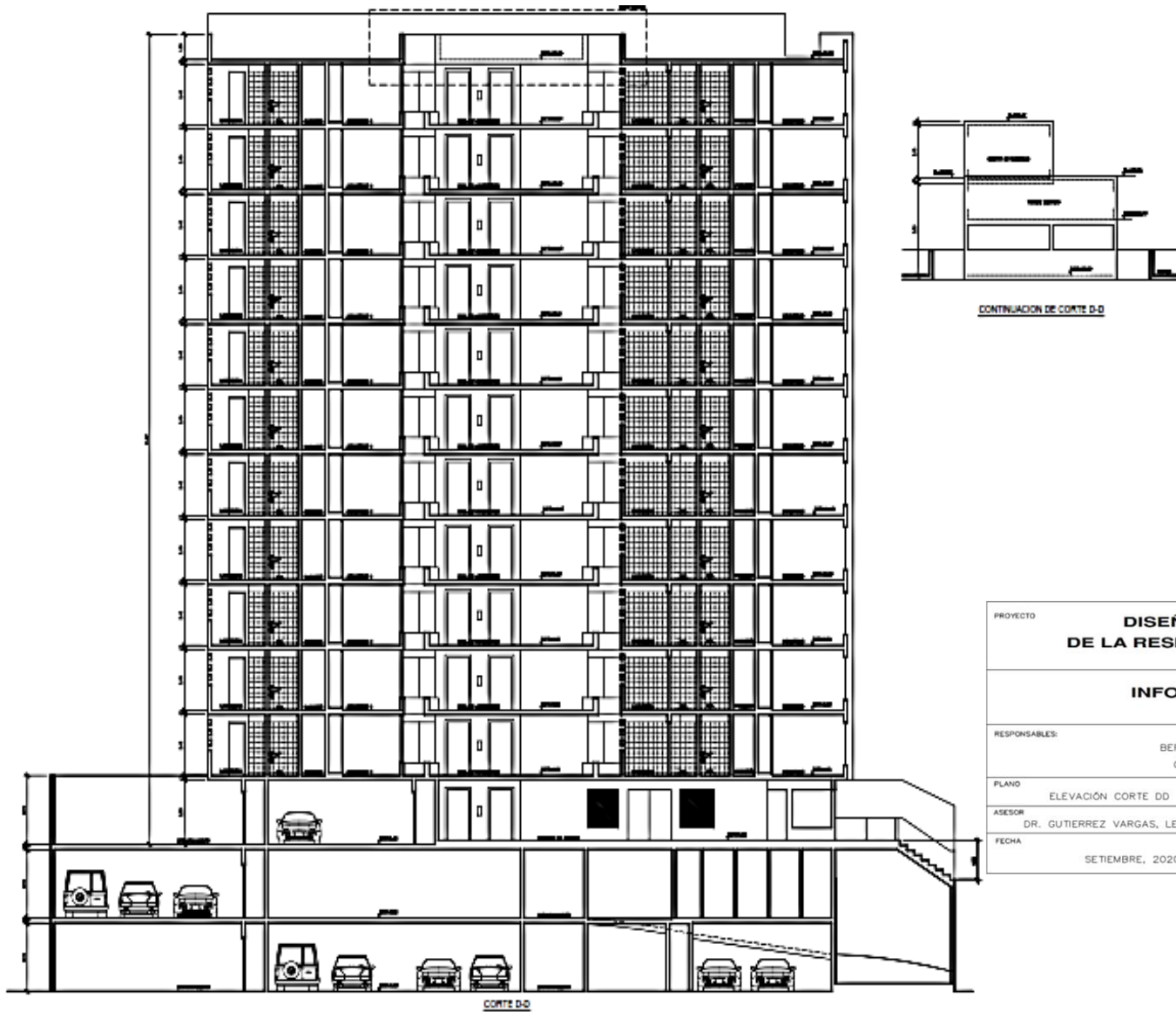


Figure 9: Elevación corte AA y BB. Fuente: Elaboración propia



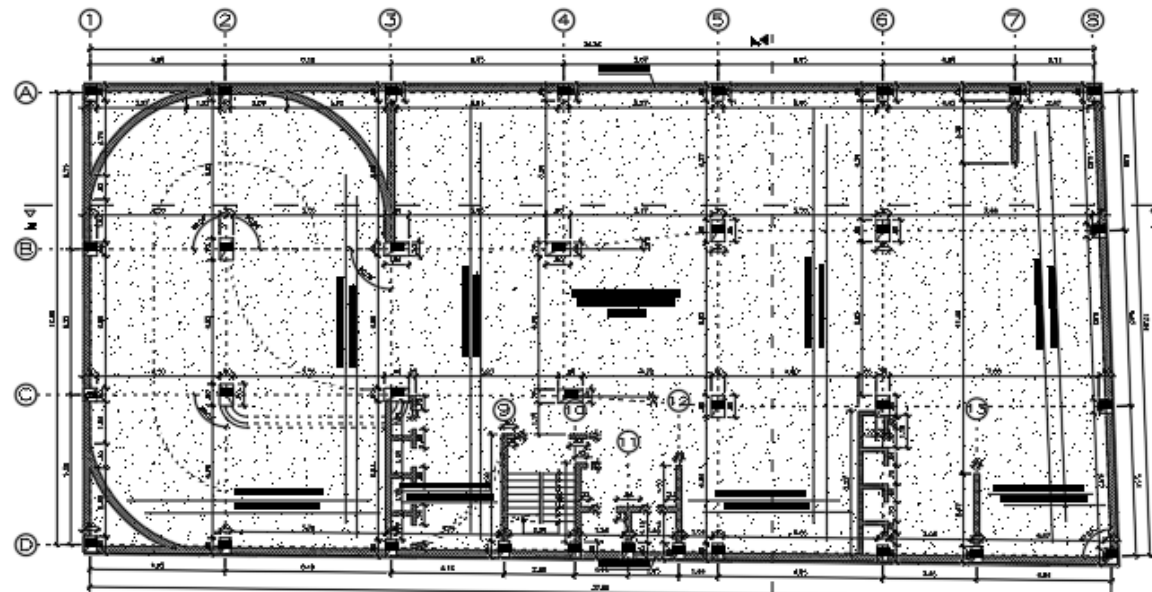
PROYECTO	DISEÑO ARQUITECTÓNICO DE LA RESIDENCIAL ROSAS DEL VALLE		
	INFORME DE INVESTIGACIÓN		
RESPONSABLES:	BERMUDEZ AZAÑA, WILMER RAMIRO GÓMEZ PADILLA, MIGUEL ANGEL		
PLANO	ELEVACIÓN CORTE CC		
ASESOR	DR. GUTIERREZ VARGAS, LEOPOLDO	UBICACION	URB. ROSAS DEL VALLE Mz F L:1-2, TRUJILLO
FECHA	SEPTIEMBRE, 2020	ESCALA	1/75
		LAMINA	A-08 08 DE 09

Figure 10: Elevacion corte CC. Fuente: Elaboración propia

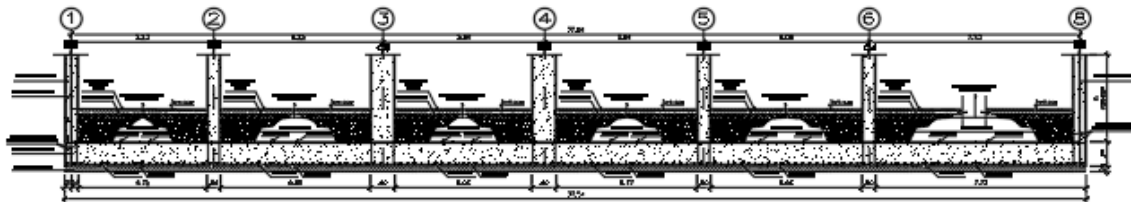


PROYECTO	DISEÑO ARQUITECTÓNICO DE LA RESIDENCIAL ROSAS DEL VALLE		
	INFORME DE INVESTIGACIÓN		
RESPONSABLES:	BERMUDEZ AZAÑA, WILMER RAMIRO GÓMEZ PADILLA, MIGUEL ANGEL		
PLANO	ELEVACIÓN CORTE DD		
ASESOR	DR. GUTIERREZ VARGAS, LEOPOLDO	UBICACIÓN	URB. ROSAS DEL VALLE Mz F L:1-2, TRUJILLO
FECHA	SEPTIEMBRE, 2020	ESCALA	1/75
		LÁMINA	A-09 09 DE 09

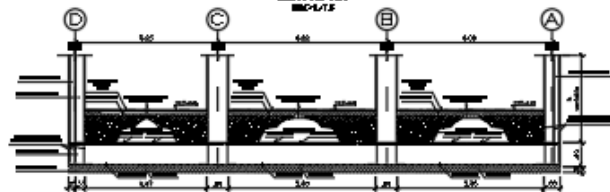
Figure 11: Elevación corte DD. Fuente: Elaboración propia.



PLATEA DE CIMENTACION X-1



CORTE X-X
ENCUETE

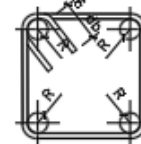


CORTE Y-Y

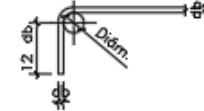
DIÁMETRO INTERIORES MÍNIMOS DE DOBLADO

Diámetro de los barras	Diámetro mínimo de doblado
10 mm	5 cm
12 mm a 16 mm	8 cm
18 mm a 22 mm	10 cm

Entrén con dobles a 135°



Quente vertical con dobles a 90°

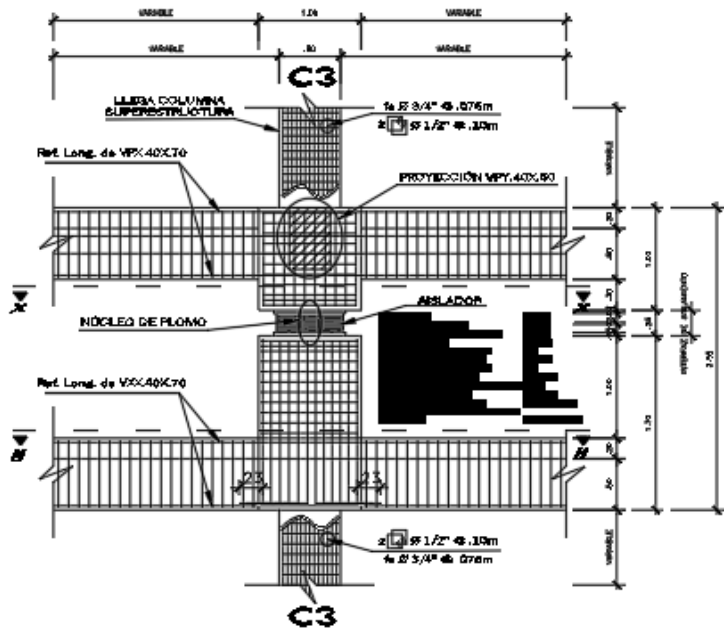


Distancia de doblado

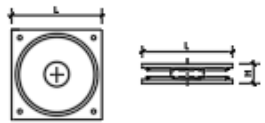


Detalles de gancho y dobles

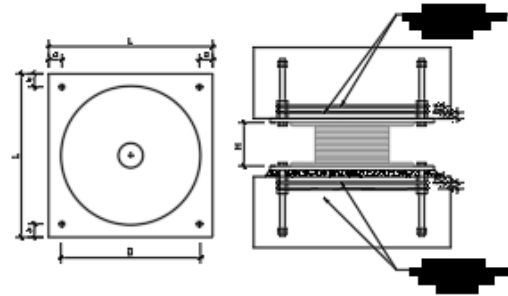
PROYECTO			
EDIFICIO MULTIFAMILIAR APLAMBITO NEMICO			
RESIDENCIAL ROSAS DEL VALLE			
PROYECTO DE			
INSTRUMENTACION			
PROYECTISTA	RESPONSABLE		
DR. CUBERREZ VARGAS, LEOPOLDO	BERNÓDIZ ADEGA, WILMER RAMIRO		
	GÓMEZ PADILLA, MIGUEL ÁNGEL		
UBICACION	LUGAR		
VALLE DEL VALLE DE F. LOPE I-C- IIIA	MUNICIPIO		
BOYACÁ	BOYACÁ		
FECHA	ESCALA	HOJA	TITULO
NOVIEMBRE 2014	1:50	04-0-0	E-01



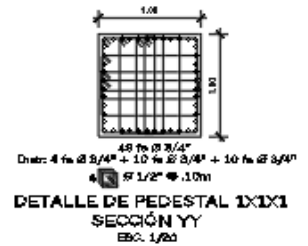
DETALLE DE AISLADOR SISMICO
ESC. 1/20



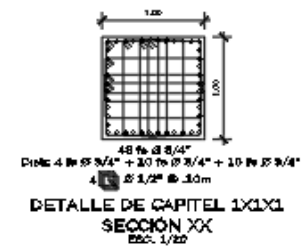
ESQUEMA DE DESLIZADOR
ESC. 1/30



ESQUEMA DE AISLADOR
ESC. 1/30



DETALLE DE PEDESTAL 1X1X1
SECCIÓN YY
ESC. 1/20

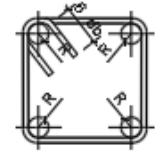


DETALLE DE CAPITEL 1X1X1
SECCIÓN XX
ESC. 1/20

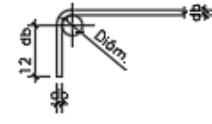
DIÁMETRO INTERIORES MÍNIMOS DE DOBLADO

Diámetro de las barras	Distancia mínima de doblado
3/8" a 3/4"	8d
1"	12d
1 1/8" a 1 1/4"	20d

Estirio con doblado a 135°



Sección vertical con doblado de 90°

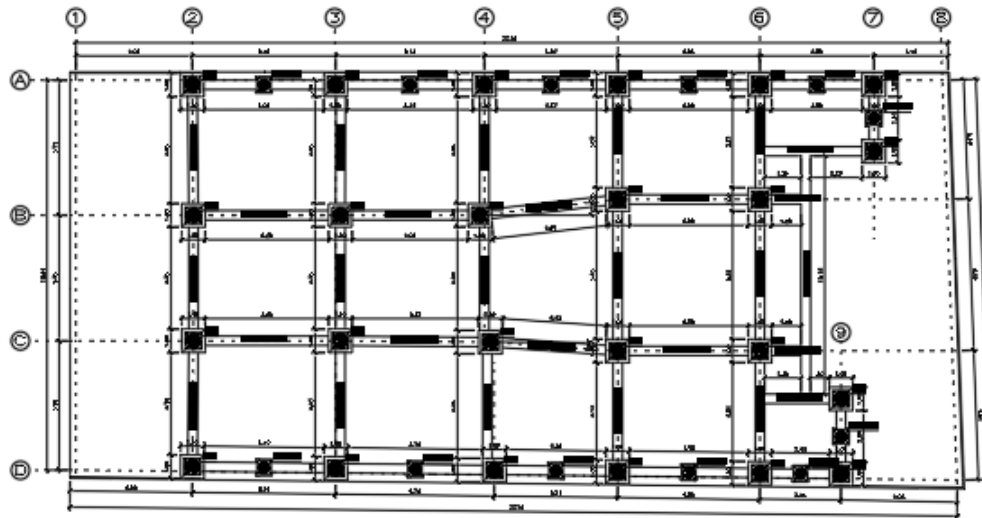


Diámetro de doblado

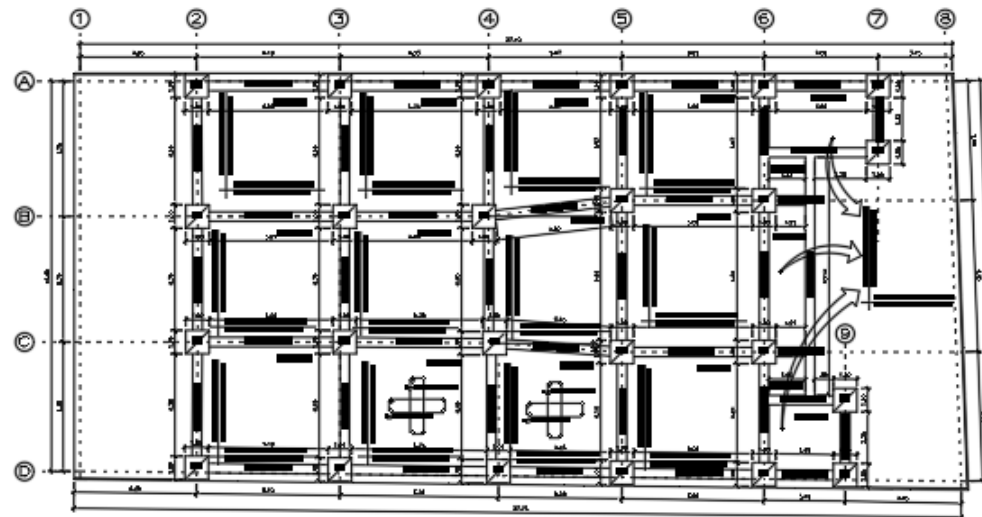


Detalles de gancho y dobles

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR AISLAMIENTO SISMICO RESIDENCIAL ROSAS DEL VALLE			
PROYECTISTA DE INVESTIGACIÓN: DR. GUTIERREZ VARGAS, LEOPOLDO		RESPONSABLE: BERNARDO AZAÑA, WILMER RAMIRO DÓNEZ PAQUILLA, MIGUEL ANGELO	
UBICACIÓN: CARR. ROSAS DEL VALLE No. 7, Lotes 1-3, TLL			
FECHA: SEPTIEMBRE 2024	LUGAR: MURCIA M.C.F.P.	PROYECTO: ISAPAGE	HOJA: E-02



PLANO TÉCNICO / UBICACIÓN DE ANCLAJES Y DOBLAZANTES

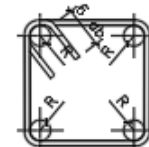


PLANO TÉCNICO / ARMADO DE REFORZOS EN LISA MANEJA

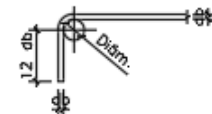
DIÁMETRO INTERIORES MÍNIMOS DE DOBLADO

Diámetro de las barras	Diámetro interiores de doblado
Ø 1/2" a Ø 1"	4 db
Ø 1 1/4" a Ø 1 3/4"	5 db
Ø 2 1/4" a Ø 2 1/2"	6 db

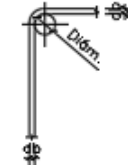
Extremo con doblado a 135°



El gancho estándar con doblado de 90°

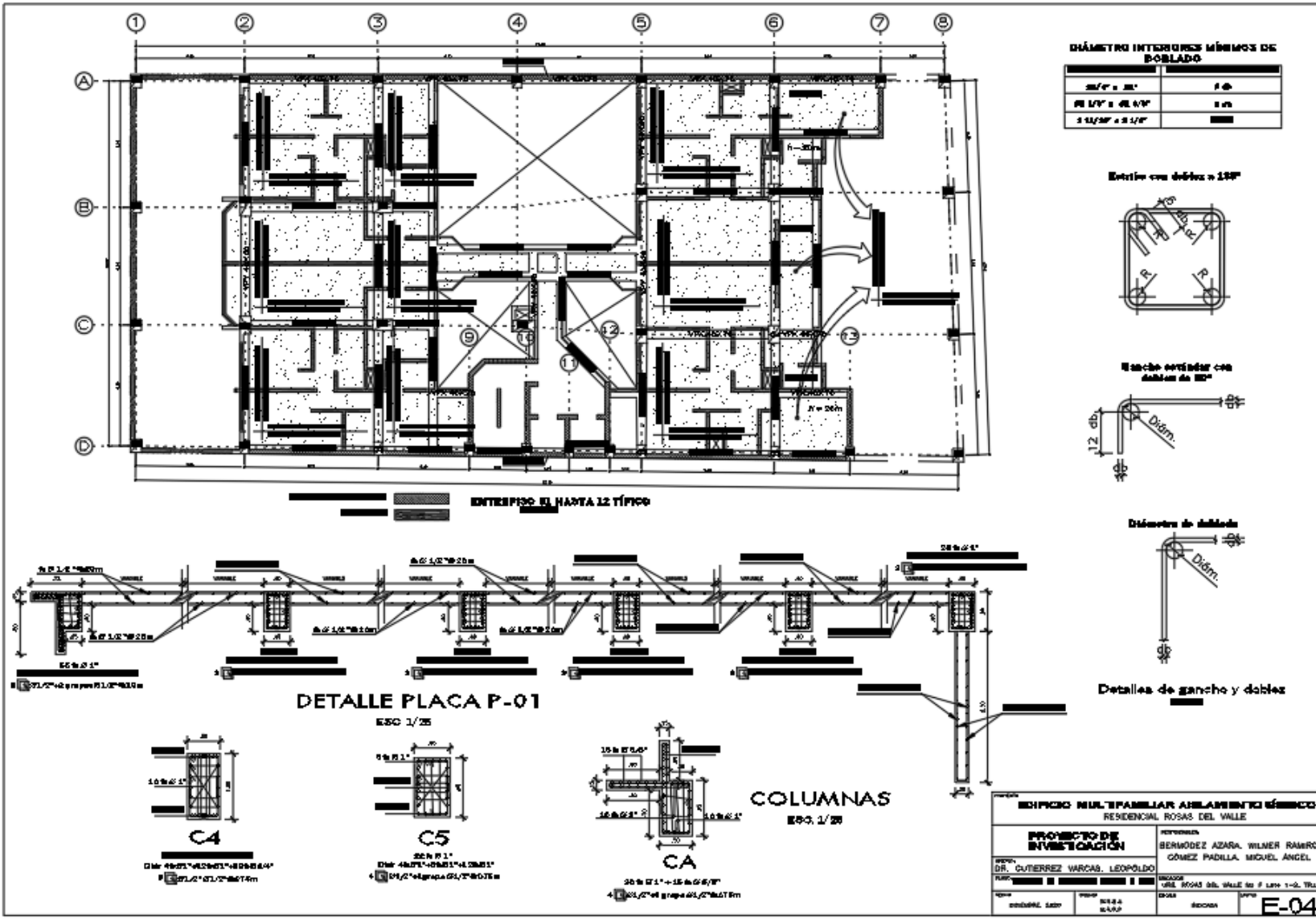


Diámetro de doblado



Detalles de gancho y doblado

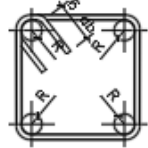
EDIFICIO MULTIFAMILIAR ANCLAMIENTO MÉTRICO RESIDENCIAL ROSAS DEL VALLE			
PROYECTO DE INVERSIÓN		REVISORAS: BERNÁNDEZ AZARA, WILMER RAMIRO GÓMEZ PADILLA, MIGUEL ÁNGEL	
AUTORA: DR. CUTIÉRRIZ VARGAS, LEOPOLDO		CLIENTE: SRO. ROSAS DEL VALLE No F 104 1-1, S.A.	
ESCALA: GENERAL: 1:100	FECHA: 04.04.2017	CANTON: ROSAS DEL VALLE	PLAN: E-03



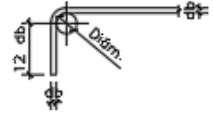
DIÁMETRO INTERIORES MÍNIMOS DE BOLLADO

20' x 20'	1 Ø
20' x 20' a 40' x 40'	2 Ø
40' x 40' a 60' x 60'	3 Ø

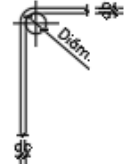
Entre con dobles a 180°



Gancho exterior con dobles de 90°

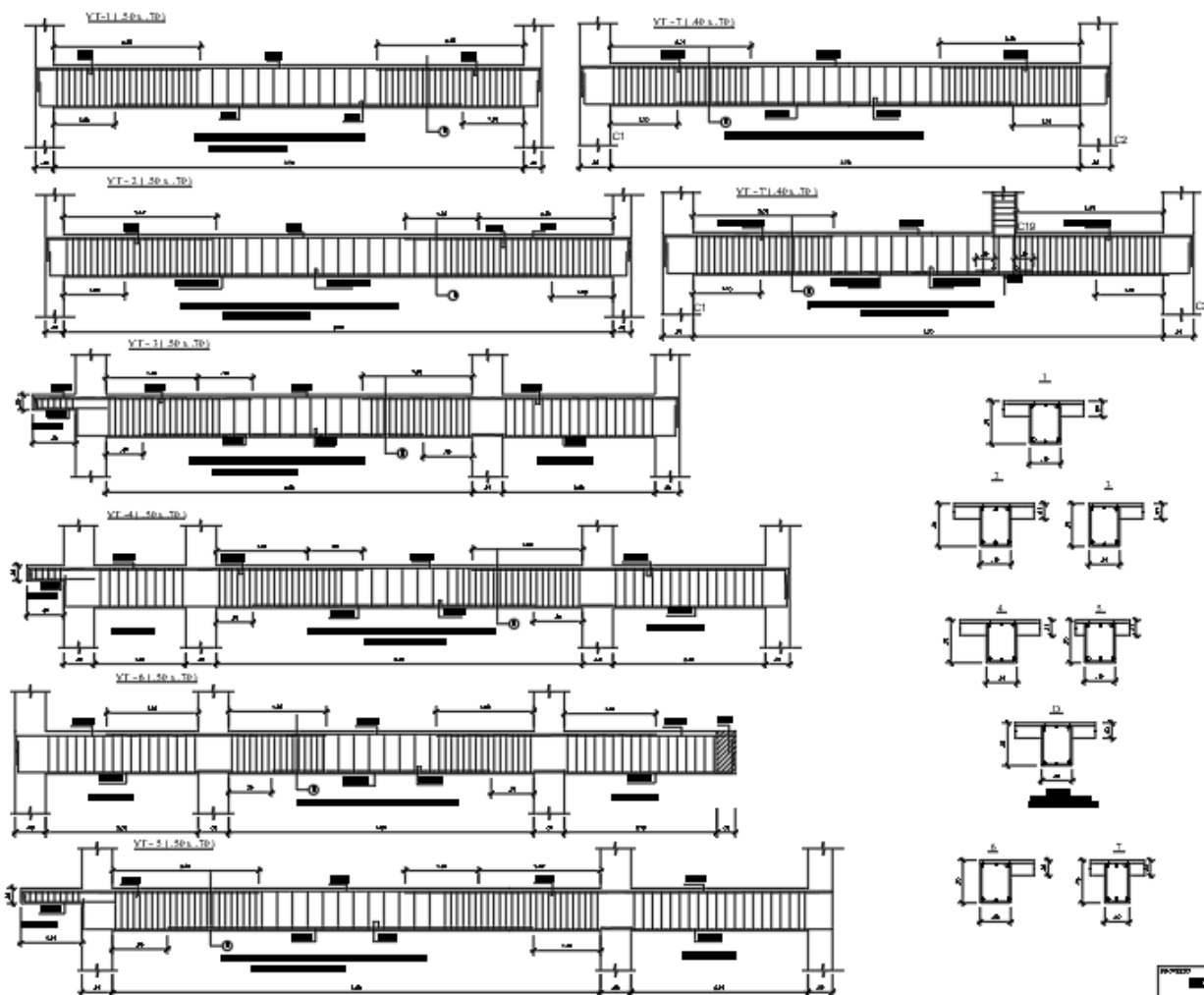


Diámetro de dobles



Detalles de gancho y dobles

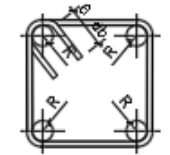
EDIFICIO MULTIFAMILIAR ANILABENKI MÉRICO RESIDENCIAL ROSAS DEL VALLE	
PROYECTO DE INVESTIGACIÓN	INVESTIGADOR BERMÚDEZ AZARA, WILMER RAMIRO GÓMEZ PADILLA, MIGUEL ÁNGEL
RESPONSABLE DR. CUTIÉREZ VARGAS, LEOPOLDO	UBICACIÓN URB. ROSAS DEL VALLE en F. Lote 1-0, Tr. 1
FECHA 05/08/2017	ESCALA 1:50
DISEÑADOR EMMY	PLAN E-04



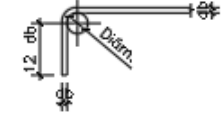
DIÁMETRO INTERIORES MÍNIMOS DE DOBLADO

Clasificación de las barras	Diámetro mínimo de doblado
32, 36 y 42	4 di
28, 30 y 33	6 di
12, 16 y 20	12 di

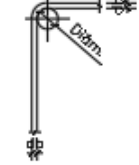
Estirpe con doblado a 135°



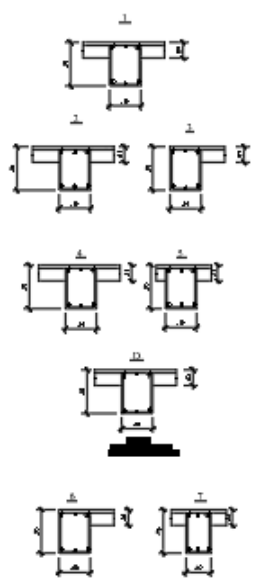
Geometría cónica con doblado de 90°



Diámetro de doblado

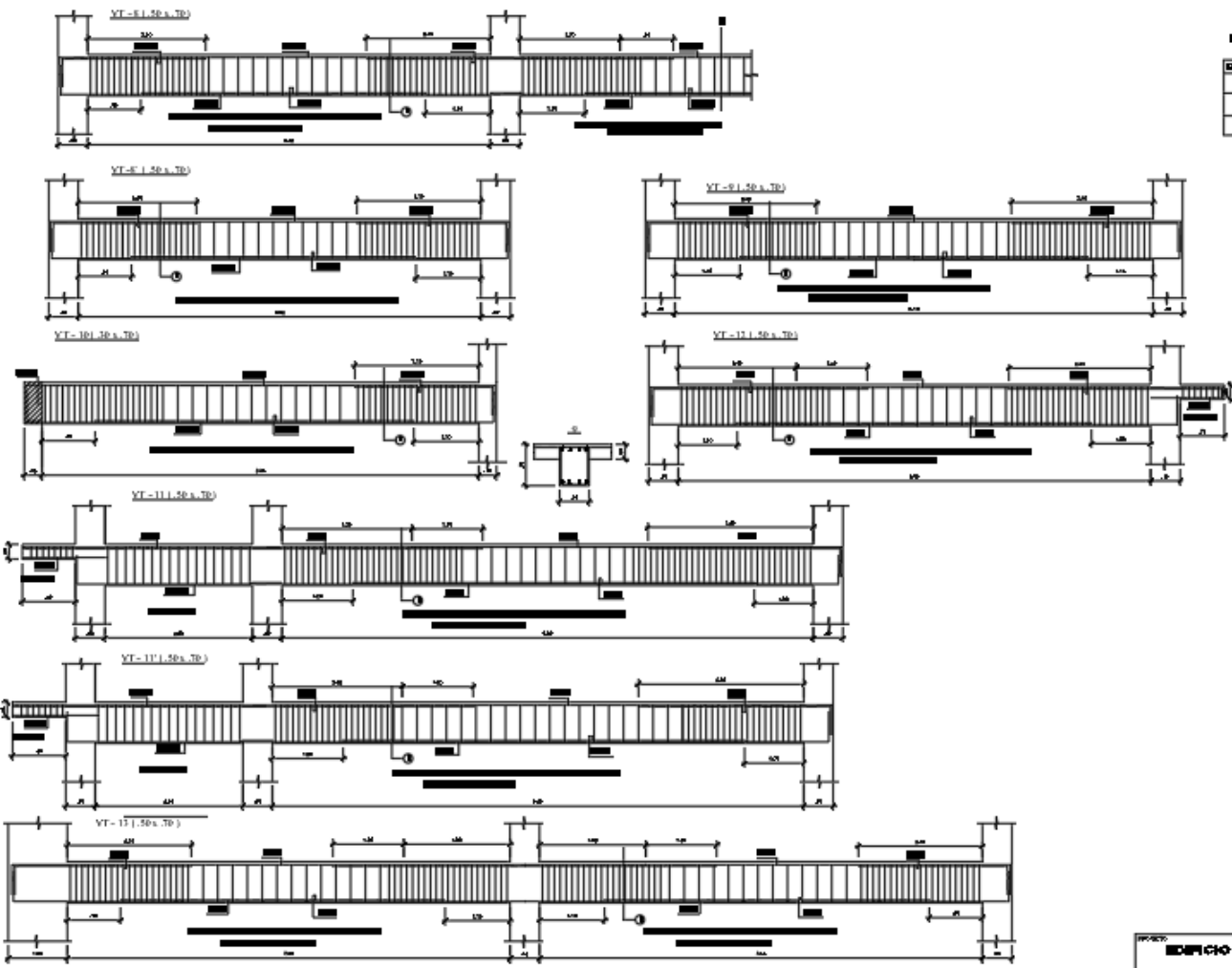


Detalles de gancho y dobles



DETALLE VIGAS
260 6/1

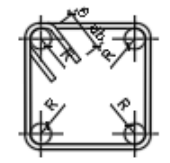
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR APLANAMIENTO URBANICO RESIDENCIAL ROSAS DEL VALLE			
PROYECTO DE INSTRUMENTACIÓN		Elaborado por: BERMÚDEZ AZAÑA, WILMER RAIRRO DÉNEZ PADILLA, MIGUEL ANSEL	
DISEÑO: DR. GUTIERREZ VARGAS, LEOPOLDO		LUGAR: URB. ROSAS DEL VALLE 1ra F. Loja - Ecuador, TNA	
Fecha: 08/08/2018	Escala: 1:50	Hoja: 05	E-05



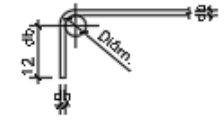
DIÁMETRO INTERIORES MÍNIMOS DE DOBLADOS

Ángulo de los brazos	Diámetro mínimo de doblado
45°/90° > 60°	3d
90°	4d
135°	5d

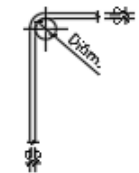
Estrecho con doblado a 135°



Detalle de gancho con doblado a 90°



Diámetro de doblado



Detalle de gancho y dobles

DETALLE VIGAS
ESP. 6/2

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR AISLAMIENTO SISMICO RESIDENCIAL ROSAS DEL VALLE			
PROYECTO DE INVESTIGACIÓN		ADM-00010	
DR. GUTIERREZ VARGAS, LEOPOLDO		BERMÚDEZ AZARÁ, WILMER RAMIRO GÓMEZ PADILLA, MACUEL ÁNGEL	
Punto: [REDACTED]		MUNICIPIO: URB. ROSAS DEL VALLE No. 7 Lote 1-1-2, 761.	
Fecha: DICIEMBRE, 2014	Edición: VARIAS	País: NICARAGUA	Hoja: E-06

PARÁMETROS SÍSMICOS PARA DISEÑO

SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:

DIRECCIÓN XX: MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO APOYADO SOBRE AISLADORES.

DIRECCIÓN YY: DUAL DE CONCRETO ARMADO APOYADO SOBRE AISLADORES.

CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL:

EN PLANTA: REGULAR
EN ALTURA: REGULAR

PARÁMETROS DEL ESPECTRO DE DISEÑO:

FACTOR DE ZONA: $Z_4 = 0.45g$
FACTOR DE USO: $U = 1.0$ (EDIFICACIÓN AISLADA)
PARÁMETRO DE SUELO: $S_2 = 1.05$; $T_p = 0.60\text{seg}$; $T_l = 2.00\text{seg}$
FACTOR DE REDUCCIÓN PARA LOS DISPOSITIVOS: $R = 1$
FACTOR DE REDUCCIÓN PARA LA SUPERESTRUCTURA: $R = 1$

DERIVA MÁXIMA DE ENTREPISO PARA EL SISMO MÁXIMO CONSIDERADO (SMC)

DRIFT X-X = 0.268/1000

DRIFT Y-Y = 3.710/1000

RECUBRIMIENTOS PARA ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

LOSA DE CIMENTACIÓN	Sup. 5cm, Inf. 7.5cm (Sobre solado más membrana de protección)
MUROS DE SÓTANO	3cm (Sobre solado más membrana de protección)
COLUMNAS	4cm
VIGAS PERALTADAS	4cm
VIGAS CHATAS	4cm
LOSA MACIZA (SUPERESTRUCTURA)	2.5cm
LOSA MACIZA (SUBESTRUCTURA)	2.5cm
PEDESTAL	4cm
CAPITEL	4cm
ESCALERA (RAMPA Y DESCANSO)	2.5cm
RAMPA DE ESTACIONAMIENTO	2.5cm

COMENTARIOS GENERALES

- ESTOS PLANOS DEBEN SER LEIDOS Y COMPLEMENTADOS CON LOS PLANOS DE LAS OTRAS ESPECIALIDADES DEL PROYECTO.
- ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS, Y DE EXISTIR CUALQUIER DISCREPANCIA REPORTARLA OPORTUNAMENTE A LA INGENIERIA ESTRUCTURALISTA.
- LOS MATERIALES Y LA MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS INDICADOS EN LAS EDICIONES VIGENTES DE LOS REGLAMENTOS RELEVANTES PARA EL PERÚ.

PROPIEDADES TÉCNICAS DE AISLADORES Y DESLIZADORES

PROPIEDADES DINÁMICAS DE AISLADORES Y DESLIZADORES

TIPO	Qd (tn) Lower Bound	Kd (tn/m) Lower Bound	Ka (tn/m) Lower Bound	Fy (ton) Lower Bound	Dm (m) Lower Bound	Dm (m) EDDSE Lower Bound	Dm (m) EMMSE Lower Bound	Wt(100m) (t/m) Lower Bound	Wt(100m) (t/m) Upper Bound	Pu (tn)
LRB	12.47	90.04	595.45	14.91	0.8952	0.4084	0.2831	117.11	18.00	275.32
SD-01	41.21	-----	-----	31.23	0.8952	0.4084	0.2831	41.67	64.00	275.32

TIPO	Qd (tn) Nominal	Kd (tn/m) Nominal	Ka (tn/m) Nominal	Fy (ton) Nominal	Dm (m) Nominal	Dm (m) EDDSE Nominal	Dm (m) EMMSE Nominal	Wt(100m) (t/m) Nominal	Wt(100m) (t/m) Upper Bound	Pu (tn)
LRB	14.21	94.81	746.16	16.92	0.3603	0.4693	0.3496	142.30	18.14	276.32
SD-01	31.52	-----	-----	31.52	0.3603	0.4693	0.3496	41.67	64.00	276.32

TIPO	Qd (tn) Upper Bound	Kd (tn/m) Upper Bound	Ka (tn/m) Upper Bound	Fy (ton) Upper Bound	Dm (m) Upper Bound	Dm (m) EDDSE Upper Bound	Dm (m) EMMSE Upper Bound	Wt(100m) (t/m) Upper Bound	Wt(100m) (t/m) Lower Bound	Pu (tn)
LRB	22.15	112.34	899.44	24.89	0.4023	0.3822	0.3902	179.00	21.94	276.32
SD-01	31.52	-----	-----	31.52	0.4023	0.3822	0.3892	41.67	64.00	276.32

DETALLES PARA EL SISTEMA DE AISLAMIENTO

- LOS AISLADORES Y DESLIZADORES SÍSMICOS CORRESPONDEN A LA MARCA DYNAMIC ISOLATION SYSTEMS Y DEBEN CUMPLIR CON LAS PROPIEDADES MOSTRADAS Y CON LAS TOLERANCIAS DADAS EN LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.
- LOS AISLADORES SÍSMICOS SERÁN DE CAUCHO NATURAL CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB).
- (*) (**) LAS DIMENSIONES DE LOS AISLADORES Y DESLIZADORES SON REFERENCIALES Y PUEDEN VARIAR SEGÚN EL PROVEEDOR, CUMPLIÉNDOSE SIEMPRE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DADAS EN LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y MEMORIAS DE CÁLCULO.

DIMENSIONES DE LOS DESLIZADORES SÍSMICOS (**)

TIPO	Cantidad	N° de Pares	H (mm)	L (mm)	L (mm)	L (mm)	L (mm)	S (mm)	Rob # (mm)
SD-01	12	4	300	22	600	215	90	-----	60

4). LA EDIFICACIÓN AISLADA TIENE UN SOLO NIVEL DE AISLAMIENTO: EL NIVEL DE AISLAMIENTO ESTÁ A +1.40m DEL NIVEL HASTA EL NIVEL +4.12m.

5). LOS AISLADORES Y DESLIZADORES SE APOYARÁN SOBRE PEDESTALES UBICADOS EN EL EXTREMO SUPERIOR DE LAS COLUMNAS DEL SÓTANO PRÓXIMO AL PRIMER ENTREPISO.

6). CADA TIPO DE AISLADOR SE INDICA EN LAS PLANTAS DE LOS ENCOFRADOS DEL PISO TÉCNICO.

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR AISLAMIENTO SÍSMICO RESIDENCIAL ROSAS DEL VALLE			
PROYECTO DE INVESTIGACIÓN		COORDINADO: BERNARDO AZARÁ, WILMER RAMIRO GÓMEZ PADILLA, MIGUEL ÁNGEL	
REALIZADO: DR. GUTIERREZ VARGAS, LEOPOLDO	REVISADO: VERA ROSAS DEL VALLE 99 F. 019 I - E. 010.		
FECHA: 14/06/2020	ESTADO: B.S.S.A. CALIFICADO	SECCION: 01/0004	HOJA: E-07

ESPECIFICACIONES PARA ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

PLATEA DE CIMENTACIÓN:

$f_c=420\text{kg/cm}^2$ (RELACION MÁXIMA DE A/C: 0.48)

EN TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONTACTO CON EL TERRENO SE UTILIZARÁ CEMENTO TIPO V LA LOSA DE CIMENTACIÓN IRA APOYADA EN UNA CAPA DE 20cm. DE UN MATERIAL GRANULAR SELECCIONADO COMPACTADO AL 100% DE LA MÁXIMA DENSIDAD SECA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO EN CAPAS DE NOMAS 10cm.

COLUMNAS

$f_c=420\text{kg/cm}^2$ (PARA TODAS LAS COLUMNS)

PEDESTAL Y CAPITEL

$f_c=420\text{kg/cm}^2$

VIGAS PERALTADAS Y CHATAS

$f_c=420\text{kg/cm}^2$

LOSAS MACIZAS

$f_c=420\text{kg/cm}^2$

CONCRETO CON FIBRA SINTÉTICA TIPO SIKAFIBER PE O SIMILAR CON DOSIFICACIÓN DE 900 gr/m³

SOLADO (ESPESOR 20cm EN TODO ELEMENTO ESTRUCTURAL EN CONTACTO CON EL SUELO)

$f_c=100\text{kg/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO

$f_y=4200\text{kg/cm}^2$

ALBANELERIA

Ladrillo Macizo TIPO IV

$f_m=45\text{kg/cm}^2$

TIPO DE MORTERO 1:4

JUNTAS ENTRE HILADAS DE 1cm

DIMENSIONES DE LA UNIDAD DE ARCILLA DE 13cmx24cmx9cm

MEMBRANA PARA PROTECCIÓN DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN

UBICADA ENTRE EL SOLADO Y LA LOSA DE CIMENTACIÓN, MEMBRANA TIPO SIKAPROOF DE 1.5mm MÁS PRUEBAS DE GRADO DE PERMEABILIDAD

ESPECIFICACIONES PARA ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS SE HA CONSIDERADO:

ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN: EL SISTEMA DE CIMENTACIÓN POR DEBAJO DEL NPT -4.40 SE APOYARÁ SOBRE UN SUELO SM (ARENA MAL GRADUADA)

PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN:

30cm

PRESIÓN ADMISIBLE:

1.20kg/cm² (EN CONDICIÓN NATURAL)

SUELO SEGÚN NORMAL E-030 SISMORRESISTENTE:

Perfil tipo S2 - Suelos Intermedios
Tp: 0.6seg, Tl=2.0seg, Z=0.45g, S2=1.05

AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN:

MODERADA

NAPA FREÁTICA:

DETECTADA A 6.20m

EN LA ETAPA DE LA CONSTRUCCIÓN SE DEBE VERIFICAR EL CÁLCULO DEL PESO DE LA ESTRUCTURA EL CUAL DEBE CONTRARRESTAR EL EFECTO DEL EMPUJE DE LA NAPA FREÁTICA. EL F.S. A CONSIDERAR ES DE 1.30

LICUACIÓN:

NO OCURRENCIA DEL FENÓMENO DE LICUACIÓN

PARÁMETROS REPRESENTATIVOS DEL SUELO:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA:

$\phi = 28^\circ$

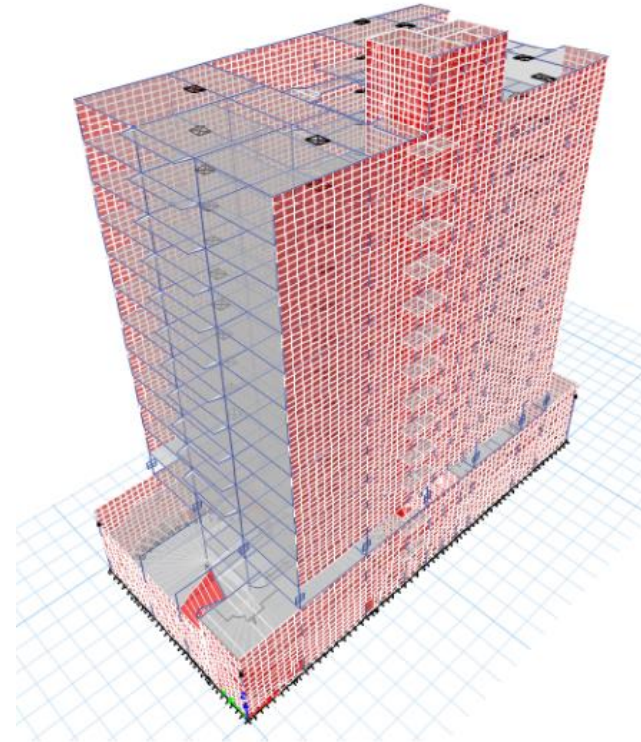
COEFICIENTE DE EMPUJE DE TIERRAS ACTIVO ESTÁTICO

$K_a = 0.39$

PESO VOLUMÉTRICO DEL SUELO

$\gamma = 1.80 \text{ ton/m}^3$

MEJORA DE SUELO CON CEMENTO EN CANTIDAD DE 300kg/cm² A 350kg/cm² DE CEMENTO COMPACTADO CADA 20cm, EN UNA PROFUNDIDAD A -2.00m POR DEBAJO DEL NIVEL DE DI, ESPECIFICADO EN EL EMS.



MODELO TRIDIMENSIONAL CON AISLADORES SÍSMICOS LRB

EDIFICIO MULTIFAMILIAR ANILAMINATO CÉNTRICO	
RESIDENCIAL ROSAS DEL VALLE	
PROYECTO DE INVENTARIACIÓN	RESPONSABLE: BERNARDO AZARA WILNER RAIBERO CÓDIGO PADILLA, MIGUEL ÁNGEL
AUTOR: DR. GUTIERREZ VARGAS, LEOPOLDO	UBICACIÓN: CALLE ROSAS DEL VALLE # 1000 1-3. TRU.
FECHA: DICIEMBRE, 2014	OTRO: INDICADA
NÚMERO: NÚMERO 002	E-08

4.2 Diseño estructural con aisladores sísmicos:

4.2.1 Predimensionamiento estructural:

4.2.1.1 Predimensionamiento de losa maciza en ambos sentidos:

- Losa maciza (sótanos):

Luz mayor del vano: 8.36 m
Coeficiente: 40
hlosa: 0.21 m

Lx: 8.36 m
Ly: 6.45 m
Perímetro del paño: 29.62 m
Coeficiente: 180
hlosa: 0.17 m

hlosa: 0.20 m

- Losa maciza (superestructura):

Luz mayor del
vano: 5.6 m
Coeficiente: 40
hlosa: 0.14 m

Lx: 5.6 m
Ly: 4.85 m
Perímetro del
paño: 20.9 m
Coeficiente: 180
hlosa: 0.12 m

hlosa: 0.15 m

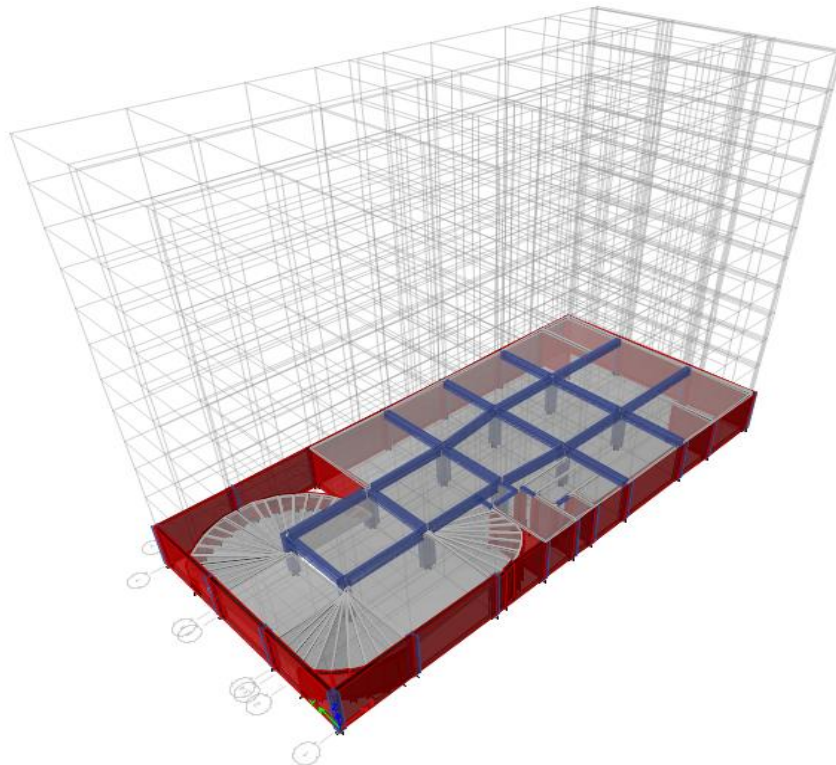
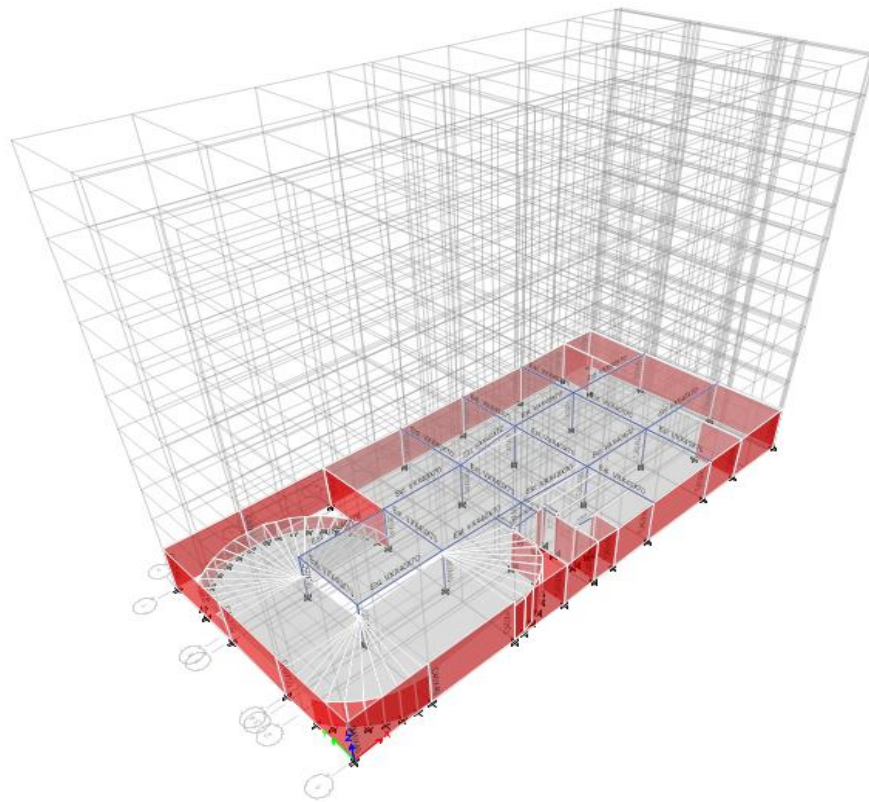


Figura 34 Predimensionamiento de losa maciza grafico 2

4.2.1.2 Predimensionamiento de vigas:

- Vigas en estacionamiento (sótano):

VXX:

Luz e/e: 7.83 m
Coeficiente: 12
hvigax: 0.65 m
bvigax: 0.40 m

USAR:

hvigaxx:	0.70 m
bvigaxx:	0.40 m

VYY:

Luz e/e: 5 m
Coeficiente: 12
hvigay: 0.42 m
bvigay: 0.40 m

USAR:

hvigayy:	0.50 m
bvigayy:	0.40 m

- Vigas en superestructuras:

VXX:

Luz e/e: 5.65 m
Coeficiente: 12
hvigax: 0.47 m
bvigax: 0.40 m

USAR:

hvigaxx:	0.50 m
bvigaxx:	0.40 m

VYY:

Luz e/e: 5.8 m
Coeficiente: 12
hvigay: 0.48 m

bviga: 0.40 m

USAR:

hvigayy:	0.50 m
bvigayy:	0.40 m

MODELO TRIDIMENSIONAL EN ETABS

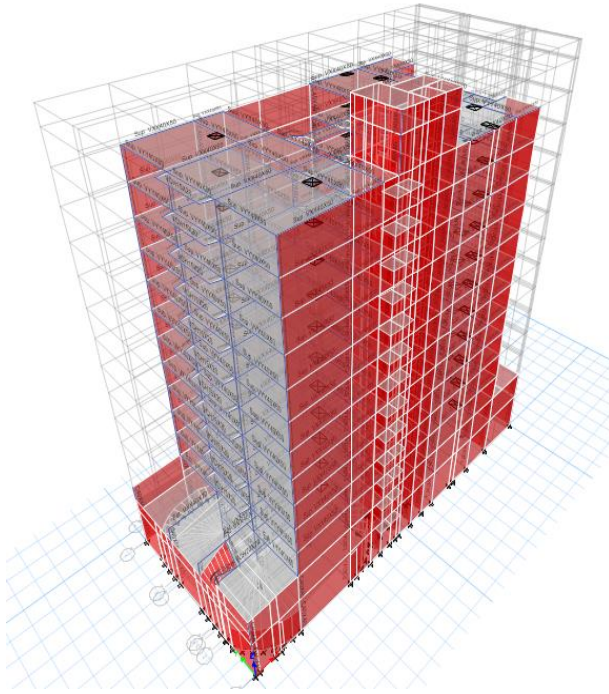


Figura 35 Modelo tridimensional en ETABS grafico 1

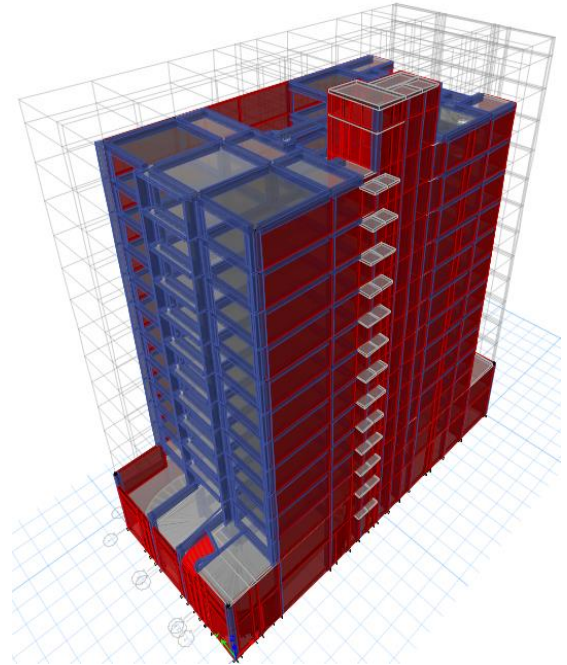


Figura 36 Modelo tridimensional en ETABS grafico 2

4.2.1.3 Predimensionamiento de columnas:

$$\phi P_n \max = 0.80 \phi P_{on} = 0.80 \phi [0.85 f'c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$A_g = P_s * 1.5 / (0.80 * \phi * 0.85 * A_g * (f'c * (1 - r_o) + f_y * r_o))$$

$\phi =$	0.7
$r_o =$	0.02
$f'c =$	2800 ton/m ²
$f_y =$	42000 ton/m ²
$A_g =$	Área requerida m ²

Se modelaron las dimensiones planteadas en el archivo Cad (.dwg) para obtener las cargas axiales de servicio.

4.2.1.4 Predimensionamiento de rampa de escalera:

Luz libre: 1.75 m CP: 0.18 m
 Coeficiente: 20 P: 0.25 m

USAR:

g:	0.10 m
-----------	--------

hm:	0.12 m
-----	--------

USAR:

hm:	0.15 m
------------	--------

El espesor del descanso será equivalente al de la rampa, $t = 0.15$

4.2.2 Metrado de cargas:

4.2.2.1 Consideraciones para aplicación de cargas muertas:

- Carga muerta adicional:

CMa: Para piso terminado con espesor de 5cm

Piso terminado:	100	kgf/m ²
------------------------	------------	--------------------

CMa: Peso de tabiquería en los demás pisos:

Peso unitario de tabiquería:	1350	kgf/m ³
Hmuro:	2.7	m
Longitud total de tabiquería:		
	45.66	m tabaquería colocada en bloques simétricos (zona izquierda)
	35.39	m tabiquería exterior colocada sin simetría (zona izquierda)
	74.52	m tabaquería colocada en bloques simétricos (zona derecha)
	18.1	m tabiquería exterior colocada sin simetría (zona derecha)
Espesor del muro:	0.15	m

Peso total de tabiquería:	94954.07	kgf
Área total de entrepiso:		
	164.57	m2 Área izquierda
	163.62	m2 Área derecha

CMa:

Ptabique (/m2):	289.32	kgf/m2
------------------------	---------------	--------

 Peso de parapeto en la zona de transición de ambos bloques:

Peso unitario: 1350 kgf/m3
 Espesor del muro: 0.15 m
 Hmuro: 1.2 m

Pparapeto:	243 kgf/m
-------------------	------------------

CMa: Peso de parapeto sobre los entrepisos de sótanos:

Peso unitario: 1350 kgf/m3
 Espesor del muro: 0.2 m
 Hmuro: 0.9 m

Pparapeto:	243 kgf/m
-------------------	------------------

Peso unitario: 1350 kgf/m3
 Espesor del muro: 0.2 m
 Hmuro: 0.5 m

Pparapeto:	135 kgf/m
-------------------	------------------

Peso unitario: 1350 kgf/m3
 Espesor del muro: 0.15 m
 Hmuro: 2.7 m

Muro completo:	546.75 kgf/m
-----------------------	---------------------

Peso unitario: 1350 kgf/m3
 Espesor del muro: 0.15 m
 Hmuro: 1.8 m

Alfeizar V11	364.5 kgf/m
---------------------	--------------------

Peso unitario:	1350 kgf/m ³
Espesor del muro:	0.15 m
Hmuro:	0.4 m

Alfeizar V2	81 kgf/m
--------------------	-----------------

Peso unitario:	1350 kgf/m ³
Espesor del muro:	0.15 m
Hmuro:	0.4 m

Alfeizar V5	81 kgf/m
--------------------	-----------------

CMA: Peso de parapeto en azotea:

Peso unitario:	1350 kgf/m ³
Espesor del muro:	0.15 m
Hmuro:	1 m

Pparapeto:	202.5 kgf/m
-------------------	--------------------

4.2.2.2 Consideraciones para aplicación de cargas vivas:

- Carga viva:

CV: Según Reglamento E.020 "Cargas": (La sobrecarga en estacionamientos sera de 400kgf/m² conforme a la carga puntual dada por una gata hidráulica)

Edificaciones:	Superestructura	200	kgf/m ²
Edificaciones:	Estacionamientos	400	kgf/m ²

CVt: Según Reglamento E.020 "Cargas":

Carga viva de techo mínima:	100	kgf/m ²
-----------------------------	------------	--------------------

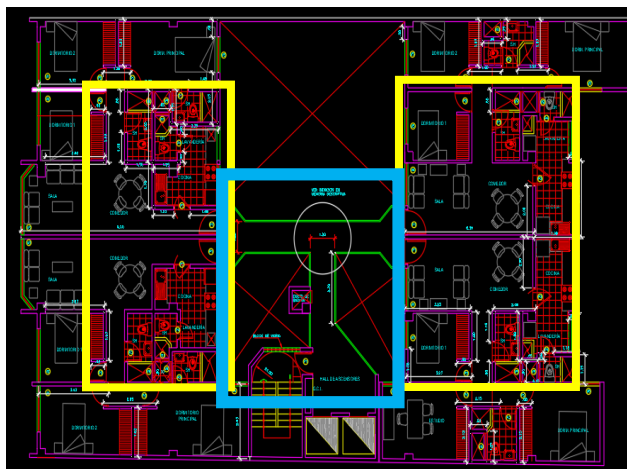


Figura 37 Tabiquería en bloques simétricos

AMARILLO: Tabiquería en los bloques simétricos, tanto en la zona derecha como en la izquierda.

CELESTE: Consideraciones de parapeto de borde en la zona de transición entre los bloques.

4.2.3 Masas participativas:

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		seg												
Modal	1	0.961	8.43E-07	0.5844	0	8.43E-07	0.5844	0	0.4817	0	0.0002	0.4817	0	0.0002
Modal	2	0.254	0.0827	0.0025	0	0.0827	0.5868	0	0.0053	0.0607	0.4909	0.487	0.0607	0.4911
Modal	3	0.226	0.0789	0.1317	0	0.1615	0.7186	0	0.1085	0.0506	0.0002	0.5955	0.1113	0.4913
Modal	4	0.218	0.4929	0.0151	0	0.6544	0.7337	0	0.0097	0.3047	0.0842	0.6052	0.416	0.5755
Modal	5	0.1	3.43E-05	0.0605	0	0.6545	0.7942	0	0.0575	6.76E-06	0.0013	0.6627	0.416	0.5769
Modal	6	0.073	0.0429	0.0008	0	0.6973	0.7951	0	0.0006	0.0645	0.1048	0.6632	0.4805	0.6817
Modal	7	0.066	0.1379	4.07E-05	0	0.8352	0.7951	0	0.0001	0.2162	0.032	0.6634	0.6968	0.7137
Modal	8	0.061	0.0009	0.0437	0	0.8361	0.8388	0	0.0558	0.0011	0.0001	0.7192	0.6979	0.7138
Modal	9	0.044	1.11E-05	0.0406	0	0.8361	0.8794	0	0.0575	1.03E-06	1.84E-05	0.7767	0.6979	0.7138
Modal	10	0.04	0.0022	0.0001	0	0.8383	0.8795	0	0.0001	0.0031	0.0026	0.7768	0.7009	0.7165
Modal	11	0.039	0.0185	0.0009	0	0.8567	0.8804	0	0.0012	0.0256	0.0338	0.7779	0.7265	0.7502
Modal	12	0.036	0.0456	0.0002	0	0.9024	0.8805	0	0.0004	0.0657	0.0178	0.7783	0.7922	0.7681
Modal	13	0.035	0.0021	0.0378	0	0.9045	0.9183	0	0.0595	0.0029	0.0009	0.8378	0.7951	0.769
Modal	14	0.031	0.0168	0.002	0	0.9213	0.9203	0	0.0032	0.0319	0.0078	0.8411	0.827	0.7768
Modal	15	0.029	0.0005	0.0218	0	0.9218	0.9421	0	0.0374	0.0009	0.0003	0.8784	0.8279	0.7771
Modal	16	0.027	0.0008	0.0034	0	0.9227	0.9455	0	0.0058	0.0019	0.0369	0.8843	0.8299	0.8141
Modal	17	0.027	0.0011	0.0015	0	0.9237	0.947	0	0.0025	0.0024	0.0125	0.8868	0.8322	0.8265
Modal	18	0.026	0.0369	3.35E-05	0	0.9606	0.947	0	3.85E-05	0.0745	0.0028	0.8868	0.9067	0.8293
Modal	19	0.025	0.0002	0.0106	0	0.9609	0.9577	0	0.0198	0.0005	0.0005	0.9067	0.9072	0.8298
Modal	20	0.023	0.0001	0.0001	0	0.961	0.9578	0	0.0002	0.0001	0.0006	0.9068	0.9073	0.8304

Modo	Periodo	UX %	UY %	RZ %	Sum UX %	Sum UY %	Sum RZ %
	seg						
1	0.961	0.00	0.58	0.00	0.00	58.44	0.02
2	0.254	0.08	0.00	0.49	8.27	58.68	49.11
3	0.226	0.08	0.13	0.00	16.15	71.86	49.13
4	0.218	0.49	0.02	0.08	65.44	73.37	57.55
5	0.100	0.00	0.06	0.00	65.45	79.42	57.69
6	0.073	0.04	0.00	0.10	69.73	79.51	68.17
7	0.066	0.14	0.00	0.03	83.52	79.51	71.37
8	0.061	0.00	0.04	0.00	83.61	83.88	71.38
9	0.044	0.00	0.04	0.00	83.61	87.94	71.38
10	0.040	0.00	0.00	0.00	83.83	87.95	71.65
11	0.039	0.02	0.00	0.03	85.67	88.04	75.02
12	0.036	0.05	0.00	0.02	90.24	88.05	76.81
13	0.035	0.00	0.04	0.00	90.45	91.83	76.90
14	0.031	0.02	0.00	0.01	92.13	92.03	77.68
15	0.029	0.00	0.02	0.00	92.18	94.21	77.71
16	0.027	0.00	0.00	0.04	92.27	94.55	81.41
17	0.027	0.00	0.00	0.01	92.37	94.70	82.65
18	0.026	0.04	0.00	0.00	96.06	94.70	82.93
19	0.025	0.00	0.01	0.00	96.09	95.77	82.98
20	0.023	0.00	0.00	0.00	96.10	95.78	83.04

Según Norma E.030 2018

4.6.1. Modos de Vibración

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis y la distribución de las masas.

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

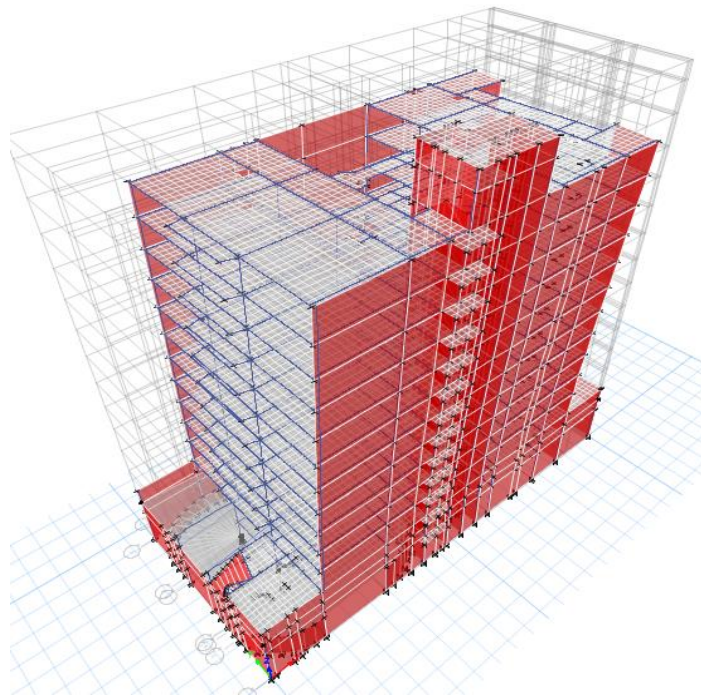


Figura 38 Modo de vibración dirección UY

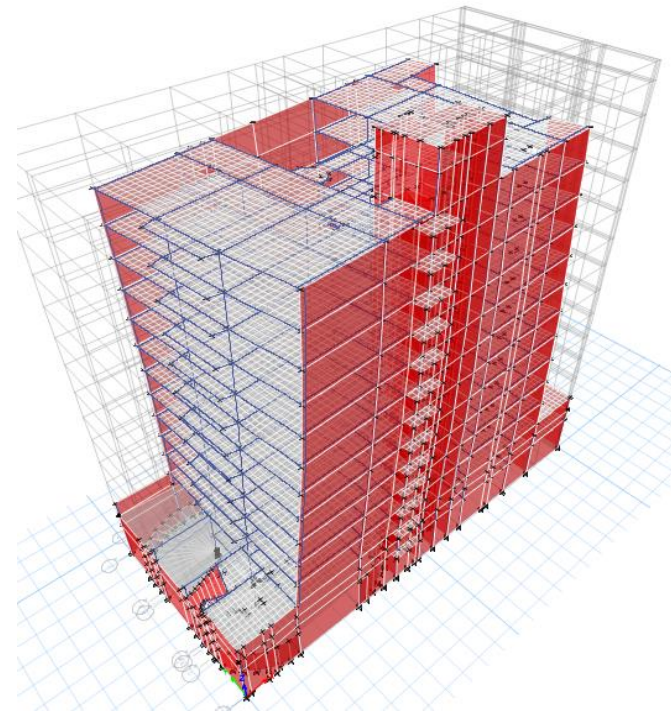


Figura 39 Modo de vibración dirección RZ

MODO	Periodo "T" seg.	DIRECCIÓN
1	0.96	UY

MODO	Periodo "T" seg.	DIRECCIÓN
2	0.25	RZ

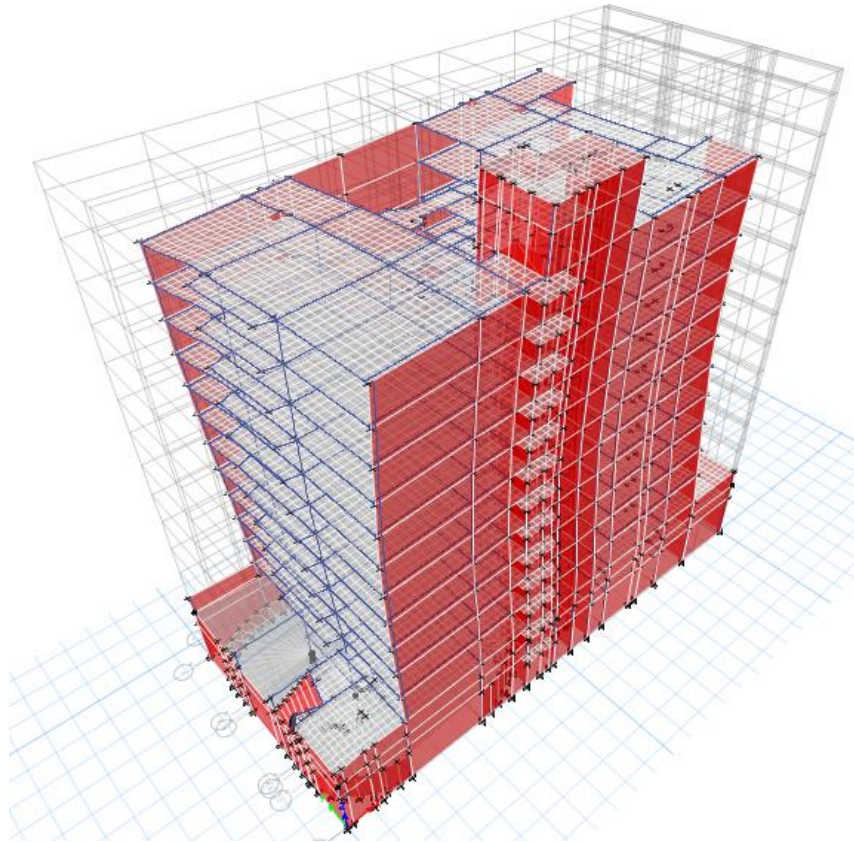


Figura 40 Modo de vibración dirección UX

MODO	Periodo	DIRECCIÓN
	"T" seg.	
4	0.22	UX

4.2.4 Análisis dinámico modal espectral (1era interacción)

DIRECCIÓN XX														
Caso	Modo	Periodo	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		seg												
Modal	1	0.961	0.000	0.584	0.000	0.000	0.584	0.000	0.482	0.000	0.000	0.482	0.000	0.000
Modal	2	0.254	0.083	0.003	0.000	0.083	0.587	0.000	0.005	0.061	0.491	0.487	0.061	0.491
Modal	3	0.226	0.079	0.132	0.000	0.162	0.719	0.000	0.109	0.051	0.000	0.596	0.111	0.491
Modal	4	0.218	0.493	0.015	0.000	0.654	0.734	0.000	0.010	0.305	0.084	0.605	0.416	0.576
Modal	5	0.1	0.000	0.061	0.000	0.655	0.794	0.000	0.058	0.000	0.001	0.663	0.416	0.577
Modal	6	0.073	0.043	0.001	0.000	0.697	0.795	0.000	0.001	0.065	0.105	0.663	0.481	0.682
Modal	7	0.066	0.138	0.000	0.000	0.835	0.795	0.000	0.000	0.216	0.032	0.663	0.697	0.714
Modal	8	0.061	0.001	0.044	0.000	0.836	0.839	0.000	0.056	0.001	0.000	0.719	0.698	0.714
Modal	9	0.044	0.000	0.041	0.000	0.836	0.879	0.000	0.058	0.000	0.000	0.777	0.698	0.714
Modal	10	0.04	0.002	0.000	0.000	0.838	0.880	0.000	0.000	0.003	0.003	0.777	0.701	0.717
Modal	11	0.039	0.019	0.001	0.000	0.857	0.880	0.000	0.001	0.026	0.034	0.778	0.727	0.750
Modal	12	0.036	0.046	0.000	0.000	0.902	0.881	0.000	0.000	0.066	0.018	0.778	0.792	0.768

TX=	0.22	seg
Z=	0.45	g
U=	1	
S, S2=	1.05	
TP=	0.6	seg
TL=	2	seg

Ro=	6	ASUMIENDO MUROS ESTRUCTURALES
la=	1	

Ip=	1
-----	---

RX=	6
-----	---

Factor $X=ZUS \cdot g/R$	0.7725375	
Factor SDXX	4.5	<i>regular</i>



Figura 41 Mapa de diferentes zonas sísmicas en el Perú

4.2.5 Factor de amplificación sísmica:

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

$$\begin{aligned}
 T < T_p & \quad C = 2,5 \\
 T_p < T < T_L & \quad C = 2,5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \\
 T > T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Tabla 2 factores de zona "Z"

Tabla N° 1
FACTORES DE ZONA "Z"

ZONA	Z
4	0.45
3	
2	0.25
1	0.10

Tabla 3 factores de suelo "S"

Tabla N° 3
FACTOR DE SUELO "S"

SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
ZONA				
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 4 Clasificación de los perfiles de suelo

**Tabla N° 3
CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO**

Perfil	V_s	N_{60}	S_u
S ₀	>1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s A 1500 m/s	>50	>100kPa
S ₂	180 m/s A 500 m/s	15 a 50	50kPa a 100kPa
S ₃	<180 m/s	<15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Tabla 5 Factor de suelo "S"

**Tabla N° 3
FACTOR DE SUELO "S"**

SUELO	ZONA			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 6 Categoría de las edificaciones y factor "U"

**Tabla N° 5
CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"**

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guarden patrimonios valiosos como museos o bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: Viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0

D
Edificaciones
Temporales

Construcciones provisionales para depósitos,
casetas y otras similares.

Ver nota 2

Tabla 7 Periodos "Tp" y "Tl"

Tabla N° 4
PERIODOS "TP" Y "TL"
Perfil de suelo

	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Tabla 8 Sistemas estructurales

Tabla N° 7
SISTEMAS ESTRUCTURALES

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R ₀ (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos Dual	8
De muros estructurales	7
Muros de ductilidad limitada	6
Albañilería Armada o Confinada.	4
Madera (Por esfuerzos admisibles)	3
	7

(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplica a estructuras tipo péndulo invertido.

Para construcciones de tierra debe remitirse a la Norma E0.80 "Adobe" del RNE. Este tipo de construcciones no se recomienda en suelos S₃, ni se permite en suelos S₄.

T	C	Sa
0	2.50	1.66
0.1	2.50	1.66
0.2	2.50	1.66
0.3	2.50	1.66
0.4	2.50	1.66
0.5	2.50	1.66
0.6	2.50	1.66
0.7	2.14	1.42
0.8	1.88	1.24
0.9	1.67	1.10
1	1.50	0.99
1.1	1.36	0.90
1.2	1.25	0.83
1.3	1.15	0.76
1.4	1.07	0.71
1.5	1.00	0.66
1.6	0.94	0.62
1.7	0.88	0.58
1.8	0.83	0.55
1.9	0.79	0.52
2	0.75	0.50
2.1	0.68	0.45
2.2	0.62	0.41
2.3	0.57	0.38
2.4	0.52	0.34
2.5	0.48	0.32
2.6	0.44	0.29
2.7	0.41	0.27
2.8	0.38	0.25
2.9	0.36	0.24
3	0.33	0.22
3.1	0.31	0.21
3.2	0.29	0.19
3.3	0.28	0.18
3.4	0.26	0.17
3.5	0.24	0.16
3.6	0.23	0.15
3.7	0.22	0.15
3.8	0.21	0.14
3.9	0.20	0.13
4	0.19	0.12



Artículo 31.- Determinación de Desplazamientos Laterales

31.1. Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

4.1	0.18	0.12
4.2	0.17	0.11
4.3	0.16	0.11
4.4	0.15	0.10
4.5	0.15	0.10
4.6	0.14	0.09
4.7	0.14	0.09
4.8	0.13	0.09
4.9	0.12	0.08
5	0.12	0.08
5.1	0.12	0.08
5.2	0.11	0.07
5.3	0.11	0.07
5.4	0.10	0.07
5.5	0.10	0.07
5.6	0.10	0.06
5.7	0.09	0.06
5.8	0.09	0.06
5.9	0.09	0.06
6	0.08	0.06

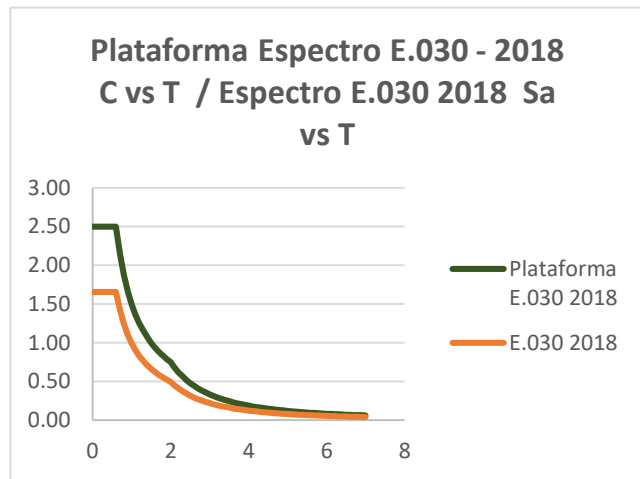


Figura 42 Plataforma espectro E.030 - 2018 C vs T

4.2.6 Derivas: Derivas de SDXX – SDYY

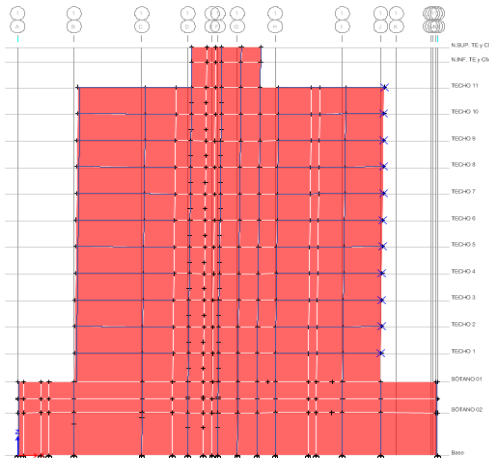
- Derivas (drifts) del sdxx:

Tabla N° 11
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO

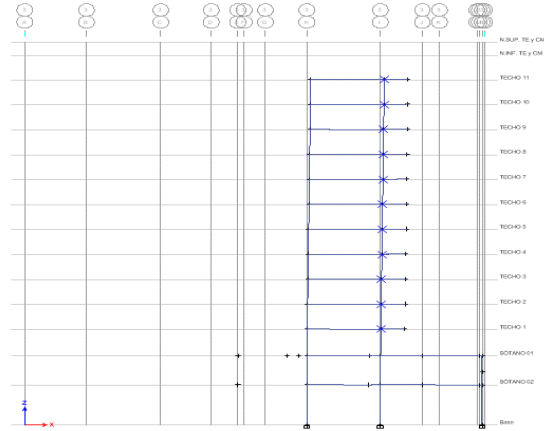
Material Predominante	($\Delta i/h_{ei}$)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificaciones de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Tabla 9 Limites para la distorsion del entrepiso

	DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO XX PÓRTICO 1	ALTURA ENTREPISO	DRITF XX	DRITF MÁX XX	DRIFT MÁX XX > DRITFXX?
PISO 11	0.012926	2.57	0.000353	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.01202	2.57	0.000388	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.011022	2.57	0.000421	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.009941	2.57	0.000446	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.008796	2.57	0.000463	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.007605	2.57	0.000473	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.006389	2.57	0.000474	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.005172	2.57	0.000466	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.003975	2.57	0.000447	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.002826	2.57	0.000419	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.001749	2.72	0.000643	0.007	CUMPLE

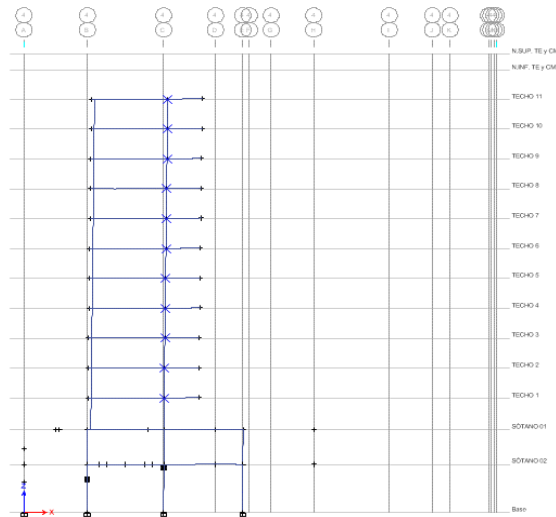


	PÓRTICO 2				
PISO 11	0.012551	2.57	0.000338	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.011683	2.57	0.000373	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.010725	2.57	0.000405	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.009684	2.57	0.000430	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.008579	2.57	0.000448	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.007427	2.57	0.000458	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.00625	2.57	0.000460	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.005069	2.57	0.000452	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.003907	2.57	0.000435	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.002789	2.57	0.000408	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.00174	2.72	0.000640	0.007	CUMPLE



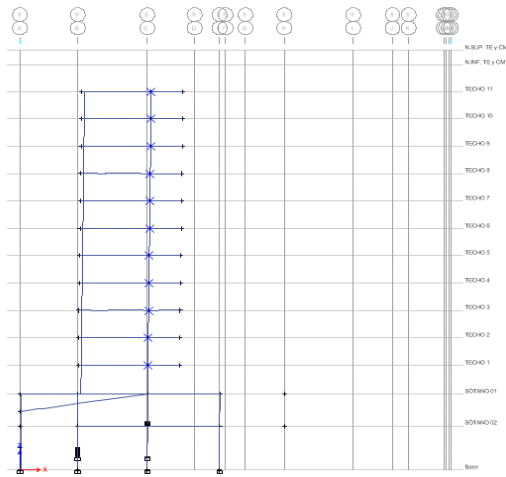
PÓRTICO 3

PISO 11	0.012558	2.57	0.000337	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.011691	2.57	0.000373	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.010733	2.57	0.000405	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.009692	2.57	0.000430	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.008587	2.57	0.000448	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.007435	2.57	0.000458	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.006257	2.57	0.000460	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.005075	2.57	0.000453	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.003912	2.57	0.000435	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.002793	2.57	0.000409	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.001742	2.72	0.000640	0.007	CUMPLE



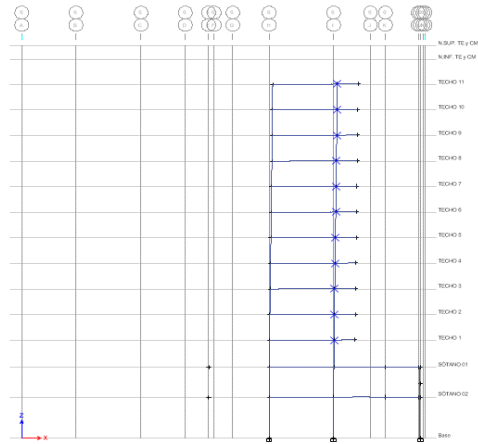
PÓRTICO 4

PISO 11	0.013375	2.57	0.000353	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.012468	2.57	0.000392	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.011461	2.57	0.000428	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.010362	2.57	0.000456	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.009189	2.57	0.000477	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.007963	2.57	0.000489	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.006705	2.57	0.000493	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.005439	2.57	0.000486	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.00419	2.57	0.000468	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.002986	2.57	0.000440	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.001855	2.72	0.000682	0.007	CUMPLE



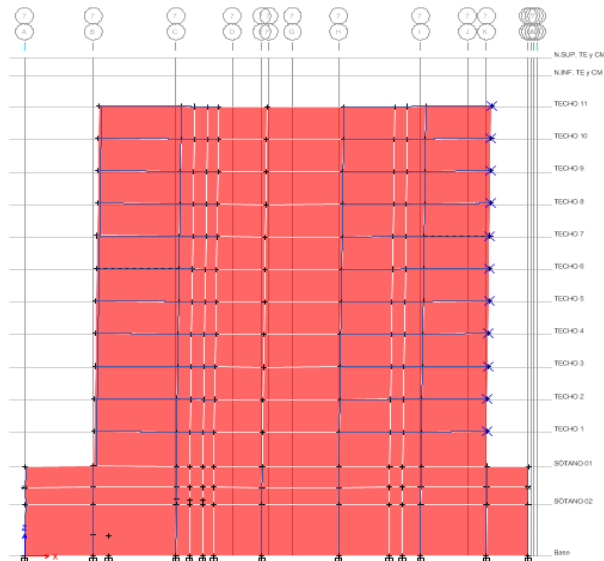
PÓRTICO 5

PISO 11	0.013578	2.57	0.000358	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.012659	2.57	0.000397	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.011638	2.57	0.000434	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.010523	2.57	0.000463	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.009333	2.57	0.000484	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.008088	2.57	0.000497	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.00681	2.57	0.000501	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.005523	2.57	0.000494	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.004254	2.57	0.000476	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.00303	2.57	0.000447	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.00188	2.72	0.000691	0.007	CUMPLE



PÓRTICO 6

PISO 11	0.015498	2.57	0.000402	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.014464	2.57	0.000450	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.013307	2.57	0.000493	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.01204	2.57	0.000528	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.010683	2.57	0.000554	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.009258	2.57	0.000571	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.007791	2.57	0.000576	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.006311	2.57	0.000570	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.004847	2.57	0.000550	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.003434	2.57	0.000517	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.002106	2.72	0.000774	0.007	CUMPLE



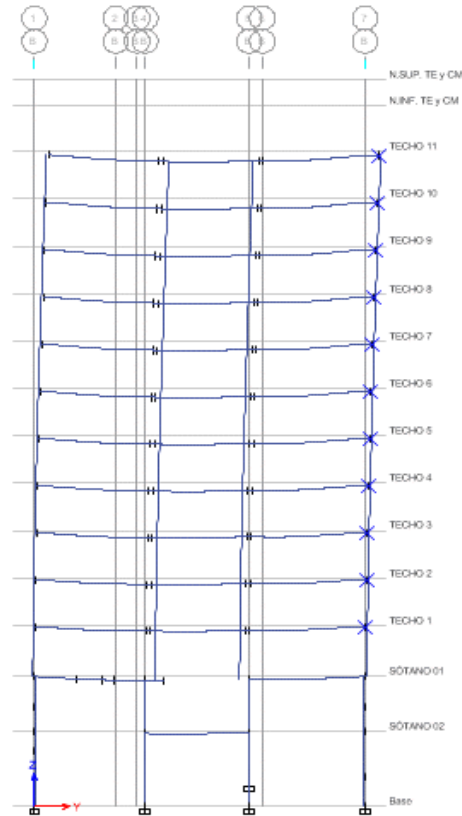
	DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO YY PÓRTICO A	ALTURA ENTREPISO	DRITF YY	DRITF MÁX YY	DRIFT MÁX YY > DRITF YY ?
PISO 11	0.032264	2.57	0.0011	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.029416	2.57	0.0012	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.026431	2.57	0.0012	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.023332	2.57	0.0012	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.020139	2.57	0.00126	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.01689	2.57	0.00126	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.013644	2.57	0.0012	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.010474	2.57	0.0012	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.007473	2.57	0.0011	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.00475	2.57	0.0009	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.00244	2.72	0.0009	0.007	CUMPLE

- Derivas (drifts) del sdx:

Tabla 9 Limites para la distorsion del entrepiso

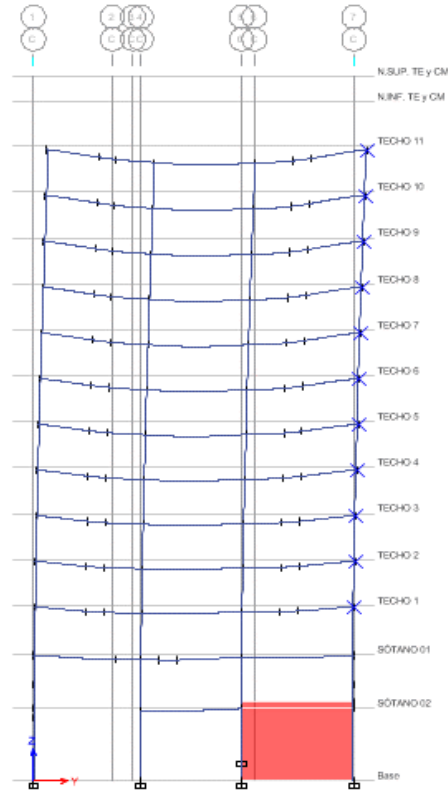
**Tabla N° 11
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO**

Material Predominante	($\Delta i/h_{ei}$)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificaciones de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005



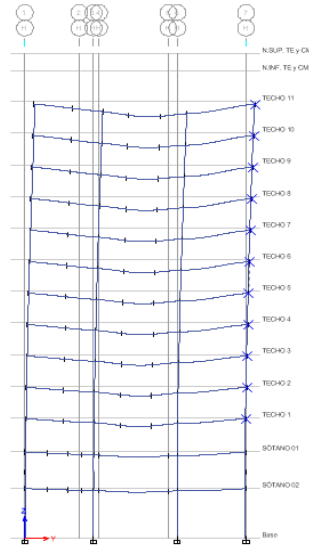
PÓRTICO 2

PISO 11	0.177658	2.57	0.0062	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.161642	2.57	0.0065	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.144968	2.57	0.0067	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.127728	2.57	0.0069	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.110024	2.57	0.0070	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.092078	2.57	0.0070	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.074202	2.57	0.0068	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.056798	2.57	0.0064	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.04036	2.57	0.0058	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.025494	2.57	0.0049	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.012941	2.72	0.0048	0.007	CUMPLE



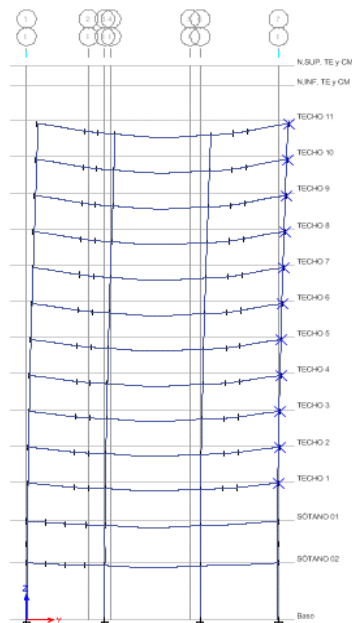
PÓRTICO 3

PISO 11	0.173168	2.57	0.0062	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.15733	2.57	0.0064	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.140909	2.57	0.0066	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.123967	2.57	0.0068	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.106603	2.57	0.0068	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.089033	2.57	0.0068	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.07156	2.57	0.0066	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.054578	2.57	0.0062	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.038572	2.57	0.0056	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.024132	2.57	0.0047	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.011996	2.72	0.0044	0.007	CUMPLE



PÓRTICO 4

PISO 11	0.171737	2.57	0.0061	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.155936	2.57	0.0064	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.139583	2.57	0.0066	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.122726	2.57	0.0067	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.105463	2.57	0.0068	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.088006	2.57	0.0067	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.070659	2.57	0.0066	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.053812	2.57	0.0062	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.037943	2.57	0.0056	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.023641	2.57	0.0047	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.011635	2.72	0.0043	0.007	CUMPLE



VERIFICACIÓN SDXX
IRREG. DE RIGIDEZ – PISO BLANDO Y DE RESISTENCIA – PISO DÉBIL

Nivel	Caso de carga/Combo	Dirección	Kx	Der. de entre piso/ Der. Superior	<0.70 Irreg. Piso Blando	Rigidez lateral del entrepiso/ Σ Rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes	<0.80 Irreg. Piso Blando	Vu de entrepiso	Resistencia de entrepiso/Resistencia de entrepiso superior	<80% Irreg. Piso Débil
			tonf/m							
Techo 11	SDXX	X	520475.45	-	-	-	-	126.74	-	-
Techo 10	SDXX	X	1074973.10	2.07	NO EXISTE	-	-	127.16	1.00	NO EXISTE
Techo 9	SDXX	X	1397379.66	1.30	NO EXISTE	-	-	236.21	1.86	NO EXISTE
Techo 8	SDXX	X	1655737.46	1.18	NO EXISTE	1.66	NO EXISTE	221.60	0.94	NO EXISTE
Techo 7	SDXX	X	1868901.33	1.13	NO EXISTE	1.36	NO EXISTE	318.76	1.44	NO EXISTE
Techo 6	SDXX	X	2069652.55	1.11	NO EXISTE	1.26	NO EXISTE	293.31	0.92	NO EXISTE
Techo 5	SDXX	X	2267207.3	1.10	NO EXISTE	1.22	NO EXISTE	380.30	1.30	NO EXISTE
Techo 4	SDXX	X	2488946.10	1.10	NO EXISTE	1.20	NO EXISTE	345.96	0.91	NO EXISTE
Techo 3	SDXX	X	2751107.21	1.11	NO EXISTE	1.21	NO EXISTE	424.44	1.23	NO EXISTE
Techo 2	SDXX	X	3095330.67	1.13	NO EXISTE	1.24	NO EXISTE	380.83	0.90	NO EXISTE
Techo 1	SDXX	X	3962535.54	1.28	NO EXISTE	1.43	NO EXISTE	449.72	1.18	NO EXISTE

IRREG. EXTREMA DE RIGIDEZ Y RESISTENCIA

Nivel	Caso de carga/Combo	Dirección	Ky	Der. de entrepiso/ Der. Superior	<0.60 Irreg. Piso Blando	Rigidez lateral del entrepiso/ Σ Rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes	<0.70 Irreg. Piso Blando	Vu de entrepiso	Resistencia de entrepiso /Resistencia de entrepiso superior	<65% Irreg. Piso Débil
			tonf/m							
Techo 11	SDXX	X	520475.45	-	-	-	-	126.74	-	-
Techo 10	SDXX	X	1074973.10	2.07	NO EXISTE	-	-	127.16	1.00	NO EXISTE
Techo 9	SDXX	X	1397379.66	1.30	NO EXISTE	-	-	236.21	1.86	NO EXISTE
Techo 8	SDXX	X	1655737.46	1.18	NO EXISTE	1.66	NO EXISTE	221.60	0.94	NO EXISTE
Techo 7	SDXX	X	1868901.33	1.13	NO EXISTE	1.36	NO EXISTE	318.76	1.44	NO EXISTE
Techo 6	SDXX	X	2069652.55	1.11	NO EXISTE	1.26	NO EXISTE	293.31	0.92	NO EXISTE
Techo 5	SDXX	X	2267207.3	1.10	NO EXISTE	1.22	NO EXISTE	380.30	1.30	NO EXISTE
Techo 4	SDXX	X	2488946.10	1.10	NO EXISTE	1.20	NO EXISTE	345.96	0.91	NO EXISTE
Techo 3	SDXX	X	2751107.21	1.11	NO EXISTE	1.21	NO EXISTE	424.44	1.23	NO EXISTE
Techo 2	SDXX	X	3095330.67	1.13	NO EXISTE	1.24	NO EXISTE	380.83	0.90	NO EXISTE
Techo 1	SDXX	X	3962535.54	1.28	NO EXISTE	1.43	NO EXISTE	449.72	1.18	NO EXISTE

VERIFICACIÓN SDYY
IRREG. DE RIGIDEZ – PISO BLANDO Y DE RESISTENCIA – PISO DÉBIL

Nivel	Caso de carga/Combo	Dirección	Kx	Der. de entepiso/ Der. Superior	<0.70 Irreg. Piso Blando	Der. de entepiso/ Σ Der. de los tres entepisos superiores	<0.80 Irreg. Piso Blando	Vu de entepiso	Resistencia de entepiso/ Resistencia de entepiso superior	<80% Irreg. Piso Débil
			tonf/m							
Techo 11	SDYY	Y	31467.4	-	-	-	-	96.98	-	-
Techo 10	SDYY	Y	54417.31	1.73	NO EXISTE	-	-	76.83	0.79	NO EXISTE
Techo 9	SDYY	Y	71530.79	1.31	NO EXISTE	-	-	158.78	2.07	NO EXISTE
Techo 8	SDYY	Y	84753.63	1.18	NO EXISTE	1.62	NO EXISTE	127.35	0.80	NO EXISTE
Techo 7	SDYY	Y	96406.53	1.14	NO EXISTE	1.37	NO EXISTE	201.74	1.58	NO EXISTE
Techo 6	SDYY	Y	108178.17	1.12	NO EXISTE	1.28	NO EXISTE	165.05	0.82	NO EXISTE
Techo 5	SDYY	Y	121942.33	1.13	NO EXISTE	1.26	NO EXISTE	235.46	1.43	NO EXISTE
Techo 4	SDYY	Y	140471.59	1.15	NO EXISTE	1.29	NO EXISTE	194.95	0.83	NO EXISTE
Techo 3	SDYY	Y	167485.67	1.19	NO EXISTE	1.36	NO EXISTE	261.15	1.34	NO EXISTE
Techo 2	SDYY	Y	214506.00	1.28	NO EXISTE	1.50	NO EXISTE	215.26	0.82	NO EXISTE
Techo 1	SDYY	Y	333012.56	1.55	NO EXISTE	1.91	NO EXISTE	275.28	1.28	NO EXISTE

IRREG. EXTREMA DE RIGIDEZ Y RESISTENCIA

Nivel	Caso de carga/Combo	Dirección	Ky	Der. de entepiso/ Der. Superior	<0.60 Irreg. Piso Blando	Der. de entepiso/ Σ Der. de los tres entepisos superiores	<0.70 Irreg. Piso Blando	ØVn de entepiso	Resistencia de entepiso/Resistencia de entepiso superior	<65% Irreg. Piso Débil
			tonf/m							
Techo 11	SDYY	Y	31467.4	-	-	-	-	96.98	-	-
Techo 10	SDYY	Y	54417.31	1.73	NO EXISTE	-	-	76.83	0.79	NO EXISTE
Techo 9	SDYY	Y	71530.79	1.31	NO EXISTE	-	-	158.78	2.07	NO EXISTE
Techo 8	SDYY	Y	84753.63	1.18	NO EXISTE	1.62	NO EXISTE	127.35	0.80	NO EXISTE
Techo 7	SDYY	Y	96406.53	1.14	NO EXISTE	1.37	NO EXISTE	201.74	1.58	NO EXISTE
Techo 6	SDYY	Y	108178.17	1.12	NO EXISTE	1.28	NO EXISTE	165.05	0.82	NO EXISTE
Techo 5	SDYY	Y	121942.33	1.13	NO EXISTE	1.26	NO EXISTE	235.46	1.43	NO EXISTE
Techo 4	SDYY	Y	140471.59	1.15	NO EXISTE	1.29	NO EXISTE	194.95	0.83	NO EXISTE
Techo 3	SDYY	Y	167485.67	1.19	NO EXISTE	1.36	NO EXISTE	261.15	1.34	NO EXISTE
Techo 2	SDYY	Y	214506.08	1.28	NO EXISTE	1.50	NO EXISTE	215.26	0.82	NO EXISTE
Techo 1	SDYY	Y	333012.56	1.55	NO EXISTE	1.91	NO EXISTE	275.28	1.28	NO EXISTE

VERIFICACIÓN DE TORSIÓN PARA SDXX

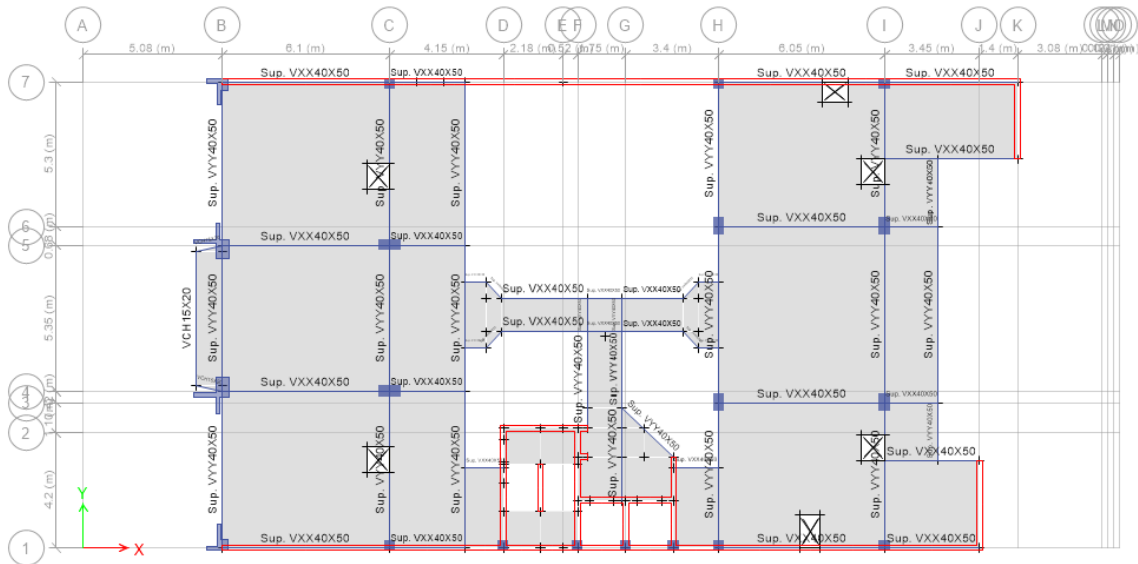


Figura 43 Verificación de torsión para SDXX

IRREGULARIDAD TORSIONAL									
Nivel	Punto máximo	Punto mínimo	Promedio de puntos (máximo y mínimo)	> 1.3	DERIVA DEL PUNTO MÁXIMO	DERIVA PERMISIBLE		FACTOR	
	UX	UY		Irreg. Torsional		50%*7/1000			
Techo 11	0.000402	0.000338	0.000370039	1.09	0.0004	0.0035	FALSO	1	NO HAY
Techo 10	0.000450	0.000373	0.000411479	1.09	0.0005	0.0035	FALSO		
Techo 9	0.000493	0.000405	0.000449027	1.10	0.0005	0.0035	FALSO		
Techo 8	0.000528	0.000430	0.000478988	1.10	0.0005	0.0035	FALSO		
Techo 7	0.000554	0.000448	0.000501362	1.11	0.0006	0.0035	FALSO		
Techo 6	0.000571	0.000458	0.000514397	1.11	0.0006	0.0035	FALSO		
Techo 5	0.000576	0.000460	0.000517704	1.11	0.0006	0.0035	FALSO		
Techo 4	0.000570	0.000452	0.000510895	1.12	0.0006	0.0035	FALSO		
Techo 3	0.000550	0.000435	0.000492412	1.12	0.0005	0.0035	FALSO		
Techo 2	0.000517	0.000408	0.000462451	1.12	0.0005	0.0035	FALSO		
Techo 1	0.000774	0.000640	0.000706985	1.10	0.0008	0.0035	FALSO		

IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA									
Nivel	Punto máximo	Punto mínimo	Promedio de puntos (máximo y mínimo)	> 1.5	DERIVA DEL PUNTO MÁXIMO	DERIVA PERMISIBLE		FACTOR	
	UX	UX		Irreg. Torsional		50%*7/1000			
Techo 11	0.000402	0.000338	0.000370039	1.09	0.0004	0.0035	FALSO	1	NO HAY
Techo 10	0.000450	0.000373	0.000411479	1.09	0.0005	0.0035	FALSO		
Techo 9	0.000493	0.000405	0.000449027	1.10	0.0005	0.0035	FALSO		
Techo 8	0.000528	0.000430	0.000478988	1.10	0.0005	0.0035	FALSO		
Techo 7	0.000554	0.000448	0.000501362	1.11	0.0006	0.0035	FALSO		
Techo 6	0.000571	0.000458	0.000514397	1.11	0.0006	0.0035	FALSO		
Techo 5	0.000576	0.000460	0.000517704	1.11	0.0006	0.0035	FALSO		
Techo 4	0.000570	0.000452	0.000510895	1.12	0.0006	0.0035	FALSO		
Techo 3	0.000550	0.000435	0.000492412	1.12	0.0005	0.0035	FALSO		
Techo 2	0.000517	0.000408	0.000462451	1.12	0.0005	0.0035	FALSO		
Techo 1	0.000774	0.000640	0.000706985	1.10	0.0008	0.0035	FALSO		

VERIFICACIÓN DE TORSIÓN PARA SDYY

IRREGULARIDAD TORSIONAL									
Nivel	Punto máximo	Punto mínimo	Promedio de puntos (máximo y mínimo)	> 1.3	DERIVA DEL PUNTO MÁXIMO	DERIVA PERMISIBLE		F.	
	UY	UY		Irreg. Torsional		50%*7/1000			
Techo 11	0.006272	0.0061482	0.0062103	1.01	0.0063	0.0035	verdadero	1	NO HAY
Techo 10	0.006543	0.0063630	0.0064531	1.01	0.0065	0.0035	verdadero		
Techo 9	0.006772	0.0065591	0.0066659	1.02	0.0068	0.0035	verdadero		
Techo 8	0.006961	0.0067171	0.0068393	1.02	0.0070	0.0035	verdadero		
Techo 7	0.007062	0.0067926	0.0069274	1.02	0.0071	0.0035	verdadero		
Techo 6	0.007040	0.0067498	0.0068951	1.02	0.0070	0.0035	verdadero		
Techo 5	0.006859	0.0065552	0.0067073	1.02	0.0069	0.0035	verdadero		
Techo 4	0.006484	0.0061747	0.0063297	1.02	0.0065	0.0035	verdadero		
Techo 3	0.005871	0.0055649	0.0057184	1.03	0.0059	0.0035	verdadero		
Techo 2	0.004968	0.0046715	0.0048200	1.03	0.0050	0.0035	verdadero		
Techo 1	0.004935	0.0042775	0.0046064	1.07	0.0049	0.0035	verdadero		

IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA

nivel	punto máximo	punto mínimo	promedio de puntos (máximo y mínimo)	> 1.5	deriva del punto máximo	deriva permisible		factor	
	UY	UY		Irreg. Torsional		50%*7/1000			
Techo 11	0.00627	0.006148	0.006210	1.01	0.0063	0.0035	verdadero	1	NO HAY
Techo 10	0.00654	0.006363	0.006453	1.01	0.0065	0.0035	verdadero		
Techo 9	0.00677	0.006559	0.006665	1.02	0.0068	0.0035	verdadero		
Techo 8	0.00696	0.006717	0.0068393	1.02	0.0070	0.0035	verdadero		
Techo 7	0.00706	0.006792	0.006927	1.02	0.0071	0.0035	verdadero		
Techo 6	0.00704	0.006749	0.006895	1.02	0.0070	0.0035	verdadero		
Techo 5	0.00685	0.006555	0.006707	1.02	0.0069	0.0035	verdadero		
Techo 4	0.00648	0.006174	0.006329	1.02	0.0065	0.0035	verdadero		
Techo 3	0.00587	0.005564	0.005718	1.03	0.0059	0.0035	verdadero		
Techo 2	0.00496	0.004671	0.004820	1.03	0.0050	0.0035	verdadero		
Techo 1	0.00493	0.004277	0.004606	1.07	0.0049	0.0035	verdadero		

4.2.7 Análisis Estático (1era interacción)

Nivel	UX	Location	Peso/Nivel
	tonf-s ² /m		tonf
Techo 11	38.10078	Entrepiso	373.7686518
Techo 10	51.18608	Entrepiso	502.1354448
Techo 9	51.18608	Entrepiso	502.1354448
Techo 8	51.18608	Entrepiso	502.1354448
Techo 7	51.18608	Entrepiso	502.1354448
Techo 6	51.18608	Entrepiso	502.1354448
Techo 5	51.18608	Entrepiso	502.1354448
Techo 4	51.18608	Entrepiso	502.1354448
Techo 3	51.18608	Entrepiso	502.1354448
Techo 2	51.18608	Entrepiso	502.1354448
Techo 1	51.57818	Entrepiso	505.9819458

Nivel	Diafragma	Peso Sísmico/Nivel	Caso de Carga/Combo
		ton	
Techo 11	D11	373.7686518	PS=100%+25%CV
Techo 10	D10	502.1354448	PS=100%+25%CV
Techo 9	D9	502.1354448	PS=100%+25%CV
Techo 8	D8	502.1354448	PS=100%+25%CV
Techo 7	D7	502.1354448	PS=100%+25%CV
Techo 6	D6	502.1354448	PS=100%+25%CV
Techo 5	D5	502.1354448	PS=100%+25%CV
Techo 4	D4	502.1354448	PS=100%+25%CV
Techo 3	D3	502.1354448	PS=100%+25%CV
Techo 2	D2	502.1354448	PS=100%+25%CV
Techo 1	D1	505.9819458	PS=100%+25%CV
			PS=100%+25%CV
			PS=100%+25%CV
PS=100%+25%CV		5398.97	ton

4.2.8. Distribución de fuerzas laterales en la superestructura

Nivel	Peso Total ton	Hi m	Pi*(Hi)^k	Alfai	Fi Ton	Momento Torsor ton.m		
Techo 11	373.77	28.42	10622.505	0.129	137.09	243.47	Coef. Eaccxx	0.05
Techo 10	502.14	25.85	12980.201	0.158	167.51	297.50	Dist Y (m)	35.52
Techo 9	502.14	23.28	11689.713	0.142	150.86	267.93	Eaccyy (m)	1.78
Techo 8	502.14	20.71	10399.225	0.126	134.21	238.35		
Techo 7	502.14	18.14	9108.737	0.111	117.55	208.77		
Techo 6	502.14	15.57	7818.249	0.095	100.90	179.19		
Techo 5	502.14	13	6527.761	0.079	84.24	149.62		
Techo 4	502.14	10.43	5237.273	0.064	67.59	120.04		
Techo 3	502.14	7.86	3946.785	0.048	50.93	90.46		
Techo 2	502.14	5.29	2656.297	0.032	34.28	60.88		
Techo 1	505.98	2.72	1376.271	0.017	17.76	31.54		
		∑Pi*(Hi)^k	82363.016	VEXX	1062.92			

VERIFICANDO IRREGULARIDAD DE MASA O PESO

Nivel	Caso de Carga/Combo	P/Piso	Cambio de Peso entre pisos adyacentes	>1,5 I. Masa o Peso
		tonf		
Techo 11	Peso Total	373.77	-	NO EXISTE
Techo 10	Peso Total	502.14	-	NO EXISTE
Techo 9	Peso Total	502.14	1	NO EXISTE
Techo 8	Peso Total	502.14	1	NO EXISTE
Techo 7	Peso Total	502.14	1	NO EXISTE
Techo 6	Peso Total	502.14	1	NO EXISTE
Techo 5	Peso Total	502.14	1	NO EXISTE
Techo 4	Peso Total	502.14	1	NO EXISTE
Techo 3	Peso Total	502.14	1	NO EXISTE
Techo 2	Peso Total	502.14	1	NO EXISTE
Techo 1	Peso Total	505.98	1.01	NO EXISTE

Irregularidad de Masa o Peso

Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

0.90

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN EL CENTRO DE MASAS DE CADA ENTREPISO						
Nivel	Peso Total ton	Hi m	Pi*(Hi)^k	Alfai	Fi Ton	Momento Torsor ton.m
Techo 11	373.77	28.42	22938.261	0.143	81.29	117.86
Techo 10	502.14	25.85	27425.045	0.171	97.19	140.92
Techo 9	502.14	23.28	24110.707	0.150	85.44	123.89
Techo 8	502.14	20.71	20879.611	0.130	73.99	107.29
Techo 7	502.14	18.14	17739.637	0.111	62.86	91.15
Techo 6	502.14	15.57	14700.627	0.092	52.09	75.54
Techo 5	502.14	13	11775.279	0.073	41.73	60.51
Techo 4	502.14	10.43	8980.708	0.056	31.82	46.15
Techo 3	502.14	7.86	6341.480	0.040	22.47	32.58
Techo 2	502.14	5.29	3896.470	0.024	13.81	20.02
Techo 1	505.98	2.72	1732.426	0.011	6.14	8.90
		∑Pi*(Hi)^k	160520.251	VEYY	568.83	

Coef. Eaccyy	0.05
Dist X (m)	29.00
Eaccyy (m)	1.45

DERIVAS (DRIFTS) DEL SEXX

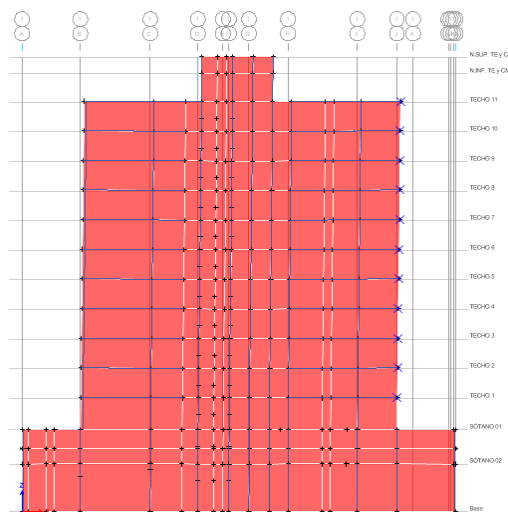
Tabla N° 11
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO

Material Predominante	$(\Delta i/h_{ei})$
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificaciones de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Tabla 11 Límites para la distorsion del entrepiso

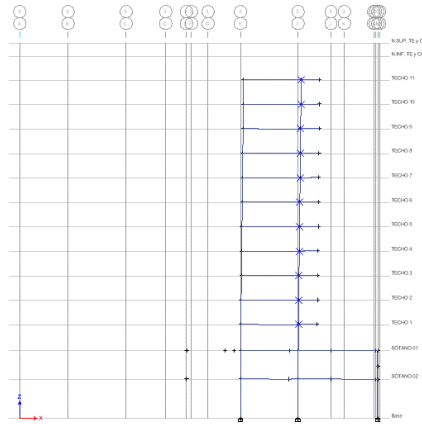
Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta Tabla.

DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO XX	ALTURA ENTREPISO	DRITF XX	DRITF MÁX XX	DRIFT MÁX XX > DRITFXX ?	
	PÓRTICO 1				
PISO 11	0.016986	2.57	0.000450	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.015829	2.57	0.000502	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.014538	2.57	0.000549	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.013127	2.57	0.000586	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.011622	2.57	0.000613	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.010046	2.57	0.000628	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.008432	2.57	0.000631	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.00681	2.57	0.000621	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.005215	2.57	0.000594	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.003688	2.57	0.000554	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.002263	2.72	0.000832	0.007	CUMPLE



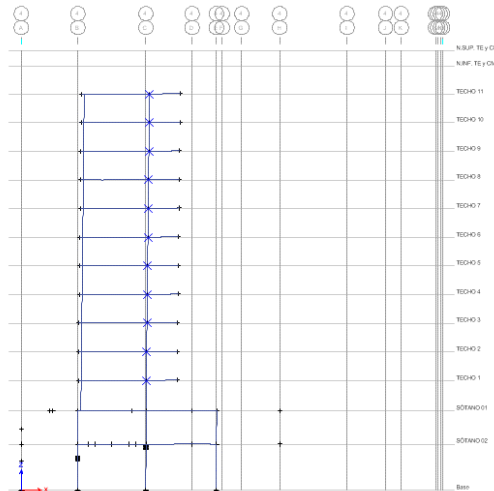
PÓRTICO 2

PISO 11	0.01688	2.57	0.000444	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.015738	2.57	0.000497	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.01446	2.57	0.000544	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.013062	2.57	0.000581	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.011568	2.57	0.000608	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.010005	2.57	0.000625	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.0084	2.57	0.000627	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.006788	2.57	0.000617	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.005202	2.57	0.000591	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.003682	2.57	0.000552	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.002264	2.72	0.000832	0.007	CUMPLE



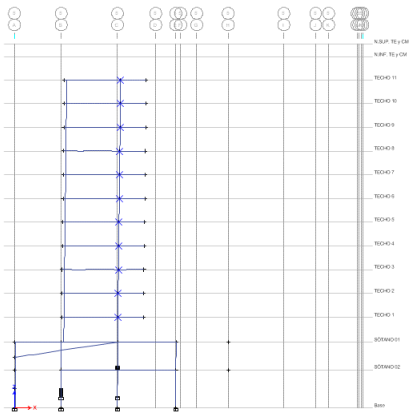
PÓRTICO 3

PISO 11	0.016872	2.57	0.000444	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.015731	2.57	0.000497	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.014453	2.57	0.000543	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.013057	2.57	0.000581	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.011564	2.57	0.000608	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.010001	2.57	0.000624	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.008398	2.57	0.000627	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.006786	2.57	0.000617	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.005201	2.57	0.000591	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.003682	2.57	0.000552	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.002264	2.72	0.000832	0.007	CUMPLE



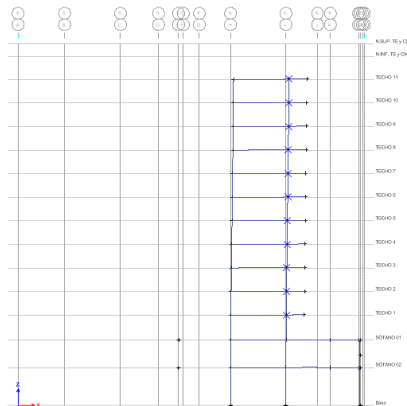
PÓRTICO 4

PISO 11	0.016766	2.57	0.000439	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.015638	2.57	0.000491	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.014375	2.57	0.000539	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.012991	2.57	0.000576	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.011511	2.57	0.000604	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.009959	2.57	0.000620	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.008366	2.57	0.000623	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.006764	2.57	0.000613	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.005188	2.57	0.000588	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.003676	2.57	0.000549	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.002265	2.72	0.000833	0.007	CUMPLE



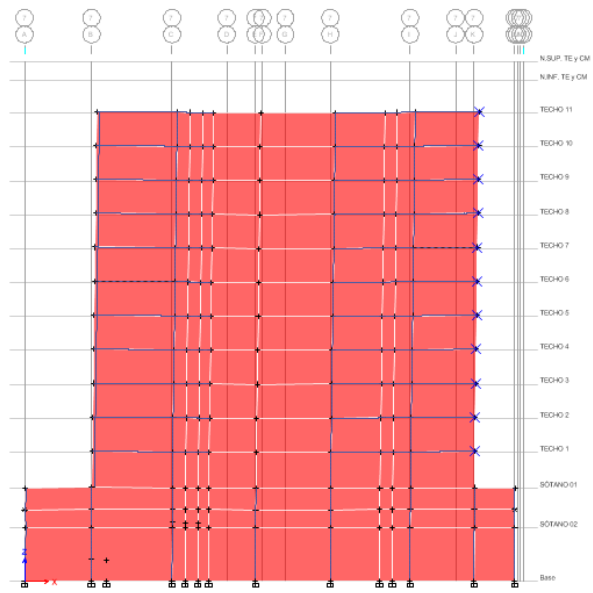
PÓRTICO 5

PISO 11	0.016753	2.57	0.000439	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.015626	2.57	0.000491	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.014365	2.57	0.000538	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.012983	2.57	0.000575	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.011504	2.57	0.000603	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.009954	2.57	0.000619	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.008362	2.57	0.000623	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.006761	2.57	0.000613	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.005186	2.57	0.000588	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.003676	2.57	0.000549	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.002265	2.72	0.000833	0.007	CUMPLE



PÓRTICO 6

PISO 11	0.016647	2.57	0.000433	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.015535	2.57	0.000486	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.014286	2.57	0.000532	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.012918	2.57	0.000571	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.011451	2.57	0.000599	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.009912	2.57	0.000615	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.008331	2.57	0.000619	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.00674	2.57	0.000610	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.005173	2.57	0.000585	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.00367	2.57	0.000546	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.002267	2.72	0.000833	0.007	CUMPLE



DERIVAS (DRIFTS) DEL SEYY

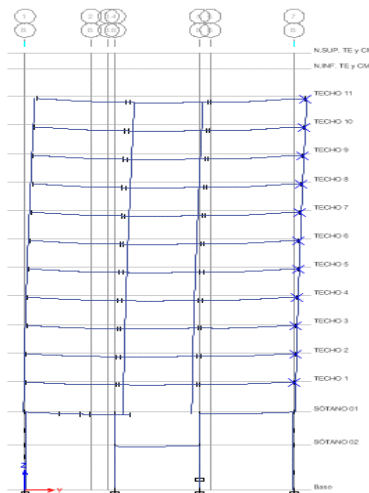
Tabla 10 Limites para la distorsion del entrepiso

Tabla N° 11
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO

Material Predominante	$(\Delta i/h_{ei})$
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificaciones de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

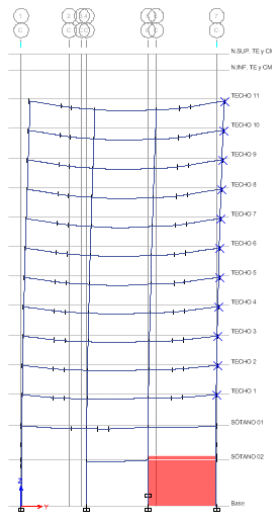
Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta Tabla.

DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO YY	ALTURA ENTREPISO	DRITF YY	DRITF MÁX YY	DRIFT MÁX YY > DRITF YY ?	
	PÓRTICO A				
PISO 11	0.038467	2.57	0.0013	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.035094	2.57	0.0014	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.031545	2.57	0.0014	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.027845	2.57	0.0015	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.024016	2.57	0.00152	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.020112	2.57	0.00152	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.016208	2.57	0.0015	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.012399	2.57	0.0014	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.008803	2.57	0.0013	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.005557	2.57	0.0011	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.002827	2.72	0.0010	0.007	CUMPLE



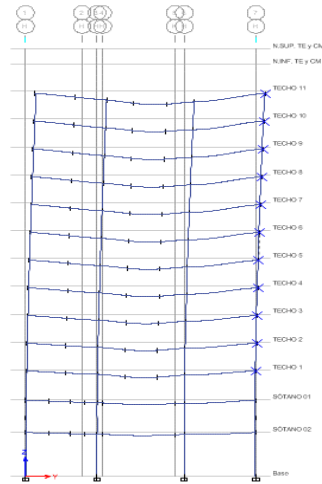
PÓRTICO 2

PISO 11	0.038317	2.57	0.0013	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.03494	2.57	0.0014	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.031392	2.57	0.0014	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.027696	2.57	0.0015	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.023874	2.57	0.0015	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.01998	2.57	0.0015	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.016086	2.57	0.0015	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.012291	2.57	0.0014	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.008709	2.57	0.0013	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.005479	2.57	0.0011	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.002764	2.72	0.0010	0.007	CUMPLE



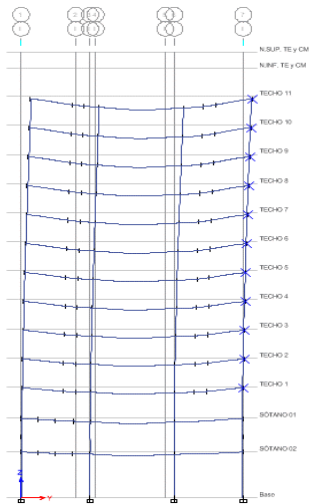
PÓRTICO 3

PISO 11	0.038021	2.57	0.0013	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.034636	2.57	0.0014	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.031091	2.57	0.0014	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.027403	2.57	0.0015	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.023595	2.57	0.0015	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.019718	2.57	0.0015	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.015848	2.57	0.0015	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.012079	2.57	0.0014	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.008526	2.57	0.0012	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.005324	2.57	0.0010	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.002639	2.72	0.0010	0.007	CUMPLE



PÓRTICO 4

PISO 11	0.037872	2.57	0.0013	0.007	CUMPLE
PISO 10	0.034483	2.57	0.0014	0.007	CUMPLE
PISO 9	0.030939	2.57	0.0014	0.007	CUMPLE
PISO 8	0.027255	2.57	0.0015	0.007	CUMPLE
PISO 7	0.023454	2.57	0.0015	0.007	CUMPLE
PISO 6	0.019587	2.57	0.0015	0.007	CUMPLE
PISO 5	0.015728	2.57	0.0015	0.007	CUMPLE
PISO 4	0.011972	2.57	0.0014	0.007	CUMPLE
PISO 3	0.008433	2.57	0.0012	0.007	CUMPLE
PISO 2	0.005246	2.57	0.0010	0.007	CUMPLE
PISO 1	0.002576	2.72	0.0009	0.007	CUMPLE



VERIFICACION SEXX
IRREG. DE RIGIDEZ – PISO BLANDO Y DE RESISTENCIA – PISO DÉBIL

Nivel	Caso de carga/Combo	Dirección	Kx	Der. de entrepiso/ Der. Superior	<0.70 Irreg. Piso Blando	Rigidez lateral del entrepiso/ Σ Rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes	<0.80 Irreg. Piso Blando	Vu de entrepiso	Resistencia de entrepiso/Resistencia de entrepiso superior	<80% Irreg. Piso Débil
			tonf/m							
Techo 11	SEXX	X	524700.08	-	-	-	-	126.74	-	-
Techo 10	SEXX	X	1048222.24	2.00	NO EXISTE	-	-	127.16	1.00	NO EXISTE
Techo 9	SEXX	X	1442474.98	1.38	NO EXISTE	-	-	236.21	1.86	NO EXISTE
Techo 8	SEXX	X	1757343.14	1.22	NO EXISTE	1.75	NO EXISTE	221.60	0.94	NO EXISTE
Techo 7	SEXX	X	2024910.81	1.15	NO EXISTE	1.43	NO EXISTE	318.76	1.44	NO EXISTE
Techo 6	SEXX	X	2269061.6	1.12	NO EXISTE	1.30	NO EXISTE	293.31	0.92	NO EXISTE
Techo 5	SEXX	X	2499672.6	1.10	NO EXISTE	1.24	NO EXISTE	380.30	1.30	NO EXISTE
Techo 4	SEXX	X	2744208.52	1.10	NO EXISTE	1.21	NO EXISTE	345.96	0.91	NO EXISTE
Techo 3	SEXX	X	3039029.71	1.11	NO EXISTE	1.21	NO EXISTE	424.44	1.23	NO EXISTE
Techo 2	SEXX	X	3411218.31	1.12	NO EXISTE	1.24	NO EXISTE	380.83	0.90	NO EXISTE
Techo 1	SEXX	X	4431798.28	1.30	NO EXISTE	1.45	NO EXISTE	449.72	1.18	NO EXISTE

IRREG. EXTERNA DE RIGIDEZ Y RESISTENCIA

Nivel	Caso de carga/Combo	Dirección	Kx	Der. de entre piso/ Der. Superior	<0.70 Irreg. Piso Blando	Rigidez lateral del entrepiso/ Σ Rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes	<0.80 Irreg. Piso Blando	Vu de entrepiso	Resistencia de entrepiso/Resistencia de entrepiso superior	<80% Irreg. Piso Débil
			tonf/m							
Techo 11	SEXX	X	524700.08	-	-	-	-	126.74	-	-
Techo 10	SEXX	X	1048222.24	2.00	NO EXISTE	-	-	127.16	1.00	NO EXISTE
Techo 9	SEXX	X	1442474.98	1.38	NO EXISTE	-	-	236.21	1.86	NO EXISTE
Techo 8	SEXX	X	1757343.14	1.22	NO EXISTE	1.75	NO EXISTE	221.60	0.94	NO EXISTE
Techo 7	SEXX	X	2024910.81	1.15	NO EXISTE	1.43	NO EXISTE	318.76	1.44	NO EXISTE
Techo 6	SEXX	X	2269061.6	1.12	NO EXISTE	1.30	NO EXISTE	293.31	0.92	NO EXISTE
Techo 5	SEXX	X	2499672.6	1.10	NO EXISTE	1.24	NO EXISTE	380.30	1.30	NO EXISTE
Techo 4	SEXX	X	2744208.52	1.10	NO EXISTE	1.21	NO EXISTE	345.96	0.91	NO EXISTE
Techo 3	SEXX	X	3039029.71	1.11	NO EXISTE	1.21	NO EXISTE	424.44	1.23	NO EXISTE
Techo 2	SEXX	X	3411218.31	1.12	NO EXISTE	1.24	NO EXISTE	380.83	0.90	NO EXISTE
Techo 1	SEXX	X	4431798.28	1.30	NO EXISTE	1.45	NO EXISTE	449.72	1.18	NO EXISTE

VERIFICACIÓN SEYY
IRREG. DE RIGIDEZ – PISO BLANDO Y DE RESISTENCIA – PISO DÉBIL

Nivel	Caso de carga/Comb	Dirección	Ky	Der. de entepiso/ Der. Superior	<0.70 Irreg. Piso Blando	Rigidez lateral del entepiso/ Σ Rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes	<0.80 Irreg. Piso Blando	Vu de entepiso	Resistencia de entepiso /Resistencia de entepiso superior	<80% Irreg. Piso Débil
			tonf/m							
Techo 11	SEYY	Y	21846.654	-	-	-	-	126.74	-	-
Techo 10	SEYY	Y	46076.648	2.11	NO EXISTE	-	-	127.16	1.00	NO EXISTE
Techo 9	SEYY	Y	65770.447	1.43	NO EXISTE	-	-	236.21	1.86	NO EXISTE
Techo 8	SEYY	Y	82048.689	1.25	NO EXISTE	1.84	NO EXISTE	221.60	0.94	NO EXISTE
Techo 7	SEYY	Y	96205.872	1.17	NO EXISTE	1.49	NO EXISTE	318.76	1.44	NO EXISTE
Techo 6	SEYY	Y	109084.33	1.13	NO EXISTE	1.34	NO EXISTE	293.31	0.92	NO EXISTE
Techo 5	SEYY	Y	123493.70	1.13	NO EXISTE	1.29	NO EXISTE	380.30	1.30	NO EXISTE
Techo 4	SEYY	Y	141161.57	1.14	NO EXISTE	1.29	NO EXISTE	345.96	0.91	NO EXISTE
Techo 3	SEYY	Y	166353.61	1.18	NO EXISTE	1.34	NO EXISTE	424.44	1.23	NO EXISTE
Techo 2	SEYY	Y	210754.64	1.27	NO EXISTE	1.47	NO EXISTE	380.83	0.90	NO EXISTE
Techo 1	SEYY	Y	325604.704	1.54	NO EXISTE	1.88	NO EXISTE	449.72	1.18	NO EXISTE

IRREG. EXTERNA DE RIGIDEZ Y RESISTENCIA

Nivel	Caso de carga/Combo	Dirección	Ky	Der. de entrepiso/ Der. Superior	<0.70 Irreg. Piso Blando	Rigidez lateral del entrepiso/ Σ Rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes	<0.80 Irreg. Piso Blando	Vu de entrepiso	Resistencia de entrepiso/ Resistencia de entrepiso superior	<80% Irreg. Piso Débil
			tonf/m							
Techo 11	SEYY	Y	21846.654	-	-	-	-	126.74	-	-
Techo 10	SEYY	Y	46076.648	2.11	NO EXISTE	-	-	127.16	1.00	NO EXISTE
Techo 9	SEYY	Y	65770.447	1.43	NO EXISTE	-	-	236.21	1.86	NO EXISTE
Techo 8	SEYY	Y	82048.689	1.25	NO EXISTE	1.84	NO EXISTE	221.60	0.94	NO EXISTE
Techo 7	SEYY	Y	96205.872	1.17	NO EXISTE	1.49	NO EXISTE	318.76	1.44	NO EXISTE
Techo 6	SEYY	Y	109084.326	1.13	NO EXISTE	1.34	NO EXISTE	293.31	0.92	NO EXISTE
Techo 5	SEYY	Y	123493.698	1.13	NO EXISTE	1.29	NO EXISTE	380.30	1.30	NO EXISTE
Techo 4	SEYY	Y	141161.573	1.14	NO EXISTE	1.29	NO EXISTE	345.96	0.91	NO EXISTE
Techo 3	SEYY	Y	166353.612	1.18	NO EXISTE	1.34	NO EXISTE	424.44	1.23	NO EXISTE
Techo 2	SEYY	Y	210754.638	1.27	NO EXISTE	1.47	NO EXISTE	380.83	0.90	NO EXISTE
Techo 1	SEYY	Y	325604.704	1.54	NO EXISTE	1.88	NO EXISTE	449.72	1.18	NO EXISTE

VERIFICACIÓN DE TORSIÓN PARA SEXX

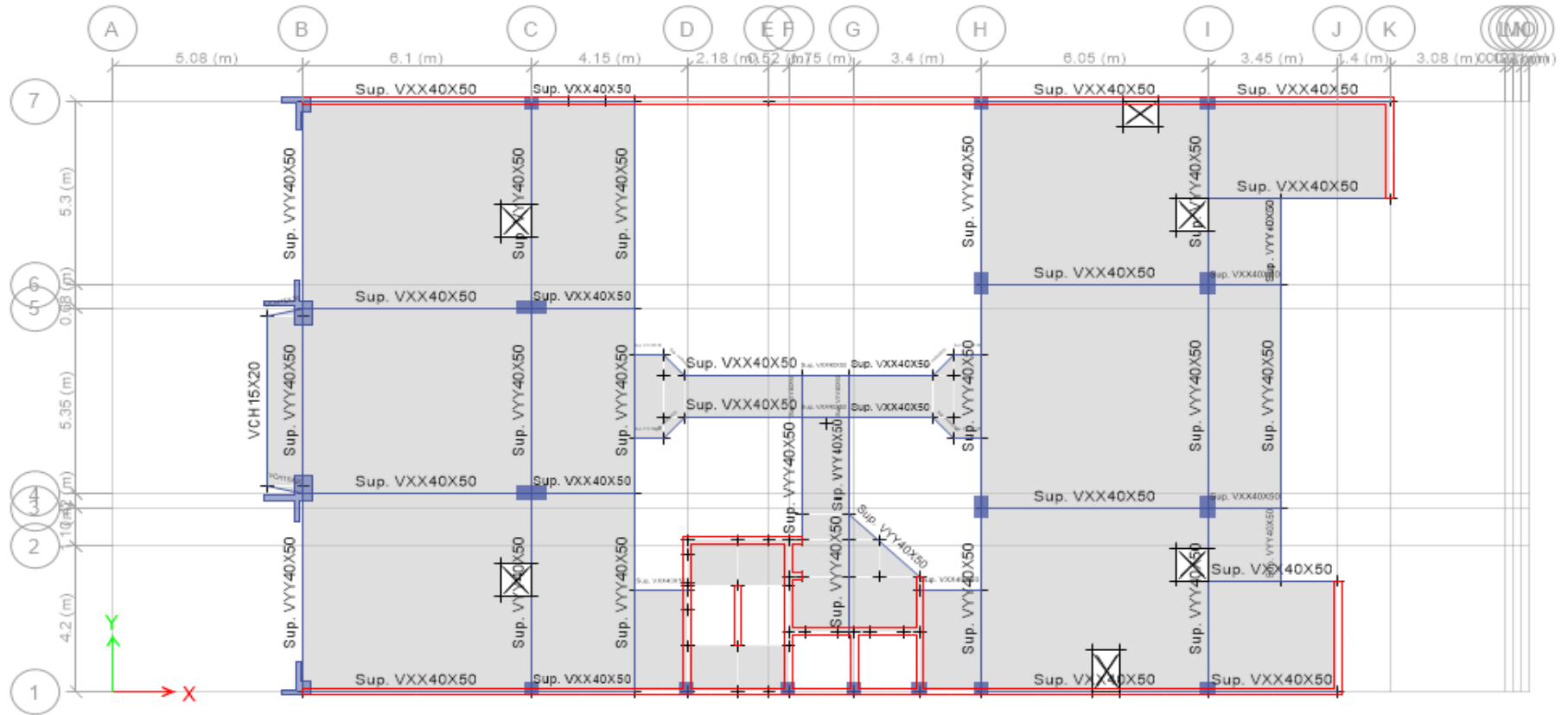


Figura 44 Verificación de torsión para SEXX

IRREGULARIDAD TORSIONAL

Nivel	Punto máximo	Punto mínimo	Promedio de puntos (máximo y mínimo)	> 1.3	DERIVA DEL PUNTO MÁXIMO	DERIVA PERMISIBLE		FACTOR	
	UX	UX		Irreg. Torsional		50%*7/1000			
Techo 11	0.000450195	0.000432685	0.00044144	1.02	0.0005	0.0035	FALSO	1	NO HAY
Techo 10	0.000502335	0.000485992	0.000494163	1.02	0.0005	0.0035	FALSO		
Techo 9	0.000549027	0.000532296	0.000540661	1.02	0.0005	0.0035	FALSO		
Techo 8	0.000585603	0.000570817	0.00057821	1.01	0.0006	0.0035	FALSO		
Techo 7	0.00061323	0.000598833	0.000606031	1.01	0.0006	0.0035	FALSO		
Techo 6	0.000628016	0.000615175	0.000621595	1.01	0.0006	0.0035	FALSO		
Techo 5	0.000631128	0.000619066	0.000625097	1.01	0.0006	0.0035	FALSO		
Techo 4	0.000620623	0.000609728	0.000615175	1.01	0.0006	0.0035	FALSO		
Techo 3	0.000594163	0.000584825	0.000589494	1.01	0.0006	0.0035	FALSO		
Techo 2	0.000554475	0.000545914	0.000550195	1.01	0.0006	0.0035	FALSO		
Techo 1	0.000831985	0.000833456	0.000832721	1.00	0.0008	0.0035	FALSO		

IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA								
Nivel	Punto máximo	Punto mínimo	Promedio de puntos (máximo y mínimo)	> 1.5	DERIVA DEL PUNTO MÁXIMO	DERIVA PERMISIBLE		FACTOR
	UX	UX		Irreg. Torsional		50%*7/1000		
Techo 11	0.000450195	0.000432685	0.00044144	1.02	0.0005	0.0035	FALSO	1 NO HAY
Techo 10	0.000502335	0.000485992	0.000494163	1.02	0.0005	0.0035	FALSO	
Techo 9	0.000549027	0.000532296	0.000540661	1.02	0.0005	0.0035	FALSO	
Techo 8	0.000585603	0.000570817	0.00057821	1.01	0.0006	0.0035	FALSO	
Techo 7	0.00061323	0.000598833	0.000606031	1.01	0.0006	0.0035	FALSO	
Techo 6	0.000628016	0.000615175	0.000621595	1.01	0.0006	0.0035	FALSO	
Techo 5	0.000631128	0.000619066	0.000625097	1.01	0.0006	0.0035	FALSO	
Techo 4	0.000620623	0.000609728	0.000615175	1.01	0.0006	0.0035	FALSO	
Techo 3	0.000594163	0.000584825	0.000589494	1.01	0.0006	0.0035	FALSO	
Techo 2	0.000554475	0.000545914	0.000550195	1.01	0.0006	0.0035	FALSO	
Techo 1	0.000831985	0.000833456	0.000832721	1.00	0.0008	0.0035	FALSO	

VERIFICACIÓN DE TORSIÓN PARA SEYY

IRREGULARIDAD TORSIONAL								
Nivel	Punto máximo	Punto mínimo	Promedio de puntos (máximo y mínimo)	> 1.3	DERIVA DEL PUNTO MÁXIMO	DERIVA PERMISIBLE		FACTOR
	UY	UY		Irreg. Torsional		50%*7/1000		
Techo 11	0.007552918	0.007493774	0.007523346	1.00	0.0076	0.0035	VERDADERO	1 NO HAY
Techo 10	0.007861868	0.007850195	0.007856031	1.00	0.0079	0.0035	VERDADERO	
Techo 9	0.008150195	0.008162257	0.008156226	1.00	0.0082	0.0035	VERDADERO	
Techo 8	0.00838716	0.008423346	0.008405253	1.00	0.0084	0.0035	VERDADERO	
Techo 7	0.008510506	0.008570039	0.008540272	1.00	0.0085	0.0035	VERDADERO	
Techo 6	0.008471984	0.00855214	0.008512062	1.00	0.0085	0.0035	VERDADERO	
Techo 5	0.008228405	0.008324903	0.008276654	0.99	0.0082	0.0035	VERDADERO	
Techo 4	0.007736965	0.007845914	0.00779144	0.99	0.0077	0.0035	VERDADERO	
Techo 3	0.006950973	0.00706537	0.007008171	0.99	0.0070	0.0035	VERDADERO	
Techo 2	0.005810506	0.005927237	0.005868872	0.99	0.0058	0.0035	VERDADERO	
Techo 1	0.005271324	0.005766544	0.005518934	0.96	0.0053	0.0035	VERDADERO	

IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA								
Nivel	Punto máximo	Punto mínimo	Promedio de puntos (máximo y mínimo)	> 1.3	DERIVA DEL PUNTO MÁXIMO	DERIVA PERMISIBLE		FACTOR
	UY	UY		Irreg. Torsional		50%*7/1000		
Techo 11	0.007553	0.007494	0.007523346	1.00	0.0076	0.0035	VERDADERO	1 NO HAY
Techo 10	0.007862	0.007850	0.007856031	1.00	0.0079	0.0035	VERDADERO	
Techo 9	0.008150	0.008162	0.008156226	1.00	0.0082	0.0035	VERDADERO	
Techo 8	0.008387	0.008423	0.008405253	1.00	0.0084	0.0035	VERDADERO	
Techo 7	0.008511	0.008570	0.008540272	1.00	0.0085	0.0035	VERDADERO	
Techo 6	0.008472	0.008552	0.008512062	1.00	0.0085	0.0035	VERDADERO	
Techo 5	0.008228	0.008325	0.008276654	0.99	0.0082	0.0035	VERDADERO	
Techo 4	0.007737	0.007846	0.00779144	0.99	0.0077	0.0035	VERDADERO	
Techo 3	0.006951	0.007065	0.007008171	0.99	0.0070	0.0035	VERDADERO	
Techo 2	0.005811	0.005927	0.005868872	0.99	0.0058	0.0035	VERDADERO	
Techo 1	0.005271	0.005767	0.005518934	0.96	0.0053	0.0035	VERDADERO	

4.2.9. Masas Participativas

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.961	0.000	0.584	0.000	0.000	0.584	0.000	0.482	0.000	0.000	0.482	0.000	0.000
Modal	2	0.254	0.083	0.003	0.000	0.083	0.587	0.000	0.005	0.061	0.491	0.487	0.061	0.491
Modal	3	0.226	0.079	0.132	0.000	0.162	0.719	0.000	0.109	0.051	0.000	0.596	0.111	0.491
Modal	4	0.218	0.493	0.015	0.000	0.654	0.734	0.000	0.010	0.305	0.084	0.605	0.416	0.576
Modal	5	0.1	0.000	0.061	0.000	0.655	0.794	0.000	0.058	0.000	0.001	0.663	0.416	0.577
Modal	6	0.073	0.043	0.001	0.000	0.697	0.795	0.000	0.001	0.065	0.105	0.663	0.481	0.682
Modal	7	0.066	0.138	0.000	0.000	0.835	0.795	0.000	0.000	0.216	0.032	0.663	0.697	0.714
Modal	8	0.061	0.001	0.044	0.000	0.836	0.839	0.000	0.056	0.001	0.000	0.719	0.698	0.714
Modal	9	0.044	0.000	0.041	0.000	0.836	0.879	0.000	0.058	0.000	0.000	0.777	0.698	0.714
Modal	10	0.04	0.002	0.000	0.000	0.838	0.880	0.000	0.000	0.003	0.003	0.777	0.701	0.717
Modal	11	0.039	0.019	0.001	0.000	0.857	0.880	0.000	0.001	0.026	0.034	0.778	0.727	0.750
Modal	12	0.036	0.046	0.000	0.000	0.902	0.881	0.000	0.000	0.066	0.018	0.778	0.792	0.768

4.2.10. Análisis dinámico corregido (2da interacción)

DIRECCIÓN XX		
T	C	Sa
0	2.50	1.93
0.1	2.50	1.93
0.2	2.50	1.93
0.3	2.50	1.93
0.4	2.50	1.93
0.5	2.50	1.93
0.6	2.50	1.93
0.7	2.14	1.66
0.8	1.88	1.45
0.9	1.67	1.29
1	1.50	1.16
1.1	1.36	1.05
1.2	1.25	0.97
1.3	1.15	0.89
1.4	1.07	0.83
1.5	1.00	0.77
1.6	0.94	0.72
1.7	0.88	0.68
1.8	0.83	0.64
1.9	0.79	0.61
2	0.75	0.58
2.1	0.68	0.53
2.2	0.62	0.48
2.3	0.57	0.44
2.4	0.52	0.40
2.5	0.48	0.37
2.6	0.44	0.34
2.7	0.41	0.32
2.8	0.38	0.30
2.9	0.36	0.28
3	0.33	0.26
3.1	0.31	0.24
3.2	0.29	0.23
3.3	0.28	0.21
3.4	0.26	0.20
3.5	0.24	0.19
3.6	0.23	0.18
3.7	0.22	0.17

3.8	0.21	0.16
3.9	0.20	0.15
4	0.19	0.14
4.1	0.18	0.14
4.2	0.17	0.13
4.3	0.16	0.13
4.4	0.15	0.12
4.5	0.15	0.11
4.6	0.14	0.11
4.7	0.14	0.10
4.8	0.13	0.10
4.9	0.12	0.10
5	0.12	0.09
5.1	0.12	0.09
5.2	0.11	0.09
5.3	0.11	0.08
5.4	0.10	0.08
5.5	0.10	0.08
5.6	0.10	0.07
5.7	0.09	0.07
5.8	0.09	0.07
5.9	0.09	0.07
6	0.08	0.06
6.1	0.08	0.06
6.2	0.08	0.06
6.3	0.08	0.06
6.4	0.07	0.06
6.5	0.07	0.05
6.6	0.07	0.05
6.7	0.07	0.05
6.8	0.06	0.05
6.9	0.06	0.05
7	0.06	0.05

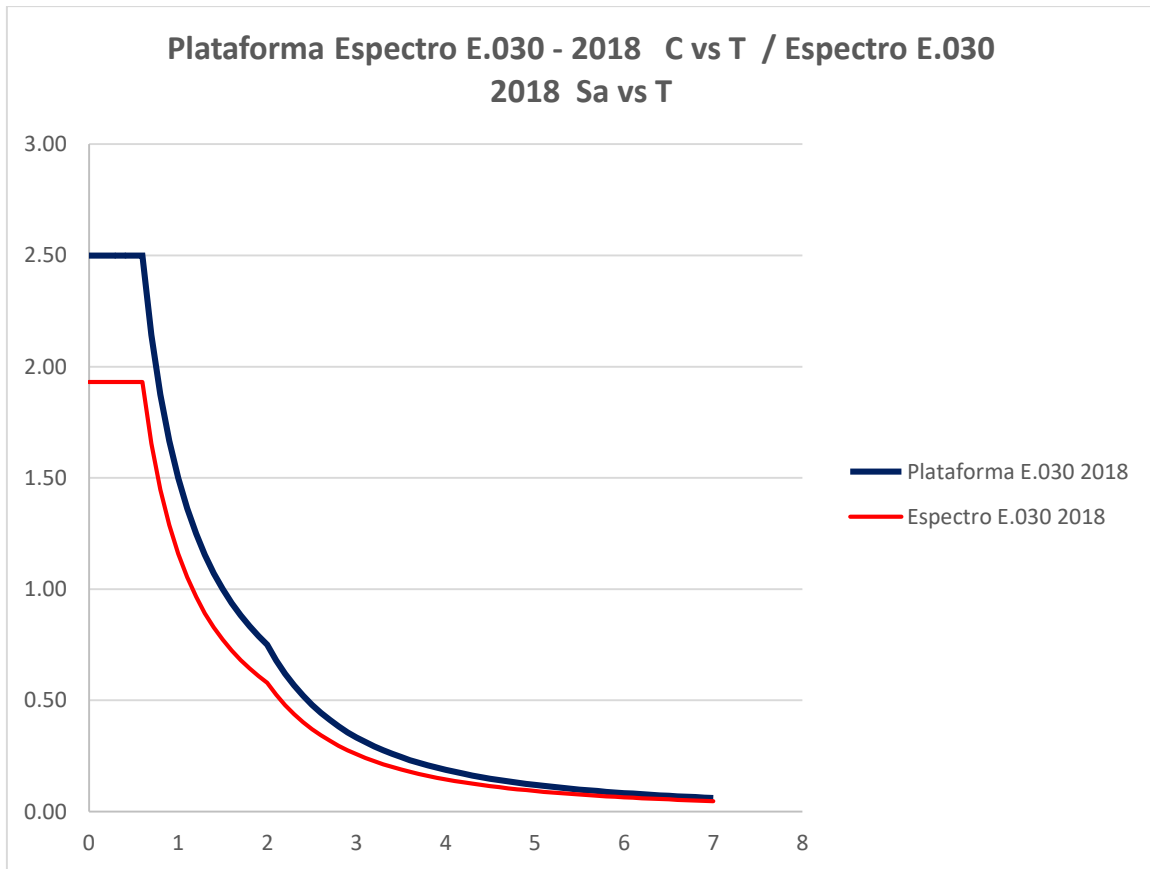


Figura 45 Plataforma espectro E.030 - 2018 C vs T

DIRECCIÓN YY		
T	C	Sa
0	2.50	1.66
0.1	2.50	1.66
0.2	2.50	1.66
0.3	2.50	1.66
0.4	2.50	1.66
0.5	2.50	1.66
0.6	2.50	1.66
0.7	2.14	1.42
0.8	1.88	1.24
0.9	1.67	1.10
1	1.50	0.99
1.1	1.36	0.90

1.2	1.25	0.83
1.3	1.15	0.76
1.4	1.07	0.71
1.5	1.00	0.66
1.6	0.94	0.62
1.7	0.88	0.58
1.8	0.83	0.55
1.9	0.79	0.52
2	0.75	0.50
2.1	0.68	0.45
2.2	0.62	0.41
2.3	0.57	0.38
2.4	0.52	0.34
2.5	0.48	0.32
2.6	0.44	0.29
2.7	0.41	0.27
2.8	0.38	0.25
2.9	0.36	0.24
3	0.33	0.22
3.1	0.31	0.21
3.2	0.29	0.19
3.3	0.28	0.18
3.4	0.26	0.17
3.5	0.24	0.16
3.6	0.23	0.15
3.7	0.22	0.15
3.8	0.21	0.14
3.9	0.20	0.13
4	0.19	0.12
4.1	0.18	0.12
4.2	0.17	0.11
4.3	0.16	0.11
4.4	0.15	0.10
4.5	0.15	0.10
4.6	0.14	0.09
4.7	0.14	0.09
4.8	0.13	0.09
4.9	0.12	0.08
5	0.12	0.08
5.1	0.12	0.08
5.2	0.11	0.07
5.3	0.11	0.07

5.4	0.10	0.07
5.5	0.10	0.07
5.6	0.10	0.06
5.7	0.09	0.06
5.8	0.09	0.06
5.9	0.09	0.06
6	0.08	0.06
6.1	0.08	0.05
6.2	0.08	0.05
6.3	0.08	0.05
6.4	0.07	0.05
6.5	0.07	0.05
6.6	0.07	0.05
6.7	0.07	0.04
6.8	0.06	0.04
6.9	0.06	0.04
7	0.06	0.04

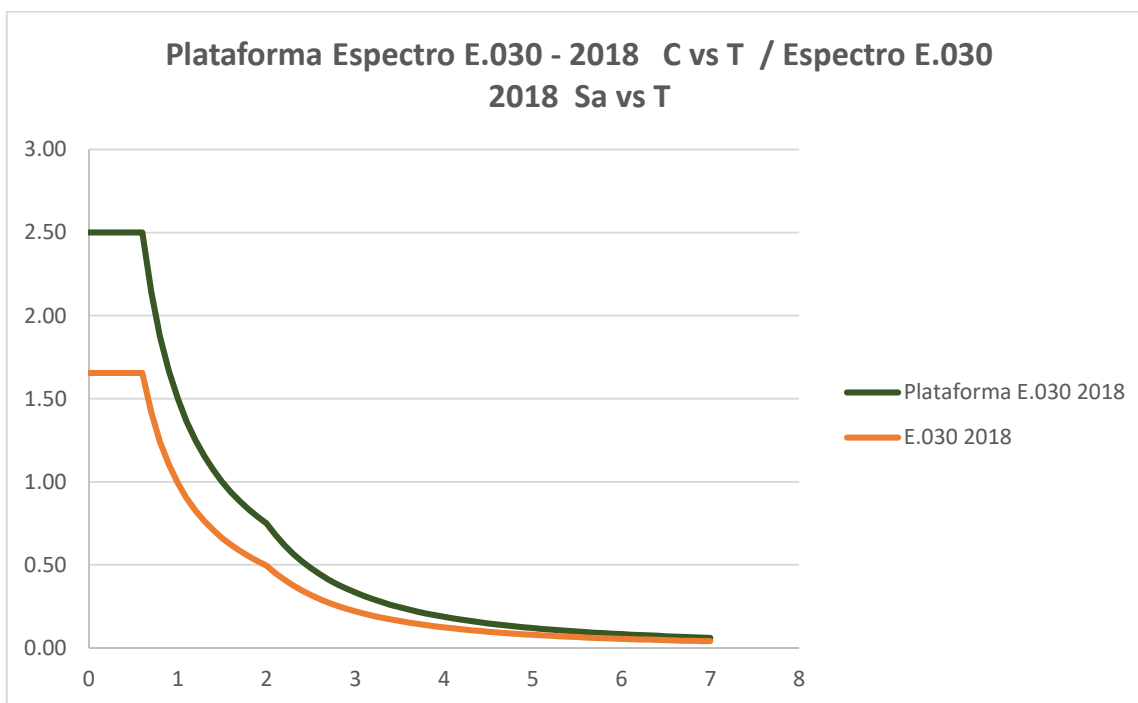


Figura 46 Plataforma espectro E.030 - 2018 C vs T

4.2.11. Análisis Estático corregido (2da interacción)

DIRECCIÓN XX

TX =	0.22	seg
TX ≤ 0,5 , k = 1,0 TX > 0,5 , k = (0,75+0,5T) ≤ 2,0		
Z=	0.45	g
U=	1	
S, S2=	1.05	
TP=	0.6	seg
TL=	2	seg
CX=	2.5	
Ro=	6	ASUMIENDO MUROS ESTRUCTURALES
la=	1	NO IRREGULARIDAD
Ip=	1	NO IRREGULARIDAD
RX=	6	
CX/RX ≥ 0,11	0.417	SI!
Peso de la edificación	5398.97	ton
VEXX=	1062.92	ton
k=	0.86	≤ 2,0
USE		
k=	1.00	
Factor SEXX	4.5	<i>regular</i>

4.2.12. Distribución de fuerzas laterales en la superestructura

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN EL CENTRO DE MASAS DE CADA ENTREPISO								
Nivel	Peso Total ton	Hi m	Pi*(Hi)^k	Alfai	Fi Ton	Momento Torsor ton.m		
Techo 11	373.77	28.42	10622.505	0.129	137.09	243.47	Coef. Eaccxx	0.05
Techo 10	502.14	25.85	12980.201	0.158	167.51	297.50	Dist Y (m)	35.52

Techo 9	502.14	23.28	11689.713	0.142	150.86	267.93	Eaccyy (m)	1.78
Techo 8	502.14	20.71	10399.225	0.126	134.21	238.35		
Techo 7	502.14	18.14	9108.737	0.111	117.55	208.77		
Techo 6	502.14	15.57	7818.249	0.095	100.90	179.19		
Techo 5	502.14	13	6527.761	0.079	84.24	149.62		
Techo 4	502.14	10.43	5237.273	0.064	67.59	120.04		
Techo 3	502.14	7.86	3946.785	0.048	50.93	90.46		
Techo 2	502.14	5.29	2656.297	0.032	34.28	60.88		
Techo 1	505.98	2.72	1376.271	0.017	17.76	31.54		
		$\sum \Pi_i \cdot (H_i)^k$	82363.016	VEXX	1062.92			

DIRECCION YY

TY=	0.96	seg
TX ≤ 0,5 , k = 1,0		
TX > 0,5 , k = (0,75+0,5T) ≤ 2,0		
Z=	0.45	g
U=	1	
S, S2=	1.05	
TP=	0.6	seg
TL=	2	seg
CY=	1.6	
Ro=	7	ASUMIENDO DUAL
la=	1	NO IRREGULARIDAD
lp=	1	NO IRREGULARIDAD
RY=	7	
CY/RY ≥ 0,11	0.223	SI!
Peso de la edificación	5398.97	ton
VEYY=	568.83	ton
k=	1.23	≤ 2,0
USE K =		
k=	1.23	
Factor SEYY	5.25	regular

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN EL CENTRO DE MASAS DE CADA ENTREPISO

Nivel	Peso Total ton	Hi m	Pi*(Hi)^k	Alfai	Fi Ton	Momento Torsor ton.m							
Techo 11	373.77	28.42	22938.261	0.143	81.29	117.86	<table border="1"> <tr> <td>Coef. Eaccyy</td> <td>0.05</td> </tr> <tr> <td>Dist X (m)</td> <td>29.00</td> </tr> <tr> <td>Eaccyy (m)</td> <td>1.45</td> </tr> </table>	Coef. Eaccyy	0.05	Dist X (m)	29.00	Eaccyy (m)	1.45
Coef. Eaccyy	0.05												
Dist X (m)	29.00												
Eaccyy (m)	1.45												
Techo 10	502.14	25.85	27425.045	0.171	97.19	140.92							
Techo 9	502.14	23.28	24110.707	0.150	85.44	123.89							
Techo 8	502.14	20.71	20879.611	0.130	73.99	107.29							
Techo 7	502.14	18.14	17739.637	0.111	62.86	91.15							
Techo 6	502.14	15.57	14700.627	0.092	52.09	75.54							
Techo 5	502.14	13	11775.279	0.073	41.73	60.51							
Techo 4	502.14	10.43	8980.708	0.056	31.82	46.15							
Techo 3	502.14	7.86	6341.480	0.040	22.47	32.58							
Techo 2	502.14	5.29	3896.470	0.024	13.81	20.02							
Techo 1	505.98	2.72	1732.426	0.011	6.14	8.90							
		$\Sigma Pi*(Hi)^k$	160520.251	VEYY	568.83								

4.2.13. Factor de escala – fuerza cortante mínima

Modo	Periodo	UX %	UY %	RZ %
	seg			
1	0.893	0	0.5858	0.0002
2	0.24	0.085	0.0018	0.492
3	0.212	0.1261	0.1194	0.001
4	0.207	0.4432	0.0268	0.0828
5	0.095	3.13E-05	0.0606	0.0013
6	0.069	0.0437	0.0008	0.1039
7	0.063	0.137	2.44E-05	0.0327
8	0.058	0.0008	0.0439	0.0001
9	0.041	8.12E-06	0.0408	1.74E-05
10	0.038	0.0025	0.0001	0.0031
11	0.037	0.0185	0.0009	0.0331
12	0.034	0.0459	4.97E-05	0.0183
13	0.033	0.0017	0.0378	0.0007
14	0.029	0.0168	0.0018	0.0079
15	0.027	0.0005	0.0219	0.0003
16	0.026	0.0007	0.0035	0.04

17	0.025	0.0014	0.0011	0.0094
18	0.025	0.0367	3.83E-05	0.0028
19	0.023	0.0002	0.0109	0.0004
20	0.022	0.0001	0.0001	0.0006

DIRECCIÓN XX			DIRECCIÓN YY		
Z=	0.45	g	Z=	0.45	g
U=	1		U=	1	
S, S2=	1.05		S, S2=	1.05	
TP=	0.6	seg	TP=	0.6	seg
TL=	2	seg	TL=	2	seg
TX=	0.21		TY=	0.89	
CX=	2.500		CY=	1.680	
RX=	6		RY=	7	
VY=ZUCyS/Ry					

PESO DE LA EDIFICACIÓN								
Nivel	Caso de carga/ Combo	Localización	P Ac.	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Techo 11	PESO SÍSMICO	Entrepiso	373.768652					
Techo 10	PESO SÍSMICO	Entrepiso	875.904097					
Techo 9	PESO SÍSMICO	Entrepiso	1378.03954					
Techo 8	PESO SÍSMICO	Entrepiso	1880.17499					
Techo 7	PESO SÍSMICO	Entrepiso	2382.31043					
Techo 6	PESO SÍSMICO	Entrepiso	2884.44588					
Techo 5	PESO SÍSMICO	Entrepiso	3386.58132					
Techo 4	PESO SÍSMICO	Entrepiso	3888.71677					

Techo 3	PESO SÍSMICO	Entrepiso	4390.85221					
Techo 2	PESO SÍSMICO	Entrepiso	4892.98766					
Techo 1	PESO SÍSMICO	Entrepiso	5398.9696					

DIRECCIÓN XX

Peso de la edificación	Cortante Estática	Cortante Dinámica	Factor de escala	
tonf	tonf	tonf		
5398.97	1062.92	837.90	1.014846453	REGULAR

CORTANTE DINÁMICA SDXX

Nivel	Caso de carga/ Combo	Localización	VX	VY
			tonf	tonf
Techo 11	SDXX Max	Bottom	127.4102	38.5507
Techo 10	SDXX Max	Bottom	255.7734	68.2627
Techo 9	SDXX Max	Bottom	366.277	90.4348
Techo 8	SDXX Max	Bottom	461.6193	107.0663
Techo 7	SDXX Max	Bottom	544.9602	120.4938
Techo 6	SDXX Max	Bottom	617.3619	132.5561
Techo 5	SDXX Max	Bottom	679.4938	144.626
Techo 4	SDXX Max	Bottom	732.6433	156.8416
Techo 3	SDXX Max	Bottom	777.1954	168.3075
Techo 2	SDXX Max	Bottom	812.3832	177.7462
Techo 01	SDXX Max	Bottom	837.8979	184.2019

CORTANTE DE DISEÑO SXX

V. DISEÑO SXX (VEXX*0,80)	V. DISEÑO SXX (VDXX*f)	V. DISEÑO SXX ETABS(*)
850.34	850.34	850.34

(*) la cortante en el etabs será igual a VDXX*f.

Nivel	Caso de carga/ Combo	Localización	VX	VY
			tonf	tonf
Techo 11	SDXX Max	Bottom	129.3018	39.123

Techo 10	SDXX Max	Bottom	259.5708	69.2762
Techo 9	SDXX Max	Bottom	371.7149	91.7774
Techo 8	SDXX Max	Bottom	468.4727	108.6559
Techo 7	SDXX Max	Bottom	553.051	122.2827
Techo 6	SDXX Max	Bottom	626.5276	134.5241
Techo 5	SDXX Max	Bottom	689.5819	146.7732
Techo 4	SDXX Max	Bottom	743.5204	159.1701
Techo 3	SDXX Max	Bottom	788.734	170.8063
Techo 2	SDXX Max	Bottom	824.4442	180.3851
Techo 01	SDXX Max	Bottom	850.3377	186.9366

DIRECCIÓN YY

Peso de la edificación	Cortante Estática	Cortante Dinámica	Factor de escala
tonf	tonf	tonf	
5398.97	612.15	503.58	0.972470033 <i>REGULAR</i>

CORTANTE DINÁMICA SDYY

Nivel	Caso de carga/ Combo	Localización	VX	VY
			tonf	tonf
Techo 11	SDYY Max	Bottom	33.753	98.3938
Techo 10	SDYY Max	Bottom	67.4782	177.2961
Techo 9	SDYY Max	Bottom	96.5551	241.0878
Techo 8	SDYY Max	Bottom	121.6579	293.4765
Techo 7	SDYY Max	Bottom	143.6415	338.0832
Techo 6	SDYY Max	Bottom	162.7697	377.1529
Techo 5	SDYY Max	Bottom	179.1699	411.9411
Techo 4	SDYY Max	Bottom	193.1585	442.604
Techo 3	SDYY Max	Bottom	204.8454	468.7822
Techo 2	SDYY Max	Bottom	214.0577	489.3528

Techo 01	SDYY Max	Bottom	220.7413	503.5797
CORTANTE DE DISEÑO SYY				
V. DISEÑO SYY (VEYY*0,80)	V. DISEÑO SYY (VDYY*f)	V. DISEÑO SYY ETABS		
489.72	489.72	503.58		

(*) la cortante en el etabs será igual a VDYY*f.

Nivel	Caso de carga/ Combo	Localización	VX	VY
			tonf	tonf
Techo 11	SDXX Max	Bottom	33.753	98.3938
Techo 10	SDXX Max	Bottom	67.4782	177.2961
Techo 9	SDXX Max	Bottom	96.5551	241.0878
Techo 8	SDXX Max	Bottom	121.6579	293.4765
Techo 7	SDXX Max	Bottom	143.6415	338.0832
Techo 6	SDXX Max	Bottom	162.7697	377.1529
Techo 5	SDXX Max	Bottom	179.1699	411.9411
Techo 4	SDXX Max	Bottom	193.1585	442.604
Techo 3	SDXX Max	Bottom	204.8454	468.7822
Techo 2	SDXX Max	Bottom	214.0577	489.3528
Techo 01	SDXX Max	Bottom	220.7413	503.5797

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrespezo del edificio no podrá ser menos que el 80% del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos

señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos otros los resultados obtenidos excepto los desplazamientos.

4.2.14. Fuerza cortante actuante para verificación del coeficiente básico de reducción sísmica

DIRECCION XX

COLUMNAS											
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element
					tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	
TECHO 1	C1	150	SXX Max	0	64.4533	1.4257	4.3609	0.028	10.7057	2.3868	
TECHO 1	C3	157	SXX Max	0	14.0711	0.4547	0.7353	0.0202	1.3362	0.6505	
TECHO 1	C5	151	SXX Max	0	4.5869	0.4461	0.6479	0.0202	1.1863	0.6535	
TECHO 1	C6	152	SXX Max	0	13.6521	0.4633	0.6519	0.0202	1.1972	0.6577	
TECHO 1	C11	10	SXX Max	0	11.6228	1.5015	3.5357	0.1043	9.7874	3.7976	
TECHO 1	C12	145	SXX Max	0	10.7209	1.4604	4.148	0.1043	11.5408	3.6974	
TECHO 1	C13	159	SXX Max	0	3.7446	1.8003	2.7011	0.137	4.6092	3.8582	
TECHO 1	C14	156	SXX Max	0	6.4021	2.0715	3.5265	0.137	6.4413	4.2365	
TECHO 1	C17	146	SXX Max	0	1.0315	0.9505	3.7091	0.1141	8.262	1.7801	
TECHO 1	C18	147	SXX Max	0	19.7747	1.0257	3.956	0.1141	8.8093	1.86	
TECHO 1	C19	148	SXX Max	0	12.2769	0.8512	4.0458	0.1141	8.6811	1.5322	
TECHO 1	C20	149	SXX Max	0	17.0675	0.8647	3.9664	0.1141	8.5653	1.4515	

TECHO 1	C25	153	SXX Max	0	15.917	0.3737	0.5771	0.0202	1.0861	0.5424		
TECHO 1	C26	154	SXX Max	0	11.746	0.4424	0.441	0.0202	0.8908	0.624		
TECHO 1	C28	885	SXX Max	0	14.5324	0.4546	0.2025	0.0202	0.552	0.6394		
TECHO 1	C29	887	SXX Max	0	14.4582	0.3832	0.2802	0.0202	0.6391	0.6338		
TECHO 1	C30	158	SXX Max	0	12.7527	0.3267	0.644	0.0202	1.2096	0.4796		
TECHO 1	C31	155	SXX Max	0	51.8618	1.0424	4.1683	0.028	10.064 8	1.6718		
TECHO 1	C33	886	SXX Max	0	14.3782	0.4035	0.2159	0.0202	0.5617	0.6514		
TECHO 1	C10	888	SXX Max	0	14.4467	0.4626	0.2455	0.0202	0.569	0.649		
ΣV_{total}						col =	17.20	tonf				

Según Norma E.030 2018

16.1. Estructuras de Concreto Armado

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente cumplen con lo previsto en la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.

- a) **Pórticos.** Por lo menos 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos se diseñan para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
- b) **Muros Estructurales.** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base.

- c) **Dual.** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros los muros es mayor que el 20% y menor que 70% del cortante en la base del edificio.
- d) **Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).** Edificaciones que se caracterizan por tener un 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

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	P2	SXX Max	Bottom	199.2925	77.6702	1.0385	0.753	2.0682	209.146
TECHO 1	P3	SXX Max	Bottom	78.436	61.1877	0.727	0.2007	1.3471	91.9643
TECHO 1	P4	SXX Max	Bottom	57.6624	40.6675	0.6526	0.1198	0.759	58.2126
TECHO 1	P5	SXX Max	Bottom	37.5228	27.4563	0.1375	0.03	0.3301	37.5986
TECHO 1	P6	SXX Max	Bottom	36.2668	26.7683	0.1352	0.0269	0.3296	37.0681
TECHO 1	P7	SXX Max	Bottom	112.9153	90.8349	0.9088	0.212	1.8971	154.11
TECHO 1	P8	SXX Max	Bottom	132.2444	52.6238	0.4975	0.1303	1.0157	101.6352
TECHO 1	P11	SXX Max	Bottom	235.4182	100.4667	0.896	1.0674	1.8169	262.8495
TECHO 1	P12	SXX Max	Bottom	72.9456	119.1653	1.0968	0.5403	2.1742	204.556
TECHO 1	P13	SXX Max	Bottom	21.7323	111.5675	0.8021	0.4609	1.9343	179.7069
TECHO 1	P14	SXX Max	Bottom	76.2203	110.8479	1.0543	0.2468	2.1062	187.0027
TECHO 1	P15	SXX Max	Bottom	179.555	87.8152	0.745	0.2932	1.4911	190.2394
				$\Sigma V_{totalmuro}$	907.07	tonf			

					%V columnas	%V muros			
					1.86	98.14			
- SISTEMA ESTRUCTURAL EN DIRECCIÓN XX : MUROS ESTRUCTURALES									

DIRECCION YY

COLUMNAS

Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element
				m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	
TECHO 1	C1	150	SYX Max	0	26.1826	0.4402	2.6944	0.0176	8.7954	0.7026	
TECHO 1	C3	157	SYX Max	0	4.1624	0.167	1.8373	0.0127	3.3975	0.2352	
TECHO 1	C5	151	SYX Max	0	5.2095	0.1466	1.7884	0.0127	3.2812	0.2132	
TECHO 1	C6	152	SYX Max	0	8.0233	0.1443	1.714	0.0127	3.1771	0.208	
TECHO 1	C11	10	SYX Max	0	11.8875	0.4765	7.6255	0.0655	24.4113	1.2809	
TECHO 1	C12	145	SYX Max	0	10.6508	0.7817	9.9117	0.0655	29.7351	1.7741	
TECHO 1	C13	159	SYX Max	0	6.893	0.5355	7.1819	0.0861	12.407	1.0983	
TECHO 1	C14	156	SYX Max	0	15.1067	2.7444	9.4447	0.0861	17.3641	4.8048	
TECHO 1	C17	146	SYX Max	0	1.7922	0.471	10.2428	0.0716	22.9005	0.7019	

TECHO 1	C18	147	SYU Max	0	55.0482	1.2261	10.8764	0.0716	24.3684	1.9346		
TECHO 1	C19	148	SYU Max	0	18.2067	0.8772	10.7278	0.0716	23.3117	1.3075		
TECHO 1	C20	149	SYU Max	0	36.1229	1.2986	10.5159	0.0716	23.0191	1.7072		
TECHO 1	C25	153	SYU Max	0	22.9925	0.1713	1.5155	0.0127	2.8919	0.2711		
TECHO 1	C26	154	SYU Max	0	28.8281	0.2489	1.2071	0.0127	2.4548	0.3004		
TECHO 1	C28	885	SYU Max	0	40.5865	0.2385	0.5491	0.0127	1.5278	0.3186		
TECHO 1	C29	887	SYU Max	0	37.8263	0.1226	0.7012	0.0127	1.6866	0.2		
TECHO 1	C30	158	SYU Max	0	19.8992	0.104	1.6635	0.0127	3.1637	0.1472		
TECHO 1	C31	155	SYU Max	0	16.0532	0.3339	5.9466	0.0176	15.8288	0.5628		
TECHO 1	C33	886	SYU Max	0	40.2746	0.1553	0.5614	0.0126	1.5204	0.2678		
TECHO 1	C10	888	SYU Max	0	39.2837	0.2712	0.6531	0.0127	1.5599	0.334		
							$\Sigma V_{totalcol}$ =	97.36	tonf			

MUROS

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	P17	SYY Max	Bottom	137.6418	65.3571	1.1413	0.5321	1.1577	289.7613
TECHO 1	P18	SYY Max	Bottom	157.7341	51.1927	0.6089	0.2475	0.5552	207.222

$\Sigma V_{totalmuro}$ =	116.55	tonf
-----------------------------	---------------	------

%V columnas	%V muros
45.51	54.49

- SISTEMA ESTRUCTURAL EN DIRECCIÓN YY : DUAL

4.2.15. Análisis Dinámico de diseño (3era iteración)

DIRECCIÓN XX

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	RZ
		seg			
Modal	1	0.893	0.00000	0.58580	0.00020
Modal	2	0.24	0.08500	0.00180	0.49200
Modal	3	0.212	0.12610	0.11940	0.00100
Modal	4	0.207	0.44320	0.02680	0.08280
Modal	5	0.095	0.00003	0.06060	0.00130
Modal	6	0.069	0.04370	0.00080	0.10390
Modal	7	0.063	0.13700	0.00002	0.03270
Modal	8	0.058	0.00080	0.04390	0.00010
Modal	9	0.041	0.00001	0.04080	0.00002
Modal	10	0.038	0.00250	0.00010	0.00310
Modal	11	0.037	0.01850	0.00090	0.03310
Modal	12	0.034	0.04590	0.00005	0.01830

0.21	seg
0.45	g
1	
1.05	
0.6	seg
2	seg
6	MUROS ESTRUCTURALES
1	NO IRREGULARIDAD
1	NO IRREGULARIDAD
6	
0.7725375	
4.5	regular

DIRECCIÓN YY

0.89	seg
0.45	g
1	
1.05	
0.6	seg
2	seg
7	DUAL
1	NO IRREGULARIDAD
1	NO IRREGULARIDAD
7	
0.662175	
5.25	<i>regular</i>

4.2.16. Análisis Estático de diseño (3era iteración)

DIRECCIÓN XX

TX=	0.21	seg
TX ≤ 0,5 , k = 1,0		
TX > 0,5 , k = (0,75+0,5T) ≤ 2,0		
Z=	0.45	g
U=	1	
S, S2=	1.05	
TP=	0.6	seg
TL=	2	seg
CX=	2.5	
Ro=	6	MUROS ESTRUCTURALES
la=	1	NO IRREGULARIDAD
lp=	1	NO IRREGULARIDAD
RX=	6	
CX/RX ≥ 0,11	0.417	SI!
Peso de la edificación	5398.97	ton
VEXX=	1062.92	ton

k=	0.85	≤2,0
USE		
k=	1.00	
Factor SEXX	4.5	regular

4.2.17. Aislamiento sísmico en base a la Norma E.031 2018 y consideraciones del código ASCE 7 - 16

Artículo 14.- ESPECTRO DE DISEÑO SMC

Artículo 14.4.- El sismo máximo considerado se determina como:

ESPECTRO - E.031 2018

$$S_{aM} = 1,5 ZUCS g \quad \dots\dots\dots (5)$$

- Donde Z, U y S son los parámetros definidos en la Norma Técnica E. 030 Diseño Sismorresistente.
- Para estructuras aisladas, el factor de U es en todos los casos igual a 1.

Tabla 11 Tabla de zonificación "Z"

Zonificación, Z		
=	0.45	g
U =	1	
S =	1.05	
F. I. =	1.5	
Tp =	0.6	seg
Tl =	2	seg

- El parámetro C es definido por las siguientes ecuaciones.

$$\begin{aligned}
 T < 0,2 T_p & ; & C = 1 + 7,5 * \frac{T}{T_p} \\
 0,2 \frac{T}{T_p} < T < \frac{T}{T_p} & ; & C = 2,5 \\
 T_p < T < T_L & ; & C = 2,5 * \frac{T_p}{T}
 \end{aligned}$$

$$T > T_L \quad ; \quad C = 2,5 * \frac{T_p * T_L}{T^2}$$

Periodo corto =	Tp	0.6	seg
Periodo largo =	Tl	2	seg

- Cuando se desarrollen espectros para un sitio específico, no pueden considerar ordenadas espectrales menores que las antes indicadas.

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS - XX y YY		
ESPECTRO SMC - NORMA E.031		
T	C	1.5 ZUCS
seg		g
0	1.00	0.71
0.05	1.63	1.15
0.1	2.25	1.59
0.12	2.50	1.77
0.15	2.50	1.77
0.2	2.50	1.77
0.3	2.50	1.77
0.4	2.50	1.77
0.5	2.50	1.77
0.6	2.50	1.77
0.7	2.14	1.52
0.8	1.88	1.33
0.9	1.67	1.18
1	1.50	1.06
1.1	1.36	0.97
1.2	1.25	0.89
1.3	1.15	0.82
1.4	1.07	0.76
1.5	1.00	0.71
1.6	0.94	0.66
1.7	0.88	0.63
1.8	0.83	0.59
1.9	0.79	0.56
2	0.75	0.53
2.1	0.68	0.48
2.2	0.62	0.44
2.3	0.57	0.40

2.4	0.52	0.37
2.5	0.48	0.34
2.6	0.44	0.31
2.7	0.41	0.29
2.8	0.38	0.27
2.9	0.36	0.25
3	0.33	0.24
3.1	0.31	0.22
3.2	0.29	0.21
3.3	0.28	0.20
3.4	0.26	0.18
3.5	0.24	0.17
3.6	0.23	0.16
3.7	0.22	0.16
3.8	0.21	0.15
3.9	0.20	0.14
4	0.19	0.13
4.1	0.18	0.13
4.2	0.17	0.12
4.3	0.16	0.11
4.4	0.15	0.11
4.5	0.15	0.11
4.6	0.14	0.10
4.7	0.14	0.10
4.8	0.13	0.09
4.9	0.12	0.09
5	0.12	0.09
5.1	0.12	0.08
5.2	0.11	0.08
5.3	0.11	0.08
5.4	0.10	0.07
5.5	0.10	0.07
5.6	0.10	0.07
5.7	0.09	0.07
5.8	0.09	0.06
5.9	0.09	0.06
6	0.08	0.06
6.1	0.08	0.06
6.2	0.08	0.06
6.3	0.08	0.05
6.4	0.07	0.05
6.5	0.07	0.05

6.6	0.07	0.05
6.7	0.07	0.05
6.8	0.06	0.05
6.9	0.06	0.04
7	0.06	0.04

ESPECTRO SMC - NORMA E.031

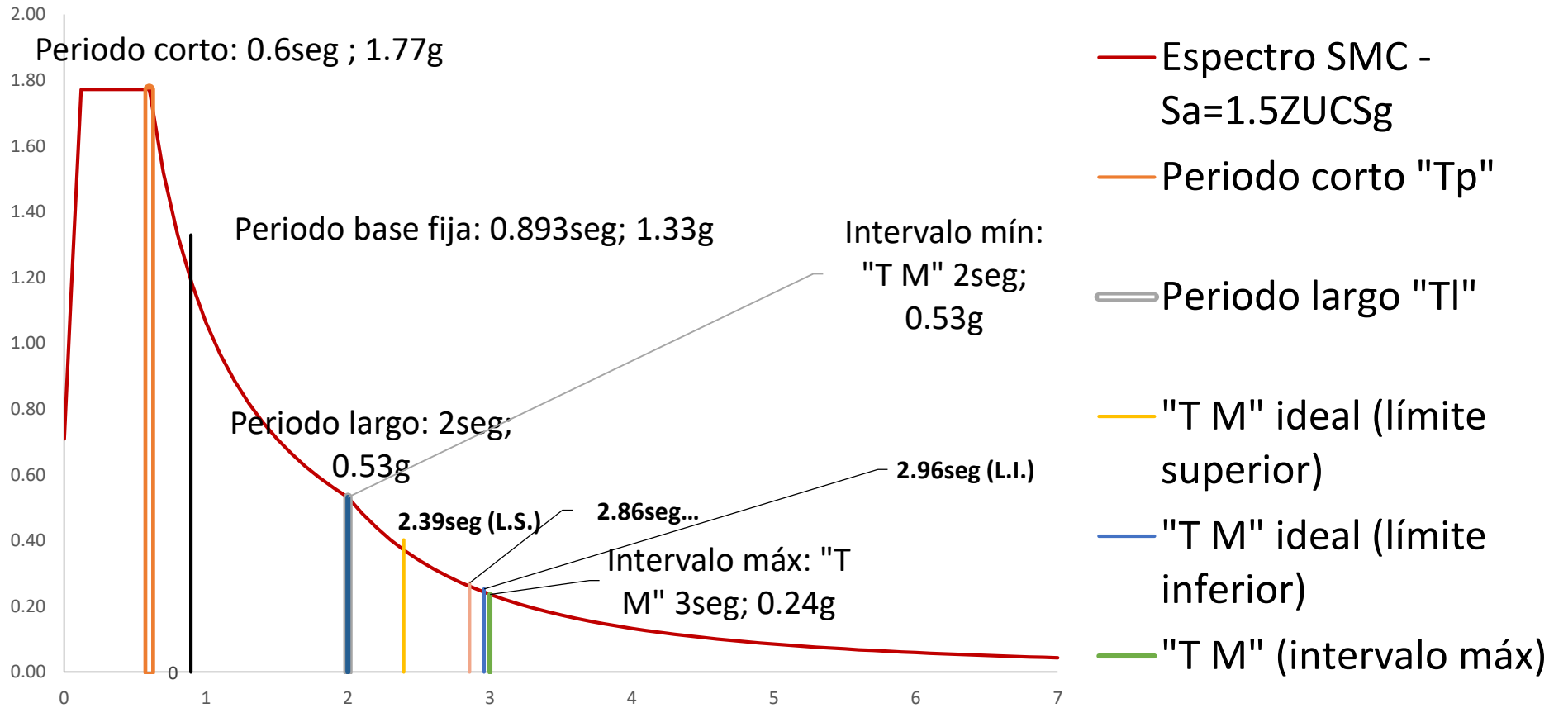


Figura 47 Espectro SMC - NORMA E.031

Ta/Tf , factor objetivo	SaF/SaM, relación de aceleraciones
3.20	4.90
0	0

1	0.67
1.5	1.09
2	1.43
2.5	2.03
3	2.84
3.5	4.04
4	5.14
4.5	6.72
5	8.13
5.5	10.08
6	11.80
6.5	14.13
7	16.14
7.5	18.29
8	20.58
8.5	20.58

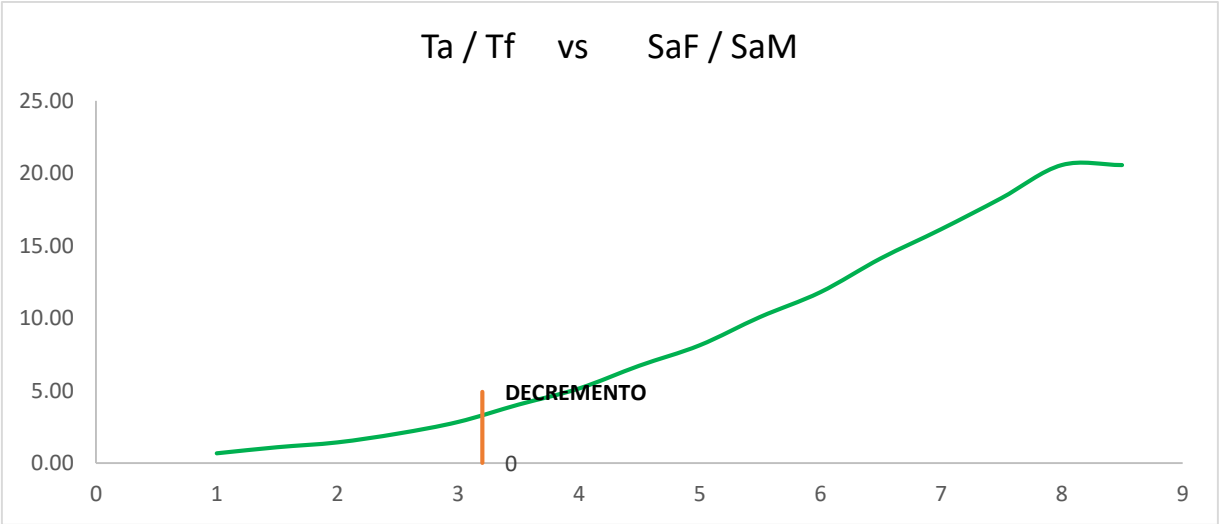


Figura 48 Grafica de decremento

T M \approx 2 (seg) =	2	0.53
TM (seg) ideal (en límite superior) =	2.39	0.40
TM (seg) nominal =	2.86	0.27
TM (seg) ideal (en límite inferior) =	2.96	0.25
T M (seg) \approx 3 seg =	3	0.24

4.2.17.1.1. Norma E. 031 – 2018 / procedimiento para diseñar aisladores

Aceleración SMC máxima para periodos cortos =	S aM, T<0.2Tp	1.77	g
Número de aisladores de un solo tipo =	Na =	24	aisladores

Periodo de inicio de la meseta del espectro =	To	0.12	seg
---	----	------	-----

Peso de la edificación por entrepiso:

NIVEL DE ENTREPISO	MASA	PESO
	ton-seg ² /m	ton
TECHO 11	38.48735	377.43
TECHO 10	51.83318	508.31
TECHO 9	51.83318	508.31
TECHO 8	51.83318	508.31
TECHO 7	51.83318	508.31
TECHO 6	51.83318	508.31
TECHO 5	51.83318	508.31
TECHO 4	51.83318	508.31
TECHO 3	51.83318	508.31
TECHO 2	51.83318	508.31
TECHO 1	52.24601	512.36
SISTEMA AISLAMIENTO	66.18576	649.0605833

Peso sísmico de la estructura sobre la interfaz de aislamiento =	W	6113.64	ton	6113639.58	kg
--	---	---------	-----	------------	----

4.2.17.1.2. Límite de coeficiente de amplificación sísmica de la superestructura

2.856563583	seg	<	0.12	seg
0.12	seg	<	2.856563583	seg
0.6	seg	<	2.856563583	seg
2.856563583	seg	>	2	seg

Coef. Amplificación sísmica =	C	0.37
-------------------------------	---	------

4.2.17.1.3. Aproximación de fuerza lateral equivalente para diseñar estructuras aisladas (superestructura)

Fs para sistema aislado apróx promedio (TM inf y TM sup) = Fs 1593.04 ton

4.2.17.1.4. Desplazamiento traslacional por Sismo Máximo Considerado (SMC)

Artículo 20.1.- Desplazamiento traslacional

- El sistema de aislamiento sísmico debe ser diseñado y construido para soportar, **como MÍNIMO**, el desplazamiento máximo, DM, utilizando los límites superiores e inferiores de las propiedades del aislador sísmico en dirección más crítica para la respuesta horizontal:

$$D_M = \frac{S_{aM} * T_{2M}}{4 \pi^2 * B_M}$$

- El periodo objetivo de la estructura aislada es de "t = 2.5 seg." Aproximadamente, por lo tanto, el valor de "C" se determina a partir de la condición "T > T_L":

$$T > T_L$$

$$C = 2,5 * \frac{T_P * T_L}{T^2}$$

- Para este caso, el desplazamiento máximo no depende del periodo del sistema de aislamiento, por lo tanto:

$$D_M = \frac{1.5 * 2.5 * Z * T_P * T_L * S_g}{4 * \pi^2 * B_M}$$

- El factor de amortiguamiento, **SE ESTIMARÁ** de la tabla N° 05:

LÍMITE INFERIOR	
DESPLAZAMIENTO TRASLACIONAL	
DM =	35.5174 cm
Condición: DM < DM máx del aislador	
CUMPLE	
g =	9.80665 m/s ²
BM =	1.49 % Valor asumido (posibles
βM =	18.455 iteraciones)
CONVERGENCIA =	1.0000282

Periodo de vibración de base fija, " Tf " =	0.893 seg
Factor, " T M / Tf " =	3
Periodo efectivo del total de aisladores apróx, " T M " =	2.68 seg
Rigidez efectiva del total de aisladores, " K M "	3429.205139 ton/m
Rigidez efectiva del sistema aislado apróx por aislador, " Keff "	142.883547 ton/m
Periodo efectivo de sistema aislado ETABS, " T M " =	2.923 seg
Rigidez efectiva del sistema aislado por aislador, " Keff "	142.90 ton/m
Periodo efectivo de la superestructura, " T M " =	0.24 seg
Rigidez efectiva de la superestructura, " K M "	413389.3087 ton/m
Periodo efectivo del SISTEMA AISLADO, " T M " =	2.8566 seg
CONVERGENCIA =	1.0000937

Porcentaje eectivo entre periodos =	97.7271 %
-------------------------------------	-----------

NOMINAL		
DESPLAZAMIENTO TRASLACIONAL		
DM =		35.0292 cm
Condición: DM < DM máx del aislador	CUMPLE	
g =		9.80665 m/s ²
BM =		1.51
β M =		19.15 % Valor asumido (posibles iteraciones)
CONVERGENCIA =		1.0000000

4.2.17.1.5. Predimensionamiento con carga axial de aislador elastomérico tipo LRB

- Predimensionamiento del aislador en base a la carga axial:

Peso sísmico de la superestructura (100%CM+50%CV):	6113639.58	kg
Peso sísmico de la superestructura para cada aislador:	2498.10	kN

LÍMITE INFERIOR		
DESPLAZAMIENTO TRASLACIONAL MÁXIMO		
DM máximo del aislador =	41.00 cm	(catálogo)
g =	9.80665 m/s ²	
BM del aislador =	1.29	
β M del aislador =	12.18 %	

Tabla 12 Device size - mounting plate dimensions

DEVICE SIZE				MOUNTING PLATE DIMENSIONS					
Isolator Diameter, D _I (mm)	Isolator Height, H (mm)	Number of Rubber Layers, N	Lead Diameter D _L (mm)	L (mm)	t (mm)	Hole Qty.	Hole ø (mm)	A (mm)	B (mm)
305	125-280	4-14	0-100	355	25	4	27	50	-
355	150-305	5-16	0-100	405	25	4	27	50	-
405	175-330	6-20	0-125	455	25	4	27	50	-
455	175-355	6-20	0-125	510	25	4	27	50	-
520	205-380	8-24	0-180	570	25	8	27	50	50
570	205-380	8-24	0-180	620	25	8	27	50	50
650	205-380	8-24	0-205	700	32	8	27	50	50
700	205-430	8-30	0-205	750	32	8	33	65	75
750	230-455	8-30	0-230	800	32	8	33	65	75
800	230-510	8-33	0-230	850	32	8	33	65	75
850	230-535	8-35	0-255	900	38	12	33	65	95
900	255-560	9-37	0-255	955	38	12	33	65	95
950	255-585	10-40	0-280	1005	38	12	33	65	95
1000	280-635	11-40	0-280	1055	38	12	40	75	115
1050	305-660	12-45	0-305	1105	44	12	40	75	115
1160	330-760	14-45	0-330	1205	44	12	40	75	115
1260	355-760	16-45	0-355	1335	44	16	40	75	115
1360	405-760	18-45	0-380	1435	51	16	40	75	115
1450	430-760	20-45	0-405	1525	51	20	40	75	115
1550	455-760	22-45	0-405	1625	51	20	40	75	115

Tabla 13 Desing properties

Isolator Diameter, D_1 (mm)	DESIGN PROPERTIES			Maximum Displacement, D_{max} (mm)	Axial Load Capacity P_{max} (kN)
	Yielded Stiffness, K_d (kN/mm)	Characteristic Strength Q_d (kN)	Compression Stiffness, K_v (kN/mm)		
305	0.2-0.9	0-65	>50	150	450
355	0.2-1.2	0-65	>100	150	700
405	0.3-1.6	0-110	>100	200	900
455	0.3-2.0	0-110	>100	250	1,150
520	0.4-2.3	0-180	>200	300	1,350
570	0.5-2.8	0-180	>500	360	1,800
650	0.5-3.5	0-220	>700	410	2,700
700	0.5-4.2	0-220	>800	460	3,100
750	0.7-4.7	0-265	>900	460	3,600
800	0.7-5.3	0-265	>1,000	510	4,000
850	0.7-6.1	0-355	>1,200	560	4,900
900	0.7-6.1	0-355	>1,400	560	5,800
950	0.7-6.1	0-490	>1,800	610	6,700
1000	0.8-6.3	0-490	>1,900	660	7,600
1050	0.9-6.3	0-580	>2,100	710	8,500
1160	1.1-6.5	0-665	>2,800	760	13,800
1260	1.2-6.7	0-755	>3,700	810	20,500
1360	1.4-7.0	0-890	>5,100	860	27,600
1450	1.6-7.2	0-1,025	>5,300	910	33,400
1550	1.8-7.4	0-1,025	>6,500	910	40,000

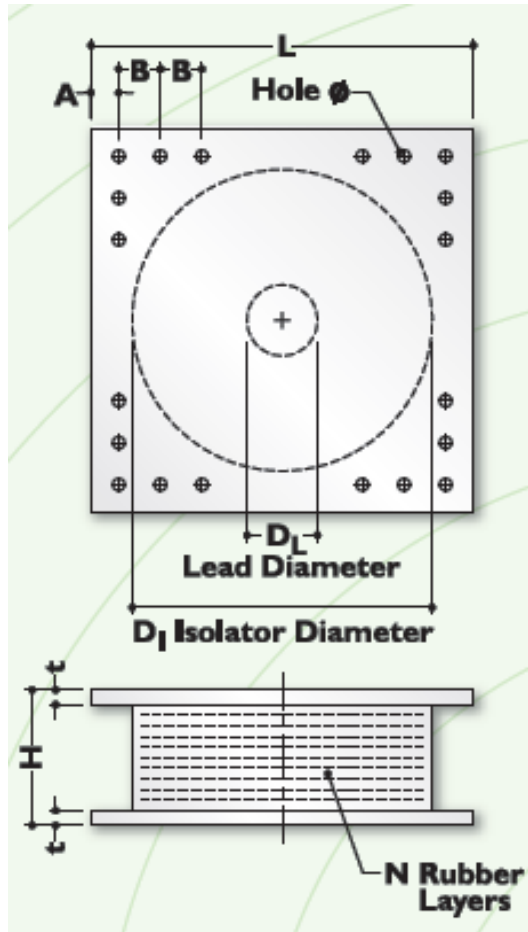


Figura 49 Medidas de un aislador

- Datos del aislador a usarse:

H , altura total del aislador =	25.0	cm
Do , diámetro del aislador =	65	cm
Di , diámetro del núcleo de plomo =	18	cm
t , espesor de brida =	3.2	cm
Ncg , número de capas de goma =	15	unds
Ts , espesor de la capa de acero =	0.2	cm
Nca , número de capas de acero =	14	unds
tr , altura de capa de goma =	1.0533	cm
Tr , altura de todas las capas de goma =	15.8	cm
Verificación de altura total del aislador , H =	25	cm
Na , número de aisladores de un solo tipo =	24	unds

Verificar que esté dentro del rango en los valores del catálogo.

Propiedades de **UN AISLADOR:**

A usar :	Desplazamiento en fluencia, "Dy o qy" =	2.5	cm				
	Desplazamiento del sismo máximo, mínimo, "DM o q" =	35.03	cm				
	Módulo de corte de goma, "G": (disponibilidad del proveedor)	55	Psi	hasta	100	Psi	(catálogo)
		3.87	kg/cm2	hasta	7.03	kg/cm2	equivalencia
	Módulo de corte de goma, "G":	4.60	kg/cm2				Elegir dato.
Rigidez Post - fluencia, "Kd"	96608.94	kg/m	≈	0.97	kN/mm	<	

Resistencia característica, "Qd" :	159.01	kN	11.35	>	DENTRO DEL RANGO
Resistencia característica, "Qd" :	16214.34	kg		<	DENTRO DEL RANGO
				>	DENTRO DEL RANGO

A usar :	Área del núcleo de plomo "DL" :	254.47	cm2
	Esfuerzo de corte del plomo a nivel de fluencia, "tpy" :	63.72	kg/cm2
	Deformación por corte para DM (nominal):	221.70	%

$Q_d = A_L * t_{py}$
 Donde A_L es el área de la sección transversal del núcleo de plomo y t_{py} es el esfuerzo de corete del plomo a nivel de fluencia.

4.2.17.1.6. Factores de modificación de las propiedades del aislador

CÁLCULOS DE LOS LÍMITES, INFERIOR Y SUPERIOR

Artículo 13.3.- Factores de modificación de las propiedades:

- a) El diseño de las estructuras sísmicas aisladas, incluyendo cimentación, sistema de aislamiento y superestructura deberá tomarse en cuenta:
 - Posible influencia de la velocidad de carga.
 - Variaciones en las propiedades del aislador.
 - Cambios debidos al envejecimiento.
 - Contaminación.
 - Exposición al ambiente y temperatura.
- b) Los factores de modificación de las propiedades, máximo y mínimo “ λ ” se utilizan para tener en cuenta la variación de los parámetros de diseño nominal de cada tipo de unidad de aislamiento por efectos:
 - Calentamiento debido al movimiento dinámico cíclico.
 - Velocidad de carga.
 - Scragging y recuperación.
 - Variabilidad en las propiedades de producción.
 - Temperatura.
 - Envejecimiento.
 - Exposición ambiental y contaminación.
- c) Cuando los datos del ensayo de calificación son apropiados por el ing. responsable del diseño estructural y estos estén comprendidos en la tabla N° 02, “FACTORES DE MODIFICACIÓN MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LAS PROPIEDADES DE LOS DISPOSITIVOS – CLASE I”

4.2.17.1.6.1. Factores de modificación de propiedades según Norma E.031

Tabla 14 Valores mínimos de los factores de modificación máximo para los dispositivos clase I

VALORES MÍNIMOS DE LOS FACTORES DE MODIFICACIÓN MÁXIMO PARA LOS DISPOSITIVOS CLASE I							
VALOR MÍNIMO PARA:	Interfaz sin lubricación	Interfaz lubricada	Aislador de bajo amortiguamiento	Aislador de caucho con núcleo de plomo	Aislador de caucho con núcleo de Plomo	Aislador de Alto Amortiguamiento	Aislador de Alto Amortiguamiento
	u o Qd	u o Qd	K	Kd	Qd	Kd	Qd
Factor Máximo para Envejecimiento y Efectos Ambientales ($\lambda_{ae,max}$)	1.21	1.65	1	1	1	1.2	1.2
Factor Máximo para variaciones por temperatura, velocidad de carga, scragging ($\lambda_{tvs,max}$)	1.2	1.3	1.03	1.03	1.3	1.5	1.3
Factor Máximo para verificar los ensayos de aisladores de obra- variaciones de fabricación ($\lambda_{fab,max}$)	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
Factor de Modificación Máximo Limite Superior: $\lambda_{max} = [1 + 0.75(\lambda_{ae,max} - 1)] * \lambda_{tvs,max} * \lambda_{fab,max}$	1.6	2.25	1.3	1.3	1.5	2	1.7

Fuente: Numeral C 17.2.8.4 de los comentarios al Capítulo 17 del ASCE 7-16.

Tabla 15 Valores máximos de los factores de modificación mínimo para los dispositivos clase I

VALORES MÁXIMOS DE LOS FACTORES DE MODIFICACIÓN MÍNIMO PARA PARA LOS DISPOSITIVOS CLASE I							
VALOR MÁXIMO PARA:	Interfaz sin lubricación	Interfaz lubricada	Aislador de bajo amortiguamiento	Aislador de caucho con núcleo de plomo	Aislador de caucho con núcleo de Plomo	Aislador de Alto Amortiguamiento	Aislador de Alto Amortiguamiento
	u o Qd	u o Qd	K	Kd	Qd	Kd	Qd
Factor Mínimo para Envejecimiento y Efectos Ambientales ($\lambda_{ae,min}$)	1	1	1	1	1	1	1
Factor Mínimo para variaciones por temperatura, velocidad de carga, scragging ($\lambda_{tvs,min}$)	0.95	0.95	0.98	0.98	0.95	0.95	0.95
Factor Mínimo para verificar los ensayos de aisladores de obra- variaciones de fabricación ($\lambda_{fab,min}$)	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Factor de Modificación Mínimo Limite Inferior: $\lambda_{min} = [1 - 0.75(\lambda_{ae,min} - 1)] * \lambda_{tvs,min} * \lambda_{fab,min}$	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Fuente: Numeral C 17.2.8.4 de los comentarios al Capítulo 17 del ASCE 7-16.

- d) Cuando los datos del ensayo de cualificación NO son aprobados por el ing. responsable del diseño estructural o los valores de modificación estén dentro de la Tabla N°03, estos deberán ser considerados con los valores de la Tabla N° 03: “FACTORES DE MODIFICACIÓN MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LAS PROPIEDADES DE LOS DISPOSITIVOS – CLASE II”

Tabla 16 Factores de modificación superior para los dispositivos clase II

FACTORES DE MODIFICACION SUPERIOR PARA LOS DISPOSITIVOS CLASE II							
Variable	Interfaz sin lubricación	Interfaz lubricada	Aislador de bajo amortiguamiento	Aislador de caucho con núcleo de plomo	Aislador de caucho con núcleo de Plomo	Aislador de Alto Amortiguamiento	Aislador de Alto Amortiguamiento
	u o Qd	u o Qd	K	Kd	Qd	Kd	Qd
Factor Máximo para Envejecimiento y Efectos Ambientales ($\lambda_{ae,max}$)	1.56	2.52	1.3	1.3	1	1.4	1.3
Factor Máximo para variaciones por temperatura, velocidad de carga, scragging ($\lambda_{tvs,max}$)	1.3	1.3	1.3	1.3	1.6	1.95	1.59
Factor Máximo para verificar los ensayos de aisladores de obra- variaciones de fabricación ($\lambda_{fab,max}$)	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
Factor de Modificación Máximo Limite Superior: $\lambda_{max} = [1 + 0.75(\lambda_{ae,max} - 1)] * \lambda_{tvs,max} * \lambda_{fab,max}$	2.1	3.2	1.8	1.8	1.8	2.2	1.8

Fuente: Numeral C 17.2.8.4 de los comentarios al Capítulo 17 del ASCE 7-16.

4.2.17.1.6.2. Factores de modificación por parte de la empresa proveedora

- e) Se aplicarán factores de modificación, tales como:

Factores de modificación considerando las condiciones ambientales y envejecimiento:

λ_{ae} máx para "Kd"=	1	λ_{ae} máx para "Qd"=	1
λ_{ae} mín para "Kd"=	1	λ_{ae} mín para "Qd"=	1

Factor de modificación considerando las condiciones de temperatura, velocidad de carga y Scragging.

λ_{tvs} máx para "Kd"=	1.02	λ_{tvs} máx para "Qd"=	1.2
λ_{tvs} mín para "Kd"=	0.97	λ_{tvs} mín para "Qd"=	0.94

Factor de modificación considerando la variedad en la fabricación de aisladores de la misma dimensión:

λ_{fab} máx para "Kd" =	1.14	λ_{fab} máx para "Qd" =	1.14
λ_{fab} mín para "Kd" =	0.86	λ_{fab} mín para "Qd" =	0.84

Los factores de modificación máximo y mínimo serán:

$\lambda_{máx}$ para "Kd" =	1.16	$\lambda_{máx}$ para "Qd" =	1.37
$\lambda_{mín}$ para "Kd" =	0.83	$\lambda_{mín}$ para "Qd" =	0.79

Usar: $\lambda_{máx}$ para "Kd" =	1.16	Usar: $\lambda_{máx}$ para "Qd" =	1.37
Usar: $\lambda_{mín}$ para "Kd" =	0.83	Usar: $\lambda_{mín}$ para "Qd" =	0.80
Aisladores:	CLASE I		

- Visualizando los factores de modificación, se tienen aisladores CLASE I
- De la Tabla N° 2: Factores de modificación máximos y mínimos de las propiedades de los dispositivos CLASE I:

Factores de modificación para, "Kd" =	máximo	1.30
	mínimo	0.80
Factores de modificación para, "Qd" =	máximo	1.50
	mínimo	0.80

- Visualizando los factores de modificación, se tiene aisladores CLASE II
- De la Tabla N° 3: Factores de modificación máximos y mínimos de las propiedades de los dispositivos CLASE II:

Factores de modificación para, "Kd" =	máximo	1.80
	mínimo	0.80
Factores de modificación para, "Qd" =	máximo	1.80
	mínimo	0.80

4.2.17.1.7. Propiedades límites de los aisladores sísmicos y diagrama bilineal de histéresis.

Artículo 31.6 .- Tomar los valores de carga axial y desplazamiento máximos utilizando los límites superior e inferior para la prueba de los aisladores.

Artículo 13.4 .- Límite superior y límite inferior del comportamiento fuerza - desplazamiento de los componentes del sistema de aislamiento sísmico:

Nombre	Límite inferior	Nominal	Límite Superior	Unidades
Módulo efectivo de corte de goma, "G":	3.84	4.60	5.35	kg/cm ²
Esfuerzo de corte del plomo, "τ _{py} ":	50.97	63.72	87.17	kg/cm ²

- Se debe desarrollar un modelo matemático correspondiente al límite superior del comportamiento histerético (fuerza – desplazamiento) de cada tipo de componente del sistema de aislamiento sísmico:
- El límite superior del comportamiento histerético de los componentes del sistema, se debe modelar utilizando LOA VALORES MÁXIMOS DE LA PROPIEDADES DEL AISLADOR.
- Calculando el diagrama de histéresis para el LÍMITE SUPERIOR.

PROPIEDADES DINÁMICAS	UNIDADES	SEGÚN NORMA E.031
		PARÁMETROS SMC Límite Superior
Desplazamiento del aislador, q =	cm	33.23
Área del plomo, A _p =	cm ²	254.47
Área del asilador, A _a =	cm ²	3318.31
Resistencia característica, Q _d =	ton	532.35
Rigidez Post - fluencia, K _d =	ton/m	2696.09
Rigidez elástica, K _e =	ton/m	23990.05
Fuerza de fluencia, F _y =	ton	599.75
Rigidez efectiva, K _{eff} =	ton/m	4297.94
Factor de amortiguamiento efectivo, β _{eff} =	%	21.94
Factor de amortiguamiento del espectro reducido, B =		1.59
Periodo efectivo en base aislada, T _{eff} =	seg	2.39
RATIO		8.898

CONVERGENCIA (β_{eff}/β_M)=

1.0001

DIAGRAMA DE HISTÉRESIS (NÚCLEO DE PLOMO)	
cm	kg
0	0
2.5	6.00E+05
33.23	1.43E+06
28.23	2.29E+05
-33.23	-1.43E+06
-28.23	-2.29E+05
0	5.32E+05

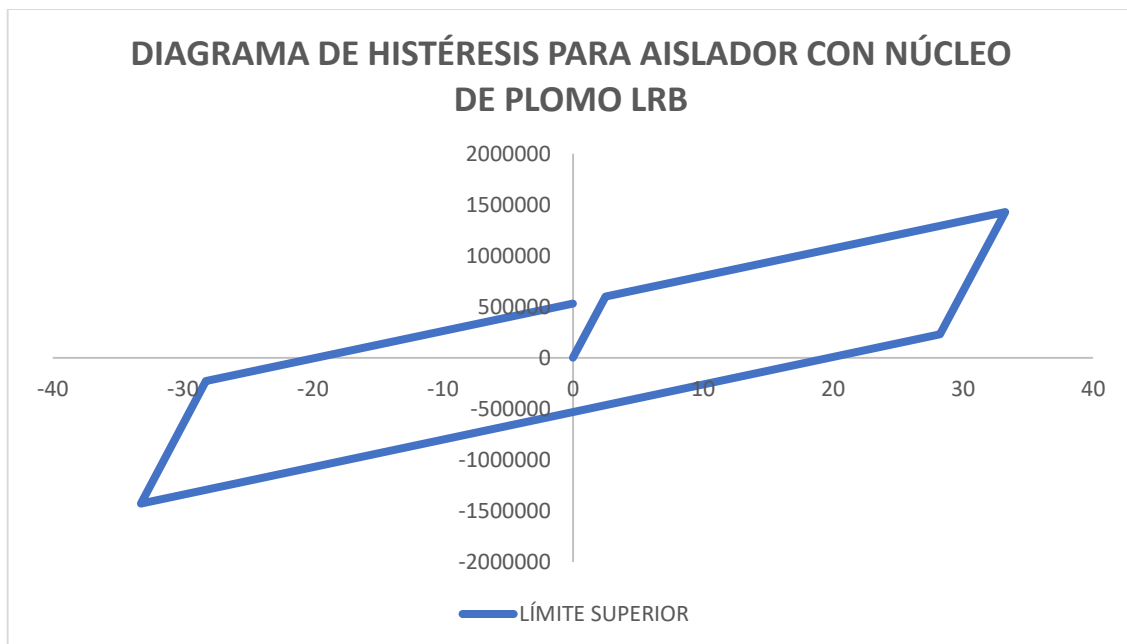


Figura 50 Diagrama de histéresis para aislador con núcleo de plomo LRB

- c) Se debe desarrollar un modelo matemático correspondiente al límite inferior del comportamiento histérico (fuerza – desplazamiento) de cada tipo de componente del sistema de aislamiento sísmico:
- d) El límite del comportamiento histérico de los componentes del sistema, se debe modelar utilizando LOS VALORES INFERIO DE LAS PROPIEDADES DEL AISLADOR.
 - Calculando el diagrama de histéresis para el LÍMITE INFERIOR

PROPIEDADES DINÁMICAS	UNIDADES	SEGÚN NORMA E.031
		PARÁMETROS SMC
		Límite inferior
Desplazamiento del aislador, $q =$	cm	35.52
Área del plomo, $A_p =$	cm ²	254.47
Área del asilador, $A_a =$	cm ²	3318.31
Resistencia característica, $Q_d =$	ton	311.32
Rigidez Post - fluencia, $K_d =$	ton/m	1934.19
Rigidez elástica, $K_e =$	ton/m	14386.80
Fuerza de fluencia, $F_y =$	ton	359.67
Rigidez efectiva, $K_{eff} =$	ton/m	2810.70
Factor de amortiguamiento efectivo, $\beta_{eff} =$	%	18.46
Factor de amortiguamiento del espectro reducido, $B =$		1.49
Periodo efectivo en base aislada, $T_{eff} =$	seg	2.96
RATIO		7.438
CONVERGENCIA (β_{eff}/β_M)=		1.0000

DIAGRAMA DE HISTÉRESIS (NÚCLEO DE PLOMO)	
cm	kg
0	0
2.5	3.60E+05
35.52	9.98E+05
30.52	2.79E+05
-35.52	-9.98E+05
-30.52	-2.79E+05
0	3.11E+05

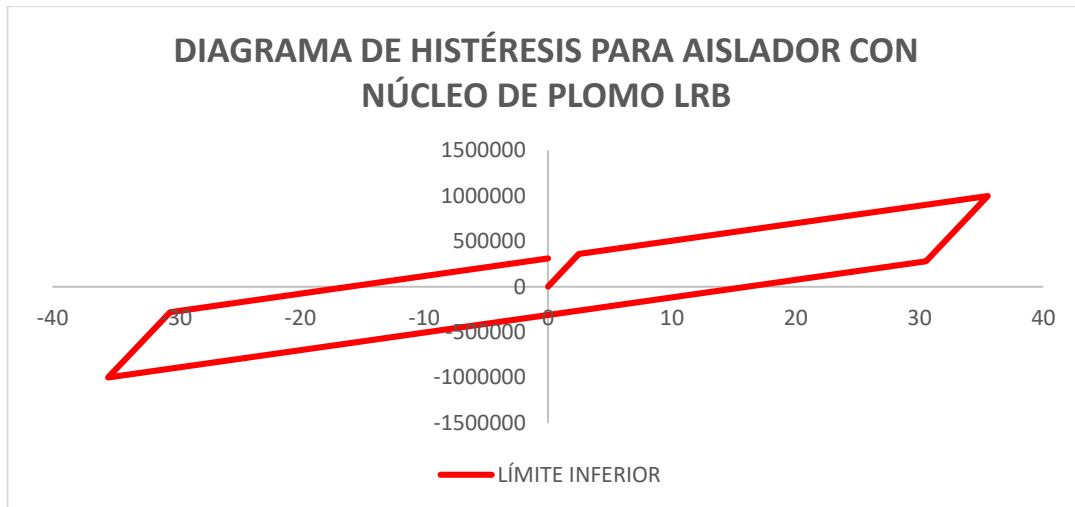


Figura 51 Diagrama de histéresis para aislador con núcleo de plomo LRB

- Calculando el diagrama de histéresis para las propiedades NOMINALES

PROPIEDADES DINÁMICAS	UNIDADES	SEGÚN NORMA E.031
		PARÁMETROS SMC
		Nominal
Desplazamiento del aislador, $q =$	cm	35.03
Área del plomo, $A_p =$	cm ²	254.47
Área del asilador, $A_a =$	cm ²	3318.31
Resistencia característica, $Q_d =$	ton	389.14
Rigidez Post - fluencia, $K_d =$	ton/m	2318.61
Rigidez elástica, $K_e =$	ton/m	17884.38
Fuerza de fluencia, $F_y =$	ton	447.11
Rigidez efectiva, $K_{eff} =$	ton/m	3429.53
Factor de amortiguamiento efectivo, $\beta_{eff} =$	%	19.15
Factor de amortiguamiento del espectro reducido, $B =$		1.51
Periodo efectivo en base aislada, $T_{eff} =$	seg	2.68
RATIO		7.713
CONVERGENCIA (β_{eff}/β_M)=		1.0000

DIAGRAMA DE HISTÉRESIS (NÚCLEO DE PLOMO)	
cm	kg
0	0

2.5	4.47E+05
35.03	1.20E+06
30.03	3.07E+05
-35.03	-1.20E+06
-30.03	-3.07E+05
0	3.89E+05

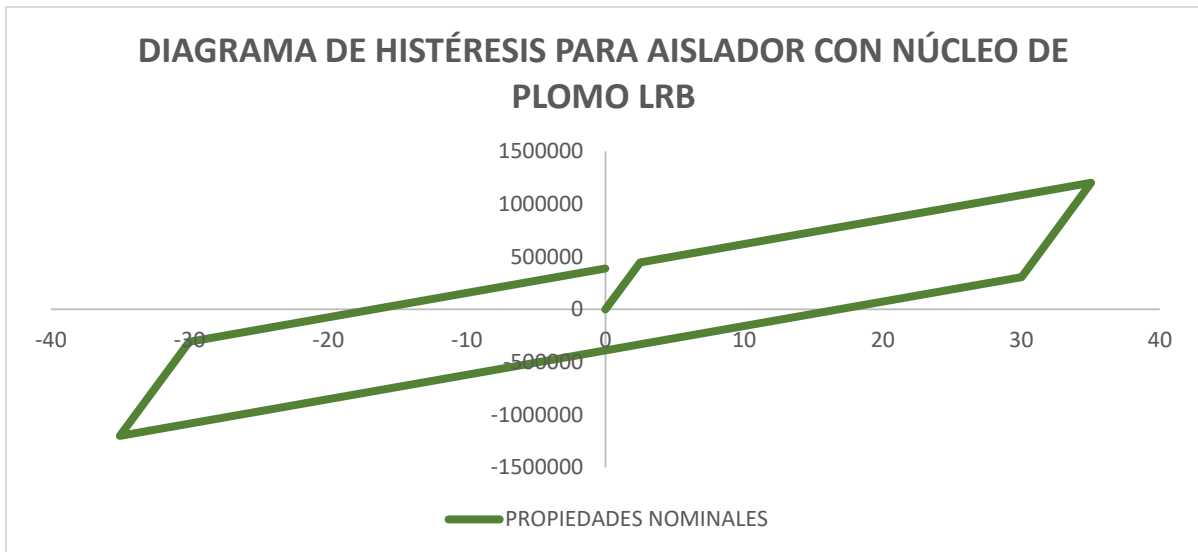


Figura 52 Diagrama de histeresis para aislador con nucleo de plomo LRB

- Resumen de resultados para el TOTAL de aisladores:

PROPIEDADES DINÁMICAS	UNIDADES	SEGÚN NORMA E.031		
		PARÁMETROS SMC		
		Límite Inferior	Nominal	Límite superior
Desplazamiento del aislador, $q =$	cm	35.52	35.03	33.23
Área del plomo, $A_p =$	cm ²	254.47	254.47	254.47
Área del asilador, $A_a =$	cm ²	3318.31	3318.31	3318.31
Resistencia característica, $Q_d =$	ton	311.32	389.14	532.35
Rigidez Post - fluencia, $K_d =$	ton/m	1934.19	2318.61	2696.09
Rigidez elástica, $K_e =$	ton/m	14386.80	17884.38	23990.05
Fuerza de fluencia, $F_y =$	ton	359.67	447.11	599.75
Rigidez efectiva, $K_{eff} =$	ton/m	2810.70	3429.53	4297.94
Factor de amortiguamiento efectivo, $\beta_{eff} =$	%	18.46	19.15	21.94
Factor de amortiguamiento del espectro reducido, $B =$		1.49	1.51	1.59
Periodo efectivo en base aislada, $T_{eff} =$	seg	2.96	2.68	2.39
RATIO		7.44	7.71	8.90

- Resultados para una UNIDAD de aislador:

PROPIEDADES DINÁMICAS	UNIDADES	SEGÚN NORMA E.031		
		PARÁMETROS SMC		
		Límite Inferior	Nominal	Límite superior
Desplazamiento del aislador, $q =$	cm	35.52	35.03	33.23
Área del plomo, $A_p =$	cm ²	254.47	254.47	254.47
Área del asilador, $A_a =$	cm ²	3318.31	3318.31	3318.31
Resistencia característica, $Q_d =$	ton	12.97	16.21	22.18
Rigidez Post - fluencia, $K_d =$	ton/m	80.59	96.61	112.34
Rigidez elástica, $K_e =$	ton/m	599.45	745.18	999.59
Fuerza de fluencia, $F_y =$	ton	14.99	18.63	24.99
Rigidez efectiva, $K_{eff} =$	ton/m	117.11	142.90	179.08
Factor de amortiguamiento efectivo, $\beta_{eff} =$	%	18.46	19.15	21.94
Factor de amortiguamiento del espectro reducido, $B =$		1.49	1.51	1.59
Periodo efectivo en base aislada, $T_{eff} =$	seg	2.96	2.68	2.39
RATIO		7.44	7.71	8.90

4.2.17.1.8. Secuencias y ciclos del aislador sísmico de acuerdo a la Norma E.031

Artículo 31 .- SECUENCIA Y CICLOS

Artículo 31.1 .- Ensayo usando ciclos prescritos en los siguientes términos; usando carga vertical:

1. **100%CM+50%CV**

Artículo 31.4 .- 2. **125%(CM+CV) + 100% (CSH+CSV) + 0.2CN**

Artículo 31.4 .- 3. **0.9CM-1.0(CSH+CSV)**

Artículo 31.3 .- Los ensayos de los aisladores prototipos deben incluir como mínimo:

b). Tomando la primera secuencia:

- Tres ciclos de carga completo (+/-) para los siguientes incrementos de desplazamientos:

LÍMITE INFERIOR	
DIAGRAMA DE HISTÉRESIS (NÚCLEO DE PLOMO)	
cm	kg

0.00	0.00
2.50	359669.99
35.52	998288.26
30.52	278948.29
-35.52	-998288.26
-30.52	-278948.29
0.00	311315.28

NOMINAL	
DIAGRAMA DE HISTÉRESIS (NÚCLEO DE PLOMO)	
cm	kg
0.00	0.00
2.50	447109.46
35.03	1201337.41
30.03	307118.48
-35.03	-1201337.41
-30.03	-307118.48
0.00	389144.10

LÍMITE SUPERIOR	
DIAGRAMA DE HISTÉRESIS (NÚCLEO DE PLOMO)	
cm	kg
0.00	0.00
2.50	599751.25
33.23	1428348.52
28.23	228846.02
-33.23	-1428348.52
-28.23	-228846.02
0.00	532349.12

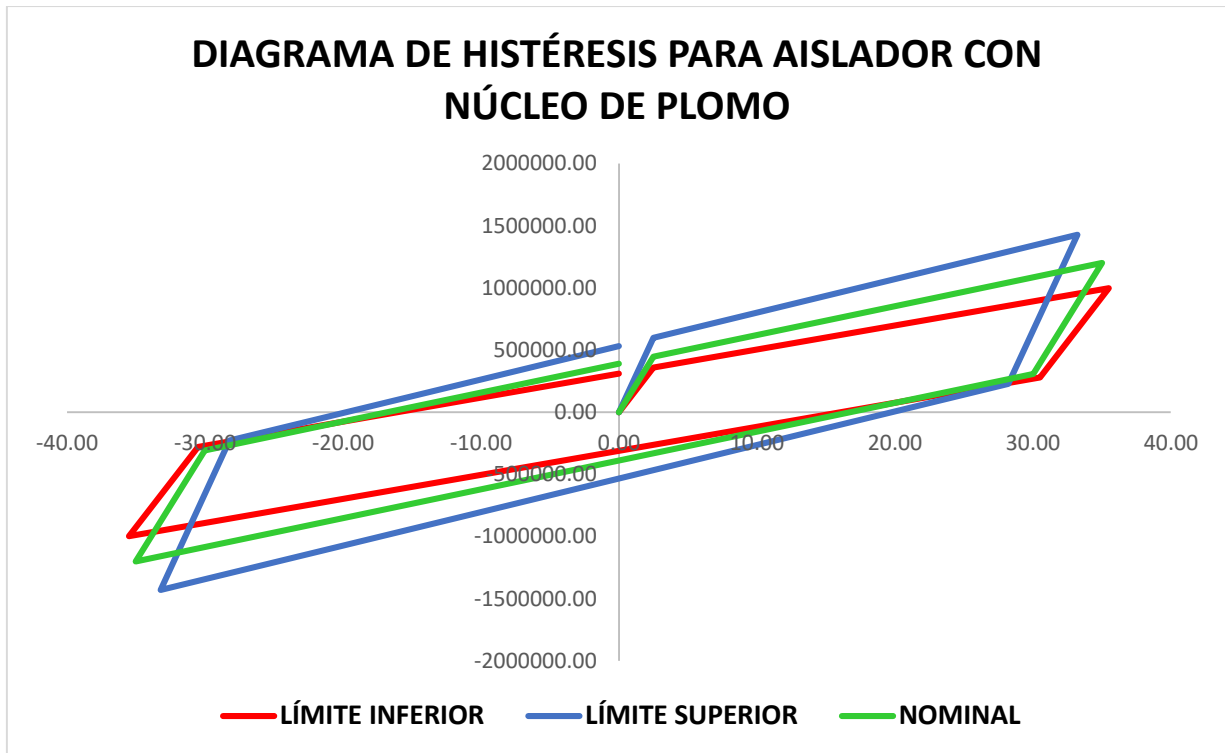


Figura 53 Diagrama de histéresis para aislador con nucleo de plomo

LÍMITE INFERIOR

NOMINAL

LÍMITE INFERIOR				NOMINAL					
Desplazamiento			Fuerza lateral		Desplazamiento			Fuerza lateral	
0.25 DM =	8.88	cm	483058.52	kg	0.25 DM =	8.76	cm	592192.42	kg
0.50 DM =	17.76	cm	654801.77	kg	0.50 DM =	17.51	cm	795240.75	kg
0.67 DM =	23.80	cm	771587.17	kg	0.67 DM =	23.47	cm	933313.62	kg
1.00 DM =	35.52	cm	998288.26	kg	1.00 DM =	35.03	cm	1201337.41	kg

c). Tres ciclos completos al desplazamiento traslacional, 1.00 DM:

Propiedades del sistema de aislamiento sísmico en el desplazamiento:

La rigidez efectiva "KM" del sistema de aislamiento sísmico para el desplazamiento traslacional, DM, se debe calcular utilizando el límite superior.

a) como el límite inferior del comportamiento histéretico (fuerza - desplazamiento)

b) Tres ciclos completos al desplazamiento traslacional, 1.00 DM:

LÍMITE INFERIOR**NOMINAL**

Desplazamientos	Fuerza Lateral	Desplazamientos	Fuerza Lateral
1.00 DM = 35.52 cm	998288.26 kg	1.00 DM = 35.03 cm	1201337.41 kg

c) Tomando la primera secuencia: Ciclos completos a 0.75 veces el desplazamiento traslacional, 0.75 DM:

LÍMITE INFERIOR**LÍMITE INFERIOR**

Desplazamientos	Fuerza Lateral	Desplazamientos	Fuerza Lateral
0.75 DM = 26.64 cm	826545.01 kg	0.75 DM = 26.27 cm	998289.08 kg

LÍMITE SUPERIOR

Desplazamientos	Fuerza lateral	
0.25 DM = 8.31 cm	756348.97	kg
0.50 DM = 16.62 cm	980348.82	kg
0.67 DM = 22.27 cm	1132668.72	kg
1.00 DM = 33.23 cm	1428348.52	kg

LÍMITE SUPERIOR

Desplazamientos	Fuerza Lateral	
1.00 DM = 33.23 cm	1428348.52	kg

LÍMITE INFERIOR

Desplazamientos	Fuerza Lateral	
0.75 DM = 24.93 cm	1204348.67	kg

$$k_M = \frac{\sum |F_M^+| + \sum |F_M^-|}{2D_M}$$

LÍMITE INFERIOR

RIGIDEZ MÍNIMA PROPORCIONAL A LA FRACCIÓN DE DESPLAZAMIENTO			
KM al 25% =	5440249.90	25.00%	kg/m
KM al 50% =	3687219.13	50.00%	kg/m
KM al 67% =	3242420.28	67.00%	kg/m

KM al 100% =	2810703.75	100.00%	kg/m
g =	9.80665		m/s
Sum Fmáx+ al 25%=	483058.52		kg
Sum Fmáx- al 25%=	483058.52		kg
Sum Fmáx+ al 50%=	654801.77		kg
Sum Fmáx- al 50%=	654801.77		kg
Sum Fmáx+ al 67%=	771587.17		kg
Sum Fmáx- al 67%=	771587.17		kg
Sum Fmáx+ al 100%=	998288.26		kg
Sum Fmáx- al 100%=	998288.26		kg
DM al 25% =	8.88		cm
DM al 50% =	17.76		cm
DM al 67% =	23.80		cm
DM al 100% =	35.51738		cm

KMeff MÍN del del total de aisladores =	2810703.75	100.00%	kg/m
--	------------	---------	------

NOMINAL

RIGIDEZ PROPORCIONAL A LA FRACCIÓN DE DESPLAZAMIENTO			
KM al 25% =	6762262.26	25.00%	kg/m
KM al 50% =	4540438.47	50.00%	kg/m
KM al 67% =	3976692.14	67.00%	kg/m
KM al 100% =	3429526.58	100.00%	kg/m
g =	9.80665		m/s
Sum Fmáx+ al 25%=	592192.42		kg
Sum Fmáx- al 25%=	592192.42		kg
Sum Fmáx+ al 50%=	795240.75		kg
Sum Fmáx- al 50%=	795240.75		kg
Sum Fmáx+ al 67%=	933313.62		kg
Sum Fmáx- al 67%=	933313.62		kg
Sum Fmáx+ al 100%=	1201337.41		kg
Sum Fmáx- al 100%=	1201337.41		kg
DM al 25% =	8.76		cm
DM al 50% =	17.51		cm
DM al 67% =	23.47		cm
DM al 100% =	35.03		cm

KMeff del total de aisladores =	3429526.58	100.00%	kg/m
--	------------	---------	------

LÍMITE SUPERIOR

RIGIDEZ MÁXIMA PROPORCIONAL A LA FRACCIÓN DE DESPLAZAMIENTO			
KM al 25% =	9103493.76	25.00%	kg/m
KM al 50% =	5899789.46	50.00%	kg/m
KM al 67% =	5086909.26	67.00%	kg/m
KM al 100% =	4297937.30	100.00%	kg/m
g =	9.80665	m/s	
Sum Fmáx+ al 25%=	756348.97	kg	
Sum Fmáx- al 25%=	756348.97	kg	
Sum Fmáx+ al 50%=	980348.82	kg	
Sum Fmáx- al 50%=	980348.82	kg	
Sum Fmáx+ al 67%=	1132668.72	kg	
Sum Fmáx- al 67%=	1132668.72	kg	
Sum Fmáx+ al 100%=	1428348.52	kg	
Sum Fmáx- al 100%=	1428348.52	kg	
DM al 25% =	8.31	cm	
DM al 50% =	16.62	cm	
DM al 67% =	22.27	cm	
DM al 100% =	33.23	cm	

KMeff MÁX del total de aisladores =	4297937.30	100.00%	kg/m
--	------------	---------	------

4.2.17.1.9. Rigidez efectiva de la superestructura con las tres propiedades

- **Calculamos la rigidez efectiva de la superestructura:**

Artículo 20.- DESPLAZAMIENTOS LATERALES CONSIDERADOS PARA DISEÑO

Periodo efectivo correspondiente al desplazamiento

Artículo 20.2.- traslacional.

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{P}{KMg}}$$

LÍMITE INFERIOR
PERIODO EFECTIVO MÁXIMO

TM máx =	3.20	seg
P =	6113639.58	kg
g =	9.80665	m/s ²
KM mín (considerando rigidez de la superestructura) =	2397314.44	kg/m

Rigidez efectiva de sistema aislado, "Keff" =	2397314.44	kg-seg/m
--	-------------------	----------

NOMINAL
PERIODO EFECTIVO

TM =	2.86	seg
W =	6113639.58	kg
g =	9.80665	m/s ²
KM (considerando rigidez de la superestructura) =	3016137.27	kg/m

Rigidez efectiva de sistema aislado, "Keff" =	3016137.27	kg-seg/m
--	-------------------	----------

LÍMITE SUPERIOR
PERIODO EFECTIVO MÍNIMO

TM mín =	2.52	seg
W =	6113639.58	kg
g =	9.80665	m/s ²
KM máx (considerando rigidez de la superestructura) =	3884547.99	kg/m

Rigidez efectiva de sistema aislado, "Keff" =	3884547.99	kg-seg/m
--	-------------------	----------

LÍMITE INFERIOR

Resistencia característica, Qd =	12.97	ton
Desplazamiento de fuerza de fluencia, Dy =	0.025	m
Desplazamiento máximo al 100%, D =	0.36	m
Energía disipada, Wd =	17.13	ton-m
π =	3.141592654	

Periodo efectivo del sistema aislado, $T_{eff} =$	3.20	seg
Frecuencia natural, $W_n =$	1.96	rad/seg

Coefficiente de amortiguamiento efectivo, $C =$	22.04	ton-seg/m
---	--------------	-----------

Relación de amortiguamiento efectivo = $4Q(D - D_y) = 2\pi D^2 \xi_{eff} k_{eff}$

NOMINAL

Resistencia característica, $Q_d =$	16.21	ton
Desplazamiento de fuerza de fluencia, $D_y =$	0.025	m
Desplazamiento máximo al 100%, $D =$	0.35	m
Energía disipada, $W_d =$	21.10	ton-m
$\pi =$	3.141592654	
Periodo efectivo del sistema aislado, $T_{eff} =$	2.86	seg
Frecuencia natural, $W_n =$	2.20	rad/seg

Coefficiente de amortiguamiento efectivo, $C =$	24.88	ton-seg/m
---	--------------	-----------

Coefficiente de amortiguamiento efectivo = $\xi = \frac{c}{c_{cr}}$

$$c_{cr} = 2m\omega_n = 2\sqrt{km} = \frac{2k}{\omega_n}$$

LÍMITE SUPERIOR

Resistencia característica, $Q_d =$	22.18	ton
Desplazamiento de fuerza de fluencia, $D_y =$	0.025	m
Desplazamiento máximo al 100%, $D =$	0.33	m
Energía disipada, $W_d =$	27.27	ton-m
$\pi =$	3.141592654	
Periodo efectivo del sistema aislado, $T_{eff} =$	2.52	seg
Frecuencia natural, $W_n =$	2.50	rad/seg

Coefficiente de amortiguamiento efectivo, $C =$	31.48	ton-seg/m
---	-------	-----------

Frecuencia natural = $T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$

Asignamos al aislador LRB los parámetros lineales de sus propiedades, tal como se visualiza.

LÍMITE INFERIOR

Identification		
Property Name	<input type="text" value="AISLADOR LRB"/>	
Direction	<input type="text" value="U1"/>	
Type	<input type="text" value="Rubber Isolator"/>	
NonLinear	<input type="text" value="No"/>	

Linear Properties		
Effective Stiffness	<input type="text" value="71380.133"/>	tonf/m
Effective Damping	<input type="text" value="0"/>	tonf-s/m

Figura 54 Propiedades lineales para limite inferior grafico 1

Identification		
Property Name	<input type="text" value="AISLADOR LRB"/>	
Direction	<input type="text" value="U2"/>	
Type	<input type="text" value="Rubber Isolator"/>	
NonLinear	<input type="text" value="No"/>	

Linear Properties		
Effective Stiffness	<input type="text" value="117.11"/>	tonf/m
Effective Damping	<input type="text" value="0"/>	tonf-s/m

Shear Deformation Location		
Distance from End-J	<input type="text" value="0"/>	m

Figura 55 Propiedades lineales para limite inferior grafico 2

Identification	
Property Name	AISLADOR LRB
Direction	U3
Type	Rubber Isolator
NonLinear	No

Linear Properties	
Effective Stiffness	117.11 tonf/m
Effective Damping	0 tonf-s/m

Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0 m

Figura 56 Propiedades lineales para limite inferior grafico 3

NOMINAL

Identification	
Property Name	AISLADOR LRB
Direction	U1
Type	Rubber Isolator
NonLinear	No

Linear Properties	
Effective Stiffness	71380.133 tonf/m
Effective Damping	0 tonf-s/m

Figura 57 Propiedad lineal nominal figura 1

Identification	
Property Name	AISLADOR LRB
Direction	U2
Type	Rubber Isolator
NonLinear	No

Linear Properties	
Effective Stiffness	142.9 tonf/m
Effective Damping	0 tonf-s/m

Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0 m

Figura 58 Propiedad lineal nominal figura 2

Identification	
Property Name	AISLADOR LRB
Direction	U3
Type	Rubber Isolator
NonLinear	No

Linear Properties	
Effective Stiffness	142.9 tonf/m
Effective Damping	0 tonf-s/m

Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0 m

Figura 59 Propiedad lineal nominal figura 3

LÍMITE SUPERIOR

Identification	
Property Name	AISLADOR LRB
Direction	U1
Type	Rubber Isolator
NonLinear	No

Linear Properties	
Effective Stiffness	71380.133 tonf/m
Effective Damping	0 tonf-s/m

Figura 60 Propiedades lineales para limite superior grafico 1

Identification	
Property Name	AISLADOR LRB
Direction	U2
Type	Rubber Isolator
NonLinear	No

Linear Properties	
Effective Stiffness	179.08 tonf/m
Effective Damping	0 tonf-s/m

Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0 m

Figura 61 Propiedades lineales para limite superior grafico 2

Identification	
Property Name	AISLADOR LRB
Direction	U3
Type	Rubber Isolator
NonLinear	No
Linear Properties	
Effective Stiffness	179.08 tonf/m
Effective Damping	0 tonf-s/m
Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0 m

Figura 62 Propiedades lineales para limite superior grafico 3

- Calculamos los periodos efectivos a partir de un análisis espectral en base a las propiedades lineales del aislador LRB

4.2.17.1.10. Masas y periodos efectivos del sistema de aislamiento sísmico

LÍMITE INFERIOR					
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	3.23	0.011	0.721	0.0529
Modal	2	3.008	0.7555	0.0205	0.0171
Modal	3	2.605	0.0264	0.0479	0.6565
Modal	4	0.623	0	0.0037	3.97E-05
Modal	5	0.19	8.87E-06	3.16E-06	2.70E-05
Modal	6	0.173	1.49E-05	4.42E-06	7.22E-06
Modal	7	0.168	2.35E-06	9.17E-06	4.98E-06
Modal	8	0.082	0	6.25E-07	0
Modal	9	0.051	0	2.91E-05	0
Modal	10	0.049	0	1.81E-05	0
Modal	11	0.043	6.64E-07	6.45E-06	0
Modal	12	0.04	0.0003	0.1527	0.0006
Modal	13	0.038	0	7.40E-07	0
Modal	14	0.036	0	0.0001	2.54E-06
Modal	15	0.032	0	3.13E-05	1.80E-06
Modal	16	0.029	0.1944	0.0001	2.26E-05
Modal	17	0.029	0.0001	0	0
Modal	18	0.028	7.18E-06	7.32E-06	4.09E-06
Modal	19	0.026	0	6.16E-07	0
Modal	20	0.025	0.0011	1.72E-05	0.0009

NOMINAL					
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	2.961	0.0075	0.7301	0.0464
Modal	2	2.728	0.7582	0.0154	0.0195
Modal	3	2.365	0.0272	0.0424	0.6606
Modal	4	0.616	0.00E+00	0.0053	0.0001
Modal	5	0.19	1.34E-05	3.47E-06	4.02E-05
Modal	6	0.173	2.18E-05	6.65E-06	1.07E-05
Modal	7	0.168	3.37E-06	1.63E-05	7.79E-06
Modal	8	0.082	0.00E+00	0	0
Modal	9	0.051	0	2.64E-05	0
Modal	10	0.049	0	1.86E-05	0
Modal	11	0.043	8.66E-07	6.60E-06	0
Modal	12	0.04	3.00E-04	1.53E-01	0.0006
Modal	13	0.038	0	7.32E-07	0
Modal	14	0.036	0	0.0001	2.47E-06
Modal	15	0.032	0	3.15E-05	1.60E-06
Modal	16	0.029	0.1944	0.0001	2.26E-05
Modal	17	0.029	0.0001	0	0
Modal	18	0.028	8.29E-06	7.13E-06	3.96E-06
Modal	19	0.026	0	6.13E-07	0
Modal	20	0.025	0.0011	1.71E-05	0.0009

LÍMITE SUPERIOR					
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	2.691	0.0047	0.7385	0.0391
Modal	2	2.443	0.7599	0.0109	0.0222
Modal	3	2.12	0.0283	0.036	0.6652
Modal	4	0.606	0	0.0079	0.0001
Modal	5	0.19	2.12E-05	3.93E-06	0.0001
Modal	6	0.173	3.36E-05	1.05E-05	1.66E-05
Modal	7	0.168	5.10E-06	2.95E-05	1.28E-05
Modal	8	0.082	0	0	0
Modal	9	0.051	0	2.29E-05	0
Modal	10	0.049	0	1.93E-05	6.12E-07
Modal	11	0.043	1.20E-06	6.80E-06	0
Modal	12	0.04	0.0003	0.1525	0.0006
Modal	13	0.038	0	7.20E-07	0

Modal	14	0.036	0	0.0001	2.38E-06
Modal	15	0.032	0	3.17E-05	1.34E-06
Modal	16	0.029	0.1943	0.0001	2.26E-05
Modal	17	0.029	0.0001	0	0
Modal	18	0.028	9.99E-06	6.87E-06	3.79E-06
Modal	19	0.026	0	6.09E-07	0
Modal	20	0.025	0.0011	1.71E-05	0.0009

4.2.17.1.11. Desplazamiento total máximo para análisis estático

- El desplazamiento total (DTM) debe incluir el desplazamiento adicional debido a la torsión real y accidental, calculado con la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento sísmico y la ubicación mas desfavorable de la masa excéntrica.
- El desplazamiento total (DTM) no debe ser menor que la ecuación "8" y tampoco a 1.15 DM.

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

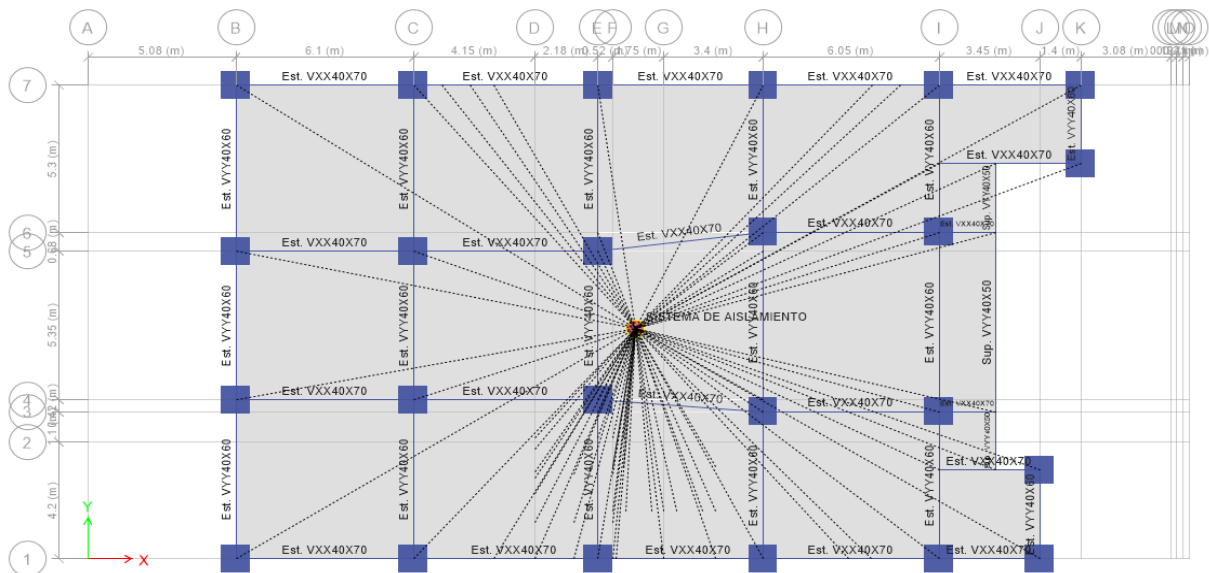


Figura 63 Desplazamiento total máximo para análisis estático

Determinando los valores de "b" y "d".

b = Dimensión menor de la proyección en planta de la estructura, medida perpendicularmente a la dimensión mayor, d, expresada en mm.

d = Dimensión mayor de la proyección en planta de la estructura expresada en mm.

Determinando el valor de "y"

y = Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico y el elemento de interés, medida perpendicularmente a la dirección de la sollicitación sísmica considerada, expresada en mm.

APLICACIÓN DE LA FUERZA EN DIRECCIÓN XX

LÍMITE INFERIOR		
Distancia en planta en dirección XX (b) =	34.08	m
Distancia en planta en dirección YY (d) =	17.05	m
	CENTRO DE RIGIDEZ	
Nº PISOS	XCR	YCR
	m	m
11	19.0526	7.4399
10	19.0761	7.7059
9	19.0761	7.7058
8	19.0761	7.7059
7	19.0761	7.7058
6	19.0761	7.7059
5	19.0761	7.7058
4	19.0761	7.7059
3	19.0761	7.7058
2	19.0761	7.7059
1	19.0749	7.699
SISTEMA DE AISLAMIENTO	19.9347	8.5074
y =	8.5074	m
y =	8.5426	m
CENTRO DE MASAS		

Nº PISOS	XCM	YCM	(YCM + 5%d)-YCR
	m	m	m
11	19.9755	8.5174	1.93
10	19.9765	8.5158	1.6624
9	19.9759	8.5143	1.661
8	19.9743	8.5128	1.6594
7	19.9715	8.5116	1.6583
6	19.9673	8.5105	1.6571
5	19.962	8.5095	1.6562
4	19.9558	8.5087	1.6553
3	19.9492	8.5081	1.6548
2	19.9428	8.5077	1.6543
1	19.9376	8.5074	1.6609
SISTEMA DE AISLAMIENTO	18.7881	8.2919	0.637
e =	0.637	m	
Periodo traslacional en XX:	3.008	seg	
Periodo traslacional en ZZ:	2.605	seg	
Pt :	1.15		
DTM:	36.72	cm	1.15 DM
DTM:	40.84	cm	

NOMINAL		
Distancia en planta en dirección XX (b) =	34.08	m
Distancia en planta en dirección YY (d) =	17.05	m
CENTRO DE RIGIDEZ		
Nº PISOS	XCR	YCR
	m	m
11	19.0526	7.4399
10	19.0761	7.7059

9	19.0761	7.7058	
8	19.0761	7.7059	
7	19.0761	7.7058	
6	19.0761	7.7059	
5	19.0761	7.7058	
4	19.0761	7.7059	
3	19.0761	7.7058	
2	19.0761	7.7059	
1	19.0749	7.699	
SISTEMA DE AISLAMIENTO	19.9347	8.5074	
y =	8.5074	m	
y =	8.5426	m	
CENTRO DE MASAS			
Nº PISOS	XCM	YCM	(YCM + 5%<i>d</i>)-YCR
	m	m	m
11	19.9755	8.5174	1.93
10	19.9765	8.5158	1.6624
9	19.9759	8.5143	1.661
8	19.9743	8.5128	1.6594
7	19.9715	8.5116	1.6583
6	19.9673	8.5105	1.6571
5	19.962	8.5095	1.6562
4	19.9558	8.5087	1.6553
3	19.9492	8.5081	1.6548
2	19.9428	8.5077	1.6543
1	19.9376	8.5074	1.6609
SISTEMA DE AISLAMIENTO	18.7881	8.2919	0.637
e =	0.637	m	
Periodo traslacional en XX:	2.728	seg	
Periodo traslacional en ZZ:	2.365	seg	

Pt :	1.15		
DTM:	36.21	cm ≥	1.15 DM
DTM:	40.28	cm	

LÍMITE SUPERIOR			
Distancia en planta en dirección XX (b) =		34.08	m
Distancia en planta en dirección YY (d) =		17.05	m
CENTRO DE RIGIDEZ			
Nº PISOS	XCR	YCR	
	m	m	
11	19.0526	7.4399	
10	19.0761	7.7059	
9	19.0761	7.7058	
8	19.0761	7.7059	
7	19.0761	7.7058	
6	19.0761	7.7059	
5	19.0761	7.7058	
4	19.0761	7.7059	
3	19.0761	7.7058	
2	19.0761	7.7059	
1	19.0749	7.699	
SISTEMA DE AISLAMIENTO	19.9347	8.5074	
y =	8.5074	m	
y =	8.5426	m	
CENTRO DE MASAS			
Nº PISOS	XCM	YCM	(YCM + 5%d)-YCR
	m	m	m
11	19.9755	8.5174	1.93
10	19.9765	8.5158	1.6624
9	19.9759	8.5143	1.661
8	19.9743	8.5128	1.6594
7	19.9715	8.5116	1.6583
6	19.9673	8.5105	1.6571

5	19.962	8.5095	1.6562
4	19.9558	8.5087	1.6553
3	19.9492	8.5081	1.6548
2	19.9428	8.5077	1.6543
1	19.9376	8.5074	1.6609
SISTEMA DE AISLAMIENTO	18.7881	8.2919	0.637
e =	0.637	m	
Periodo traslacional en XX:	2.691	seg	
Periodo traslacional en ZZ:	2.12	seg	
Pt :	1.27		
DTM:	34.16	cm ≥	1.15 DM
DTM:	38.22	cm	

APLICACIÓN DE LA FUERZA EN DIRECCIÓN YY

- Determinando el valor de “y”

y = Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico y el elemento de interés, medida perpendicularmente a la dirección de la solicitación sísmica considerada, expresada en mm.

- Determinando el valor de “e”

e = Excentricidad obtenida como la suma de la distancia en planta entre el centro de masa de la estructura sobre la interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico, más la excentricidad accidental, tomada como 5 % de la mayor dimensión en planta del edificio en dirección perpendicular a la de la fuerza sísmica considerada, expresada en mm.

- Determinando el valor de “Pt”:

P_t = Razón entre el periodo traslacional efectivo del sistema de aislamiento sísmico y el periodo rotacional efectivo del sistema de aislamiento sísmico; calculada mediante un análisis dinámico o como se indica en la ecuación, pero no requiere ser menor que 1

$$P_T = \frac{1}{r_a} \sqrt[4]{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}}$$

Donde:

r_a = Radio de giro del sistema de aislamiento sísmico, expresado en mm, el cual es igual a $\frac{1}{12} (b^2 + d^2)^{1/2}$ en sistema de aislamiento con planta rectangular de dimensiones $b \times d$.

N = Número de aisladores.

X_i y_i = Distancias horizontales entre el centro de masas del sistema de aislamiento sísmico y el aislador i -ésimo, medidas en las direcciones de los ejes de sistema de aislamiento sísmico, expresada en mm.

- Determinando el valor de "DTM"

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

LÍMITE INFERIOR		
Distancia en planta en dirección XX (b) =	34.08	m
Distancia en planta en dirección YY (d) =	17.05	m
	CENTRO DE RIGIDEZ	
Nº PISOS	XCR	YCR
	m	m
11	19.0526	7.4399
10	19.0761	7.7059
9	19.0761	7.7058
8	19.0761	7.7059
7	19.0761	7.7058
6	19.0761	7.7059
5	19.0761	7.7058

4	19.0761	7.7059	
3	19.0761	7.7058	
2	19.0761	7.7059	
1	19.0749	7.699	
SISTEMA DE AISLAMIENTO	19.9347	8.5074	
y =	14.8547	m	
y =	14.1453	m	
CENTRO DE MASAS			
Nº PISOS	XCM	YCM	(XCM + 5%b)-YCR
	m	m	m
11	19.9755	8.5174	2.3729
10	19.9765	8.5158	2.3504
9	19.9759	8.5143	2.3498
8	19.9743	8.5128	2.3482
7	19.9715	8.5116	2.3454
6	19.9673	8.5105	2.3412
5	19.962	8.5095	2.3359
4	19.9558	8.5087	2.3297
3	19.9492	8.5081	2.3231
2	19.9428	8.5077	2.3167
1	19.9376	8.5074	2.3127
SISTEMA DE AISLAMIENTO	18.7881	8.2919	0.3034
e =	0.3034	m	
Periodo traslacional en YY:	3.23	seg	
Periodo traslacional en ZZ:	2.605	seg	
Pt :	1.24		
DTM:	36.38	cm ≥	1.15 DM
DTM:	40.84	cm	

NOMINAL			
Distancia en planta en dirección XX (b) =		34.08	m
Distancia en planta en dirección YY (d) =		17.05	m
CENTRO DE RIGIDEZ			
Nº PISOS	XCR	YCR	
	m	m	
11	19.0526	7.4399	
10	19.0761	7.7059	
9	19.0761	7.7058	
8	19.0761	7.7059	
7	19.0761	7.7058	
6	19.0761	7.7059	
5	19.0761	7.7058	
4	19.0761	7.7059	
3	19.0761	7.7058	
2	19.0761	7.7059	
1	19.0749	7.699	
SISTEMA DE AISLAMIENTO	19.9347	8.5074	
y =	14.8547	m	
y =	14.1453	m	
CENTRO DE MASAS			
Nº PISOS	XCM	YCM	(XCM + 5%b)-YCR
	m	m	m
11	19.9755	8.5174	2.3729
10	19.9765	8.5158	2.3504
9	19.9759	8.5143	2.3498
8	19.9743	8.5128	2.3482
7	19.9715	8.5116	2.3454
6	19.9673	8.5105	2.3412
5	19.962	8.5095	2.3359
4	19.9558	8.5087	2.3297
3	19.9492	8.5081	2.3231
2	19.9428	8.5077	2.3167
1	19.9376	8.5074	2.3127

SISTEMA DE AISLAMIENTO	18.7881	8.2919	0.3034
e =			
	0.3034	m	
Periodo traslacional en YY:			
	2.961	seg	
Periodo traslacional en ZZ:			
	2.365	seg	
Pt :			
	1.25		
DTM:	35.86	cm ≥	1.15 DM
DTM:	40.28	cm	

LÍMITE SUPERIOR		
Distancia en planta en dirección XX (b) =	34.08	m
Distancia en planta en dirección YY (d) =	17.05	m
CENTRO DE RIGIDEZ		
Nº PISOS	XCR	YCR
	m	m
11	19.0526	7.4399
10	19.0761	7.7059
9	19.0761	7.7058
8	19.0761	7.7059
7	19.0761	7.7058
6	19.0761	7.7059
5	19.0761	7.7058
4	19.0761	7.7059
3	19.0761	7.7058
2	19.0761	7.7059
1	19.0749	7.699
SISTEMA DE AISLAMIENTO	19.9347	8.5074

y =	14.8547	m	
y =	14.1453	m	
CENTRO DE MASAS			
Nº PISOS	XCM	YCM	(XCM + 5%b)-YCR
	m	m	m
11	19.9755	8.5174	2.3729
10	19.9765	8.5158	2.3504
9	19.9759	8.5143	2.3498
8	19.9743	8.5128	2.3482
7	19.9715	8.5116	2.3454
6	19.9673	8.5105	2.3412
5	19.962	8.5095	2.3359
4	19.9558	8.5087	2.3297
3	19.9492	8.5081	2.3231
2	19.9428	8.5077	2.3167
1	19.9376	8.5074	2.3127
SISTEMA DE AISLAMIENTO	18.7881	8.2919	0.3034
e =			
	0.3034	m	
Periodo traslacional en YY:			
	2.691	seg	
Periodo traslacional en ZZ:			
	2.12	seg	
Pt :			
	1.27		
DTM:	34.00	cm ≥	1.15 DM
DTM:	38.22	cm	

4.2.17.1.12. Fuerzas laterales mínimas para el diseño estructural bajo el nivel de base y sobre este.

Artículo 21.- FUERZAS LATERALES MÍNIMAS REQUERIDAS PARA EL DISEÑO

Artículo 21.1.- Sistema de aislamiento sísmico y elementos estructurales bajo el nivel de base.

- a). El sistema de aislamiento sísmico, cimentación y todos los elementos estructurales bajo el nivel de base deben ser diseñados para una fuerza sísmica lateral mínima:

$$V_{\delta} = K_M D_M$$

LÍMITE INFERIOR		
KM:	2810.70	ton/m
DM:	0.3552	m
Vb mín:		
	998.29	ton

NOMINAL		
KM:	3429.53	ton/m
DM:	0.3503	m
Vb mín:		
	1201.337409	ton

LÍMITE SUPERIOR		
KM:	4297.94	ton/m
DM:	0.3323	m
Vb mín:		
	1428.348522	ton

- b). Vb, no puede ser menor que la máxima fuerza que pueda desarrollarse en el sistema de aislamiento sísmico en cualquier desplazamiento.
 - Interpretándose, que la fuerza mínima resultaría ser el producto de la rigidez del sistema de aislación y el desplazamiento máx del proveedor.

LÍMITE INFERIOR		
KM:	2810.70	ton/m
DM:	0.41	m
Vb mín:	1152.39	ton

NOMINAL		
KM:	3429.53	ton/m
DM:	0.41	m
Vb mín:	1406.105896	ton

LÍMITE SUPERIOR		
KM:	4297.94	ton/m
DM:	0.41	m
Vb mín:	1762.154294	ton

Artículo 21.2.- Elementos estructurales sobre el nivel de base:

c). En caso la medida desde la parte superior del aislador a la parte inferior del diafragma supere 900mm, entonces P_s deberá ser igual a P .

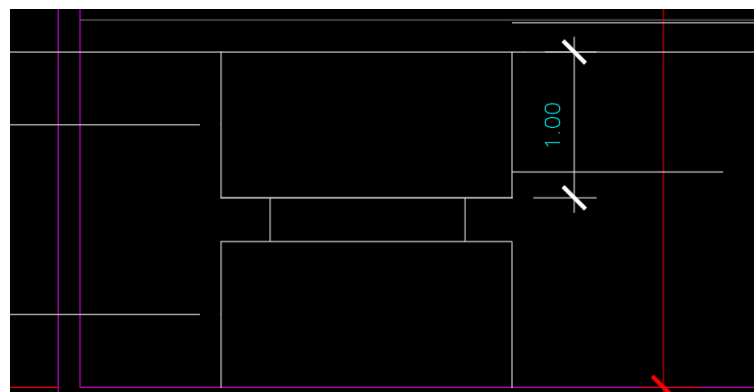


Figura 64 Medida del cabezal desde la parte superior del aislador a la parte inferior del diafragma

d). La fuerza cortante no reducida actuante sobre los elementos por encima del nivel de base, V_{st} , se determina utilizando tanto los límites: superior como inferior de las propiedades del sistema de aislamiento sísmico:

Metrado de cargas del nivel base:

CM:	Peso Propio	
Losa e = .20m :	17.5104	ton
	15.6672	ton
	16.7472	ton
	18.168	ton
	16.2576	ton
	17.3808	ton
	14.424	ton
	0.9264	ton
	0.9264	ton
	14.5584	ton
	0.5712	ton
	0.5712	ton
	14.424	ton
	15.3936	ton
	18.7296	ton
	15.3936	ton
	6.5904	ton
	2.3136	ton
	6.0384	ton
	1.968	ton
	5.2992	ton
Vigas VXX40X70 :		
	16.3968	ton
	17.01504	ton
	7.62048	ton
	3.8375232	ton
	3.820656	ton
	16.2624	ton
	4.6368	ton
	6.5184	ton
	2.6208	ton
Vigas VYY40X60 :		
	10.33344	ton

	9.2448	ton
	9.88416	ton
	6.1056	ton
	11.1456	ton
	6.1056	ton
	1.63008	ton
	1.42272	ton
	1.2096	ton
	1.8432	ton
Capiteles :		
	57.6	ton
CM:	Peso Propio	415.11 ton

$$V_{st} = V_b \left(\frac{P_s}{P} \right)^{(1-2,5\beta_M)}$$

Donde:

P = Peso sísmico de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, determinado según la norma técnica E.030 Diseño sismorresistente, expresado en kN

P_s = Peso sísmico efectivo de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, calculado en forma similar a P pero sin incluir el nivel base, expresado en kN.

B_M = Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento sísmico para el desplazamiento traslacional D_M (expresado como fracción del amortiguamiento crítico).

LÍMITE INFERIOR		
Peso sísmico de la estructura sobre la interfaz, P:	6113.64	ton
Peso sísmico efectivo de la estructura sobre la interfaz pero sin incluir el nivel de base, P _s :	5698.53	ton
Factor de amortiguamiento efectivo, β _{eff} :	0.18455	
V_{st} :	1152.39	ton

NOMINAL		
Peso sísmico de la estructura sobre la interfaz, P:	6113.64	ton

Peso sísmico efectivo de la estructura sobre la interfaz pero sin incluir el nivel de base, Ps:	5698.53	ton
Factor de amortiguamiento efectivo, β_{eff} :	0.1915	
Vst :	1406.11	ton

LÍMITE SUPERIOR		
Peso sísmico de la estructura sobre la interfaz, P:	6113.64	ton
Peso sísmico efectivo de la estructura sobre la interfaz pero sin incluir el nivel de base, Ps:	5698.53	ton
Factor de amortiguamiento efectivo, β_{eff} :	0.2194	
Vst :	1762.15	ton

a). La superestructura debe ser diseñada para una fuerza de corte mínima, V_s , determinada considerando los límites superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento sísmico:

$$V_s = V_{st} / R_a$$

Donde:

R_a = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura sobre el sistema de aislamiento sísmico, calculado como $3/8 R_0$, pero no menor que 1 ni mayor que 2.

R_0 = Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura base fija, dependiente de las características de la estructura, definido en la Norma Técnica E.030.

Diseño sismorresistente.

V_{st} = Fuerza cortante no reducida actuante sobre elementos por encima del nivel de base expresada en kN.

LÍMITE INFERIOR			
Coeficiente básico de reducción sísmica predominante en el sistema no aislado:		6	
Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas calculado como $3/8R$, R_a :		2.25	
	$3/8R_0 > 1$	NO CUMPLE	
	$3/8R_0 < 2$	NO CUMPLE	
	R_a :	2	
Vs :		576.19	ton

NOMINAL			
Coeficiente básico de reducción sísmica predominante en el sistema no aislado:		6	
Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas calculado como $3/8R$, Ra:		2.25	
		$3/8R_o > 1$	NO CUMPLE
		$3/8R_o < 2$	NO CUMPLE
		Ra :	2
Vs :		703.05	ton

LÍMITE SUPERIOR			
Coeficiente básico de reducción sísmica predominante en el sistema no aislado:		6	
Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas calculado como $3/8R$, Ra:		2.25	
		$3/8R_o > 1$	NO CUMPLE
		$3/8R_o < 2$	NO CUMPLE
		Ra :	2
Vs :		881.08	ton

4.2.17.1.13. Procedimiento de análisis dinámico y reducción del espectro de diseño debido al amortiguamiento en sus tres propiedades

CAPÍTULO VI

PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DINÁMICO

Artículo 25 .-

Descripción de procedimientos

Artículo 25.2.-

Procedimiento modal espectral

- El procedimiento para el diseño mediante la sollicitación sísmica modal espectral es:

a). Representar la fracción de amortiguamiento equivalente del sistema de aislamiento ($\beta M\%$) mediante el espectro modificado donde se reduce los valores espectrales inmediatamente antes del periodo largo (TL).

b). Para dicha reducción se utilizó el factor de modificación sísmica por amortiguamiento según la Norma E.031.

c). Fuera de la plataforma reducida en el espectro producto del amortiguamiento por parte del sistema de aislamiento, se consideró un amortiguamiento típico del 5%.

Tabla 17 Factor de amortiguamiento "B"

Tabla N° 5 Factor de amortiguamiento B_M	
Amortiguamiento Efectivo, β_M (En porcentaje del amortiguamiento crítico) a,b	Factor B_M
≤ 2	0,8
5	1,0
10	1,2
20	1,5
30	1,7
≥ 40	1,9

LÍMITE INFERIOR		
BM =	1.49	
$\beta M =$	18.455	%

ESPECTRO SMC - NORMA E.031

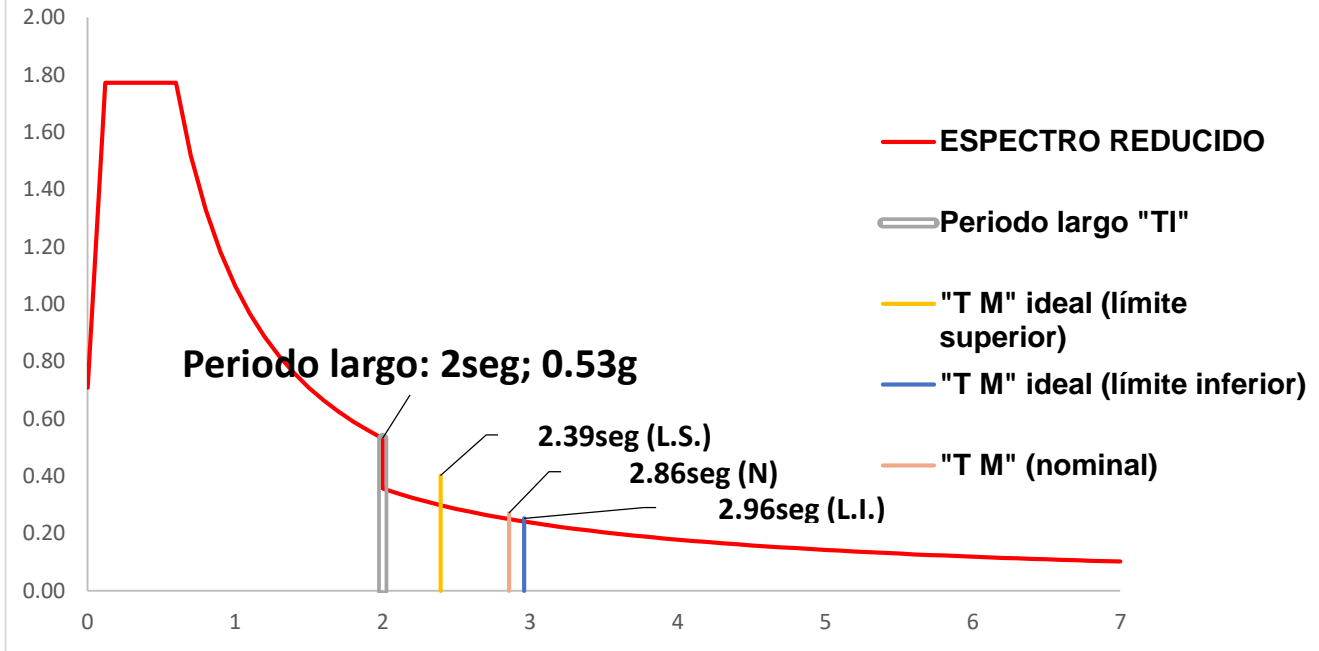


Figura 65 Espectro SMC - NORMA E.031 – Limite inferior

ESPECTRO SMC - NORMA E.031		
T	C	1.5 ZUCS
seg		g
0	1.00	0.71
0.05	1.63	1.15
0.1	2.25	1.59
0.12	2.50	1.77
0.15	2.50	1.77
0.2	2.50	1.77
0.3	2.50	1.77
0.4	2.50	1.77
0.5	2.50	1.77
0.6	2.50	1.77
0.7	2.14	1.52
0.8	1.88	1.33
0.9	1.67	1.18
1	1.50	1.06

1.1	1.36	0.97
1.2	1.25	0.89
1.3	1.15	0.82
1.4	1.07	0.76
1.5	1.00	0.71
1.6	0.94	0.66
1.7	0.88	0.63
1.8	0.83	0.59
1.9	0.79	0.56
2	0.75	0.53
2	0.50	0.36
2.1	0.48	0.34
2.2	0.46	0.32
2.3	0.44	0.31
2.4	0.42	0.30
2.5	0.40	0.29
2.6	0.39	0.27
2.7	0.37	0.26
2.8	0.36	0.26
2.9	0.35	0.25
3	0.34	0.24
3.1	0.33	0.23
3.2	0.32	0.22
3.3	0.31	0.22
3.4	0.30	0.21
3.5	0.29	0.20
3.6	0.28	0.20
3.7	0.27	0.19
3.8	0.27	0.19
3.9	0.26	0.18
4	0.25	0.18
4.1	0.25	0.17
4.2	0.24	0.17
4.3	0.23	0.17
4.4	0.23	0.16
4.5	0.22	0.16
4.6	0.22	0.16
4.7	0.21	0.15
4.8	0.21	0.15
4.9	0.21	0.15
5	0.20	0.14

5.1	0.20	0.14
5.2	0.19	0.14
5.3	0.19	0.13
5.4	0.19	0.13
5.5	0.18	0.13
5.6	0.18	0.13
5.7	0.18	0.13
5.8	0.17	0.12
5.9	0.17	0.12
6	0.17	0.12
6.1	0.17	0.12
6.2	0.16	0.12
6.3	0.16	0.11
6.4	0.16	0.11
6.5	0.16	0.11
6.6	0.15	0.11
6.7	0.15	0.11
6.8	0.15	0.11
6.9	0.15	0.10
7	0.14	0.10

<i>NOMINAL</i>		
BM =	1.51	
β M =	19.15	%

ESPECTRO SMC - NORMA E.031

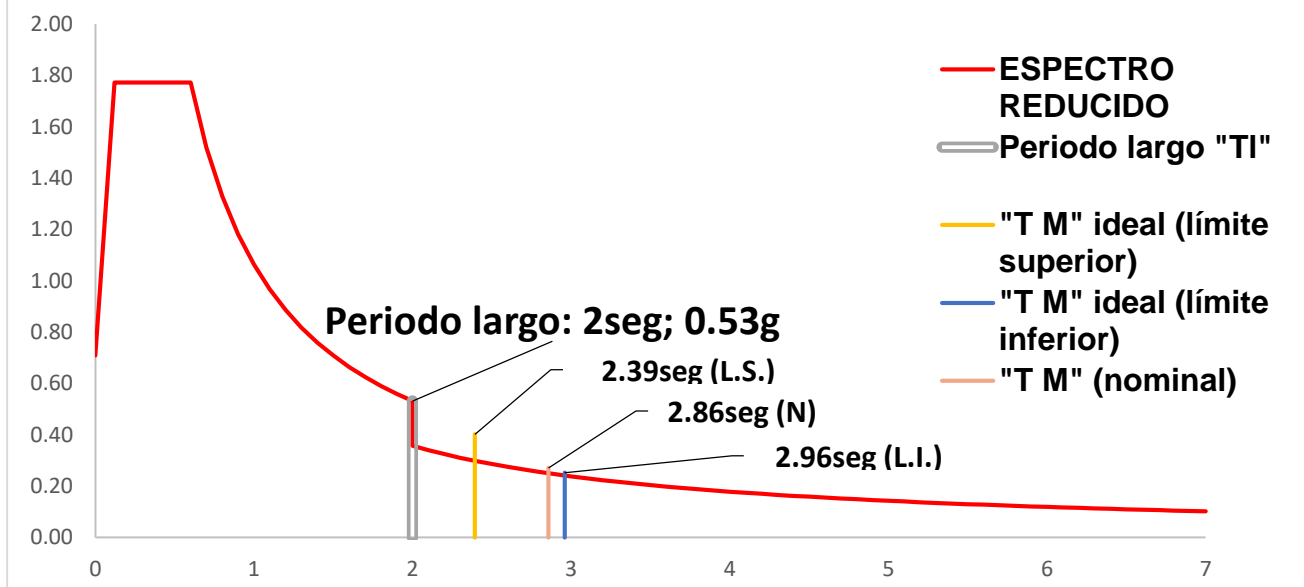


Figura 66 Espectro SMC - NORMA E.031 - Nominal

ESPECTRO SMC - NORMA E.031		
T seg	C	1.5 ZUCS
		g
0	1.00	0.71
0.05	1.63	1.15
0.1	2.25	1.59
0.12	2.50	1.77
0.15	2.50	1.77
0.2	2.50	1.77
0.3	2.50	1.77
0.4	2.50	1.77
0.5	2.50	1.77
0.6	2.50	1.77
0.7	2.14	1.52
0.8	1.88	1.33
0.9	1.67	1.18
1	1.50	1.06
1.1	1.36	0.97
1.2	1.25	0.89
1.3	1.15	0.82
1.4	1.07	0.76

1.5	1.00	0.71
1.6	0.94	0.66
1.7	0.88	0.63
1.8	0.83	0.59
1.9	0.79	0.56
2	0.75	0.53
2	0.50	0.35
2.1	0.47	0.34
2.2	0.45	0.32
2.3	0.43	0.31
2.4	0.41	0.29
2.5	0.40	0.28
2.6	0.38	0.27
2.7	0.37	0.26
2.8	0.36	0.25
2.9	0.34	0.24
3	0.33	0.24
3.1	0.32	0.23
3.2	0.31	0.22
3.3	0.30	0.21
3.4	0.29	0.21
3.5	0.28	0.20
3.6	0.28	0.20
3.7	0.27	0.19
3.8	0.26	0.19
3.9	0.26	0.18
4	0.25	0.18
4.1	0.24	0.17
4.2	0.24	0.17
4.3	0.23	0.16
4.4	0.23	0.16
4.5	0.22	0.16
4.6	0.22	0.15
4.7	0.21	0.15
4.8	0.21	0.15
4.9	0.20	0.14
5	0.20	0.14
5.1	0.20	0.14
5.2	0.19	0.14
5.3	0.19	0.13
5.4	0.18	0.13

5.5	0.18	0.13
5.6	0.18	0.13
5.7	0.17	0.12
5.8	0.17	0.12
5.9	0.17	0.12
6	0.17	0.12
6.1	0.16	0.12
6.2	0.16	0.11
6.3	0.16	0.11
6.4	0.16	0.11
6.5	0.15	0.11
6.6	0.15	0.11
6.7	0.15	0.11
6.8	0.15	0.10
6.9	0.14	0.10
7	0.14	0.10

LÍMITE SUPERIOR		
BM =	1.59	
$\beta M =$	21.94	%

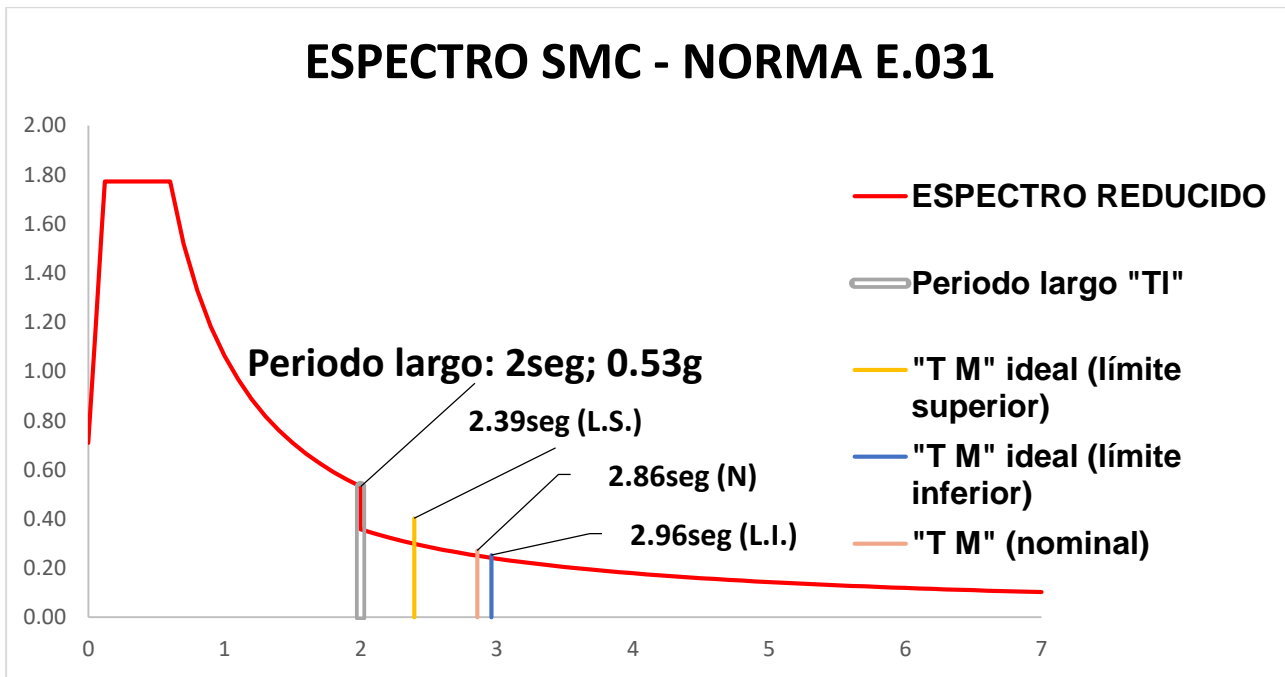


Figura 67 Espectro SMC - NORMA E.031 - Limite Superior

ESPECTRO SMC - NORMA E.031		
T	C	1.5 ZUCS
seg		g
0	1.00	0.71
0.05	1.63	1.15
0.1	2.25	1.59
0.12	2.50	1.77
0.15	2.50	1.77
0.2	2.50	1.77
0.3	2.50	1.77
0.4	2.50	1.77
0.5	2.50	1.77
0.6	2.50	1.77
0.7	2.14	1.52
0.8	1.88	1.33
0.9	1.67	1.18
1	1.50	1.06
1.1	1.36	0.97
1.2	1.25	0.89
1.3	1.15	0.82
1.4	1.07	0.76
1.5	1.00	0.71
1.6	0.94	0.66
1.7	0.88	0.63
1.8	0.83	0.59
1.9	0.79	0.56
2	0.75	0.53
2	0.47	0.33
2.1	0.45	0.32
2.2	0.43	0.30
2.3	0.41	0.29
2.4	0.39	0.28
2.5	0.38	0.27
2.6	0.36	0.26
2.7	0.35	0.25
2.8	0.34	0.24
2.9	0.33	0.23
3	0.31	0.22
3.1	0.30	0.22

3.2	0.29	0.21
3.3	0.29	0.20
3.4	0.28	0.20
3.5	0.27	0.19
3.6	0.26	0.19
3.7	0.26	0.18
3.8	0.25	0.18
3.9	0.24	0.17
4	0.24	0.17
4.1	0.23	0.16
4.2	0.22	0.16
4.3	0.22	0.16
4.4	0.21	0.15
4.5	0.21	0.15
4.6	0.21	0.15
4.7	0.20	0.14
4.8	0.20	0.14
4.9	0.19	0.14
5	0.19	0.13
5.1	0.19	0.13
5.2	0.18	0.13
5.3	0.18	0.13
5.4	0.17	0.12
5.5	0.17	0.12
5.6	0.17	0.12
5.7	0.17	0.12
5.8	0.16	0.12
5.9	0.16	0.11
6	0.16	0.11
6.1	0.15	0.11
6.2	0.15	0.11
6.3	0.15	0.11
6.4	0.15	0.10
6.5	0.15	0.10
6.6	0.14	0.10
6.7	0.14	0.10
6.8	0.14	0.10
6.9	0.14	0.10
7	0.13	0.10

4.- Se asignó una constante de amortiguamiento de cada dispositivo de valor NULO.

LÍMITE INFERIOR

Identification		
Property Name	<input type="text" value="AISLADOR LRB"/>	
Direction	<input type="text" value="U2"/>	
Type	<input type="text" value="Rubber Isolator"/>	
NonLinear	<input type="text" value="No"/>	

Linear Properties		
Effective Stiffness	<input type="text" value="117.11"/>	tonf/m
Effective Damping	<input type="text" value="0"/>	tonf-s/m

Shear Deformation Location	
Distance from End-J	<input type="text" value="0"/> m

Figura 68 Constante de amortiguamiento valor nulo para limite inferior grafico 1

Identification		
Property Name	<input type="text" value="AISLADOR LRB"/>	
Direction	<input type="text" value="U3"/>	
Type	<input type="text" value="Rubber Isolator"/>	
NonLinear	<input type="text" value="No"/>	

Linear Properties		
Effective Stiffness	<input type="text" value="117.11"/>	tonf/m
Effective Damping	<input type="text" value="0"/>	tonf-s/m

Shear Deformation Location	
Distance from End-J	<input type="text" value="0"/> m

Figura 69 Constante de amortiguamiento valor nulo para limite inferior grafico 2

NOMINAL

Identification		
Property Name	AISLADOR LRB	
Direction	U2	
Type	Rubber Isolator	
NonLinear	No	
Linear Properties		
Effective Stiffness	142.9	tonf/m
Effective Damping	0	tonf-s/m
Shear Deformation Location		
Distance from End-J	0	m

Figura 70 Constante de amortiguamiento valor nulo para limite nominal grafico 1

Identification		
Property Name	AISLADOR LRB	
Direction	U3	
Type	Rubber Isolator	
NonLinear	No	
Linear Properties		
Effective Stiffness	142.9	tonf/m
Effective Damping	0	tonf-s/m
Shear Deformation Location		
Distance from End-J	0	m

Figura 71 Constante de amortiguamiento valor nulo para limite nominal grafico 2

LÍMITE SUPERIOR

Identification	
Property Name	AISLADOR LRB
Direction	U2
Type	Rubber Isolator
NonLinear	No

Linear Properties	
Effective Stiffness	179.08 tonf/m
Effective Damping	0 tonf-s/m

Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0 m

Figura 72 Constante de amortiguamiento valor nulo para limite superior grafico 1

Identification	
Property Name	AISLADOR LRB
Direction	U3
Type	Rubber Isolator
NonLinear	No

Linear Properties	
Effective Stiffness	179.08 tonf/m
Effective Damping	0 tonf-s/m

Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0 m

Figura 73 Constante de amortiguamiento valor nulo para limite superior grafico 2

5.- Se asignó una constante de amortiguamiento modal de 5% para todos los modos.

LÍMITE INFERIOR

General

Load Case Name: SDXX ESP RED L INF [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Modal Damping

Modal Damping Type

- Constant Damping for all Modes
- Interpolated Damping by Period or Frequency
- Mass and Stiffness Proportional Damping by Coefficient

Constant Modal Damping

Constant Damping for all Modes: 0.05

Modal Damping Overwrites

Mode	Damping
1	0

[Add] [Modify] [Delete] [OK] [Cancel]

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

Figura 74 Limite inferior con constante de amortiguamiento modal de 5%

No fue necesario colocar el valor del porcentaje de amortiguamiento, ya que este afectó directamente al espectro de aceleraciones, como consecuencia solo se tomó en cuenta el 5% de amortiguamiento para el análisis modal espectral y Time – History. Coeficiente de amortiguamiento en los modos NULO, para el sismo dinámico modal espectral en dirección XX.

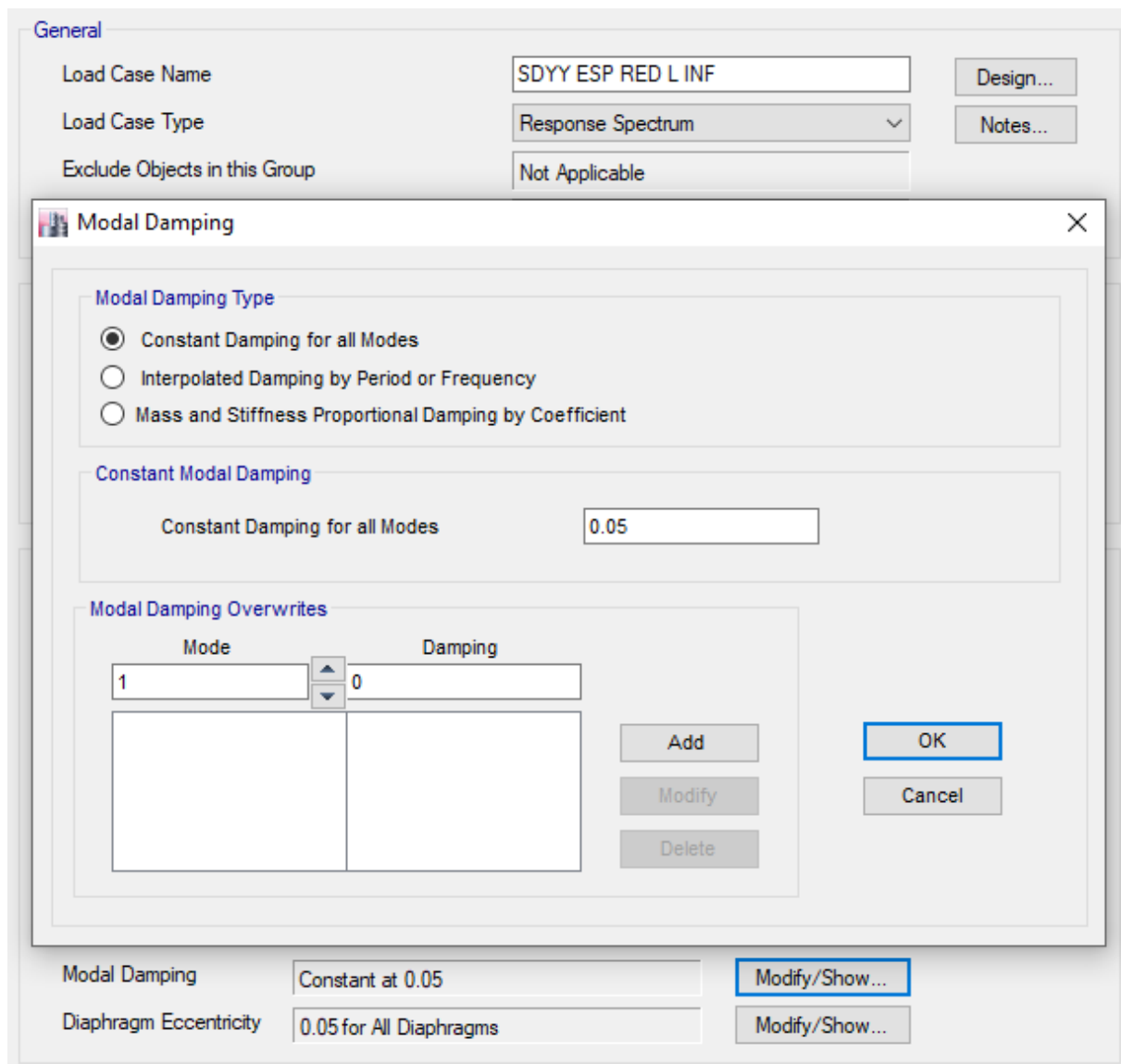


Figura 75 Analisis modal espectral con 5% de amortiguamiento

No fue necesario colocar el valor del porcentaje de amortiguamiento, ya que este afectó directamente al espectro de aceleraciones, como consecuencia solo se tomó en cuenta el 5% de amortiguamiento para el análisis modal espectral y Time – History. Coeficiente de amortiguamiento en los modos NULO, para el sismo dinámico modal espectral en dirección YY.

NOMINAL

The image shows a software interface with two main panels. The top panel, titled "General", contains the following fields and buttons:

- Load Case Name: SDXX ESP RED NOMINAL
- Load Case Type: Response Spectrum
- Exclude Objects in this Group: Not Applicable
- Buttons: Design..., Notes...

The bottom panel, titled "Modal Damping", contains the following sections and controls:

- Modal Damping Type:** Three radio buttons: "Constant Damping for all Modes" (selected), "Interpolated Damping by Period or Frequency", and "Mass and Stiffness Proportional Damping by Coefficient".
- Constant Modal Damping:** A text box labeled "Constant Damping for all Modes" with the value "0.05".
- Modal Damping Overwrites:** A table with two columns: "Mode" and "Damping". The first row has "1" in the "Mode" column and "0" in the "Damping" column. Below the table are buttons for "Add", "Modify", and "Delete".
- Buttons:** "OK" and "Cancel".

At the bottom of the interface, there are two summary rows:

- Modal Damping: Constant at 0.05 (with a "Modify/Show..." button)
- Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms (with a "Modify/Show..." button)

Figura 76 Analisis modal espectral

No fue necesario colocar el valor del porcentaje de amortiguamiento, ya que este afectó directamente al espectro de aceleraciones, como consecuencia solo se tomó en cuenta el 5% de amortiguamiento para el análisis modal espectral y Time – History. Coeficiente de amortiguamiento en los modos NULO, para el sismo dinámico modal espectral en dirección XX.

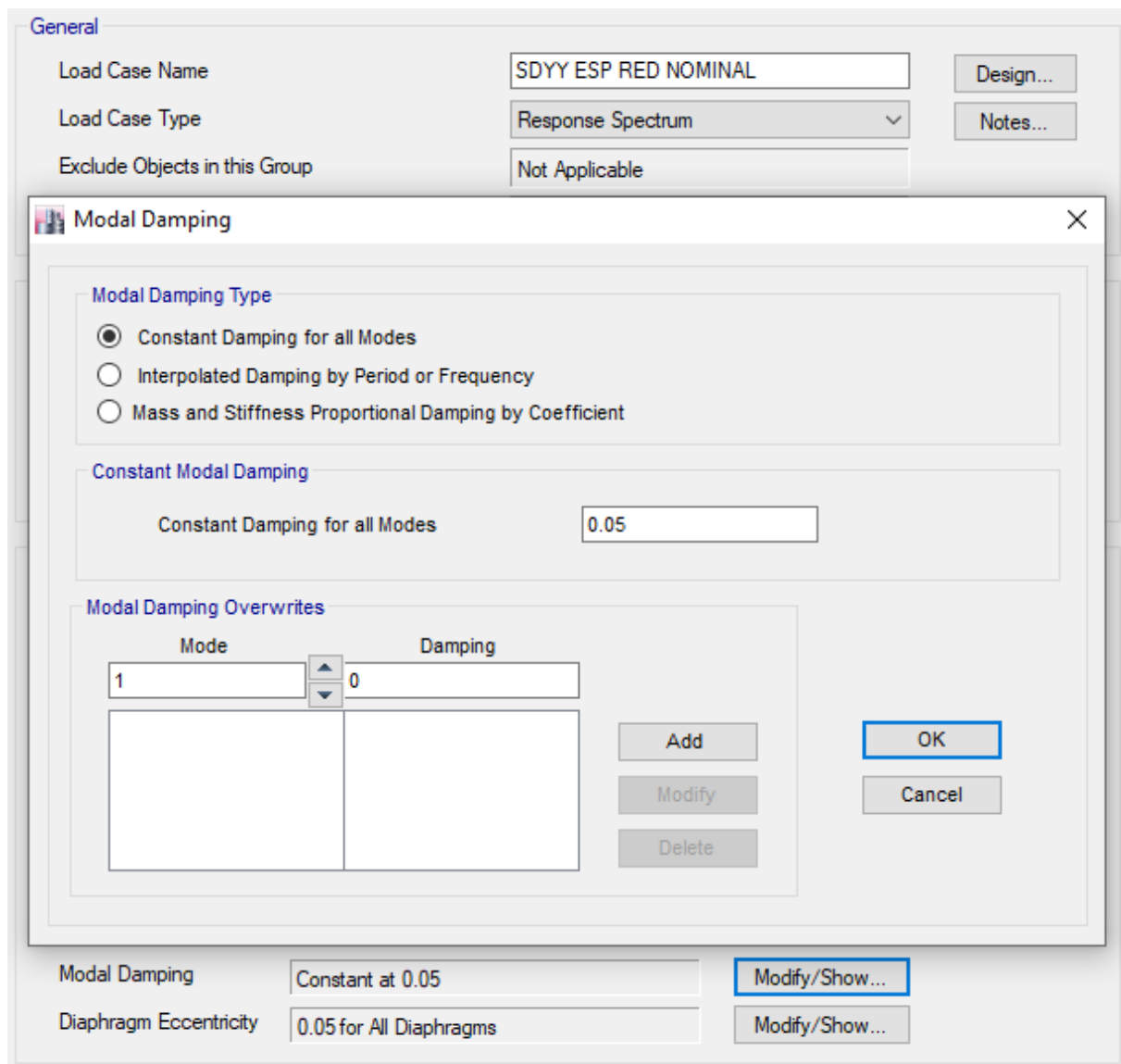


Figura 77 Analisis modal espectral

No fue necesario colocar el valor del porcentaje de amortiguamiento, ya que este afectó directamente al espectro de aceleraciones, como consecuencia solo se tomó en cuenta el 5% de amortiguamiento para el análisis modal espectral y Time – History. Coeficiente de amortiguamiento en los modos NULO, para el sismo dinámico modal espectral en dirección YY.

LÍMITE SUPERIOR

General

Load Case Name: SDXX ESP RED L SUP [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Modal Damping

Modal Damping Type

- Constant Damping for all Modes
- Interpolated Damping by Period or Frequency
- Mass and Stiffness Proportional Damping by Coefficient

Constant Modal Damping

Constant Damping for all Modes: 0.05

Modal Damping Overwrites

Mode	Damping
1	0

Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

Figura 78 Analisis modal espectral Limite Superior

No fue necesario colocar el valor del porcentaje de amortiguamiento, ya que este afectó directamente al espectro de aceleraciones, como consecuencia solo se tomó en cuenta el 5% de amortiguamiento para el análisis modal espectral y Time – History. Coeficiente de amortiguamiento en los modos NULO, para el sismo dinámico modal espectral en dirección XX.

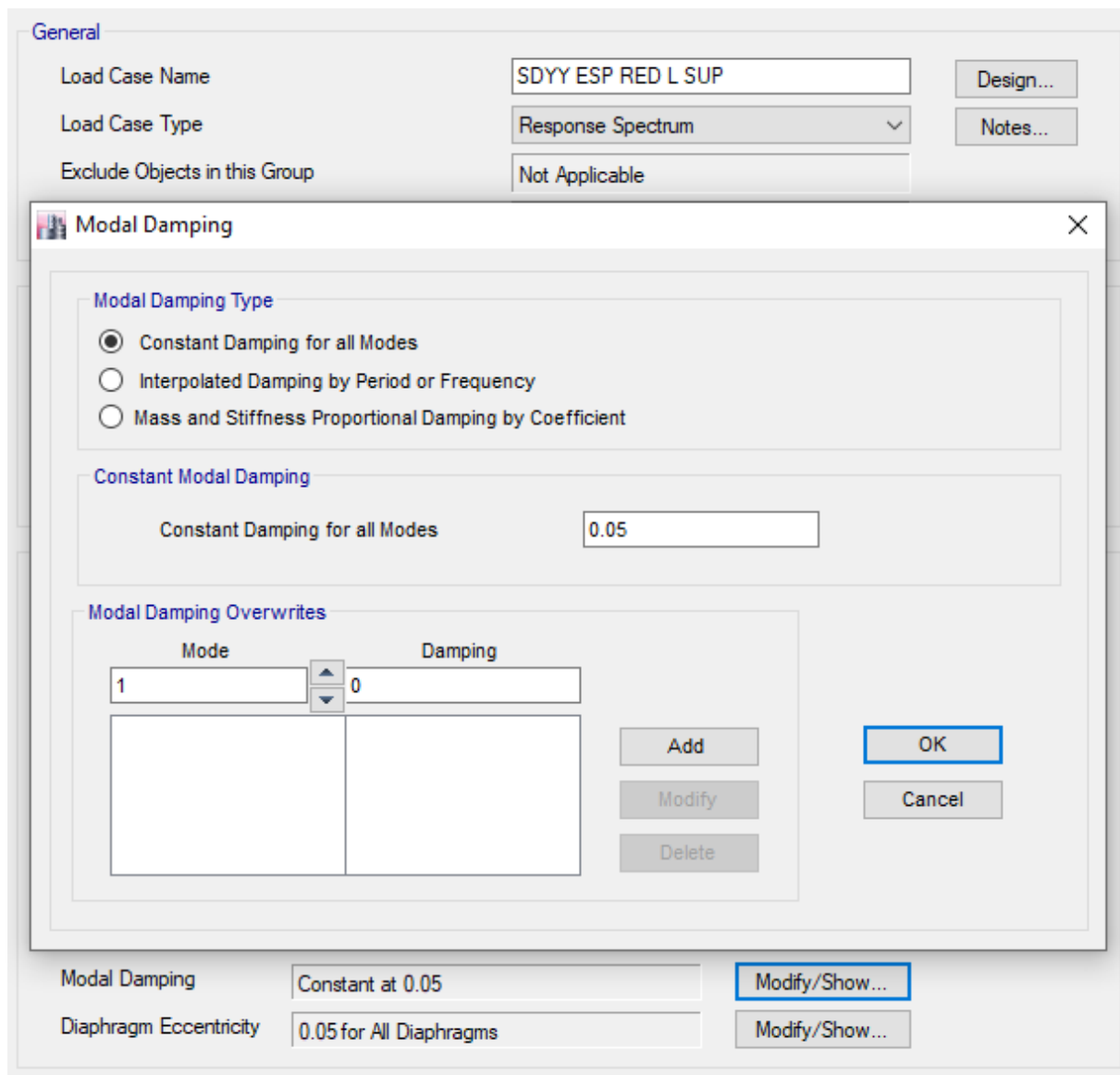


Figura 79 Analisis modal espectral direccion XX

No fue necesario colocar el valor del porcentaje de amortiguamiento, ya que este afectó directamente al espectro de aceleraciones, como consecuencia solo se tomó en cuenta el 5% de amortiguamiento para el análisis modal espectral y Time – History. Coeficiente de amortiguamiento en los modos NULO, para el sismo dinámico modal espectral en dirección YY.

4.2.17.1.14. Cortante basal por análisis dinámico modal espectral

- Demanda sísmica del análisis sísmico modal espectral (cortante en la base).

LÍMITE INFERIOR

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
TECHO 11	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	0	106.132	42.4417	967.0559	129.6163	322.5185
TECHO 10	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	0	226.2596	87.0274	2084.0484	352.7606	903.2556
TECHO 9	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	0	346.1588	128.4913	3158.748	682.2089	1792.1673
TECHO 8	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	7.41E-07	465.8262	166.9713	4193.669	1110.0747	2988.62
TECHO 7	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	7.87E-07	585.2662	202.7889	5194.1215	1628.9656	4492.0093
TECHO 6	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	8.10E-07	704.4843	236.3671	6166.6568	2232.3834	6301.7479
TECHO 5	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	9.27E-07	823.4886	268.1555	7118.502	2914.833	8417.2662
TECHO 4	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	1.39E-06	942.2896	298.7092	8057.7866	3671.9704	10838.0177
TECHO 3	SDXX ESP RED	Bottom	1.39E-06	1060.8985	328.5974	8992.0593	4500.7492	13563.4834

	NOMINAL Max							
TECHO 2	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	1.37E-06	1179.3252	358.3703	9928.3593	5399.4444	16593.1721
TECHO 1	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	1.53E-06	1298.5295	388.809	10880.910	6424.9892	20123.8059
SISTEMA AISLAMIENT O	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	1.99E-06	1448.7964	428.7664	12220.077	7370.3495	23455.1452
Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
TECHO 11	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	0	34.4104	133.9536	2497.6052	409.703	105.8514
TECHO 10	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	5.87E-07	72.9606	273.5663	5066.6384	1111.0796	292.2993
TECHO 9	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	7.28E-07	111.5263	402.4398	7422.7767	2142.7891	578.1883
TECHO 8	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	2.09E-06	150.0434	521.027	9577.7996	3477.659	963.1759
TECHO 7	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	2.22E-06	188.4956	630.4329	11552.150	5090.1798	1447.0421
TECHO 6	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	2.29E-06	226.8722	732.1444	13373.848	6957.9437	2029.5765
TECHO 5	SDYY ESP RED	Bottom	2.63E-06	265.176	827.7697	15076.319	9062.0781	2710.5709

	NOMINAL Max							
TECHO 4	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	4.00E-06	303.4183	919.3176	16700.481	11387.822	3489.8385
TECHO 3	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	3.99E-06	341.6041	1008.867	18287.271	13925.096	4367.2193
TECHO 2	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	3.95E-06	379.73	1098.434	19877.372	16668.615	5342.5645
TECHO 1	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	4.41E-06	418.1019	1190.718	21525.394	19792.630	6479.2067
SISTEMA AISLAMIENT O	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	4.47E-06	466.5186	1312.868	23848.054	22665.206	7551.7463

NOMINAL

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
TECHO 11	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	0	115.2334	47.4394	1071.8492	145.1131	350.2652
TECHO 10	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	0	245.557	96.5959	2295.1493	392.8206	980.5327
TECHO 9	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	0	375.5741	141.6496	3462.0871	756.0024	1944.9773
TECHO 8	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	0	505.2821	182.7988	4576.4665	1224.3108	3242.762

TECHO 7	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	0	634.6878	220.4449	5645.3981	1788.0585	4873.0843
TECHO 6	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	5.99E-07	763.7994	255.1276	6677.6728	2438.6669	6835.1654
TECHO 5	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	7.42E-07	892.6285	287.4598	7683.1658	3168.8667	9128.2518
TECHO 4	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	9.18E-07	1021.1891	318.1884	8672.8172	3972.924	11751.6215
TECHO 3	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	1.16E-06	1149.4963	348.0998	9657.0711	4846.8453	14704.5895
TECHO 2	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	1.43E-06	1277.5637	377.9705	10645.7043	5788.4487	17986.5087
TECHO 1	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	1.26E-06	1406.4327	408.7987	11655.7413	6857.1535	21810.3271
SISTEMA AISLAMIENTO	SDXX ESP RED NOMINAL Max	Bottom	2.18E-06	1568.8149	449.9777	13086.7377	7836.3906	25417.3921
Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
TECHO 11	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	0	37.0107	151.0204	2824.468	462.6065	113.7655
TECHO 10	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	0	78.4661	306.3268	5693.4095	1248.0958	314.3795

TECHO 9	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	8.19E-07	119.9086	447.5933	8285.5971	2395.5964	621.8153
TECHO 8	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	1.07E-06	161.2764	575.4648	10615.9754	3869.6323	1035.6704
TECHO 7	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	1.15E-06	202.5552	691.3013	12710.0105	5636.9212	1555.6618
TECHO 6	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	1.70E-06	243.7362	796.9764	14603.3458	7667.9745	2181.52
TECHO 5	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	2.13E-06	284.8234	894.657	16340.1731	9937.8611	2912.9808
TECHO 4	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	2.65E-06	325.8287	987.0199	17974.6045	12427.07	3749.804
TECHO 3	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	3.36E-06	366.7583	1076.9113	19563.114	15122.2984	4691.7781
TECHO 2	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	4.18E-06	407.6101	1167.1556	21162.8004	18016.7622	5738.705
TECHO 1	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	3.66E-06	448.7137	1261.2282	22844.0362	21293.6284	6958.5168
SISTEMA AISLAMIENTO	SDYY ESP RED NOMINAL Max	Bottom	5.60E-06	500.5415	1388.2659	25268.7872	24287.4566	8109.211

LÍMITE SUPERIOR

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
TECHO 11	SDXX ESP RED L SUP Max	Bottom	0	121.6007	53.7826	1198.9697	164.8642	369.7092
TECHO 10	SDXX ESP RED L SUP Max	Bottom	0	258.9857	108.5323	2542.1675	443.2119	1034.4353
TECHO 9	SDXX ESP RED L SUP Max	Bottom	0	395.9513	157.7518	3807.3767	847.6728	2051.1958
TECHO 8	SDXX ESP RED L SUP Max	Bottom	8.57E-07	532.4975	201.7096	5000.2731	1364.2887	3418.8602
TECHO 7	SDXX ESP RED L SUP Max	Bottom	9.11E-07	668.6357	240.9151	6130.6411	1979.9706	5136.3454
TECHO 6	SDXX ESP RED L SUP Max	Bottom	9.38E-07	804.38	276.0776	7210.7233	2683.0386	7202.6046
TECHO 5	SDXX ESP RED L SUP Max	Bottom	1.07E-06	939.748	308.0556	8254.5614	3463.5656	9616.6311
TECHO 4	SDXX ESP RED L SUP Max	Bottom	1.61E-06	1074.761	337.8997	9277.6395	4313.7342	12377.4663
TECHO 3	SDXX ESP RED L SUP Max	Bottom	1.60E-06	1209.4415	366.7505	10295.1071	5228.1515	15484.2064
TECHO 2	SDXX ESP RED L SUP Max	Bottom	1.59E-06	1343.8099	395.7611	11321.2024	6204.0147	18936.0033
TECHO 1	SDXX ESP RED L SUP Max	Bottom	1.76E-06	1478.965	426.2888	12377.1743	7302.6599	22956.6101
SISTEMA AISLAMIENTO	SDXX ESP RED L SUP Max	Bottom	2.40E-06	1649.191	468.3893	13888.8549	8300.3368	26747.9709
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m

TECHO 11	SDYY ESP RED L SUP Max	Bottom	0	38.6592	173.2006	3250.7112	531.5535	118.8063
TECHO 10	SDYY ESP RED L SUP Max	Bottom	6.94E-07	81.9205	348.3825	6501.5725	1425.0139	328.3132
TECHO 9	SDYY ESP RED L SUP Max	Bottom	8.54E-07	125.1292	504.7785	9384.3465	2719.1635	649.1689
TECHO 8	SDYY ESP RED L SUP Max	Bottom	2.45E-06	168.2269	643.251	11917.5847	4366.4929	1080.8816
TECHO 7	SDYY ESP RED L SUP Max	Bottom	2.61E-06	211.2016	765.4982	14133.3023	6322.3381	1623.0799
TECHO 6	SDYY ESP RED L SUP Max	Bottom	2.69E-06	254.0474	873.9425	16077.8239	8546.7793	2275.4105
TECHO 5	SDYY ESP RED L SUP Max	Bottom	3.09E-06	296.7708	971.5699	17811.0773	11005.8979	3037.5317
TECHO 4	SDYY ESP RED L SUP Max	Bottom	4.68E-06	339.3857	1062.0882	19407.4196	13673.1019	3909.1311
TECHO 3	SDYY ESP RED L SUP Max	Bottom	4.67E-06	381.9005	1149.5639	20947.831	16530.3119	4889.9301
TECHO 2	SDYY ESP RED L SUP Max	Bottom	4.62E-06	424.3154	1238.1332	22515.9278	19568.6228	5979.6692
TECHO 1	SDYY ESP RED L SUP Max	Bottom	5.14E-06	466.9752	1332.5324	24207.6002	22979.5463	7248.9896
SISTEMA AISLAMIENTO	SDYY ESP RED L SUP Max	Bottom	5.54E-06	520.7278	1464.53	26745.1645	26067.0023	8445.9248

4.2.17.1.15. Análisis dinámico Tiempo – Historia

Artículo 25.3.-

Análisis Tiempo - Historia

- a). Este procedimiento se debe desarrollar con 7 pares de registros sísmicos que deben ser seleccionados y escalados según el Artículo 15 de la Norma E.031 y lo señalado por la Norma E.030

Artículo 15 .-

Registro de aceleración del suelo

Artículo 15.1.- Cuando se empleen registros sísmicos directos, se define con el conjunto de 7 registros como mínimo, y cada uno con dos componentes horizontales de aceleración, elegidos de eventos individuales y escalados.

Artículo 15.2.- Los registros de aceleración deben ser obtenidos de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, mecanismos de fuente y condiciones locales de suelo sean consistentes con el SMC para el sitio:

Artículo 15.3- Se permite escalar los registros mediante el escalamiento de amplitudes o del ajuste de frecuencias hacia espectros definidos

- Registros sísmicos seleccionados.

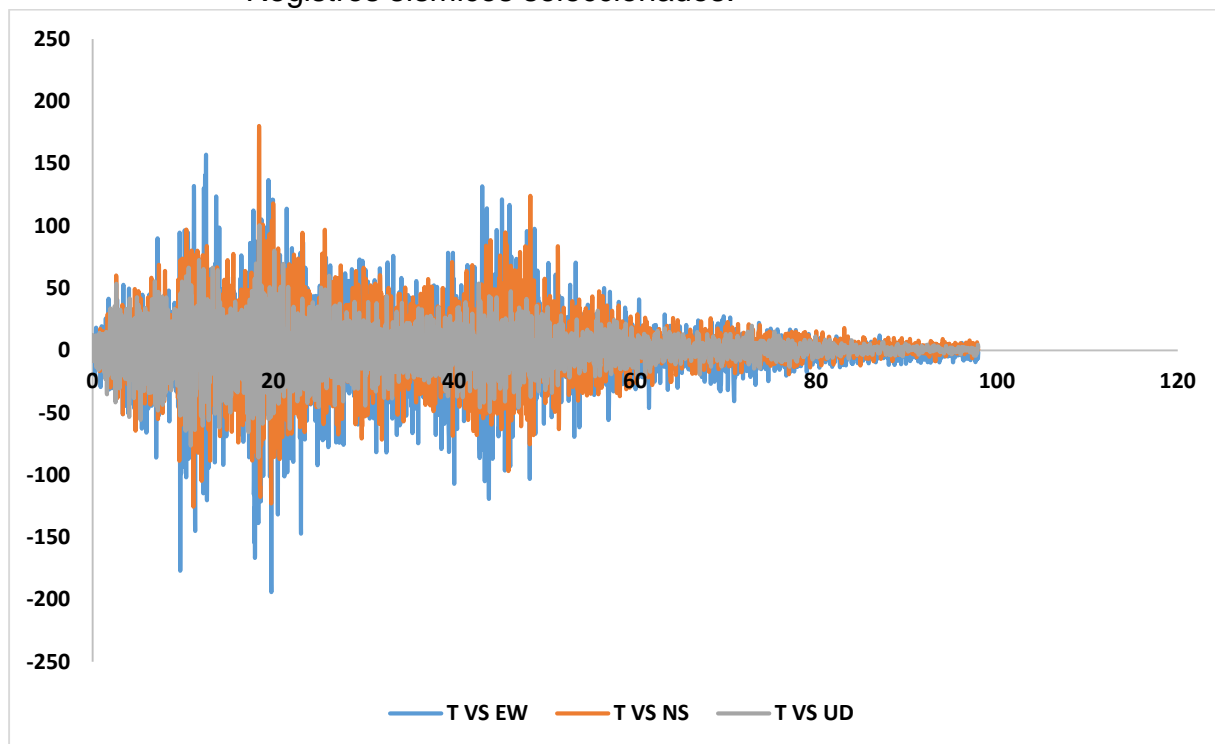


Figura 80 1.-LIMA 03-10-1974 (REGISTRO SÍSMICO DIRECTO)

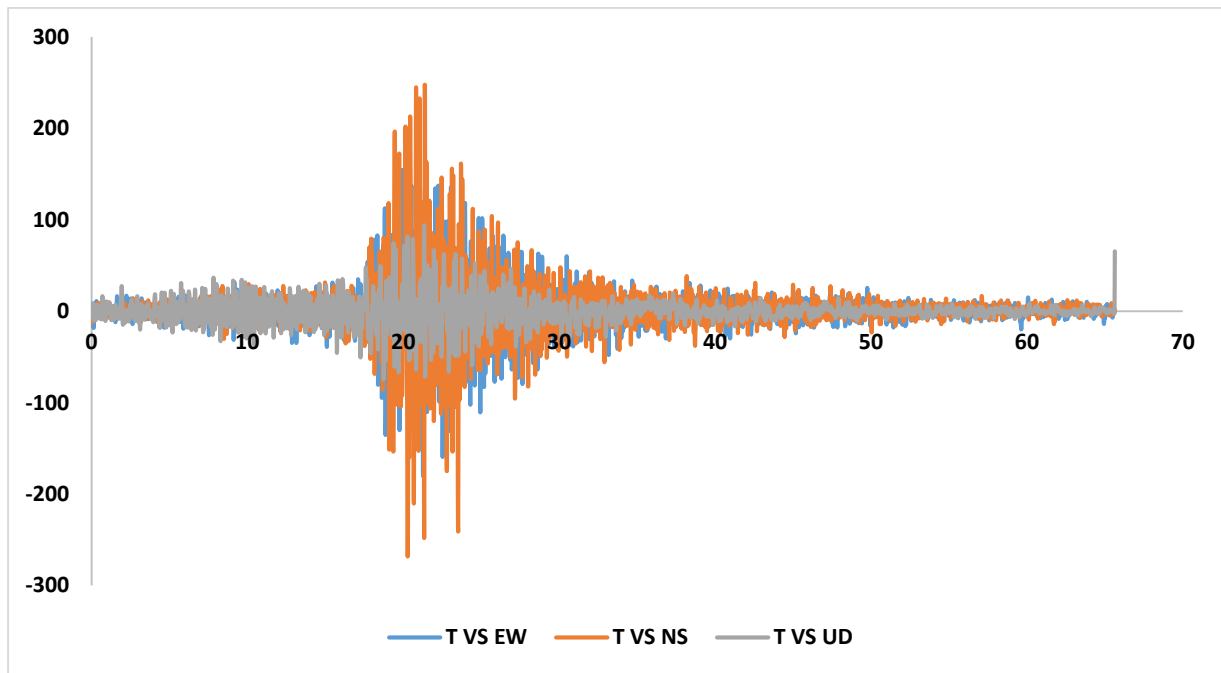


Figura 81 2. LIMA 17-10-1966 (REGISTRO SÍSMICO DIRECTO)

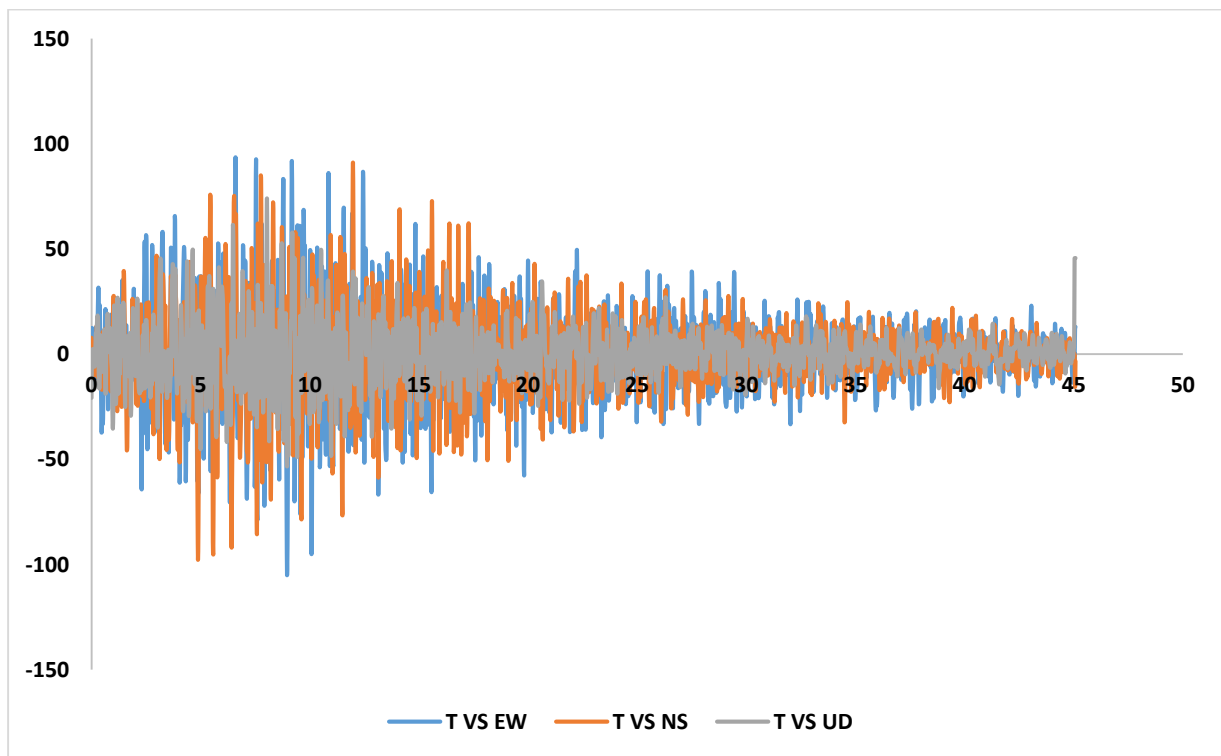


Figura 82 3. HUARAZ 31-05-1970 (REGISTRO SÍSMICO DIRECTO)

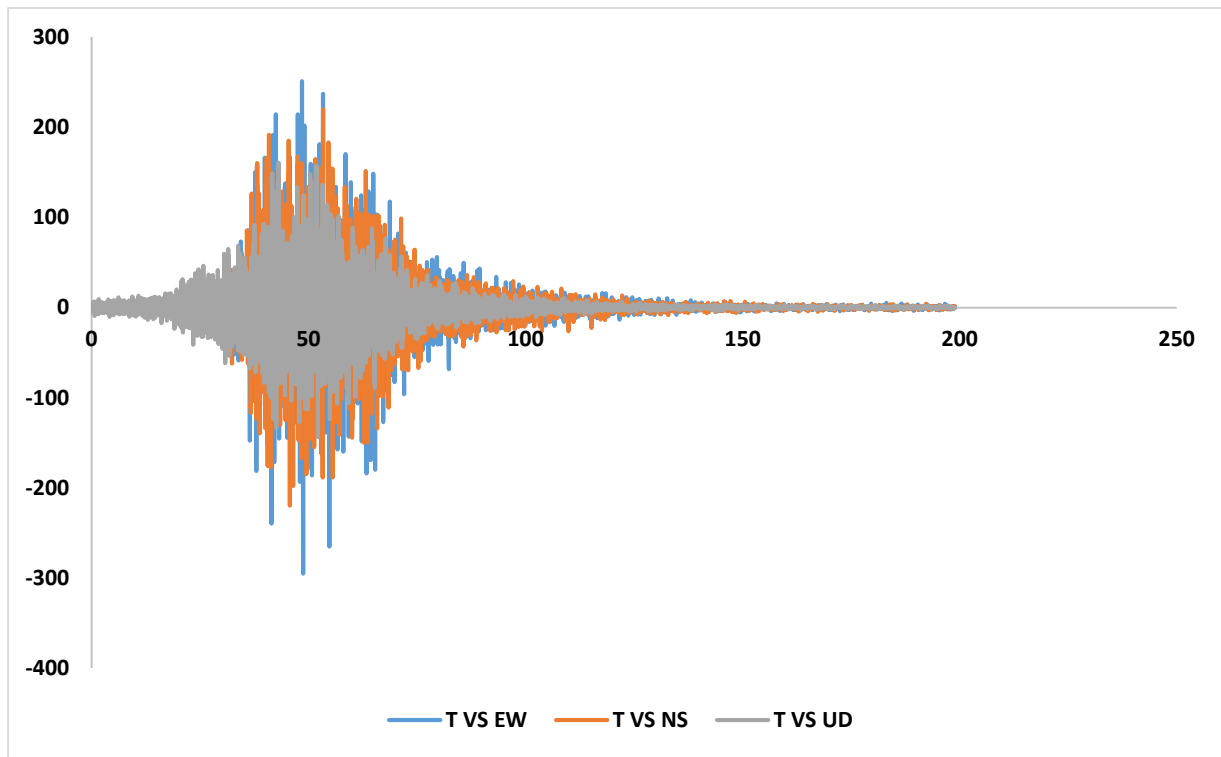


Figura 83 4. ÁTICO (Z.C.) 23-06-2001 (REGISTRO SÍSMICO DIRECTO)

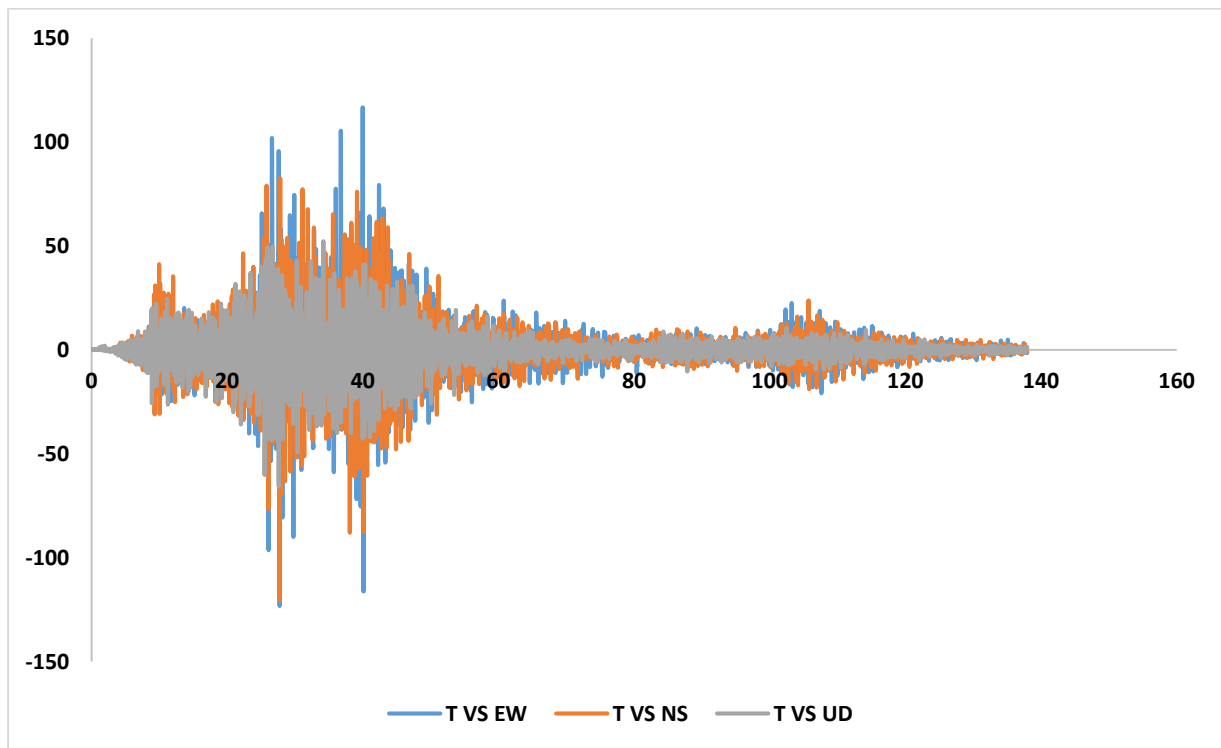


Figura 84 5. ÁTICO ARQ Y MOQ 07-17-2001 (REGISTRO SÍSMICO DIRECTO)

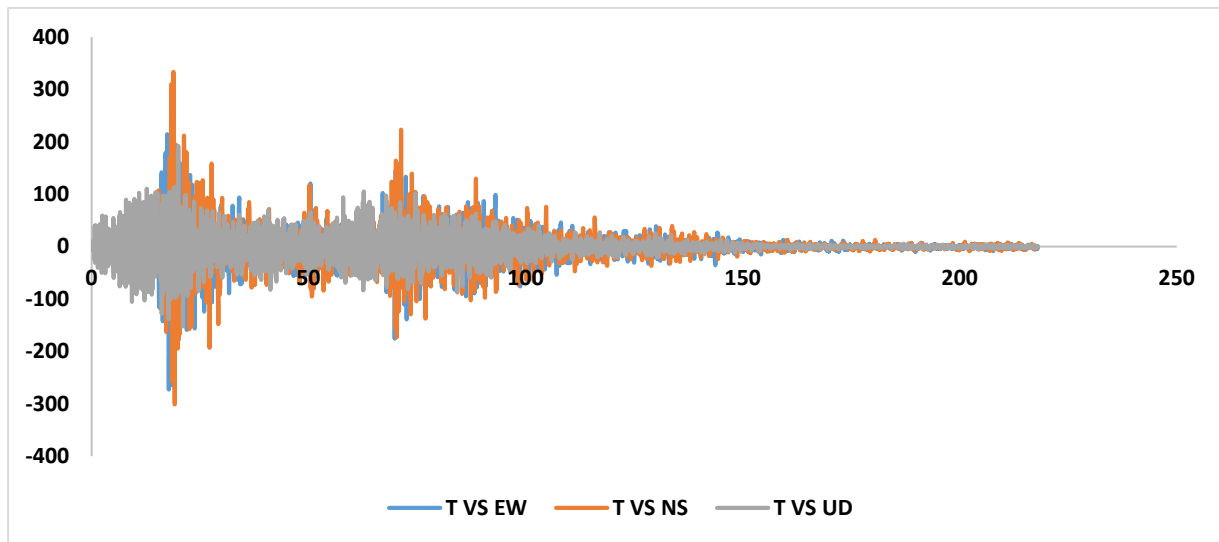


Figura 85 7. PISCO (ICA) 15-08-2007 (REGISTROSÍSMICO DIRECTO)

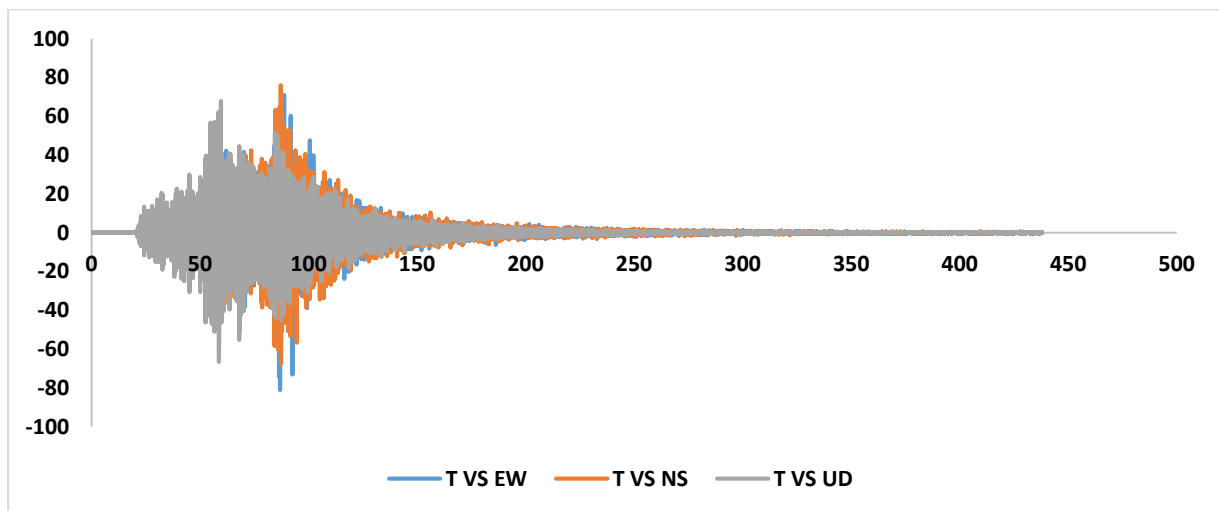


Figura 86 12. LAGUNAS LORETO 26-05-2019 (REGISTRO SÍSMICO DIRECTO)

4.2.17.1.15.1. Escalamiento de registros sísmicos directos a normalizados

- Escalamiento de registros sísmicos directos a registros sísmicos normalizados; dicha escala se hizo en función de los espectros de aceleraciones reducidos debido al amortiguamiento proporcionado por el sistema de aislamiento, cabe señalar que para la verificación de desplazamiento se utilizó el modelo con propiedades inferiores tomando la menor rigidez.

LÍMITE INFERIOR

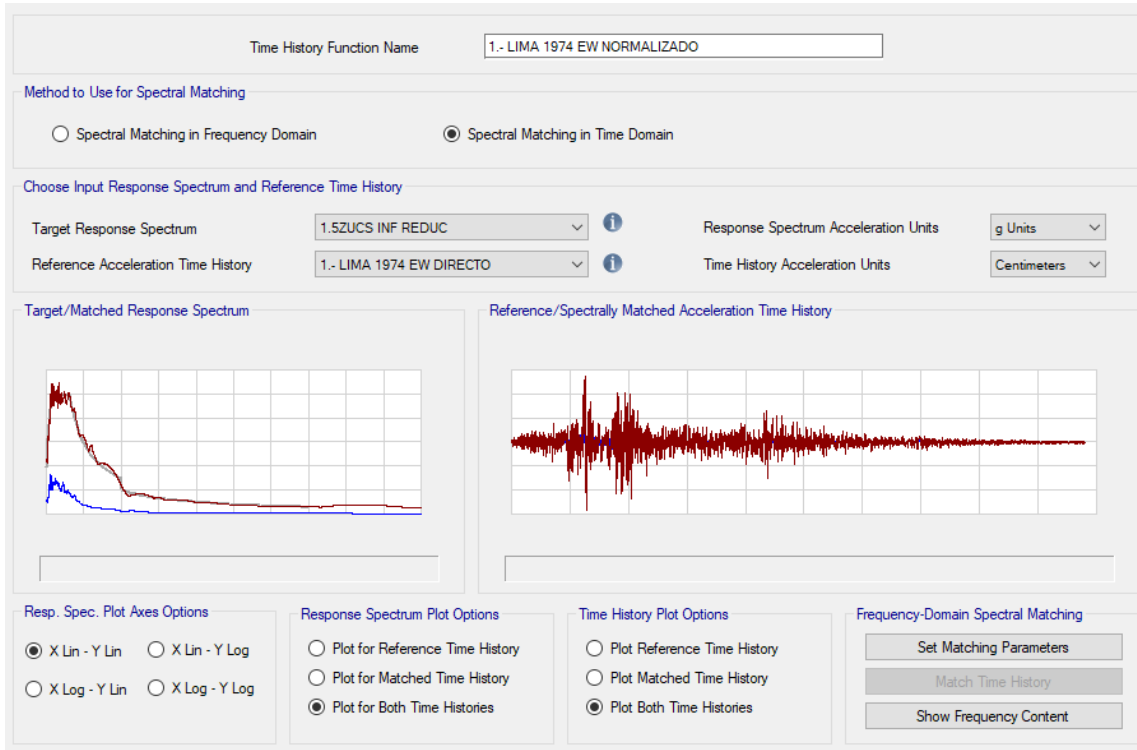


Figura 87 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado LIMA 1974 EW y NS

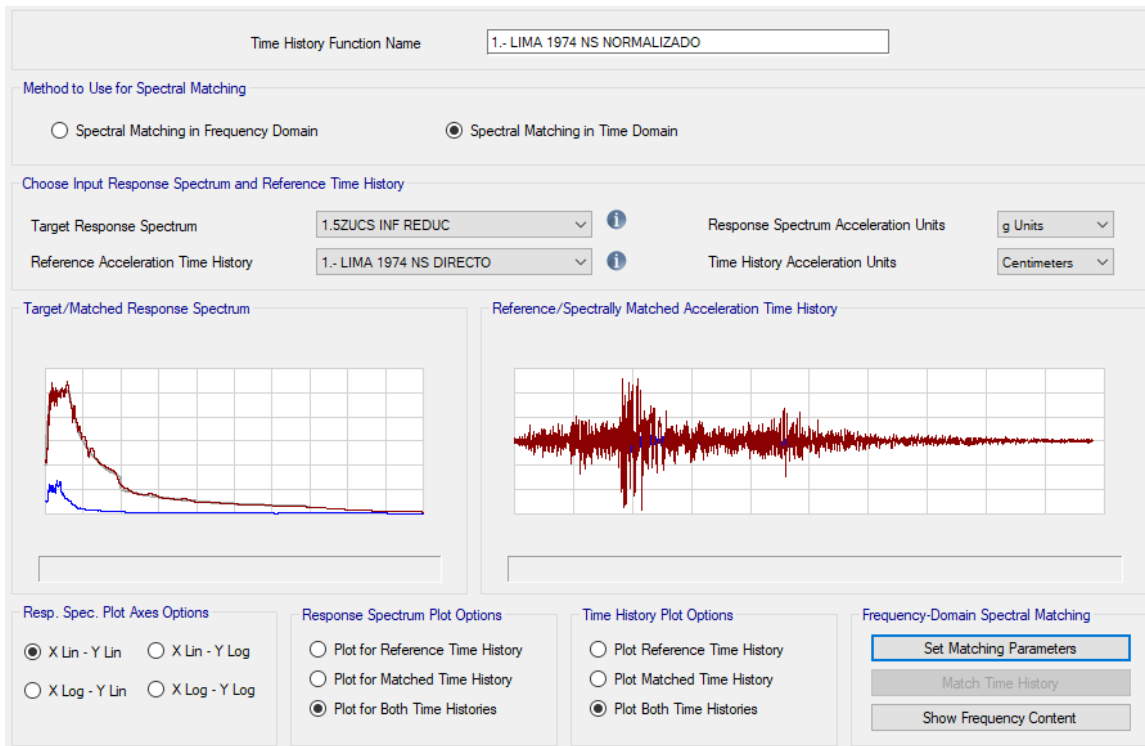


Figura 88 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado LIMA 1974 EW y NS

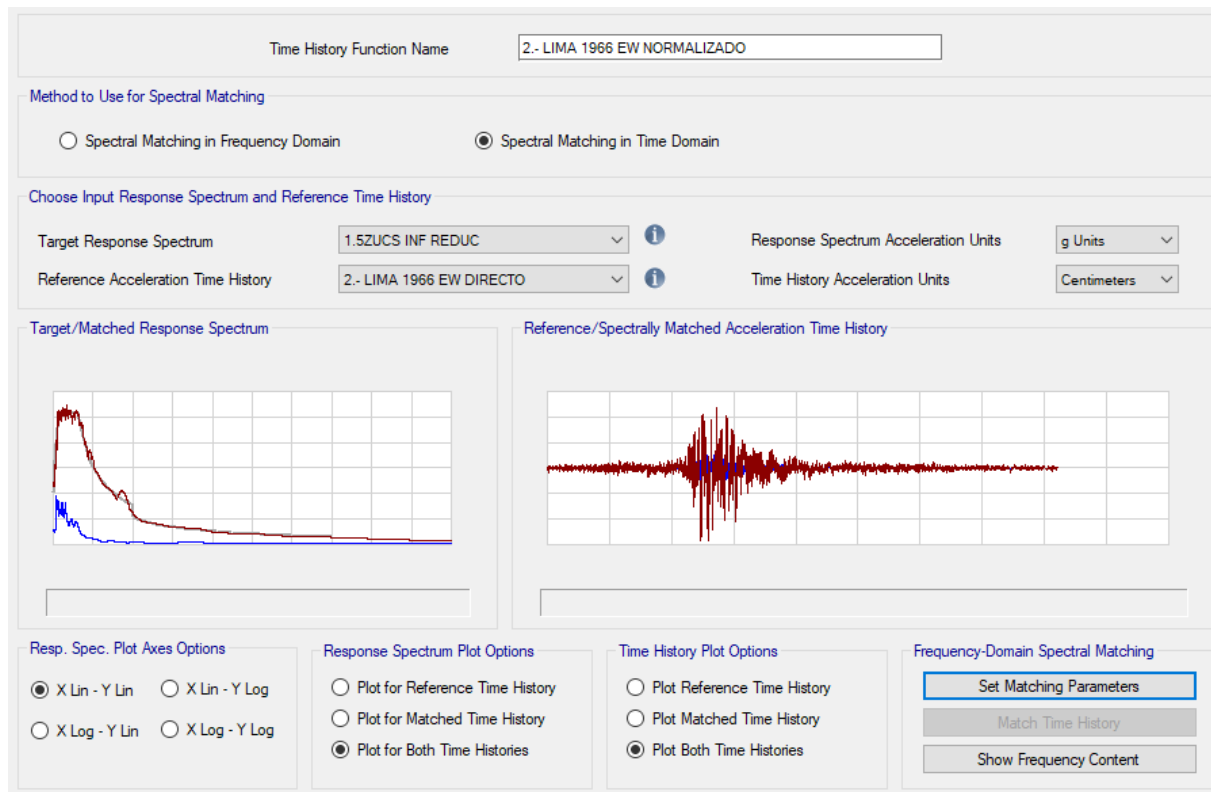


Figura 89 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado LIMA 1966 EW y NS

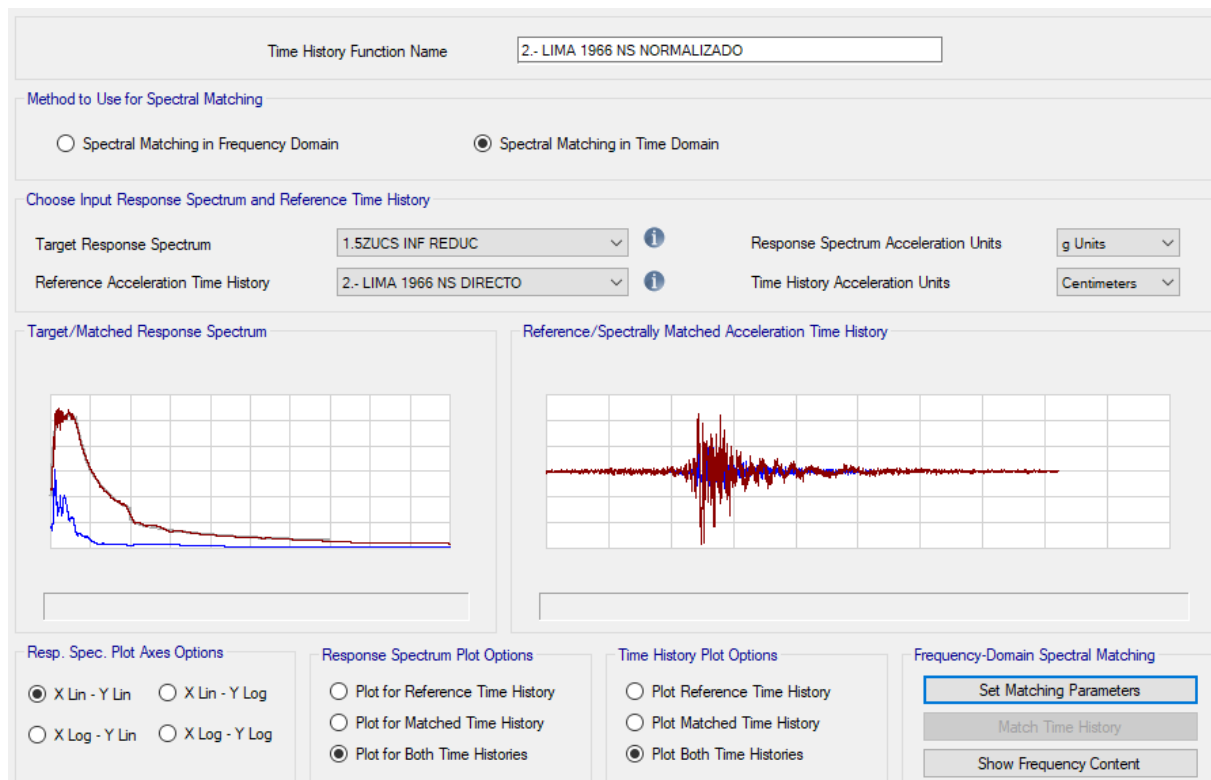


Figura 90 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado LIMA 1966 EW y NS

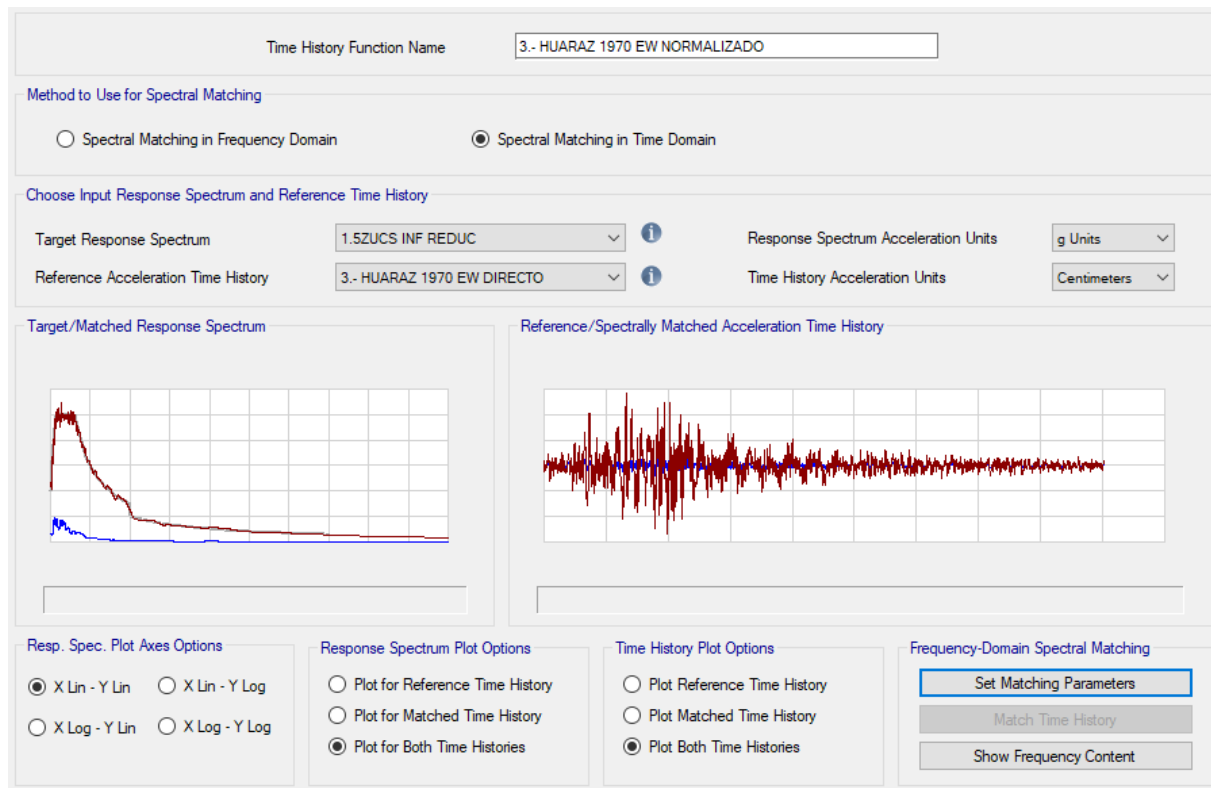


Figura 91 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado HUARAZ 1970 EW y NS

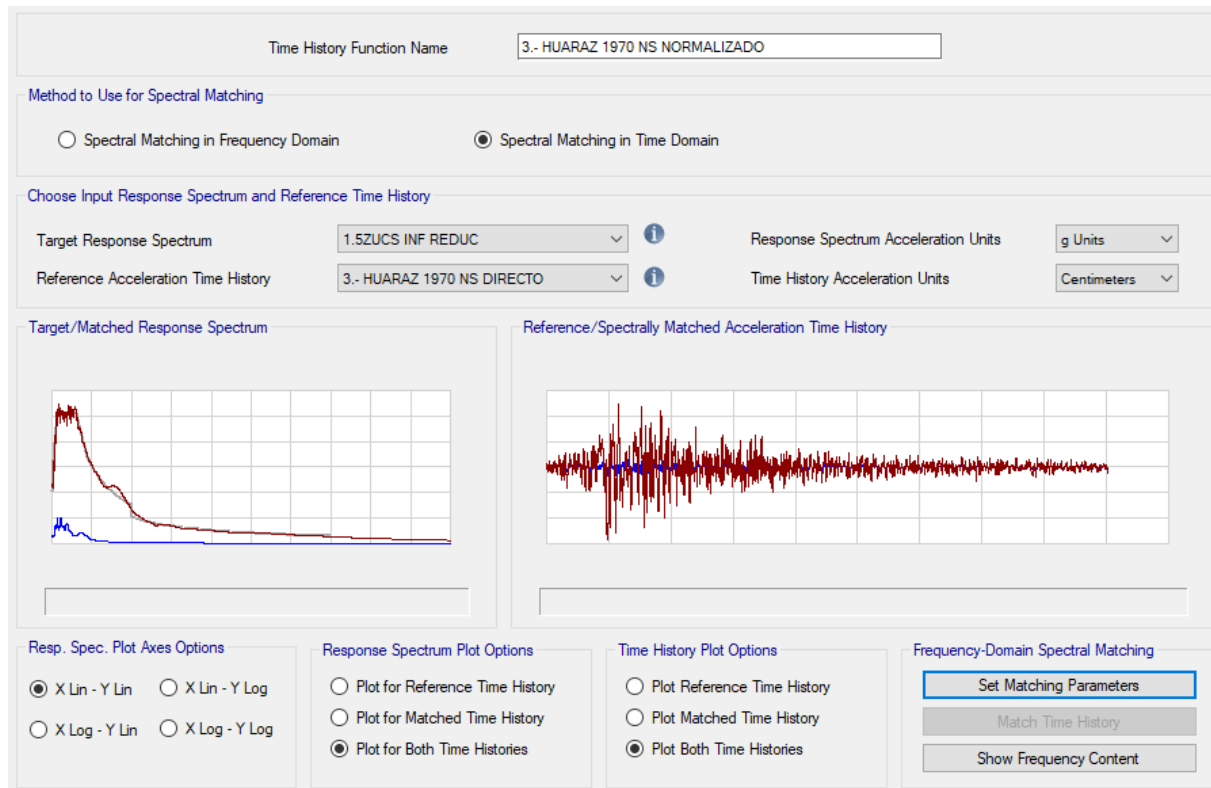


Figura 92 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado HUARAZ 1970 EW y NS

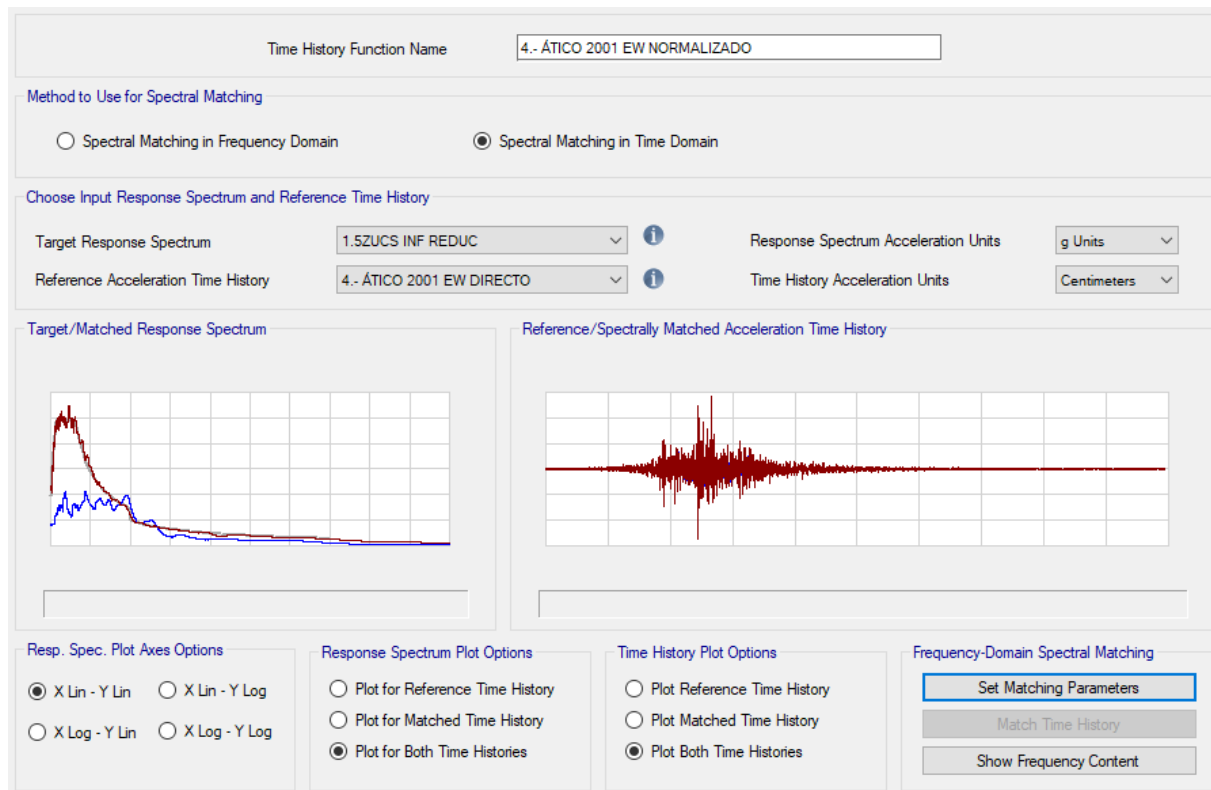


Figura 93 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado ÁTICO 2001 EW y NS

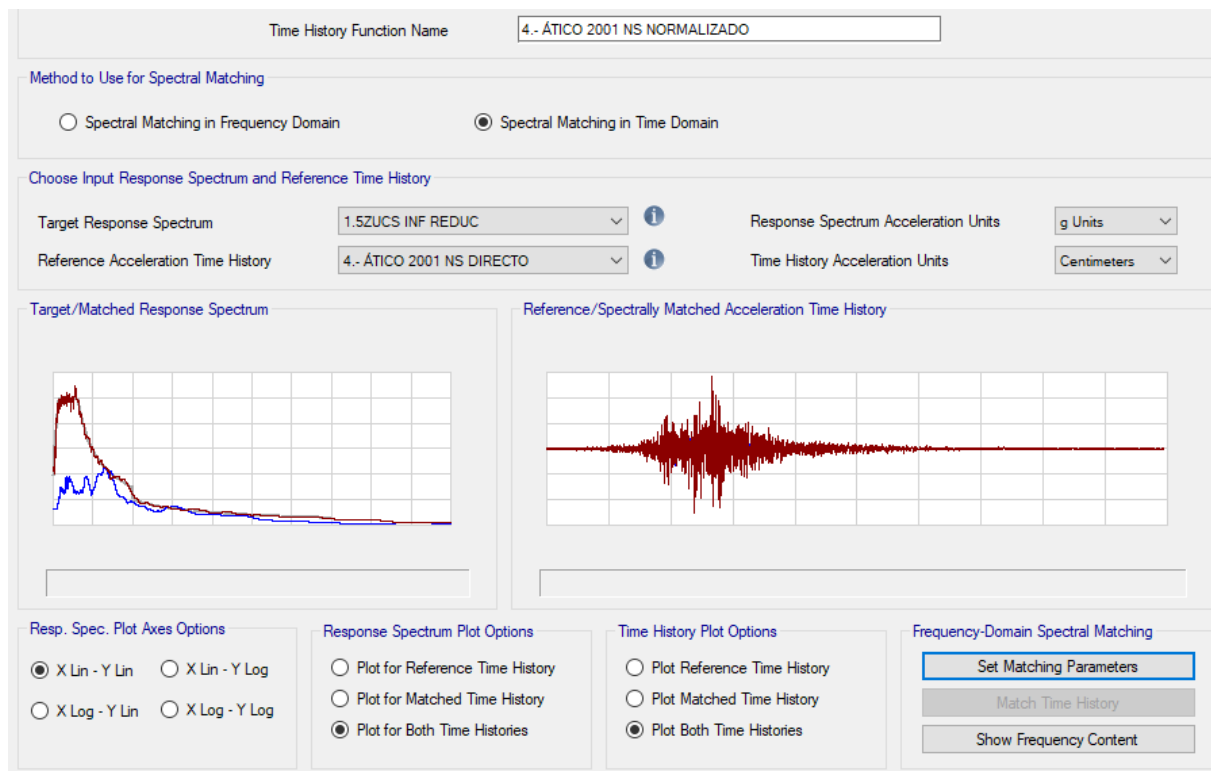


Figura 94 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado ÁTICO 2001 EW y NS

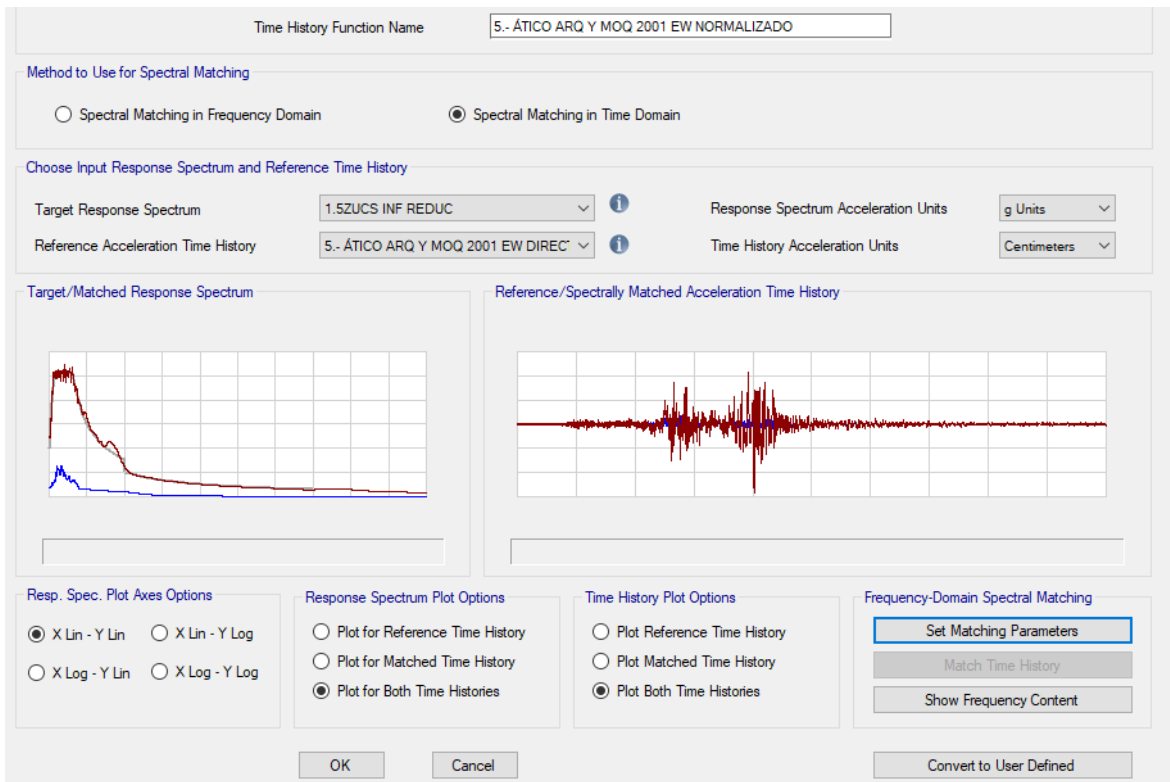


Figura 95 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado ÁTICO ARQ Y MOQ 2001 EW y NS

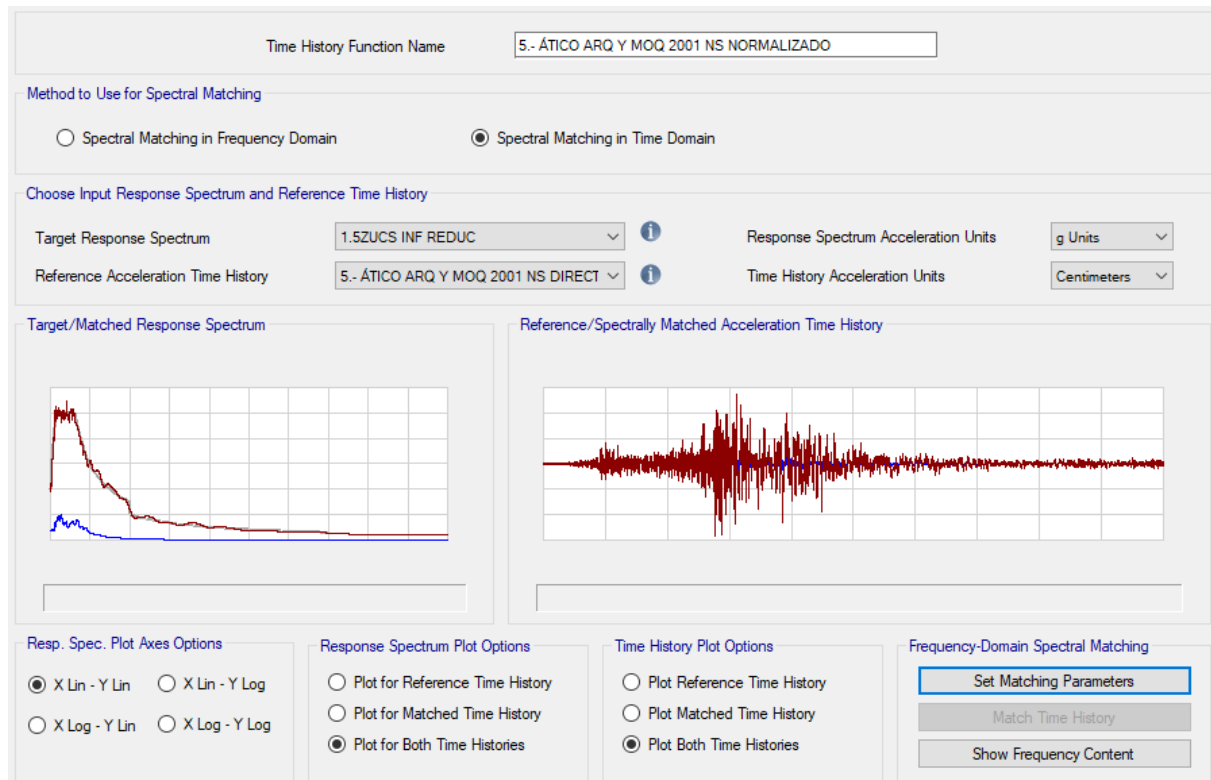


Figura 96 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado ÁTICO ARQ Y MOQ 2001 EW y NS

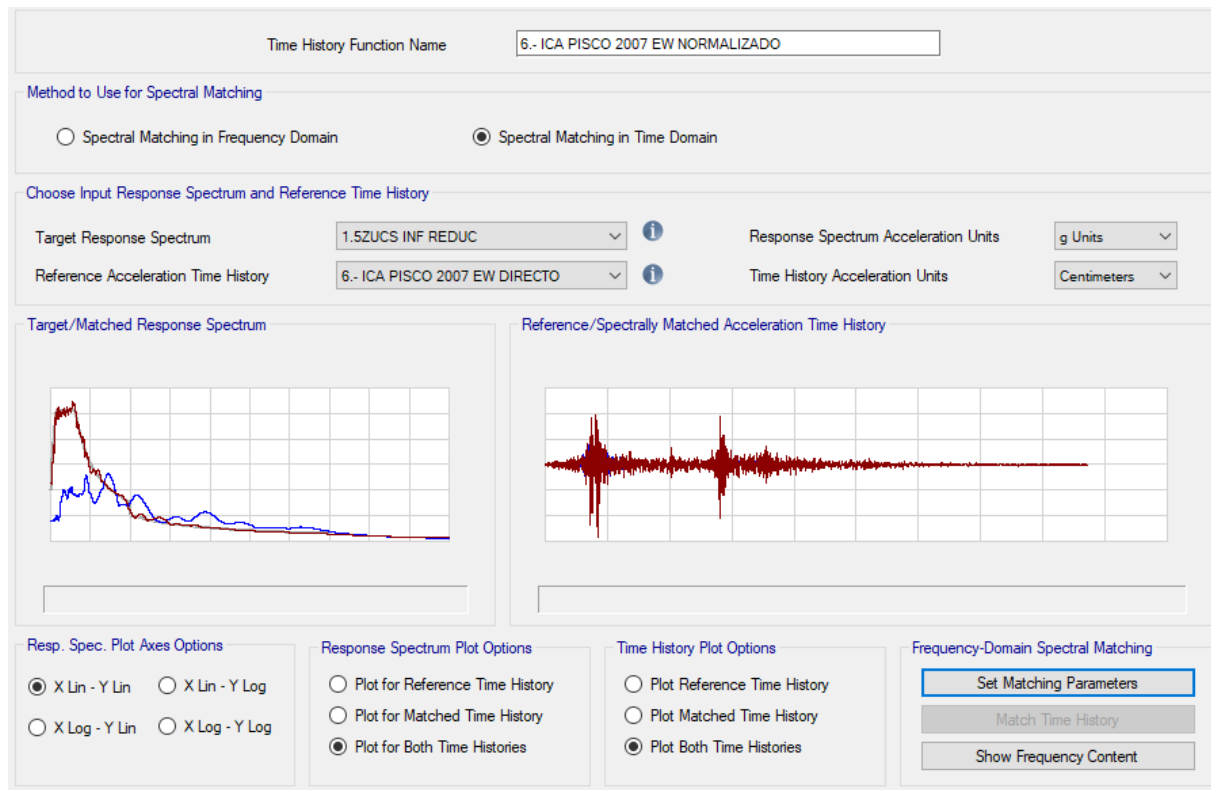


Figura 97 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado ICA PISCO 2007 EW y NS

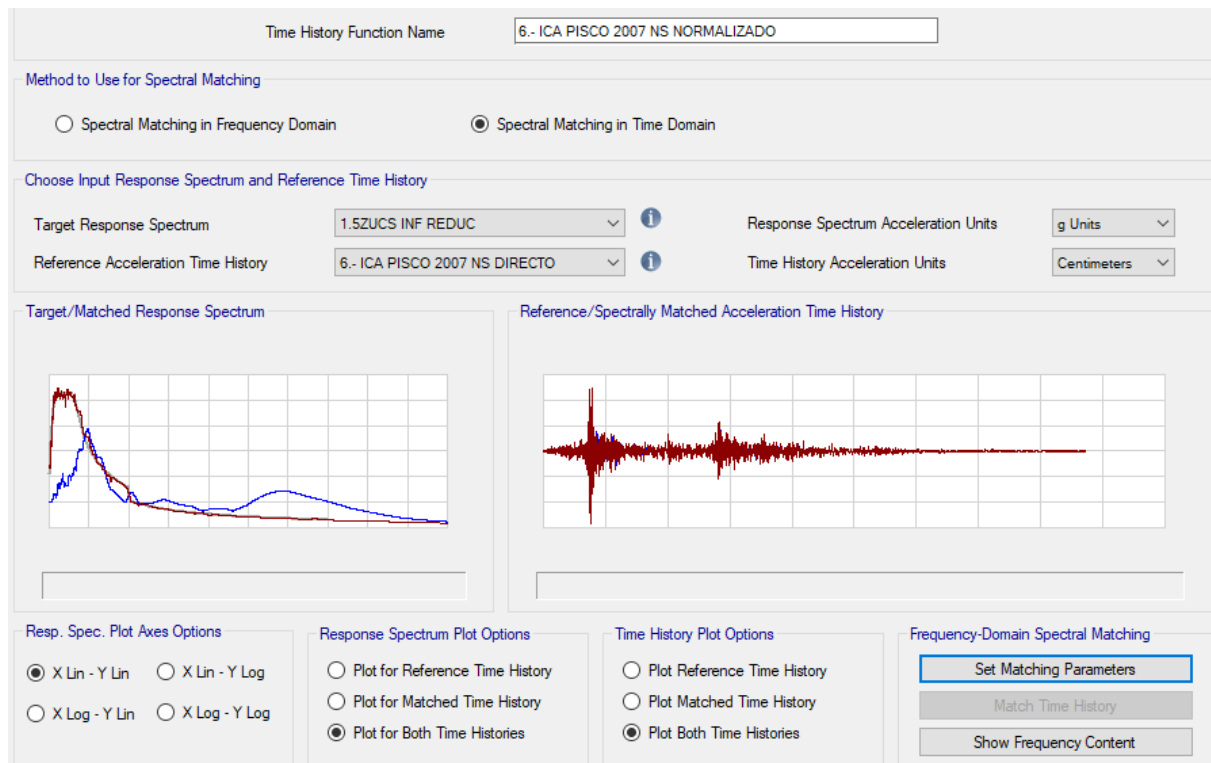


Figura 98 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado ICA PISCO 2007 EW y NS

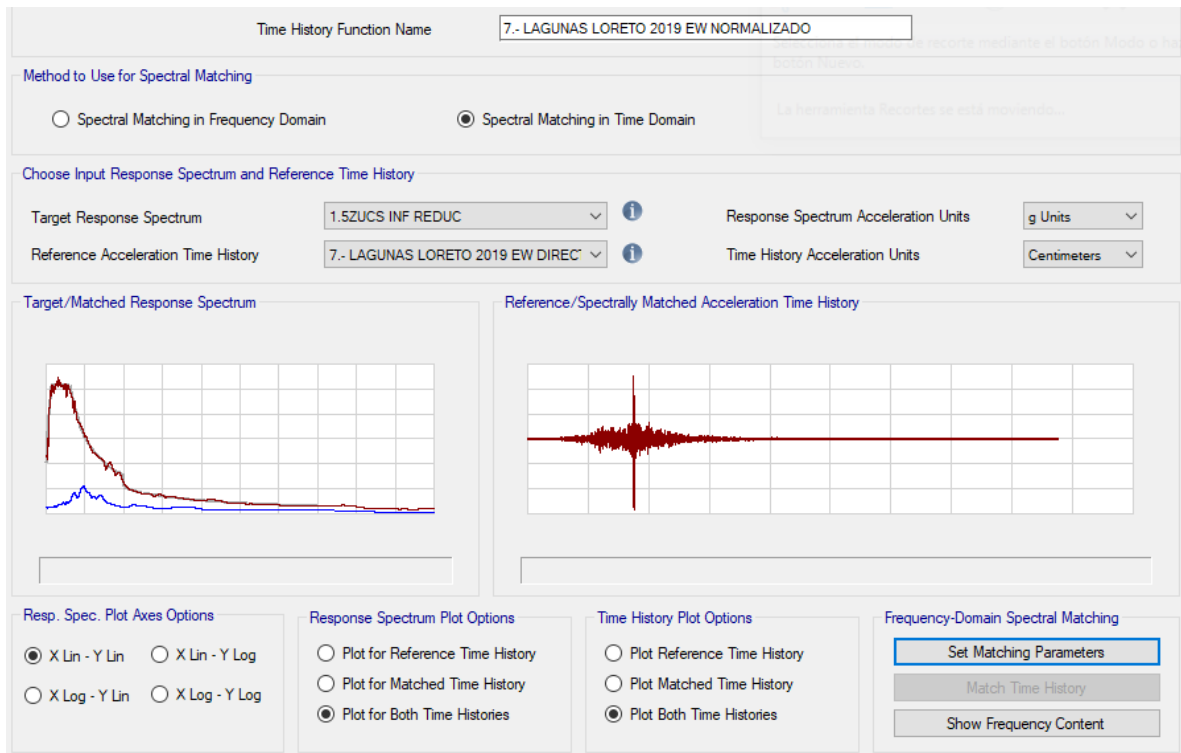


Figura 99 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado LAGUNAS (LORETO) 2019 EW y NS

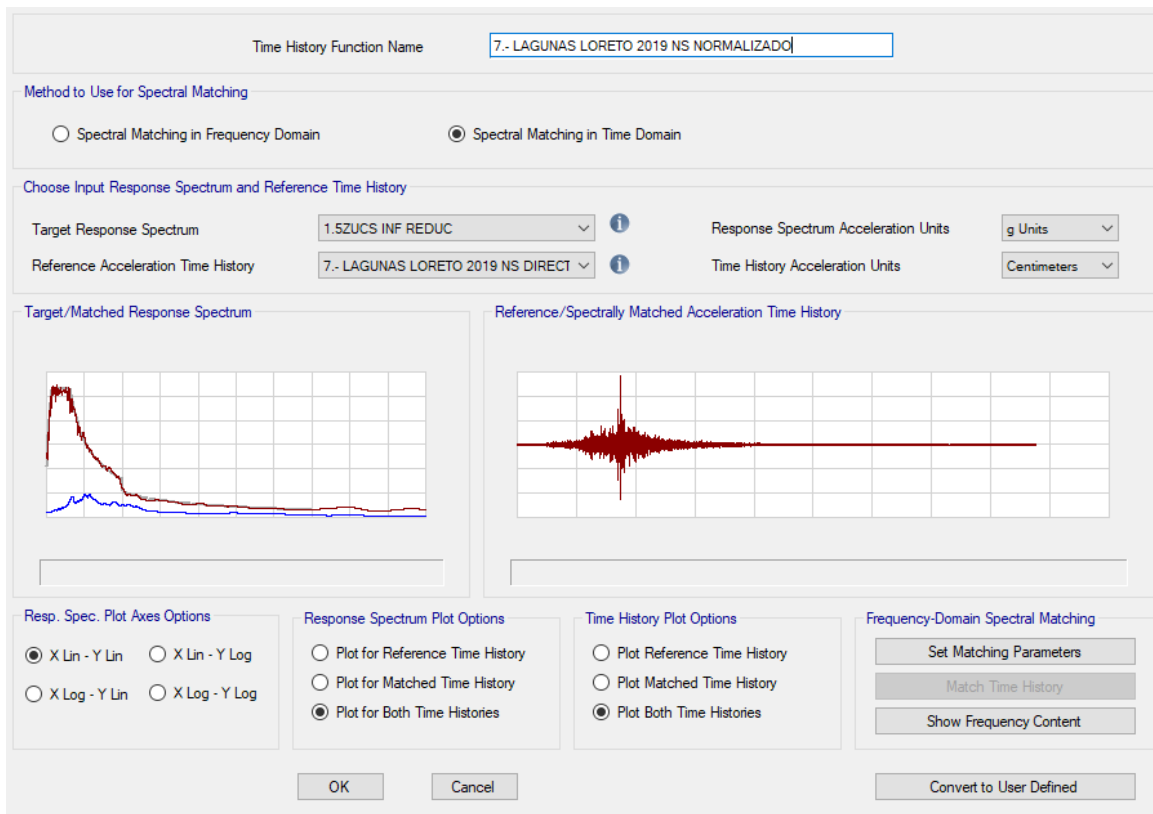


Figura 100 Escalamiento de registro sísmico directo a registro sísmico normalizado LAGUNAS (LORETO) 2019 EW y NS

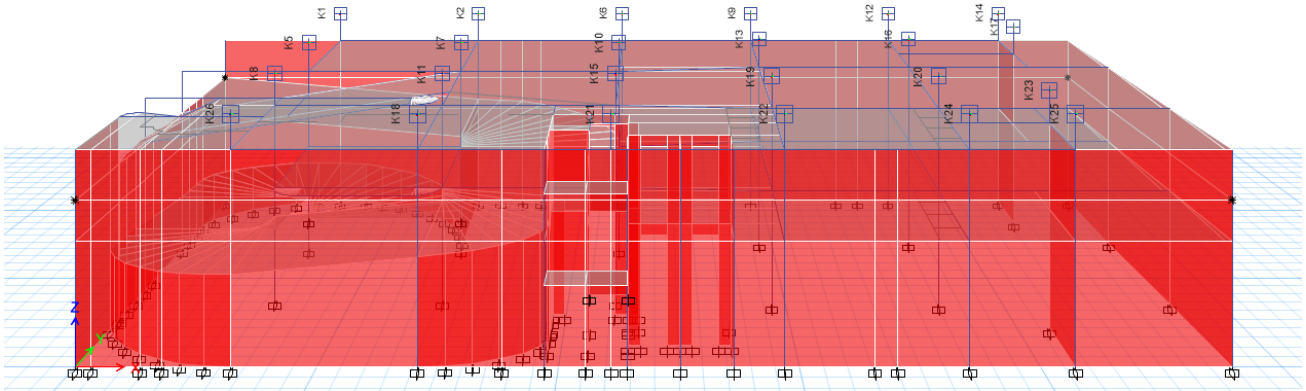


Figura 101 Vista en altura de los aisladores y su denominación según ETABS.

4.2.17.1.15.2. Diagrama de histéresis de aisladores sísmicos para los registros normalizados: ÁTICO (AREQUIPA) 2001, PISCO (ICA) 2007, LAGUNAS (LORETO) 2019

SISMO: ÁTICO 2001

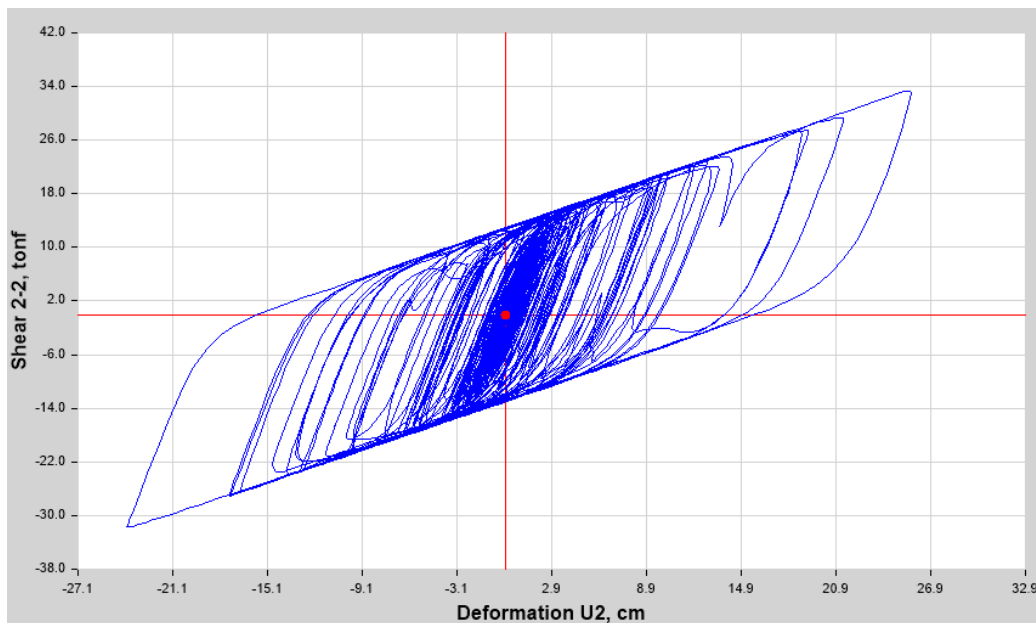


Figura 102 AISLADOR LRB - K1 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

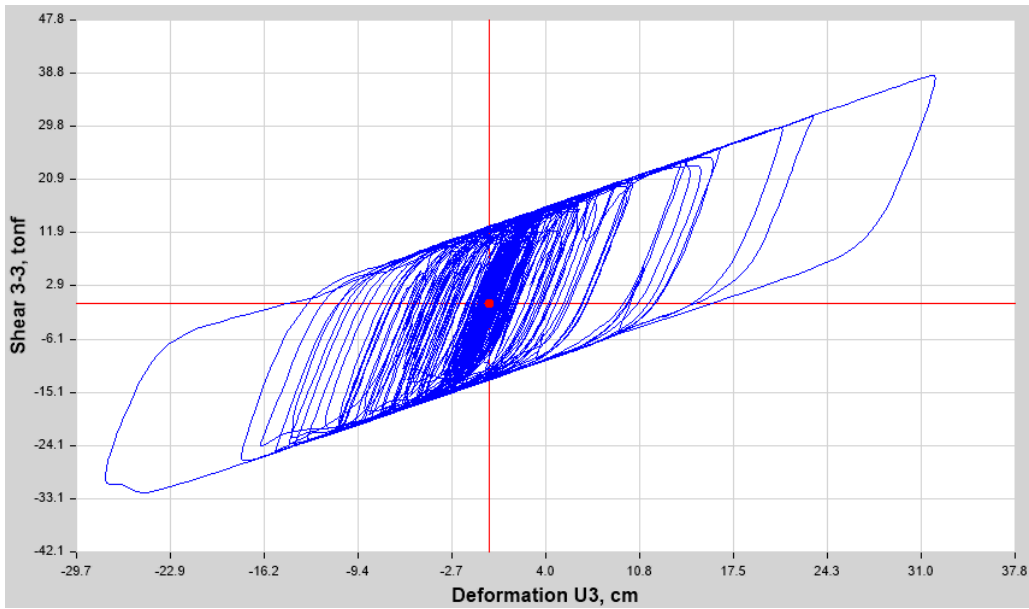


Figura 103 AISLADOR LRB - K1 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

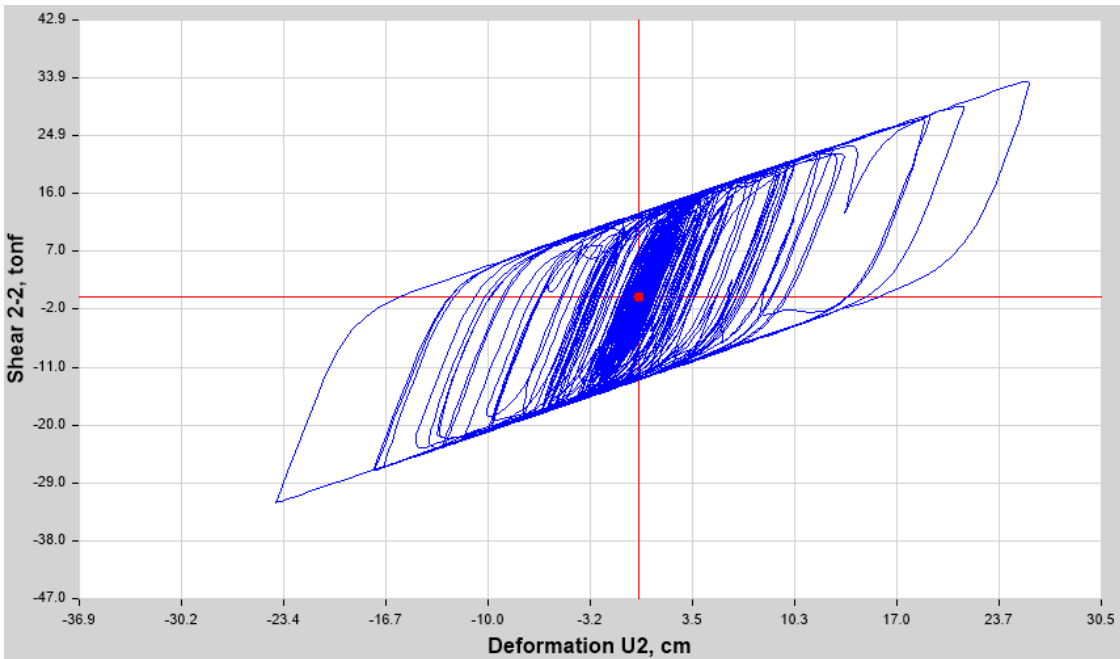


Figura 104 AISLADOR LRB - K2 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

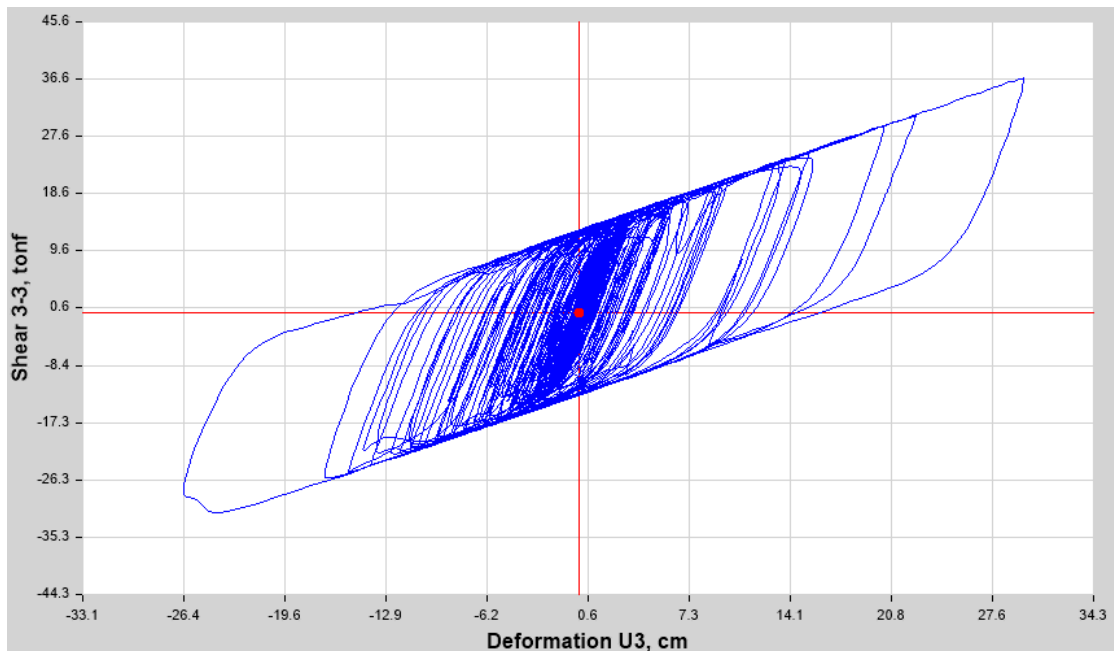


Figura 105 AISLADOR LRB - K2 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

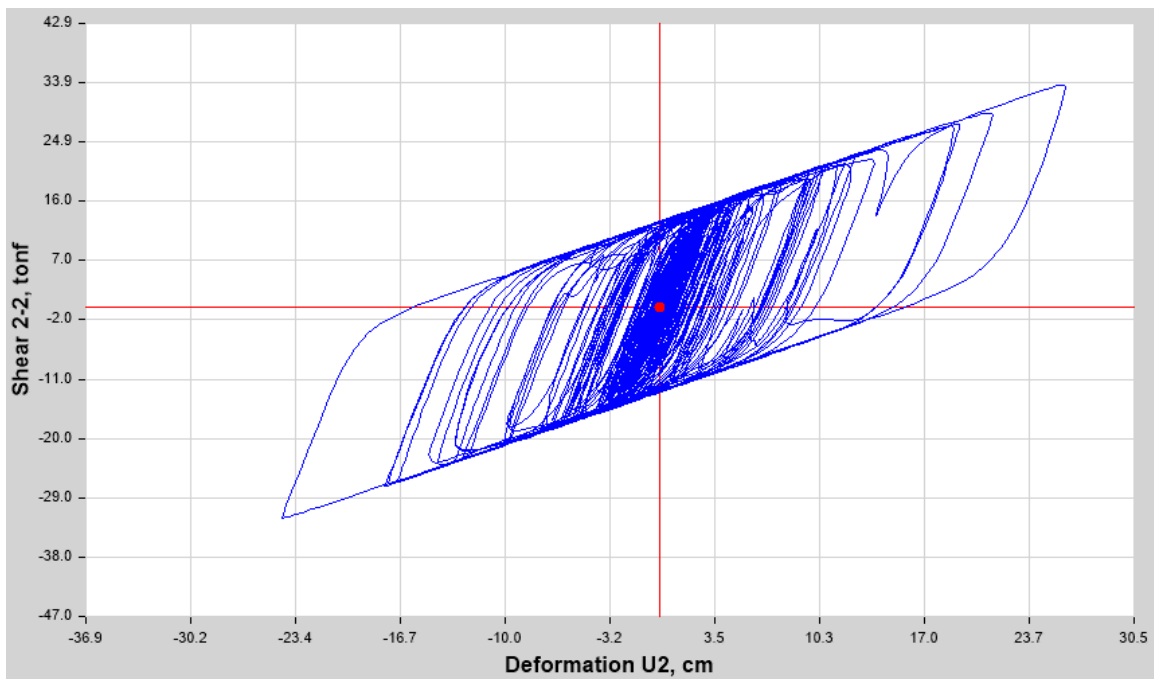


Figura 106 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

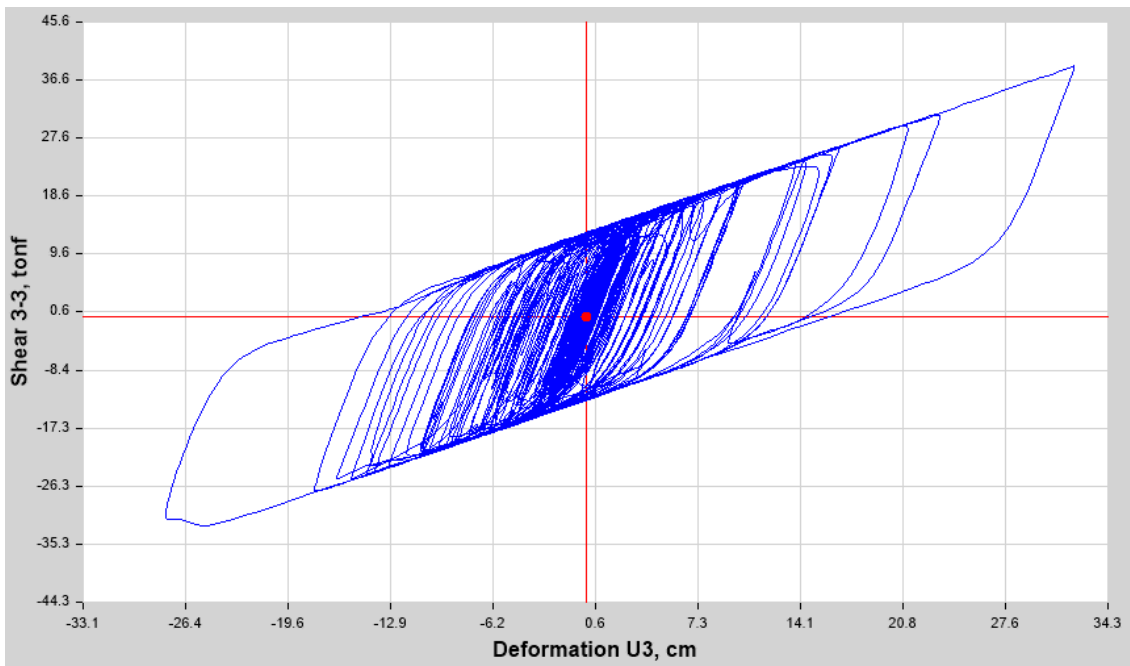


Figura 107 AISLADOR LRB K5 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

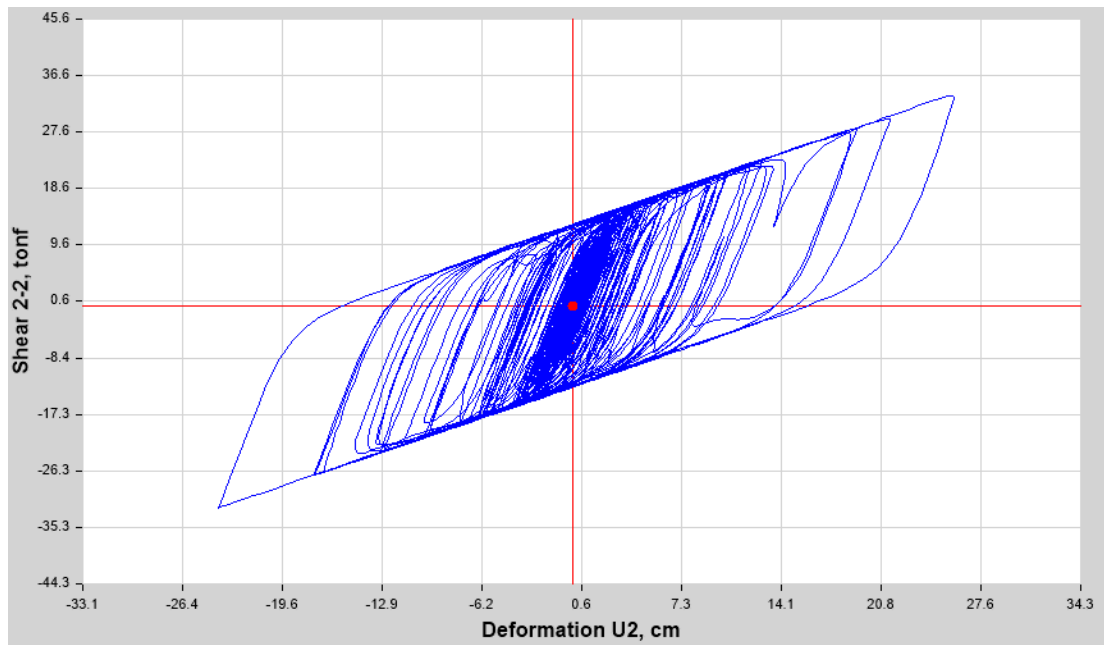


Figura 108 AISLADOR LRB K6 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

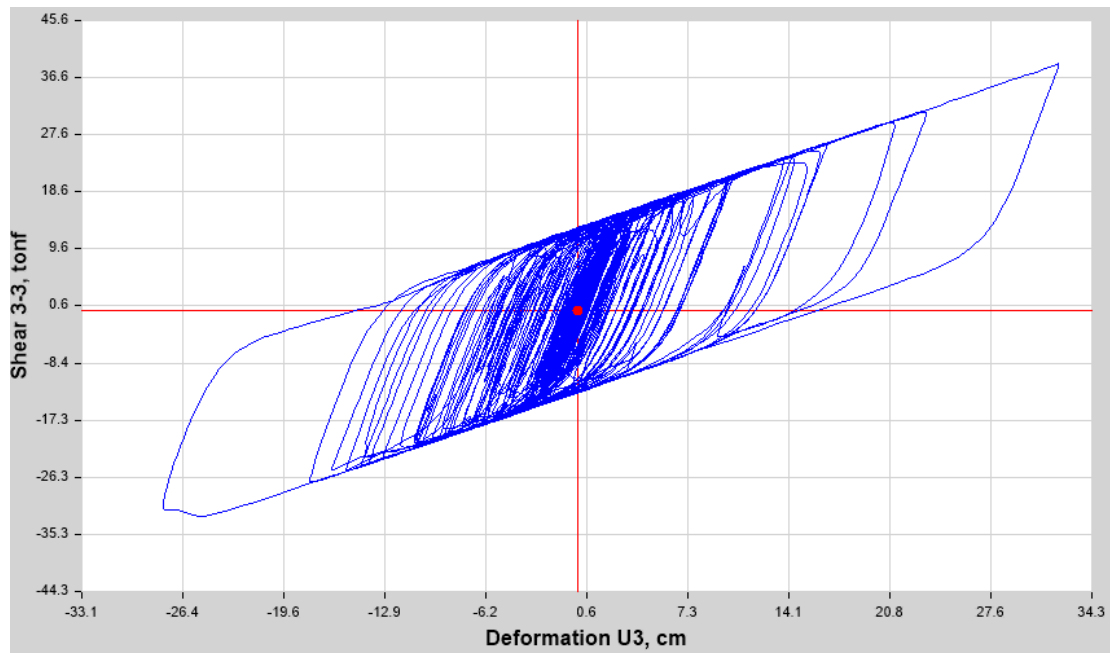


Figura 109 AISLADOR LRB K6 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

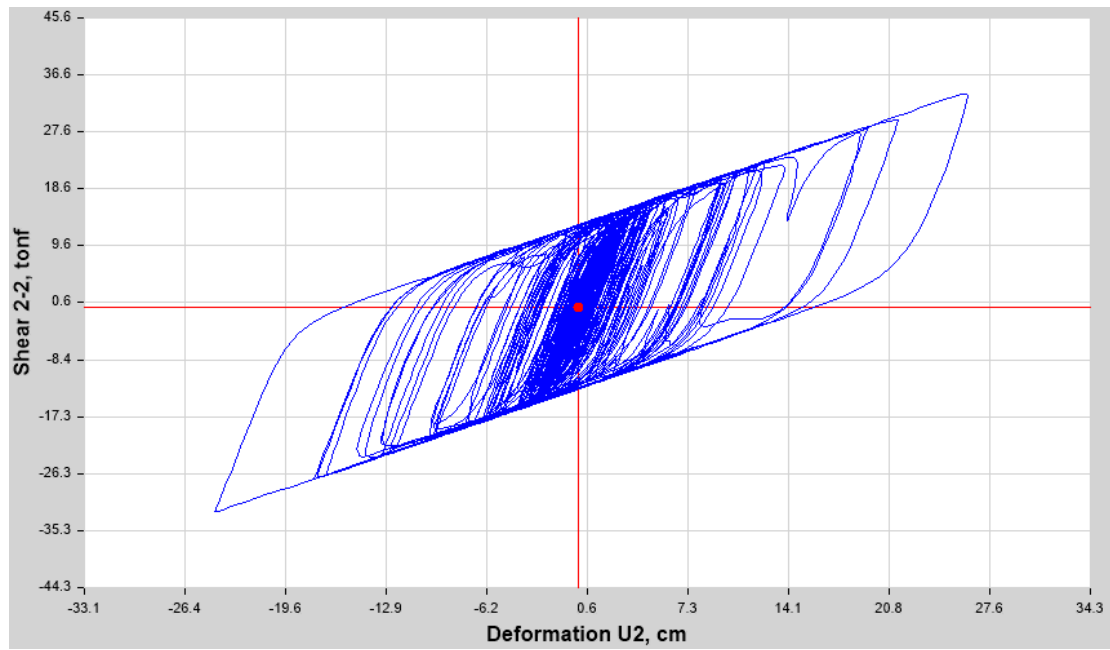


Figura 110 AISLADOR LRB K7 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

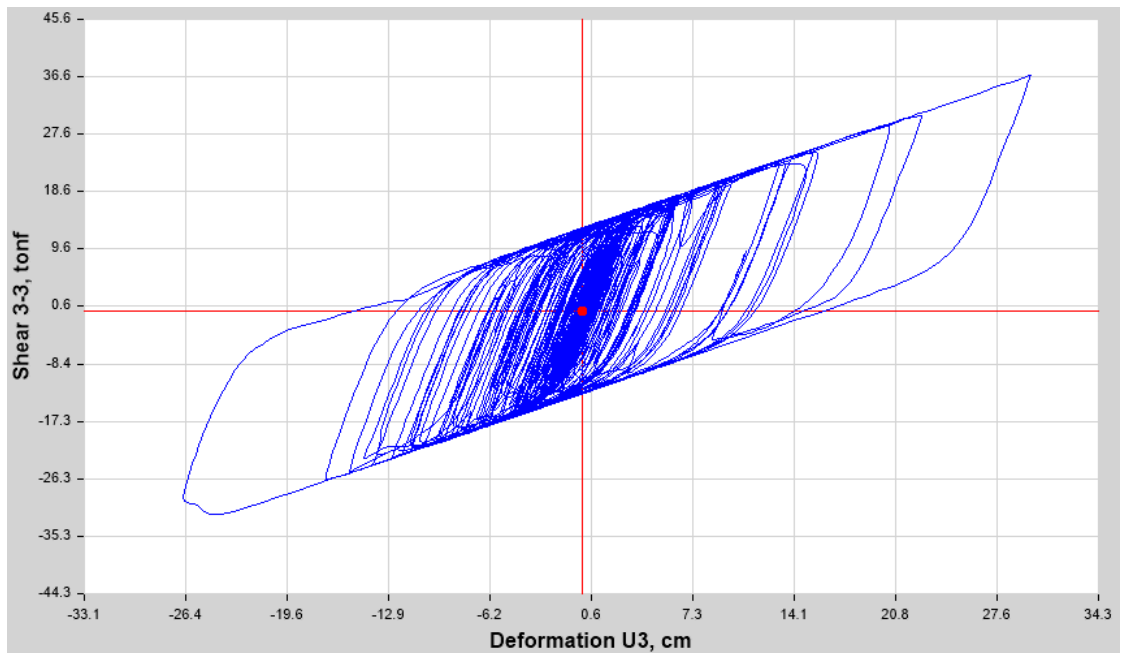


Figura 111 AISLADOR LRB K7 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

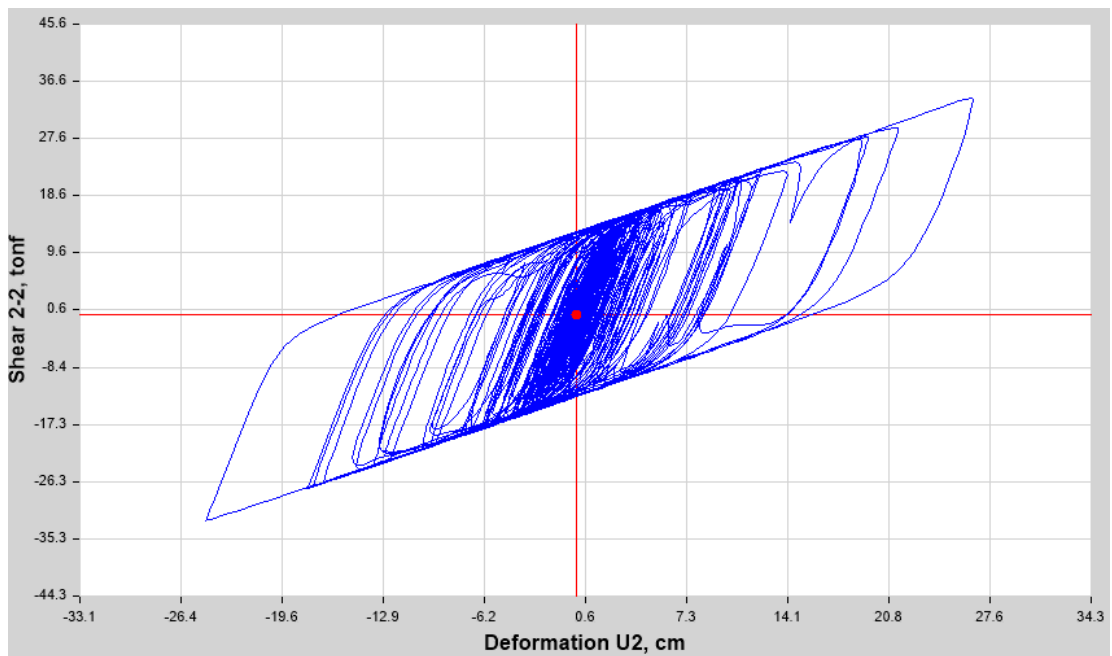


Figura 112 AISLADOR LRB K8 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

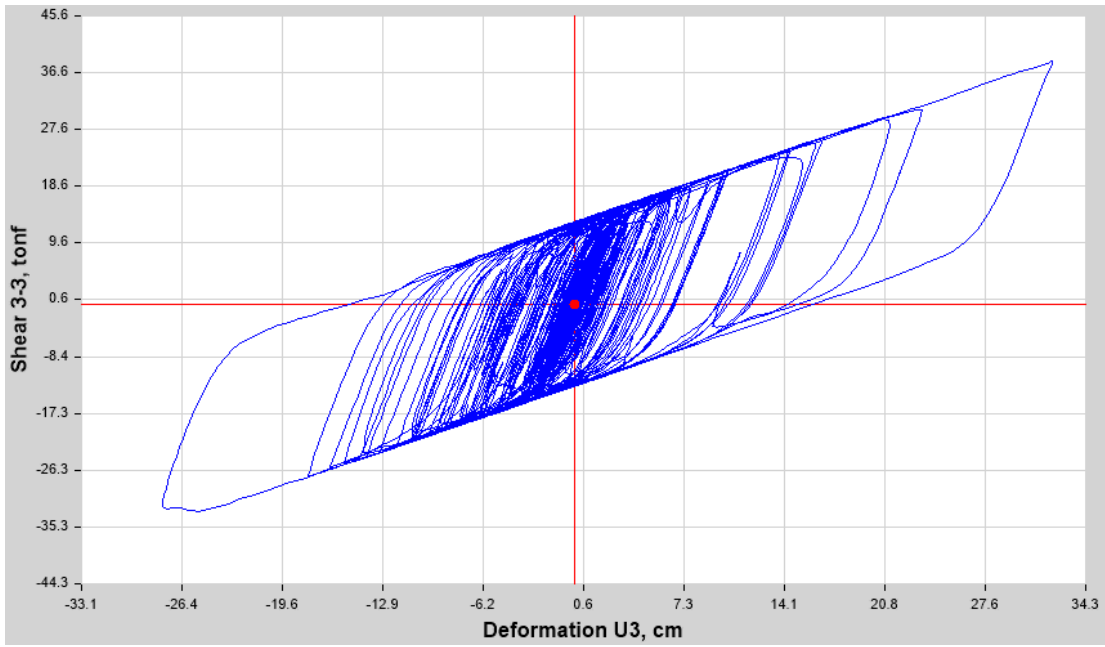


Figura 113 AISLADOR LRB K8 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

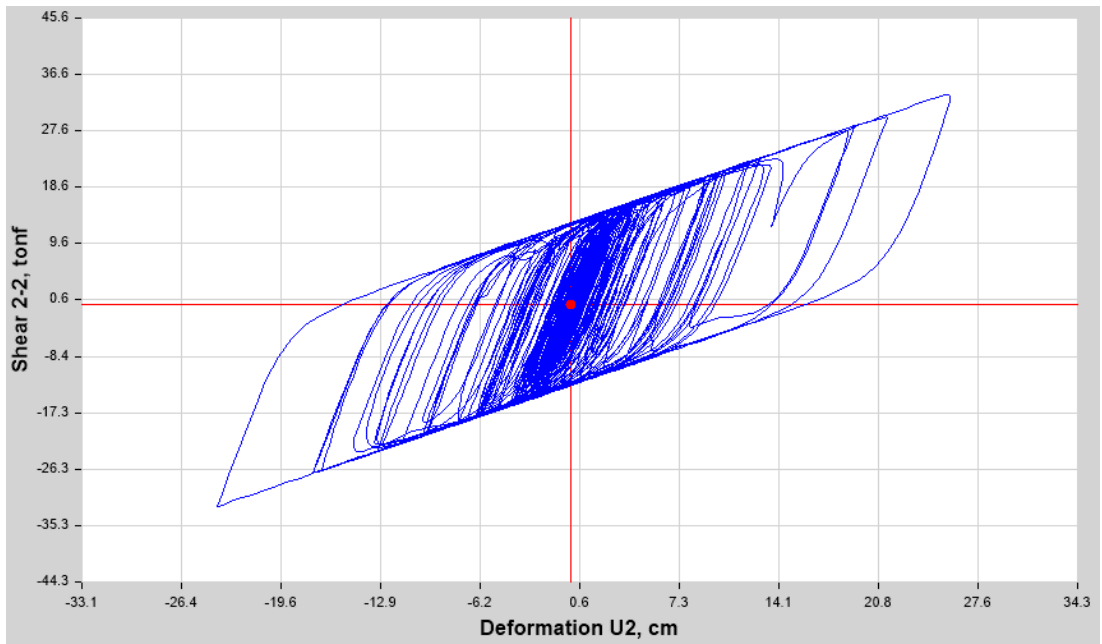


Figura 114 AISLADOR LRB K9 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

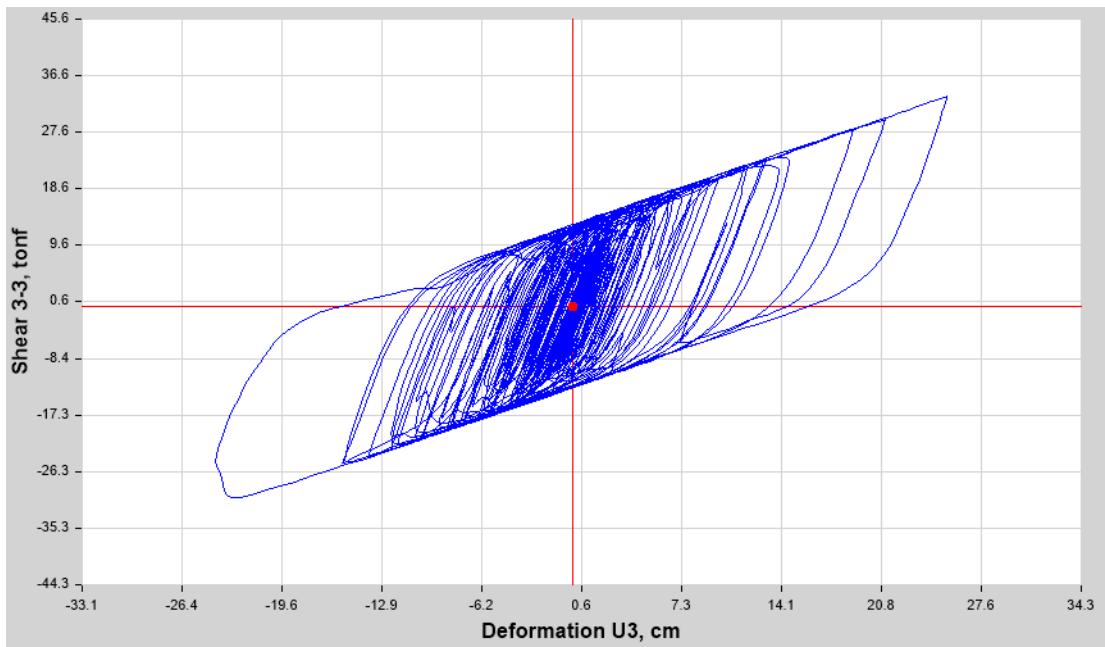


Figura 115 AISLADOR LRB K9 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

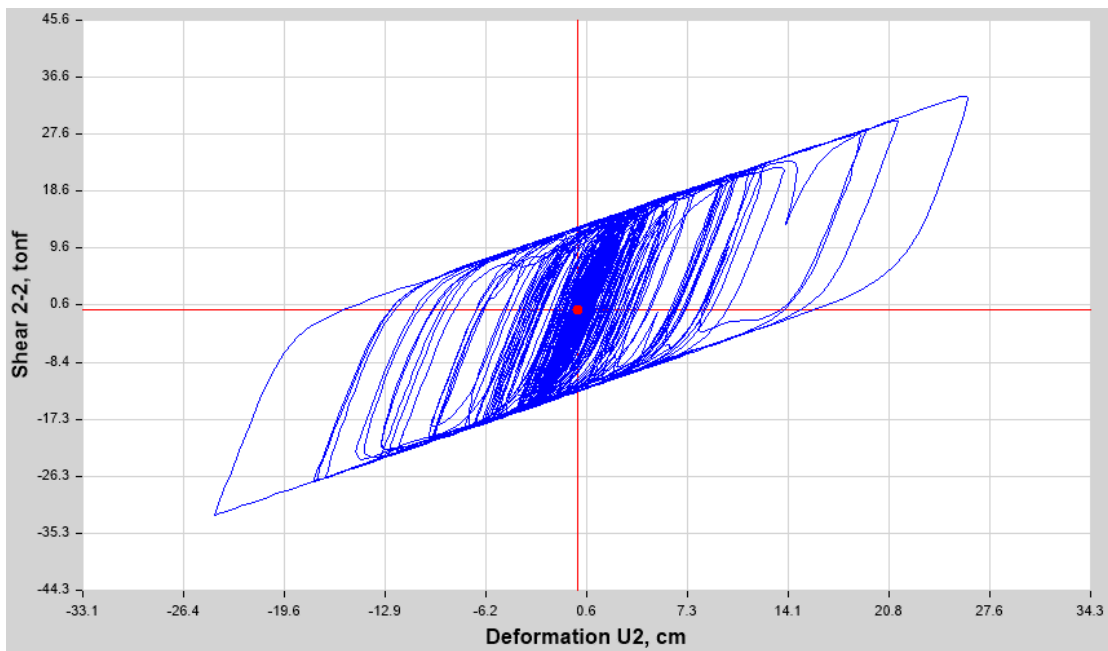


Figura 116 AISLADOR LRB K10 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

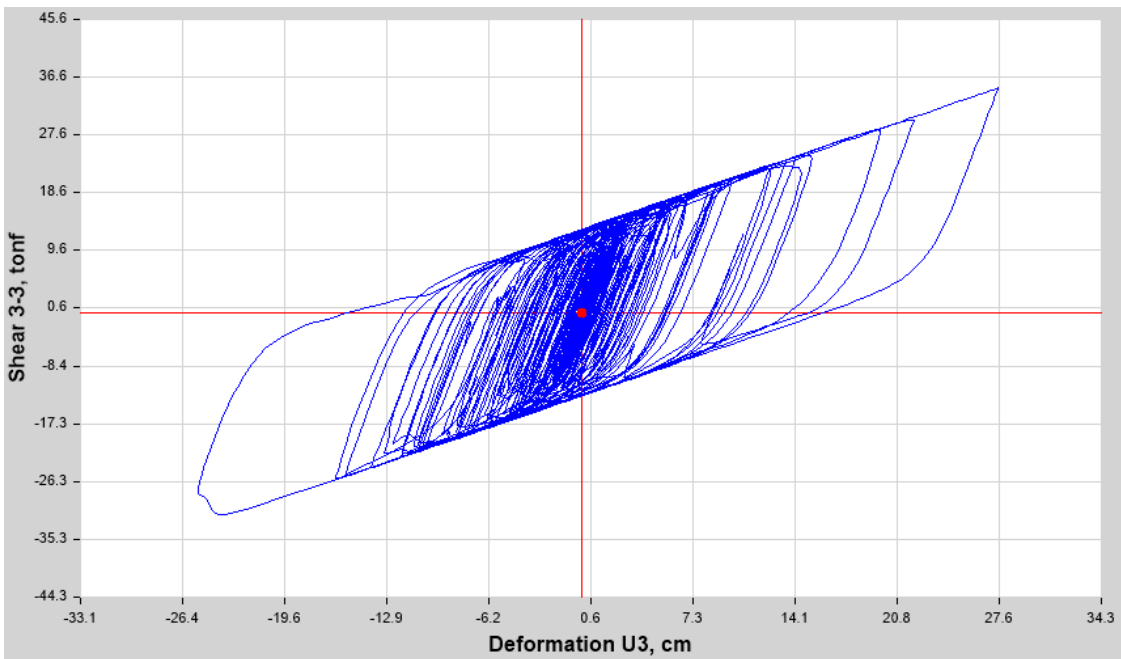


Figura 117 AISLADOR LRB K10 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

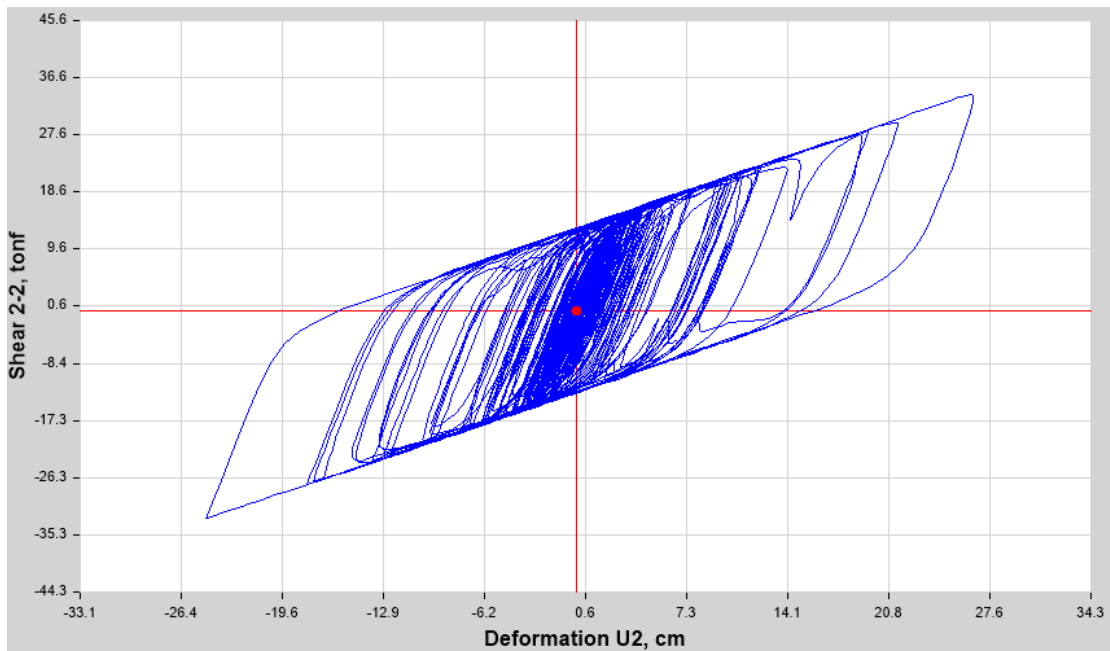


Figura 118 AISLADOR LRB K11 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

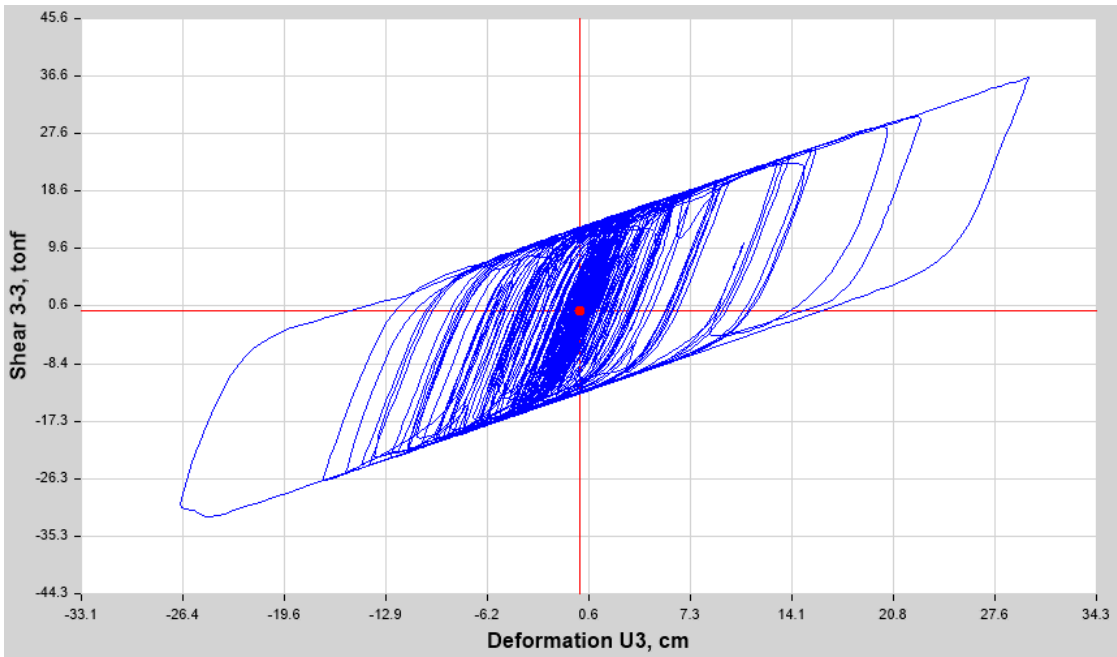


Figura 119 AISLADOR LRB K11 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

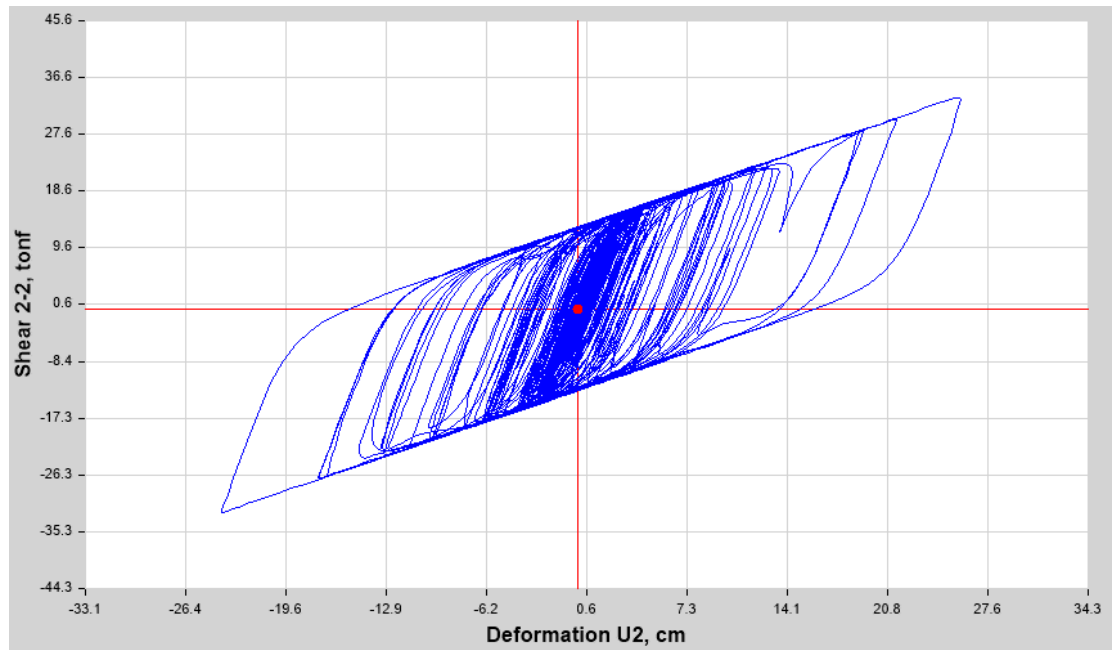


Figura 120 AISLADOR LRB K12 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

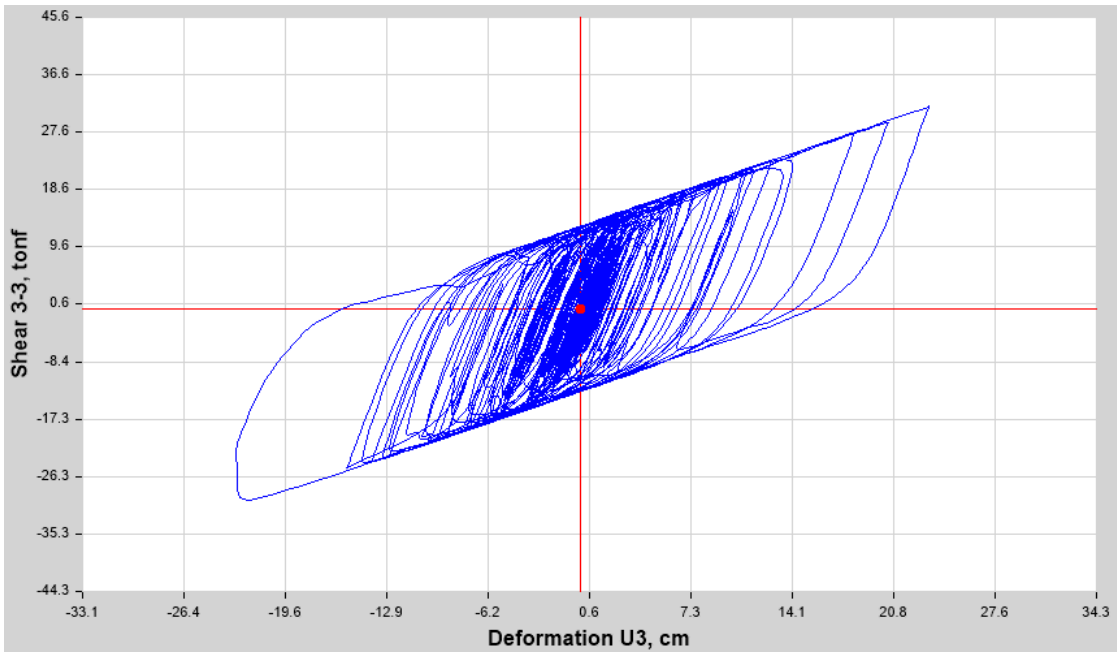


Figura 121 AISLADOR LRB K12 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

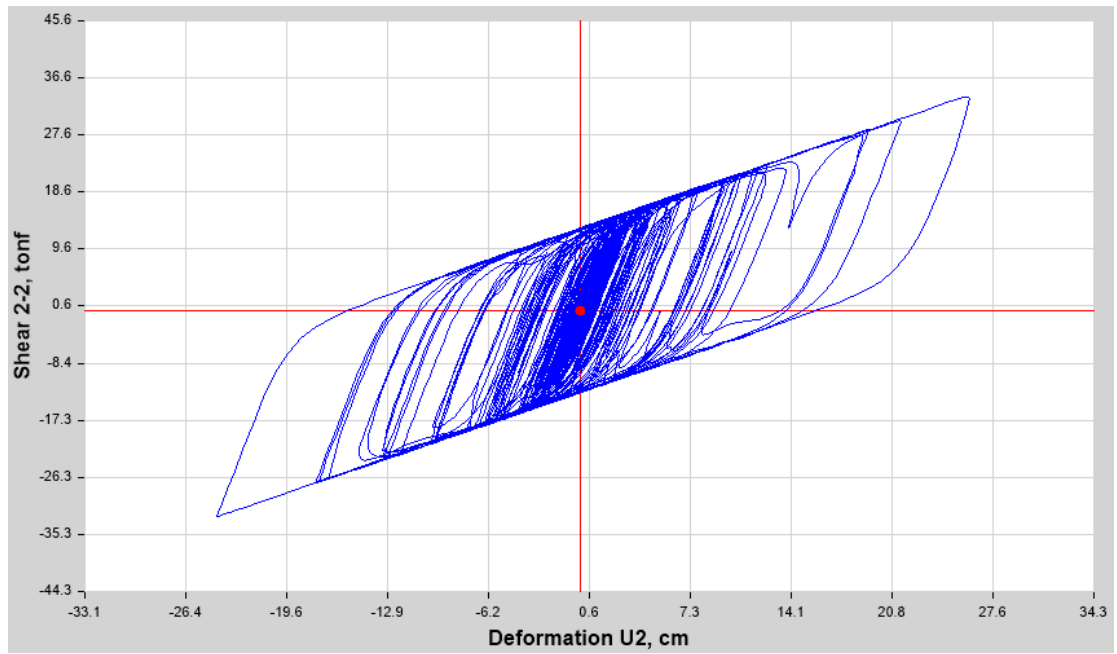


Figura 122 AISLADOR LRB K13 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

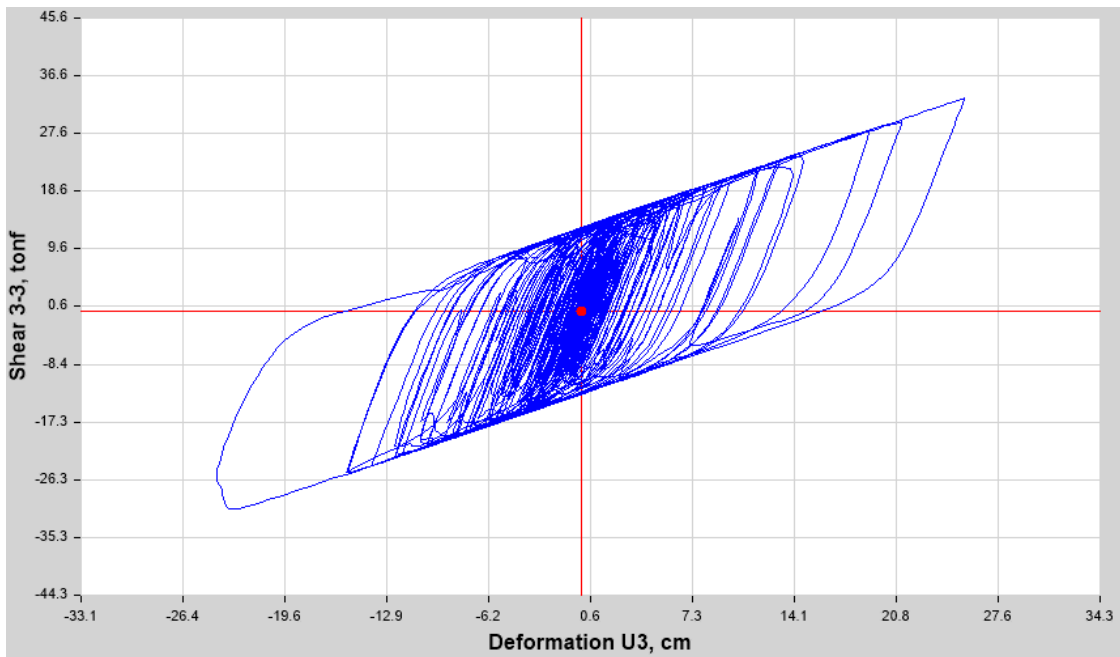


Figura 123 AISLADOR LRB K13 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

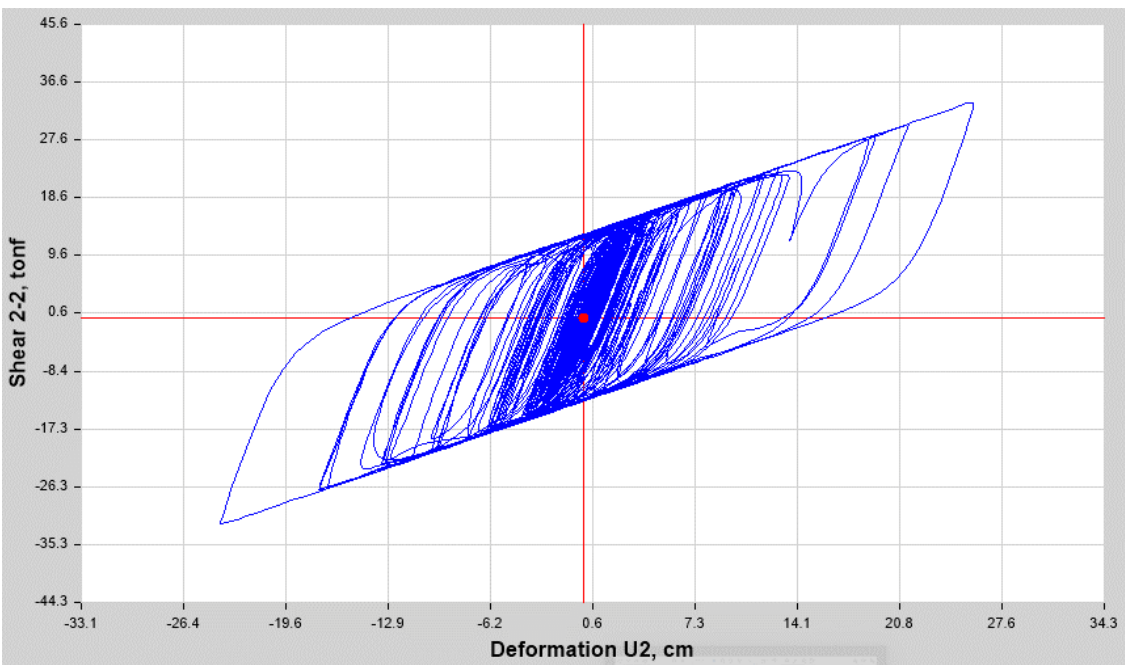


Figura 124 AISLADOR LRB K14 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

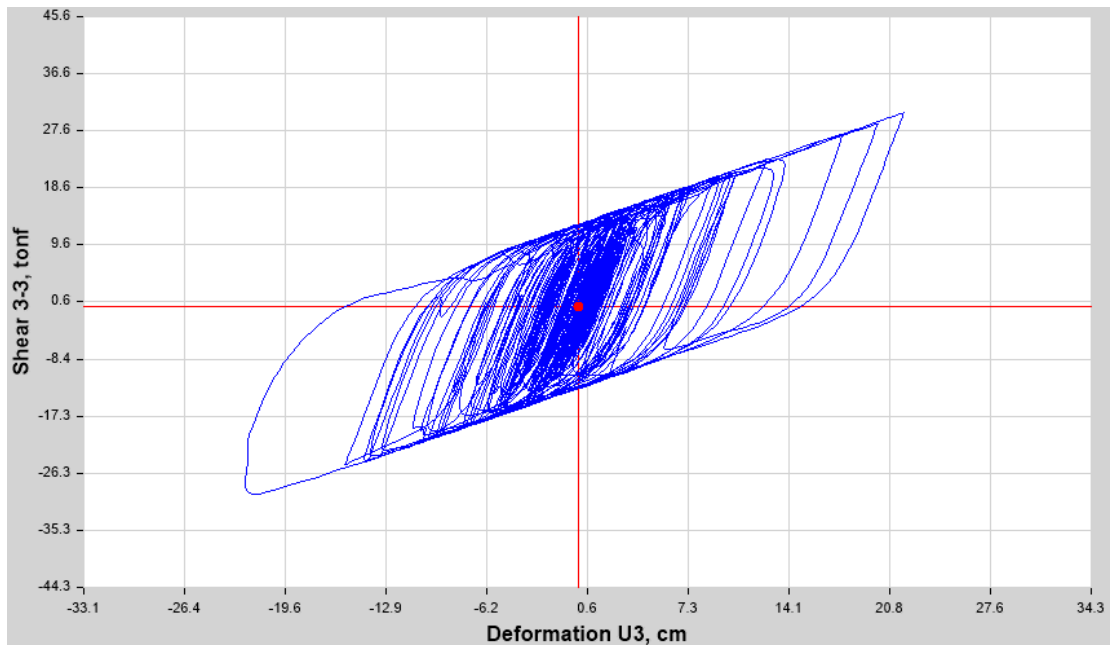


Figura 125 AISLADOR LRB K14 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

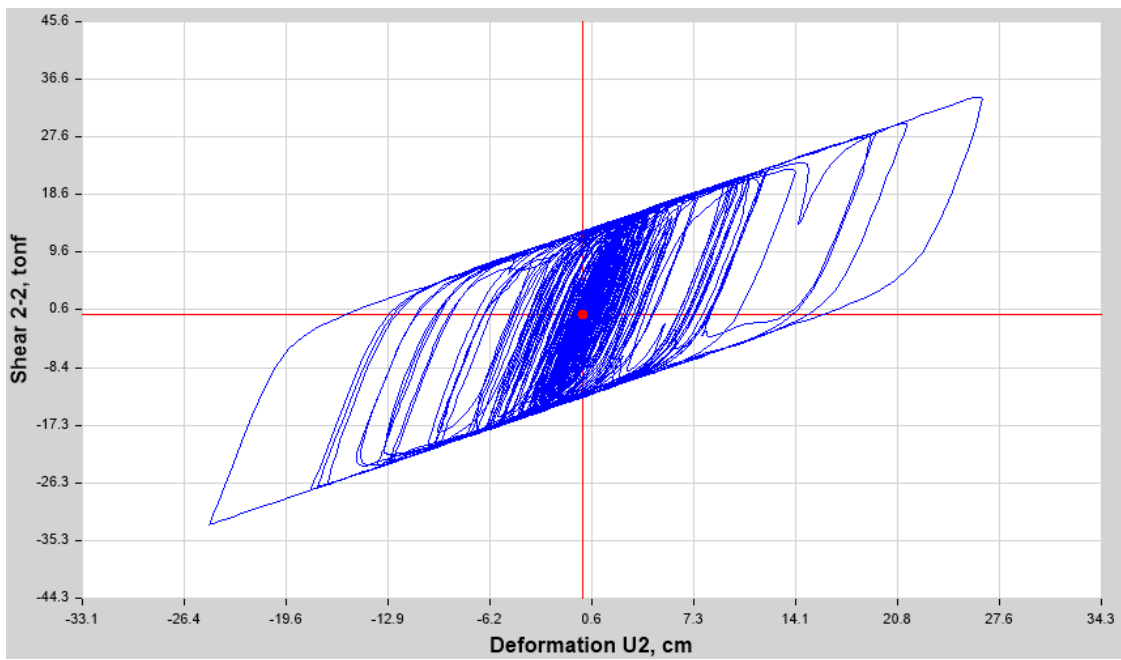


Figura 126 AISLADOR LRB K15 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

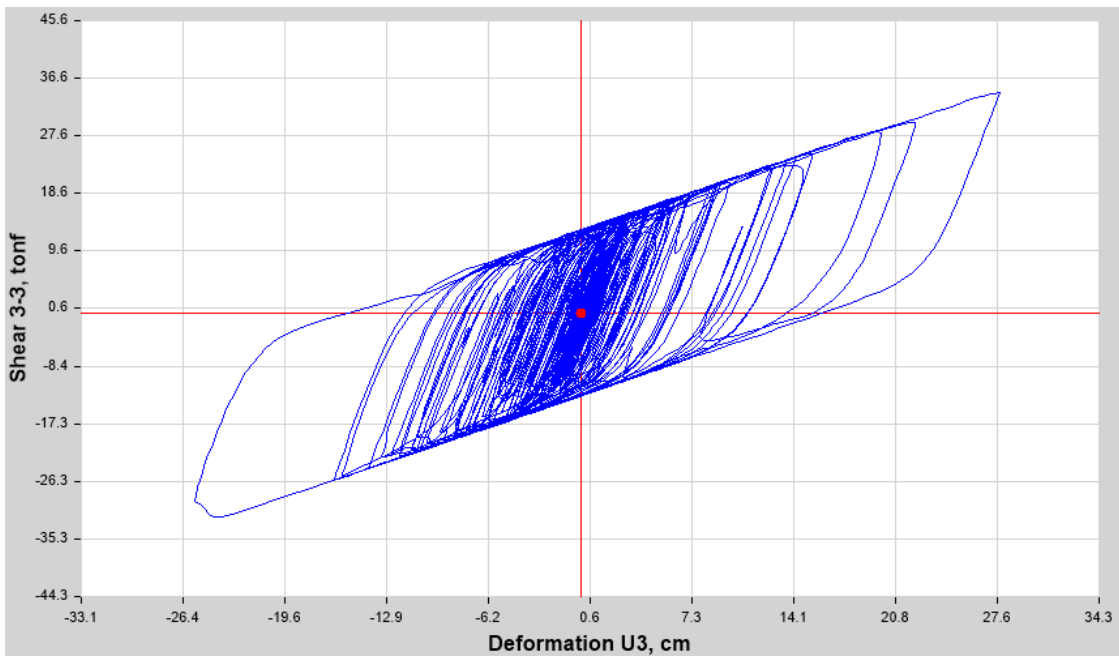


Figura 127 AISLADOR LRB K15 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

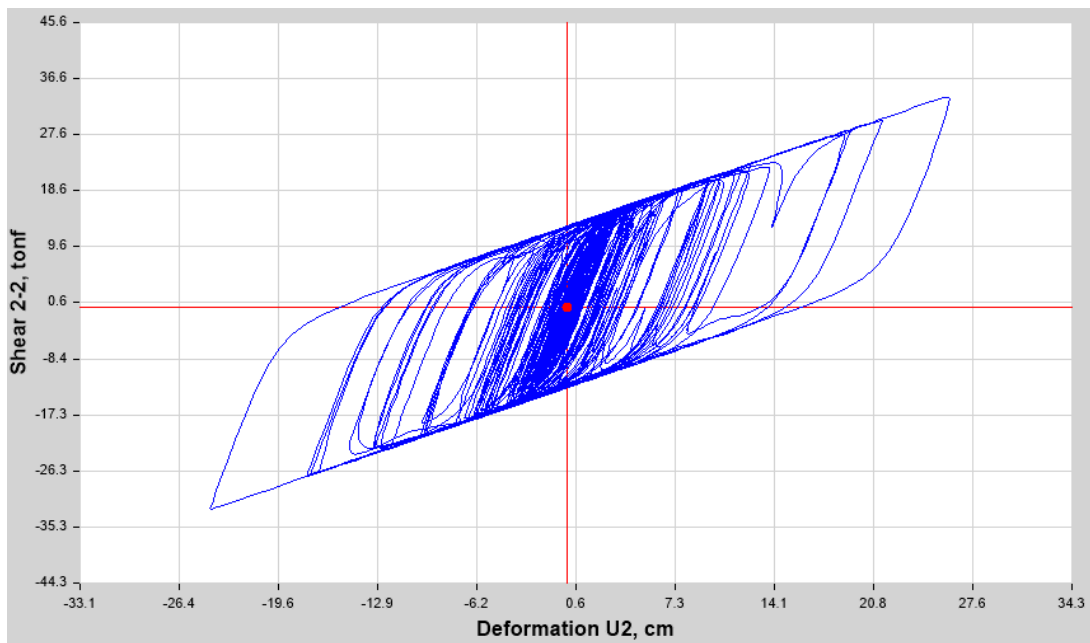


Figura 128 AISLADOR LRB K16 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

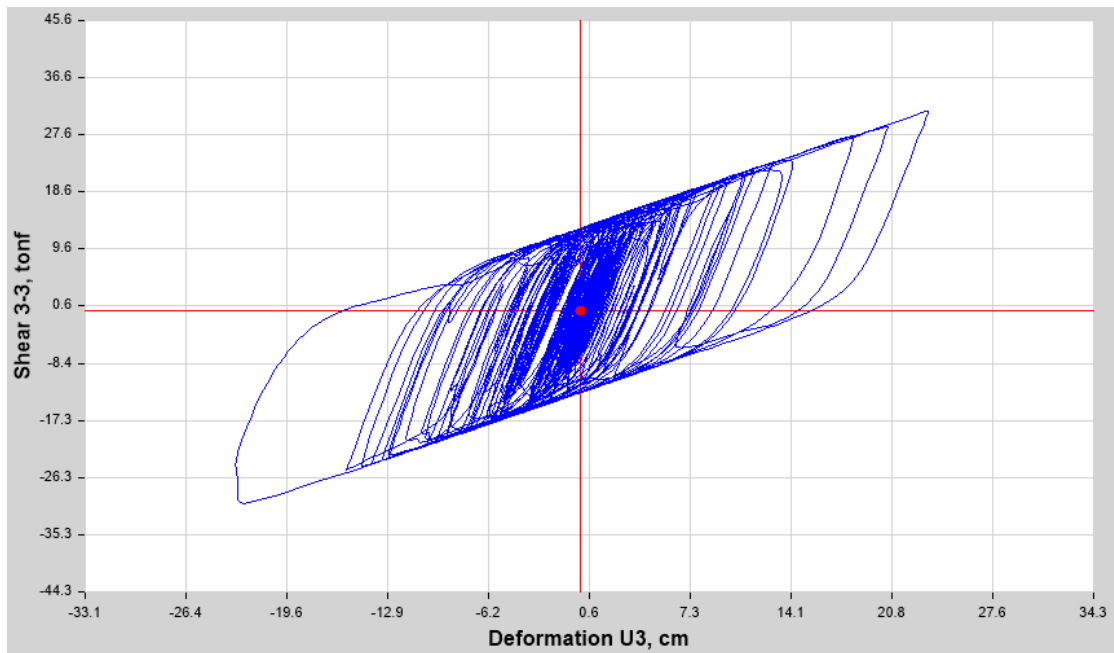


Figura 129 AISLADOR LRB K16 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

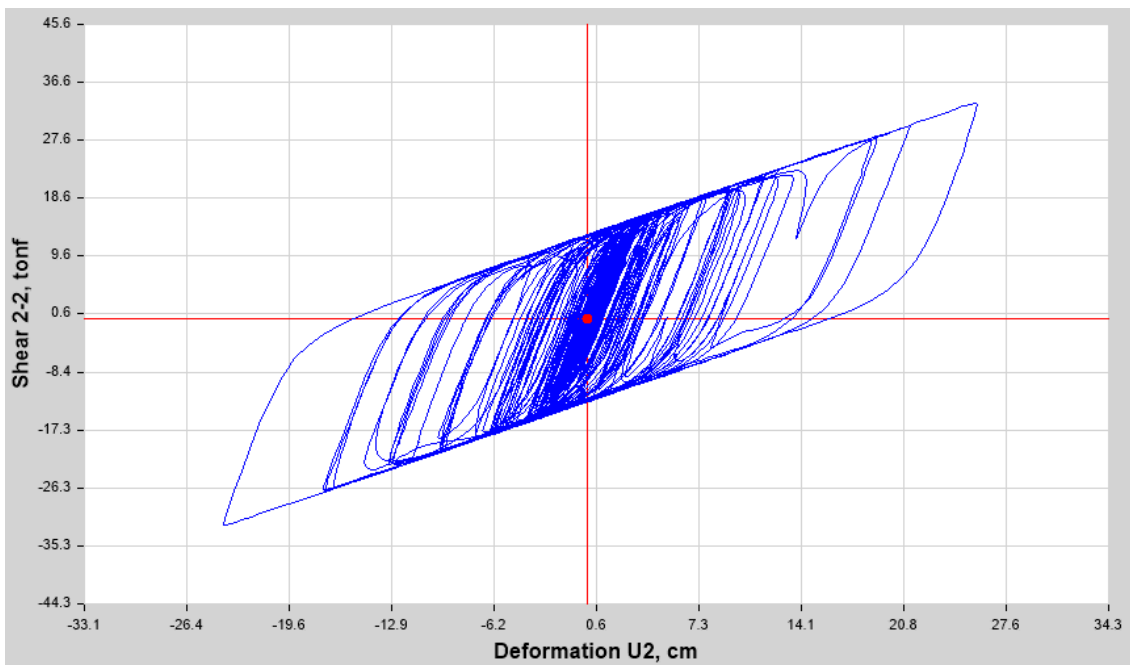


Figura 130 AISLADOR LRB K17 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

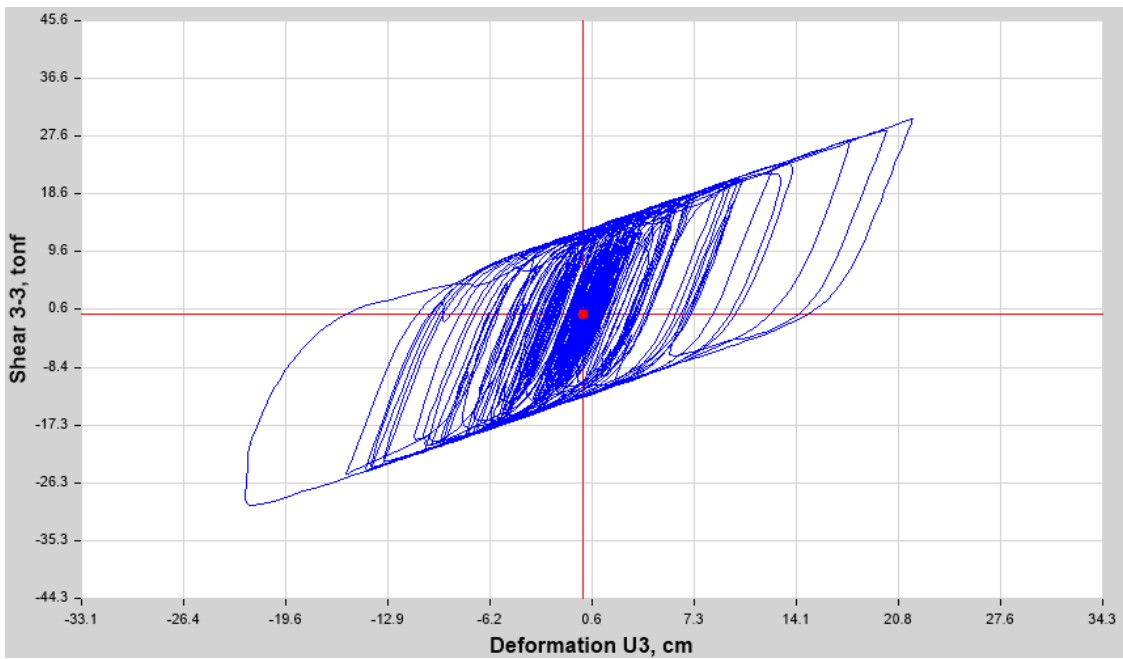


Figura 131 AISLADOR LRB K17 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

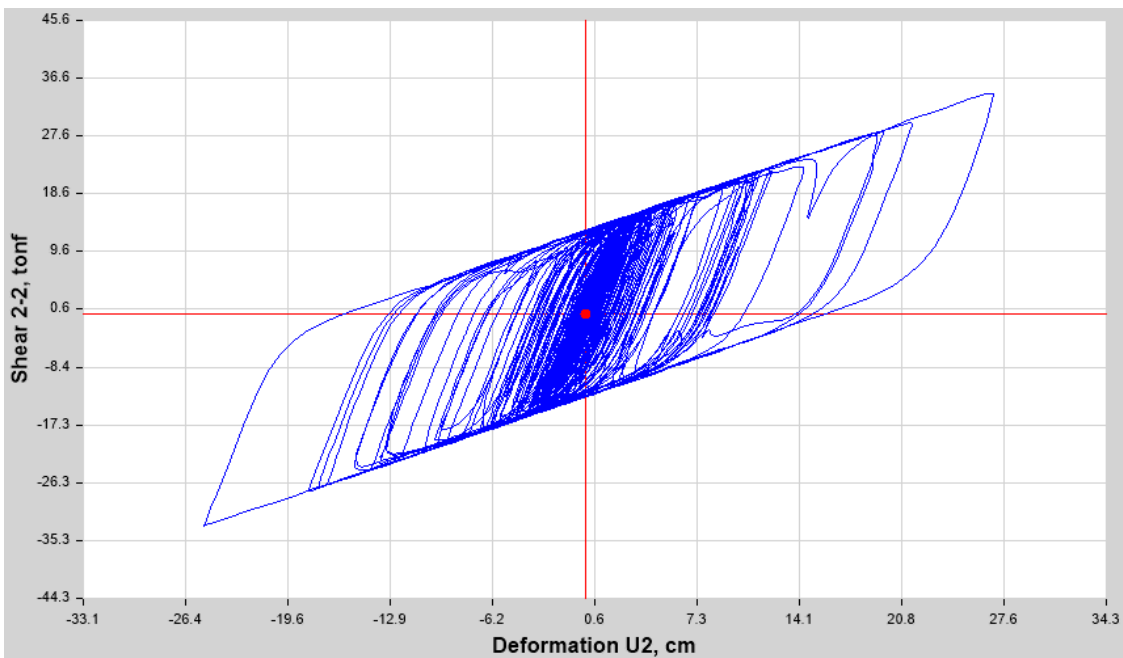


Figura 132 AISLADOR LRB K18 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

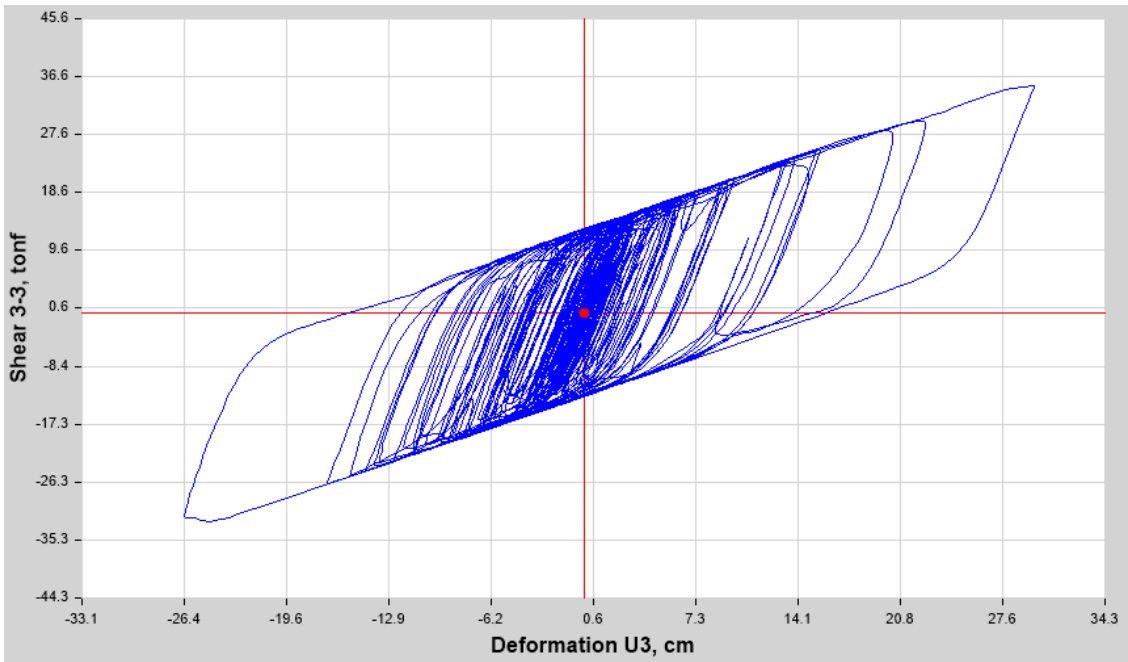


Figura 133 AISLADOR LRB K18 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

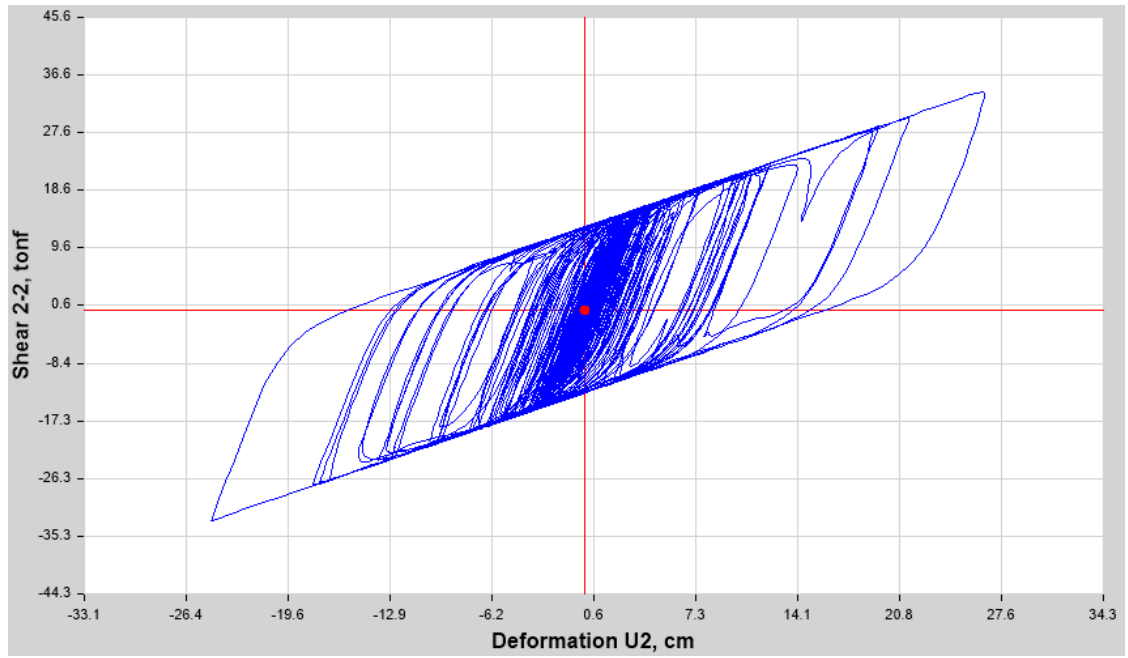


Figura 134 AISLADOR LRB K19 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

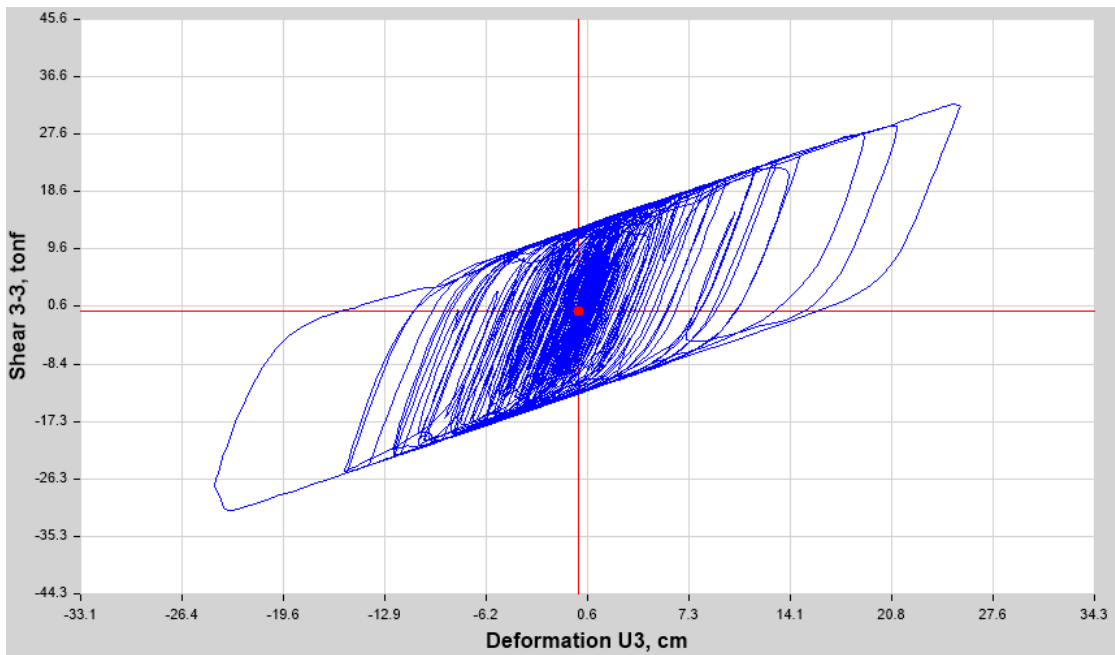


Figura 135 AISLADOR LRB K19 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

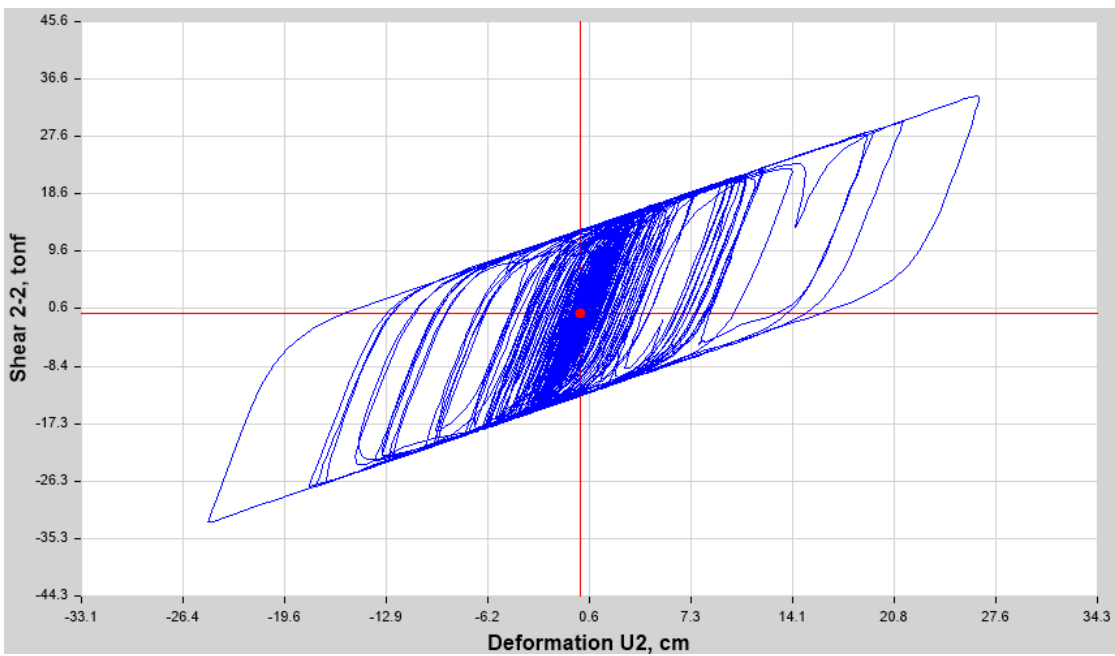


Figura 136 AISLADOR LRB K20 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

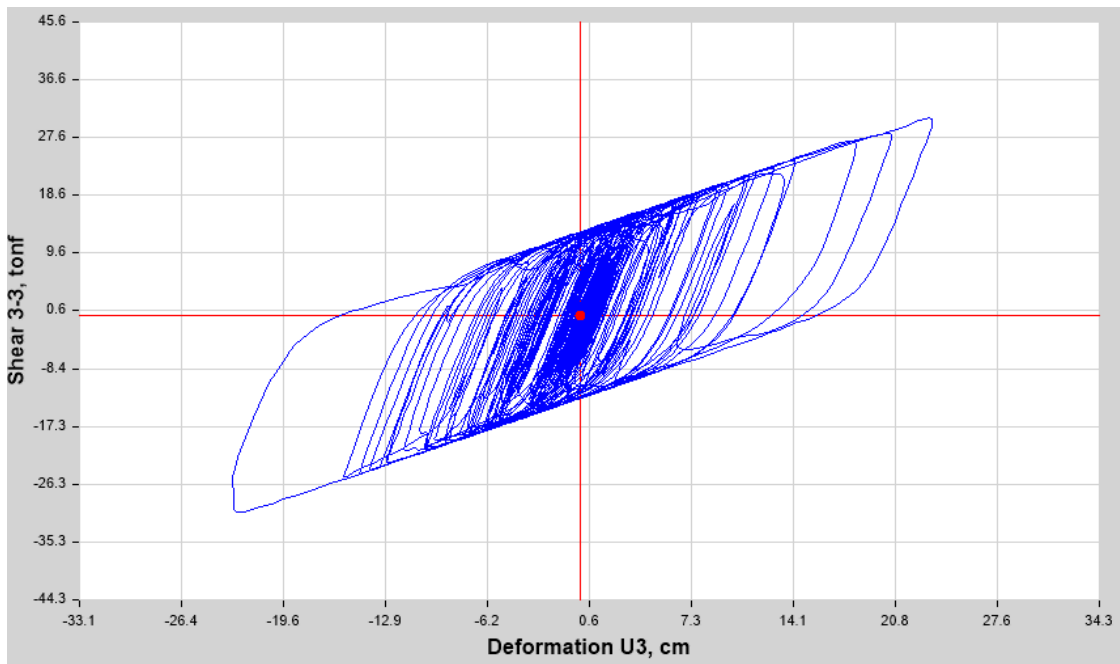


Figura 137 AISLADOR LRB K20 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

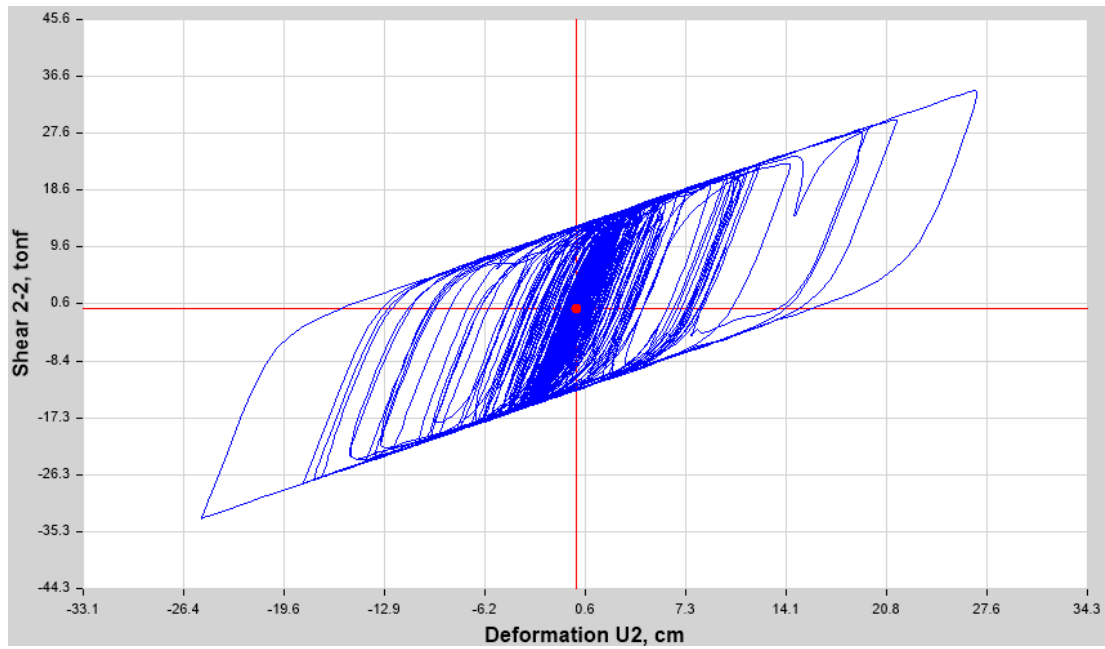


Figura 138 AISLADOR LRB K21 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

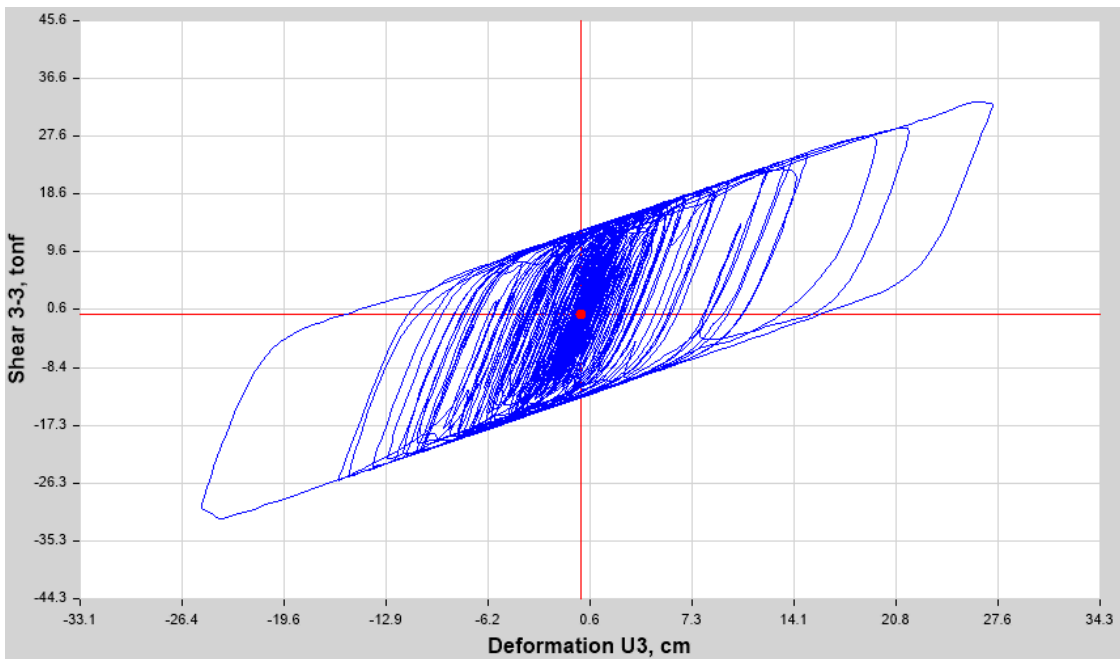


Figura 139 AISLADOR LRB K21 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

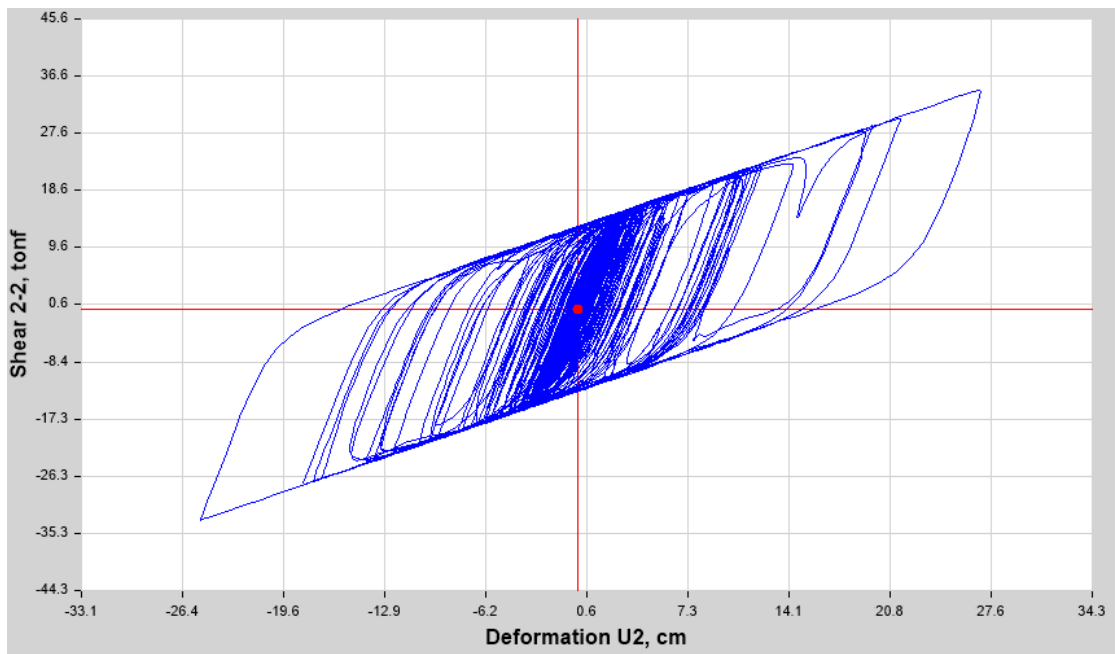


Figura 140 AISLADORES LRB K22 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

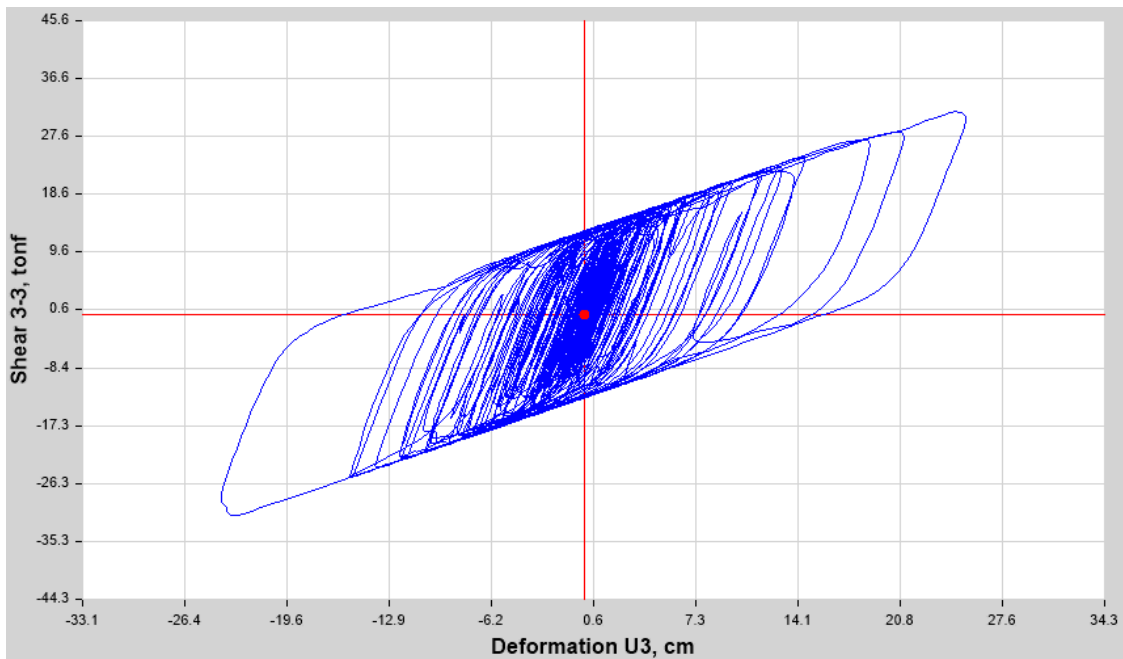


Figura 141 AISLADORES LRB K22 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

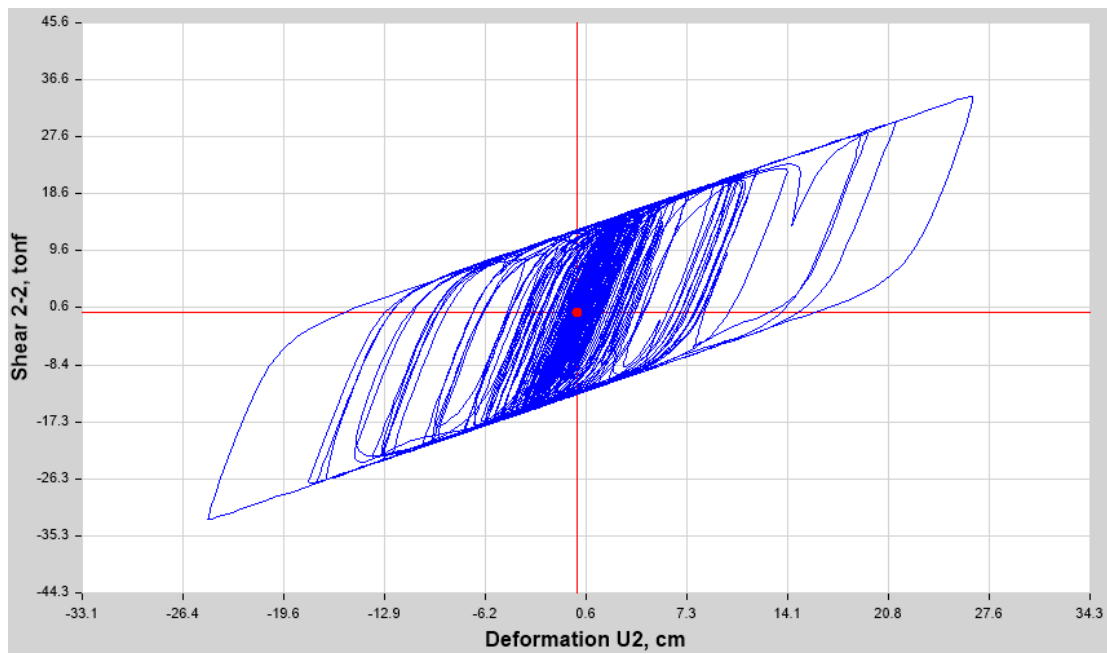


Figura 142 AISLADORES LRB K23 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

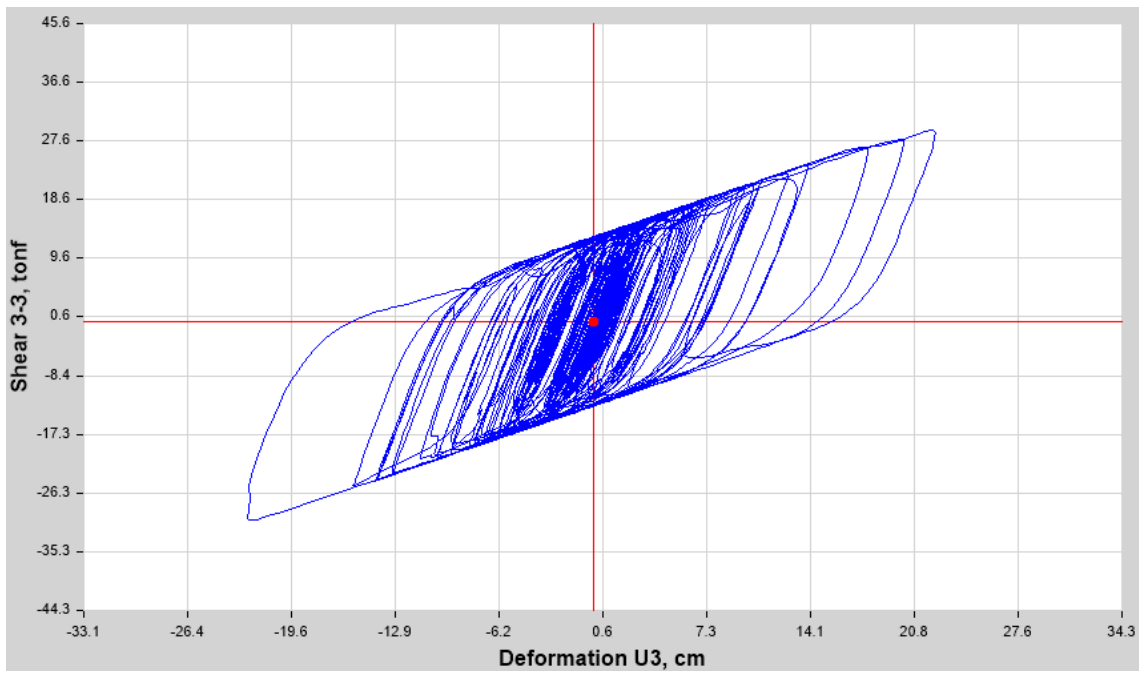


Figura 143 AISLADORES LRB K23 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

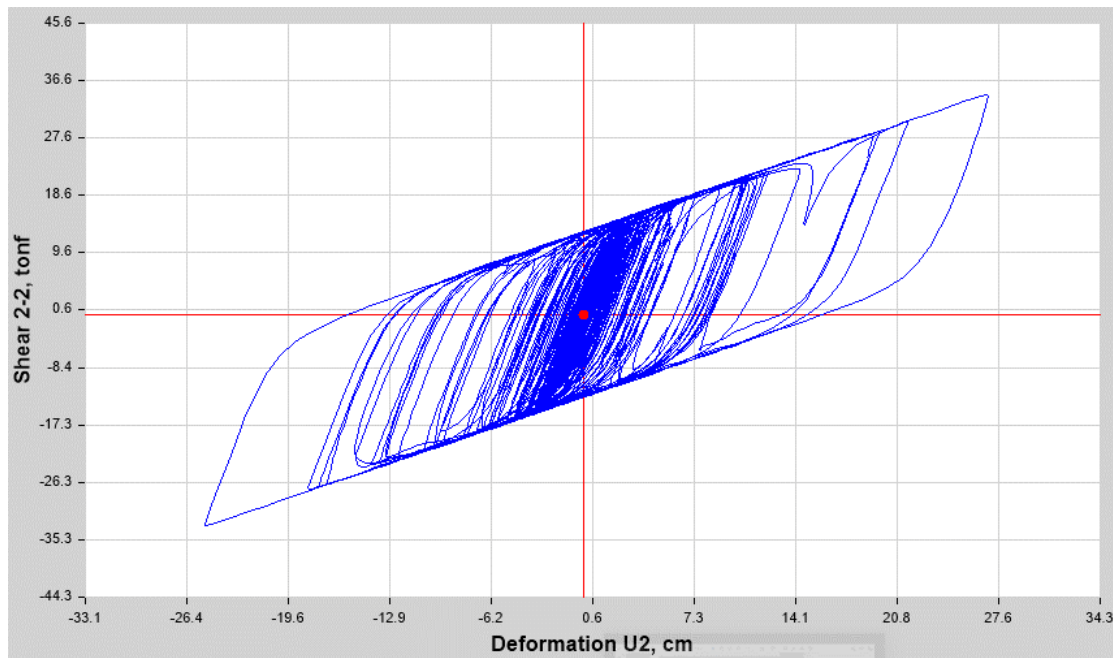


Figura 144 AISLADOR LRB K24 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

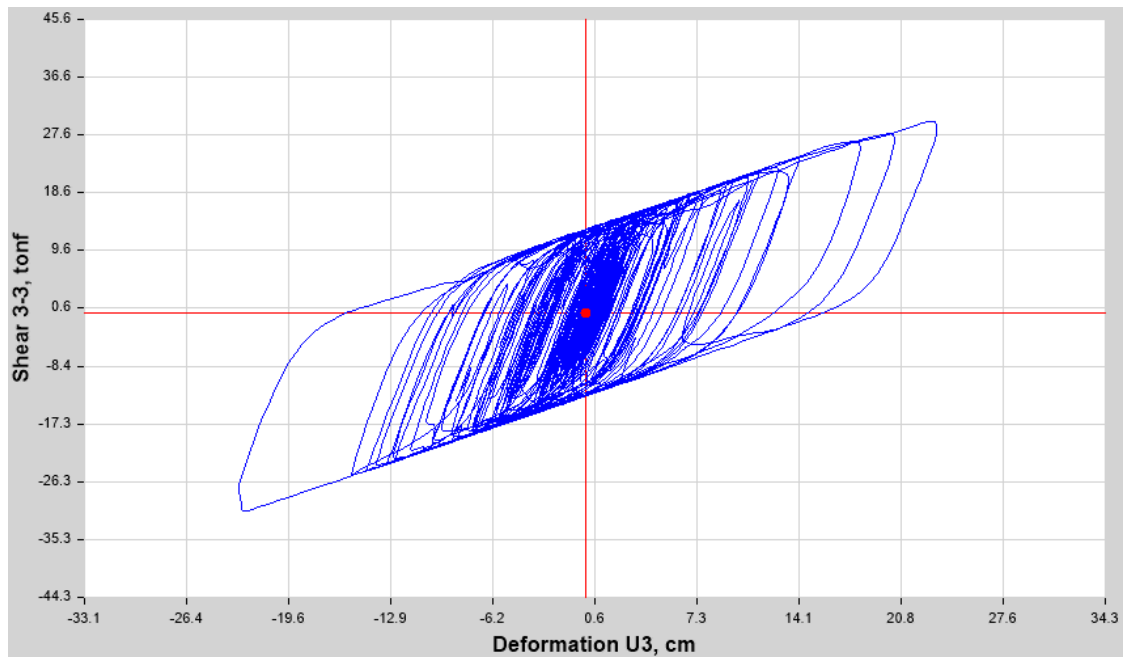


Figura 145 AISLADOR LRB K24 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO

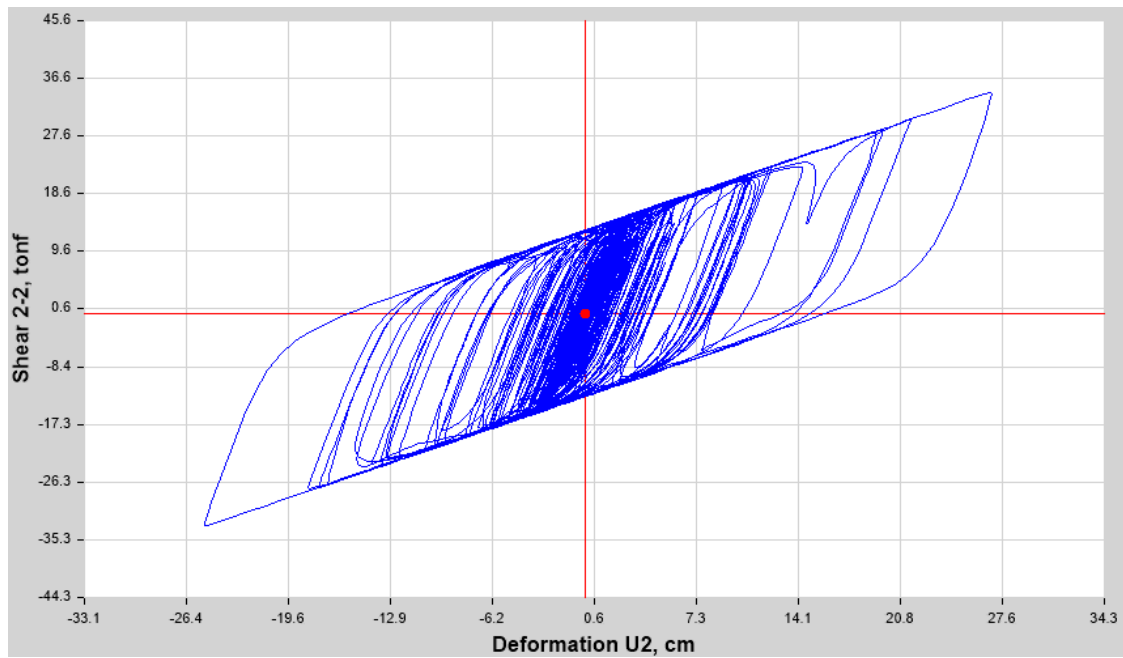


Figura 146 AISLADOR LRB K25 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

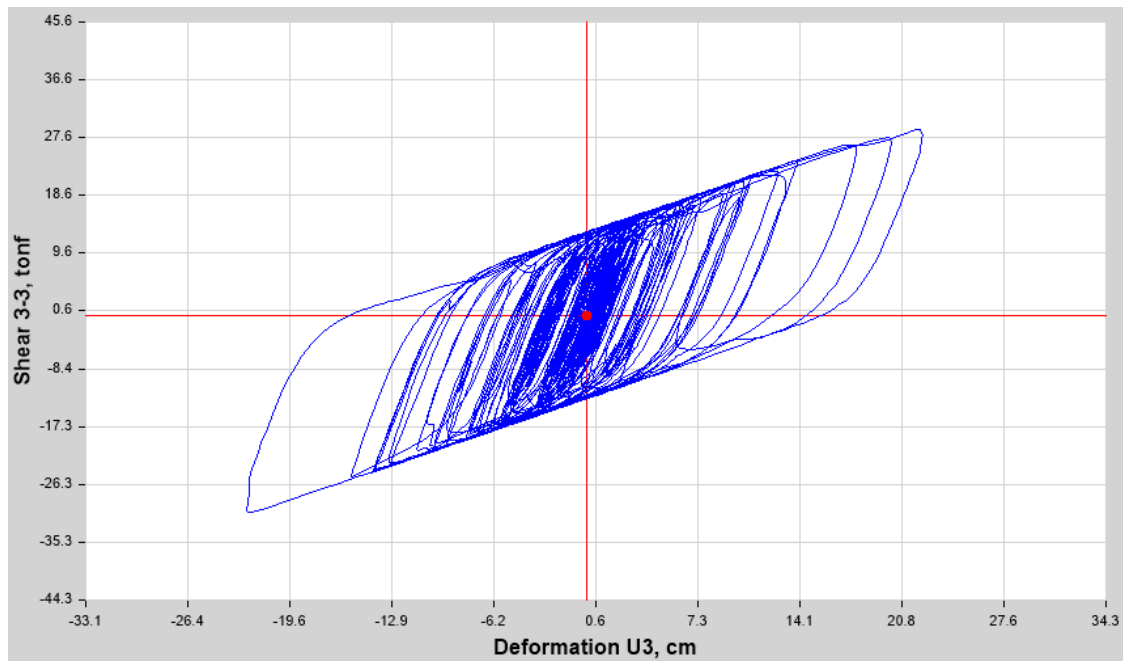


Figura 147 AISLADOR LRB K25 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

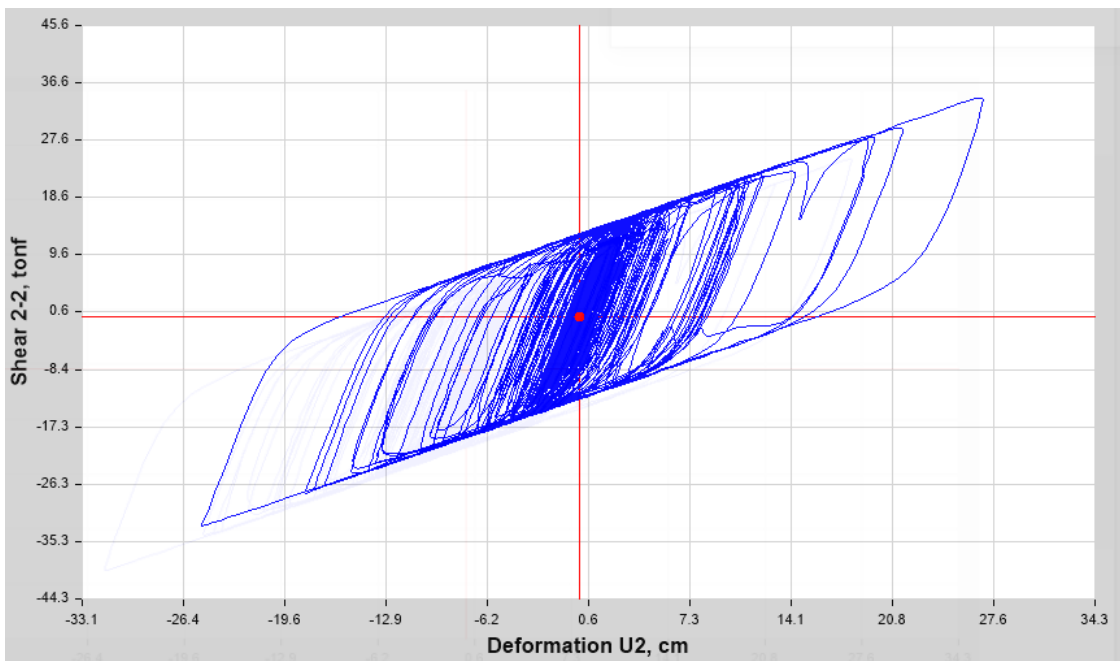


Figura 148 AISLADOR LRB K26 4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

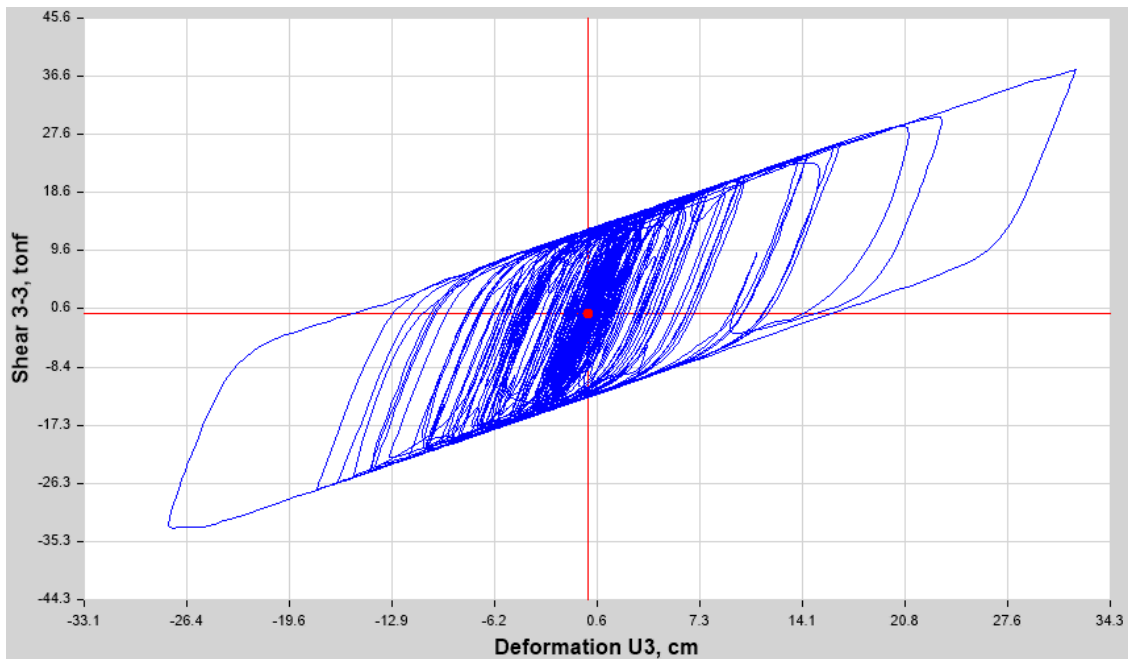


Figura 149 AISLADOR LRB K26 4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

SISMO: ICA PISCO 2007

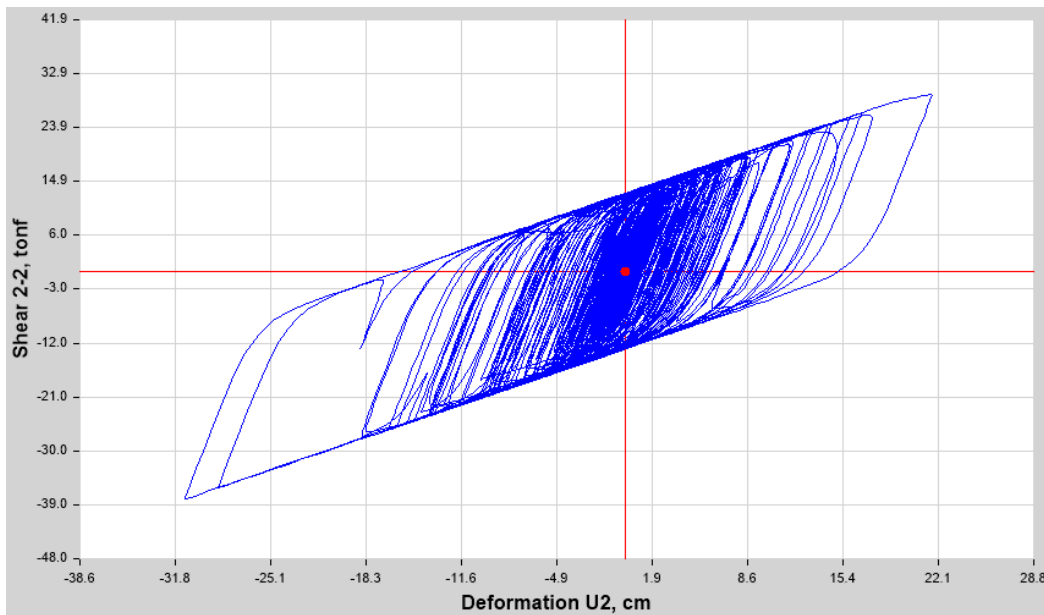


Figura 150 AISLADOR LRB - K1 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

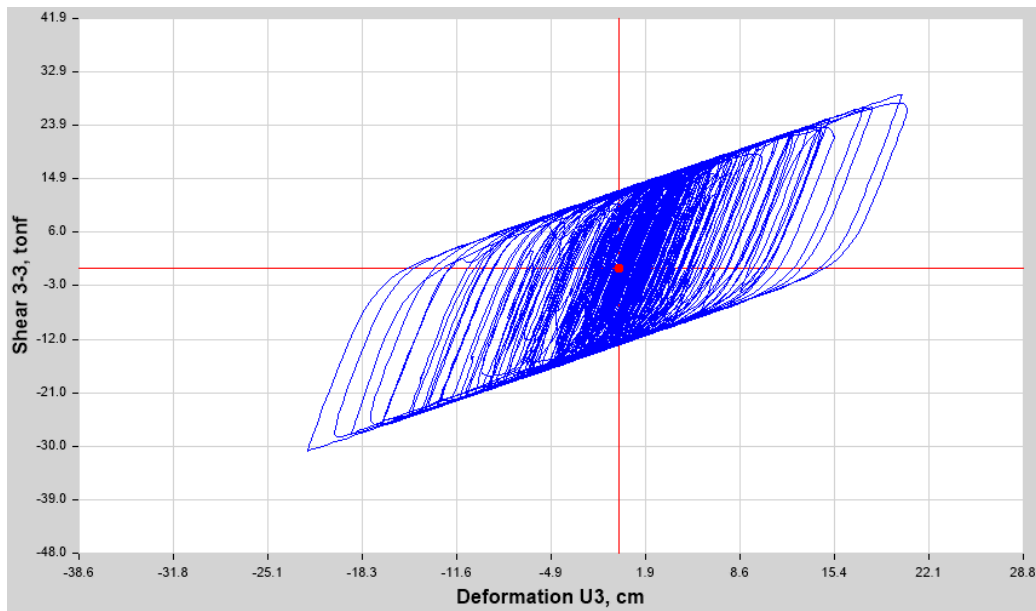


Figura 151 AISLADOR LRB - K1 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

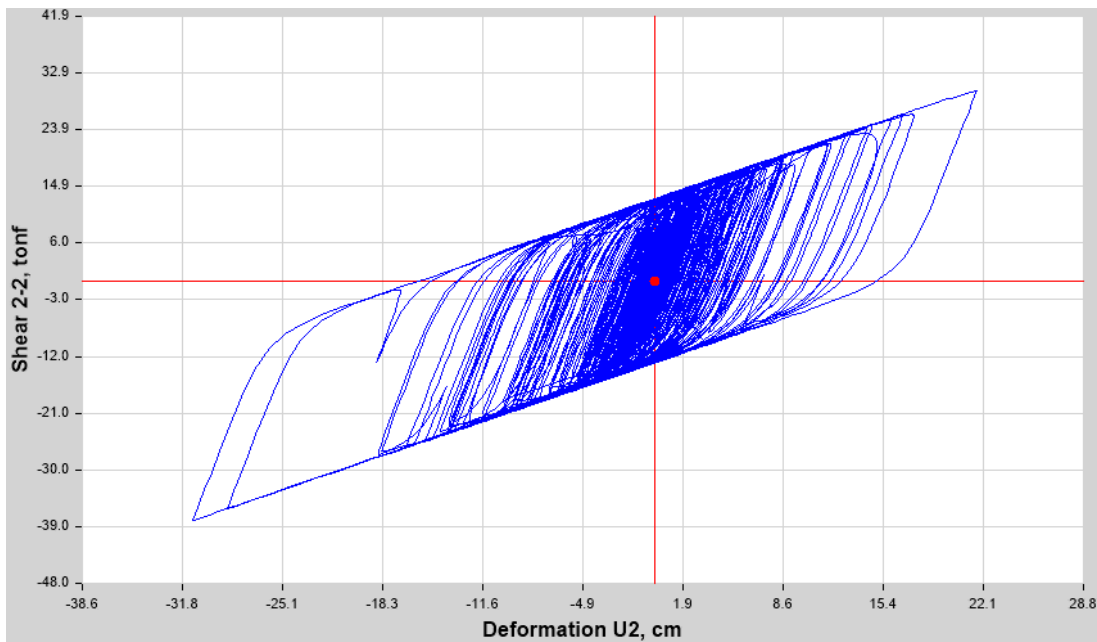


Figura 152 AISLADOR LRB - K2 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

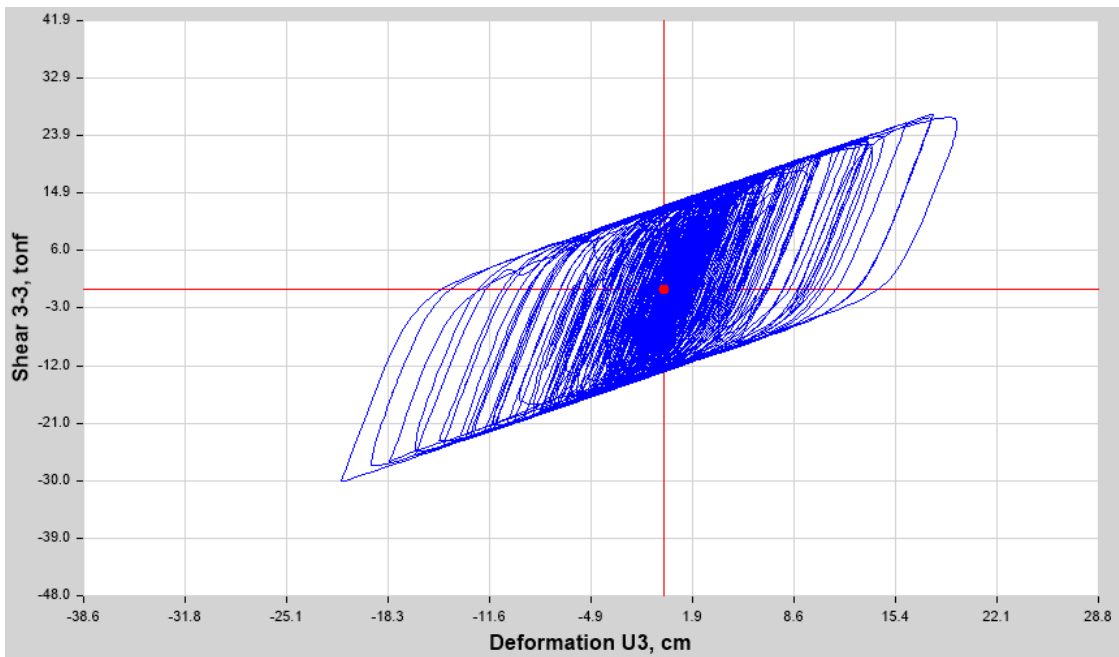


Figura 153 AISLADOR LRB - K2 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

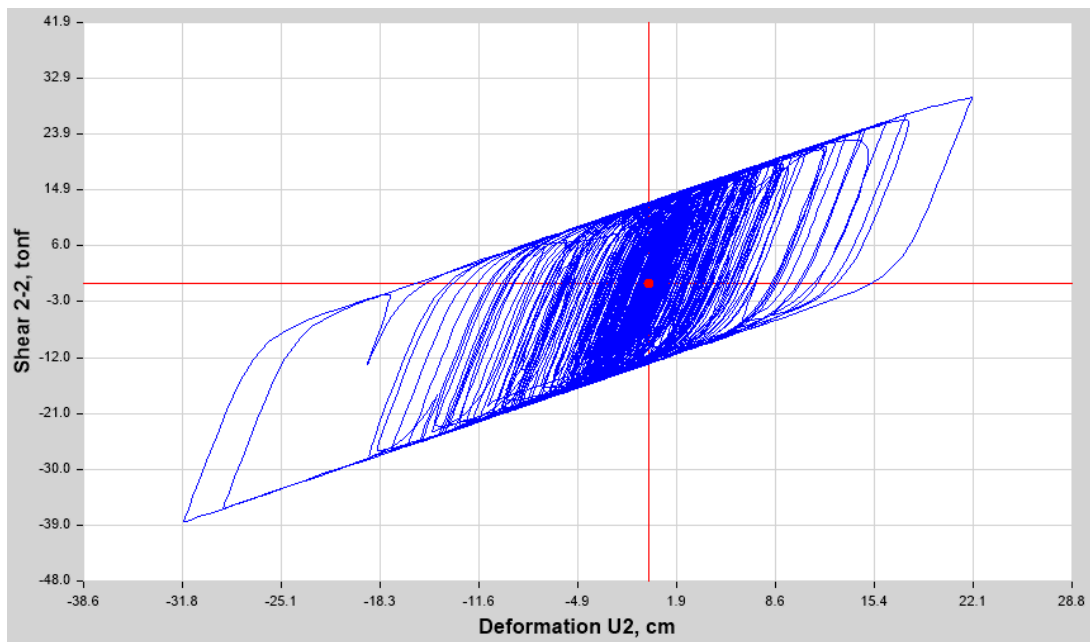


Figura 154 AISLADOR LRB K5 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

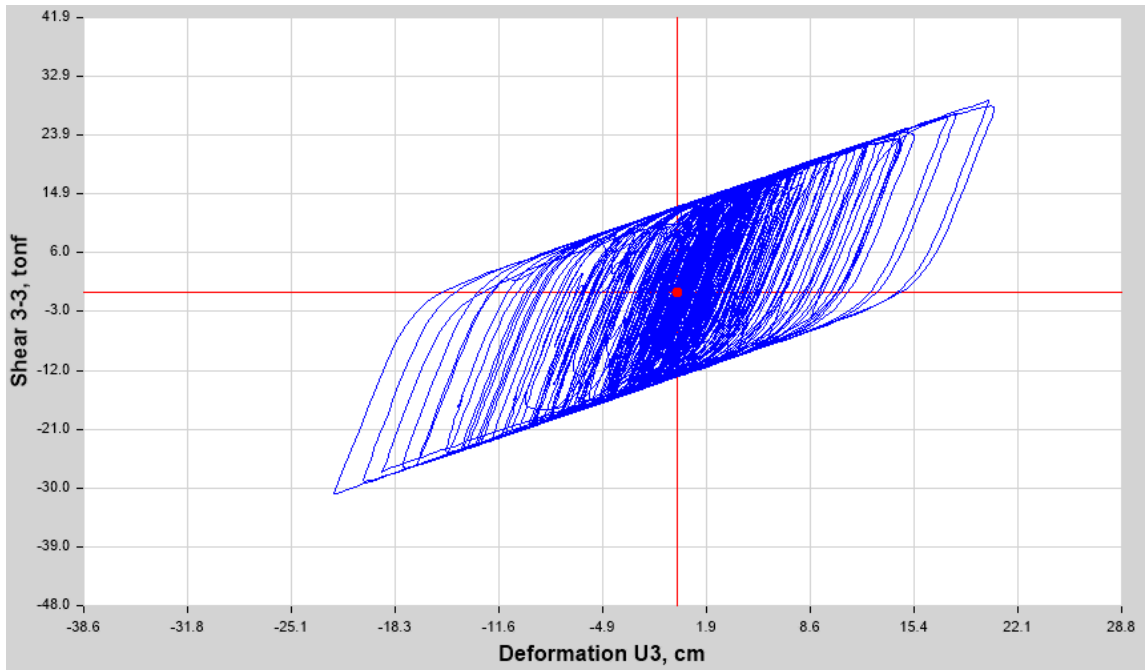


Figura 155 AISLADOR LRB K5 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

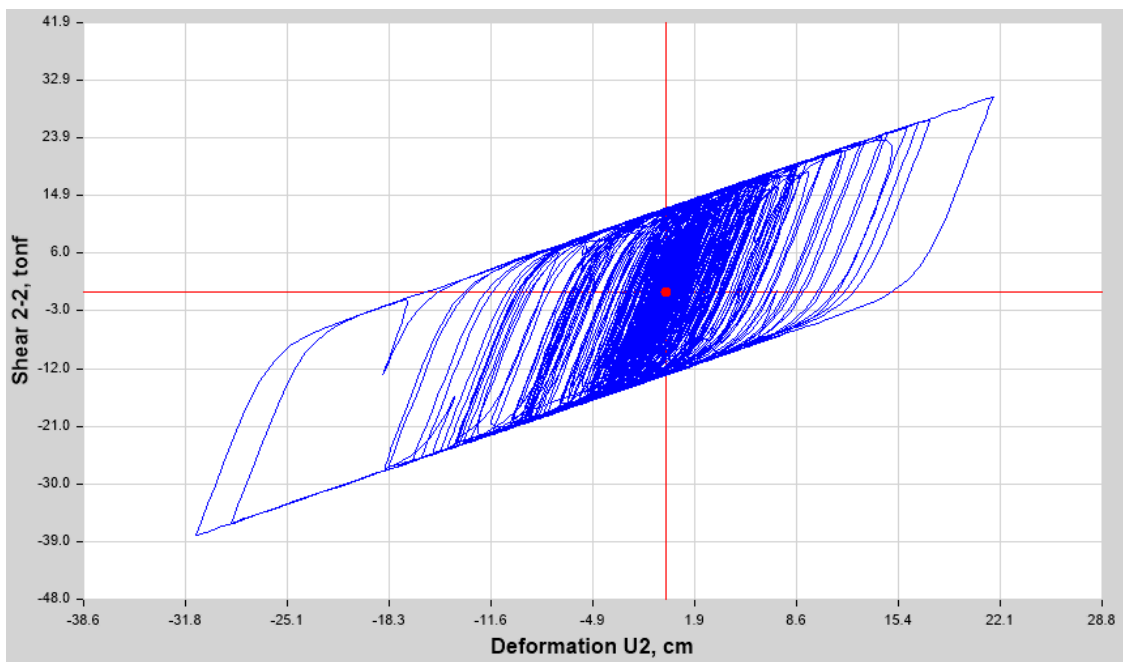


Figura 156 AISLADOR LRB K6 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

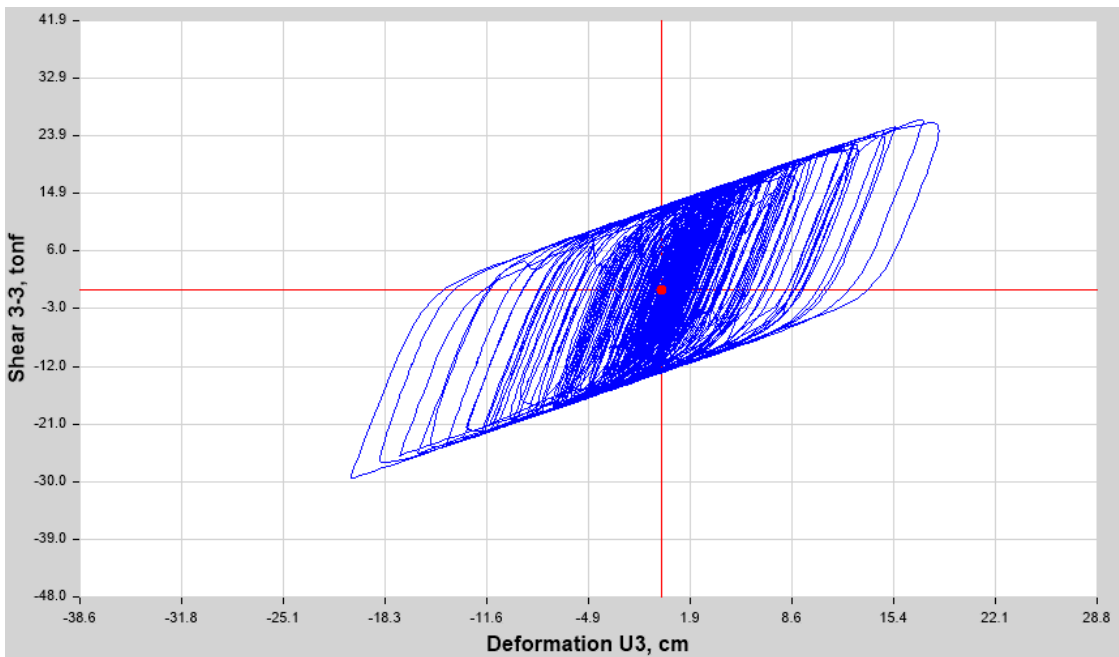


Figura 157 AISLADOR LRB K6 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

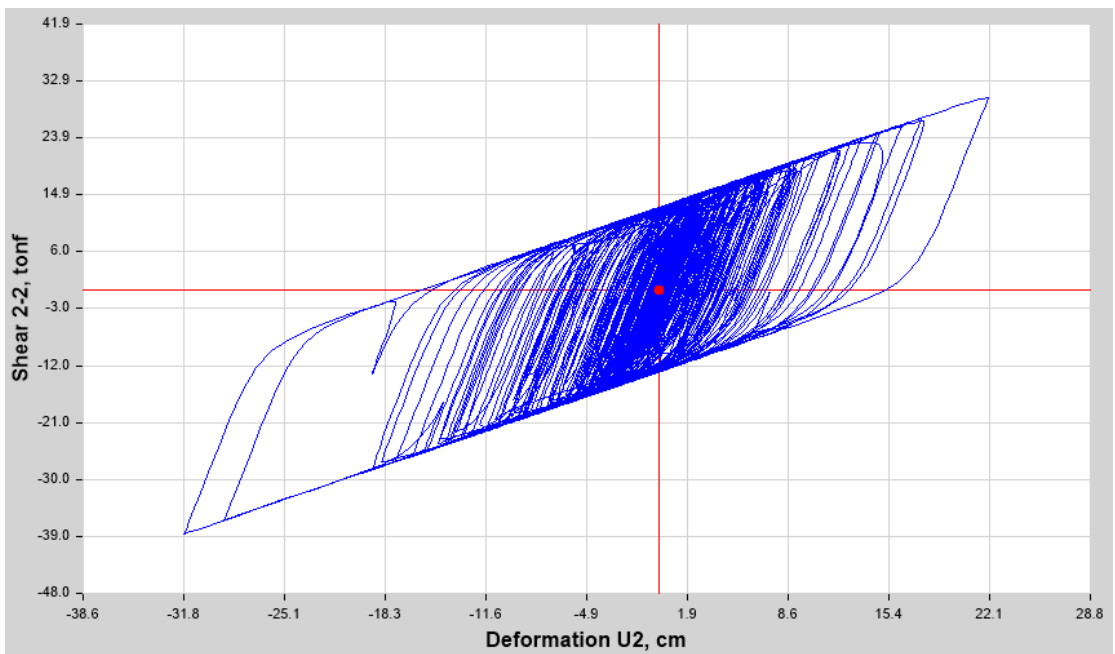


Figura 158 AISLADOR LRB K7 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

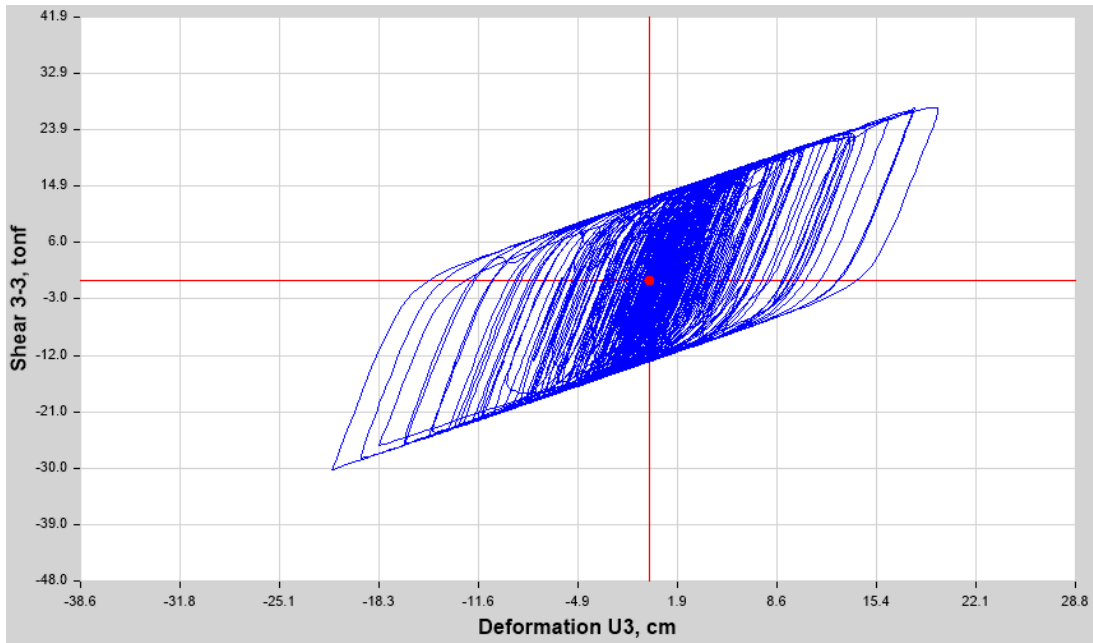


Figura 159 AISLADOR LRB K7 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

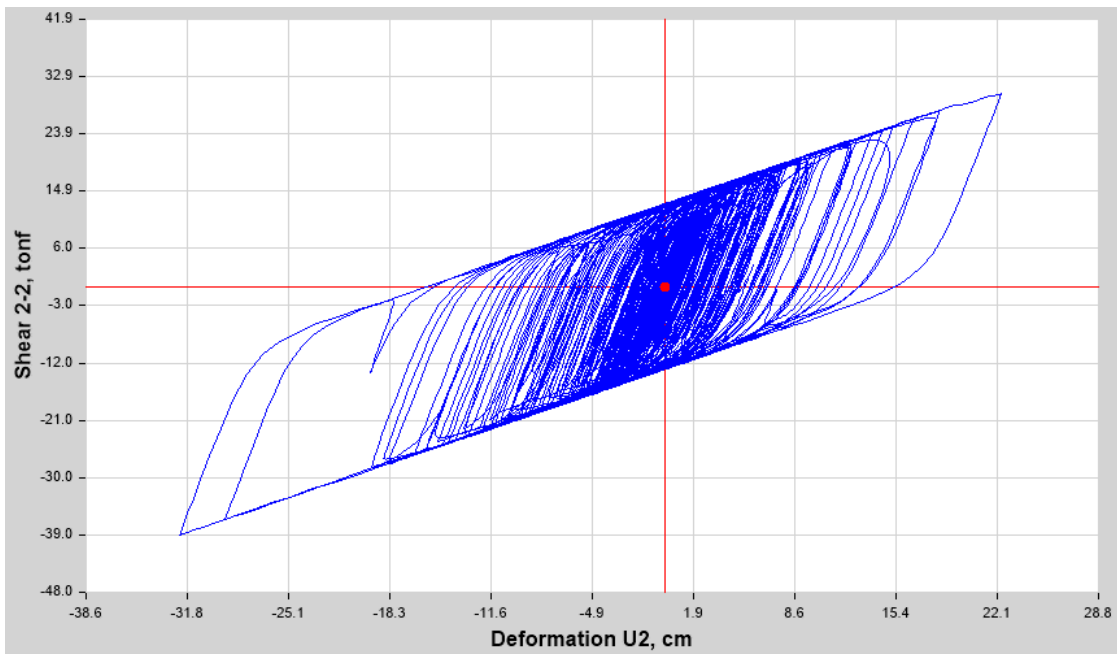


Figura 160 AISLADOR LRB K8 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

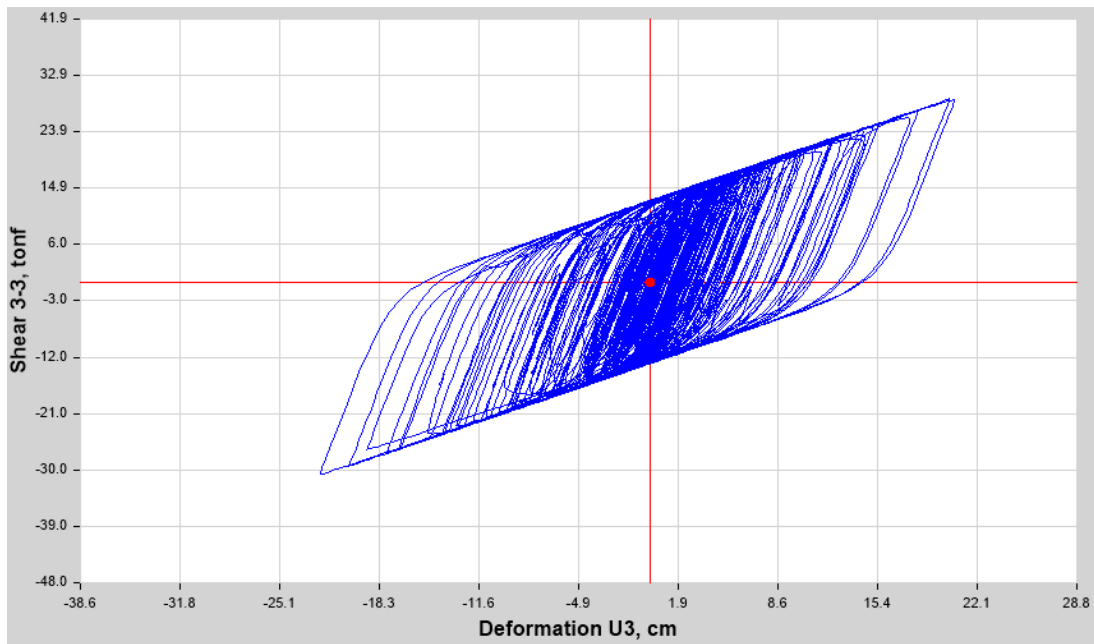


Figura 161 AISLADOR LRB K8 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

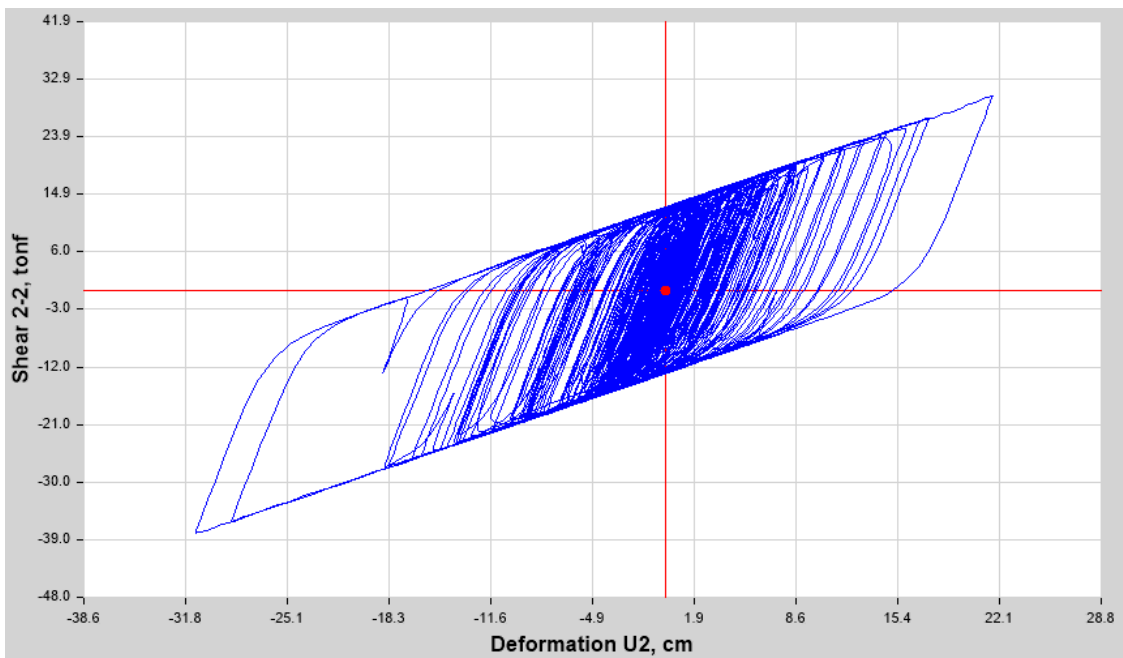


Figura 162 AISLADOR LRB K9 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

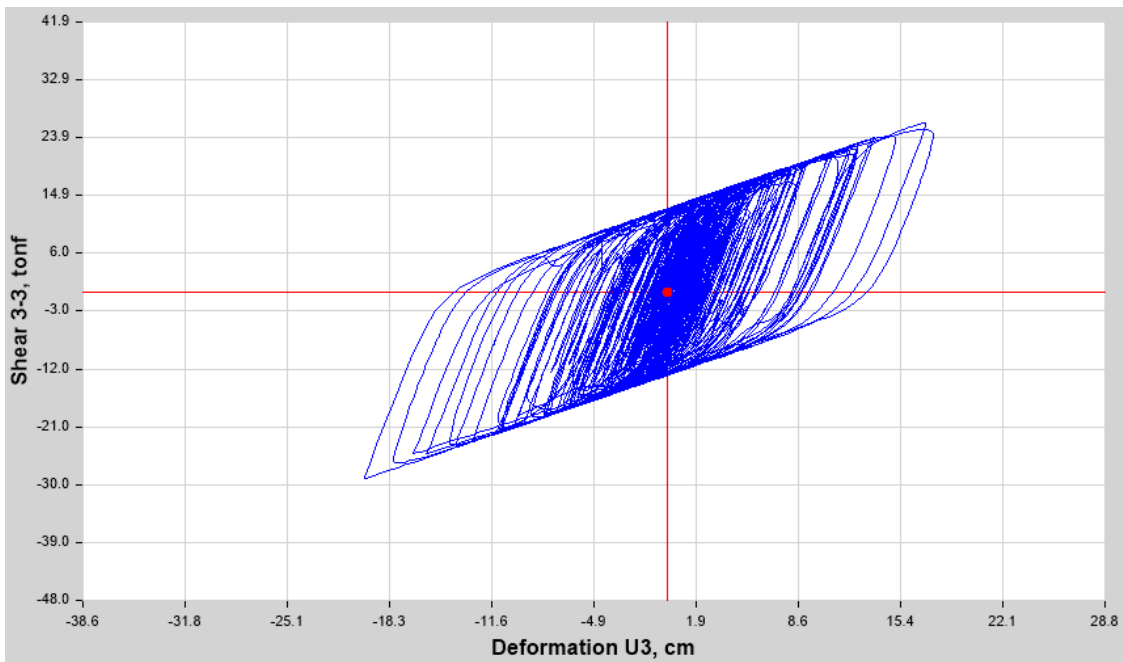


Figura 163 AISLADOR LRB K9 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

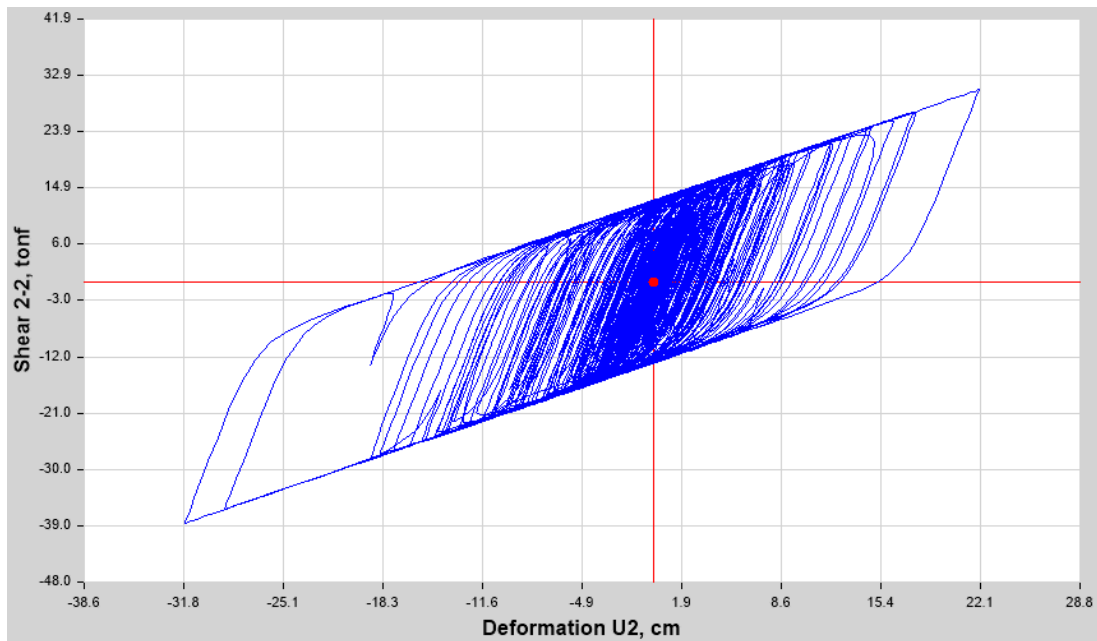


Figura 164 AISLADOR LRB K10 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

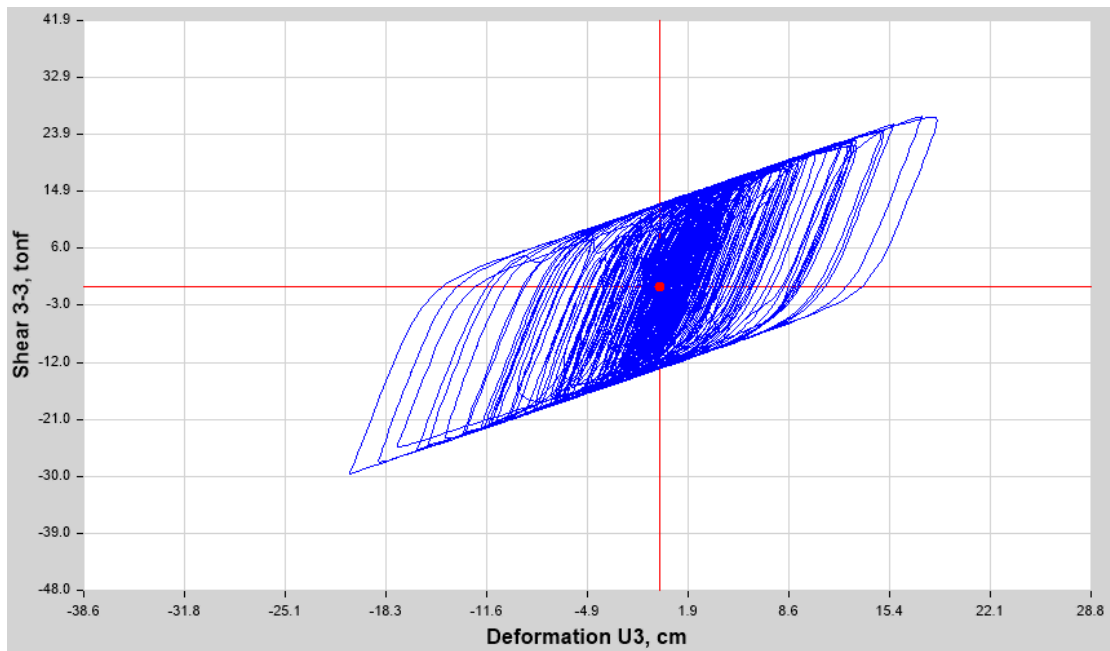


Figura 165 AISLADOR LRB K10 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

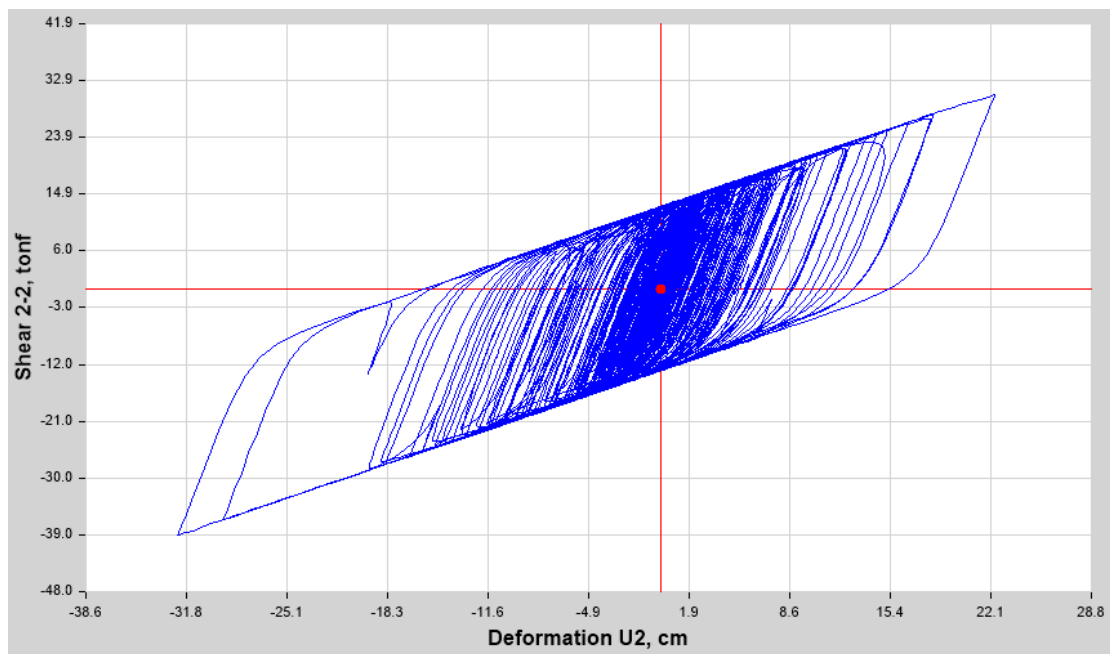


Figura 166 AISLADOR LRB K11 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

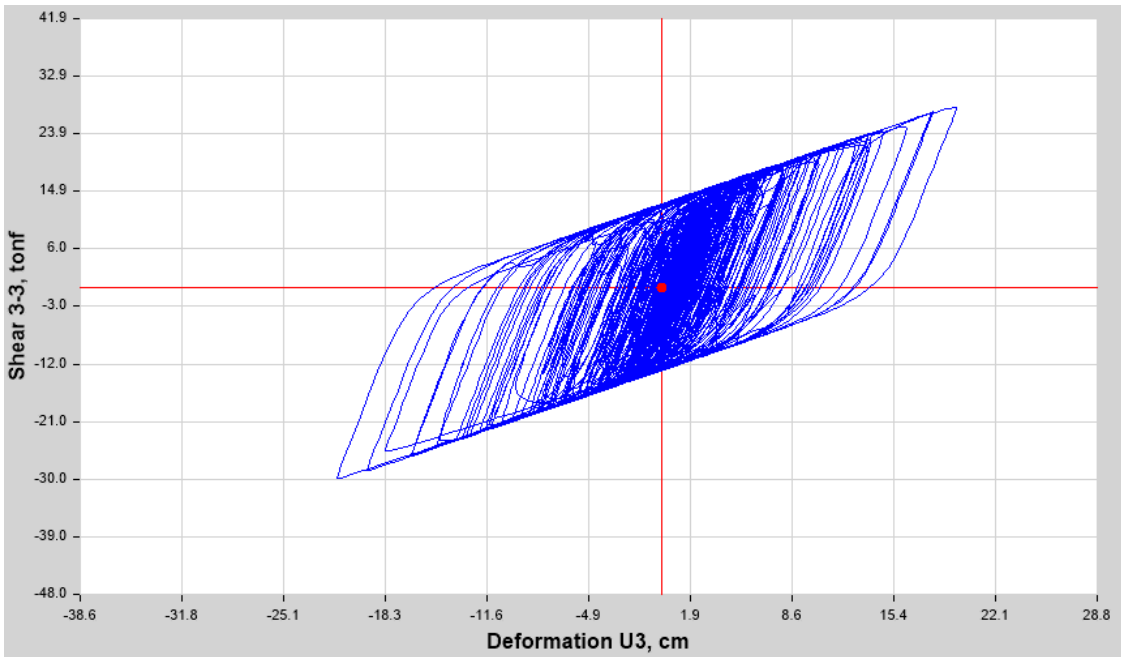


Figura 167 AISLADOR LRB K11 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

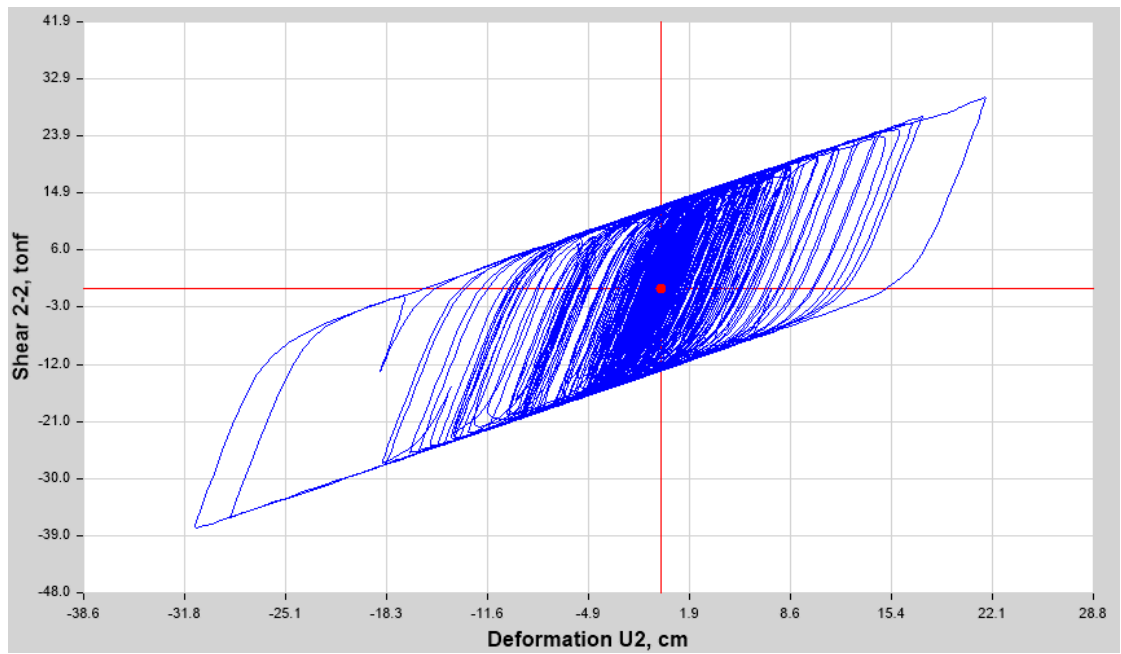


Figura 168 AISLADOR LRB K12 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

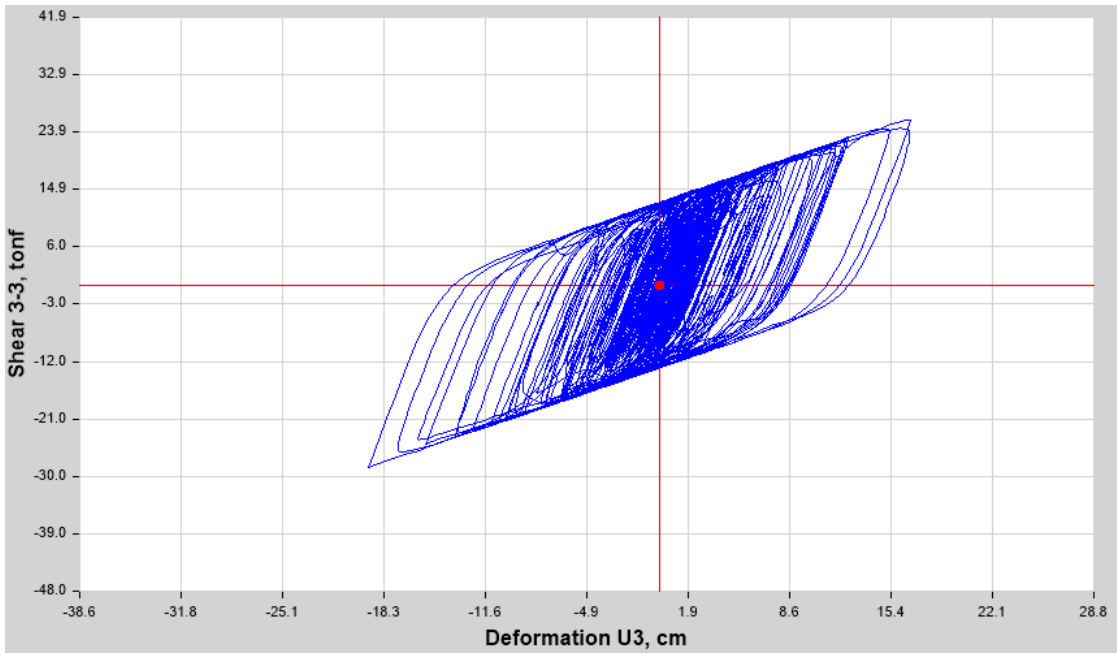


Figura 169 AISLADOR LRB K12 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

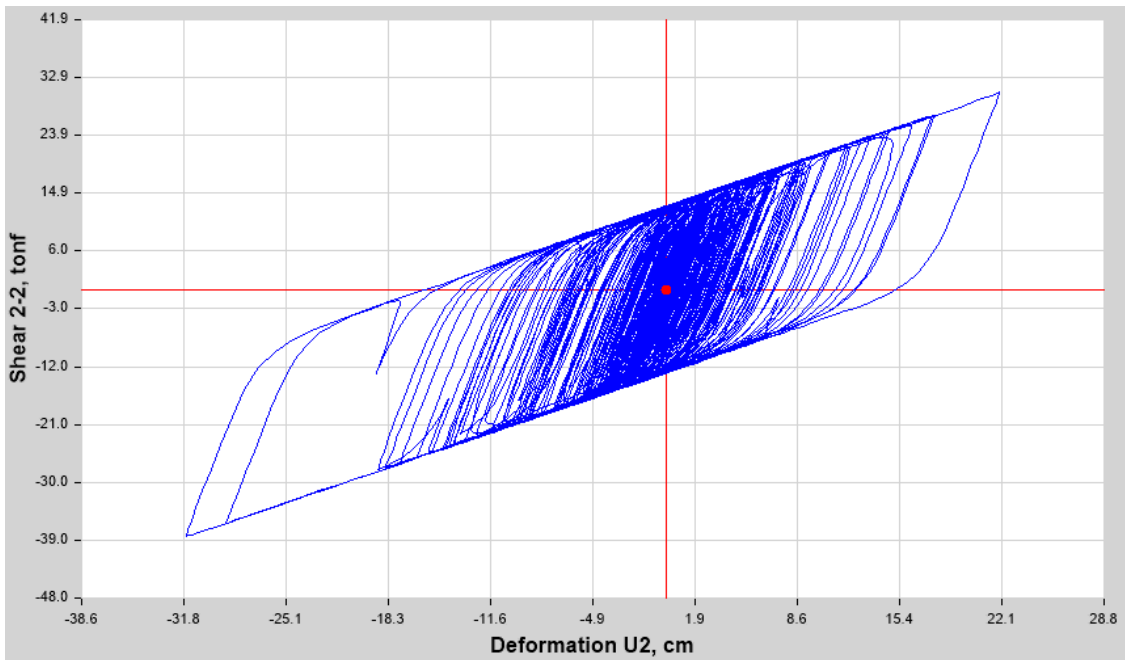


Figura 170 AISLADOR LRB K13 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

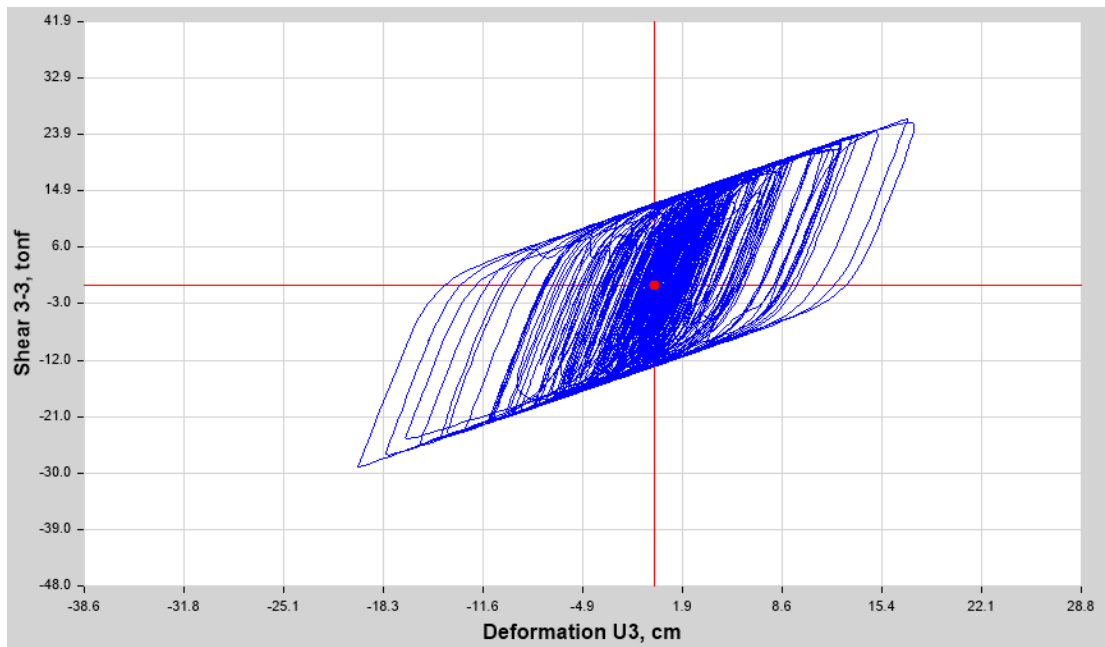


Figura 171 AISLADOR LRB K13 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

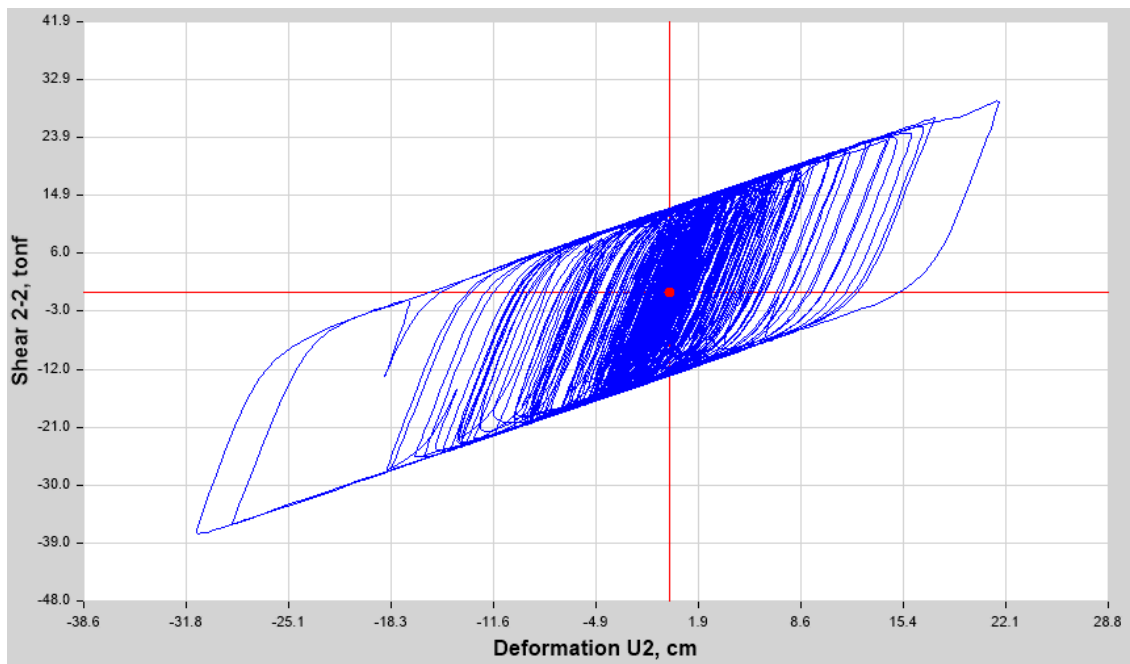


Figura 172 AISLADOR LRB K14 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

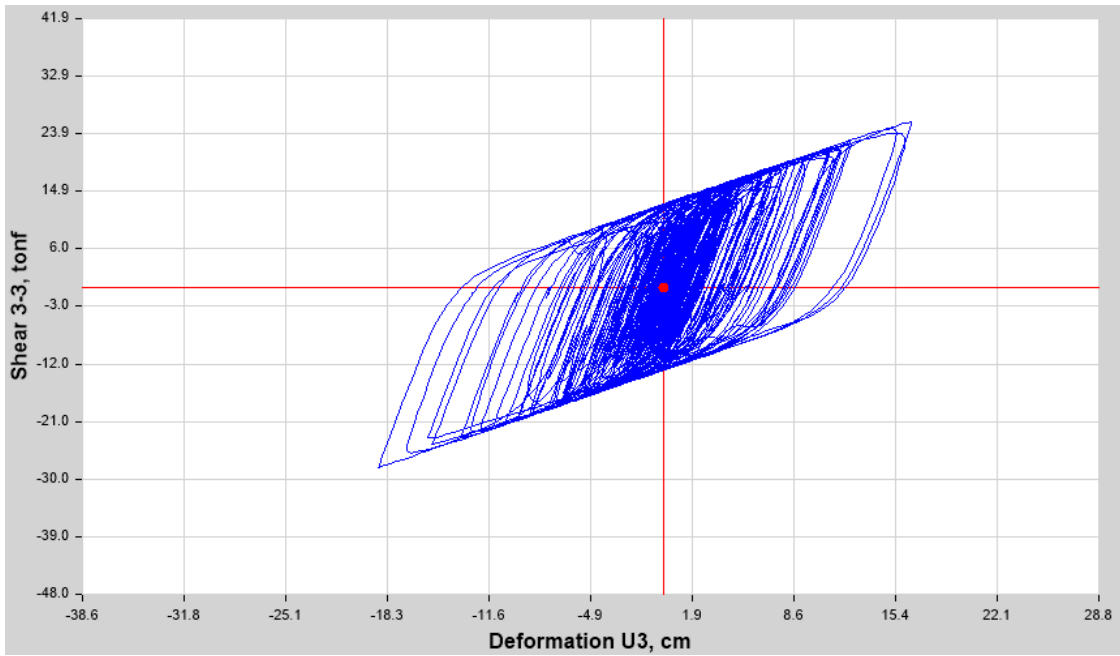


Figura 173 AISLADOR LRB K14 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

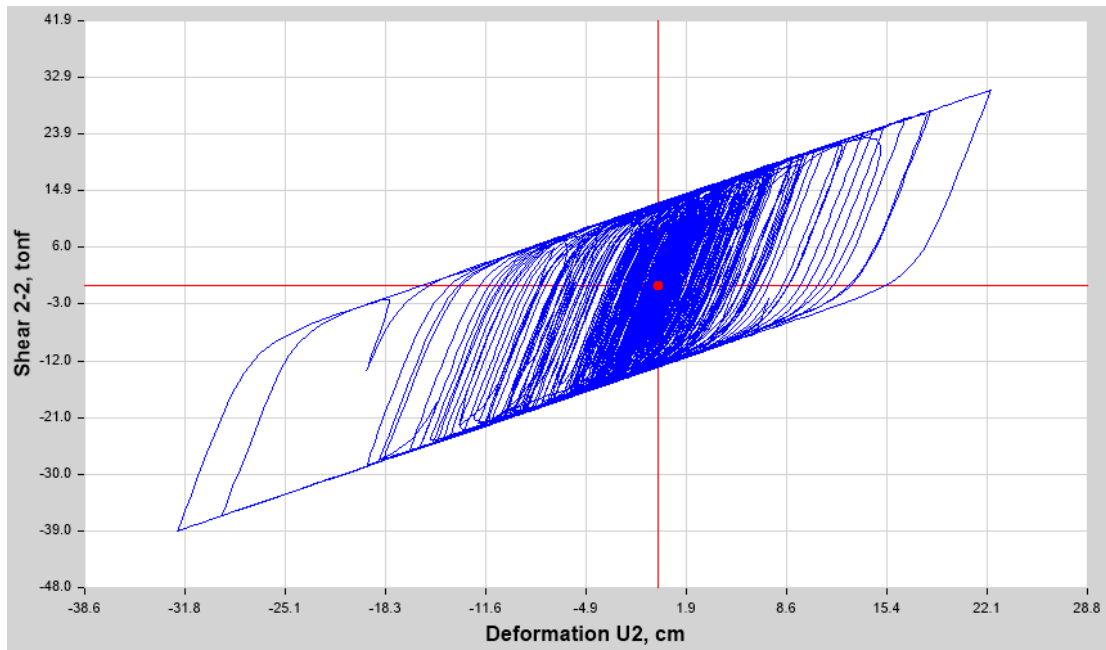


Figura 174 AISLADOR LRB K15 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

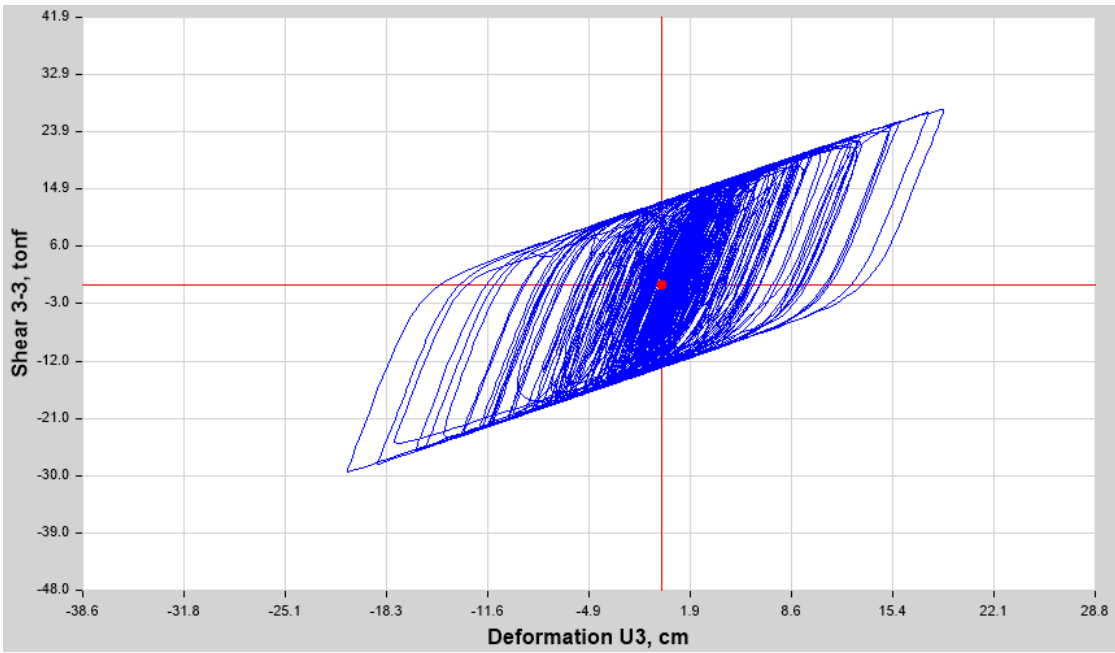


Figura 175 AISLADOR LRB K15 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

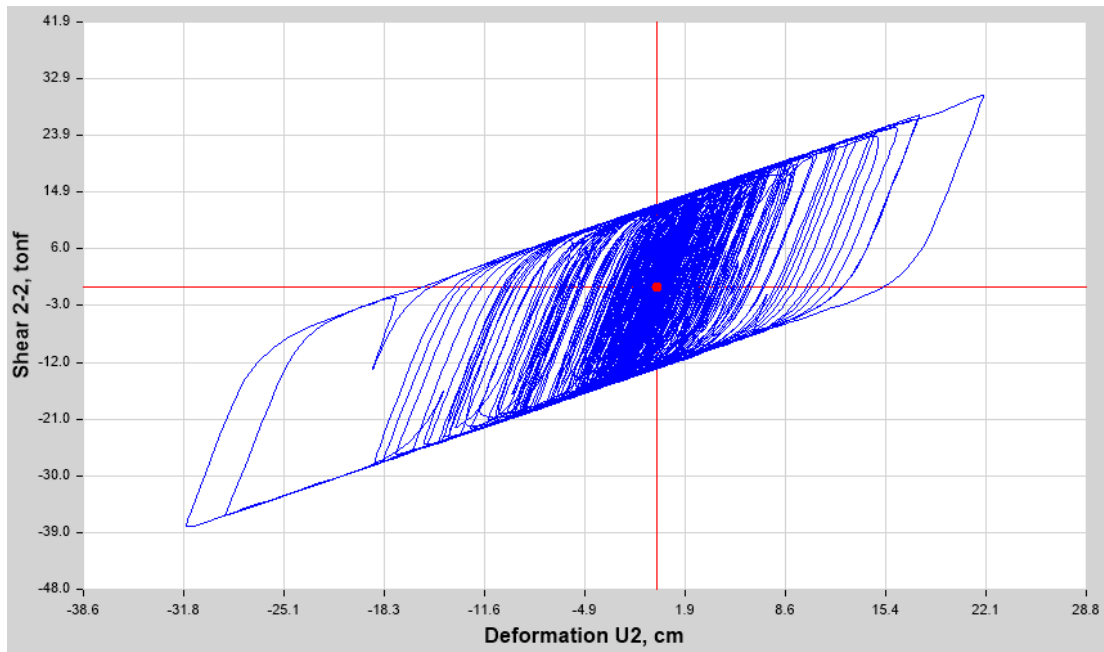


Figura 176 AISLADOR LRB K16 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

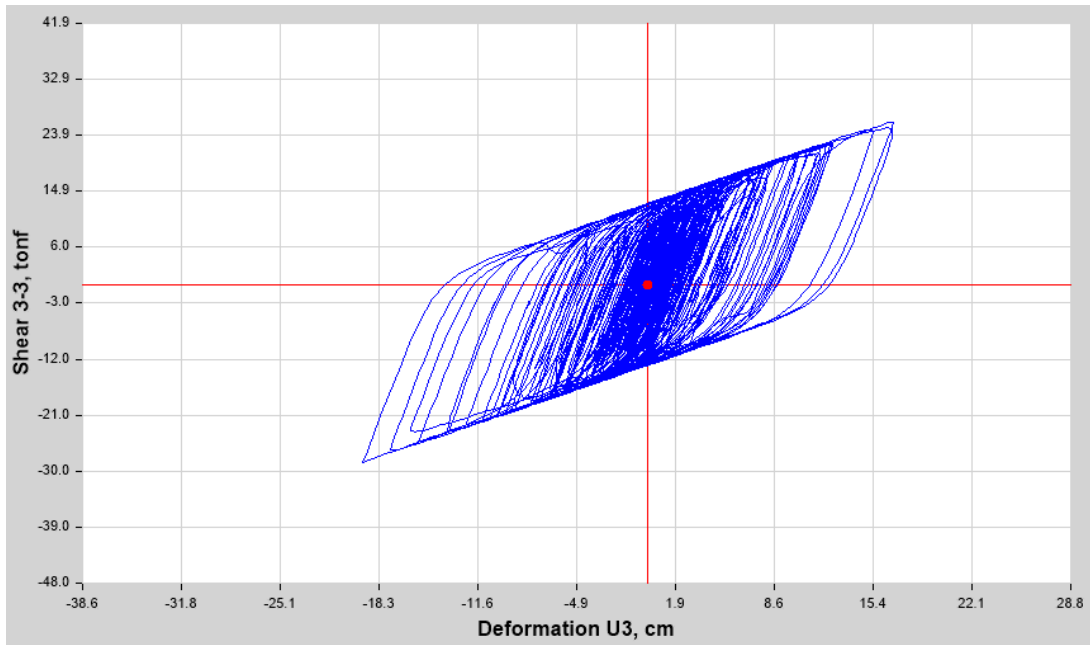


Figura 177 AISLADOR LRB K16 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

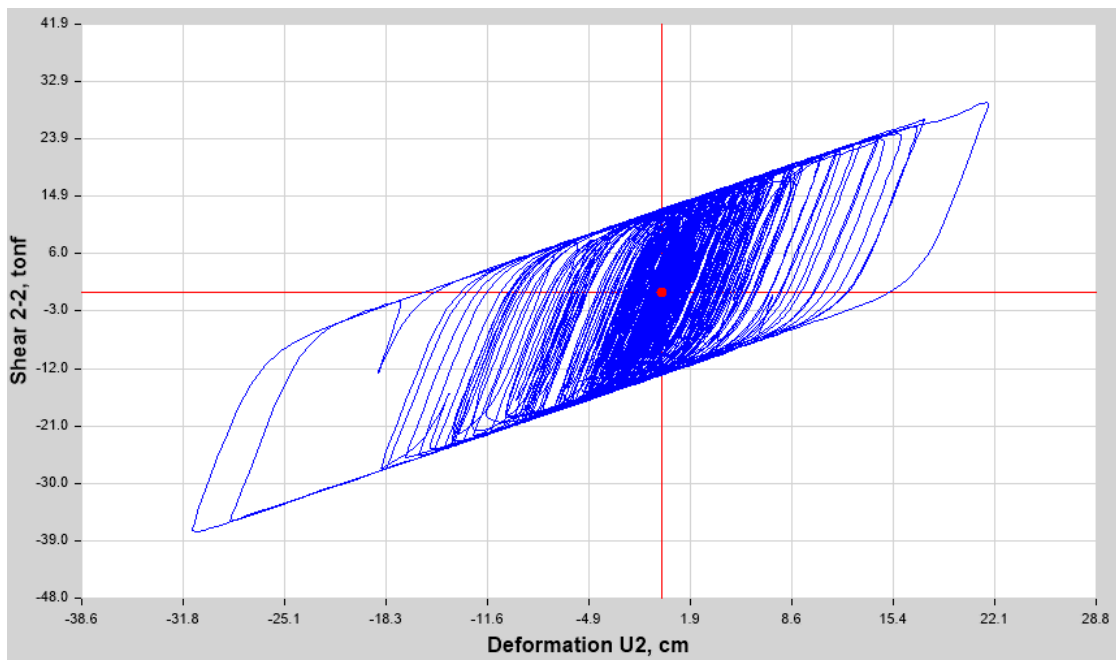


Figura 178 AISLADOR LRB K17 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

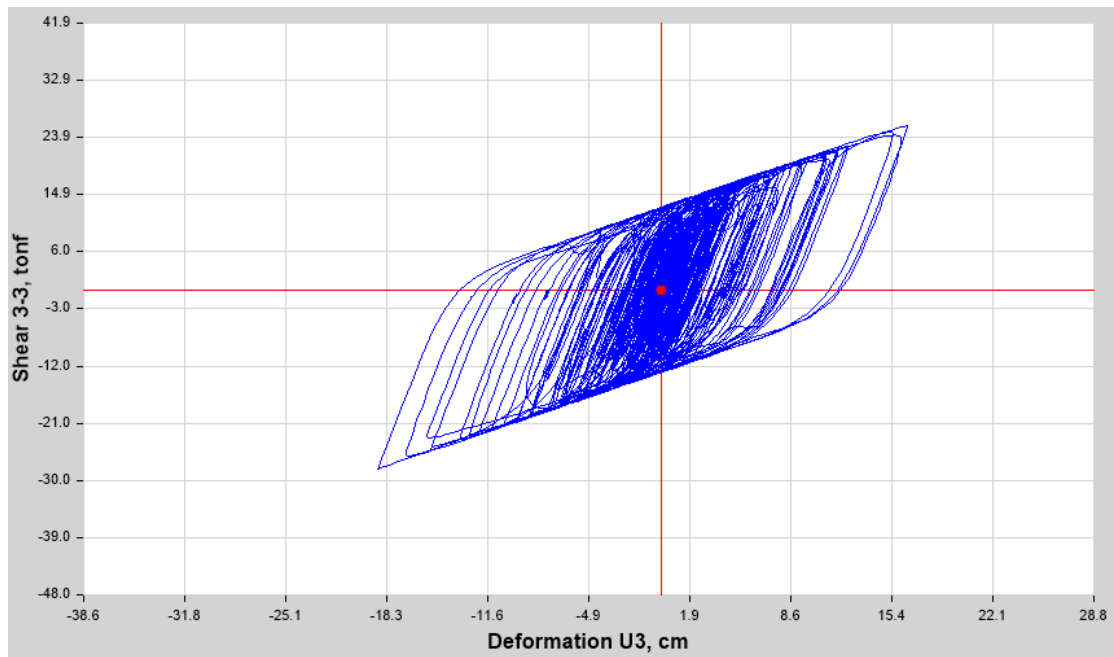


Figura 179 AISLADOR LRB K17 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

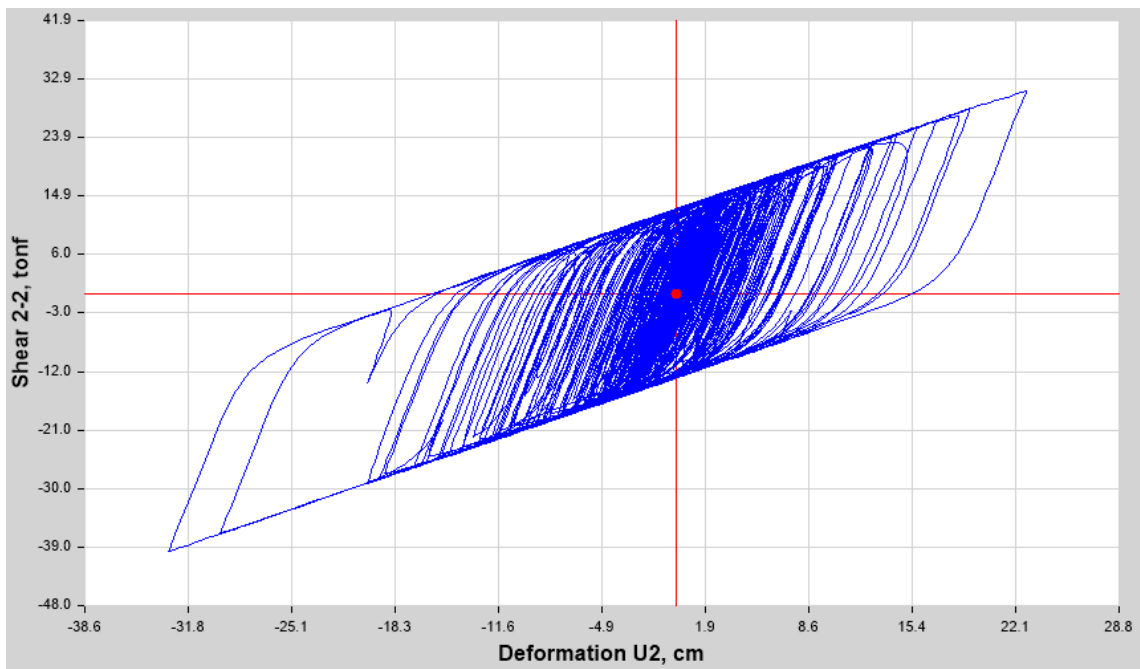


Figura 180 AISLADOR LRB K18 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

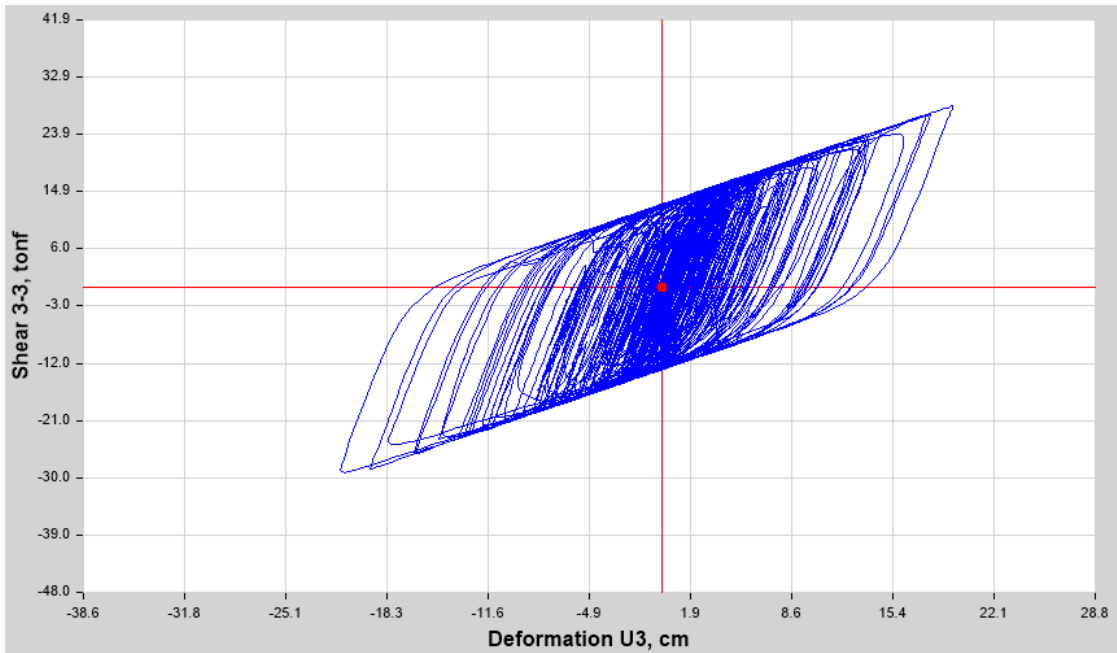


Figura 181 AISLADOR LRB K18 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

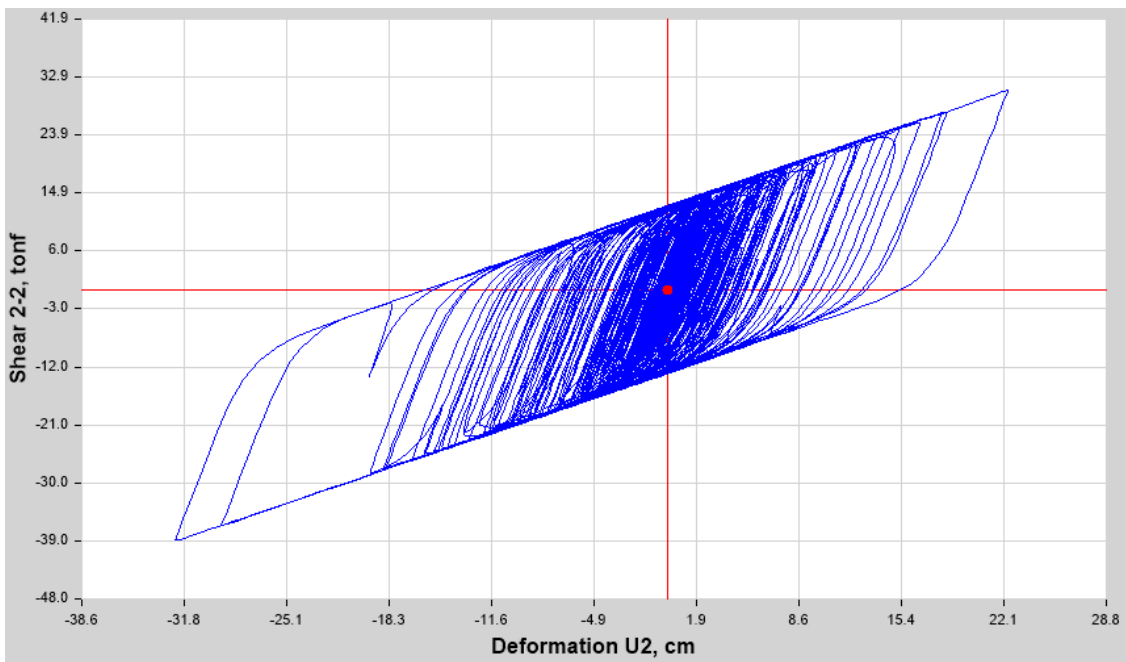


Figura 182 AISLADOR LRB K19 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

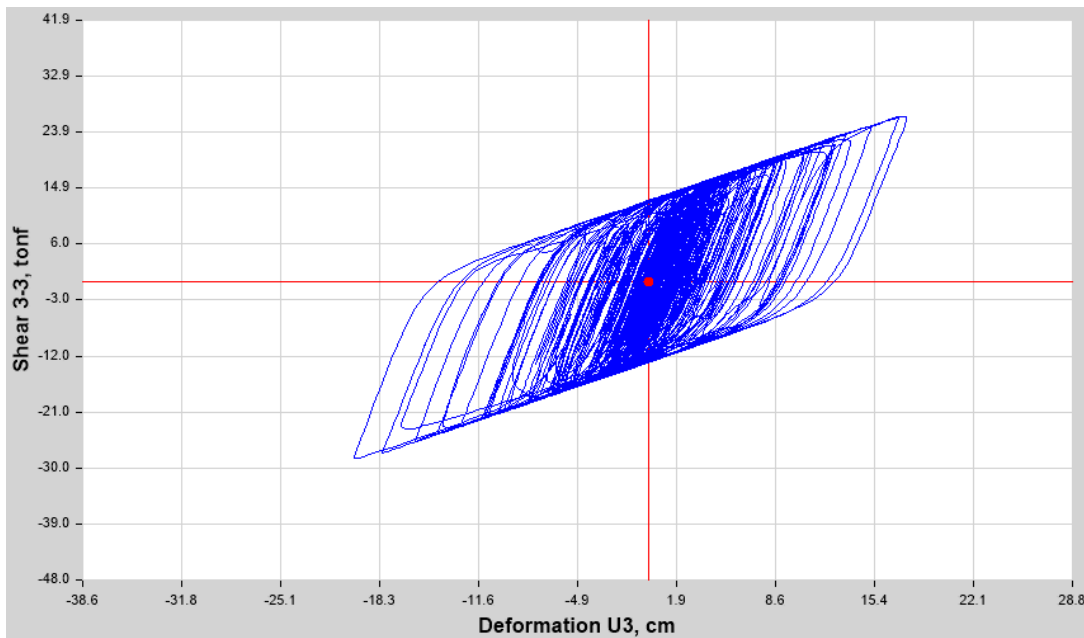


Figura 183 AISLADOR LRB K19 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

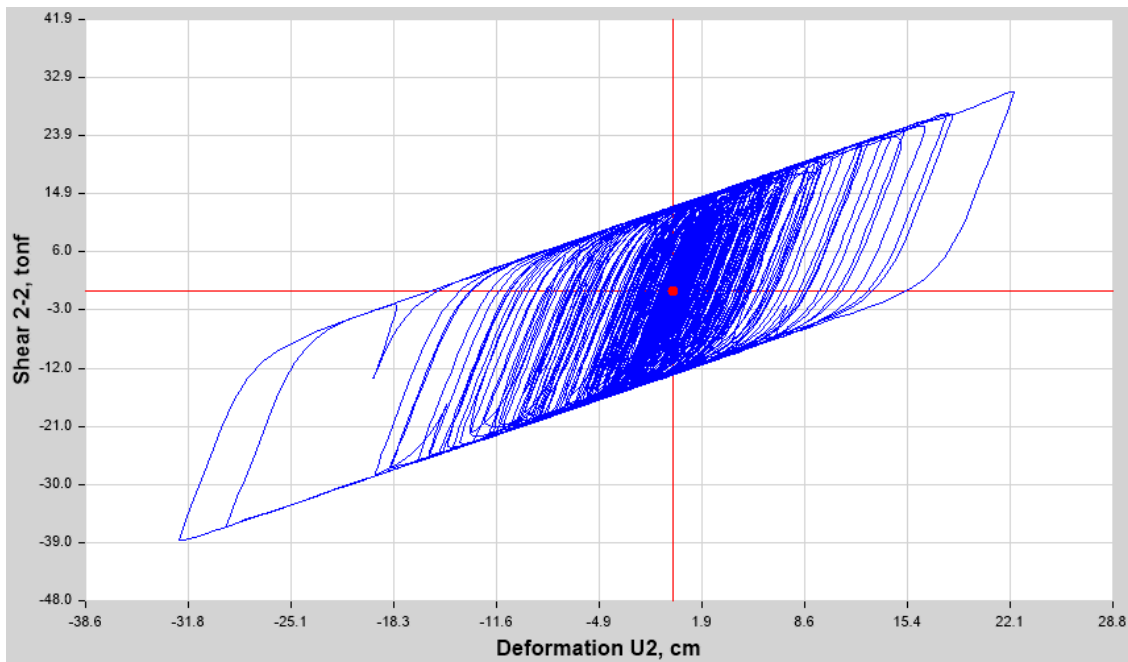


Figura 184 AISLADOR LRB K20 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

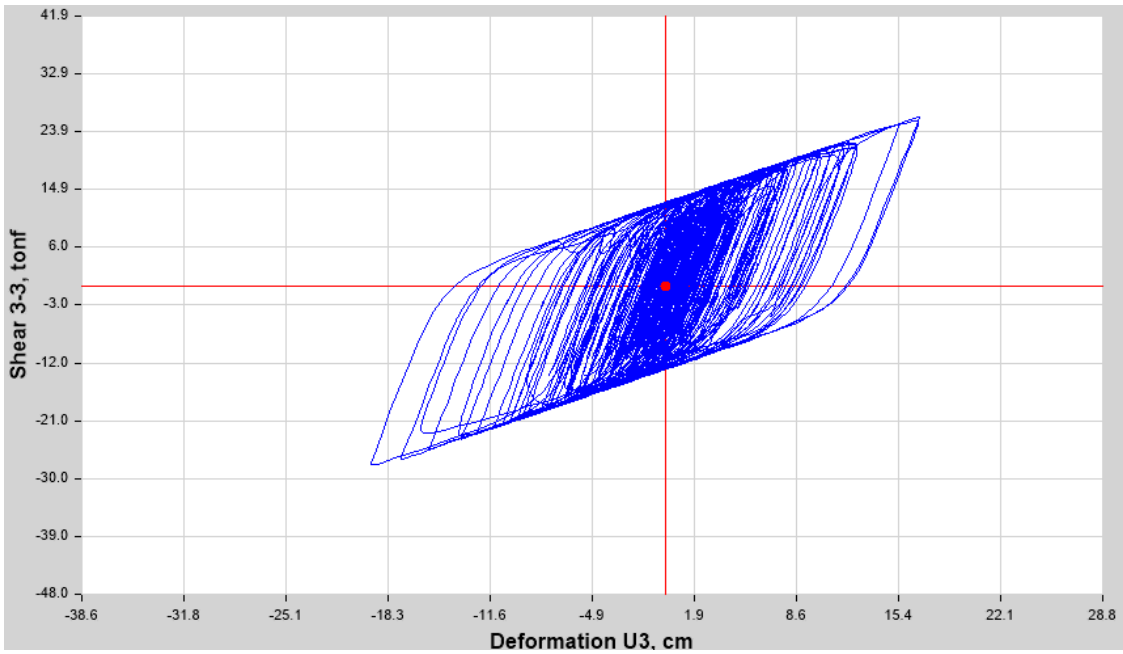


Figura 185 AISLADOR LRB K20 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

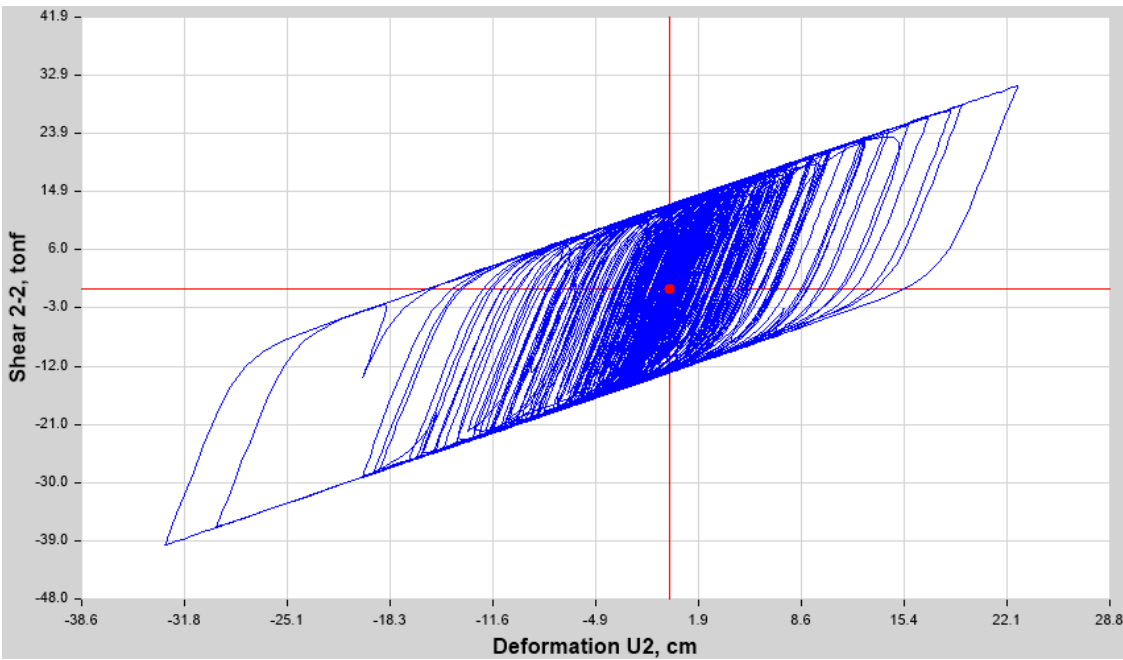


Figura 186 AISLADOR LRB K21 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

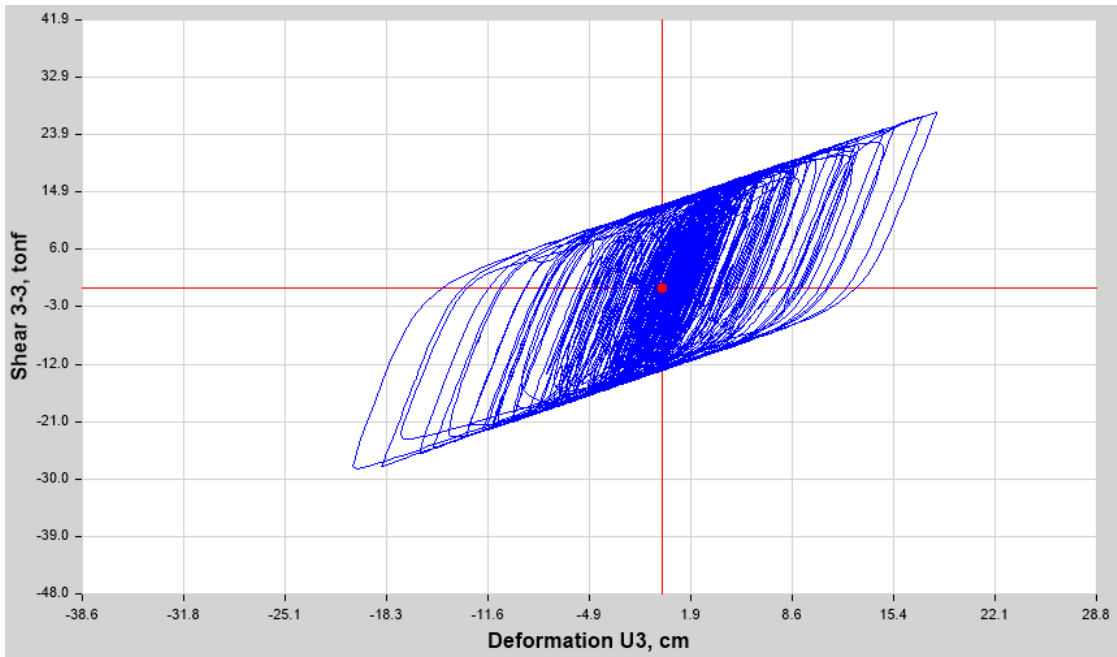


Figura 187 AISLADOR LRB K21 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

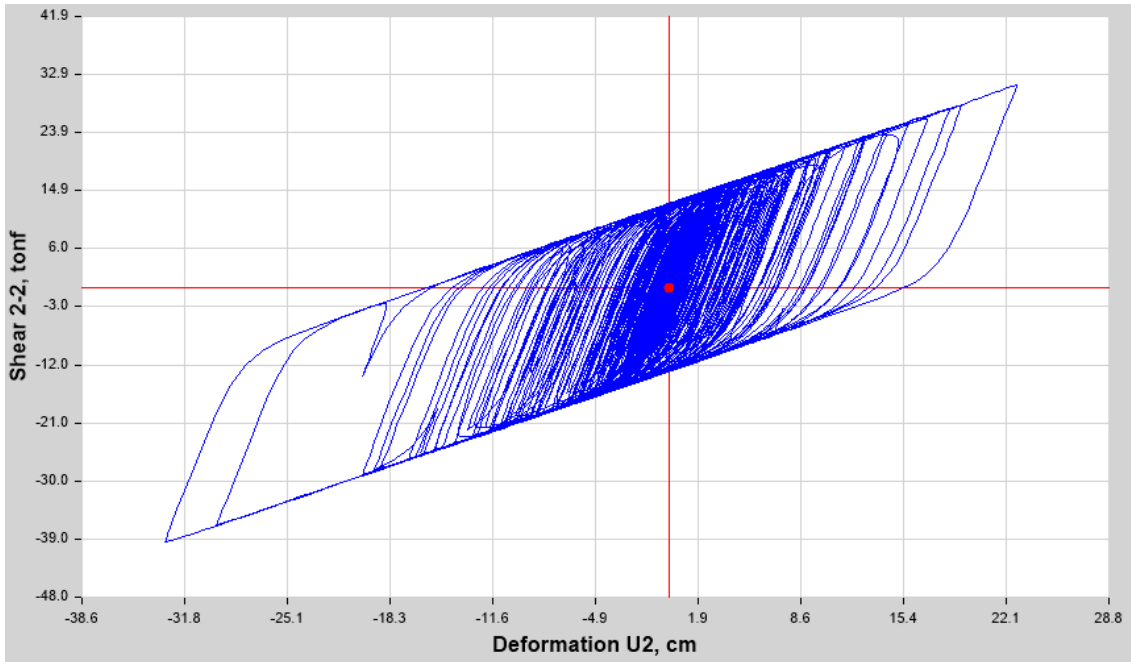


Figura 188 AISLADORES LRB K22 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

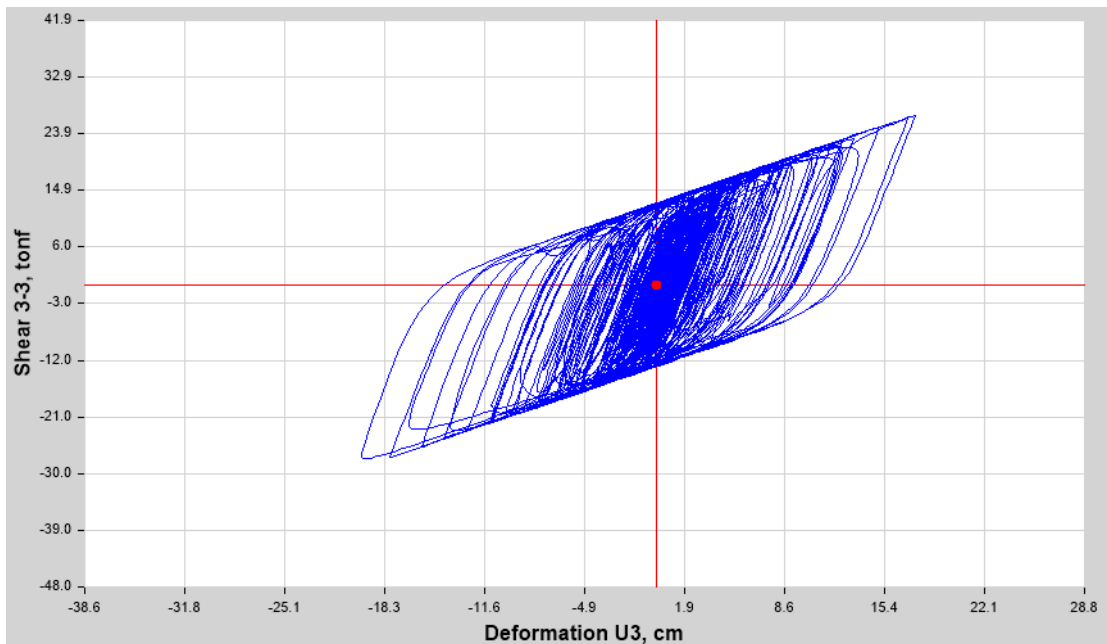


Figura 189 AISLADORES LRB K22 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

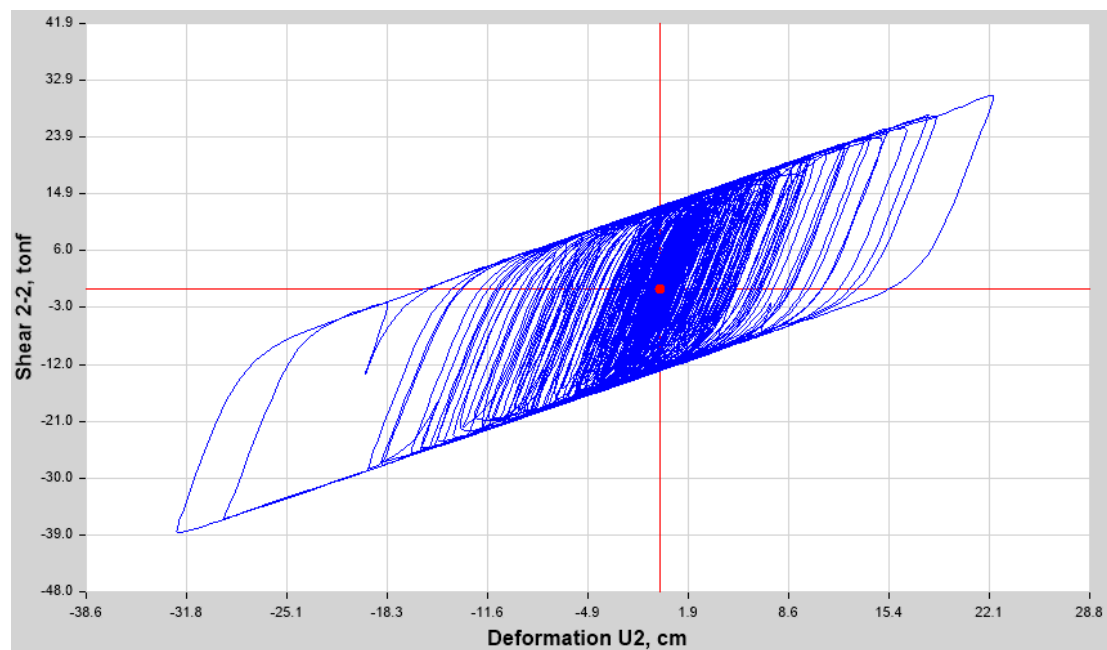


Figura 190 AISLADORES LRB K23 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

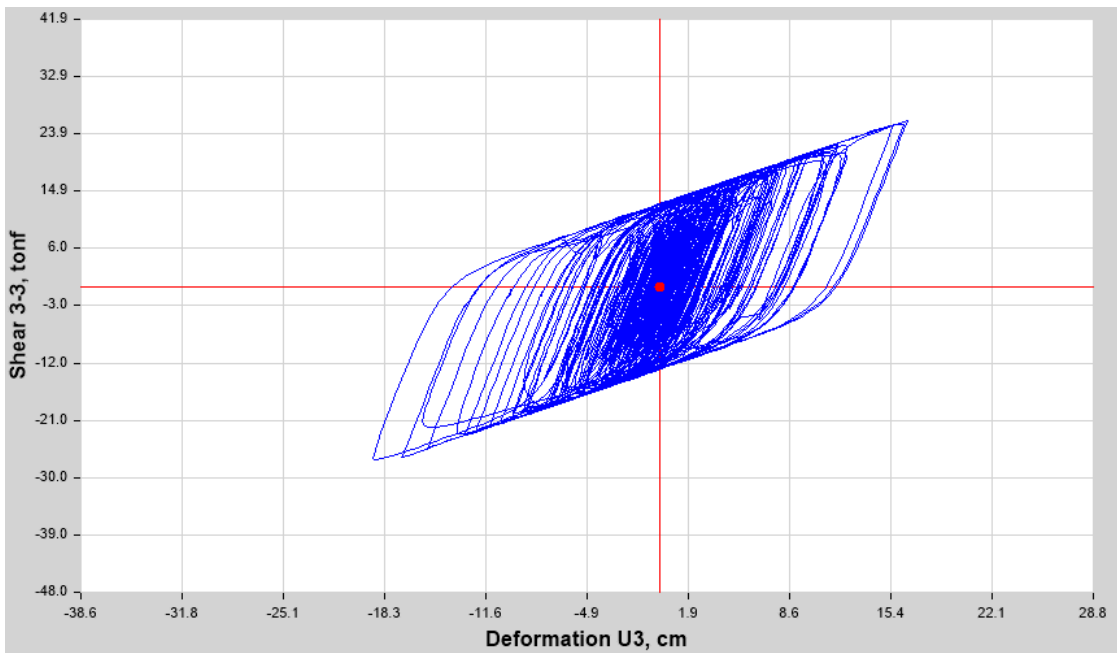


Figura 191 AISLADORES LRB K23 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

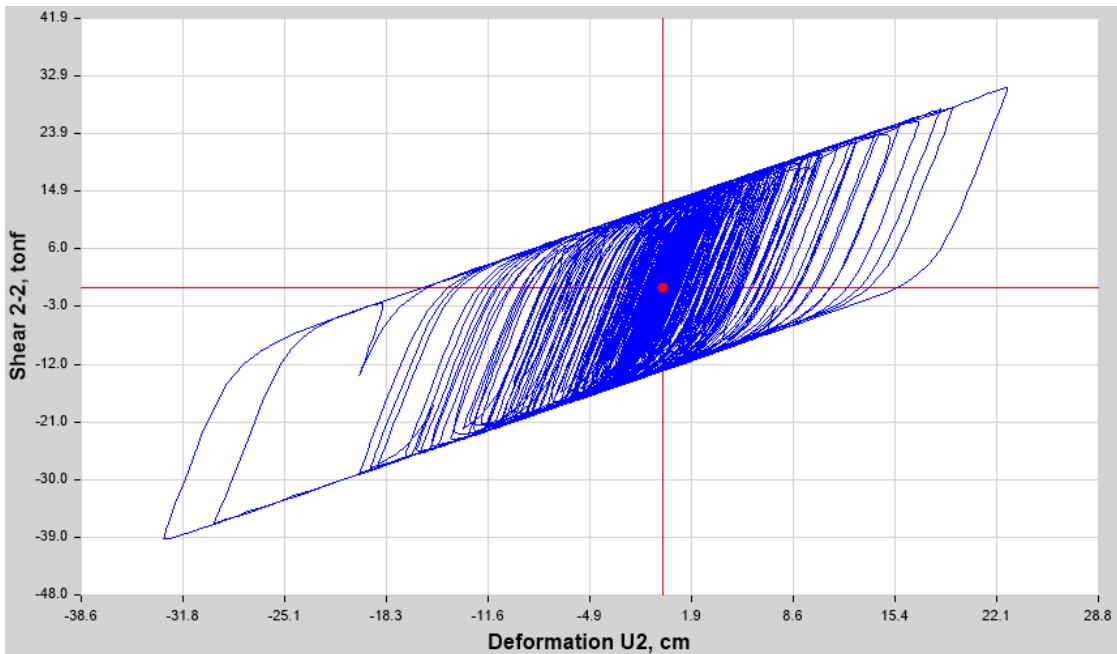


Figura 192 AISLADOR LRB K24 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

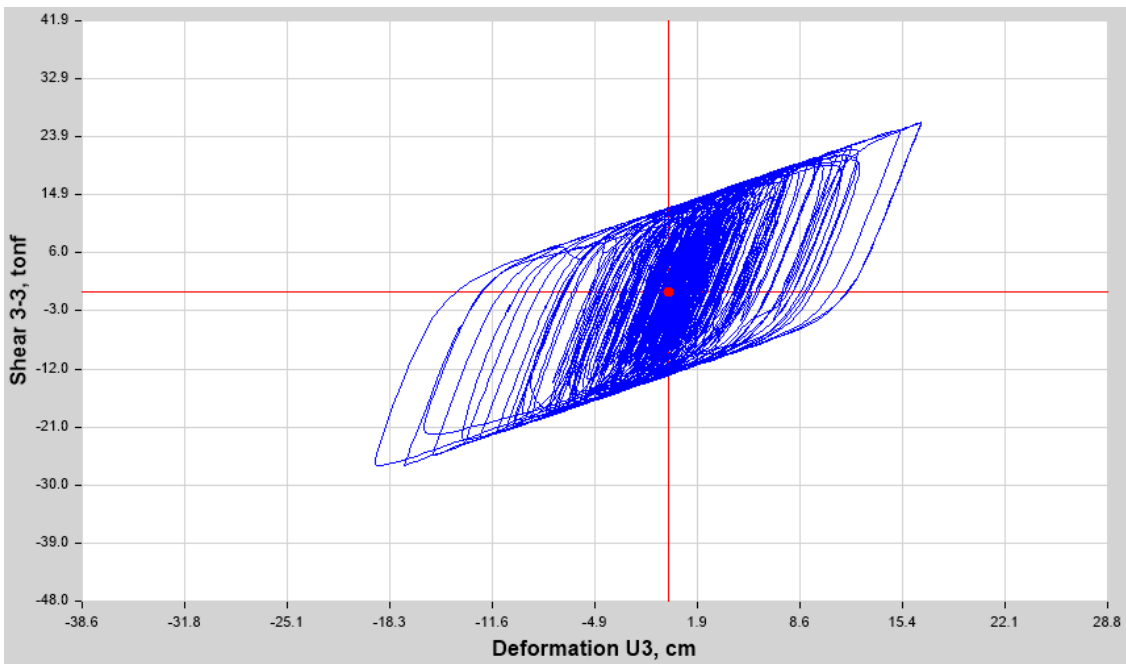


Figura 193 AISLADOR LRB K24 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

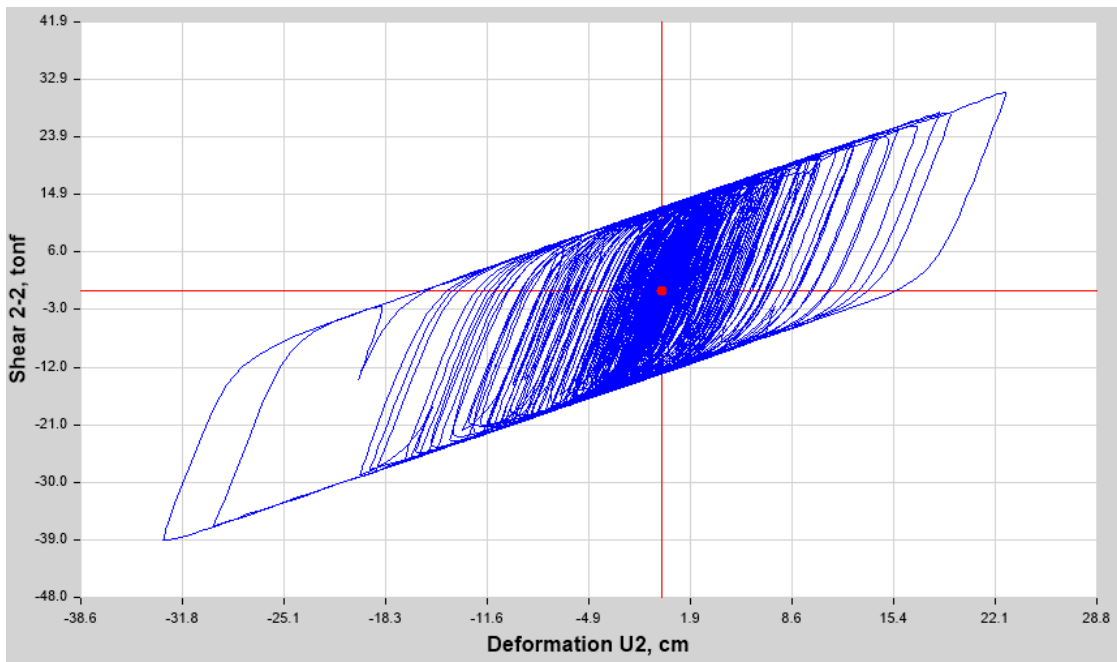


Figura 194 AISLADOR LRB K25 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

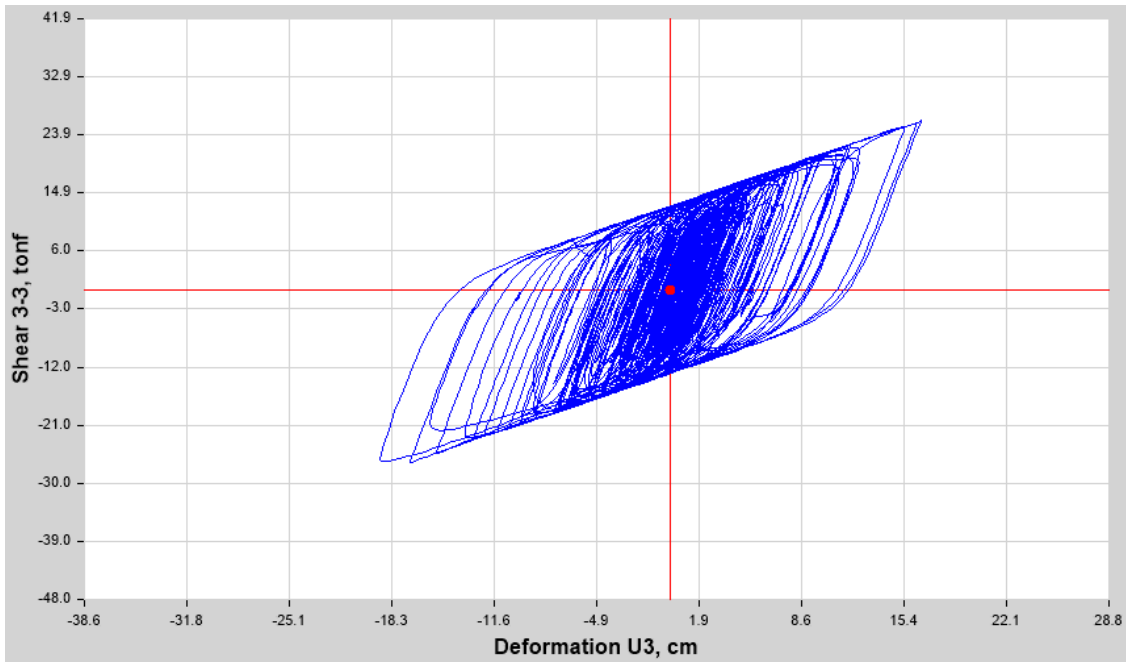


Figura 195 AISLADOR LRB K25 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

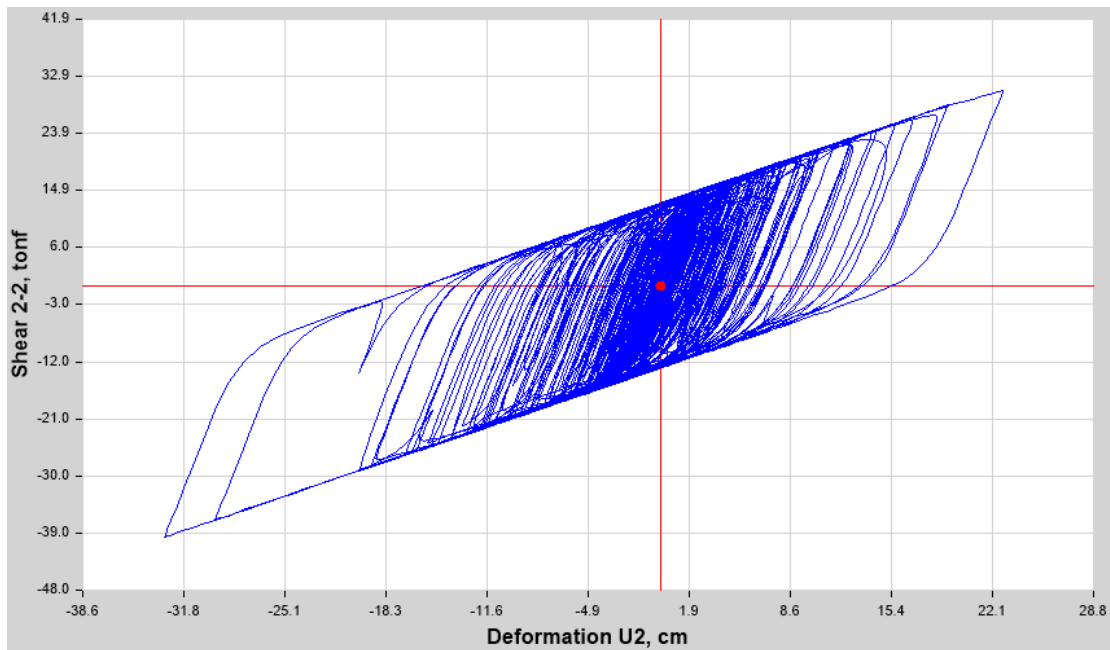


Figura 196 AISLADOR LRB K26 6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

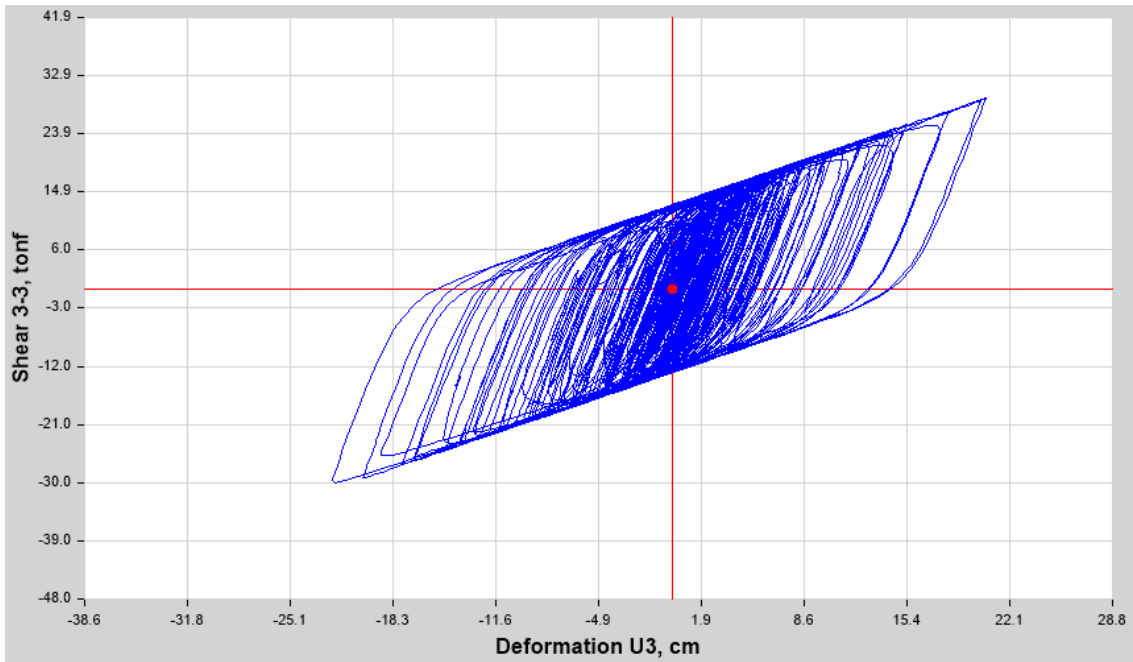


Figura 197 AISLADOR LRB K26 6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

SISMO: LAGUNAS LORETO 2019

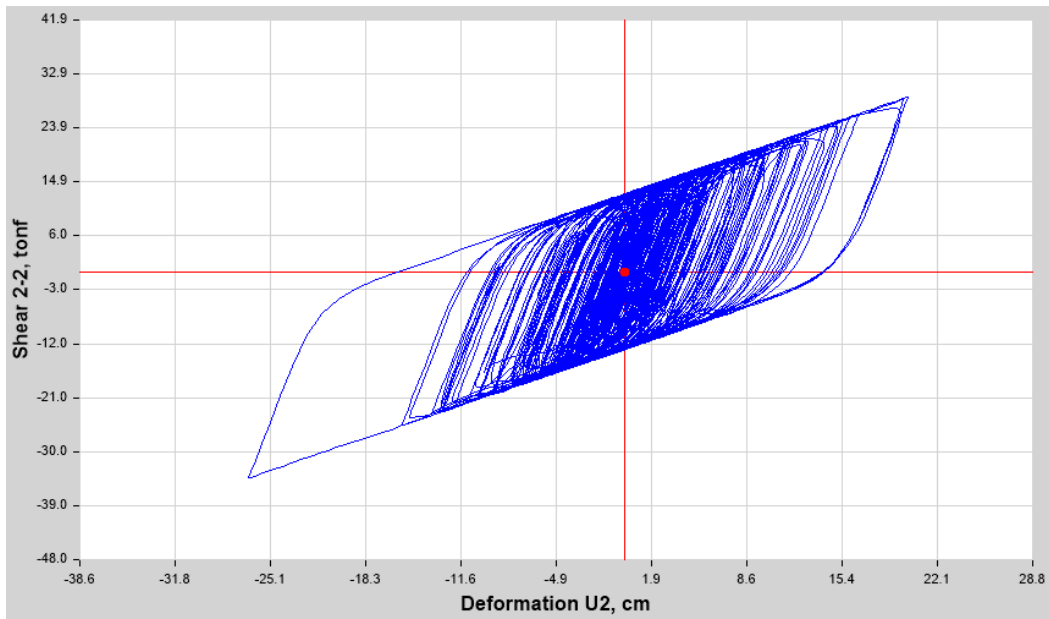


Figura 198 AISLADOR LRB - K1 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

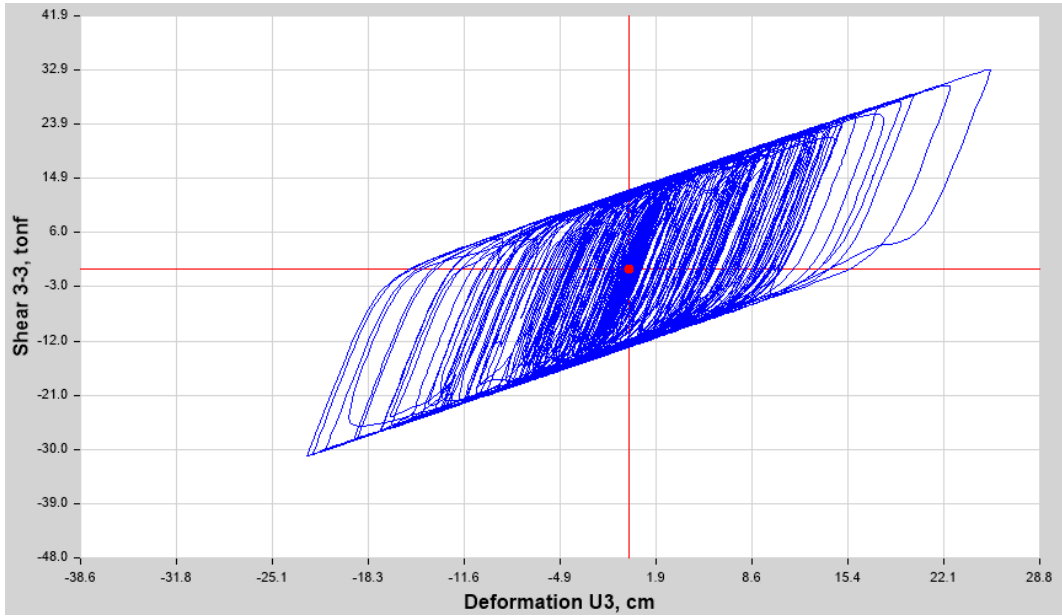


Figura 199 AISLADOR LRB - K1 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

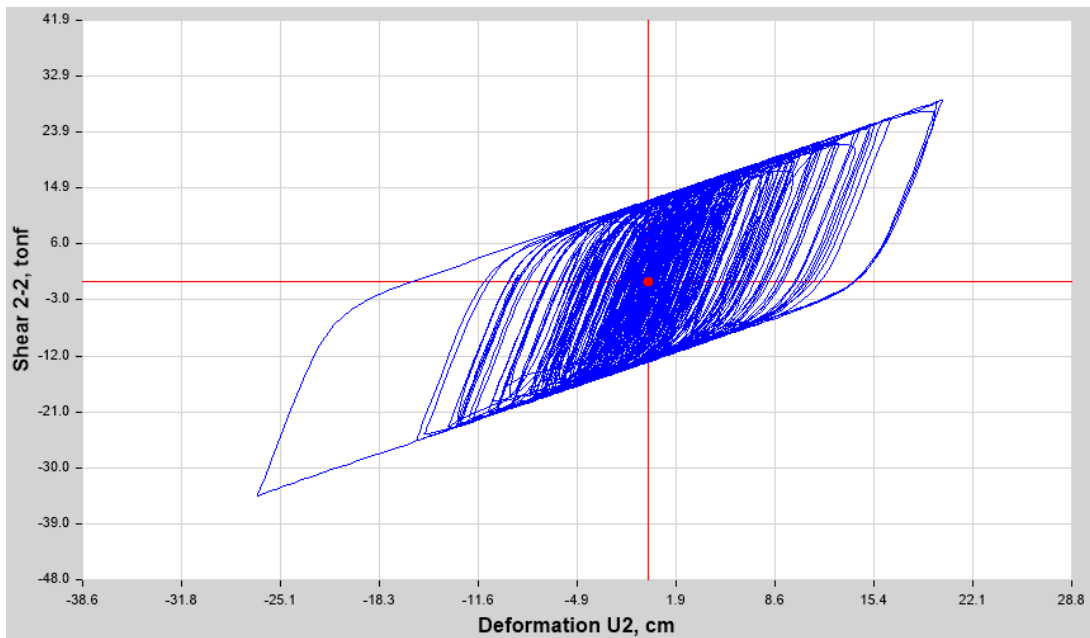


Figura 200 AISLADOR LRB - K2 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

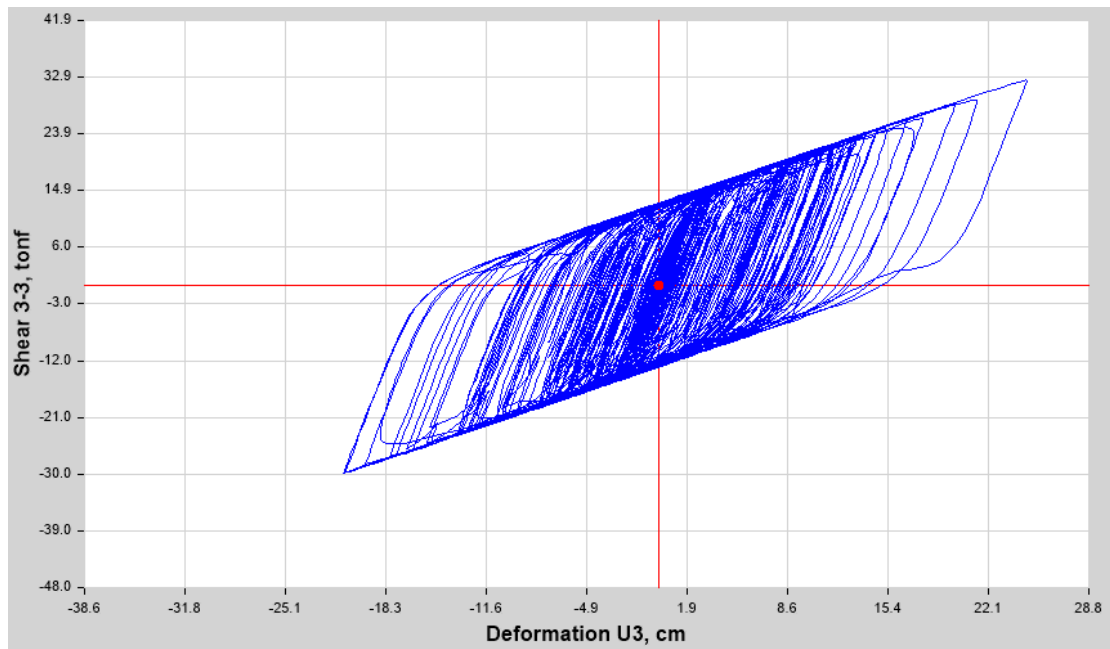


Figura 201 AISLADOR LRB - K2 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

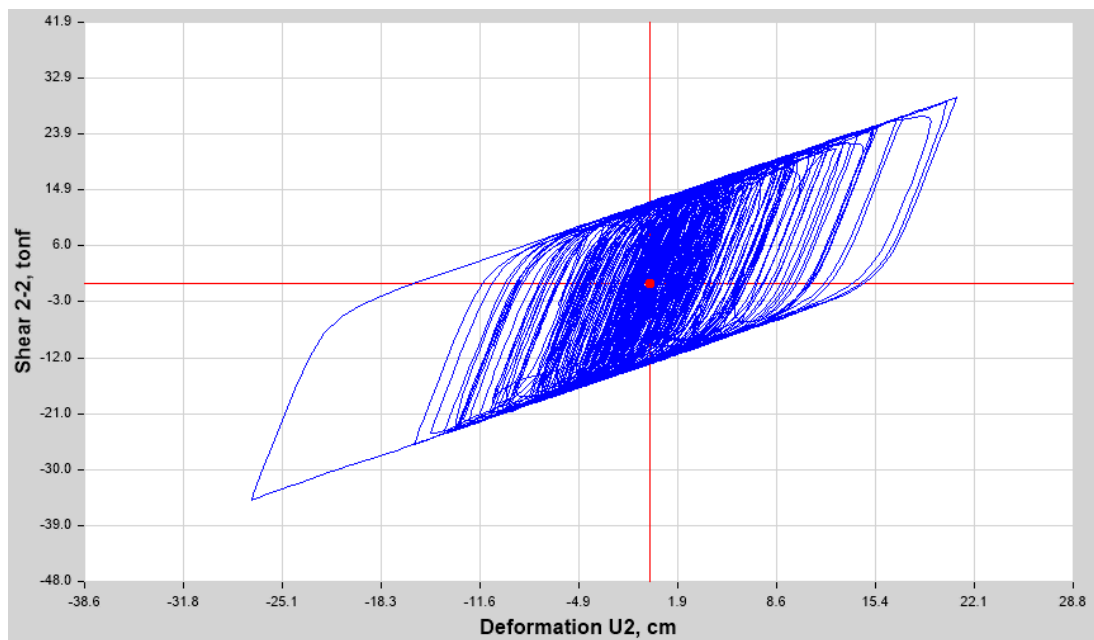


Figura 202 AISLADOR LRB K5 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

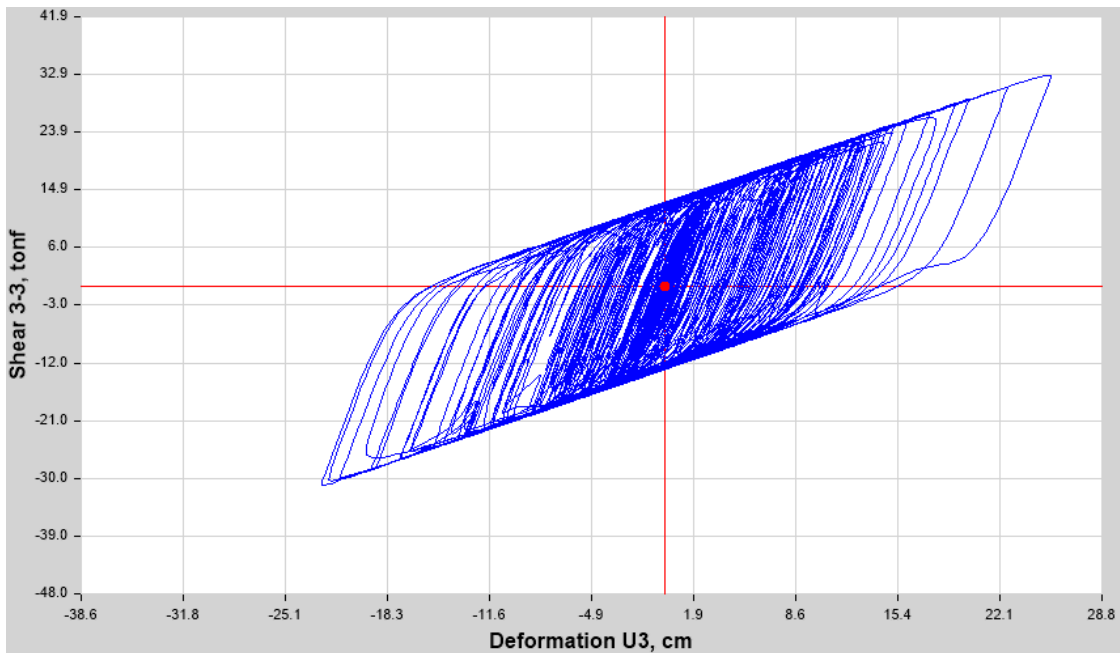


Figura 203 AISLADOR LRB K5 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

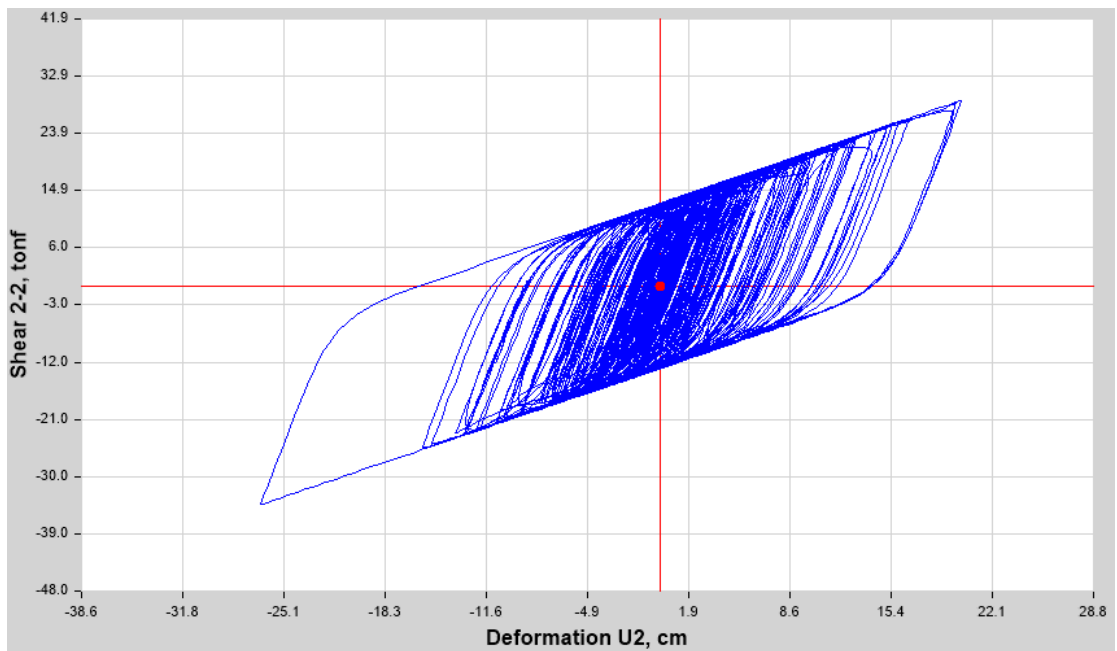


Figura 204 AISLADOR LRB K6 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

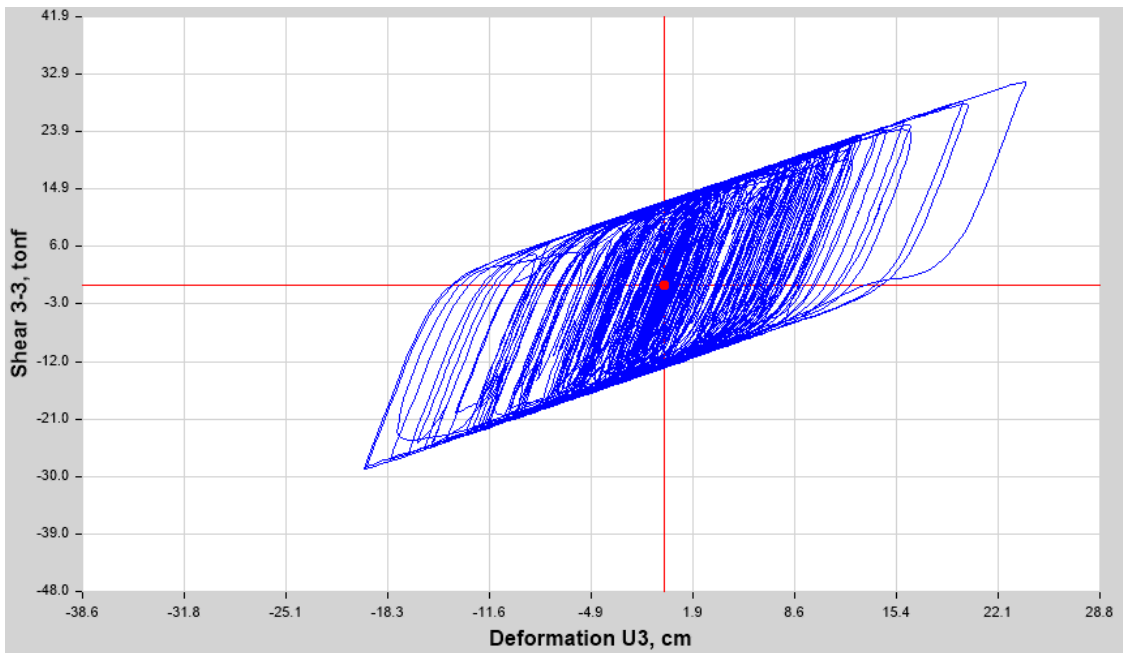


Figura 205 AISLADOR LRB K6 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

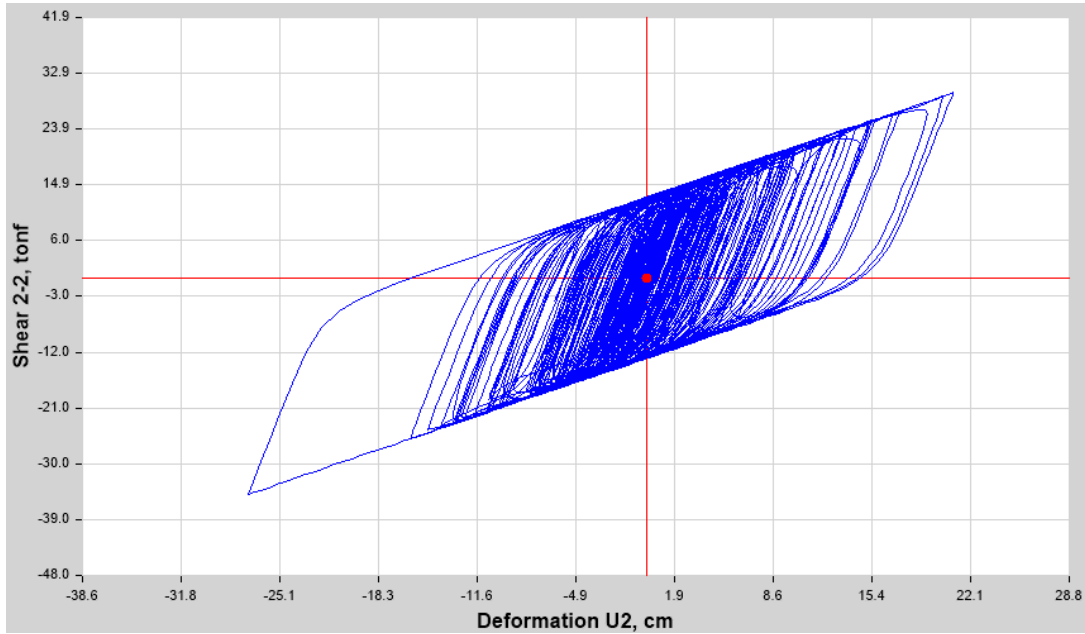


Figura 206 AISLADOR LRB K7 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

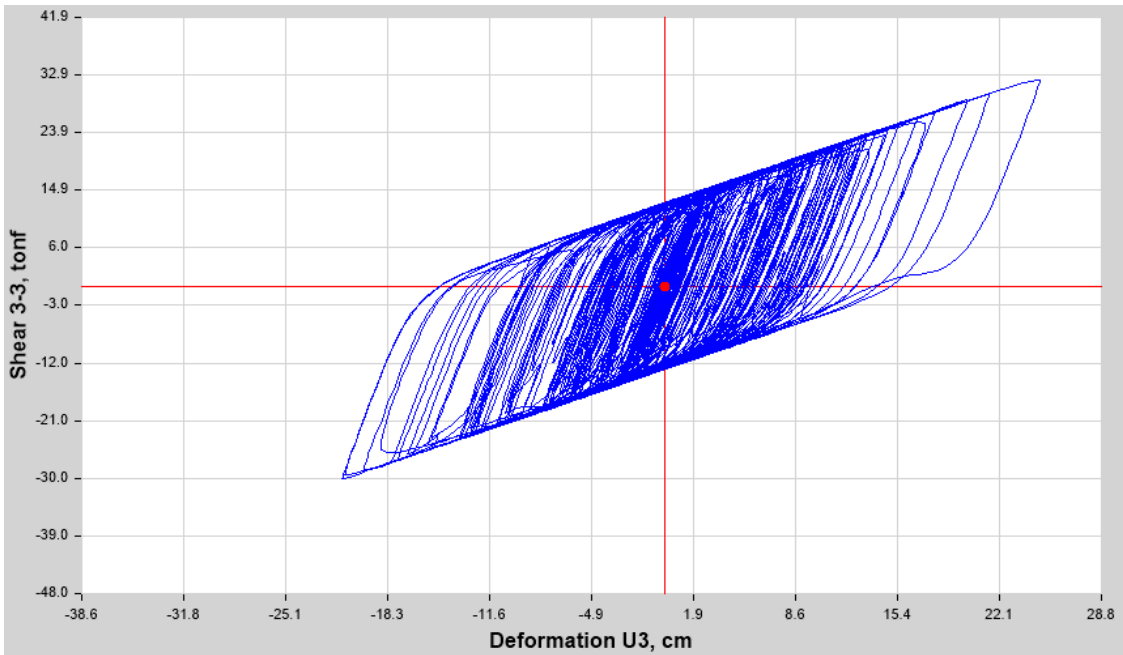


Figura 207 AISLADOR LRB K7 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

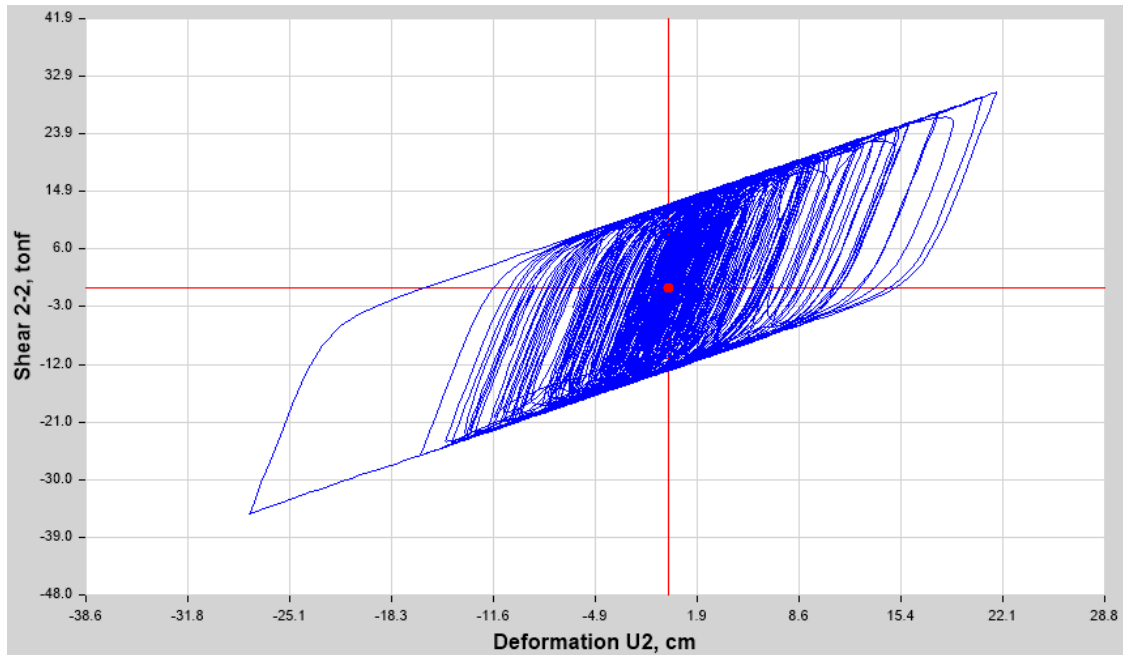


Figura 208 AISLADOR LRB K8 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

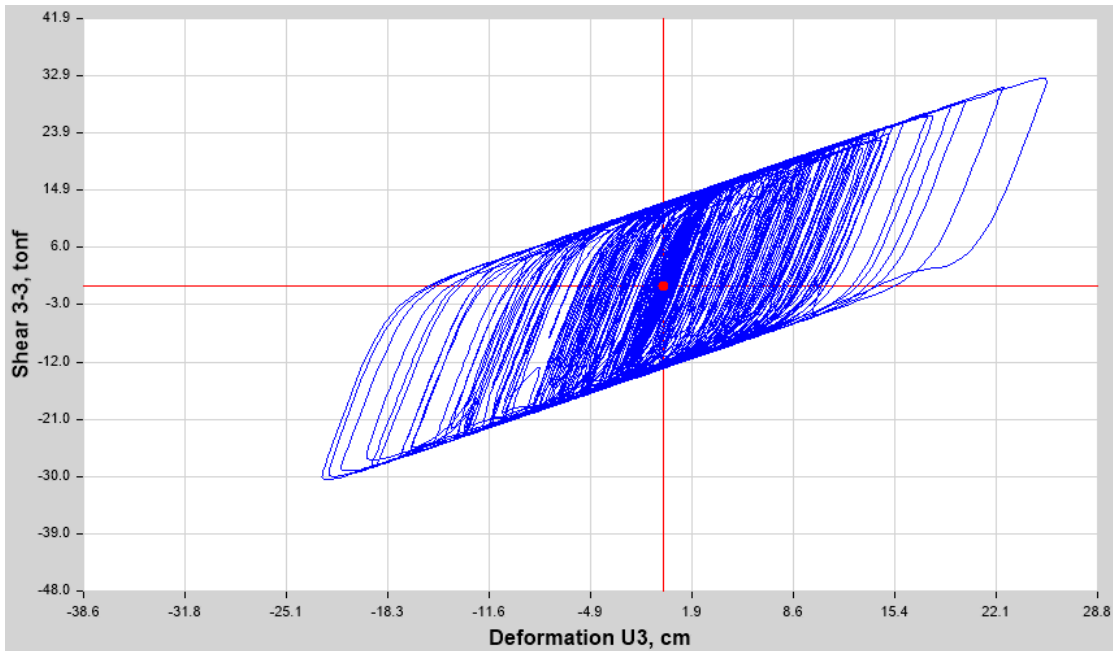


Figura 209 AISLADOR LRB K8 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

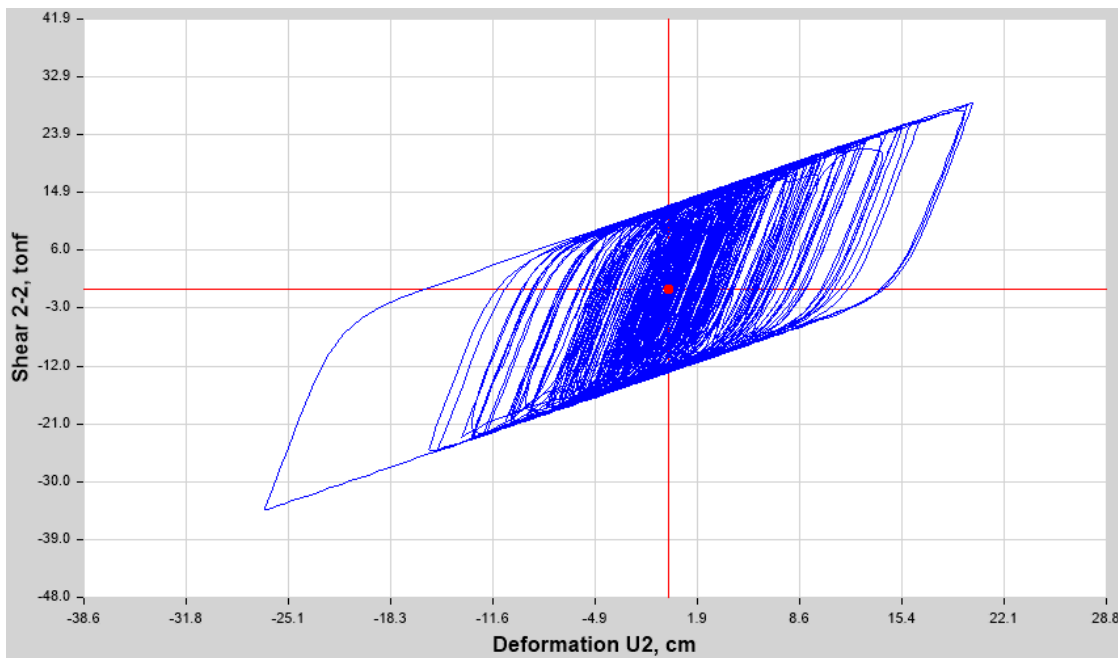


Figura 210 AISLADOR LRB K9 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

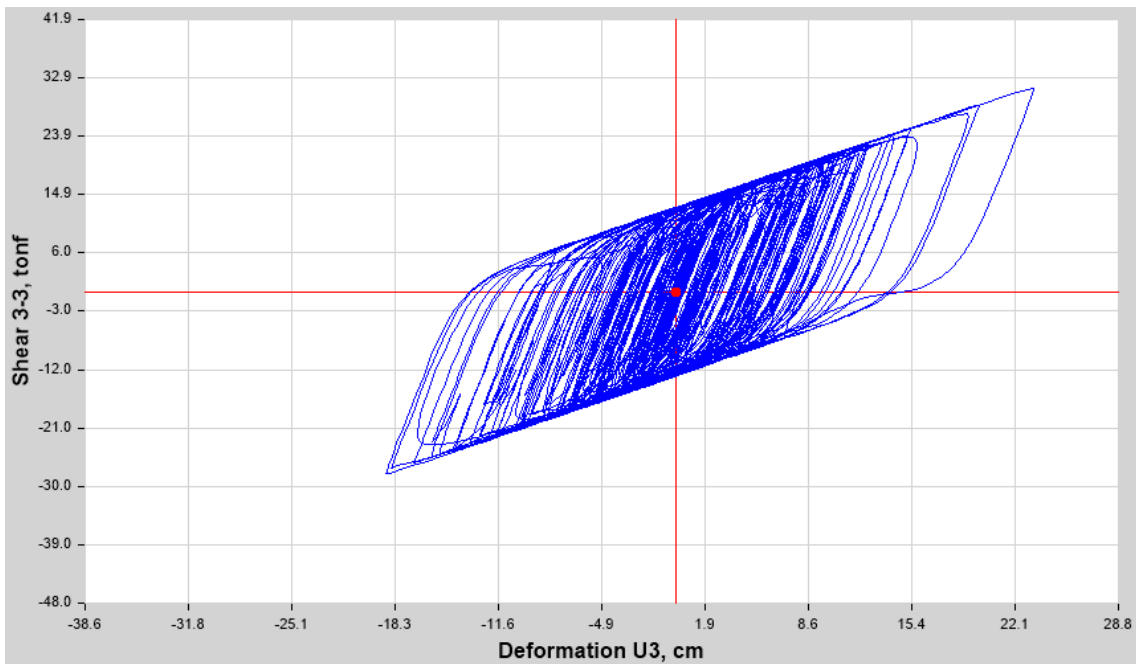


Figura 211 AISLADOR LRB K9 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

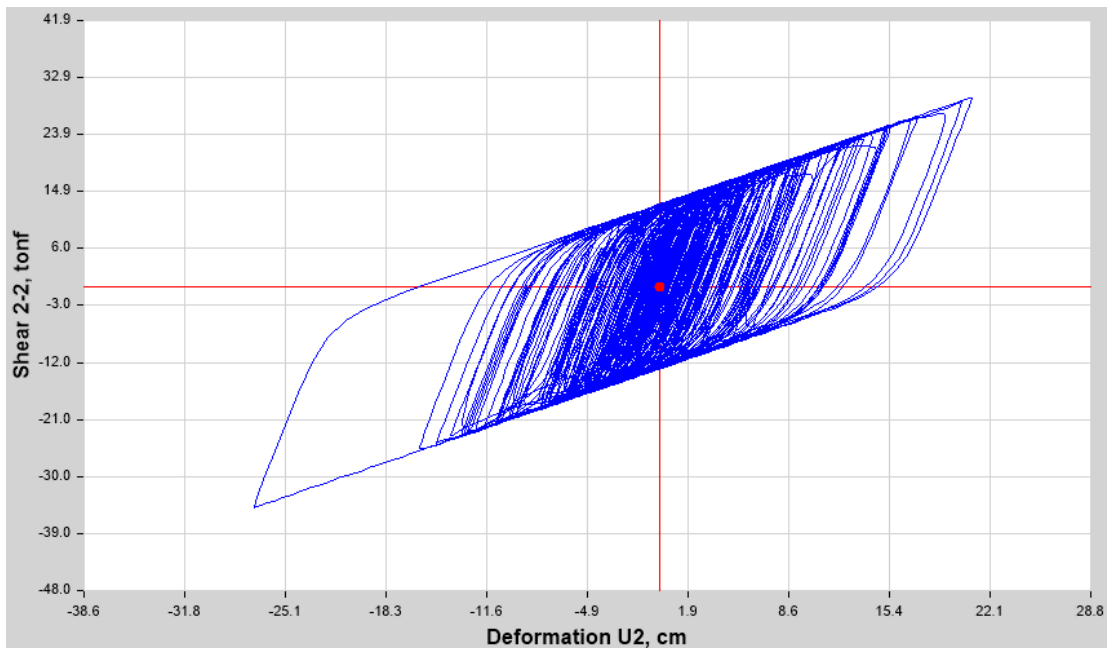


Figura 212 AISLADOR LRB K10 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

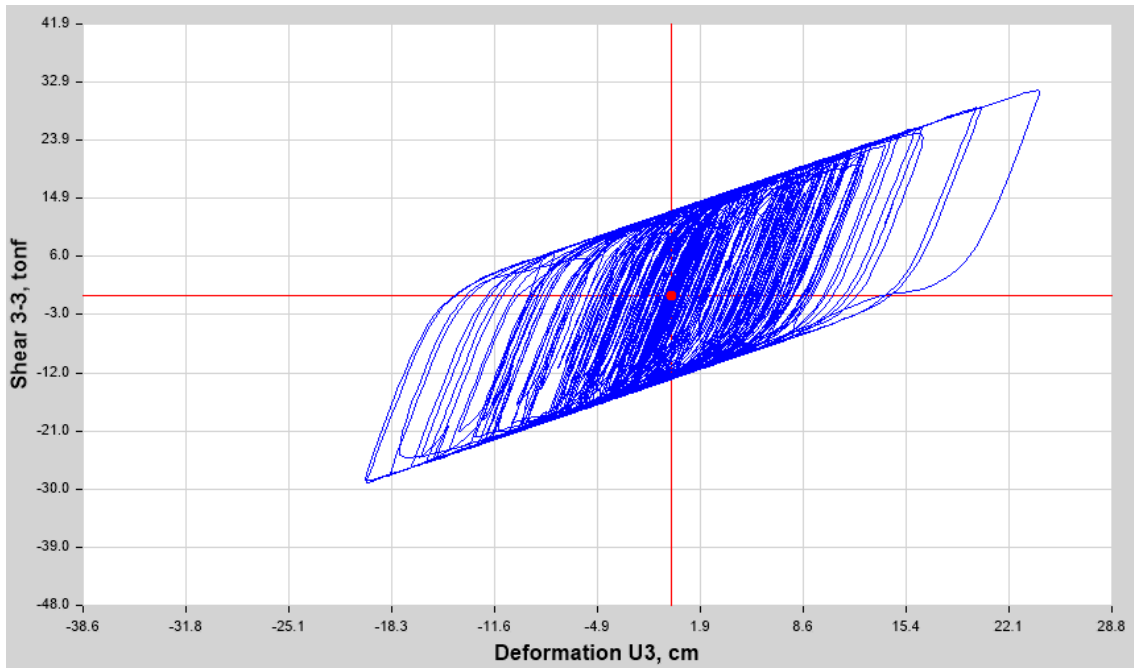


Figura 213 AISLADOR LRB K10 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

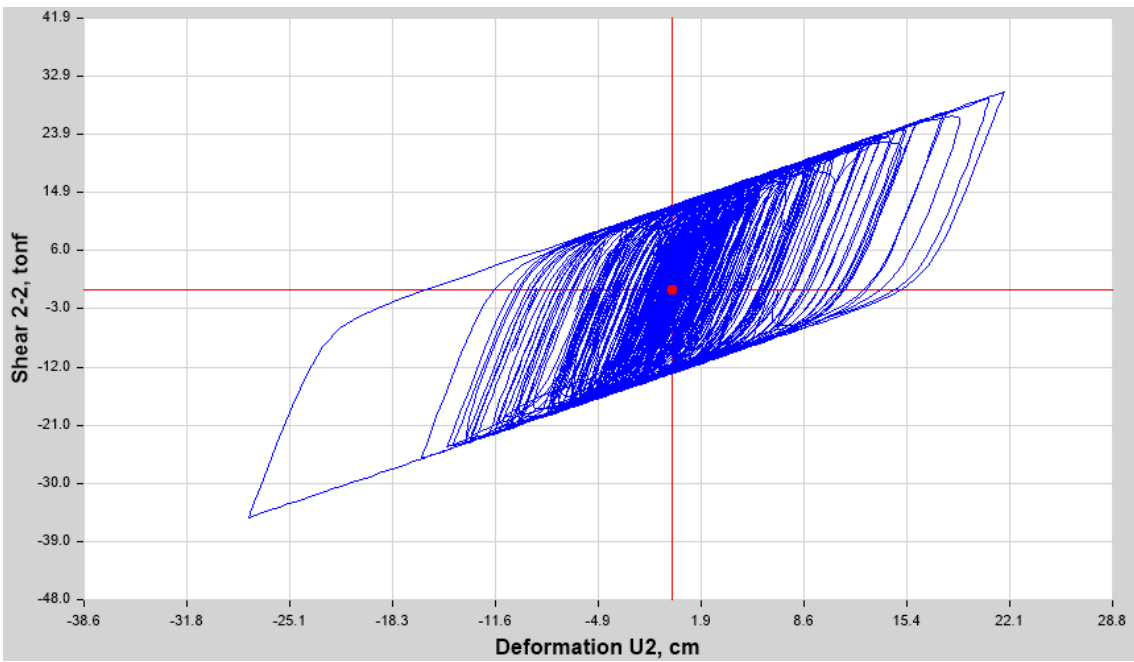


Figura 214 AISLADOR LRB K11 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

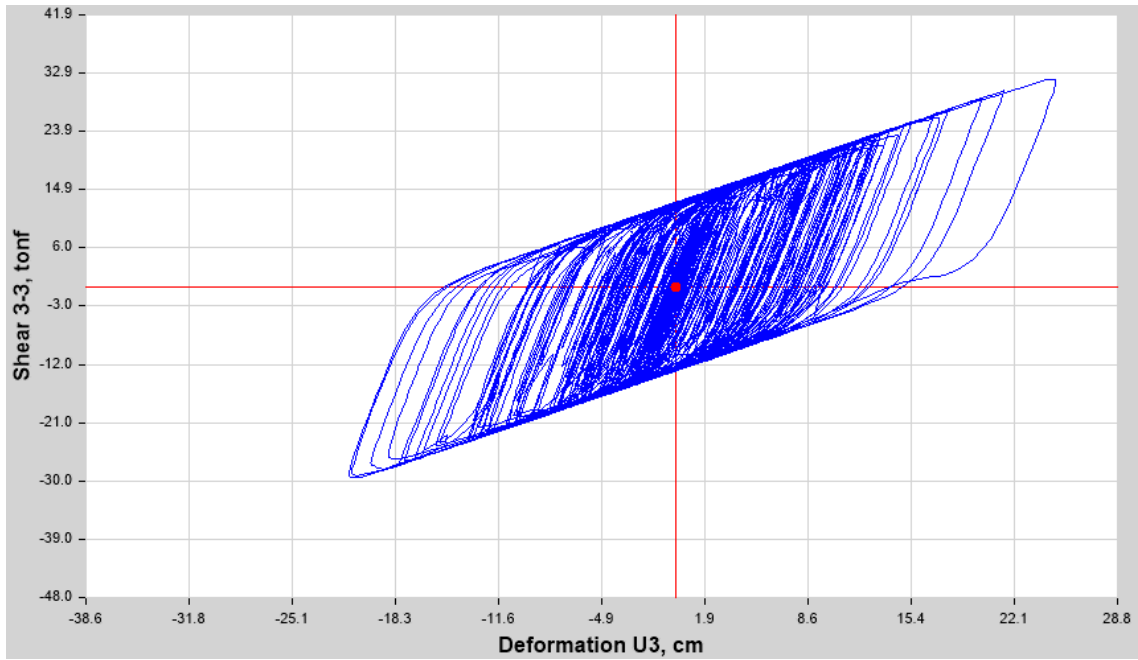


Figura 215 AISLADOR LRB K11 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

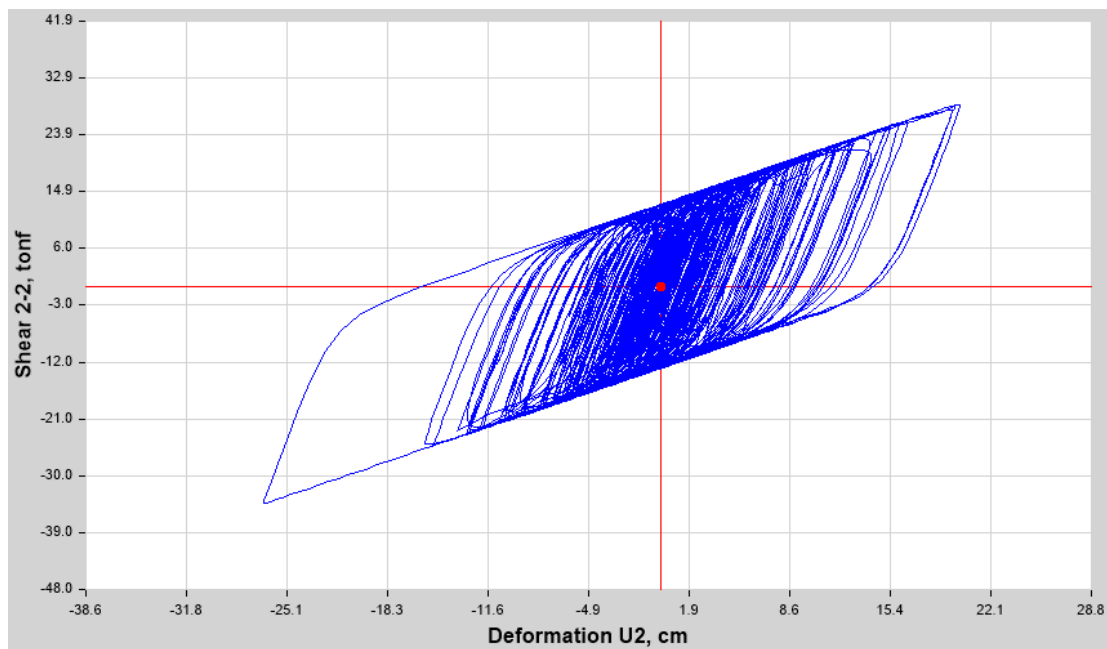


Figura 216 AISLADOR LRB K12 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

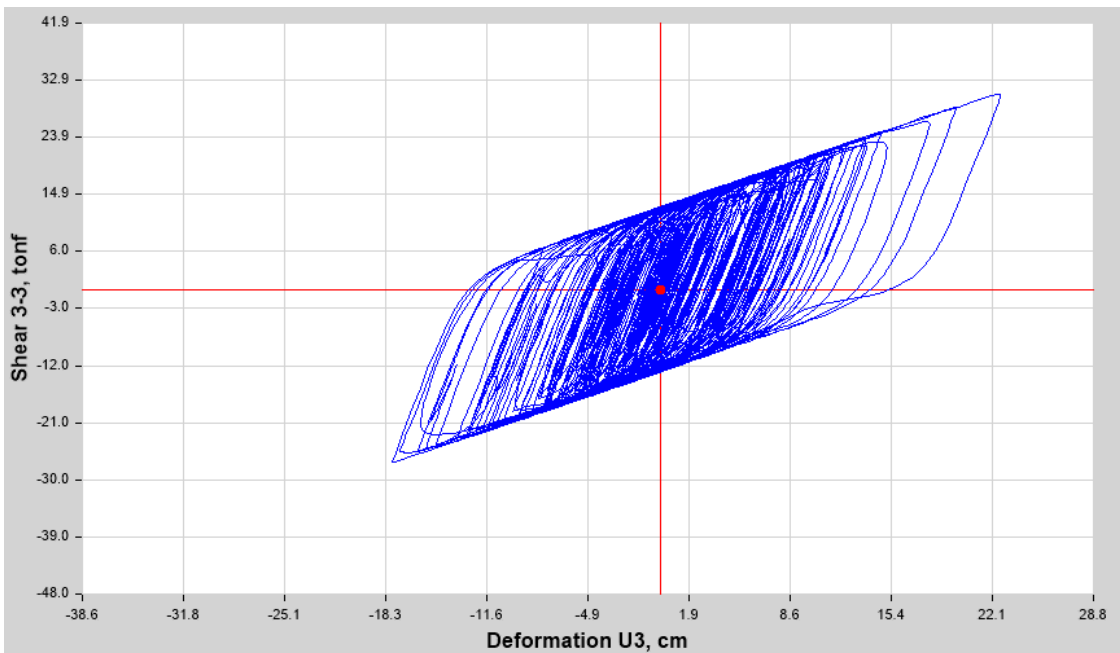


Figura 217 AISLADOR LRB K12 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

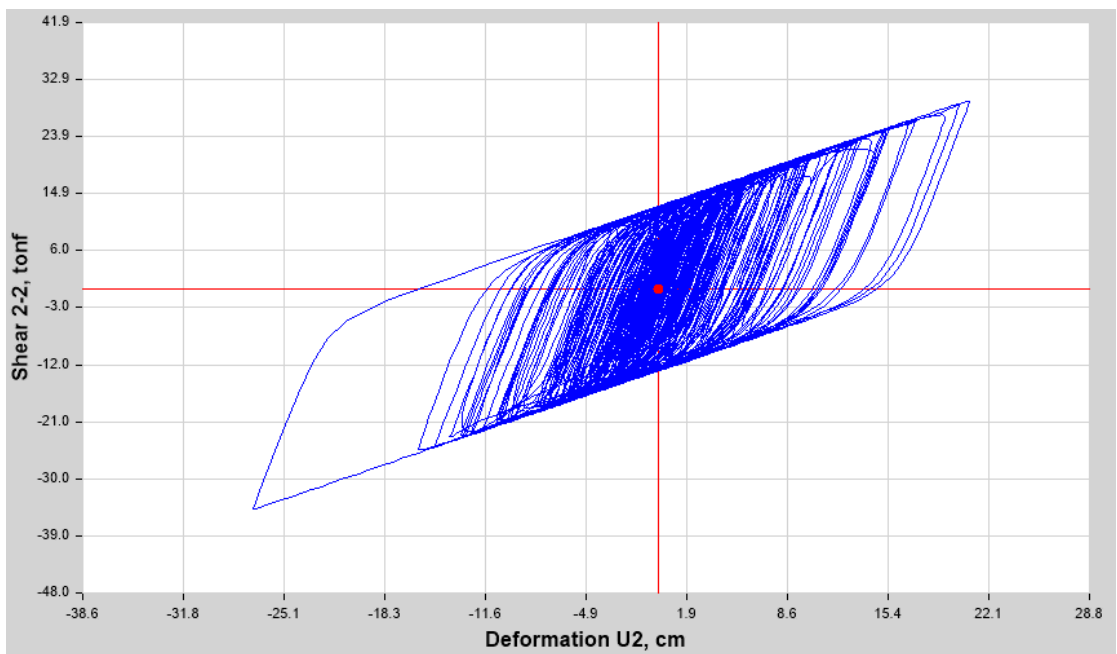


Figura 218 AISLADOR LRB K13 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

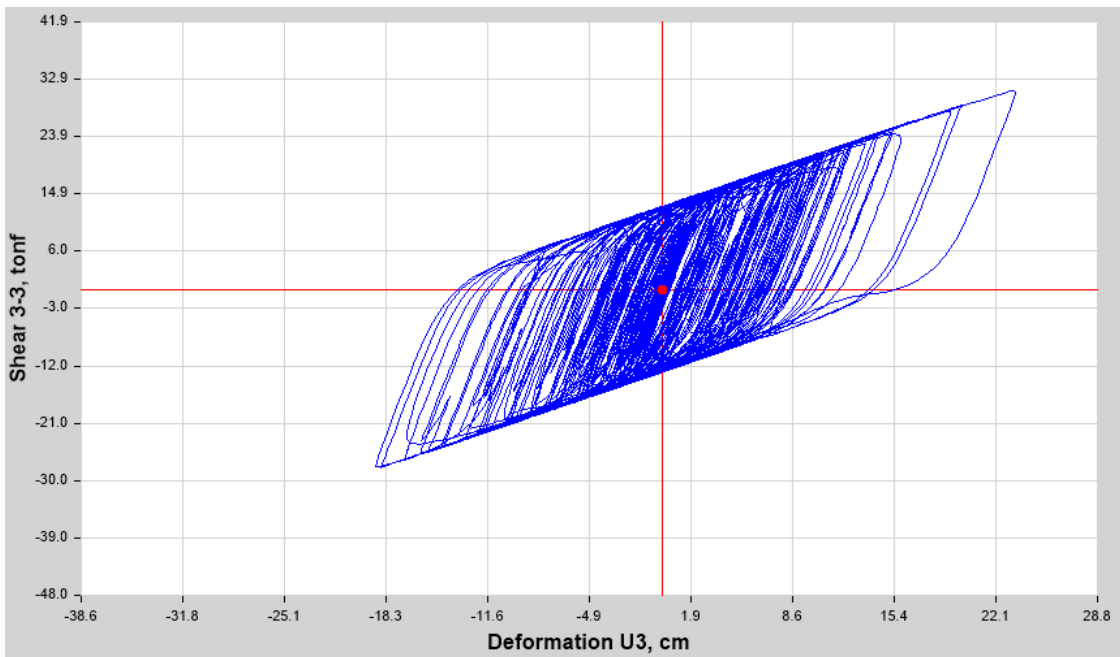


Figura 219 AISLADOR LRB K13 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

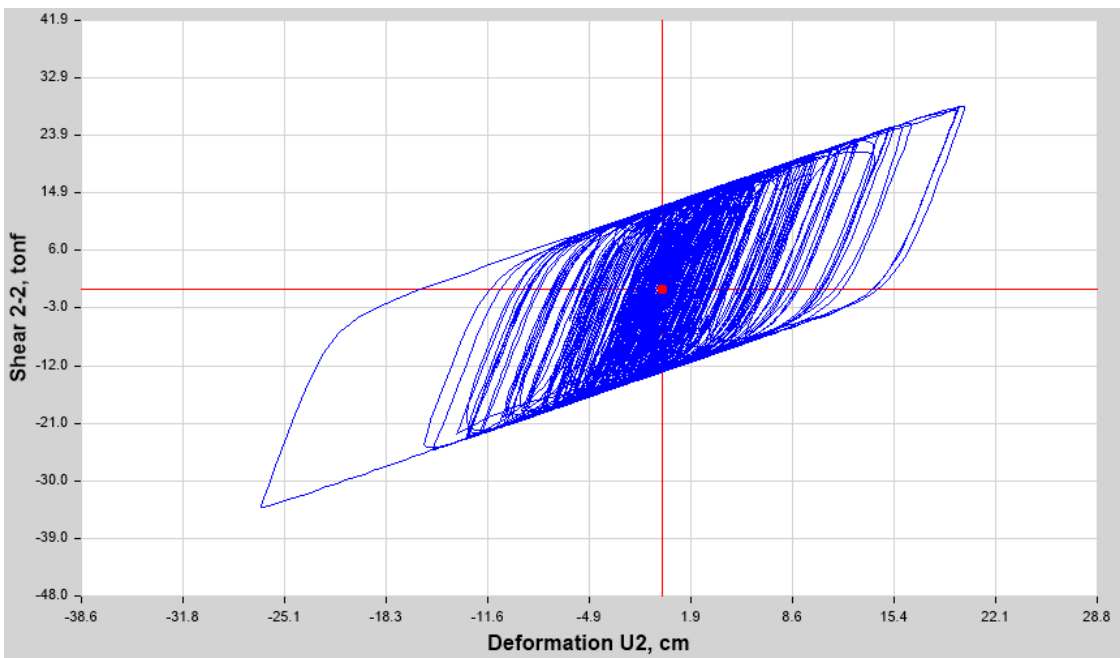


Figura 220 AISLADOR LRB K14 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

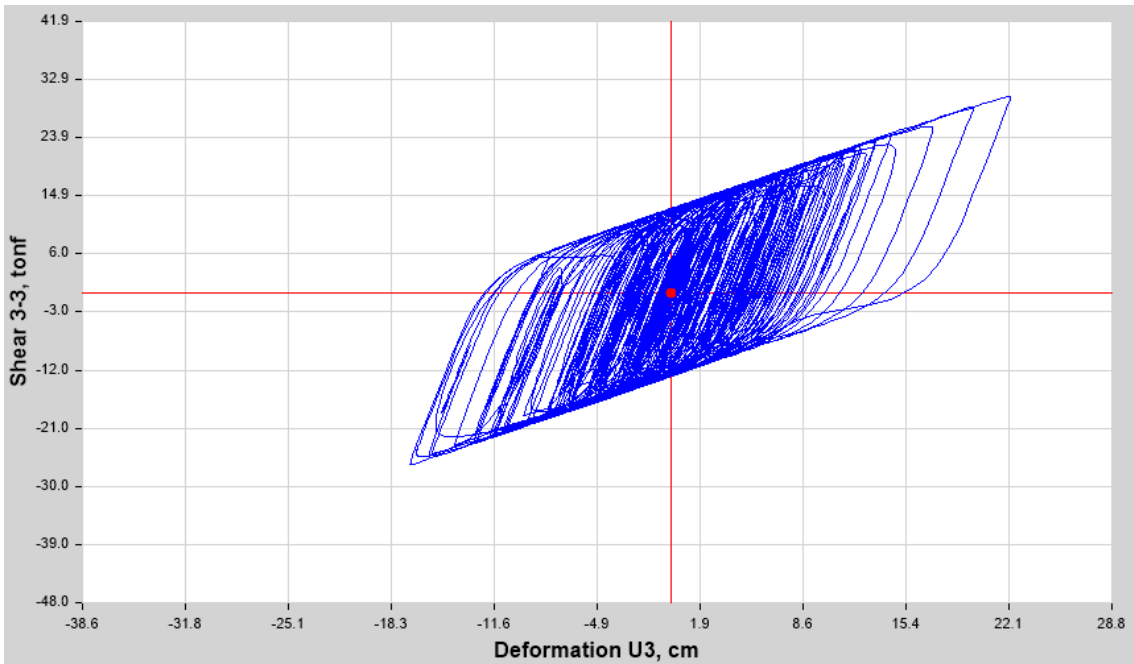


Figura 221 AISLADOR LRB K14 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

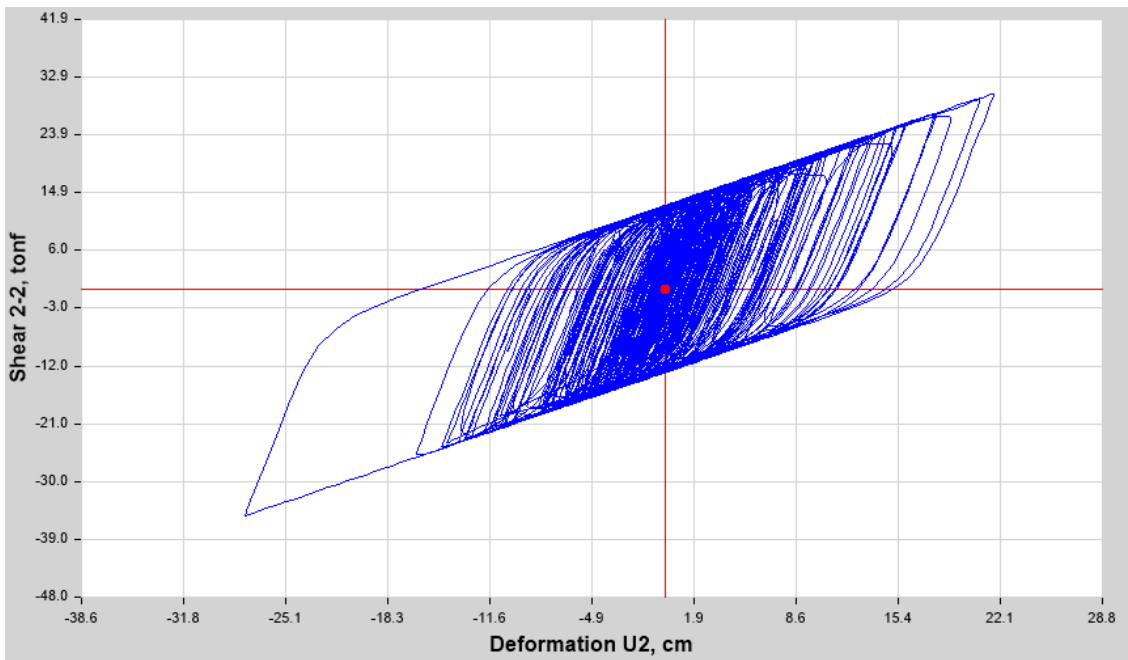


Figura 222 AISLADOR LRB K15 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

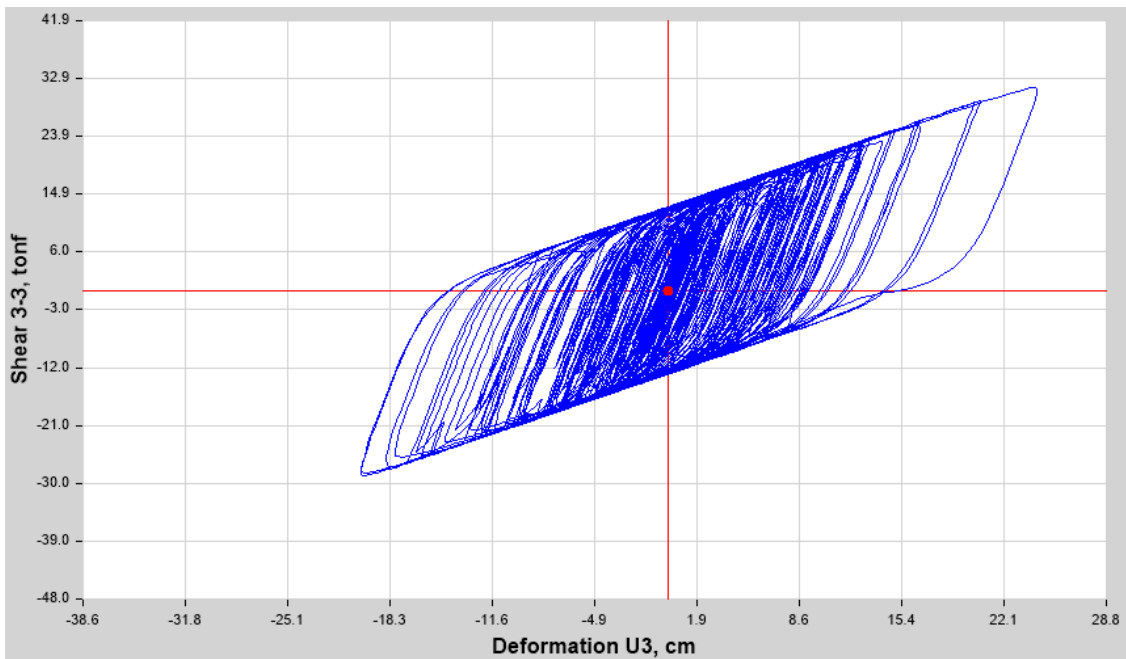


Figura 223 AISLADOR LRB K15 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

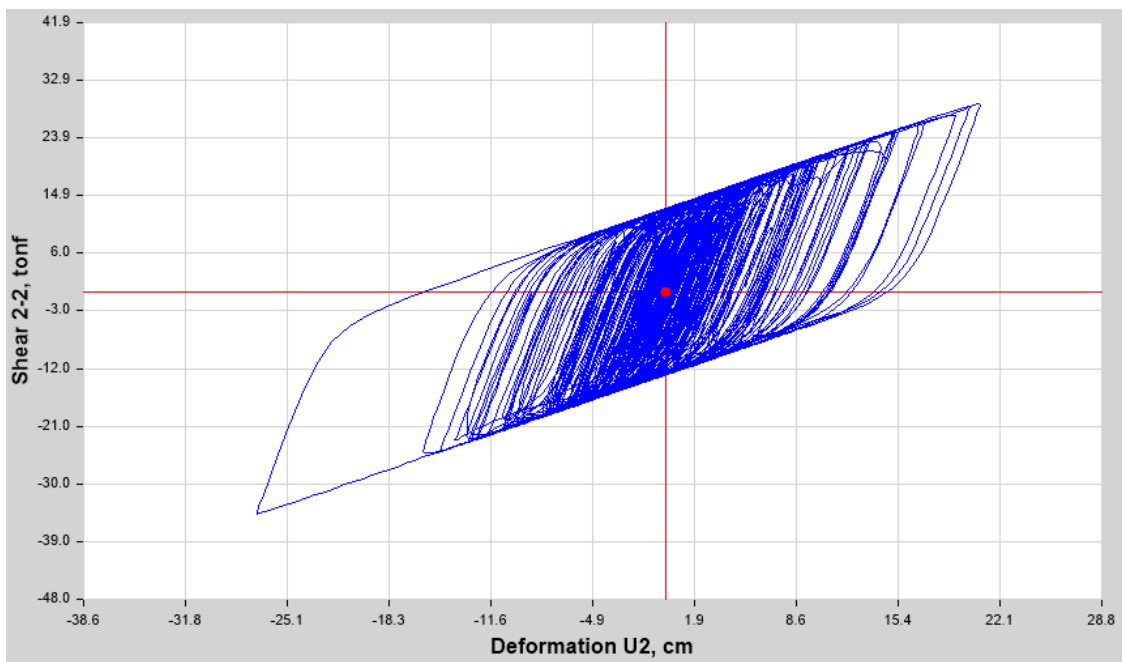


Figura 224 AISLADOR LRB K16 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

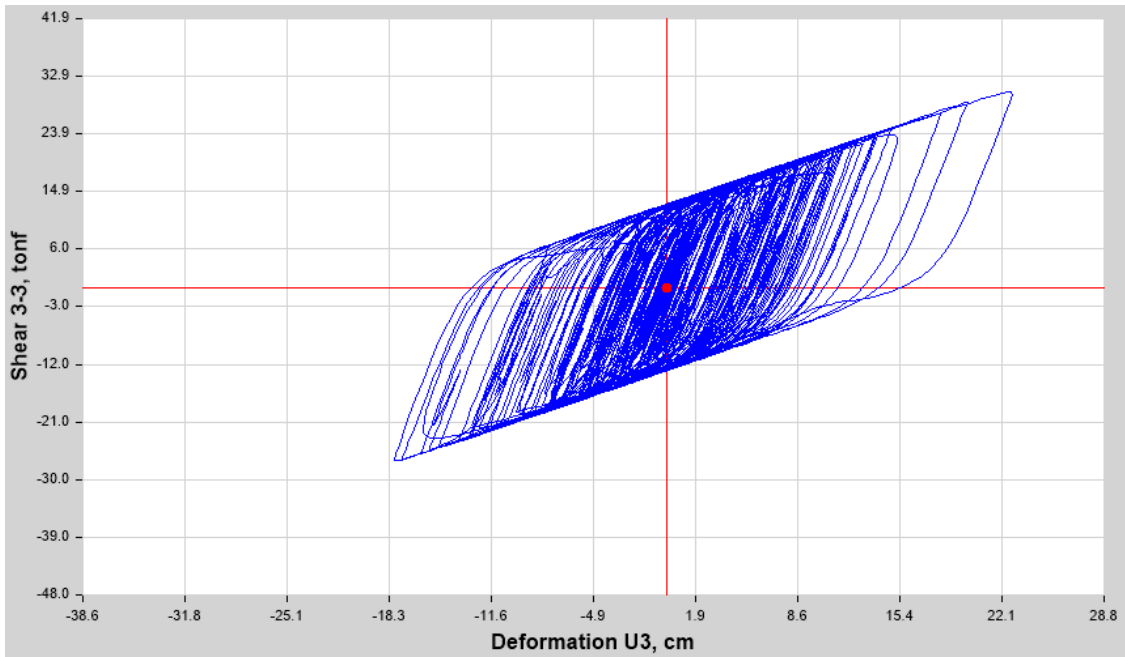


Figura 225 AISLADOR LRB K16 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

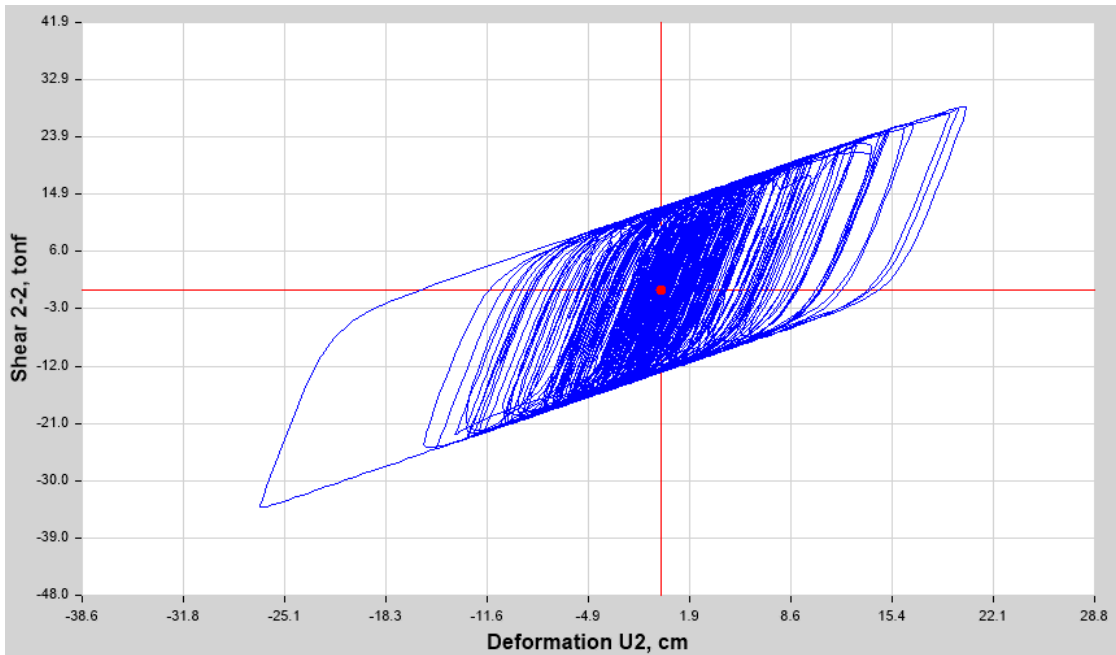


Figura 226 AISLADOR LRB K17 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

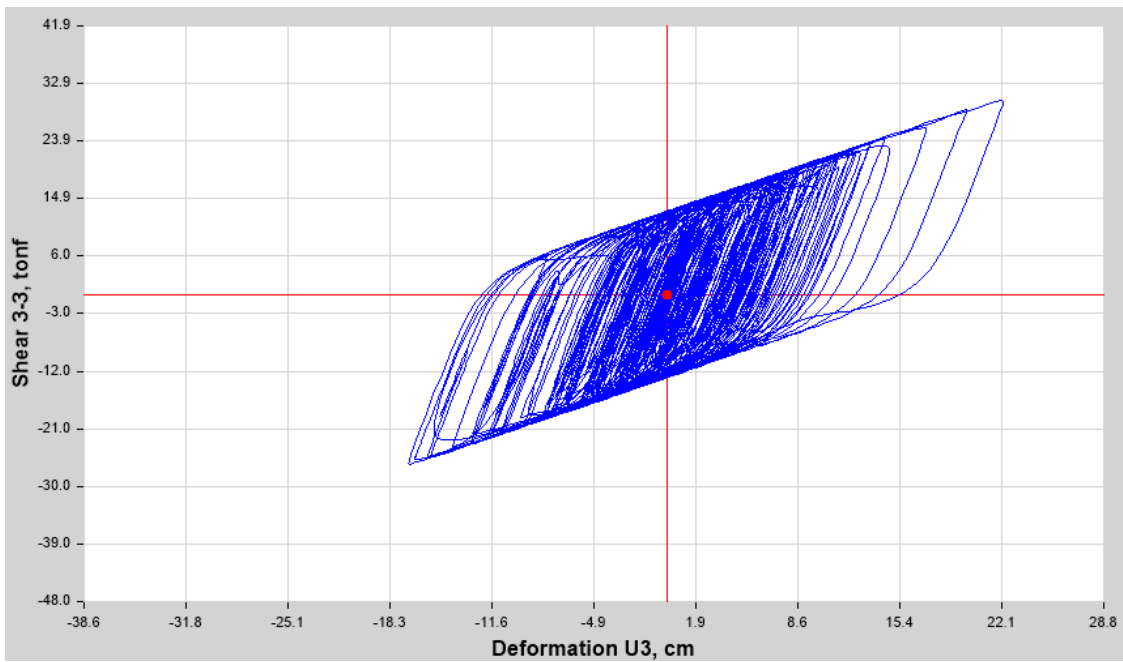


Figura 227 AISLADOR LRB K17 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

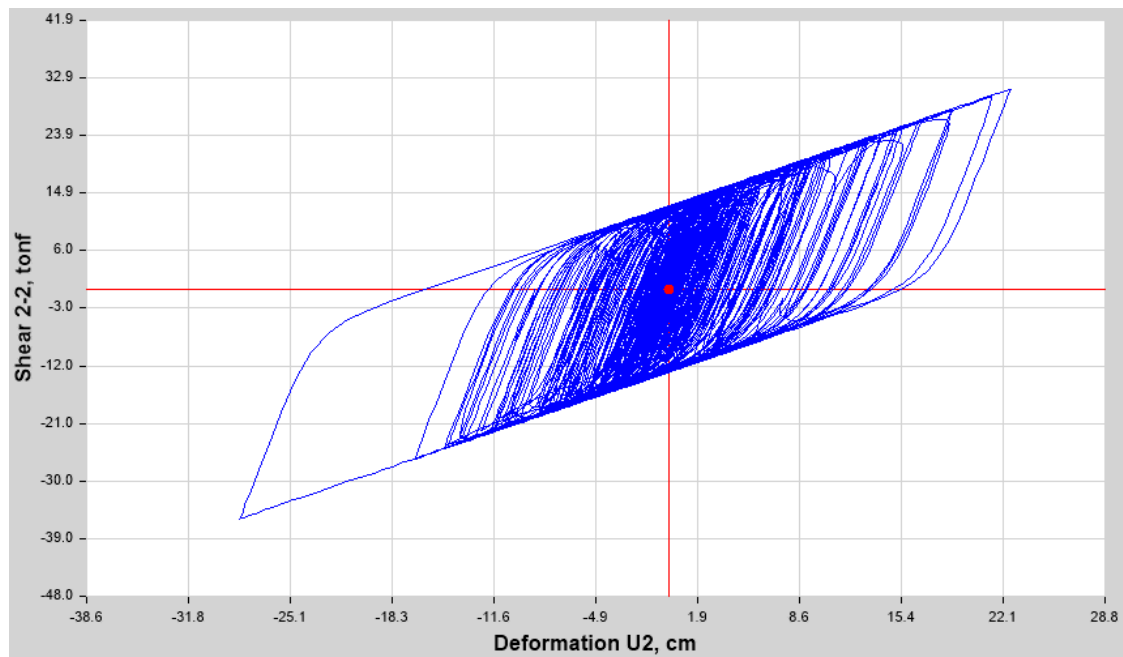


Figura 228 AISLADOR LRB K18 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

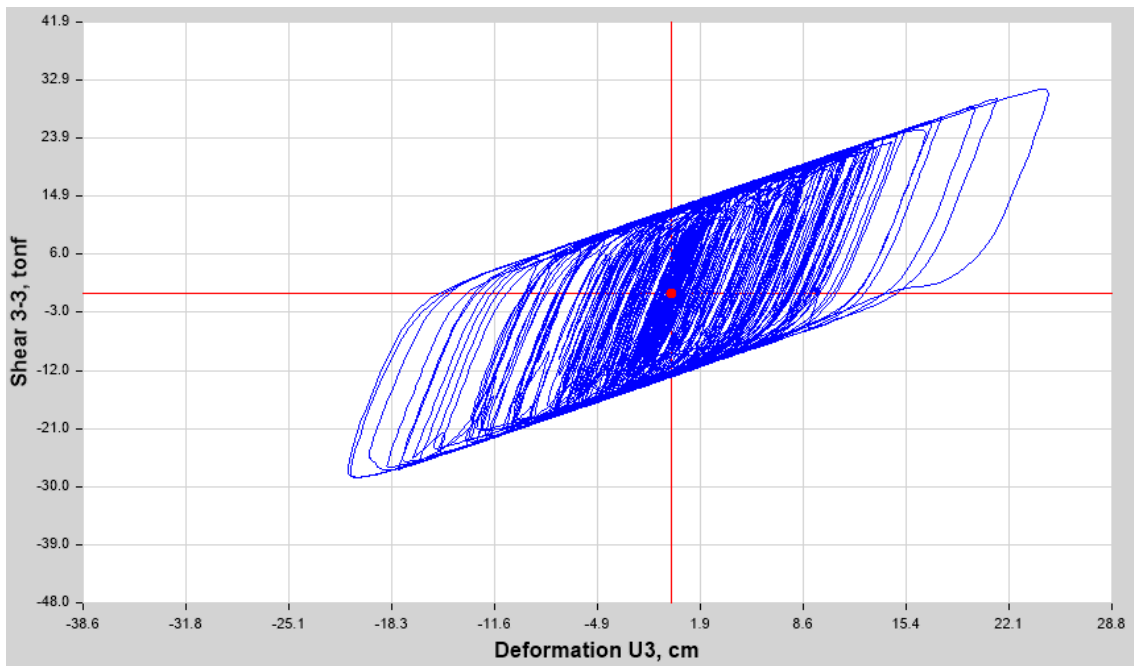


Figura 229 AISLADOR LRB K18 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

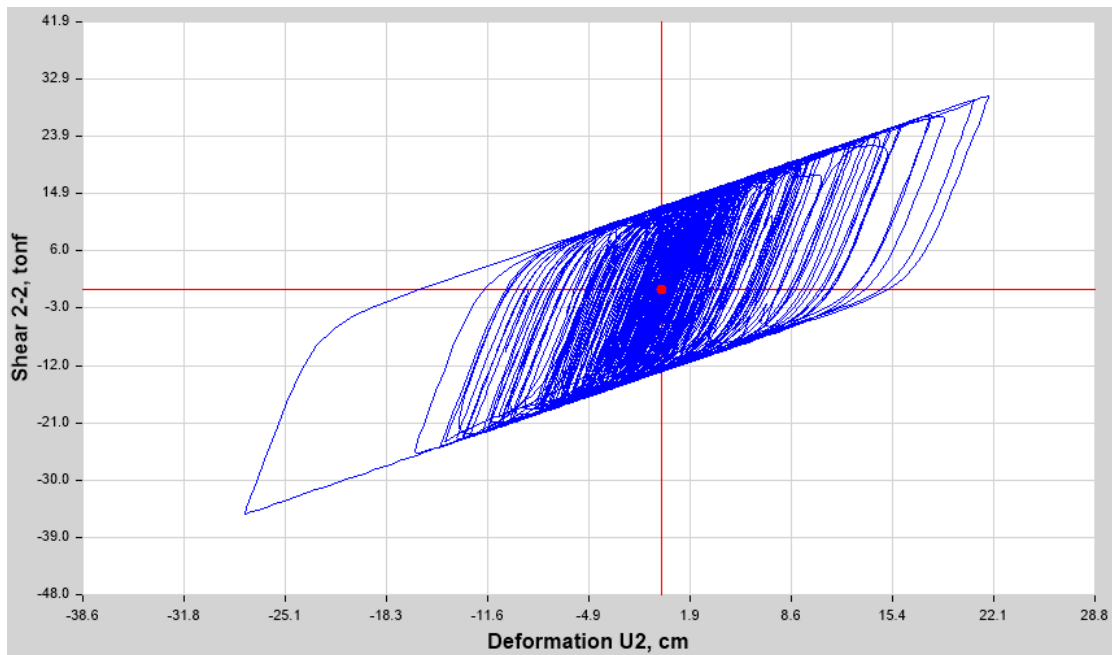


Figura 230 AISLADOR LRB K19 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

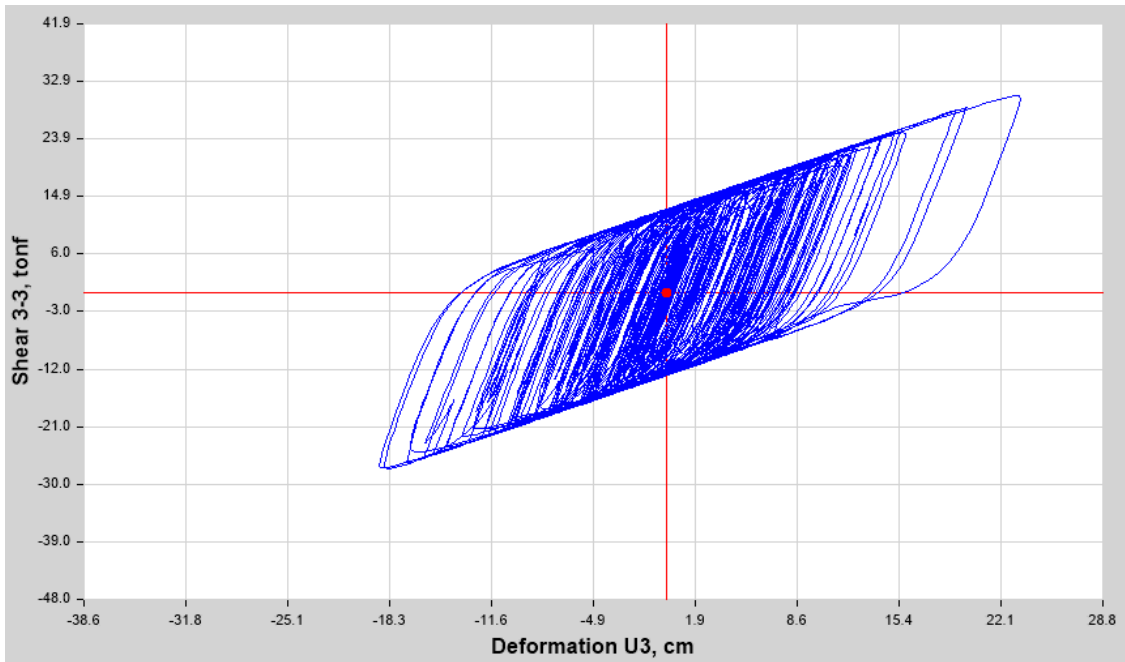


Figura 231 AISLADOR LRB K19 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

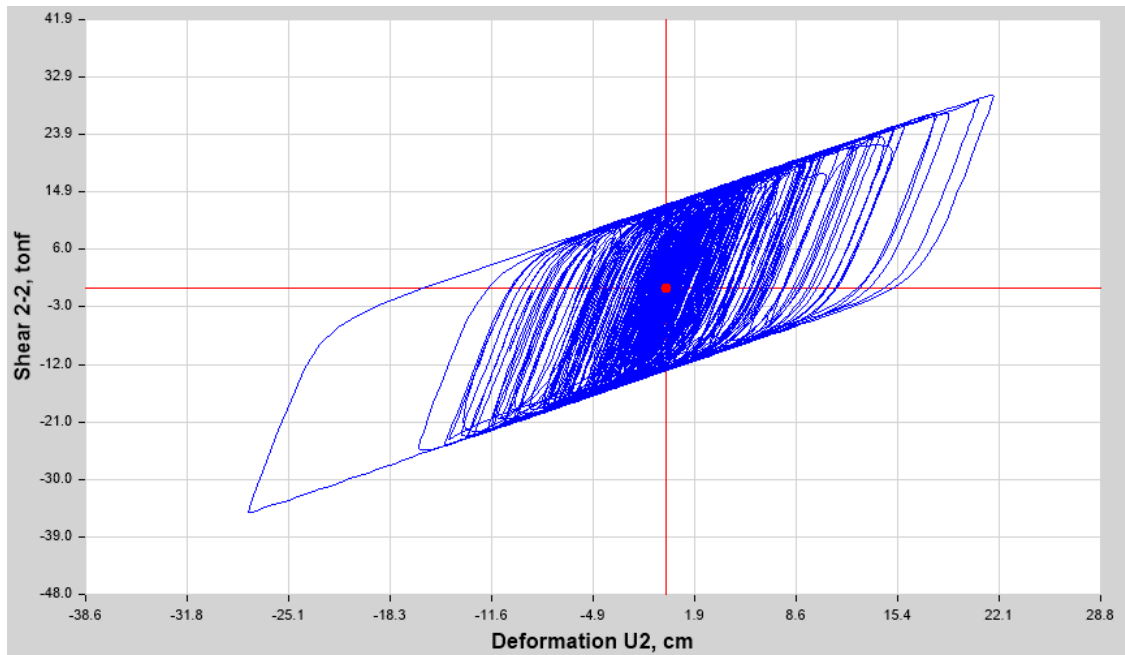


Figura 232 AISLADOR LRB K20 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

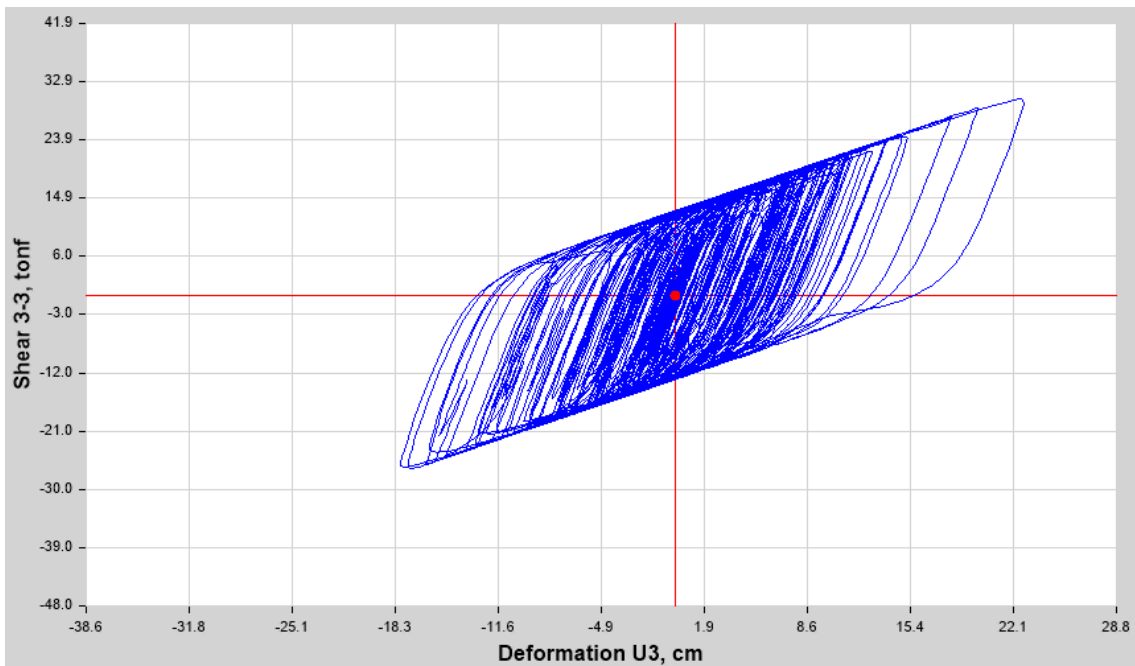


Figura 233 AISLADOR LRB K20 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

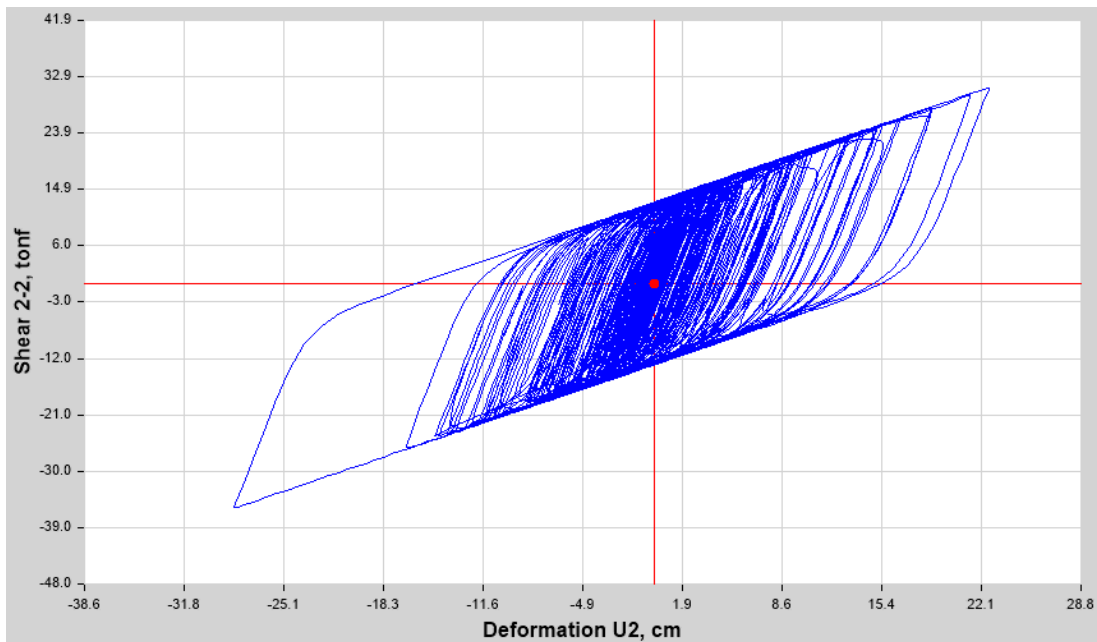


Figura 234 AISLADOR LRB K21 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

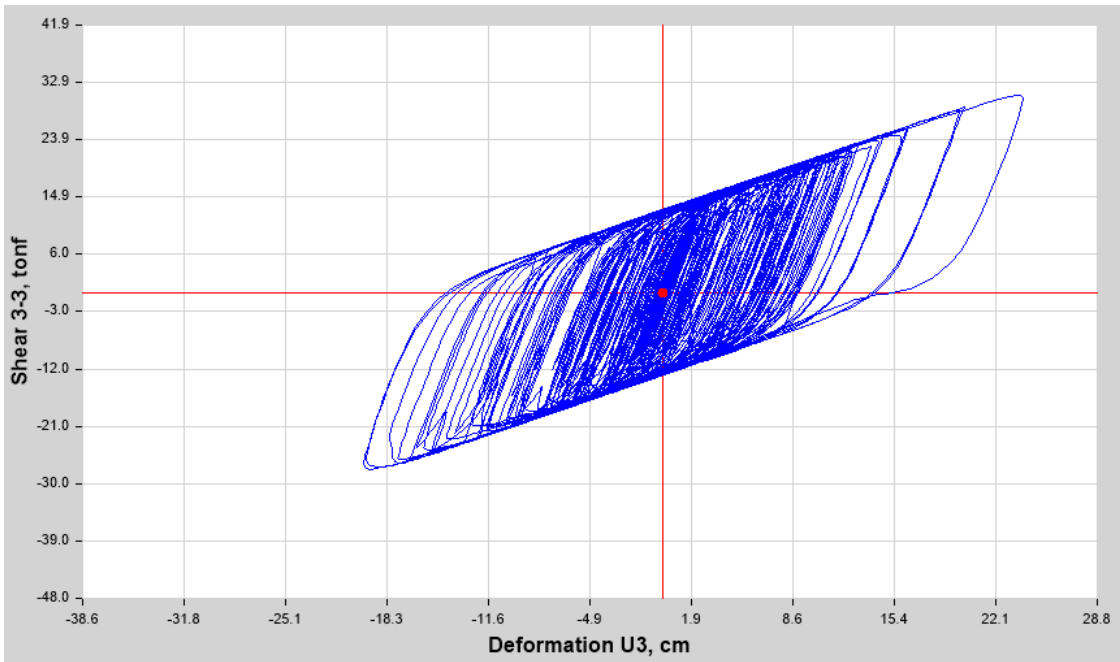


Figura 235 AISLADOR LRB K21 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

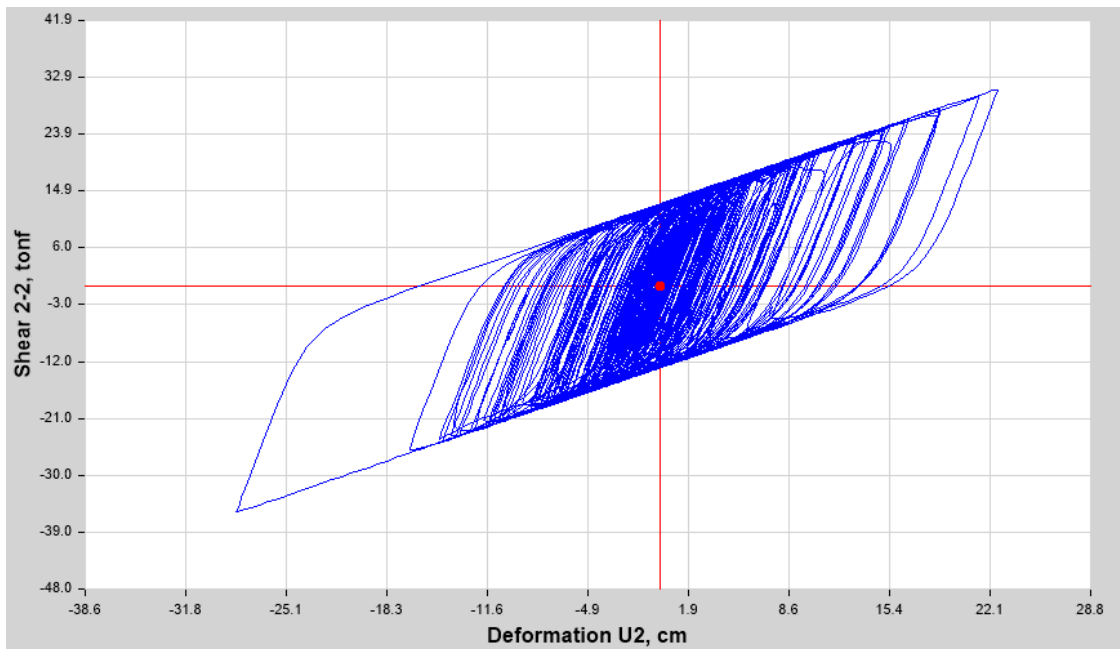


Figura 236 AISLADORES LRB K22 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

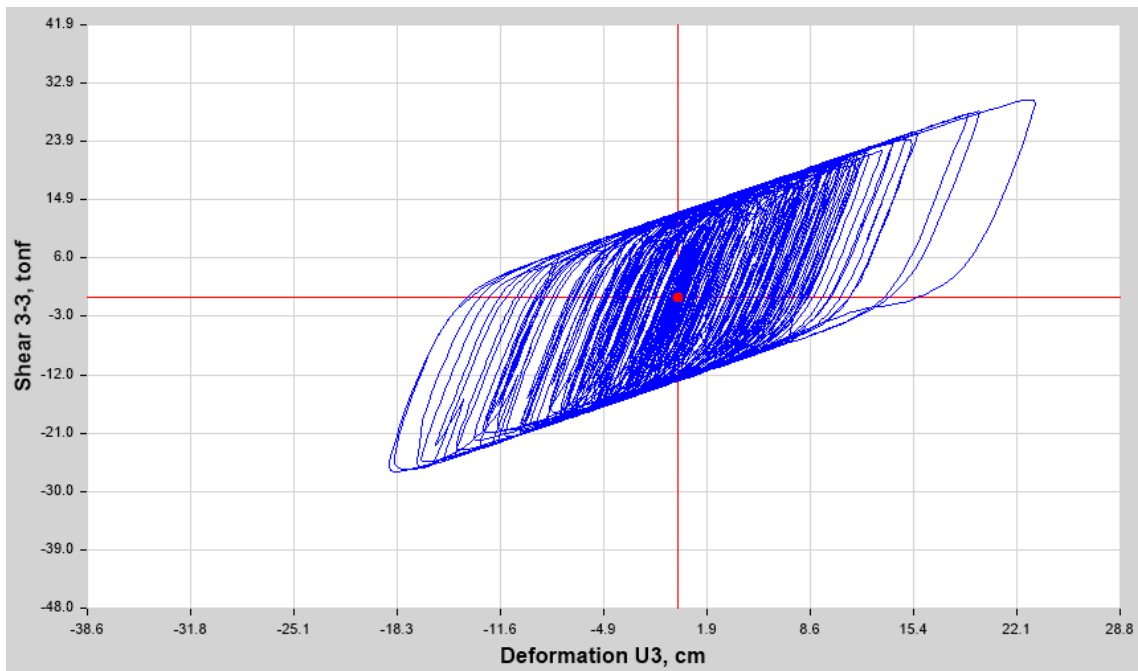


Figura 237 AISLADORES LRB K22 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

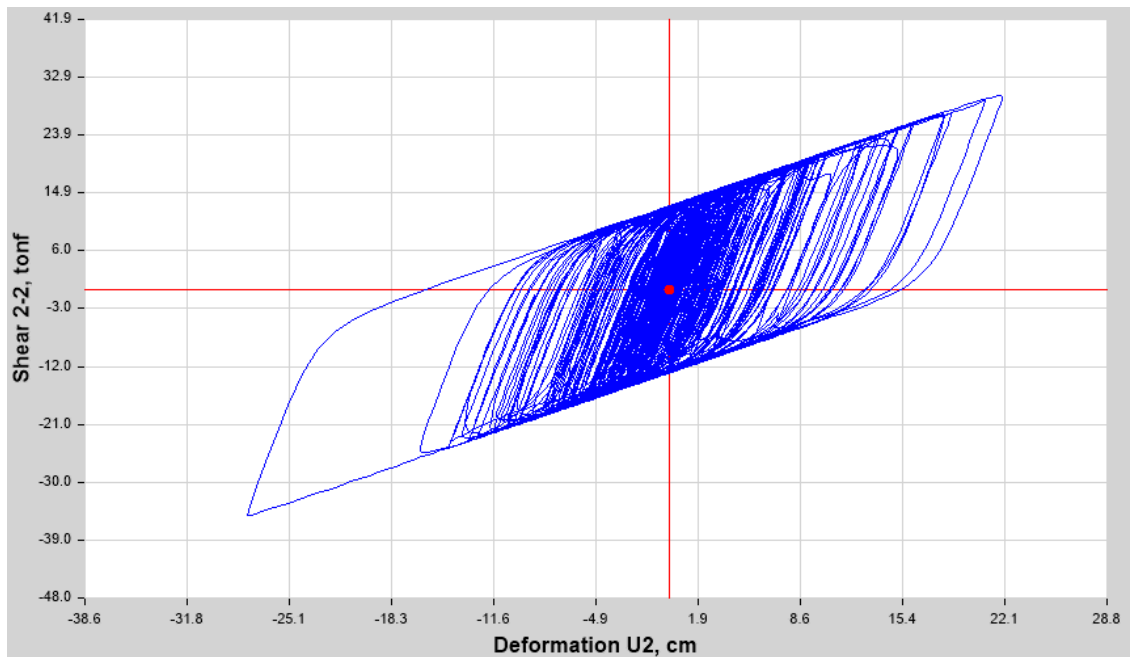


Figura 238 AISLADORES LRB K23 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

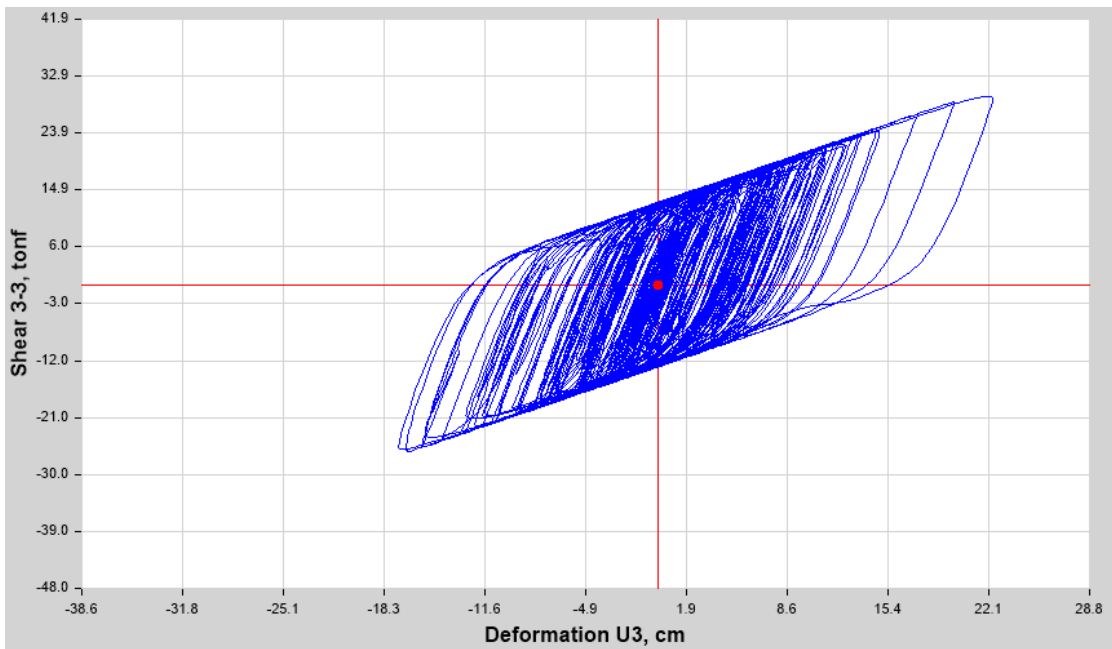


Figura 239 AISLADORES LRB K23 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

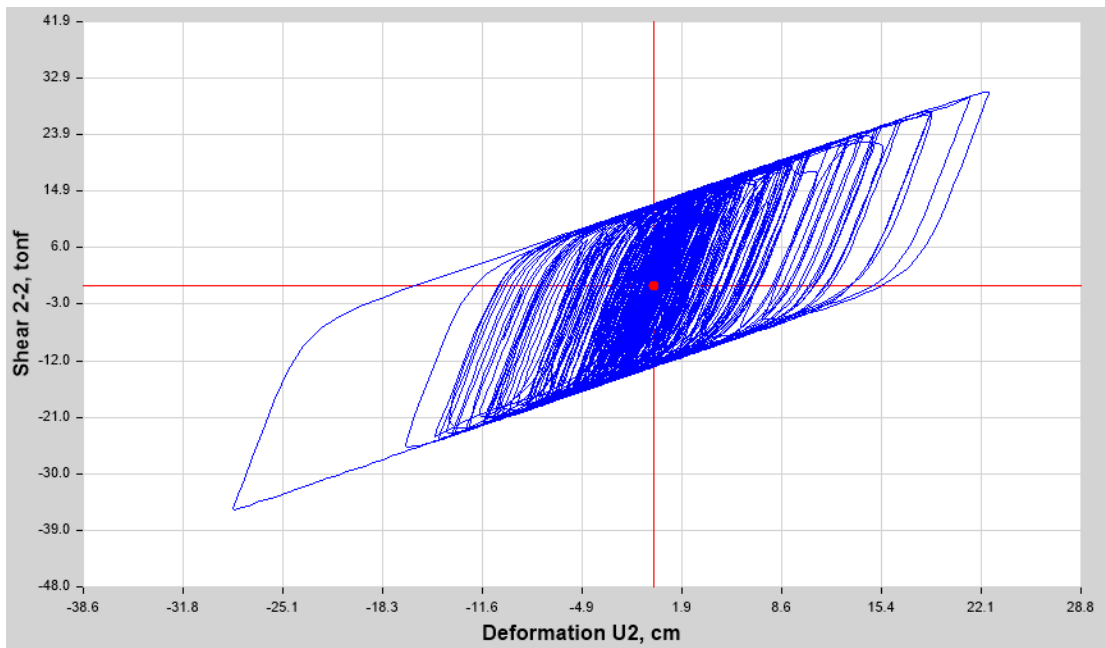


Figura 240 AISLADOR LRB K24 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

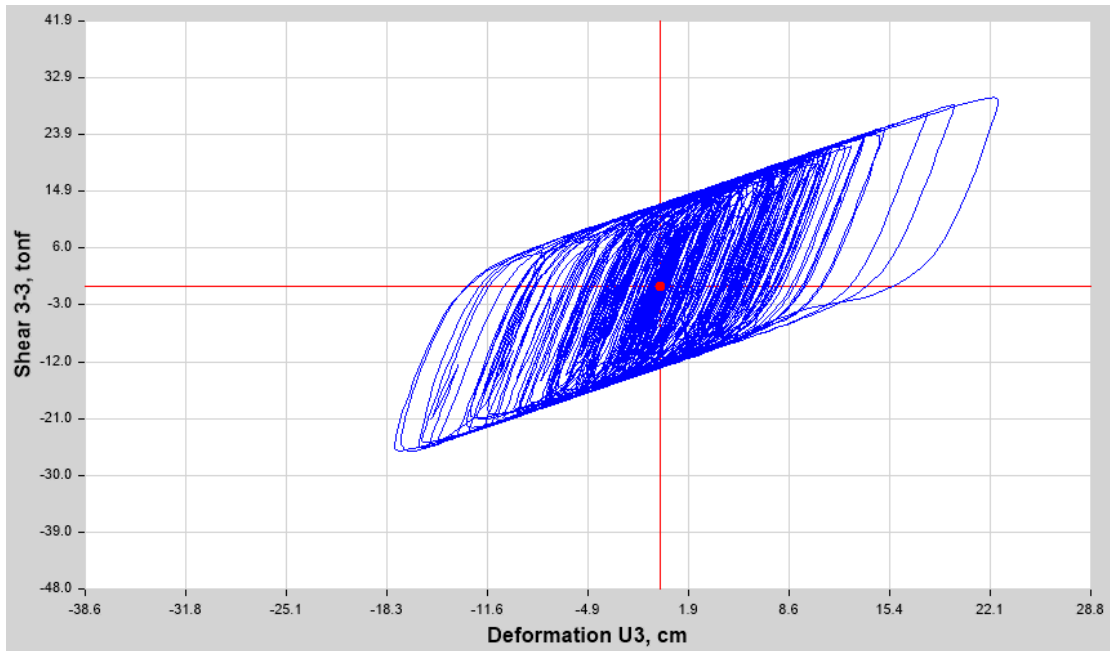


Figura 241 AISLADOR LRB K24 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

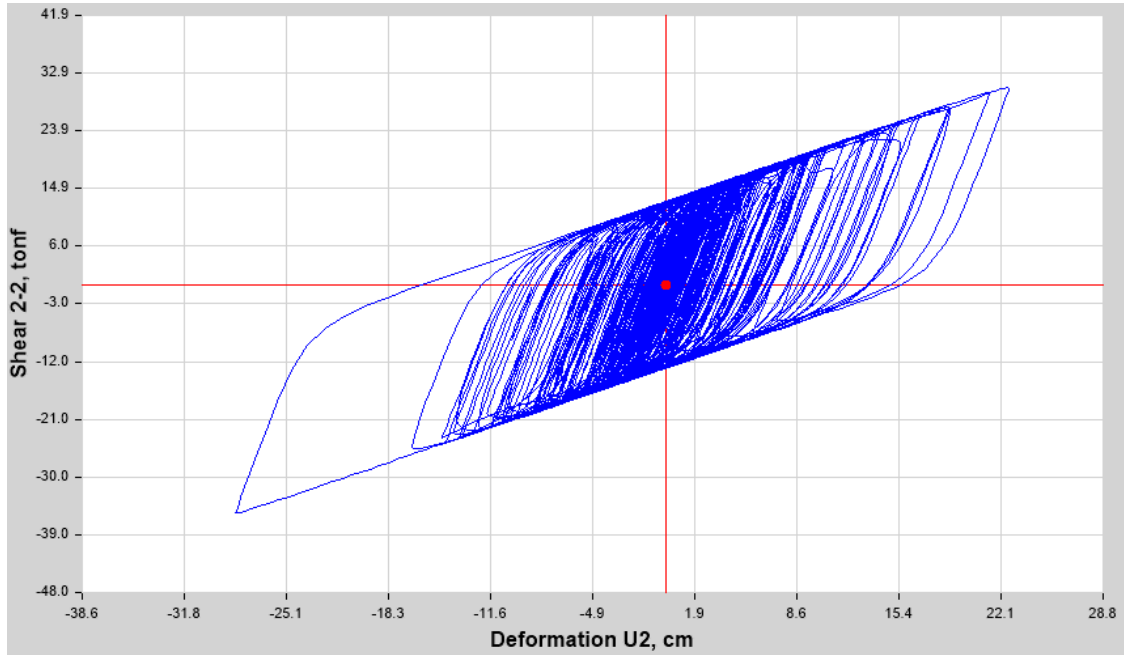


Figura 242 AISLADOR LRB K25 7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

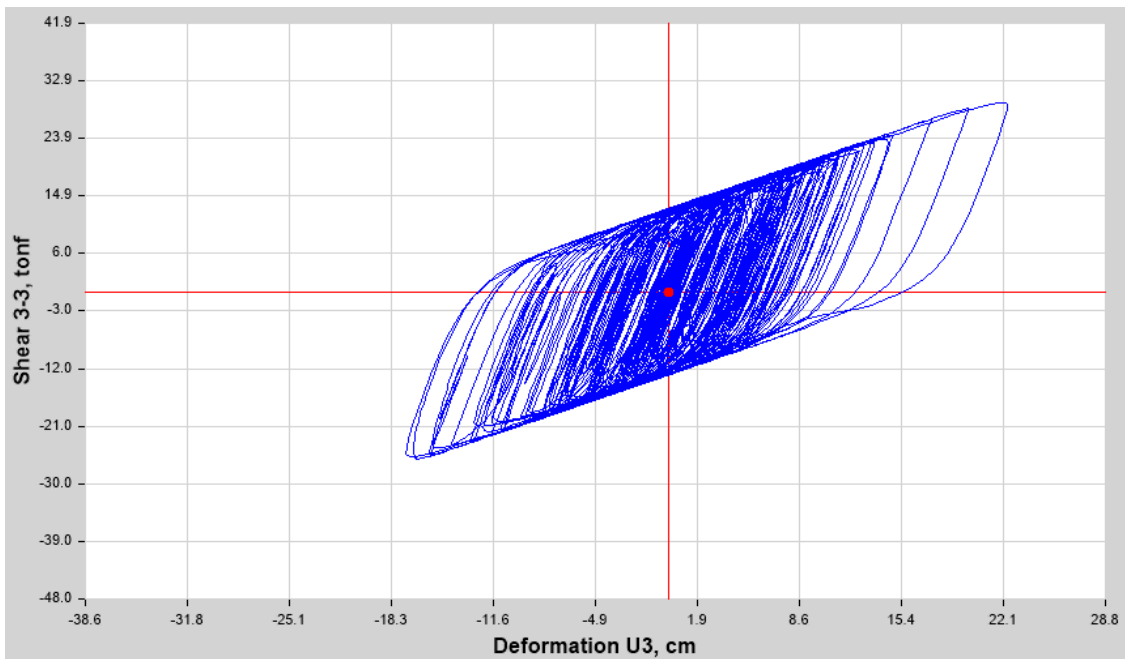


Figura 243 AISLADOR LRB K25 7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

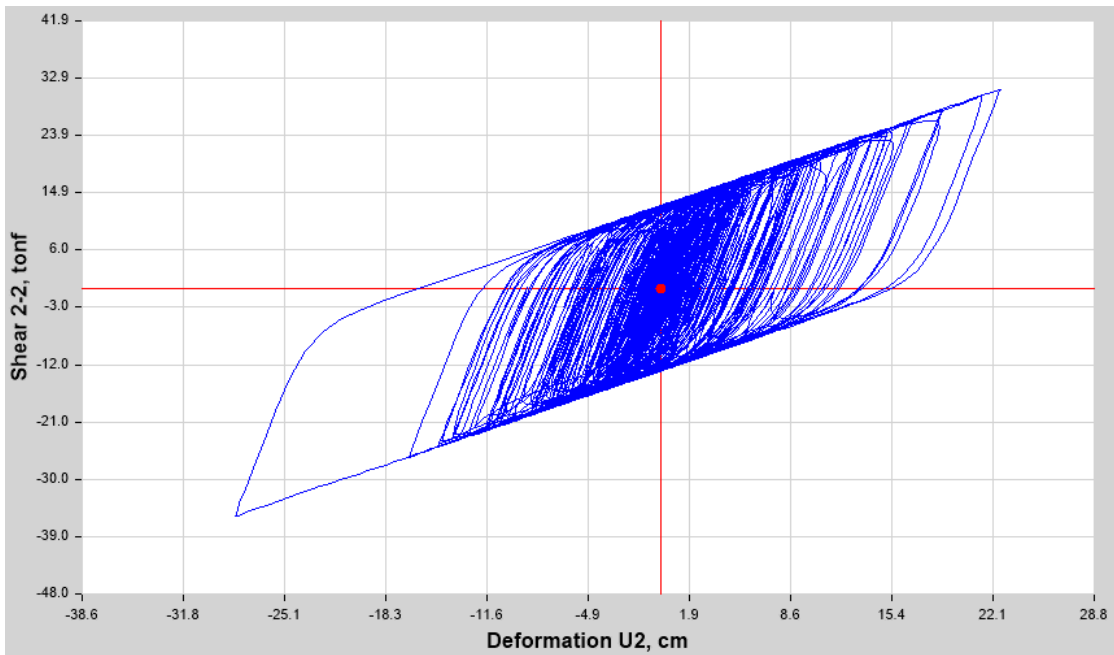


Figura 244 AISLADOR LRB K26 LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Shear 2-2 vs. U2

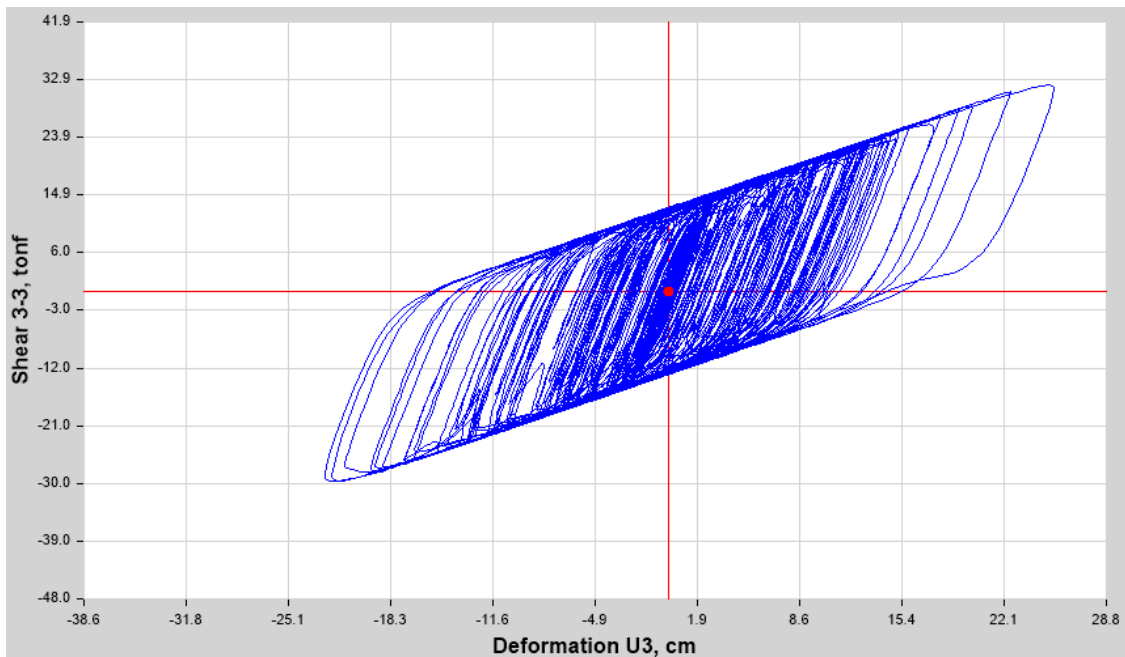


Figura 245 AISLADOR LRB K26 LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Shear 3-3 vs. U3

4.2.17.1.16. Fuerzas laterales mínimas escaladas al 90% del cortante basal estático

Artículo 26 .- Fuerzas y desplazamientos laterales mínimos

Artículo 26.1.- Sistema de aislamiento sísmico y elementos estructurales en la subestructura

- b). La fuerza de diseño lateral para el sistema de aislamiento sísmico, la subestructura y la cimentación, no debe ser menor a 90% de V_b determinada en el análisis estático

LÍMITE INFERIOR					
CORTANTE DE DISEÑO POR TIME - HISTORY			CORTANTE MÍNIMO V_b (SISMO ESTÁTICO)		
REGISTRO SÍSMICO	VX (ton)	VY (ton)	90 % V_b (ton)	VX o VY / V_b > 90% (?)	
1.- LIMA 1974 EW NORMALIZADO Max	1084.7538	332.9462	1152.39	94.13%	CUMPLE
1.- LIMA 1974 NS NORMALIZADO Max	311.5267	873.4281	1152.39	75.79%	NO CUMPLE
2.- LIMA 1966 EW NORMALIZADO Min	-1147.6089	-304.5904	1152.39	99.59%	CUMPLE

2.- LIMA 1966 NS NORMALIZADO Max	311.5267	873.4281	1152.39	75.79%	NO CUMPLE
3.- HUARAZ 1970 EW NORMALIZADO Max	873.8088	429.59	1152.39	75.83%	NO CUMPLE
3.- HUARAZ 1970 NS NORMALIZADO Max	383.5012	912.7532	1152.39	79.21%	NO CUMPLE
4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO Max	810.8979	366.3152	1152.39	70.37%	NO CUMPLE
4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO Min	-357.7925	-795.8974	1152.39	69.07%	NO CUMPLE
5.- ÁTICO ARQ Y MOQ 2001 EW NORMALIZADO Max	1122.0362	289.0188	1152.39	97.37%	CUMPLE
5.- ÁTICO ARQ Y MOQ 2001 NS NORMALIZADO Min	-427.3694	-825.5744	1152.39	71.64%	NO CUMPLE
6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO Max	375.6453	690.411	1152.39	59.91%	NO CUMPLE
6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO Min	-926.0509	-337.4852	1152.39	80.36%	NO CUMPLE
7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO Min	-840.2955	-359.6704	1152.39	72.92%	NO CUMPLE
7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO Min	-370.8484	-747.3109	1152.39	64.85%	NO CUMPLE

Se diseñará los elementos estructurales de la subestructura, cimentación y el sistema de aislamiento con una cortante máxima dada por el análisis modal espectral teniendo en cuenta las propiedades de límite superior de los aisladores, puesto que en esta situación se presenta la mayor rigidez y a mayor valor de éste se obtiene la mayor fuerza para diseño.

- c). El desplazamiento total del sistema de aislamiento sísmico no debe ser menor que el 80% de D TM especificado en el cálculo estático, pudiendo usar D'M en lugar de DM.

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T_f}{T_M}\right)^2}}$$

LÍMITE INFERIOR		
D TM estático:	40.84	cm
D M:	35.52	cm
Tf:	0.893	seg

T M:	3.20	seg
D' M:	34.21	cm
D TM dinámico:	35.04	cm
D TM dinámico mínimo:	39.35	cm

NOMINAL		
D TM estático:	40.28	cm
D M:	35.03	cm
Tf:	0.893	seg
T M:	2.86	seg
D' M:	33.43	m
D TM dinámico:	34.23	cm
D TM dinámico mínimo:	38.45	cm

LÍMITE SUPERIOR		
D TM estático=	38.22	cm
D M =	33.23	cm
Tf =	0.893	seg
T M =	2.52	seg
D' M =	31.32	m
D TM dinámico:	32.04	cm
D TM dinámico mínimo:	36.02	cm

Artículo 26.2.- Elementos estructurales sobre el sistema de aislamiento sísmico

- b). La fuerza cortante de diseño en cualquier piso no debe ser menor a la fuerza de corte V_b igual a la cortante basal obtenida por el análisis modal espectral.

Artículo 26.3.- Escalamiento de resultados

- c). La fuerza cortante lateral de los elementos estructurales, determinada con los métodos modal espectral o tiempo - historia, no deben ser menor a la cortante estática V_b , si no fuera el caso, escalar proporcionalmente:

LÍMITE SUPERIOR		
	DIRECCIÓN XX (tonf)	DIRECCIÓN YY (tonf)
CORTANTE DINÁMICA DEL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL:	1653.1262	1464.7492

CORTANTE ESTÁTICA DEL ANÁLISIS ESTÁTICO:	1762.1543	1762.1543
FACTOR DE ESCALA:	1.0660	1.2030

LÍMITE SUPERIOR				
Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY
			tonf	tonf
TECHO 11	SXX Max	Bottom	129.9318	57.3505
TECHO 10	SXX Max	Bottom	276.7258	115.7322
TECHO 9	SXX Max	Bottom	423.0721	168.2162
TECHO 8	SXX Max	Bottom	568.9709	215.0893
TECHO 7	SXX Max	Bottom	714.4341	256.8946
TECHO 6	SXX Max	Bottom	859.4766	294.3881
TECHO 5	SXX Max	Bottom	1004.1173	328.4858
TECHO 4	SXX Max	Bottom	1148.3788	360.3079
TECHO 3	SXX Max	Bottom	1292.285	391.0707
TECHO 2	SXX Max	Bottom	1435.8576	422.0039
TECHO 1	SXX Max	Bottom	1580.2705	454.5552
SISTEMA AISLAMIENTO	SXX Max	Bottom	1762.1543	499.4474

Fuerza basal SXX escalada en base al cortante basal estático "Vb"

LÍMITE SUPERIOR				
Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY
			tonf	tonf
TECHO 11	SYY Max	Bottom	46.6153	208.4265
TECHO 10	SYY Max	Bottom	98.7814	419.2324
TECHO 9	SYY Max	Bottom	150.8834	607.4256
TECHO 8	SYY Max	Bottom	202.8517	774.0453
TECHO 7	SYY Max	Bottom	254.6717	921.1347
TECHO 6	SYY Max	Bottom	306.3364	1051.6095
TECHO 5	SYY Max	Bottom	357.8536	1169.0643
TECHO 4	SYY Max	Bottom	409.24	1277.9624
TECHO 3	SYY Max	Bottom	460.5055	1383.1992
TECHO 2	SYY Max	Bottom	511.6507	1489.7548
TECHO 1	SYY Max	Bottom	563.0912	1603.3304
SISTEMA AISLAMIENTO	SYY Max	Bottom	627.9062	1762.1543

Fuerza basal SYY escalada en base al cortante basal estático "Vb"

4.2.17.1.17. Control de derivas para análisis dinámico Tiempo - Historia

Artículo 26.4.- Límites de la deriva

- a). La máxima deriva de entrepiso de la superestructura calculado por el análisis time - history es:

Máx. deriva de entrepiso:	0.005
---------------------------	--------------

LÍMITE INFERIOR			
Name	StoryResp1		
Display Type	Max story drifts	Story Range	User Specified
Load Case	1.- LIMA 1974 EW NORMALIZADO	Top Story	TECHO 11
Output Type	Time 12.86 sec; Step Number 643	Bottom Story	SISTEMA AISLAMIENTO

Story	Elevation (cm)	Location	X-Dir	Y-Dir	Máx. deriva de entrepiso	DERIVA X-Dir o Y-Dir < MÁX DERIVA PERMITIDA (?)
TECHO 11	3782	Top	0.000242	0.000214	0.005	CUMPLE
TECHO 10	3525	Top	0.000233	0.000221	0.005	CUMPLE
TECHO 9	3268	Top	0.000239	0.000225	0.005	CUMPLE
TECHO 8	3011	Top	0.000245	0.000227	0.005	CUMPLE
TECHO 7	2754	Top	0.00025	0.000227	0.005	CUMPLE
TECHO 6	2497	Top	0.000254	0.000224	0.005	CUMPLE
TECHO 5	2240	Top	0.000258	0.000218	0.005	CUMPLE
TECHO 4	1983	Top	0.00026	0.000211	0.005	CUMPLE
TECHO 3	1726	Top	0.00026	0.000202	0.005	CUMPLE
TECHO 2	1469	Top	0.000257	0.000192	0.005	CUMPLE
TECHO 1	1212	Top	0.000268	0.000178	0.005	CUMPLE
SISTEMA AISLAMIENTO	940	Top	0	0	0.005	CUMPLE

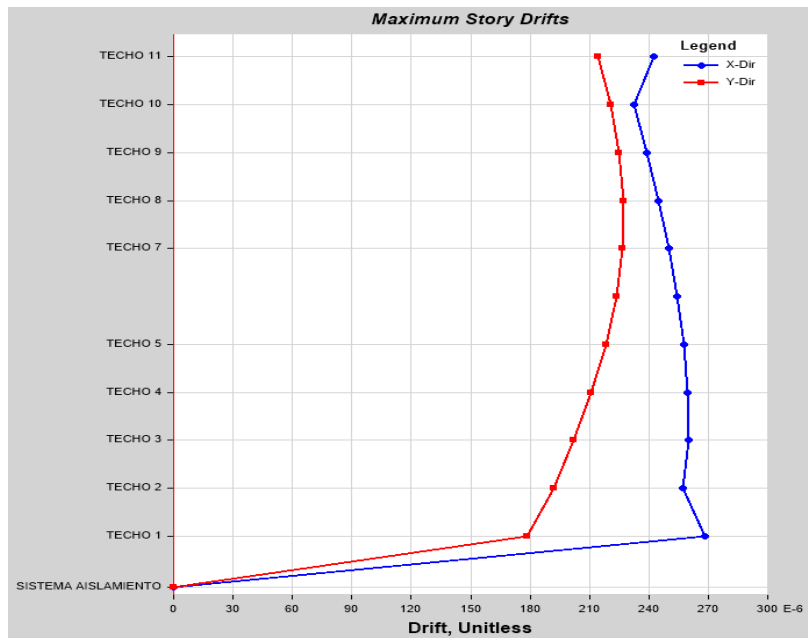


Figura 246 Derivas máximas por entrepiso para LIMA 1974 EW

LÍMITE INFERIOR			
Name	StoryResp1		
Display Type	Max story drifts	Story Range	User Specified
Load Case	1.- LIMA 1974 NS NORMALIZADO	Top Story	TECHO 11
Output Type	Time 21.62 sec; Step Number 1081	Bottom Story	SISTEMA AISLAMIENTO

Story	Elevation (cm)	Location	X-Dir	Y-Dir	Máx. deriva de entrepiso	DERIVA X-Dir o Y-Dir < MÁX DERIVA PERMITIDA (?)
TECHO 11	3782	Top	0.000075	0.00011	0.005	CUMPLE
TECHO 10	3525	Top	0.000078	0.000116	0.005	CUMPLE
TECHO 9	3268	Top	0.00008	0.000115	0.005	CUMPLE
TECHO 8	3011	Top	0.000083	0.000107	0.005	CUMPLE
TECHO 7	2754	Top	0.000085	0.00009	0.005	CUMPLE
TECHO 6	2497	Top	0.000086	0.000064	0.005	CUMPLE
TECHO 5	2240	Top	0.000086	0.000032	0.005	CUMPLE
TECHO 4	1983	Top	0.000086	0.000042	0.005	CUMPLE
TECHO 3	1726	Top	0.000086	0.000074	0.005	CUMPLE
TECHO 2	1469	Top	0.000084	0.0001	0.005	CUMPLE
TECHO 1	1212	Top	0.000085	0.000118	0.005	CUMPLE
SISTEMA AISLAMIENTO	940	Top	0	0	0.005	CUMPLE

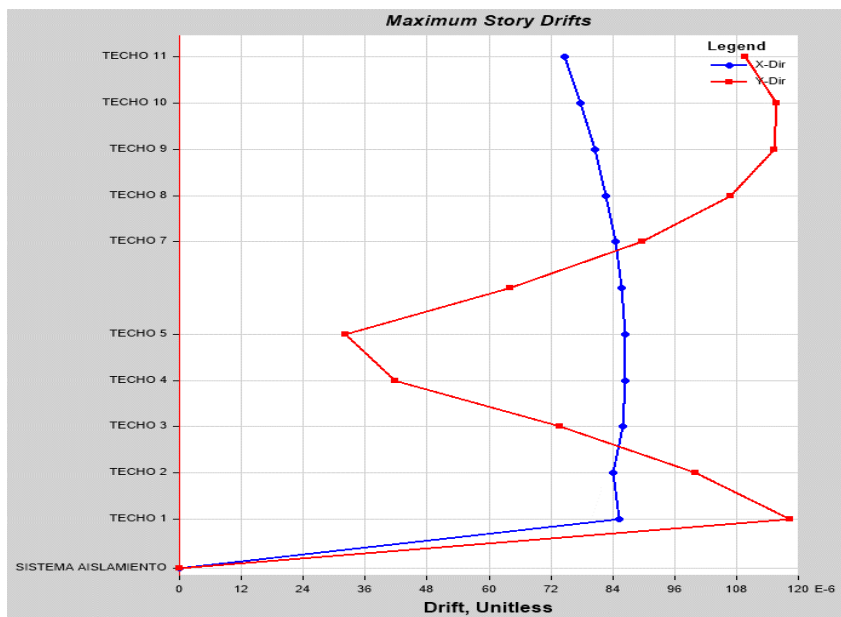


Figura 247 Derivas máximas por entrepiso para LIMA 1974 NS

LÍMITE INFERIOR			
Name	StoryResp1		
Display Type	Max story drifts	Story Range	User Specified
Load Case	2.- LIMA 1966 EW NORMALIZADO	Top Story	TECHO 11
Output Type	Time 19.76 sec; Step Number 988	Bottom Story	SISTEMA AISLAMIENTO

Story	Elevation (m)	Location	X-Dir	Y-Dir	Máx. deriva de entrepiso	DERIVA X-Dir o Y-Dir < MÁX DERIVA PERMITIDA (?)
TECHO 11	3782	Top	0.000012	0.001384	0.005	CUMPLE
TECHO 10	3525	Top	0.000015	0.00144	0.005	CUMPLE
TECHO 9	3268	Top	0.000017	0.001492	0.005	CUMPLE
TECHO 8	3011	Top	0.000019	0.001546	0.005	CUMPLE
TECHO 7	2754	Top	0.00002	0.001596	0.005	CUMPLE
TECHO 6	2497	Top	0.000022	0.001636	0.005	CUMPLE
TECHO 5	2240	Top	0.000024	0.001663	0.005	CUMPLE
TECHO 4	1983	Top	0.000025	0.001673	0.005	CUMPLE
TECHO 3	1726	Top	0.000027	0.001664	0.005	CUMPLE
TECHO 2	1469	Top	0.00003	0.001635	0.005	CUMPLE
TECHO 1	1212	Top	0.000038	0.001562	0.005	CUMPLE
SISTEMA AISLAMIENTO	940	Top	0	0	0.005	CUMPLE

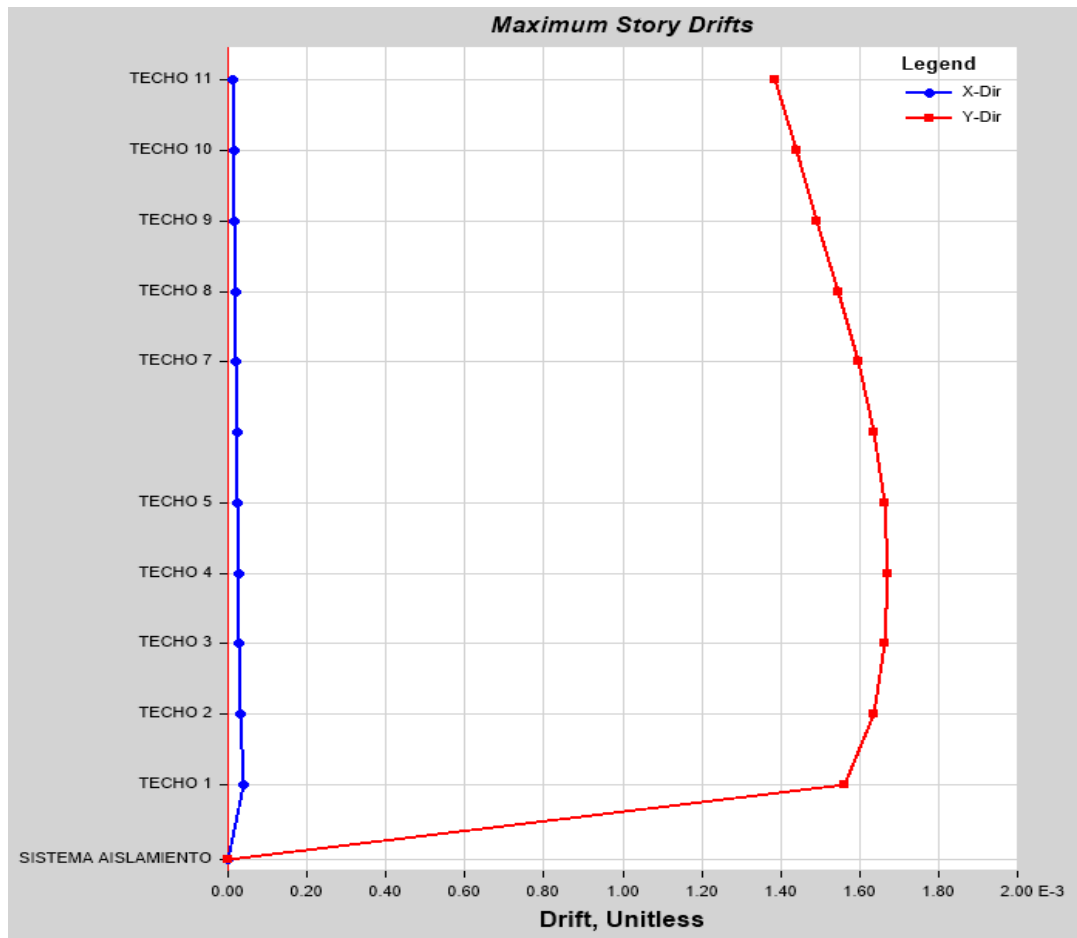


Figura 248 Derivas máximas por entrepiso para LIMA 1966 EW

LÍMITE INFERIOR			
Name	StoryResp1		
Display Type	Max story drifts	Story Range	User Specified
Load Case	2.- LIMA 1966 NS NORMALIZADO	Top Story	TECHO 11
Output Type	Time 19.94 sec; Step Number 997	Bottom Story	SISTEMA AISLAMIENTO

Story	Elevation (cm)	Location	X-Dir	Y-Dir	Máx. deriva de entrepiso	DERIVA X-Dir o Y-Dir < MÁX DERIVA PERMITIDA (?)
TECHO 11	3782	Top	0.000116	0.003187	0.005	CUMPLE
TECHO 10	3525	Top	0.000123	0.003318	0.005	CUMPLE
TECHO 9	3268	Top	0.00013	0.003435	0.005	CUMPLE

TECHO 8	3011	Top	0.000136	0.003549	0.005	CUMPLE
TECHO 7	2754	Top	0.000141	0.00364	0.005	CUMPLE
TECHO 6	2497	Top	0.000145	0.003697	0.005	CUMPLE
TECHO 5	2240	Top	0.000148	0.00371	0.005	CUMPLE
TECHO 4	1983	Top	0.00015	0.003675	0.005	CUMPLE
TECHO 3	1726	Top	0.000151	0.00359	0.005	CUMPLE
TECHO 2	1469	Top	0.000154	0.003461	0.005	CUMPLE
TECHO 1	1212	Top	0.00016	0.003239	0.005	CUMPLE
SISTEMA AISLAMIENTO	940	Top	0	0	0.005	CUMPLE

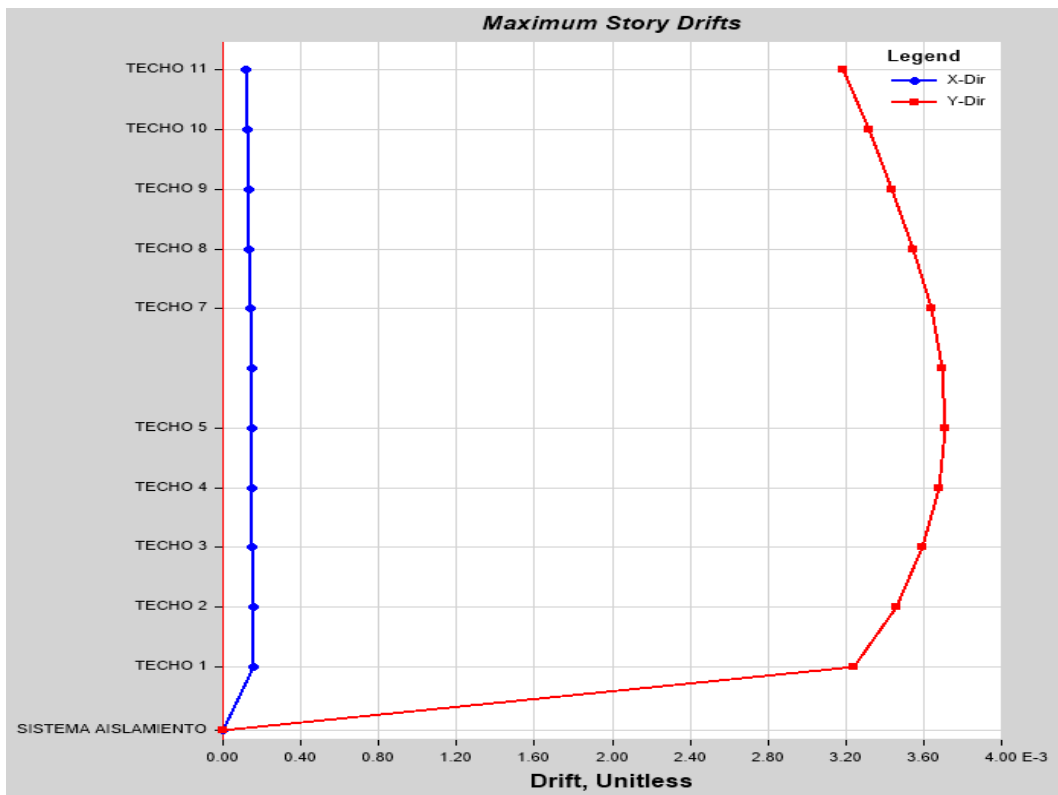


Figura 249 Derivas máximas por entrepiso para LIMA 1966 NS

LÍMITE INFERIOR			
Name	StoryResp1		
Display Type	Max story drifts	Story Range	User Specified
Load Case	3.- HUARAZ 1970 EW NORMALIZADO	Top Story	TECHO 11
Output Type	Time 6.64 sec; Step Number 332	Bottom Story	SISTEMA AISLAMIENTO

Story	Elevation (cm)	Location	X-Dir	Y-Dir	Máx. deriva de entrepiso	DERIVA X-Dir o Y-Dir < MÁX DERIVA PERMITIDA (?)
TECHO 11	3782	Top	0.000076	0.000064	0.005	CUMPLE
TECHO 10	3525	Top	0.000079	0.000068	0.005	CUMPLE
TECHO 9	3268	Top	0.000082	0.000069	0.005	CUMPLE
TECHO 8	3011	Top	0.000084	0.000066	0.005	CUMPLE
TECHO 7	2754	Top	0.000086	0.000056	0.005	CUMPLE
TECHO 6	2497	Top	0.000088	0.00004	0.005	CUMPLE
TECHO 5	2240	Top	0.000088	0.000053	0.005	CUMPLE
TECHO 4	1983	Top	0.000089	0.000082	0.005	CUMPLE
TECHO 3	1726	Top	0.000088	0.000115	0.005	CUMPLE
TECHO 2	1469	Top	0.000087	0.000148	0.005	CUMPLE
TECHO 1	1212	Top	0.000088	0.000178	0.005	CUMPLE
SISTEMA AISLAMIENTO	940	Top	0	0	0.005	CUMPLE

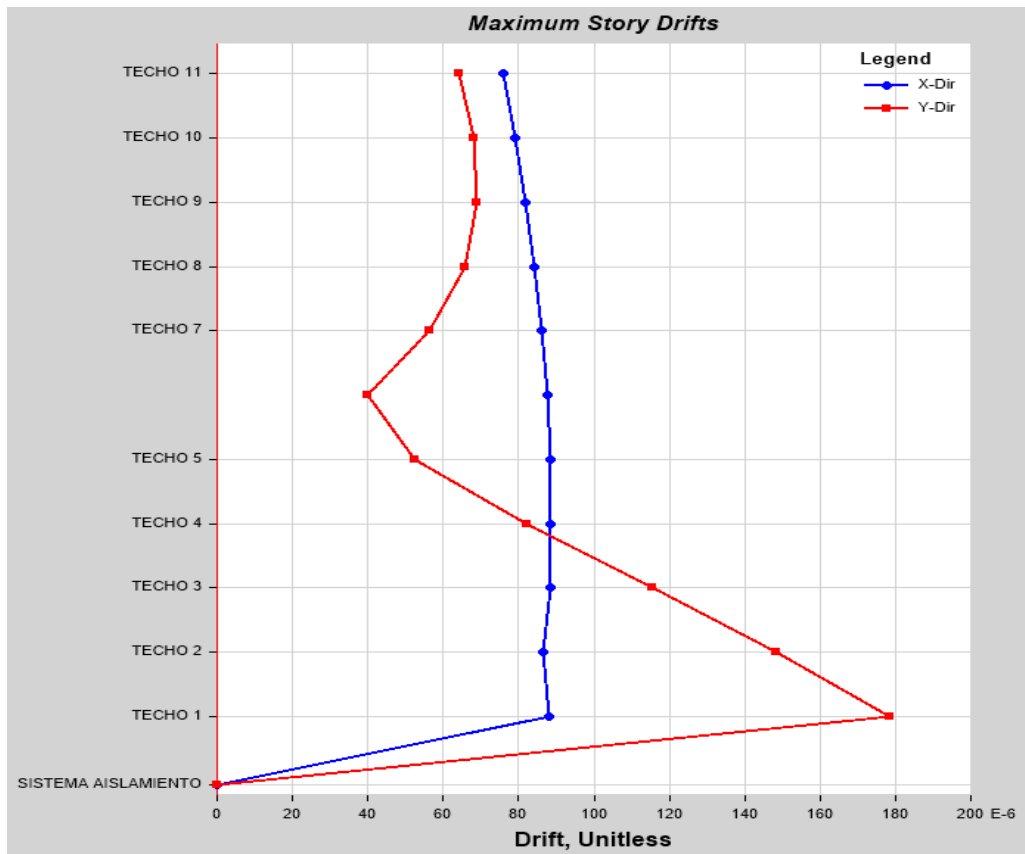


Figura 250 Derivas máximas por entrepiso para HUARAZ 1970 EW

LÍMITE INFERIOR			
Name	StoryResp1		
Display Type	Max story drifts	Story Range	User Specified
Load Case	3.- HUARAZ 1970 NS NORMALIZADO	Top Story	TECHO 11
Output Type	Time 4.88 sec; Step Number 244	Bottom Story	SISTEMA AISLAMIENTO

Story	Elevation (cm)	Location	X-Dir	Y-Dir	Máx. deriva de entrespiso	DERIVA X-Dir o Y-Dir < MÁX DERIVA PERMITIDA (?)
TECHO 11	3782	Top	0.000034	0.002613	0.005	CUMPLE
TECHO 10	3525	Top	0.00004	0.002718	0.005	CUMPLE
TECHO 9	3268	Top	0.000043	0.002826	0.005	CUMPLE
TECHO 8	3011	Top	0.000047	0.002952	0.005	CUMPLE
TECHO 7	2754	Top	0.000051	0.003082	0.005	CUMPLE
TECHO 6	2497	Top	0.000055	0.003206	0.005	CUMPLE
TECHO 5	2240	Top	0.000059	0.003314	0.005	CUMPLE
TECHO 4	1983	Top	0.000064	0.003396	0.005	CUMPLE
TECHO 3	1726	Top	0.000069	0.003438	0.005	CUMPLE
TECHO 2	1469	Top	0.000077	0.003433	0.005	CUMPLE
TECHO 1	1212	Top	0.00009	0.00333	0.005	CUMPLE
SISTEMA AISLAMIENTO	940	Top	0	0	0.005	CUMPLE

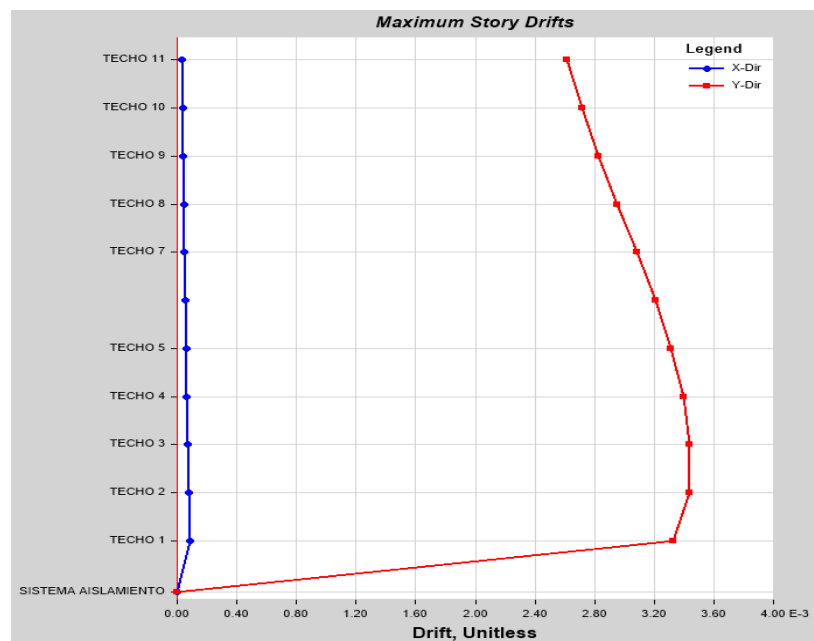


Figura 251 Derivas máximas por entrespiso para HUARAZ 1970 NS

LÍMITE INFERIOR			
Name	StoryResp1		
Display Type	Max story drifts	Story Range	User Specified
Load Case	4.- ÁTICO 2001 EW NORMALIZADO	Top Story	TECHO 11
Output Type	Time 97.52 sec; Step Number 4876	Bottom Story	SISTEMA AISLAMIENTO

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	Máx. deriva de entrespiso	DERIVA X-Dir o Y-Dir < MÁX DERIVA PERMITIDA (?)
TECHO 11	3782	Top	0.000051	0.000542	0.005	CUMPLE
TECHO 10	3525	Top	0.000052	0.000561	0.005	CUMPLE
TECHO 9	3268	Top	0.000054	0.000581	0.005	CUMPLE
TECHO 8	3011	Top	0.000056	0.000603	0.005	CUMPLE
TECHO 7	2754	Top	0.000058	0.000626	0.005	CUMPLE
TECHO 6	2497	Top	0.000059	0.000647	0.005	CUMPLE
TECHO 5	2240	Top	0.00006	0.000668	0.005	CUMPLE
TECHO 4	1983	Top	0.00006	0.000686	0.005	CUMPLE
TECHO 3	1726	Top	0.000061	0.000698	0.005	CUMPLE
TECHO 2	1469	Top	0.000061	0.000703	0.005	CUMPLE
TECHO 1	1212	Top	0.000064	0.000689	0.005	CUMPLE
SISTEMA AISLAMIENTO	940	Top	0	0	0.005	CUMPLE

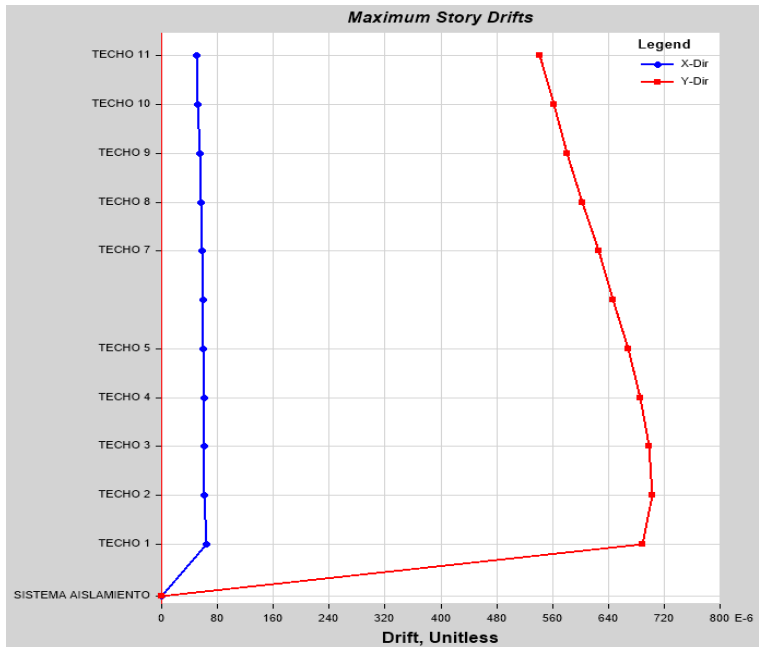


Figura 252 Derivas máximas por entrespiso para ÁTICO 2001 EW

LÍMITE INFERIOR			
Name	StoryResp1		
Display Type	Max story drifts	Story Range	User Specified
Load Case	4.- ÁTICO 2001 NS NORMALIZADO	Top Story	TECHO 11
Output Type	Time 106.74 sec; Step Number 5337	Bottom Story	SISTEMA AISLAMIENTO

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	Máx. deriva de entrespiso	DERIVA X-Dir o Y-Dir < MÁX DERIVA PERMITIDA (?)
TECHO 11	3782	Top	0.000019	0.00156	0.005	CUMPLE
TECHO 10	3525	Top	0.000021	0.001622	0.005	CUMPLE
TECHO 9	3268	Top	0.000024	0.001692	0.005	CUMPLE
TECHO 8	3011	Top	0.000025	0.001777	0.005	CUMPLE
TECHO 7	2754	Top	0.000027	0.001869	0.005	CUMPLE
TECHO 6	2497	Top	0.00003	0.001964	0.005	CUMPLE
TECHO 5	2240	Top	0.000033	0.002054	0.005	CUMPLE
TECHO 4	1983	Top	0.000037	0.002131	0.005	CUMPLE
TECHO 3	1726	Top	0.000041	0.002185	0.005	CUMPLE
TECHO 2	1469	Top	0.000048	0.002206	0.005	CUMPLE
TECHO 1	1212	Top	0.000057	0.00216	0.005	CUMPLE
SISTEMA AISLAMIENTO	940	Top	0	0	0.005	CUMPLE

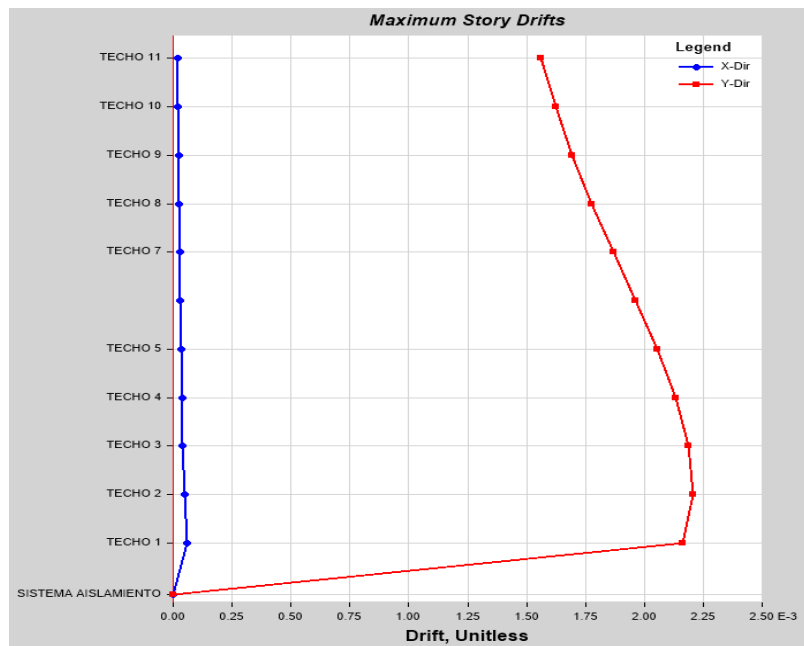


Figura 253 Derivas máximas por entrespiso para ÁTICO 2001 NS

LÍMITE INFERIOR			
Name	StoryResp1		
Display Type	Max story drifts	Story Range	User Specified
Load Case	5.- ÁTICO ARQ Y MOQ 2001 NS NORMALIZADO	Top Story	TECHO 11
Output Type	Time 27.705 sec; Step Number 5541	Bottom Story	SISTEMA AISLAMIENTO

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	Máx. deriva de entrespiso	DERIVA X-Dir o Y-Dir < MÁX DERIVA PERMITIDA (?)
TECHO 11	3782	Top	0.000014	0.000778	0.005	CUMPLE
TECHO 10	3525	Top	0.000013	0.000804	0.005	CUMPLE
TECHO 9	3268	Top	0.000013	0.000829	0.005	CUMPLE
TECHO 8	3011	Top	0.000013	0.000851	0.005	CUMPLE
TECHO 7	2754	Top	0.000013	0.000866	0.005	CUMPLE
TECHO 6	2497	Top	0.000013	0.00087	0.005	CUMPLE
TECHO 5	2240	Top	0.000013	0.000861	0.005	CUMPLE
TECHO 4	1983	Top	0.000013	0.000839	0.005	CUMPLE
TECHO 3	1726	Top	0.000013	0.000802	0.005	CUMPLE
TECHO 2	1469	Top	0.000014	0.000753	0.005	CUMPLE
TECHO 1	1212	Top	0.000017	0.000685	0.005	CUMPLE
SISTEMA AISLAMIENTO	940	Top	0	0	0.005	CUMPLE

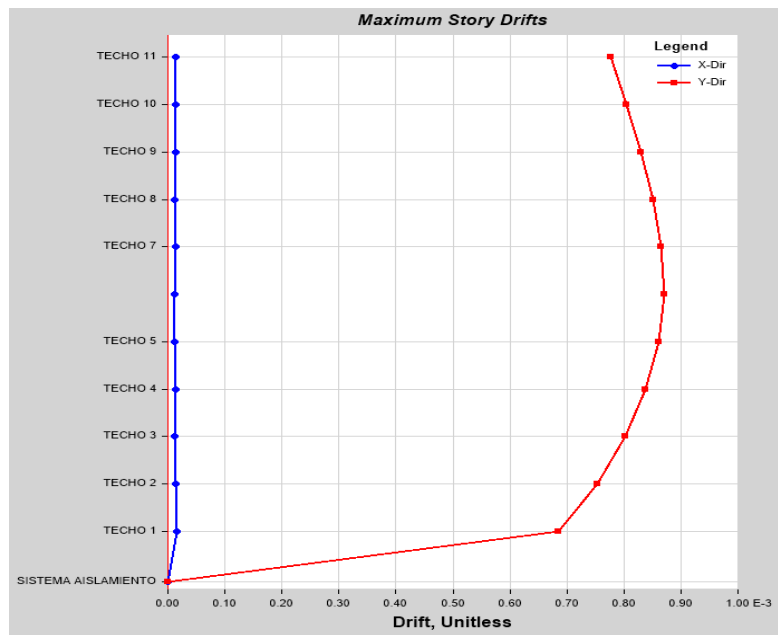


Figura 254 Derivas máximas por entrespiso para ÁTICO ARQ Y MOQ 2001 NS

LÍMITE INFERIOR			
Name	StoryResp1		
Display Type	Max story drifts	Story Range	User Specified
Load Case	6.- ICA PISCO 2007 EW NORMALIZADO	Top Story	TECHO 11
Output Type	Time 42.22 sec; Step Number 2111	Bottom Story	SISTEMA AISLAMIENTO

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	Máx. deriva de entepiso	DERIVA X-Dir o Y-Dir < MÁX DERIVA PERMITIDA (?)
TECHO 11	3782	Top	0.000088	0.000239	0.005	CUMPLE
TECHO 10	3525	Top	0.000084	0.000247	0.005	CUMPLE
TECHO 9	3268	Top	0.000087	0.000256	0.005	CUMPLE
TECHO 8	3011	Top	0.000089	0.000265	0.005	CUMPLE
TECHO 7	2754	Top	0.000092	0.000273	0.005	CUMPLE
TECHO 6	2497	Top	0.000094	0.000278	0.005	CUMPLE
TECHO 5	2240	Top	0.000095	0.000281	0.005	CUMPLE
TECHO 4	1983	Top	0.000096	0.000281	0.005	CUMPLE
TECHO 3	1726	Top	0.000097	0.000277	0.005	CUMPLE
TECHO 2	1469	Top	0.000096	0.000271	0.005	CUMPLE
TECHO 1	1212	Top	0.000099	0.000258	0.005	CUMPLE
SISTEMA AISLAMIENTO	940	Top	0	0	0.005	CUMPLE

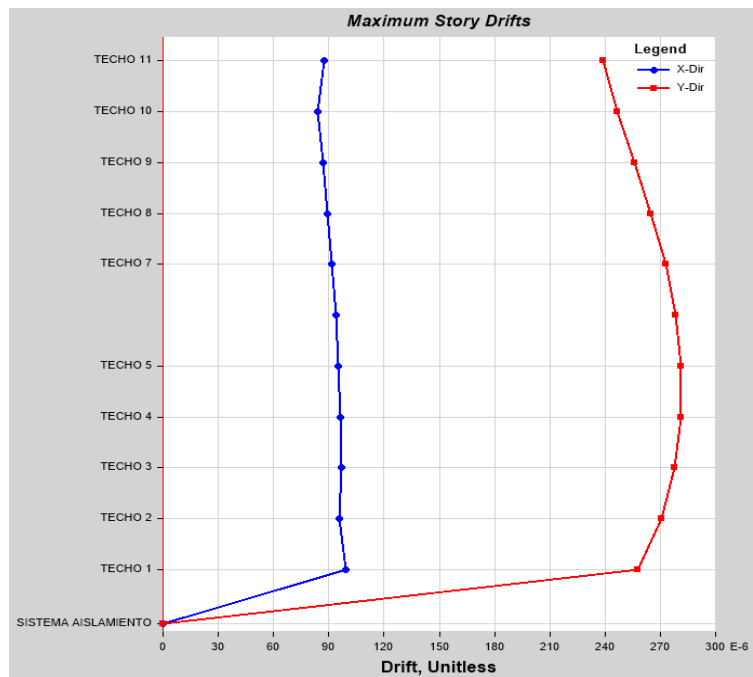


Figura 255 Derivas máximas por entepiso para ICA PISCO 2007 EW

LÍMITE INFERIOR			
Name	StoryResp1		
Display Type	Max story drifts	Story Range	User Specified
Load Case	6.- ICA PISCO 2007 NS NORMALIZADO	Top Story	TECHO 11
Output Type	Time 38.44 sec; Step Number 1922	Bottom Story	SISTEMA AISLAMIENTO

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	Máx. deriva de entrepiso	DERIVA X-Dir o Y-Dir < MÁX DERIVA PERMITIDA (?)
	cm					
TECHO 11	3782	Top	0.000035	0.00158	0.005	CUMPLE
TECHO 10	3525	Top	0.00004	0.001645	0.005	CUMPLE
TECHO 9	3268	Top	0.000043	0.001696	0.005	CUMPLE
TECHO 8	3011	Top	0.000046	0.001739	0.005	CUMPLE
TECHO 7	2754	Top	0.000047	0.001765	0.005	CUMPLE
TECHO 6	2497	Top	0.000048	0.00177	0.005	CUMPLE
TECHO 5	2240	Top	0.000048	0.001753	0.005	CUMPLE
TECHO 4	1983	Top	0.000048	0.001713	0.005	CUMPLE
TECHO 3	1726	Top	0.000048	0.001649	0.005	CUMPLE
TECHO 2	1469	Top	0.000048	0.001569	0.005	CUMPLE
TECHO 1	1212	Top	0.000052	0.001445	0.005	CUMPLE
SISTEMA AISLAMIENTO	940	Top	0	0	0.005	CUMPLE

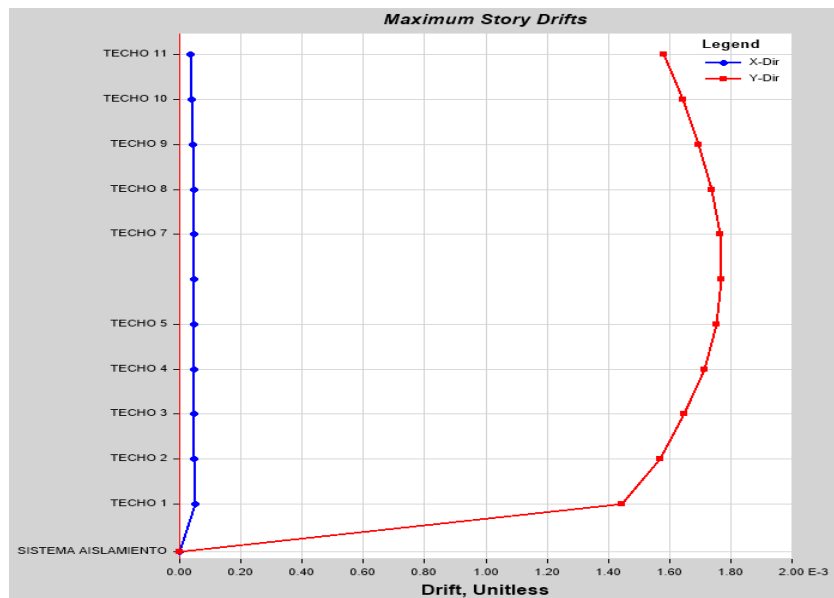


Figura 256 Derivas máximas por entrepiso para ICA PISCO 2007 NS

LÍMITE INFERIOR			
Name	StoryResp1		
Display Type	Max story drifts	Story Range	User Specified
Load Case	7.- LAGUNAS LORETO 2019 EW NORMALIZADO	Top Story	TECHO 11
Output Type	Time 354.72 sec; Step Number 17736	Bottom Story	SISTEMA AISLAMIENTO

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	Máx. deriva de entrespiso	DERIVA X-Dir o Y-Dir < MÁX DERIVA PERMITIDA (?)
TECHO 11	3782	Top	0.000056	0.000711	0.005	CUMPLE
TECHO 10	3525	Top	0.000056	0.000741	0.005	CUMPLE
TECHO 9	3268	Top	0.000059	0.000769	0.005	CUMPLE
TECHO 8	3011	Top	0.000061	0.000798	0.005	CUMPLE
TECHO 7	2754	Top	0.000063	0.000824	0.005	CUMPLE
TECHO 6	2497	Top	0.000064	0.000844	0.005	CUMPLE
TECHO 5	2240	Top	0.000064	0.000855	0.005	CUMPLE
TECHO 4	1983	Top	0.000063	0.000855	0.005	CUMPLE
TECHO 3	1726	Top	0.000062	0.000843	0.005	CUMPLE
TECHO 2	1469	Top	0.000061	0.000819	0.005	CUMPLE
TECHO 1	1212	Top	0.00006	0.000771	0.005	CUMPLE
SISTEMA AISLAMIENTO	940	Top	0	0	0.005	CUMPLE

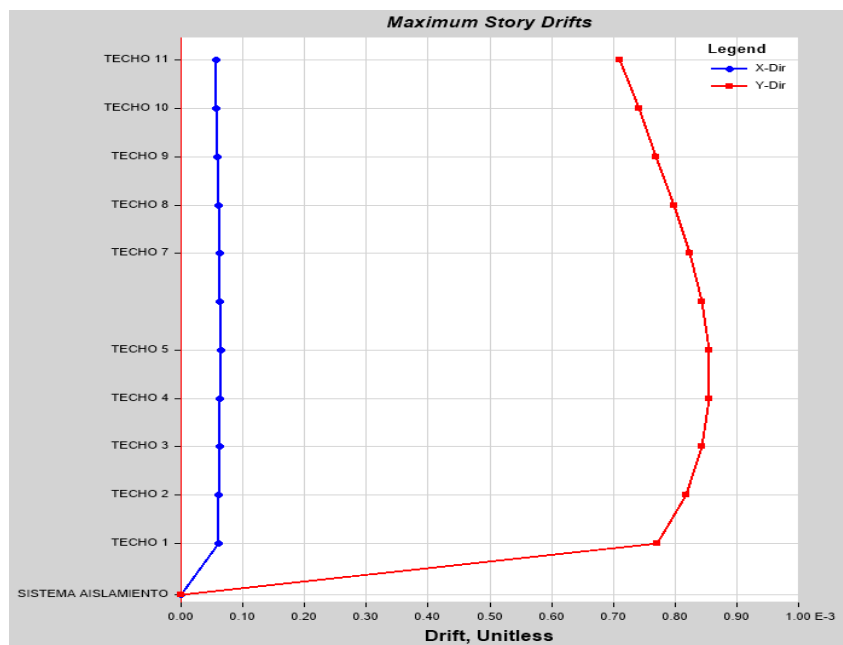


Figura 257 Derivas máximas por entrespiso para LAGUNAS LORETO 2019 EW

LÍMITE INFERIOR			
Name	StoryResp1		
Display Type	Max story drifts	Story Range	User Specified
Load Case	7.- LAGUNAS LORETO 2019 NS NORMALIZADO	Top Story	TECHO 11
Output Type	Time 349.66 sec; Step Number 17483	Bottom Story	SISTEMA AISLAMIENTO

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	Máx. deriva de entepiso	DERIVA X-Dir o Y-Dir < MÁX DERIVA PERMITIDA (?)
	cm					
TECHO 11	3782	Top	0.000054	0.001538	0.005	CUMPLE
TECHO 10	3525	Top	0.000058	0.001599	0.005	CUMPLE
TECHO 9	3268	Top	0.000061	0.00167	0.005	CUMPLE
TECHO 8	3011	Top	0.000065	0.001762	0.005	CUMPLE
TECHO 7	2754	Top	0.000069	0.001864	0.005	CUMPLE
TECHO 6	2497	Top	0.000074	0.001969	0.005	CUMPLE
TECHO 5	2240	Top	0.000078	0.002065	0.005	CUMPLE
TECHO 4	1983	Top	0.000082	0.002142	0.005	CUMPLE
TECHO 3	1726	Top	0.000087	0.002189	0.005	CUMPLE
TECHO 2	1469	Top	0.000092	0.002199	0.005	CUMPLE
TECHO 1	1212	Top	0.000106	0.002139	0.005	CUMPLE
SISTEMA AISLAMIENTO	940	Top	0	0	0.005	CUMPLE

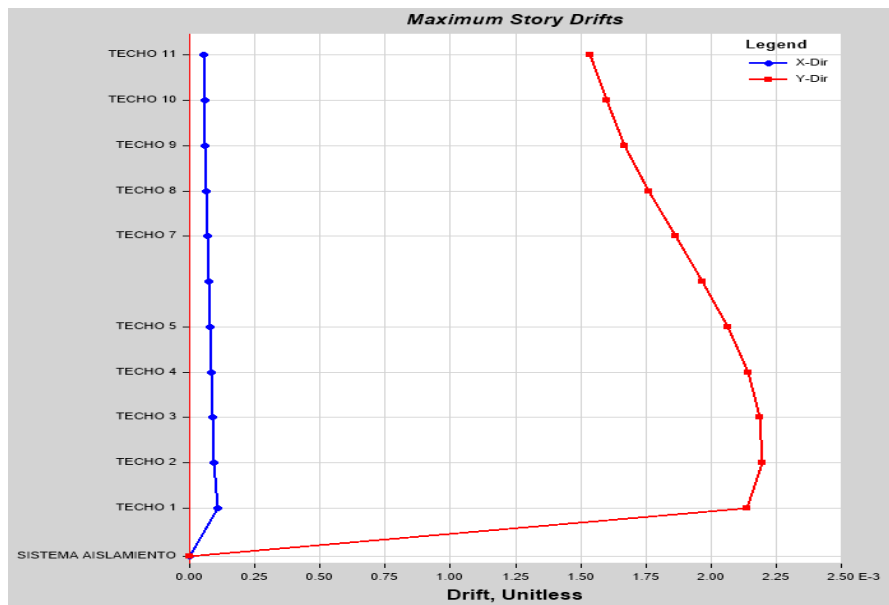


Figura 258 Derivas máximas por entepiso para LAGUNAS LORETO 2019 NS

4.2.17.1.18. Fuerza de restitución lateral del sistema de aislamiento

Artículo 9.- Sistema de aislamiento sísmico

Artículo 9.4.- Fuerza de restitución lateral

- El sistema de aislamiento sísmico debe ser diseñado para que sea capaz de producir una fuerza lateral de restitución en las propiedades, nominal, inferior y superior, a fin que resulte mayor en por lo menos 2.5% W (peso sísmico) a la fuerza lateral correspondiente al 50% del desplazamiento máximo:

$$\Delta F = F_{DM} - F_{0.5 DM} \geq 0.025W :$$

LÍMITE INFERIOR		
Peso Sísmico, "P" :	6113.64	tonf
Fuerza lateral para 50% DM, "F":	654.80	tonf
Fuerza lateral para el 100% DM, "F":	998.29	tonf
F DM - F 50%DM:	343.49	tonf
0.025 P:	152.84	tonf
F DM - F 50%DM ≥ 0.025W:	SISTEMA RESTAURABLE	

NOMINAL		
Peso Sísmico, "P" :	6113.64	tonf
Fuerza lateral para 50% DM, "F":	795.24	tonf
Fuerza lateral para el 100% DM, "F":	1201.337409	tonf
F DM - F 50%DM:	406.10	tonf
0.025 P:	152.84	tonf
F DM - F 50%DM ≥ 0.025W:	SISTEMA RESTAURABLE	

LÍMITE SUPERIOR		
Peso Sísmico, "P" :	6113.64	tonf
Fuerza lateral para 50% DM, "F":	980.35	tonf
Fuerza lateral para el 100% DM, "F":	1428.35	tonf
F DM - F 50%DM:	448.00	tonf
0.025 P:	152.84	tonf
F DM - F 50%DM ≥ 0.025W:	SISTEMA RESTAURABLE	

4.3 Diseño en concreto armado de la superestructura

El diseño de la superestructura consistió en el diseño individual de los elementos que la conforman, entendiéndose como parte de la construcción de la edificación por encima del nivel natural del suelo. En esta investigación, se diseñaron los elementos según su naturaleza estructural, para el caso de columnas, se realizó un diseño por flexocompresión, el cual consiste en envolver toda la demanda producto de la demanda de cargas estáticas y dinámicas amplificadas (combos de diseño según Norma E.060), lográndose que, la resistencia a flexión y a carga axial sea $\phi M_n \geq M_u$ y $\phi P_n \geq P_u$, respectivamente, así mismo $\phi V_n \geq V_u$.

Para vigas, se tuvo en cuenta que el elemento debe tener cualidad dúctil, esto se logró con el diseño por deformaciones, asumiendo inicialmente que la deformación unitaria del elemento es 5/1000, de igual forma se realizó el diseño por flexión y por corte o ductilidad, donde la capacidad $\phi M_n \geq M_u$ y $\phi P_n \geq P_u$, respectivamente, así mismo $\phi V_n \geq V_u$. Para placas o muros estructurales de concreto armado, se realizó básicamente el mismo procedimiento de diseño que en columnas, adicionando la verificación de "C límite" para la consideración o no de elementos de borde.

En el caso de las losas macizas para estacionamiento y de entrepisos posteriores se realizaron los diseños de flexión y corte, verificando que se cumpla $\phi M_n \geq M_u$ y $\phi V_n \geq V_u$. El diseño de las escaleras se realizó tomando un metro de ancho como si fuese una losa maciza, el análisis tipo viga fue suficiente para determinar el refuerzo necesario, la verificación fue también de flexión y corte, $\phi M_n \geq M_u$ y $\phi V_n \geq V_u$.

4.3.1. Diseño de Columna

A continuación, se muestra el procedimiento de diseño de una columna, siendo esta la columna C13. Se tomó en cuenta el diseño del elemento en cada entrepiso, de esta forma se tuvo en cuenta la demanda según el nivel considerándose la máxima.

4.3.1.1. Diseño por flexocompresión

Story	Columnn	Load Case/Combo	Station	P	M2	M3
			m	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C13	Dead	0	453.80	12.2698	14.7694
TECHO 1	C13	Live	0	57.94	2.1247	1.5043
TECHO 1	C13	SXX Max	0	-22.65	32.8134	33.6172
TECHO 1	C13	SYX Max	0	-60.92	110.6505	13.6224

Demanda por carga Carga Muerta, Carga Viva, Sismo en XX y YY

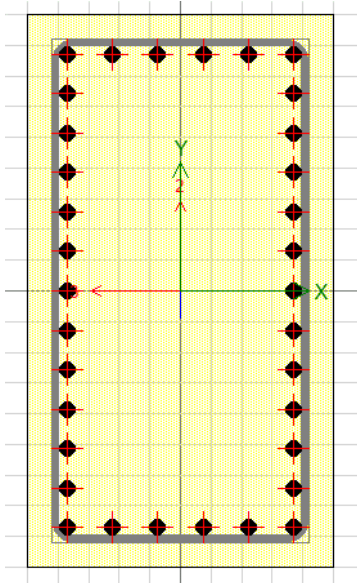


Figura 259 Diagrama de acero

$$\rho = 3.83\%$$

$$34\phi 1''$$

$$4 \phi 1'' + 8 \phi 1'' + 22 \phi 1''$$

PUNTOS	CURVA 1		CURVA 13	
	M33		M33	
	0°		180°	
	ØMn	ØPn	ØMn	ØPn
1	0	1272.5739	0	1272.5739
2	71.4707	1272.5739	-71.4707	1272.5739
3	108.7558	1261.8949	-108.7558	1261.8949
4	140.3814	1136.5174	-140.3814	1136.5174
5	166.9078	1002.2193	-166.9078	1002.2193

6	188.9415	854.1463	-188.9415	854.1463
7	207.933	689.1392	-207.933	689.1392
8	225.9999	488.6293	-225.9999	488.6293
9	243.2646	389.085	-243.2646	389.085
10	256.2745	271.6018	-256.2745	271.6018
11	250.9844	124.849	-250.9844	124.849
12	216.0982	-40.3857	-216.0982	-40.3857
13	162.3445	-225.5363	-162.3445	-225.5363
14	86.2416	-439.6553	-86.2416	-439.6553
15	0	-655.0361	0	-655.0361

Diagrama de interacción en el eje local 33 de la columna

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN XX

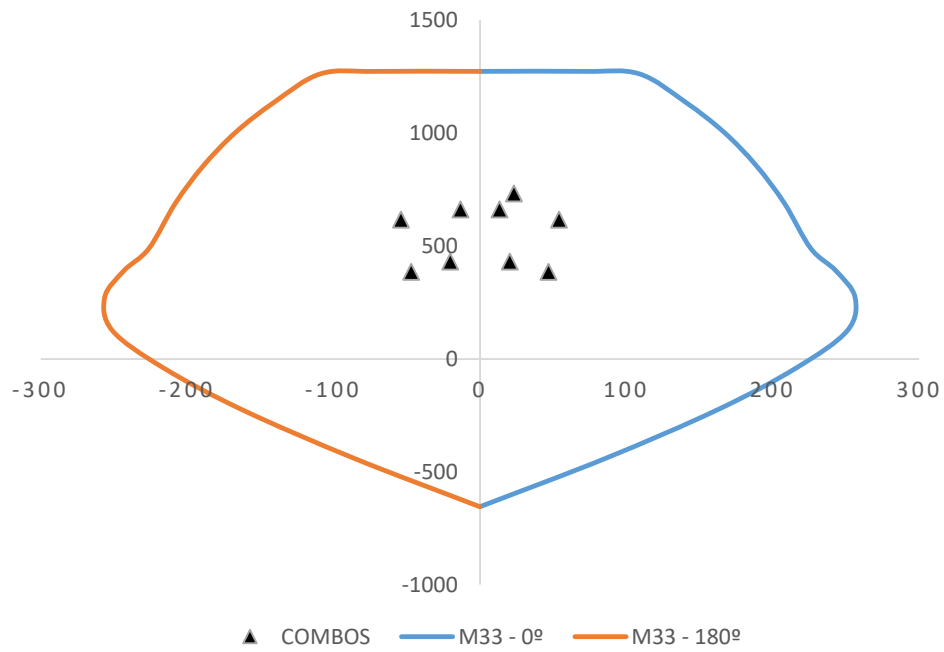


Figura 260 Diagrama de interaccion XX

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN YY

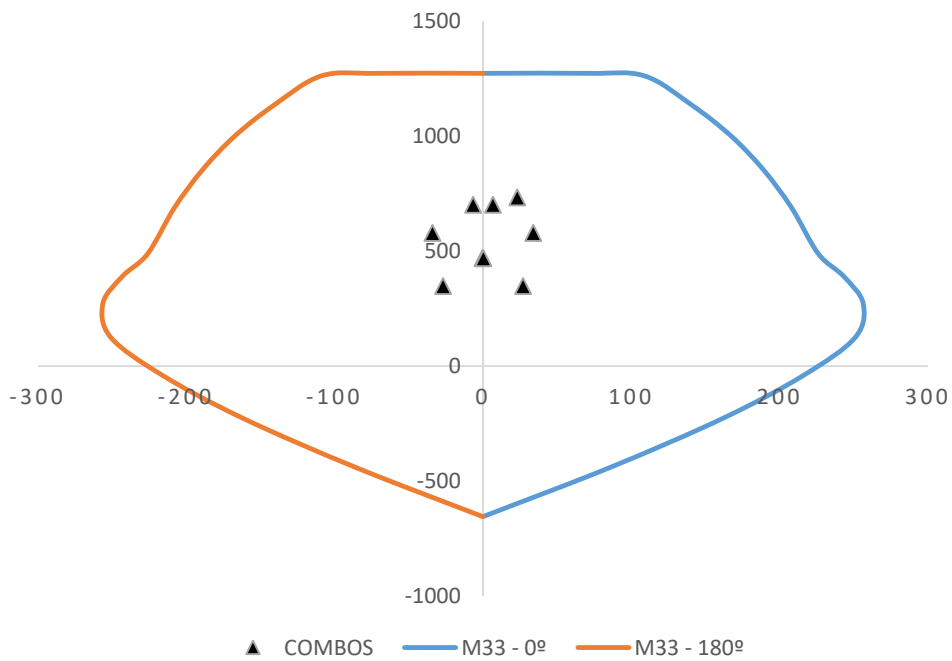


Figura 261 Diagrama de interaccion YY

PUNTOS	CURVA 7		CURVA 19	
	M22		M22	
	90°		270°	
	\emptyset Mn	\emptyset Pn	\emptyset Mn	\emptyset Pn
1	0	1272.5739	0	1272.5739
2	45.2071	1272.5739	-45.2071	1272.5739
3	64.596	1247.1524	-64.596	1247.1524
4	83.7771	1114.0224	-83.7771	1114.0224
5	99.7761	973.7568	-99.7761	973.7568
6	113.5661	817.9213	-113.5661	817.9213
7	126.3334	637.444	-126.3334	637.444
8	140.2317	422.4716	-140.2317	422.4716
9	147.8469	359.1927	-147.8469	359.1927
10	153.9321	280.0239	-153.9321	280.0239
11	147.9068	154.7157	-147.9068	154.7157
12	123.3011	-9.956	-123.3011	-9.956
13	90.3071	-199.6678	-90.3071	-199.6678
14	18.9159	-574.9349	-18.9159	-574.9349
15	0	-655.0361	0	-655.0361

Diagrama de interacción en el eje local 22 de la columna

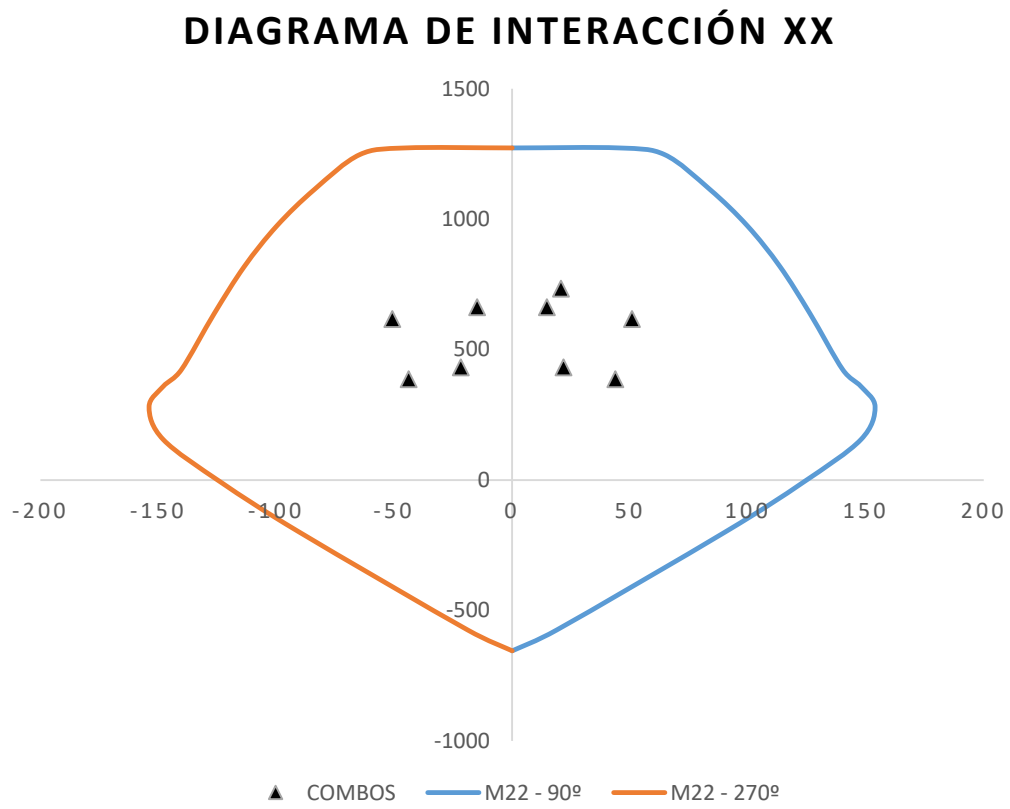


Figura 262 Diagrama de interaccion XX

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN YY

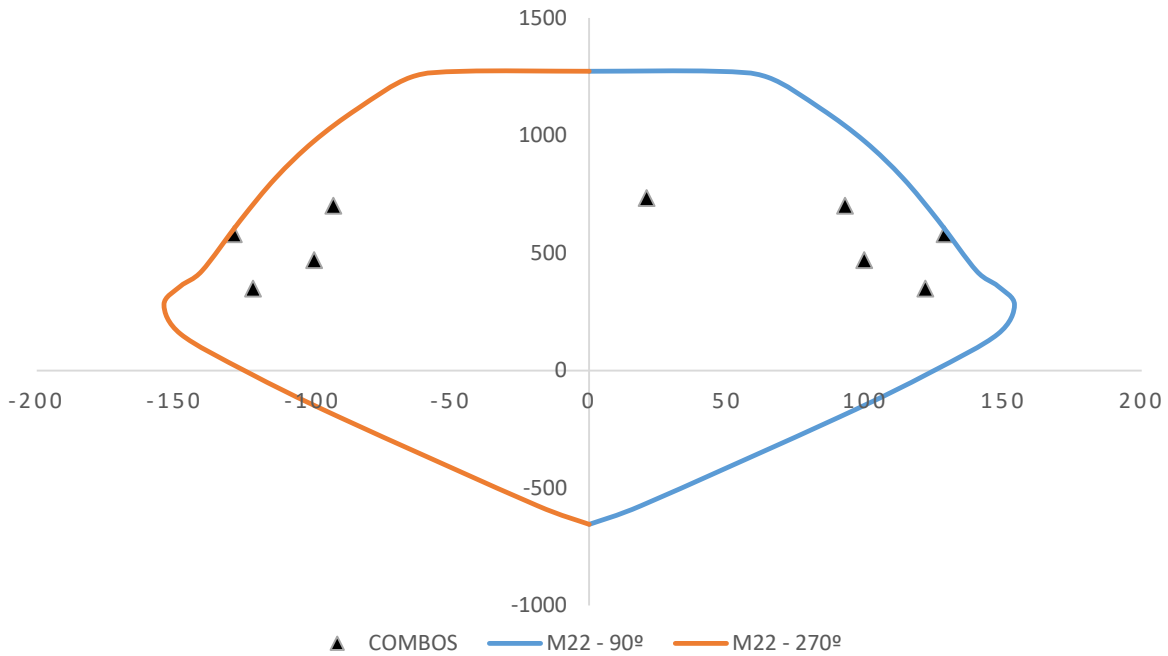


Figura 263 Diagrama de interacción YY

COMBINACIONES DE DISEÑO E.060				
	COMBOS	P	M2	M3
C. GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	733.81179	20.78971	23.23447
SIS XX	1.25(CM+CV)+SISXX	617.021975	50.806525	53.959325
	1.25(CM+CV)-SISXX	662.316775	-14.820275	-13.275075
	0.9CM+SISXX	385.76828	43.85622	46.90966
	0.9CM-SISXX	431.06308	-21.77058	-20.32474
SIS YY	1.25(CM+CV)+SISYY	578.745075	128.643625	33.964525
	1.25(CM+CV)-SISYY	700.593675	-92.657375	6.719725
	0.9CM+SISYY	347.49138	121.69332	26.91486
	0.9CM-SISYY	469.33998	-99.60768	-0.32994

Combos de diseño (demanda amplificada)

SIS XX				
	COMBOS	P	M2	M3
C. GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	733.81179	20.78971	23.23447
SIS XX POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	617.021975	50.806525	53.959325
	1.25(CM+CV)-SISXX	662.316775	-14.820275	-13.275075
	0.9CM+SISXX	385.76828	43.85622	46.90966
	0.9CM-SISXX	431.06308	-21.77058	-20.32474
SIS XX NEGATIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	617.021975	-50.806525	-53.959325
	1.25(CM+CV)-SISXX	662.316775	14.820275	13.275075
	0.9CM+SISXX	385.76828	-43.85622	-46.90966
	0.9CM-SISXX	431.06308	21.77058	20.32474

Combos de diseño (demanda amplificada) para SXX

SIS YY				
	COMBOS	P	M2	M3
C. GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	733.81179	20.78971	23.23447
SIS YY POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	578.745075	128.643625	33.964525
	1.25(CM+CV)-SISXX	700.593675	-92.657375	6.719725
	0.9CM+SISXX	347.49138	121.69332	26.91486
	0.9CM-SISXX	469.33998	-99.60768	-0.32994
SIS YY NEGATIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	578.745075	-	-33.96452
	1.25(CM+CV)-SISXX	700.593675	92.657375	-6.719725
	0.9CM+SISXX	347.49138	-121.69332	-26.91486
	0.9CM-SISXX	469.33998	99.60768	0.32994

Combos de diseño (demanda amplificada) para SYY

4.3.1.1. Diseño por confinamiento

La longitud "Lo" no debe ser menor que el mayor entre:

- $L_n/6$; $2220\text{mm}/6 = 370\text{mm}$
- Mayor dimensión de la sección transversal; 900mm
- 500mm .

Fuera de la longitud "Lo", el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con los requerimientos de gancho del estribo y la separación máxima de cada ramal. En todo el elemento la separación máxima será de 300mm y mínima según el cálculo por cortante.

El espaciamiento "So" no debe exceder al menor de:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro; $8 \cdot 25.4\text{mm} = 203\text{mm}$
- $1/2$ de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
 $1/2 \cdot 500\text{mm} = 250\text{mm}$
- 100mm .

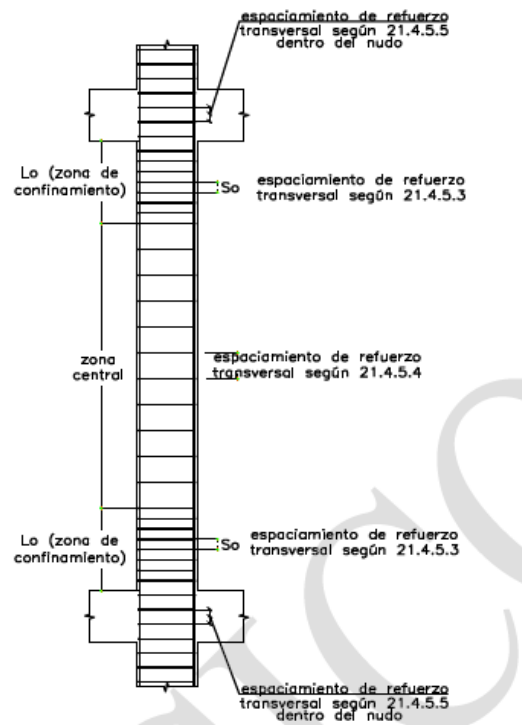


Fig. 21.4.5 Requerimientos de estribos en columnas

Figura 264 Requerimientos de estribos en columnas

Requerimientos de estribos de columnas para Muros estructurales y DUALES tipo I.

4.3.1.1. Diseño por corte

La demanda por cortante para el eje local 3 es:

$$Vu_{33} = 85.52 \text{ tonf}$$

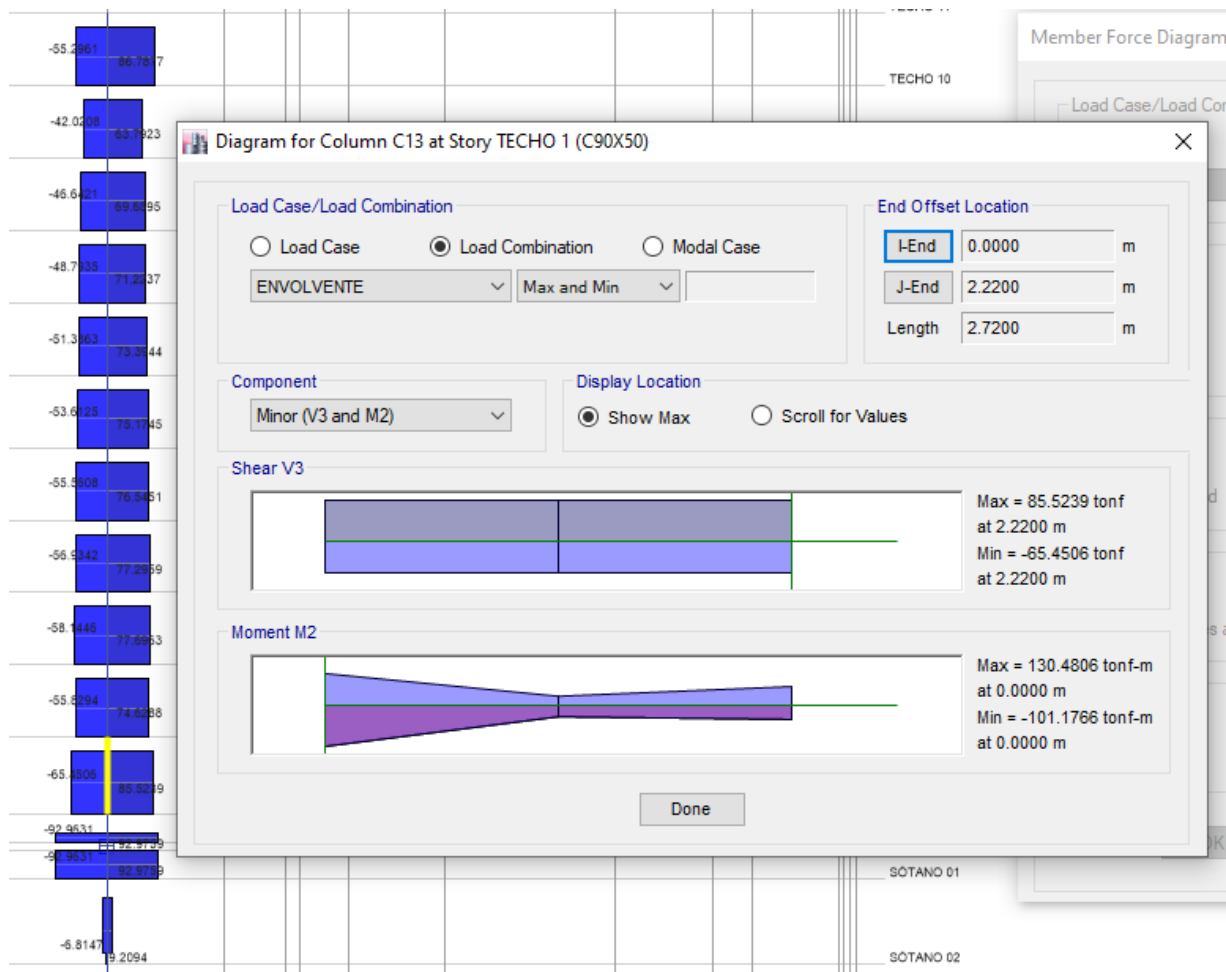


Figura 265 Diagrama de columna C13

Cortante 3-3

Asumiendo \emptyset e 1/2" y \emptyset e 3/8" : 1.29cm²
 Peralte efectivo, "d" : 45.52 cm
 Esfuerzo. Fluencia, "fy" : 4200 kg/cm²
 Espaciamiento, "S" : 10 cm

En los extremos (zona de confinamiento), se verificó que la separación del confinamiento cumpla con el cortante actuante, utilizando la siguiente fórmula según lo indica la Norma E.060:

Aporte de capacidad por parte del refuerzo transversal:

$$V_s[\text{tonf}] = \frac{A_v f_y d}{S} [\text{tonf}] = \frac{(2 * 1.29\text{cm}^2 + 2 * 0.71\text{cm}^2) * \frac{4200\text{kg}}{\text{cm}^2} * 45.52\text{cm}}{\frac{10\text{cm}}{1000}} = 76.47\text{tonf}$$

Aporte de capacidad por parte del concreto:

$$V_c[\text{tonf}] = \frac{0.53\sqrt{f'c}bd}{1000} [\text{tonf}] = \frac{0.53 * \frac{\sqrt{420}\text{kg}}{\text{cm}^2} * 90\text{cm} * 45.52\text{cm}}{1000} = 44.50\text{tonf}$$

Entonces, la capacidad del elemento a cortante es:

$$\emptyset V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s$$

Donde el valor de “ \emptyset ” para efecto cortante es de 0.85, por lo tanto:

$$\emptyset V_n = 0.85 * 44.50\text{tonf} + 0.85 * 76.47\text{tonf}$$

$$\emptyset V_n = 102.82\text{tonf} \geq V_{u33} = 85.52\text{tonf} \dots \text{OK}$$

La demanda por cortante para el eje local 2 es:

$$V_{u22} = 72.16 \text{ tonf}$$

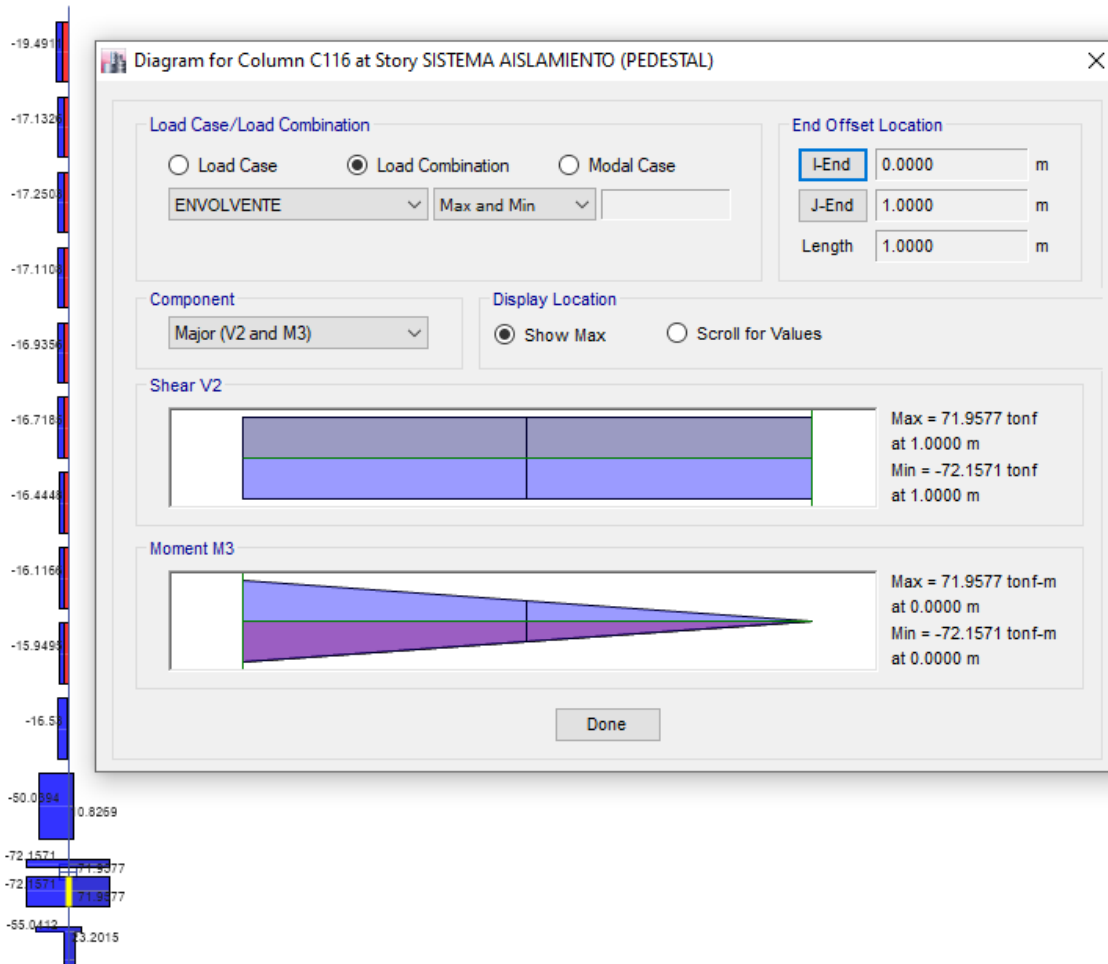


Figura 266 Diagrama de columna C116

Cortante 2-2

Aporte de capacidad por parte del refuerzo transversal:

$$V_s[\text{tonf}] = \frac{A_v f_y d}{S} [\text{tonf}] = \frac{(2 * 1.29\text{cm}^2 + 2 * 0.71\text{cm}^2) * \frac{4200\text{kg}}{\text{cm}^2} * 45.52\text{cm}}{\frac{10\text{cm}}{1000}} = 76.47\text{tonf}$$

Aporte de capacidad por parte del concreto:

$$V_c[\text{tonf}] = \frac{0.53\sqrt{f'c}bd}{1000} [\text{tonf}] = \frac{0.53 * \frac{\sqrt{4200}\text{kg}}{\text{cm}^2} * 90\text{cm} * 45.52\text{cm}}{1000} = 44.50\text{tonf}$$

Entonces, la capacidad del elemento a cortante es:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

Donde el valor de “Ø” para efecto cortante es de 0.85, por lo tanto:

$$\phi V_n = 0.85 * 44.50 \text{tonf} + 0.85 * 76.47 \text{tonf}$$

$$\phi V_n = 102.82 \text{tonf} \geq V_{u22} = 72.16 \text{tonf} \dots \text{OK}$$

La zona fuera de confinamiento según el diagrama de fuerzas cortantes, cuenta con la misma magnitud para ambas direcciones (ambos ejes locales), por ende, también llevará el mismo refuerzo transversal, teniendo en cuenta que la separación también será de diez centímetros.

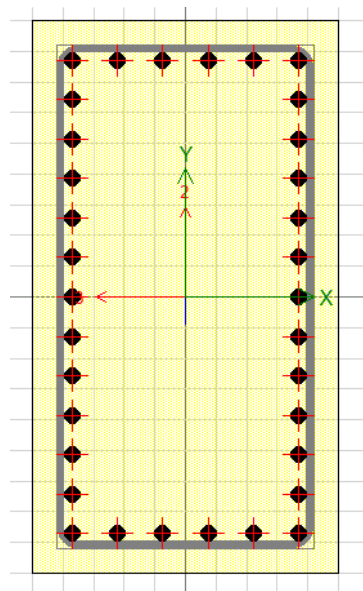


Figura 267 Distribucion de acero

$$\rho = 3.83\%$$

$$34\phi 1"$$

$$4\phi 1" + 8\phi 1" + 22\phi 1"$$

$$1\pi 1/2" + 1\pi 3/8" @.10\text{m}$$

4.3.1.1. Diseño por capacidad

El diseño por capacidad de la columna C13 se realizó con la finalidad de que el elemento falle en primera instancia por flexión y no por corte. A pesar de haber ya realizado el diseño por corte, fue necesario calcular las fuerzas cortantes en función a los “momentos nominales” producto del refuerzo longitudinal.

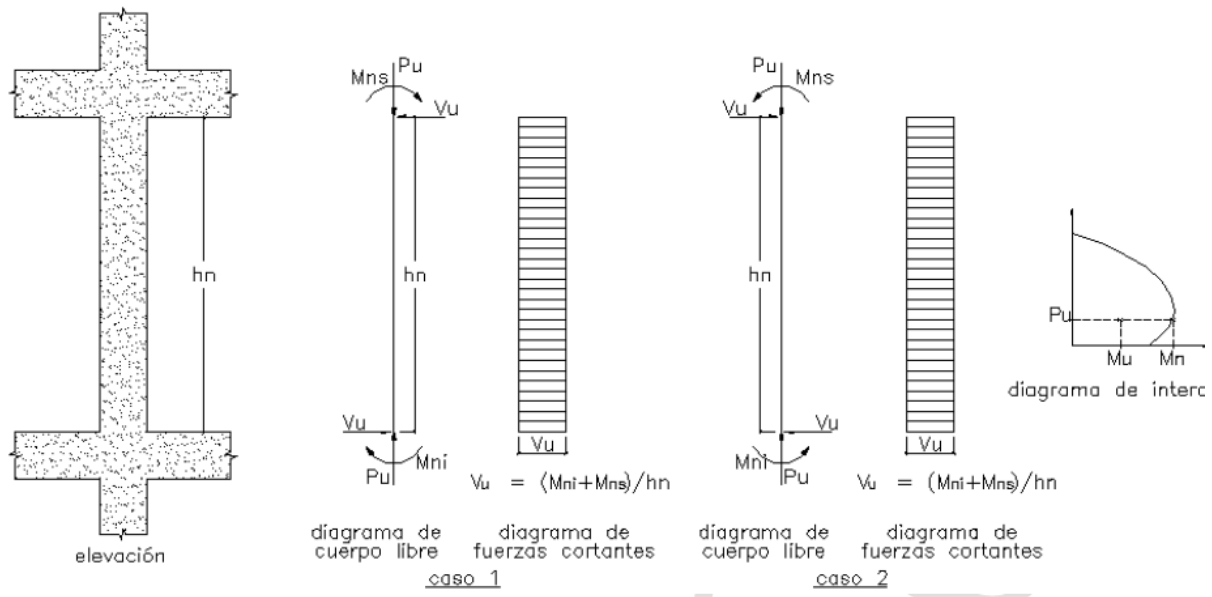


Figura 268 Diagrama de cuerpo libre y fuerzas cortantes

Requerimientos de estribos de columnas para Muros estructurales y DUALES tipo I, Diseño por capacidad

Diagrama por flexocompresión para estimar los momentos probables, tomando el valor del esfuerzo de fluencia por 1.25 y sin el valor de "Ø".

Demanda sísmica:

Story	Column	Load Case/Combo	Station	P	M2	M3
			m	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C13	Dead	0	453.80	12.2698	14.7694
TECHO 1	C13	Live	0	57.94	2.1247	1.5043
TECHO 1	C13	SXX Max	0	-22.65	32.8134	33.6172
TECHO 1	C13	SYX Max	0	-60.92	110.6505	13.6224

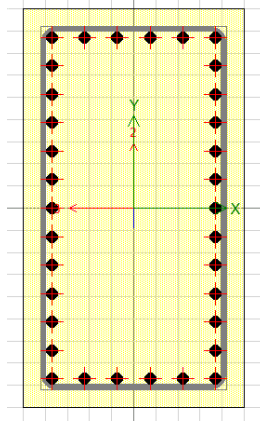


Figura 269 Detalle de acero

$\rho = 3.83\%$
 $34\phi 1''$
 $4 \phi 1'' + 8 \phi 1'' + 22 \phi 1''$

PUNTOS	CURVA 1		CURVA 13	
	M33		M33	
	0°		180°	
	ØMn	ØPn	ØMn	ØPn
1	0	1963.5263	0	1963.5263
2	121.2203	1963.5263	-121.2203	1963.5263
3	173.7543	1856.4275	-173.7543	1856.4275
4	218.1982	1674.0351	-218.1982	1674.0351
5	254.9787	1477.7134	-254.9787	1477.7134
6	285.4278	1262.5441	-285.4278	1262.5441
7	311.3592	1022.637	-311.3592	1022.637
8	336.2908	733.459	-336.2908	733.459
9	347.961	504.2352	-347.961	504.2352
10	335.4549	287.0071	-335.4549	287.0071
11	307.4947	71.5173	-307.4947	71.5173
12	262.8806	-147.7738	-262.8806	-147.7738
13	199.4157	-376.5682	-199.4157	-376.5682
14	108.9193	-636.0977	-108.9193	-636.0977
15	0	-909.7724	0	-909.7724

Diagrama de interacción en el eje local 33 de la columna

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN XX

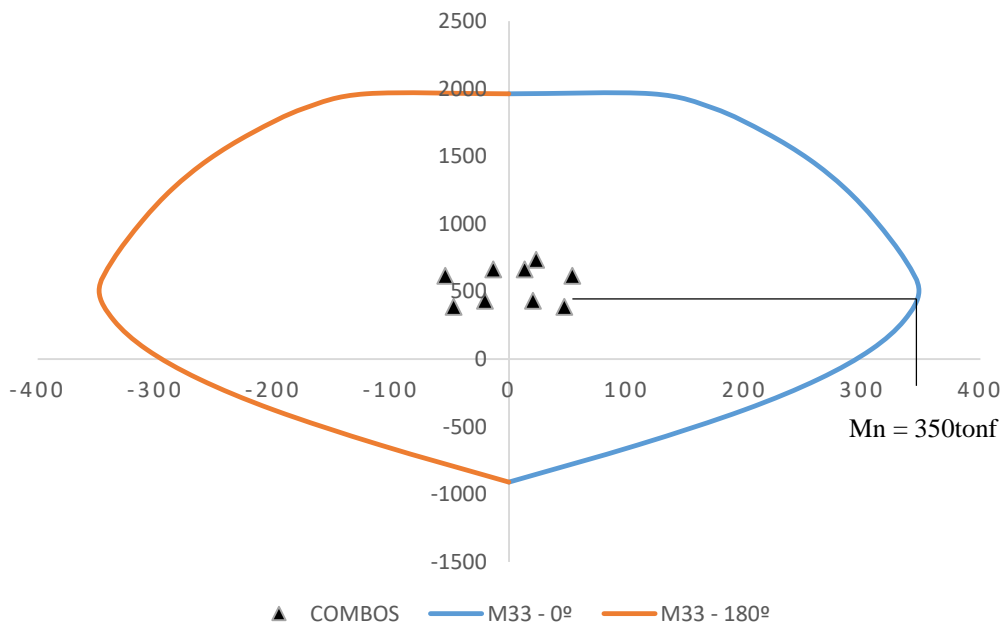


Figura 270 Diagrama de interaccion XX

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN YY

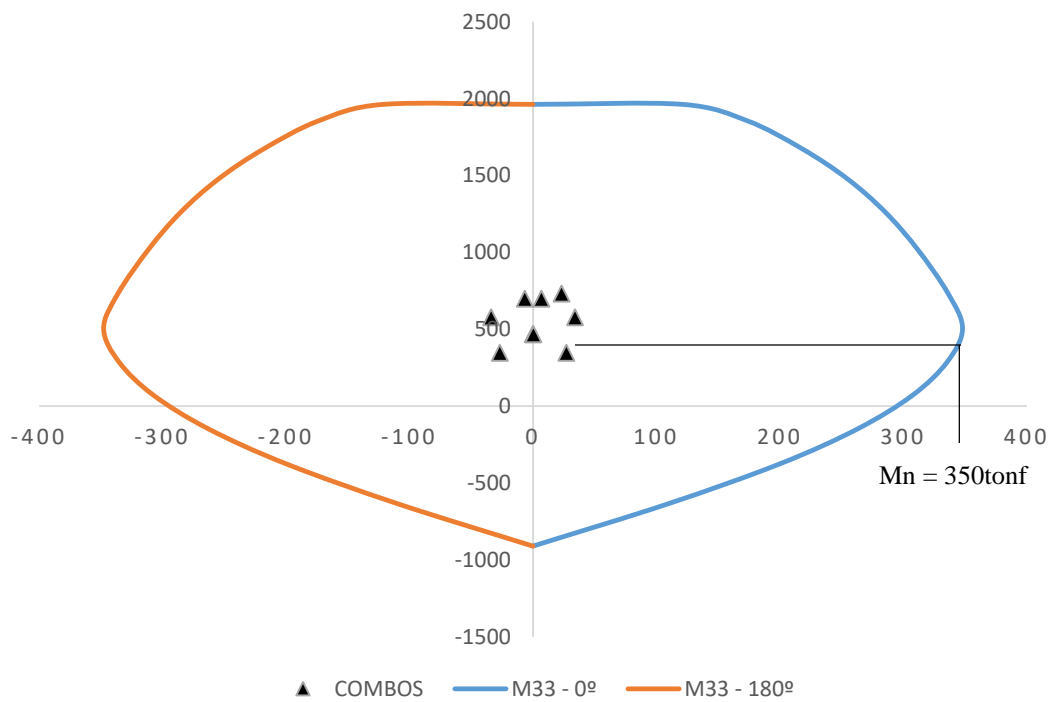


Figura 271 Diagrama de interaccion YY

PUNTOS	CURVA 7		CURVA 19	
	M22		M22	
	90°		270°	
	ØMn	ØPn	ØMn	ØPn
1	0	1963.5263	0	1963.5263
2	78.0607	1963.5263	-78.0607	1963.5263
3	105.5912	1854.992	-105.5912	1854.992
4	132.7849	1662.9373	-132.7849	1662.9373
5	154.8405	1457.4771	-154.8405	1457.4771
6	172.7952	1225.4365	-172.7952	1225.4365
7	188.6466	954.7271	-188.6466	954.7271
8	205.0369	628.9274	-205.0369	628.9274
9	209.6712	413.157	-209.6712	413.157
10	197.841	254.0102	-197.841	254.0102
11	178.819	80.9291	-178.819	80.9291
12	151.0827	-112.7427	-151.0827	-112.7427
13	113.2327	-334.2367	-113.2327	-334.2367
14	28.7875	-778.8397	-28.7875	-778.8397

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN XX

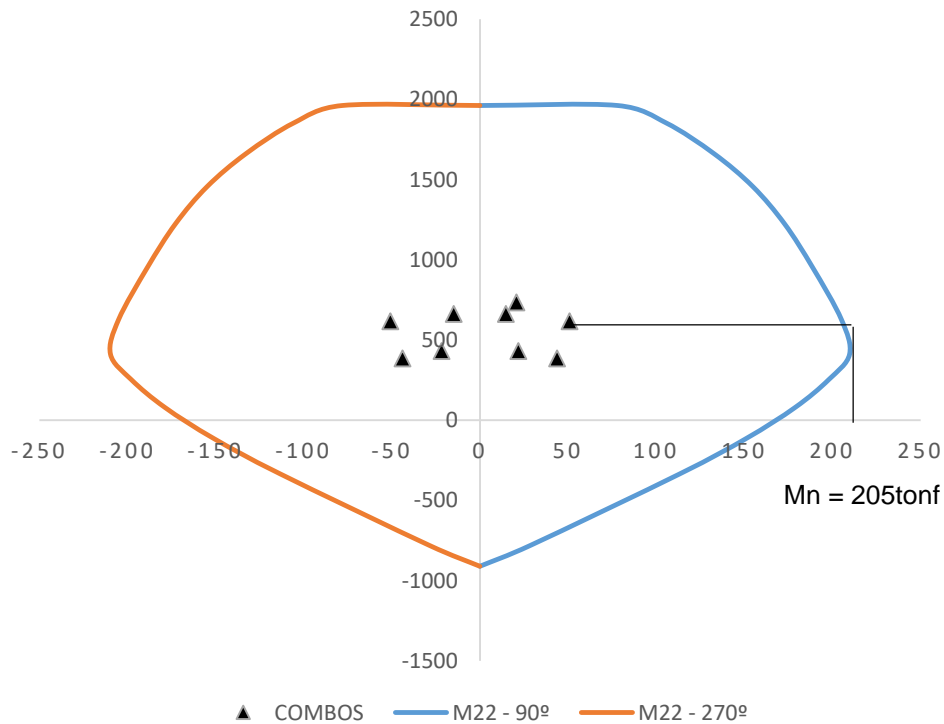


Figura 272 Diagrama de interaccion XX

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN YY

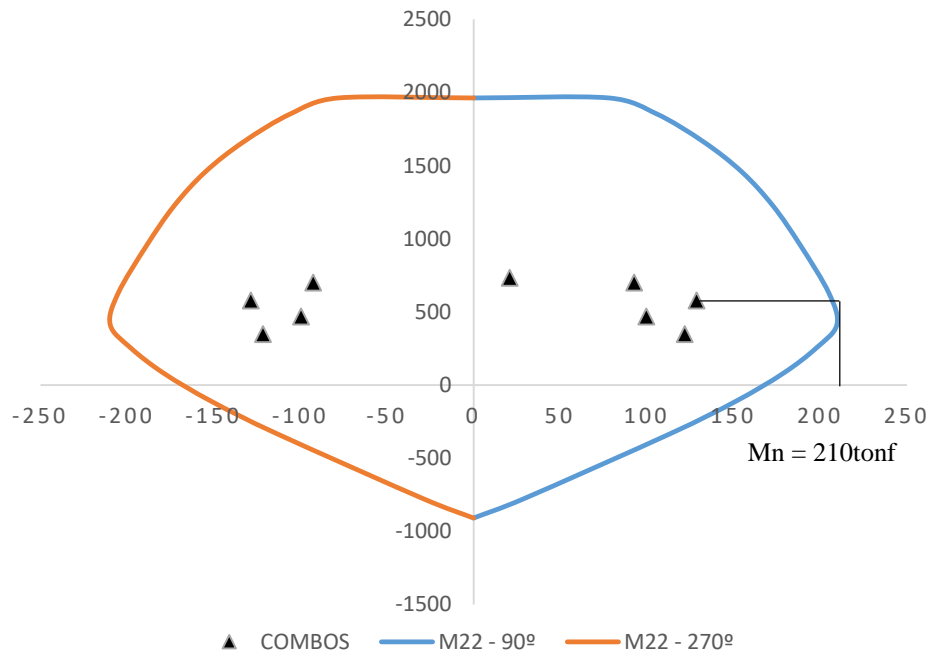


Figura 273 Diagrama de interaccion YY

Los momentos nominales para el eje local 2 y 3 son:

SDXX / Eje local 2 – b=.50m, h=.90m

Mns =	205 tonf.m	Mni =	205 tonf.m
Pus =	726 tonf	Pui =	729 tonf
hn =	2.22m	hn =	2.22m
Vus =	184.68 tonf	Vui =	184.68 tonf
Vu22 =	72.16 tonf	Vu22 =	72.16 tonf

Asumiendo Øe 1/2"	: 1.29cm ²
Peralte efectivo, "d"	: 84.73 cm
Esfuerzo. Fluencia, "fy"	: 4200 kg/cm ²
Espaciamiento, "S"	: 7.5 cm

Aporte de capacidad por parte del refuerzo transversal:

$$V_s[tonf] = \frac{A_v f_y d}{S} [tonf] = \frac{(4 * 1.29cm^2) * \frac{4200kg}{cm^2} * 84.73cm}{7.5cm * 1000} = 244.84tonf$$

Aporte de capacidad por parte del concreto:

$$V_c[tonf] = 0.53\sqrt{f'c}bd[tonf] = \frac{0.53 * \frac{\sqrt{4200}kg}{cm^2} * 90cm * 45.52cm}{1000} = 44.50tonf$$

Entonces, la capacidad del elemento a cortante es:

$$\emptyset V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s$$

Donde el valor de “Ø” para efecto cortante es de 0.85, por lo tanto:

$$\emptyset V_n = 0.85 * 44.50tonf + 0.85 * 244.84tonf$$

$$\emptyset V_n = 245.93tonf \geq V_u = 184.68tonf \dots \text{OK}$$

SDYY / Eje local 3 – b=.90m, h=.50m

Mns =	350 tonf.m	Mni =	350 tonf.m
Pus =	726 tonf	Pui =	729 tonf
hn =	2.22m	hn =	2.22m
Vus =	315 tonf	Vui =	315 tonf
Vu33 =	85.52 tonf	Vu33 =	85.52 tonf

Aporte de capacidad por parte del refuerzo transversal:

$$V_s[tonf] = \frac{A_v f_y d}{S} [tonf] = \frac{(10 * 1.29cm^2) * \frac{4200kg}{cm^2} * 45.52cm}{7.5cm * 1000} = 328.84tonf$$

Aporte de capacidad por parte del concreto:

$$V_c[tonf] = \frac{0.53\sqrt{f'c}bd}{1000} [tonf] = \frac{0.53 * \frac{\sqrt{420}kg}{cm^2} * 90cm * 45.52cm}{1000} = 44.50tonf$$

Entonces, la capacidad del elemento a cortante es:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

Donde el valor de “ ϕ ” para efecto cortante es de 0.85, por lo tanto:

$$\phi V_n = 0.85 * 44.50tonf + 0.85 * 328.84tonf$$

$$\phi V_n = 317.33tonf \geq V_u = 315tonf \dots \text{OK}$$

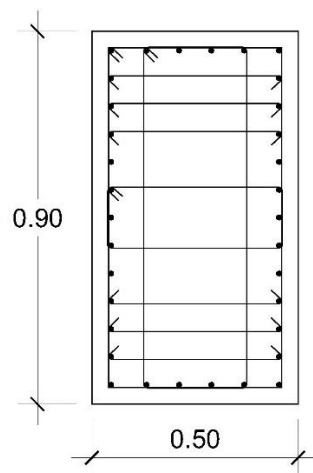


Figura 274 Detalle de acero

2 π 1/2" + 6grapas1/2" @.075m
2 π 1/2" @075m

4.3.1. Diseño de Viga

Los pasos que se siguieron en el diseño de la viga B11 y B12, a flexión, después de conseguir los momentos máximos por la envolvente y de haber tenido en cuenta el punto 21.5.2.2. de la Norma E.060 de Diseño en Concreto Armado fueron:

4.3.1.1. Diseño por flexión

VIGA B11		
Load Case/Combo	Station	M3
	m	tonf-m
ENVOLVENTE Max	0.4692	4.8486
ENVOLVENTE Max	0.9385	7.5094
ENVOLVENTE Max	0.9385	7.7647
ENVOLVENTE Max	1.4077	9.7782
ENVOLVENTE Max	1.4077	9.9543
ENVOLVENTE Max	1.8769	12.6664
ENVOLVENTE Max	1.8769	12.9902
ENVOLVENTE Max	2.3462	15.2236
ENVOLVENTE Max	2.3462	15.3823
ENVOLVENTE Max	2.8154	16.0841
ENVOLVENTE Max	2.8154	16.305
ENVOLVENTE Max	3.2846	18.4979
ENVOLVENTE Max	3.2846	18.6366
ENVOLVENTE Max	3.7538	20.6071
ENVOLVENTE Max	3.7538	20.8654
ENVOLVENTE Max	4.2231	22.4955
ENVOLVENTE Max	4.2231	22.5989
ENVOLVENTE Max	4.6923	22.8762
ENVOLVENTE Max	4.6923	22.8437
ENVOLVENTE Max	5.1615	21.9854
ENVOLVENTE Max	5.1615	21.846
ENVOLVENTE Max	5.6308	20.219
ENVOLVENTE Min	0.4692	-42.3615
ENVOLVENTE Min	0.9385	-28.6935
ENVOLVENTE Min	0.9385	-27.3151
ENVOLVENTE Min	1.4077	-15.5929
ENVOLVENTE Min	1.4077	-14.4183

ENVOLVENTE Min	1.8769	-6.0284
ENVOLVENTE Min	1.8769	-5.2896
ENVOLVENTE Min	2.3462	0.9164
ENVOLVENTE Min	2.3462	1.5304
ENVOLVENTE Min	2.8154	6.6012
ENVOLVENTE Min	2.8154	7.0894
ENVOLVENTE Min	3.2846	9.2269
ENVOLVENTE Min	3.2846	9.0043
ENVOLVENTE Min	3.7538	6.4183
ENVOLVENTE Min	3.7538	6.0804
ENVOLVENTE Min	4.2231	2.4592
ENVOLVENTE Min	4.2231	2.0085
ENVOLVENTE Min	4.6923	-2.6584
ENVOLVENTE Min	4.6923	-3.2242
ENVOLVENTE Min	5.1615	-8.9627
ENVOLVENTE Min	5.1615	-9.6473
ENVOLVENTE Min	5.6308	-16.5174

A modo de ejemplo de diseño, tomaremos la sección **extrema izquierda** de la luz libre de la viga B11:

Los momentos actuantes son los siguientes conforme a la envolvente:

Mu (-) envolvente: 42.36 tonf-m

Mu (+) envolvente: 4.85 tonf-m

Conforme a los requisitos de la Norma E.060, los momentos de diseño serían entonces:

Mu (-) de diseño: 42.36 tonf-m

Mu (+) de diseño: 21.18 tonf-m

Se verificó si la sección de la viga está controlada en tracción o compresión, para ello se tuvo en cuenta la siguiente expresión:

$$R_n > R_{nt}$$

Donde R_n representa:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$R_n(-) = \frac{42.36 \text{ tonf} - m}{0.9 * .40m * (.62m)^2} = 306.12 \text{ tonf/m}^2$$

$$R_n(+) = \frac{21.18 \text{ tonf} - m}{0.9 * .40m * (.62m)^2} = 153.06 \text{ tonf/m}^2$$

Y R_{nt} :

$$R_{nt} = \rho_t f_y \left(1 - 0.59 \rho_t \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$R_{nt} = 0.023906 * 42000 \text{ tonf/m}^2 \left(1 - 0.59 * 0.023906 * \frac{42000 \text{ tonf/m}^2}{42000 \text{ tonf/m}^2}\right)$$

$$R_{nt} = 862.44 \text{ tonf/m}^2$$

Siendo ρ_t :

$$\rho_t = \frac{0.85 f'_c \beta_1 0.003}{(\varepsilon_{ty} + 0.003) f_y}$$

$$\rho_t = \frac{0.85 * 4200 \text{ tonf/m}^2 * 0.75 * 0.003}{(0.005 + 0.003) 42000 \text{ tonf/m}^2} = 0.023906$$

El término R_{nt} se determinó a partir de una sección donde se considera solo el acero en tracción para una viga doblemente reforzada.

En este caso no se ha cumplido con $R_n > R_{nt}$, el diseño por lo tanto la cuantía se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}}\right)$$

$$\rho(-) = \frac{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{m^2}}{\frac{42000 \text{ tonf}}{m^2}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{306.12 \text{ tonf}}{m^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{m^2}}}\right) = 0.00763$$

$$\rho(+)= \frac{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{m^2}}{\frac{42000 \text{ tonf}}{m^2}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \frac{153.06 \text{ tonf}}{m^2}}{0.85 * \frac{4200 \text{ tonf}}{m^2}}}\right) = 0.00373$$

Entonces el As en tracción se halló como $\rho b d$, posteriormente, realizamos el cálculo de ε_t , verificando que esta deformación unitaria sea mayor o igual que 0.005, de manera que el valor de “Ø” sea 0.9, el cual nos permitió hallar el momento ϕM_n , finalmente se realiza el momento generado por la fuerza en

tracción por el punto por donde pasa la fuerza a compresión denominada como " C_c ".

Para un **momento positivo**, la fibra superior del elemento se comprime y la parte inferior de este se tracciona.

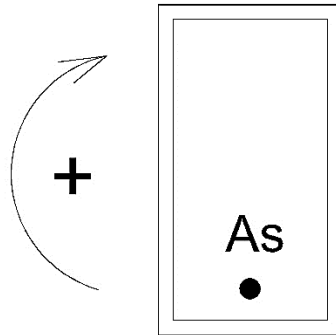


Figura 275 Momento positivo

$$\begin{aligned}As &= \rho b d \\As(+)&= 0.00373 * 40cm * 62cm \\As(+)&= 0.00373 * 40cm * 62cm = 9.2504cm^2\end{aligned}$$

El acero corrido superior, según la Norma. E.060, debe ser por lo menos 1/4 del acero total, sin embargo por temas constructivos se realiza el diseño con 1/3 del acero total.

Entonces:

$$As \text{ corrido (+)} = \frac{9.2504cm^2}{3} = 3.0835cm^2$$

Para barras de $\varnothing 5/8$ ":

$$As \text{ corrido (+)} = \frac{3.0835cm^2}{2.00cm^2} = 2 \varnothing 5/8"$$

Para un **momento negativo**, la fibra superior del elemento se comprime y la parte inferior de este se tracciona.

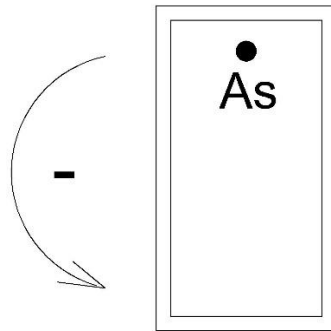


Figura 276 Momento negativo

$$As = \rho b d$$

$$As(-) = 0.00763 * 40cm * 62cm$$

$$As(-) = 0.00763 * 40cm * 62cm = 18.9224cm^2$$

El acero corrido superior, según la Norma. E.060, debe ser por lo menos 1/4 del acero total, sin embargo por temas constructivos se realiza el diseño con 1/3 del acero total.

Entonces:

$$As \text{ corrido } (-) = \frac{18.9224cm^2}{3} = 6.3075cm^2$$

Para barras de Ø5/8":

$$As \text{ corrido } (-) = \frac{6.3075cm^2}{2.00cm^2} = 4 \text{ } \emptyset 5/8''$$

A modo de ejemplo de diseño, tomaremos la sección **intermedia de la luz libre** de la viga B11:

Los momentos actuantes son los siguientes conforme a la envolvente:

Mu (-) envolvente: 0.00 tonf-m

Mu (+) envolvente: 22.88 tonf-m

Conforme a los requisitos de la Norma E.060, los momentos de diseño serían entonces:

Mu (-) de diseño: 10.59 tonf-m

Mu (+) de diseño: 22.88 tonf-m

Se verificó si la sección de la viga está controlada en tracción o compresión, para ello se tuvo en cuenta la siguiente expresión:

$$R_n > R_{nt}$$

Donde R_n representa:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$R_n(-) = \frac{10.59 \text{ tonf} \cdot \text{m}}{0.9 \cdot .40\text{m} \cdot (.62\text{m})^2} = 77 \text{ tonf/m}^2$$

$$R_n(+) = \frac{22.88 \text{ tonf} \cdot \text{m}}{0.9 \cdot .40\text{m} \cdot (.62\text{m})^2} = 165 \text{ tonf/m}^2$$

Y R_{nt} :

$$R_{nt} = \rho_t f_y \left(1 - 0.59 \rho_t \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$R_{nt} = 0.023906 \cdot 42000 \text{ tonf/m}^2 \left(1 - 0.59 \cdot 0.023906 \cdot \frac{42000 \text{ tonf/m}^2}{4200 \text{ tonf/m}^2}\right)$$

$$R_{nt} = 862.44 \text{ tonf/m}^2$$

Siendo ρ_t :

$$\rho_t = \frac{0.85 f'_c \beta_1 0.003}{(\epsilon_{ty} + 0.003) f_y}$$

$$\rho_t = \frac{0.85 \cdot 4200 \text{ tonf/m}^2 \cdot 0.75 \cdot 0.003}{(0.005 + 0.003) 4200 \text{ tonf/m}^2} = 0.023906$$

El término R_{nt} se determinó a partir de una sección donde se considera solo el acero en tracción para una viga doblemente reforzada.

En este caso no se ha cumplido con $R_n > R_{nt}$, el diseño por lo tanto la cuantía se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}}\right)$$

$$\rho(-) = \frac{0.85 \cdot \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{42000 \text{ tonf/m}^2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot \frac{77 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 \cdot \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}}\right) = 0.00184$$

$$\rho(+) = \frac{0.85 \cdot \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{42000 \text{ tonf/m}^2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot \frac{165 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 \cdot \frac{4200 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}}\right) = 0.00403$$

Entonces el A_s en tracción se halló como $\rho b d$, posteriormente, realizamos el cálculo de ε_t , verificando que esta deformación unitaria sea mayor o igual que 0.005, de manera que el valor de " ϕ " sea 0.9, el cual nos permitió hallar el momento ϕM_n , finalmente se realiza el momento generado por la fuerza en tracción por el punto por donde pasa la fuerza a compresión denominada como " C_c ".

Para un **momento positivo**, la fibra superior del elemento se comprime y la parte inferior de este se tracciona.

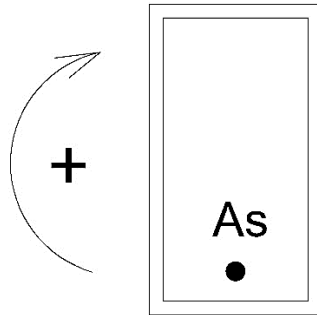


Figura 277 Momento positivo

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s(+) = 0.00184 * 40cm * 62cm$$

$$A_s(+) = 0.00184 * 40cm * 62cm = 4.5632cm^2$$

El acero corrido superior, según la Norma. E.060, debe ser por lo menos 1/4 del acero total, sin embargo por temas constructivos se realiza el diseño con 1/3 del acero total.

Entonces:

$$A_s \text{ corrido (+)} = \frac{4.5632cm^2}{3} = 1.5211cm^2$$

Para barras de $\phi 5/8$ ":

$$A_s \text{ corrido (+)} = \frac{1.5211cm^2}{2.00cm^2} = 2 \phi 5/8"$$

Para un **momento negativo**, la fibra superior del elemento se comprime y la parte inferior de este se tracciona.

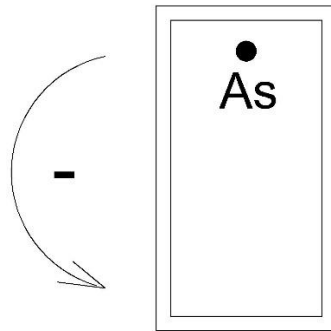


Figura 278 Momento negativo

$$As = \rho b d$$

$$As(-) = 0.00403 * 40cm * 62cm$$

$$As(-) = 0.00403 * 40cm * 62cm = 9.9944cm^2$$

El acero corrido superior, según la Norma. E.060, debe ser por lo menos 1/4 del acero total, sin embargo por temas constructivos se realiza el diseño con 1/3 del acero total.

Entonces:

$$As \text{ corrido } (-) = \frac{9.9944cm^2}{3} = 3.3315cm^2$$

Para barras de Ø5/8":

$$As \text{ corrido } (-) = \frac{3.3315cm^2}{2.00cm^2} = 2 \text{ } \emptyset 5/8"$$

A modo de ejemplo de diseño, tomaremos la sección **extrema derecha** de la luz libre de la viga B11:

Los momentos actuantes son los siguientes conforme a la envolvente:

Mu (-) envolvente: 16.32 tonf-m

Mu (+) envolvente: 20.22 tonf-m

Conforme a los requisitos de la Norma E.060, los momentos de diseño serían entonces:

Mu (-) de diseño: 16.52 tonf-m

Mu (+) de diseño: 20.22 tonf-m

Se verificó si la sección de la viga está controlada en tracción o compresión, para ello se tuvo en cuenta la siguiente expresión:

$$R_n > R_{nt}$$

Donde R_n representa:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$R_n(-) = \frac{16.52 \text{ tonf} \cdot \text{m}}{0.9 \cdot .40\text{m} \cdot (.62\text{m})^2} = 119 \text{ tonf/m}^2$$

$$R_n(+) = \frac{20.22 \text{ tonf} \cdot \text{m}}{0.9 \cdot .40\text{m} \cdot (.62\text{m})^2} = 146 \text{ tonf/m}^2$$

Y R_{nt} :

$$R_{nt} = \rho_t f_y \left(1 - 0.59 \rho_t \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$R_{nt} = 0.023906 \cdot 42000 \text{ tonf/m}^2 \left(1 - 0.59 \cdot 0.023906 \cdot \frac{42000 \text{ tonf/m}^2}{42000 \text{ tonf/m}^2}\right)$$

$$R_{nt} = 862.44 \text{ tonf/m}^2$$

Siendo ρ_t :

$$\rho_t = \frac{0.85 f'_c \beta_1 0.003}{(\epsilon_{ty} + 0.003) f_y}$$

$$\rho_t = \frac{0.85 \cdot 42000 \text{ tonf/m}^2 \cdot 0.75 \cdot 0.003}{(0.005 + 0.003) 42000 \text{ tonf/m}^2} = 0.023906$$

El término R_{nt} se determinó a partir de una sección donde se considera solo el acero en tracción para una viga doblemente reforzada.

En este caso no se ha cumplido con $R_n > R_{nt}$, el diseño por lo tanto la cuantía se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}}\right)$$

$$\rho(-) = \frac{0.85 \cdot \frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{42000 \text{ tonf/m}^2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot \frac{119 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 \cdot \frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}}\right) = 0.00289$$

$$\rho(+) = \frac{0.85 \cdot \frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{42000 \text{ tonf/m}^2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot \frac{146 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 \cdot \frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2}}}\right) = 0.00355$$

Entonces el A_s en tracción se halló como $\rho b d$, posteriormente, realizamos el cálculo de ε_t , verificando que esta deformación unitaria sea mayor o igual que 0.005, de manera que el valor de " ϕ " sea 0.9, el cual nos permitió hallar el momento ϕM_n , finalmente se realiza el momento generado por la fuerza en tracción por el punto por donde pasa la fuerza a compresión denominada como " C_c ".

Para un **momento positivo**, la fibra superior del elemento se comprime y la parte inferior de este se tracciona.

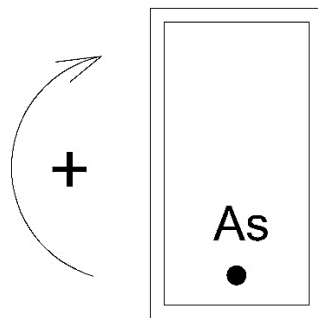


Figura 279 Momento positivo

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s(+)= 0.00355 * 40cm * 62cm$$

$$A_s(+)= 0.00355 * 40cm * 62cm = 8.8040cm^2$$

El acero corrido superior, según la Norma. E.060, debe ser por lo menos 1/4 del acero total, sin embargo por temas constructivos se realiza el diseño con 1/3 del acero total.

Entonces:

$$A_s \text{ corrido (+)} = \frac{8.8040cm^2}{3} = 2.9347cm^2$$

Para barras de $\phi 5/8$ ":

$$A_s \text{ corrido (+)} = \frac{2.9347cm^2}{2.00cm^2} = 2 \phi 5/8"$$

Para un **momento negativo**, la fibra superior del elemento se comprime y la parte inferior de este se tracciona.

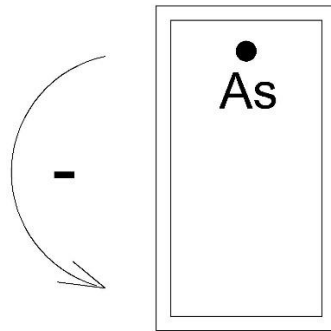


Figura 280 Momento negativo

$$As = \rho b d$$

$$As(-) = 0.00289 * 40cm * 62cm$$

$$As(-) = 0.00289 * 40cm * 62cm = 7.1672cm^2$$

El acero corrido superior, según la Norma. E.060, debe ser por lo menos 1/4 del acero total, sin embargo por temas constructivos se realiza el diseño con 1/3 del acero total.

Entonces:

$$As \text{ corrido } (-) = \frac{7.1672 \text{ cm}^2}{3} = 2.3891cm^2$$

Para barras de $\varnothing 5/8"$:

$$As \text{ corrido } (-) = \frac{2.3891cm^2}{2.00cm^2} = 2 \varnothing 5/8"$$

El acero corrido en la viga fue el valor máximo o cantidad máxima de varillas de acero, en ambos casos, negativo y positivo:

$$As \text{ corrido } (-) = 4\varnothing 5/8"$$

$$As \text{ corrido } (+) = 2\varnothing 5/8"$$

La cantidad de bastones en las tres secciones fueron:

Sección de viga extrema izquierda:

$$As \text{ total } (-) = 18.9224cm^2$$

$$As \text{ corrido } (-) = 8.00cm^2$$

$$As \text{ bastones } (-) = 10.9224cm^2$$

$$Asumiendo \text{ barras de } \varnothing 5/8" = 10.9224cm^2 / 2.00cm^2 = 6\varnothing 5/8"$$

Para $b=40m$, la cantidad máxima de varillas en una capa es de 6, por ende, en la primera capa se distribuye $4\emptyset5/8''$ (corrido)+ $2\emptyset5/8''$ (bastones) y en la segunda capa, se distribuye $4\emptyset5/8''$ (bastones).

El acero realmente colocado sería entonces: $4\emptyset5/8''+2\emptyset5/8''+4\emptyset5/8''=20cm2$

$$As\ total\ (+) = 9.2504cm2$$

$$As\ corrido(+)= 4.00cm2$$

$$As\ bastones\ (+) = 5.2504cm2$$

$$Asumiendo\ barras\ de\ \emptyset5/8'' = 5.2504cm2/2.00cm2 = 3\emptyset5/8''$$

Para $b=40m$, la cantidad máxima de varillas en una capa es de 6, por ende, en la primera capa se distribuye $2\emptyset5/8''$ (corrido)+ $3\emptyset5/8''$ (bastones).

El acero realmente colocado sería entonces: $2\emptyset5/8''+3\emptyset5/8''=10cm2$

Sección de viga intermedia:

$$As\ total\ (-) = 9.9944cm2$$

$$As\ corrido(-)= 4.00cm2$$

$$As\ bastones\ (-) = 5.9944cm2$$

$$Asumiendo\ barras\ de\ \emptyset5/8'' = 5.9944cm2/2.00cm2 = 3\emptyset5/8''$$

Para $b=40m$, la cantidad máxima de varillas en una capa es de 6, por ende, en la primera capa se distribuye $2\emptyset5/8''$ (corrido)+ $3\emptyset5/8''$ (bastones).

El acero realmente colocado sería entonces: $2\emptyset5/8''+3\emptyset5/8''=10cm2$

$$As\ total\ (+) = 4.5632cm2$$

$$As\ corrido(+)= 4.00cm2$$

$$As\ bastones\ (+) = 0.5632cm2$$

$$Asumiendo\ barras\ de\ \emptyset5/8'' = 0.5632cm2/2.00cm2 = 3\emptyset5/8''$$

Para $b=40m$, la cantidad máxima de varillas en una capa es de 6, por ende, en la primera capa se distribuye $2\emptyset5/8''$ (corrido)+ $2\emptyset5/8''$ (bastones).

El acero realmente colocado sería entonces: $2\emptyset5/8''+3\emptyset5/8''=10cm2$

Sección de viga extrema derecha:

$$As\ total\ (-) = 7.1672cm2$$

$$As\ corrido(-)= 4.00cm2$$

$$As\ bastones\ (-) = 3.1672cm2$$

$$Asumiendo\ barras\ de\ \emptyset5/8'' = 3.1672cm2/2.00cm2 = 2\emptyset5/8''$$

Para $b=.40m$, la cantidad máxima de varillas en una capa es de 6, por ende, en la primera capa se distribuye $2\emptyset5/8''$ (corrido)+ $2\emptyset5/8''$ (bastones).

El acero realmente colocado sería entonces: $2\emptyset5/8''+2\emptyset5/8''=8cm^2$

$$As_{total (+)} = 8.8040cm^2$$

$$As_{corrido(+)} = 4.00cm^2$$

$$As_{bastones (+)} = 4.8040cm^2$$

$$Asumiendo barras de $\emptyset5/8'' = 4.8040cm^2/2.00cm^2 = 3\emptyset5/8''$$$

Para $b=.40m$, la cantidad máxima de varillas en una capa es de 6, por ende, en la primera capa se distribuye $2\emptyset5/8''$ (corrido)+ $3\emptyset5/8''$ (bastones).

El acero realmente colocado sería entonces: $2\emptyset5/8''+3\emptyset5/8''=10cm^2$

Se calculó el valor de la profundidad del eje neutro "c" y se verificó que la deformación unitaria de la viga sea mayor o igual que 5/1000.

Asumiendo que A's fluye, tenemos que el valor de "c" es igual a:

Sección de viga extrema izquierda:

$$c(-) = \frac{A_s(-)f_y}{0.85f'_c b \beta_1}$$

$$c(-) = \frac{20cm^2 * 10^{-4} * \frac{42000tonf}{m^2}}{0.85 * \frac{4200tonf}{m^2} * .40m * 0.75} = 7.8431cm$$

$$c(+) = \frac{A_s(+)f_y}{0.85f'_c b \beta_1}$$

$$c(+) = \frac{10cm^2 * 10^{-4} * \frac{42000tonf}{m^2}}{0.85 * \frac{4200tonf}{m^2} * .40m * 0.75} = 3.9216cm$$

Se cumplió que:

$$\varepsilon_t(-) = \frac{0.003 * .62m}{\frac{7.8431cm}{100}} - 0.003 = 0.020715 \geq 0.005 \dots \text{OK}$$

$$\varepsilon_t(+) = \frac{0.003 * .62m}{\frac{3.9216cm}{100}} - 0.003 = 0.044430 \geq 0.005 \dots \text{OK}$$

Determinamos el valor de “a”, valor de la profundidad del bloque comprimido:

$$a = \beta_1 c$$

$$a(-) = 0.75 * 7.8431cm = 5.8823cm$$

$$a(+) = 0.75 * 3.9216cm = 2.9412cm$$

Para culminar ya el caso mencionado, se esperó que la resistencia nominal para flexión sea mayor que la demanda.

$$\emptyset M_n \geq M_u$$

De manera que, el valor de “Ø” es entonces 0.9.

$$\emptyset M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n(-) = 20cm^2 * 10^{-4} * \frac{42000tonf}{m^2} * \left(.62m - \frac{\frac{5.8823cm}{100}}{2} \right) = 49.6094tonf - m$$

$$\emptyset M_n(-) = 44.6485tonf - m \geq M_u(-) = 42.36tonf - m \dots \text{OK}$$

$$\emptyset M_n(+) = 10cm^2 * 10^{-4} * \frac{42000tonf}{m^2} * \left(.64m - \frac{\frac{2.9412cm}{100}}{2} \right) = 26.2623tonf - m$$

$$\emptyset M_n(+) = 23.6361tonf - m \geq M_u(-) = 22.88tonf - m \dots \text{OK}$$

Sección de viga intermedia:

$$c(-) = \frac{A_s(-) f_y}{0.85 f'_c b \beta_1}$$

$$c(-) = \frac{10\text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200\text{tonf}}{\text{m}^2} * .40\text{m} * 0.75} = 3.9216\text{cm}$$

$$c(+) = \frac{A_s(+)*f_y}{0.85f'_c b\beta_1}$$

$$c(+) = \frac{10\text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200\text{tonf}}{\text{m}^2} * .40\text{m} * 0.75} = 3.9216\text{cm}$$

Se cumplió que:

$$\varepsilon_t(-) = \frac{0.003 * .62\text{m}}{\frac{3.9216\text{cm}}{100}} - 0.003 = 0.044430 \geq 0.005 \dots \text{OK}$$

$$\varepsilon_t(+) = \frac{0.003 * .62\text{m}}{\frac{3.9216\text{cm}}{100}} - 0.003 = 0.044430 \geq 0.005 \dots \text{OK}$$

Determinamos el valor de "a", valor de la profundidad del bloque comprimido:

$$a = \beta_1 c$$

$$a(-) = 0.75 * 3.9216\text{cm} = 2.9412\text{cm}$$

$$a(+) = 0.75 * 3.9216\text{cm} = 2.9412\text{cm}$$

Para culminar ya el caso mencionado, se esperó que la resistencia nominal para flexión sea mayor que la demanda.

$$\emptyset M_n \geq M_u$$

De manera que, el valor de "Ø" es entonces 0.9.

$$\emptyset M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\emptyset M_n(-) = 10\text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2} * \left(.62\text{m} - \frac{\frac{2.9412\text{cm}}{100}}{2} \right) = 26.26235\text{tonf} - m$$

$$\emptyset M_n(-) = 23.6361\text{tonf} - m \geq M_u(-) = 10.59\text{tonf} - m \dots \text{OK}$$

$$\emptyset M_n(+)=10\text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2} * \left(.62\text{m} - \frac{\frac{2.9412\text{cm}}{100}}{2} \right) = 26.26235\text{tonf} - m$$

$$\emptyset M_n(+)=23.6361\text{tonf} - m \geq M_u(-)=22.88\text{tonf} - m \dots \text{OK}$$

Sección de viga extrema derecha:

$$c(-)=\frac{A_s(-)f_y}{0.85f'_c b \beta_1}$$

$$c(-)=\frac{8\text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200\text{tonf}}{\text{m}^2} * .40\text{m} * 0.75} = 3.1372\text{cm}$$

$$c(+)=\frac{A_s(+)f_y}{0.85f'_c b \beta_1}$$

$$c(+)=\frac{10\text{cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000\text{tonf}}{\text{m}^2}}{0.85 * \frac{4200\text{tonf}}{\text{m}^2} * .40\text{m} * 0.75} = 3.9216\text{cm}$$

Se cumplió que:

$$\varepsilon_t(-)=\frac{0.003 * .62\text{m}}{\frac{3.1372\text{cm}}{100}} - 0.003 = 0.056288 \geq 0.005 \dots \text{OK}$$

$$\varepsilon_t(+)=\frac{0.003 * .62\text{m}}{\frac{3.9216\text{cm}}{100}} - 0.003 = 0.044430 \geq 0.005 \dots \text{OK}$$

Determinamos el valor de “a”, valor de la profundidad del bloque comprimido:

$$a = \beta_1 c$$

$$a(-) = 0.75 * 3.1372\text{cm} = 2.3529\text{cm}$$

$$a(+)=0.75 * 3.9216\text{cm} = 2.9412\text{cm}$$

Para culminar ya el caso mencionado, se esperó que la resistencia nominal para flexión sea mayor que la demanda.

$$\emptyset M_n \geq M_u$$

De manera que, el valor de “Ø” es entonces 0.9.

$$\phi M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n(-) = 8 \text{ cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2} * \left(.62 \text{ m} - \frac{2.3529 \text{ cm}}{2} \right) = 19.25085 \text{ tonf} - m$$

$$\phi M_n(-) = 17.3257 \text{ tonf} - m \geq M_u(-) = 16.32 \text{ tonf} - m \dots \text{OK}$$

$$\phi M_n(+) = 10 \text{ cm}^2 * 10^{-4} * \frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2} * \left(.62 \text{ m} - \frac{2.9412 \text{ cm}}{2} \right) = 26.26235 \text{ tonf} - m$$

$$\phi M_n(+) = 23.6361 \text{ tonf} - m \geq M_u(-) = 20.22 \text{ tonf} - m \dots \text{OK}$$

Se tomó en cuenta el valor de la cuantía mínima de acero, para concreto de esfuerzo a la compresión de 420kg/cm², este acero se calcula utilizando la siguiente fórmula:

$$\rho_{\min} = 0.8 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = 0.8 \frac{\frac{\sqrt{4200} \text{ tonf}}{\text{m}^2}}{\frac{42000 \text{ tonf}}{\text{m}^2}} = 0.001543$$

$$A_{s_{\min}} = 3.8267 \text{ cm}^2 = 2\text{Ø}5/8" \dots \text{OK}$$

4.3.1.1. Diseño por confinamiento

El refuerzo vertical en las zonas de confinamiento fue en una distancia de “2h” según la Norma E.060.

El espaciamiento de los estribos para confinamiento es el menor de los valores siguientes:

a). $d/4$; $700 \text{ mm} / 4 = 175 \text{ mm}$

b). 8 veces el diámetro de barra longitudinal menor; $8 * 5/8" * 25.4 \text{ mm} = 127 \text{ mm}$

c). 24 veces el diámetro de barra del estribo cerrado de confinamiento; $24 * 1/2" * 25.4 \text{ mm} = 304.8 \text{ mm}$

d). 300mm

El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento, deberá ser como máximo $d/2$; $640\text{mm}/2 = 320\text{mm}$

4.3.1.1. Diseño por corte

La demanda por cortante para el eje local 2 es:

$$V_{u22} = 29.3274 \text{ tonf}$$

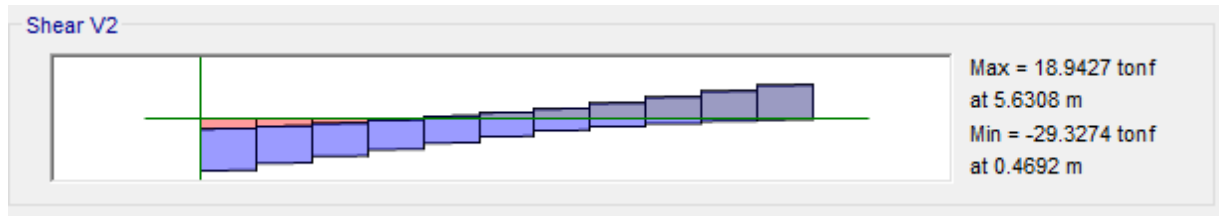


Figura 281 Cortante 2-2

Asumiendo \emptyset e 3/8"	: 0.71cm ²
Peralte efectivo, "d"	: 64 cm
Esfuerzo. Fluencia, "fy"	: 4200 kg/cm ²
Espaciamiento en z.c., "S"	: 17.5 cm
Espaciamiento en z.f.c., "S"	: 30cm
Luz libre, "hn"	: 5.1616m

En los extremos (zona de confinamiento), el valor de "2h" representó:

$$2h = 2 * .70\text{m} = 1.40\text{m } c/ext.$$

Aporte de capacidad por parte del refuerzo transversal:

$$V_s[\text{tonf}] = \frac{A_v f_y d}{S} [\text{tonf}] = \frac{2 * 0.71\text{cm}^2 * \frac{4200\text{kg}}{\text{cm}^2} * 64\text{cm}}{17.5\text{cm}} = 21.8112\text{tonf}$$

Aporte de capacidad por parte del concreto:

$$V_c[\text{tonf}] = \frac{0.53\sqrt{f'cbd}}{1000} [\text{tonf}] = \frac{0.53 * \frac{\sqrt{420}kg}{cm^2} * 40cm * 64cm}{1000} = 27.8061\text{tonf}$$

Entonces, la capacidad del elemento a cortante es:

$$\emptyset V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s$$

Donde el valor de “ \emptyset ” para efecto cortante es de 0.85, por lo tanto:

$$\emptyset V_n = 0.85 * 21.8112\text{tonf} + 0.85 * 27.8061\text{tonf}$$

$$\emptyset V_n = 42.1747\text{tonf} \geq V_{u22} = 29.3274\text{tonf} \dots \text{OK}$$

4.3.1.1. Diseño por capacidad

El diseño por capacidad de la viga B11 se realizó con la finalidad de que el elemento falle en primera instancia por flexión y no por corte. A pesar de haber ya realizado el diseño por corte, fue necesario calcular las fuerzas cortantes en función a los “momentos nominales” producto del refuerzo longitudinal.

Se realizó el metrado correspondiente para determinar la carga muerta y viva, de esta forma poder aplicar las ecuaciones dadas en la Norma E.060.

ANCHO TRIBUTARIO =	5.665	m
CM		
PLOSA=	1.053	tonf/m
PVIGAx=	0.672	tonf/m
PISO TERMINADO=	0.5665	tonf/m
CM=	2.2915	tonf/m
CV		
S/C PASADIZO=	1.133	tonf/m
CV=	1.133	tonf/m

Cu (ton/m) =	4.28
L (m)=	5.16



As (cm2) =	20.00	As (cm2) =	8.00
A's (cm2) =	10.00	A's (cm2) =	10.00
Mn (ton.m) =	49.61	Mn (ton.m) =	17.33
Mn (ton.m) =	26.26	Mn (ton.m) =	23.64
Mpr (ton.m) =	62.01	Mpr (ton.m) =	29.55
Visostático (ton) =	2.14	Visostático (ton) =	2.14
Vhiperestático (ton) =	17.74	Vhiperestático (ton) =	17.74
Vu (ton) =	19.88	Vu (ton) =	-15.60

Cu (ton/m) =	4.28
L (m) =	5.16



As (cm2) =	20.00	As (cm2) =	8.00
A's (cm2) =	10.00	A's (cm2) =	10.00
Mn (ton.m) =	49.61	Mn (ton.m) =	17.33
Mn (ton.m) =	26.262	Mn (ton.m) =	23.64
Mpr (ton.m) =	32.83	Mpr (ton.m) =	21.66
Visostático (ton) =	2.14	Visostático (ton) =	2.14
Vhiperestático (ton) =	10.56	Vhiperestático (ton) =	10.56
Vu (ton) =	-8.42	Vu (ton) =	12.70

Como se visualiza, las cortantes en ambos casos cuando el sismo viene y va de acuerdo al efecto dinámico de este, no llegan a superar a las fuerzas cortantes actuantes dadas por la envolvente., lo cual se entiende que el acero de refuerzo longitudinal planteado está optimizado y por ende es el adecuado, así mismo el refuerzo con estribos quedaría tal cual se calculó en el punto anterior.

4.3.1. Diseño de Muro Estructural

A continuación, se muestra el procedimiento de diseño de una placa, siendo este el muro estructural de "pier – P1". Se tomó en cuenta el diseño del elemento en cada entrepiso, de esta forma se tuvo en cuenta la demanda según el nivel considerándose la máxima.

4.3.1.1. Diseño por flexocompresión

La demanda sísmica del muro estructural de concreto se representó con un diagrama clásico de momentos flectores y fuerzas cortantes.

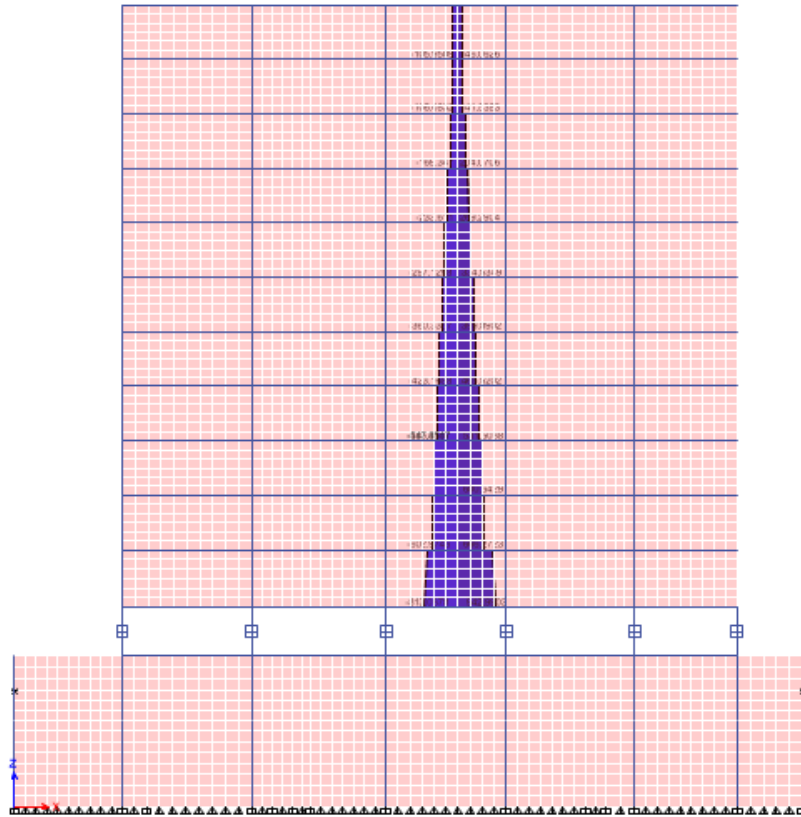


Figura 282 Diagrama de fuerza cortante 2-2

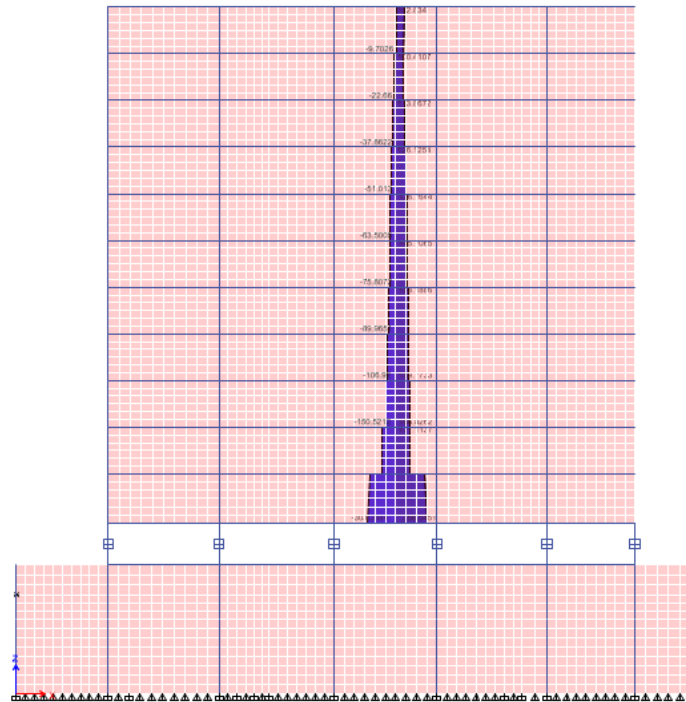


Figura 283 Diagrama de fuerza cortante 3-3

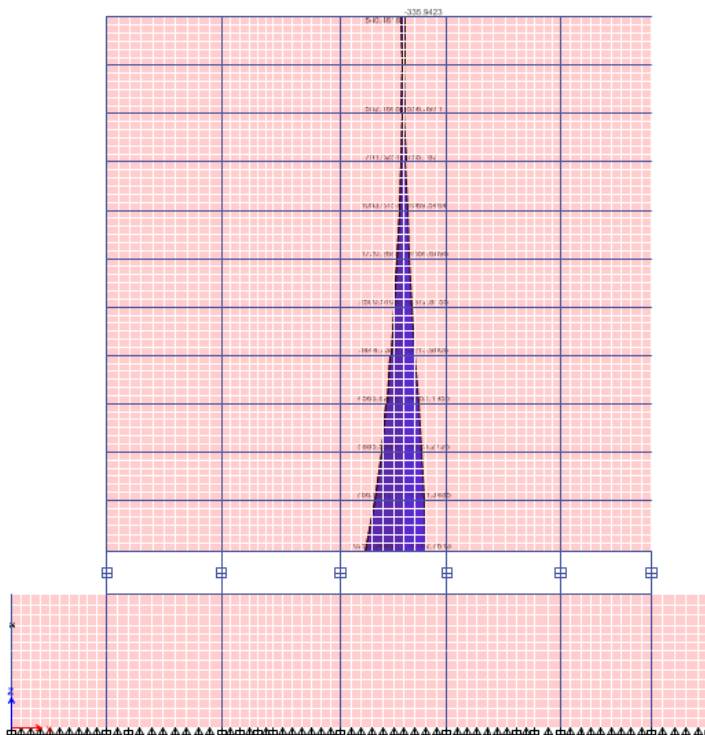


Figura 284 Diagrama de momento flector 3-3

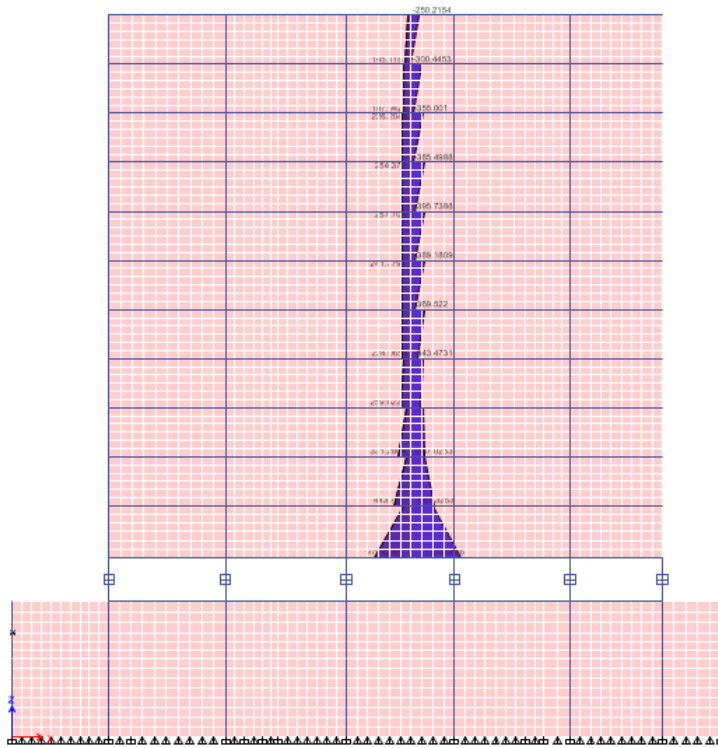
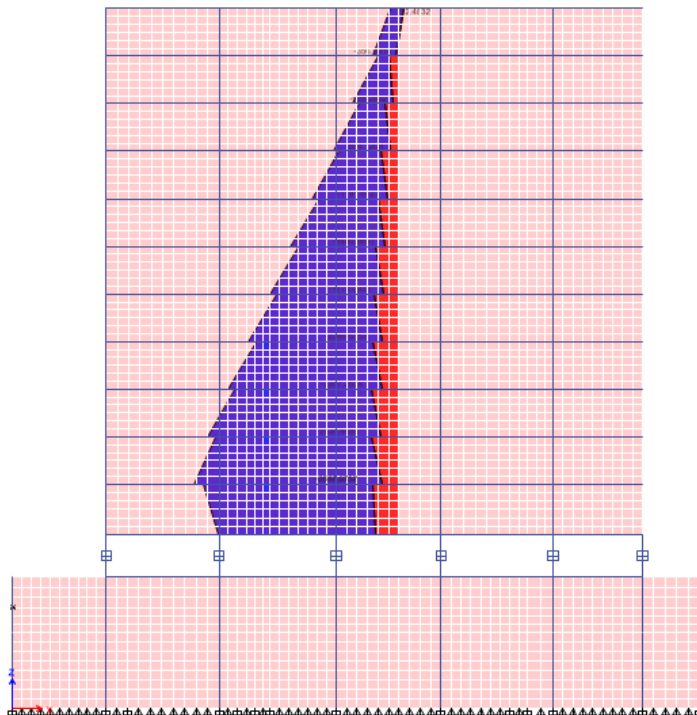


Figura 285 Diagrama de momento flector 2-2



Story	Pier	Load Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3
TECHO 11	P1	ENVOLV Max	-27.6429	146.0626	98.4607	796.6558	145.1187	304.2183
TECHO 10	P1	ENVOLV Max	-74.1643	141.5383	98.722	304.3909	187.9422	552.1665
TECHO 9	P1	ENVOLV Max	-114.4685	204.0706	111.9952	247.9955	212.3391	791.6251
TECHO 8	P1	ENVOLV Max	-149.063	269.2904	124.8554	208.1533	218.0597	1093.6757
TECHO 7	P1	ENVOLV Max	-175.4398	334.5349	135.8305	228.2935	213.9864	1720.2687
TECHO 6	P1	ENVOLV Max	-195.6129	399.8902	145.1463	277.7779	211.6189	2500.5106
TECHO 5	P1	ENVOLV Max	-210.7108	465.5202	152.9814	341.6424	224.0653	3444.7381
TECHO 4	P1	ENVOLV Max	-220.7608	531.5038	159.7733	427.0257	259.6222	4566.8232
TECHO 3	P1	ENVOLV Max	-230.2745	600.6429	166.8262	542.3063	331.2804	5885.5347
TECHO 2	P1	ENVOLV Max	-211.1664	666.2723	168.8782	793.4567	443.737	7662.0177
TECHO 1	P1	ENVOLV Max	-307.9247	942.9903	356.5451	2420.5192	979.6785	10253.3446

Demanda sísmica máxima: Fuerza axial, cortantes, momentos flectores

Story	Pier	Load Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3
TECHO 11	P1	ENVOLV Min	-356.0914	-105.9509	23.6261	-722.2873	-13.8366	-292.7946
TECHO 10	P1	ENVOLV Min	-625.2992	-106.0832	-8.3156	-269.3466	-69.042	-556.3971
TECHO 9	P1	ENVOLV Min	-898.1208	-169.347	-20.8021	-262.9613	-99.3442	-755.783
TECHO 8	P1	ENVOLV Min	-1191.6427	-233.611	-36.2836	-237.5316	-114.222	-1069.5464
TECHO 7	P1	ENVOLV Min	-1480.8697	-297.1298	-49.3763	-276.5971	-123.5381	-1656.6896
TECHO 6	P1	ENVOLV Min	-1773.0932	-360.3357	-61.8876	-351.6683	-139.548	-2372.8155
TECHO 5	P1	ENVOLV Min	-2066.6353	-423.1688	-74.2201	-455.5952	-177.901	-3213.9006
TECHO 4	P1	ENVOLV Min	-2357.2654	-485.4107	-88.4291	-604.5056	-253.6094	-4152.1955
TECHO 3	P1	ENVOLV Min	-2634.4488	-547.5786	-105.4996	-850.3981	-387.0253	-5123.2726
TECHO 2	P1	ENVOLV Min	-2819.5959	-602.9746	-148.3433	-1339.7509	-661.3253	-5761.3485
TECHO 1	P1	ENVOLV Min	-2478.864	-813.0378	-303.3884	-3418.269	-1336.6606	-6162.7613

Demanda sísmica mínima: Fuerza axial, cortantes, momentos flectores

Story	Pier	Load Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3
TECHO 1	P1	CM	-1106.0025	35.1447	15.1234	-531.15	-124.1685	221.4627
TECHO 1	P1	CV	-108.0505	5.6019	5.815	-34.5511	-0.0286	-25.9663
TECHO 1	P1	SXX Max	201.9938	873.2141	90.114	1016.4649	382.5837	7072.2833
TECHO 1	P1	SYX Max	639.3622	686.1311	305.4592	2580.115	1072.1789	4500.9662

Demanda por tipos de carga: Fuerza axial, cortantes, momentos flectores

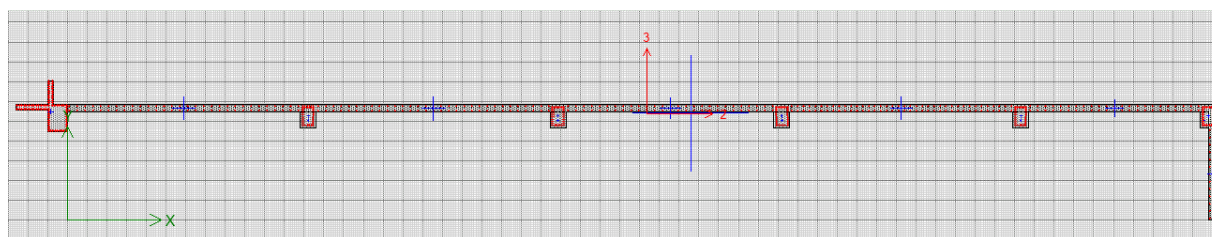


Figura 287 Representación de muro P1 con refuerzo longitudinal vertical (incluyendo elementos de borde)

PUNTOS	CURVA 1		CURVA 13	
	M33		M33	
	0°		180°	
	ØMn	ØPn	ØMn	ØPn
1	-9662.1327	18631.5973	-9662.1327	18631.5973
2	34655.5964	18631.5973	-57209.6794	18631.5973
3	52218.2516	18631.5973	-72322.8769	18071.2287
4	67678.1403	17089.6546	-87157.2763	16318.9507
5	83612.2762	15161.2311	-96666.0234	14811.7111
6	94828.4883	13460.5955	-105149.0333	12853.8811
7	105490.6848	11239.2855	-110203.7365	11115.5263
8	114752.1725	9143.665	-112757.54	8807.4759
9	125608.6205	8244.705	-120653.656	7856.0697
10	134272.1557	6845.1999	-127503.7311	6881.336
11	136158.4415	5364.5645	-126401.7851	5453.0301
12	123546.2895	3400.229	-107386.8838	3043.2319
13	102157.2415	942.497	-88313.4179	1189.4138
14	79927.314	-1129.8048	-65993.9531	-595.4733
15	13576.7673	-5876.547	13576.7673	-5876.547

PUNTOS	CURVA 7		CURVA 19	
	M22		M22	
	90°		270°	
	ØMn	ØPn	ØMn	ØPn
1	35.0271	18631.5973	35.0271	18631.5973
2	459.6605	18631.5973	-194.5471	18631.5973
3	792.5366	18631.5973	-256.2827	18631.5973
4	1090.5602	18631.5973	-2368.3187	4995.9081
5	1363.5884	18631.5973	-2156.2028	2728.74
6	1608.7447	18631.5973	-1963.9386	1345.1982
7	1830.5793	18631.5973	-1917.3883	236.8835
8	2026.4841	18631.5973	-1848.8794	-1221.6709
9	2048.9692	17977.3391	-1892.8237	-2936.9582
10	2071.4542	14325.5924	-1775.6368	-4538.7254
11	2093.9392	10673.8456	-1587.8504	-5178.3567
12	2116.4243	7022.0989	-1269.1961	-5352.1525
13	795.5864	-2495.219	-907.4722	-5526.103
14	277.2851	-5398.4122	-506.987	-5698.4222
15	-49.2184	-5876.547	-49.2184	-5876.547

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN XX

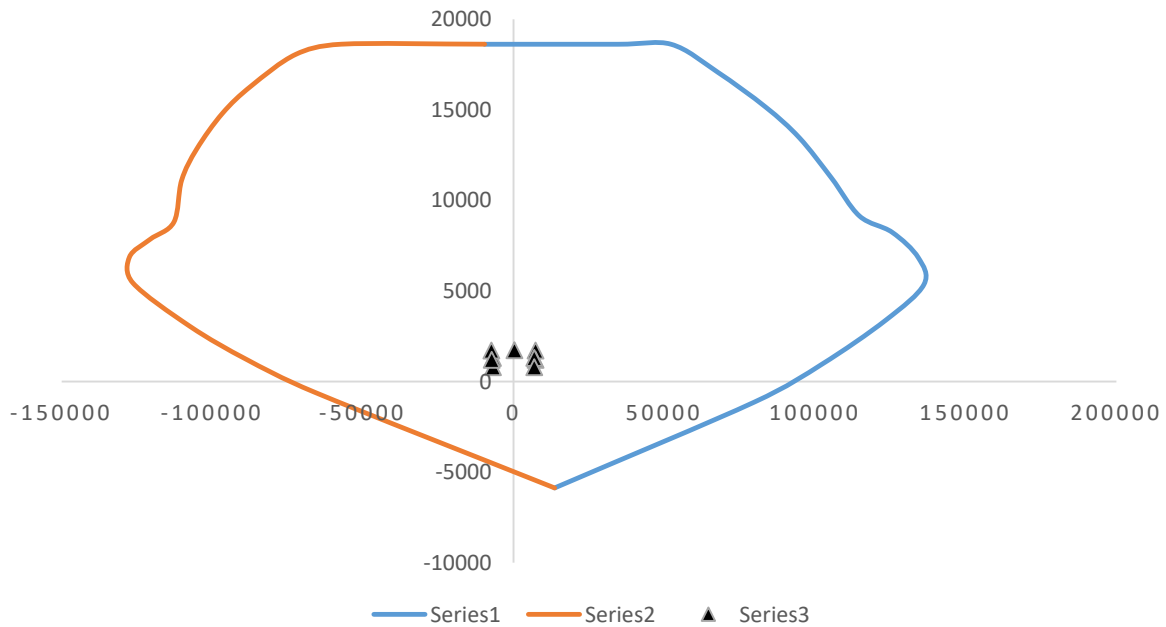


Figura 288 Diagrama de interacción en eje local 3, para sismo en dirección XX

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN XX

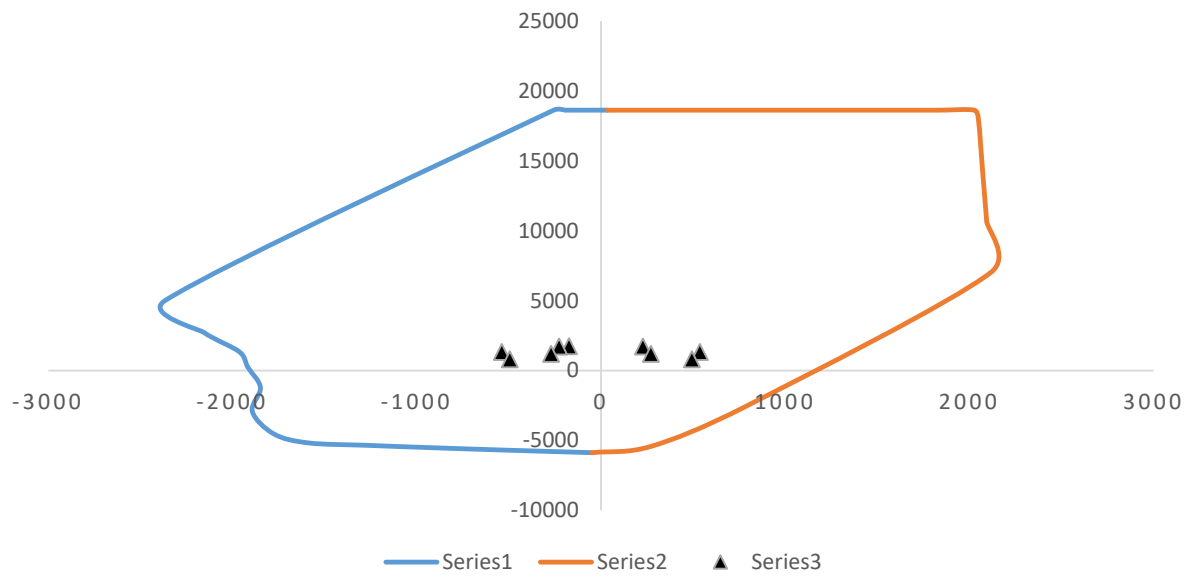


Figura 289 Diagrama de interacción en eje local 2, para sismo en dirección XX

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN YY

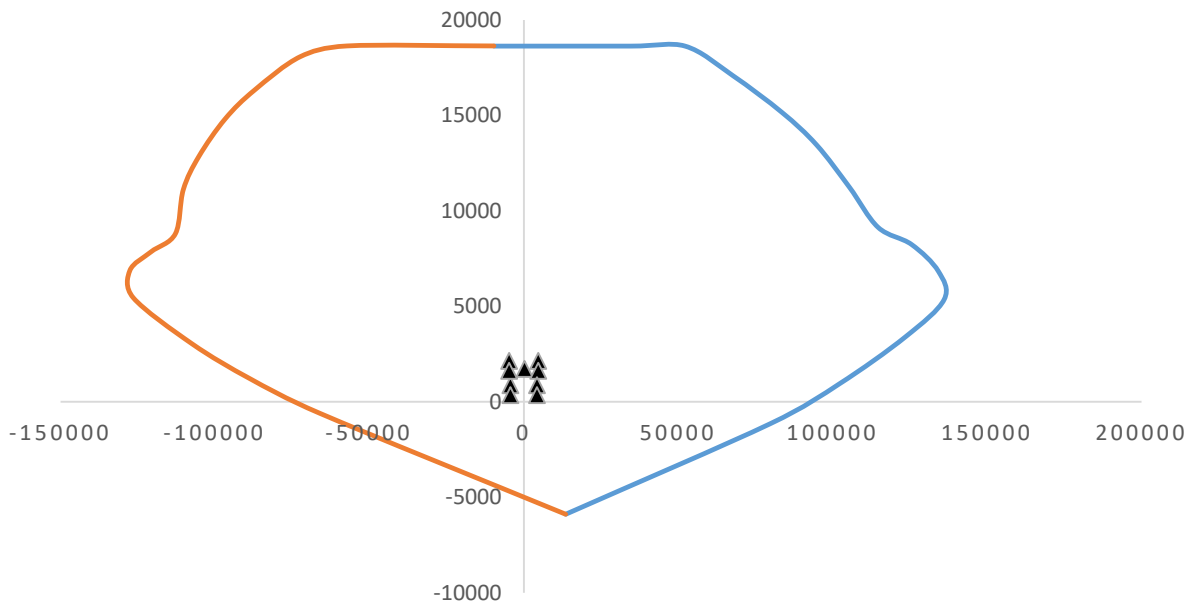


Figura 290 Diagrama de interacción en eje local 3, para sismo en dirección YY

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN YY

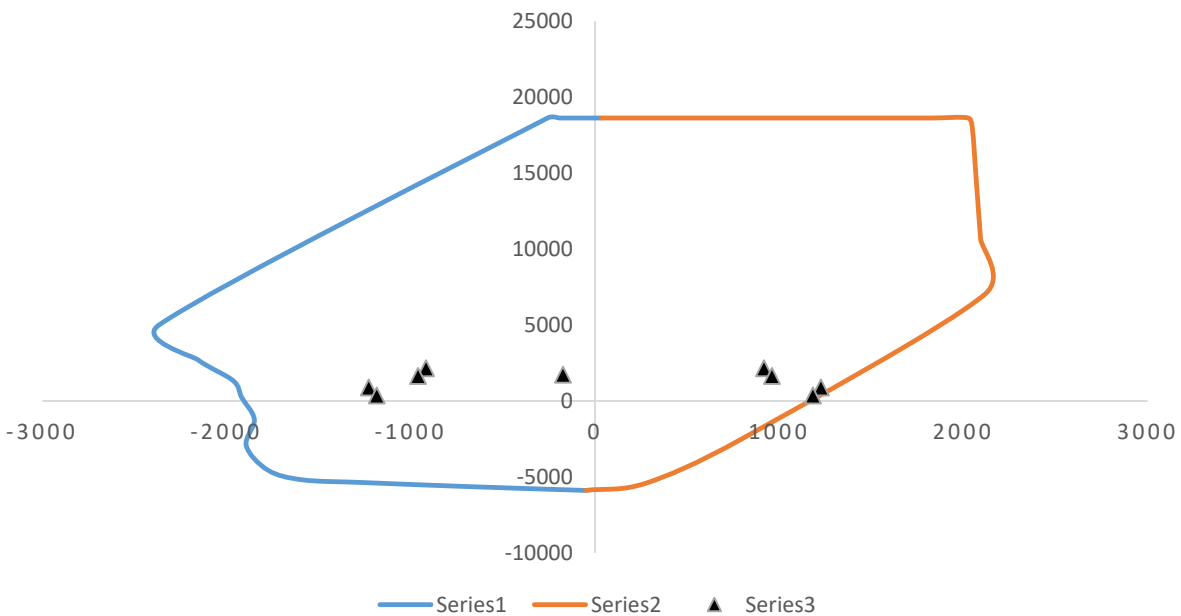


Figura 291 Diagrama de interacción en eje local 2, para sismo en dirección YY

COMBINACIONES DE DISEÑO E.060				
	COMBOS	P	M2	M3
C. GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	1732.08935	-173.88452	265.90507
SIS XX	1.25(CM+CV)+SISXX	1719.56005	227.337325	7316.6538
	1.25(CM+CV)-SISXX	1315.57245	-537.830075	-6827.9128
	0.9CM+SISXX	1197.39605	270.83205	7271.59973
	0.9CM-SISXX	793.40845	-494.33535	-6872.96687
SIS YY	1.25(CM+CV)+SISYY	2156.92845	916.932525	4745.3367
	1.25(CM+CV)-SISYY	878.20405	-1227.425275	-4256.5957
	0.9CM+SISYY	1634.76445	960.42725	4700.28263
	0.9CM-SISYY	356.04005	-1183.93055	-4301.64977

Combinaciones de carga según Norma E.060

SIS XX				
	COMBOS	P	M2	M3
C. GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	1732.08935	-173.88452	265.90507
SIS XX POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	1719.56005	227.337325	7316.6538
	1.25(CM+CV)-SISXX	1315.57245	-537.830075	-6827.9128
	0.9CM+SISXX	1197.39605	270.83205	7271.59973
	0.9CM-SISXX	793.40845	-494.33535	-6872.96687
SIS XX NEGATIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	1719.56005	-227.337325	-7316.6538
	1.25(CM+CV)-SISXX	1315.57245	537.830075	6827.9128
	0.9CM+SISXX	1197.39605	-270.83205	-7271.59973
	0.9CM-SISXX	793.40845	494.33535	6872.96687

Combinaciones de carga para sismo en dirección XX

SIS YY				
	COMBOS	P	M2	M3
C. GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	1732.08935	-173.88452	265.90507
SIS YY POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	2156.92845	916.932525	4745.3367
	1.25(CM+CV)-SISXX	878.20405	-1227.42528	-4256.5957
	0.9CM+SISXX	1634.76445	960.42725	4700.28263
	0.9CM-SISXX	356.04005	-1183.93055	-4301.64977
SIS YY NEGATIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	2156.92845	-916.932525	-4745.3367
	1.25(CM+CV)-SISXX	878.20405	1227.42528	4256.5957
	0.9CM+SISXX	1634.76445	-960.42725	-4700.28263
	0.9CM-SISXX	356.04005	1183.93055	4301.64977

Combinaciones de carga para sismo en dirección YY

4.3.1.1. Diseño por corte

Se realizó el diseño por corte para ambos sentidos, a continuación, se muestra el diseño por corte para el refuerzo transversal:

Story	Pier	Load Case/Combo	P	V2	V3	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	P1	ENVOLVENTE Max	-356.0401	924.1473	331.6323	960.4273	7316.6538
TECHO 1	P1	ENVOLVENTE Min	-2156.9285	-841.5838	-291.8481	-1227.4254	-6872.9669

Fuerzas sobre muro en dirección XX

$P_u - N_u =$	356.04	ton				
$M_u =$	7316.65	ton.m	19.8178025			
$0,53Acw(f'c)^{0,5} =$	629.98	ton				
$V_u = V_{ua}*(M_n/M_{ua})$	1831.46	ton	\geq	629.98	ton	Dos capas
$t =$	0.2	m	\geq	0.20	m	Dos capas
- Considerar acero en ambos sentidos y en dos capas.						
$H_m/L_m =$	0.980		\geq	2.00		FALSO
			\leq	1.50		VERDADERO
-En caso de H_m/L_m esté ente 1,50 y 2,00, interpolar:						
$H_m/L_m =$	1.50	0.8				
$H_m/L_m =$	0.980	x				
$H_m/L_m =$	2.00	0.53				
$d =$	23.20	m				
$\alpha =$	0.80					
$de: V_c =$	908.02	ton				
	-990.75	ton				
$V_{c\min} =$	908.02	ton	\leq	950.92	ton	VERDADERO
Tomar el valor de V_c más desfavorable :						
$V_c =$	908.02	ton	\leq	1831.46	ton	VERDADERO
$V_s =$	1246.64	ton				
$V_n =$	2154.66	ton	\leq	3090.48	ton	VERDADERO
$f_h =$	0.00511757		\geq	0.0025		VERDADERO
$A_{sh} =$	10.24	cm ² /m				
$\emptyset A_b =$	1.29	cm ²				
$S =$	0.25	m	\leq	0.6	m	VERDADERO
				0.4	m	VERDADERO
USAR, $S =$	0.25	m				
			$\emptyset 1/2" @.25m$			
$f_h \text{ real} =$	0.0051600					

- Como $V_c < V_u$, se tendrá que determinar un verdadero valor de V_s:						
$\emptyset V_s =$	1068.43	ton				
$\emptyset V_c =$	771.81	ton				
$\emptyset V_n =$	1840.24	ton	\geq	1831.46	ton	VERDADERO

Diseño por corte para refuerzo horizontal, para la dirección XX

$f_v =$	0.004489353		\geq	0.0025		VERDADERO
$f_{v\text{mín}} =$	0.0025					
$A_{sv} =$	8.98	cm ² /m				
$\emptyset A_b =$	1.29	cm ²				
$S =$	0.29		\leq	0.6	m	VERDADERO
				0.4	m	VERDADERO
USAR, $S =$	0.200	m				

Diseño por corte para refuerzo vertical, para la dirección XX

Story	Pier	Load Case/Combo	P	V2	V3	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	P1	ENVOLV Max	-356.0401	924.1473	331.6323	960.4273	7316.6538
TECHO 1	P1	ENVOLV Min	-2156.9285	-841.5838	-291.8481	-1227.4254	-6872.9669

Combinaciones de carga para sismo en dirección YY

$P_u - N_u =$	356.04	ton				
$M_u =$	1227.43	ton.m				
$0,53A_{cw}(f'c)^{0,5} =$	76.85	ton				
$V_u =$	331.63	ton	\geq	76.85	ton	Dos capas
$t =$	0.25	m	$>$	0.20	m	Dos capas
- Considerar acero en ambos sentidos y en dos capas.						
$H_m/L_m =$	10.042		\geq	2.00		CUMPLE
			\leq	1.50		FALSO
-En caso de H_m/L_m esté ente 1,50 y 2,00, interpolar:						
$H_m/L_m =$	1.50	0.8				
$H_m/L_m =$	10.042	x				
$H_m/L_m =$	2.00	0.53				
$d =$	2.26	m				

$\alpha =$	0.53					
$de: Vc =$	173.28	ton				
	150.69	ton				
$Vc_{mín} =$	150.69	ton	\leq	76.85	ton	FALSO
Tomar el valor de Vc más desfavorable :						
$Vc =$	76.85	ton	\leq	331.63	ton	CUMPLE
$Vs =$	313.31	ton				
$Vn =$	390.16	ton	\leq	376.99	ton	FALSO
$f_h =$	0.010543787		\geq	0.0025		CUMPLE
$A_{sh} =$	26.36	cm ² /m				
$\emptyset Ab =$	2.00	cm ²				
$S =$	0.15	m	\leq	0.75	m	CUMPLE
				0.4	m	CUMPLE
USAR, $S =$	0.15	m				
				$\emptyset 5/8" @ .15m$		
$f_h \text{ real} =$	0.0106667					
- Como $Vc < Vu$, se tendrá que determinar un verdadero valor de Vs:						
$\emptyset Vs =$	269.42	ton				
$\emptyset Vc =$	65.32	ton				
$\emptyset Vn =$	334.74	ton	\geq	331.63	ton	CUMPLE

Diseño por corte para refuerzo horizontal, para la dirección YY

$f_v =$	-0.027834742		\geq	0.0025		FALSO
$f_{v_{mín}} =$	0.0025					
$A_{sv} =$	6.25	cm ² /m				
$\emptyset Ab =$	1.29	cm ²				
$S =$	0.41		\leq	0.75	m	VERDADERO
				0.4	m	VERDADERO
USAR, $S =$	0.200	m				

Diseño por corte para refuerzo vertical, para la dirección YY

4.3.1. Diseño de Losas Macizas

El diseño de losas macizas se realizó tomando en cuenta la máxima demanda para los niveles de estacionamiento, se utilizó un $f'c=420\text{kg/cm}^2$, $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ y un espesor de $e=.20\text{m}$.

4.3.1.1. Diseño por flexión

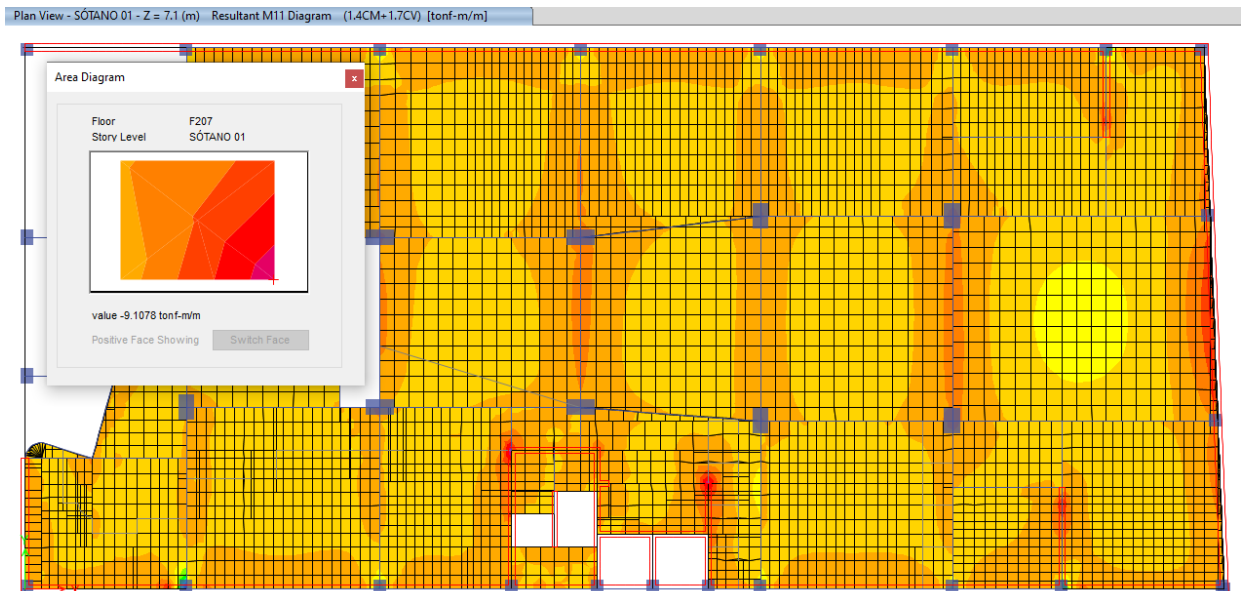


Figura 292 Momento último actuante: $Mu_{11} (-) = 9.11\text{tonf-m/m}$

$f'c =$	4200	ton/m ²			
$f_y =$	42000	ton/m ²			
$d:$	0.175	m			
$b:$	1.00	m			
Ø flexión:	0.9				
$Mu:$	9.11	ton-m/m			
$R_n =$	330.52	ton/m ² /m			
$r_o =$	0.00827	/m			
$A_s \text{ req} =$	14.48	cm ² /m			
$A_{s\text{mín}} =$	3.15000	cm ² /m			
Ø1/2"	1.29	cm ²			
$S =$	0.089	m			
Usar:					
$S =$	0.070	m			
$A_s \text{ real} =$	18.43	cm ² /m			
$a =$	0.02	m			
ØMn =	11.44	ton-m/m	>	9.11	ton-m/m OK

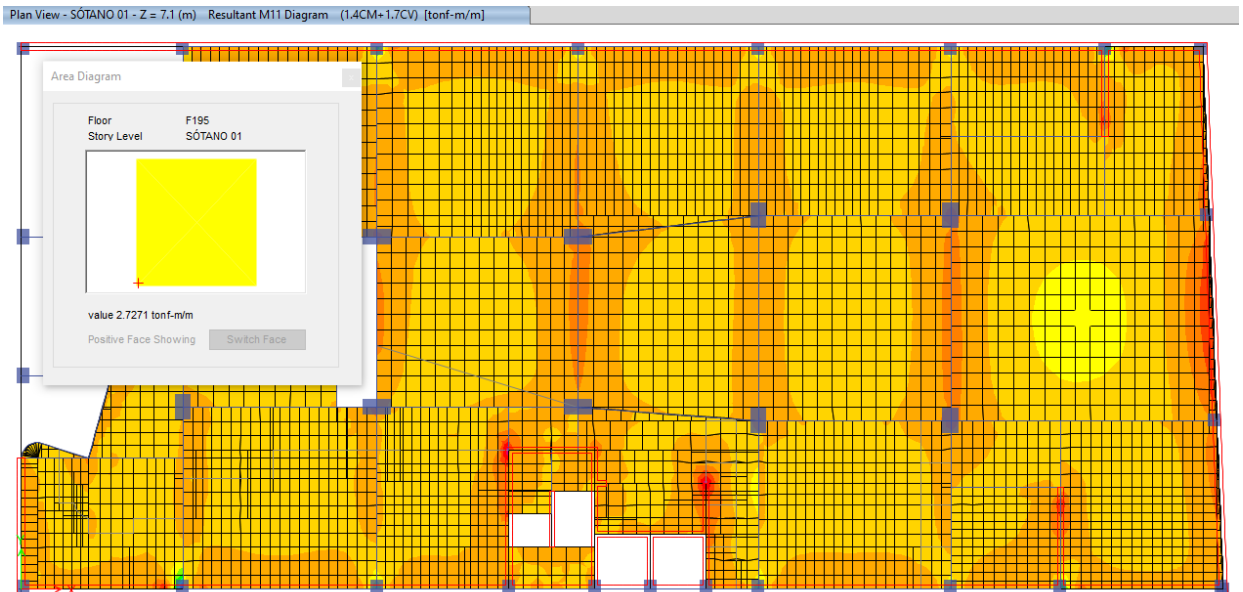


Figura 293 Momento último actuante: $Mu_{11} (+) = 2.73 \text{ tonf-m/m}$

$f'c =$	4200	ton/m ²			
$f_y =$	42000	ton/m ²			
$d:$	0.175	m			
$b:$	1.00	m			
\emptyset flexión:	0.9				
$Mu:$	2.73	ton-m/m			
$R_n =$	99.05	ton/m ² /m			
$ro =$	0.00239	/m			
$A_s \text{ req} =$	4.19	cm ² /m			
$A_s \text{ mín} =$	3.15000	cm ² /m			
$\emptyset 1/2''$	1.29	cm ²			
$S =$	0.308	m			
Usar:					
$S =$	0.250	m			
$A_s \text{ real} =$	5.16	cm ² /m			
$a =$	0.01	m			
$\emptyset Mn =$	3.35	ton-m/m	>	2.73	ton-m/m OK

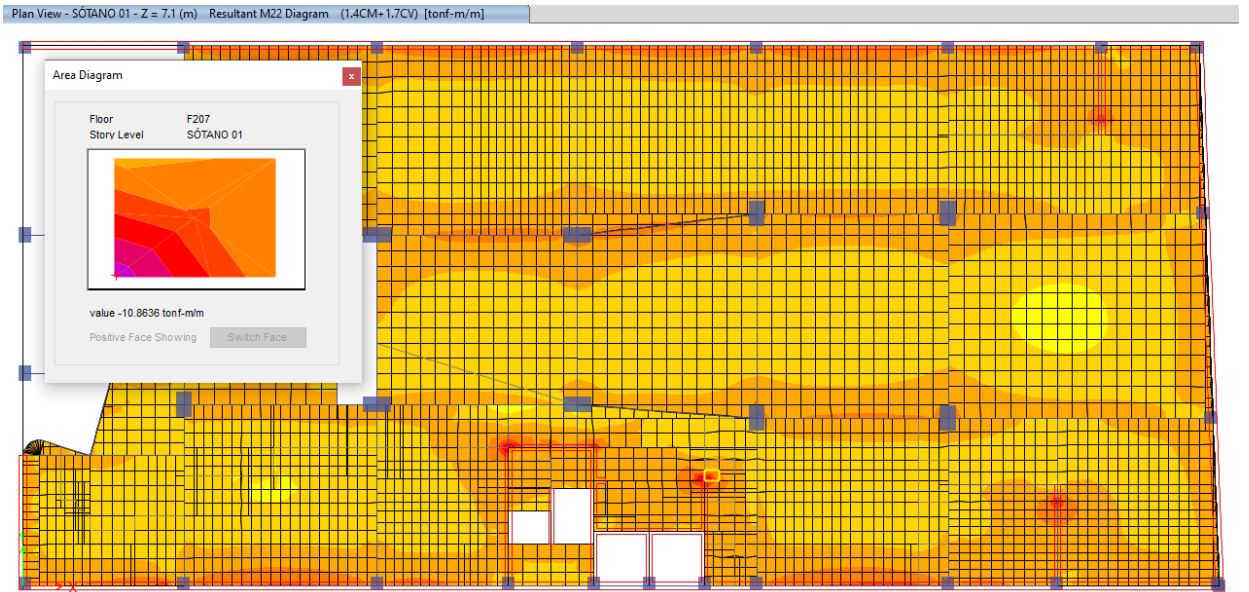


Figura 294 Momento último actuante: $Mu_{22} (-) = 10.86 \text{ tonf-m/m}$

$f'c =$	4200	ton/m ²			
$f_y =$	42000	ton/m ²			
$d:$	0.175	m			
$b:$	1.00	m			
\emptyset flexión:	0.9				
$Mu:$	10.86	ton-m/m			
$R_n =$	394.01	ton/m ² /m			
$r_o =$	0.00997	/m			
$A_s \text{ req} =$	17.44	cm ² /m			
$A_{s \text{ mín}} =$	3.15000	cm ² /m			
$\emptyset 1/2''$	1.29	cm ²			
$S =$	0.074	m			
Usar:					
$S =$	0.070	m			
$A_s \text{ real} =$	18.43	cm ² /m			
$a =$	0.02	m			
$\emptyset M_n =$	11.44	ton-m/m	>	10.86	ton-m/m OK

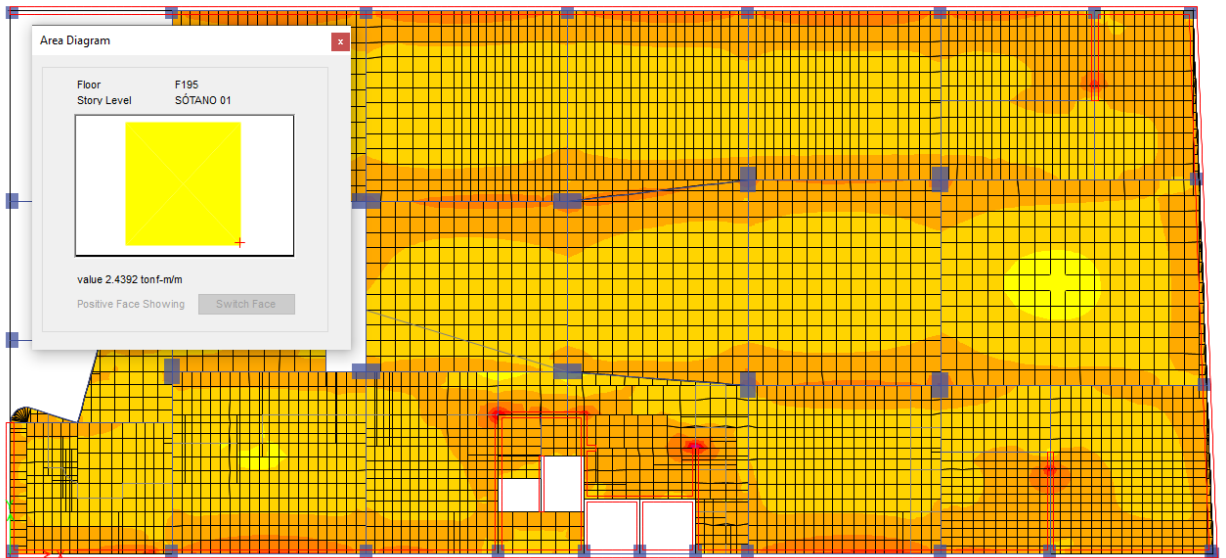


Figura 295 Momento último actuante: $Mu_{22} (+) = 2.44 \text{ tonf-m/m}$

$f'c =$	4200	ton/m ²			
$f_y =$	42000	ton/m ²			
d:	0.175	m			
b:	1.00	m			
\emptyset flexión:	0.9				
Mu:	2.44	ton-m/m			
Rn=	88.53	ton/m ² /m			
ro=	0.00213	/m			
As req =	3.74	cm ² /m			
Asmín =	3.15000	cm ² /m			
$\emptyset 1/2"$	1.29	cm ²			
S =	0.345	m			
Usar:					
S =	0.250	m			
As real =	5.16	cm ² /m			
a =	0.01	m			
$\emptyset M_n =$	3.35	ton-m/m	>	2.44	ton-m/m OK

4.3.1.1. Diseño por corte

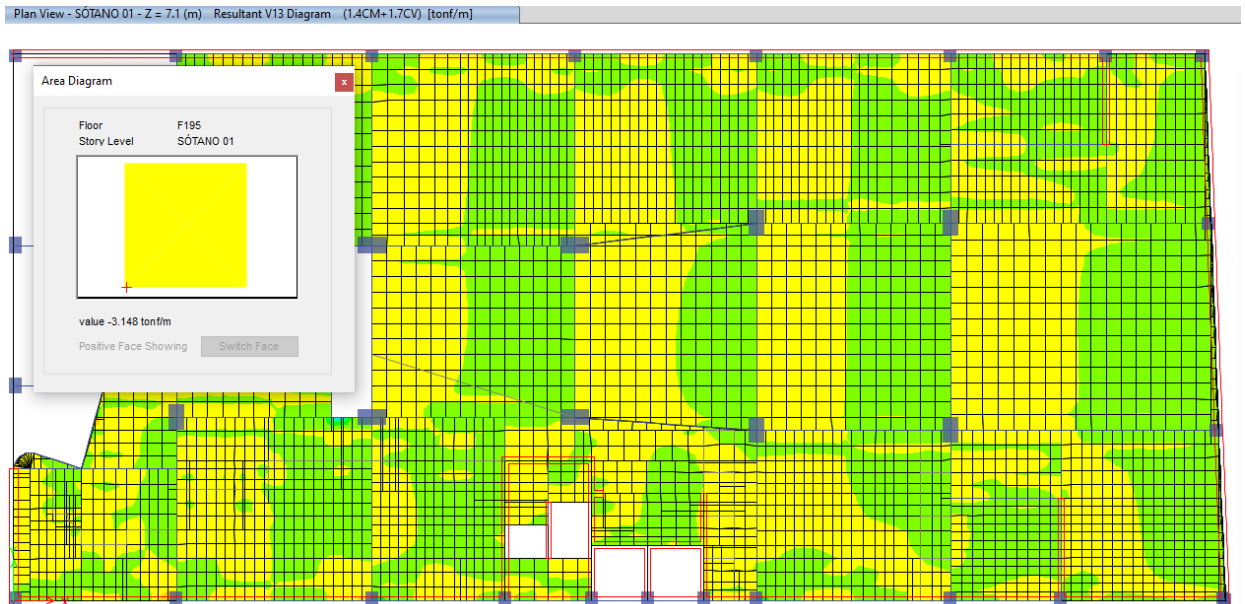


Figura 296 Diagrama de cortante ultimo: $Vu_{13} \text{ máx} = 3.15 \text{ tonf/m}$

$f'c =$	4200	ton/m ²			
$f_y =$	42000	ton/m ²			
$d:$	0.175	m			
$b:$	1.00	m			
$V_u =$	3.15	ton/m			
$\emptyset \text{ corte}:$	0.85				
$\emptyset V_c =$	16.1568796	ton/m	>	3.15	ton/m OK

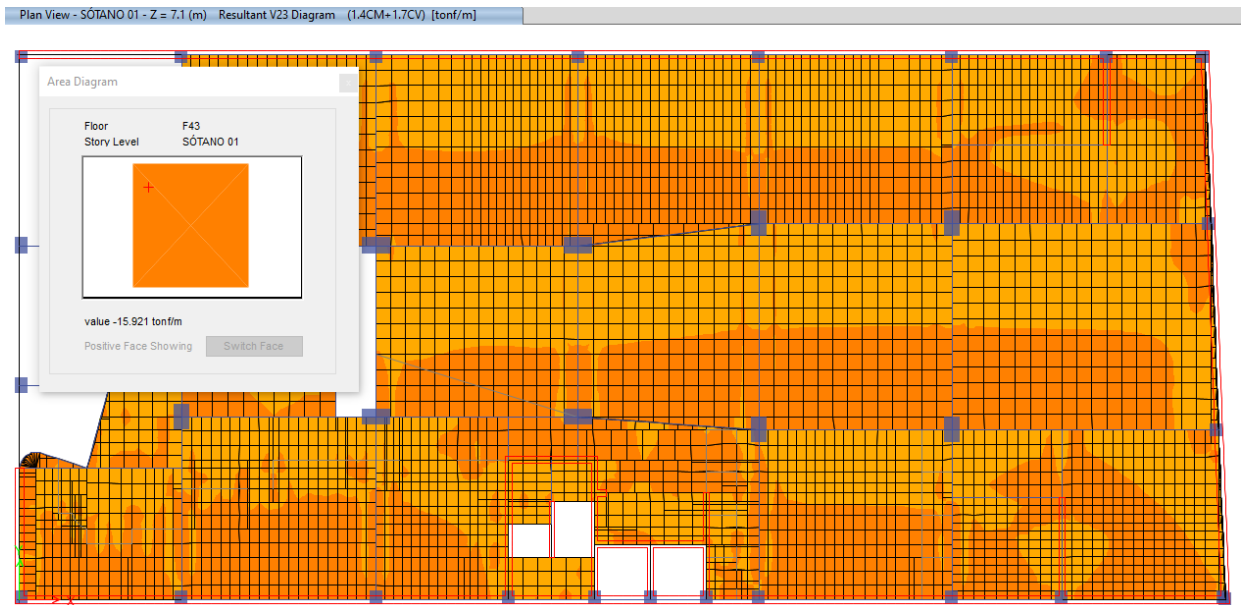


Figura 297 Diagrama de cortante ultimo: Vu_{23} máx = 15.92 tonf/m

$f'c =$	4200	ton/m ²				
$f_y =$	42000	ton/m ²				
d:	0.175	m				
b:	1.00	m				
$V_u =$	15.92	ton/m				
Ø corte:	0.85					
ØVc =	16.1568796	ton/m	>	15.92	ton/m	OK

4.3.1 Diseño de Escalera

El diseño de la escalera se realizó para un metro de losa maciza, como si fuese una viga. El espesor de la rampa y descanso es de $e=0.15m$ y $g=0.10m$. Los esfuerzos de diseño de los materiales son $f'c=4200kg/cm^2$ y $f_y=42000kg/cm^2$.

$f'c =$	4200	ton/m ²
$f_y =$	42000	ton/m ²
hm =	0.17	m
g =	0.10	m
Ancho esc:	1.2	m
P =	0.25	m
CP =	0.18	m
Ø flexión =	0.9	
Ø corte =	0.85	

S/C =	0.4	ton/m ²	
Wu rampa:	P.P. :	0.68544	ton/m
	Acabado :	0.336	ton/m
	S/C :	0.816	ton/m
	Wu rampa :	1.837	ton/m
Wu descanso:			
	P.P. :	0.4032	ton/m
	Acabado :	0.336	ton/m
	S/C :	0.816	ton/m
	Wu descanso :	1.555	ton/m

4.3.1.1. Diseño por flexión

ACERO LONGITUDINAL DESCANSO

Diagrama de momentos:

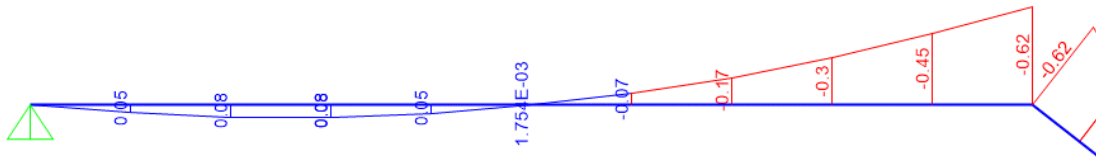


Figura 298 Diagrama de momentos acero longitudinal

Mu (-)	0.62	ton-m/m
Mu (+)	0.08	ton-m/m
As (-)	0.361	cm ² /m
As (+)	0.723	cm ² /m
Asmin =	1.35	cm ² /m
Ø3/8":	0.71	cm ²
Ø3/8":	0.71	cm ²
S =	0.20	m
S =	0.20	m

Cuantía de acero en el descanso de la escalera:

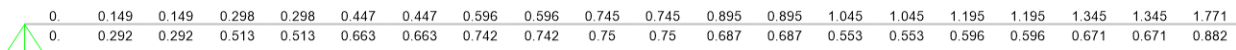


Figura 299 Cuantía de acero en el descanso de la escalera

USE:

$\text{Ø}3/8" @0.20\text{m}$
$\text{Ø}3/8" @0.20\text{m}$

Cuantías de acero máxima conforme a los máximos momentos actuantes

As colocado:	3.55	cm ² /m			
As colocado:	3.55	cm ² /m			
a=	0.0042	m			
$\text{Ø}M_n :$	0.98	ton-m/m	>	0.61	ton/m OK

**ACERO LONGITUDINAL
RAMPA**

Diagrama de momentos:

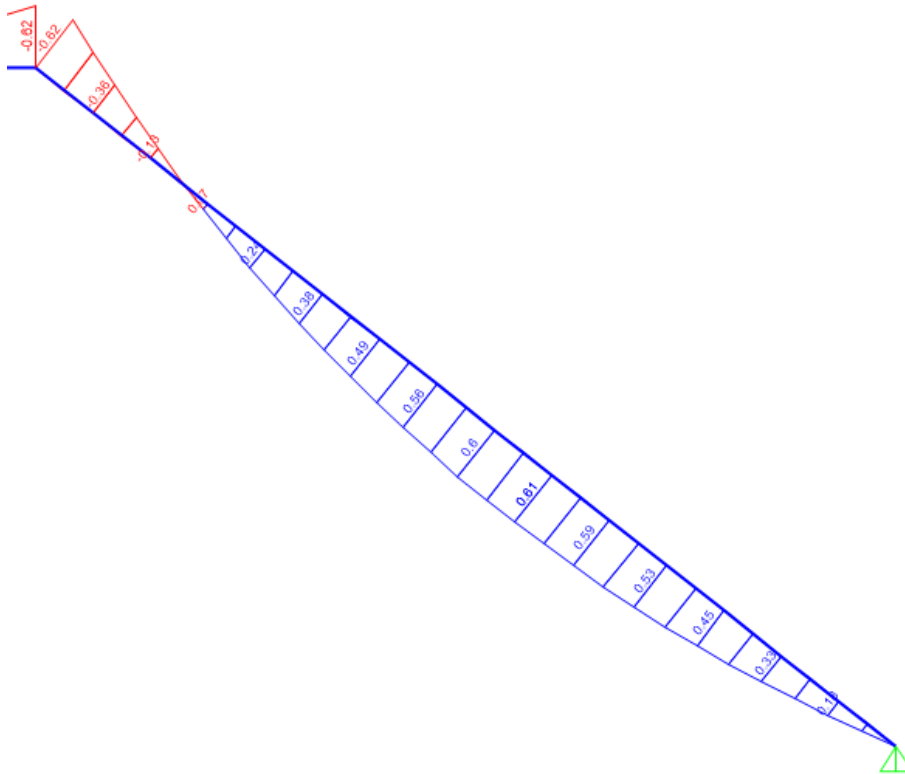


Figura 300 Diagrama de momentos

Mu (-)	0.62	ton-m/m
Mu (+)	0.61	ton-m/m
As (-)	1.771	cm ² /m

As (+)	1.843	cm2/m
Asmin =	1.35	cm2/m
Ø3/8":	0.71	cm2
Ø3/8":	0.71	cm2
S =	0.20	m
S =	0.20	m

Cuantía de acero en el descanso de la escalera:

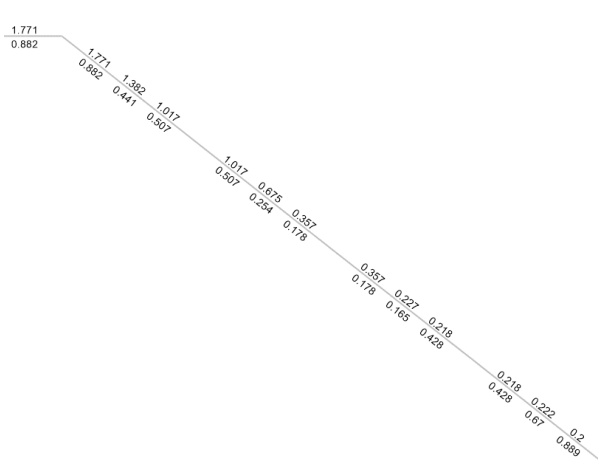


Figura 302 Cuantía de acero en el descanso de la escalera grafico 1

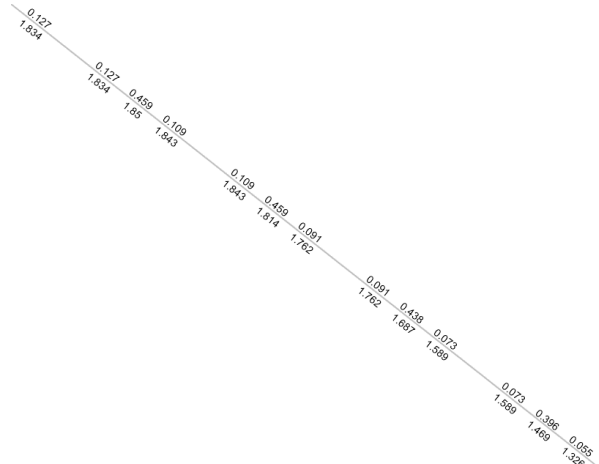


Figura 301 Cuantía de acero en el descanso de la escalera grafico 2

Cuantías de acero máxima conforme a los máximos momentos actuantes

USE:

Ø3/8" @0.20m
Ø3/8" @0.20m

As colocado:	3.55	cm2/m				
As colocado:	3.55	cm2/m				
a=	0.0042	m				
ØMn :	0.98	ton-m/m	>	0.61	ton/m	OK

4.3.1.1. Diseño por corte

**TRAMO:
DESCANSO**

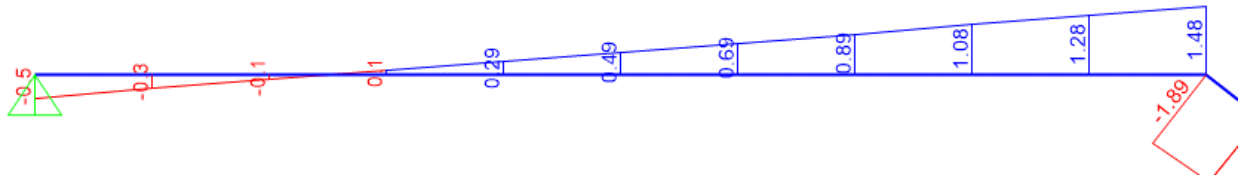
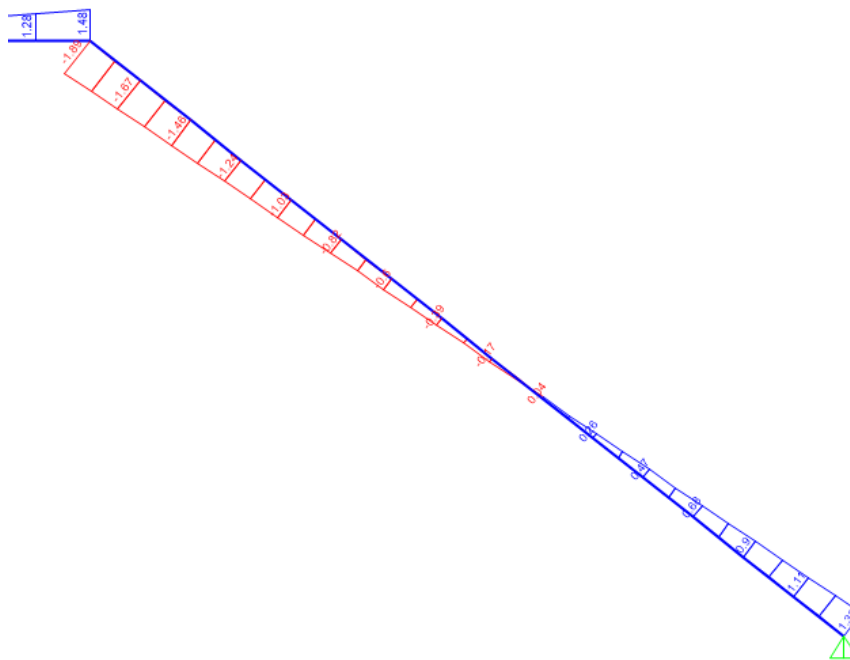


Figura 303 Tramo descanso

Vu:	1.48	ton/m			
$\emptyset Vc =$	9.78	ton/m	>	1.48	ton/m OK
No se requiere estribos.					

**TRAMO:
RAMPA**



4.4 Diseño en concreto armado de la subestructura

4.4.1. Platea de cimentación

4.4.1.1. Verificación de presiones

La platea de cimentación se diseñó tomando en cuenta las cargas estáticas de carga muerta y carga viva amplificadas, según la Norma E.060, con la combinación 9.1. de 1.4CM+1.7CV. Se utilizó las fuerzas de sismo para poder realizar la verificación de cargas de servicio especificadas en la normativa, teniendo como requisito cinco combinaciones, las cuales fueron:

- a). Combinación de servicio I: CM+CV
- b). Combinación de servicio II: CM+CV+0.8CSXX
- c). Combinación de servicio III: CM+CV-0.8CSXX
- d). Combinación de servicio IV: CM+CV+0.8CSYY
- e). Combinación de servicio V: CM+CV-0.8CSYY

La capacidad portante del suelo para la combinación de servicio I, fue de 40 tonf/m², mientras que, en las demás combinaciones de servicio, la Norma E.060 permite un incremento del 30% más.

El “q_{an}” con el que se trabajó fue considerando, el peso específico del terreno igual a 1.8 tonf/m³, el peso específico del concreto simple igual a 2.3 tonf/m³, profundidad de desplante de 2.1m desde el nivel NPT.- 4.40m, sobrecarga en el primer piso de 0.400 tonf/m², espesor de piso sin acabados de 0.15m.

$$\sigma_{neto} = \sigma_t - \left[\left(\frac{\gamma_s + \gamma_c}{2} \right) D_f + \frac{s}{c} + e_p(\gamma_c) \right]$$

$$\sigma_{neto} = 40 \text{tonf/m}^2 - \left[\left(\frac{1.8 \text{tonf/m}^3 + 2.3 \text{tonf/m}^3}{2} \right) * 2.1 \text{m} + \frac{0.400 \text{tonf}}{\text{m}^2} + 0.15 \text{m} * (1.8 \text{tonf/m}^3) \right]$$

$$\sigma_{neto} = 35.02 \text{tonf/m}^2$$

$$1.3 * \sigma_{neto} = 45.53 \text{tonf/m}^2$$

4.4.1.2. Combinación de servicio I:

El esfuerzo actuante máximo para la primera combinación resultó ser menor al esfuerzo neto del terreno, por lo tanto, cumple con lo requerido por la Norma E.060.

$$\sigma_{actuante} = 24.26 \text{tonf/m}^2 \leq \sigma_{neto} = 35.02 \text{tonf/m}^2 \dots \text{OK}$$

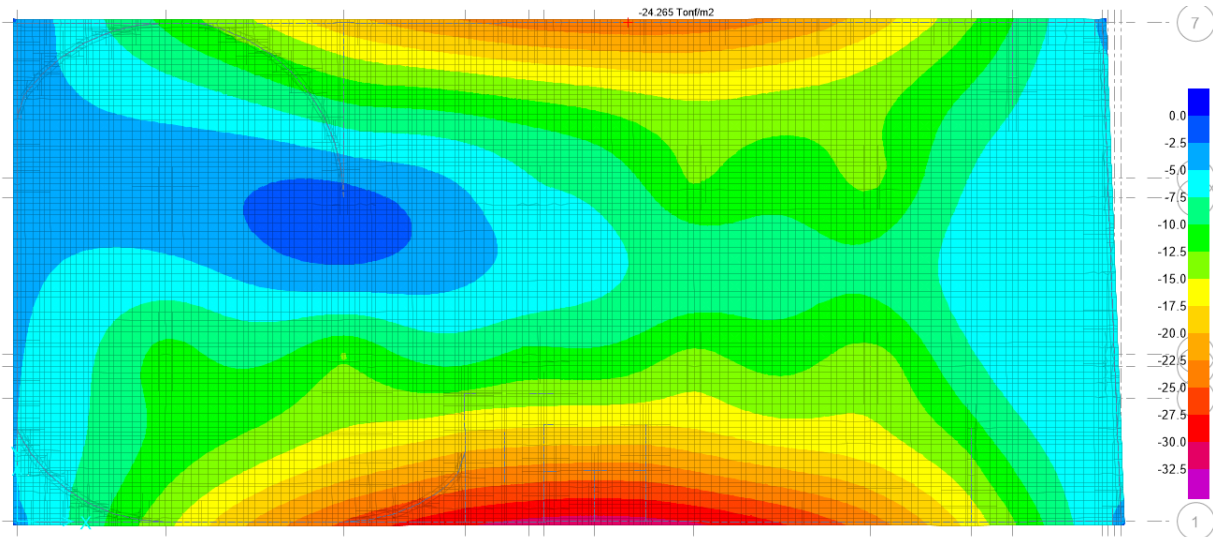


Figura 305 Combinación de servicio I

4.4.1.2. Combinación de servicio II:

El esfuerzo actuante máximo para la primera combinación resultó ser menor al esfuerzo neto del terreno, por lo tanto, cumple con lo requerido por la Norma E.060.

$$\sigma_{actuante} = 26.24 \text{tonf/m}^2 \leq \sigma_{neto} = 35.02 \text{tonf/m}^2 \dots \text{OK}$$

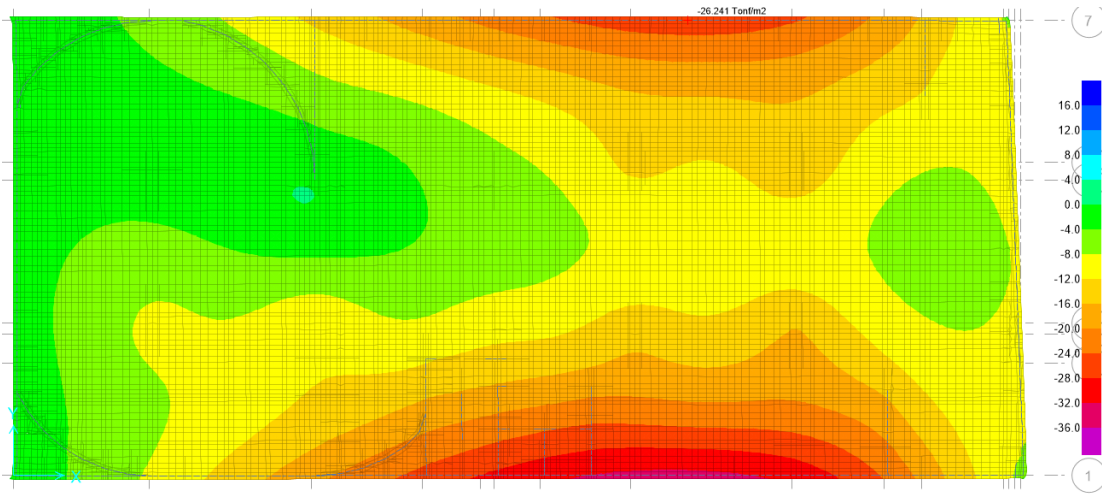


Figura 306 Combinación de servicio II

4.4.1.3. Combinación de servicio III:

El esfuerzo actuante máximo para la primera combinación resultó ser menor al esfuerzo neto del terreno, por lo tanto, cumple con lo requerido por la Norma E.060.

$$\sigma_{actuante} = 26.52 \text{tonf/m}^2 \leq \sigma_{neto} = 45.53 \text{tonf/m}^2 \dots \text{OK}$$

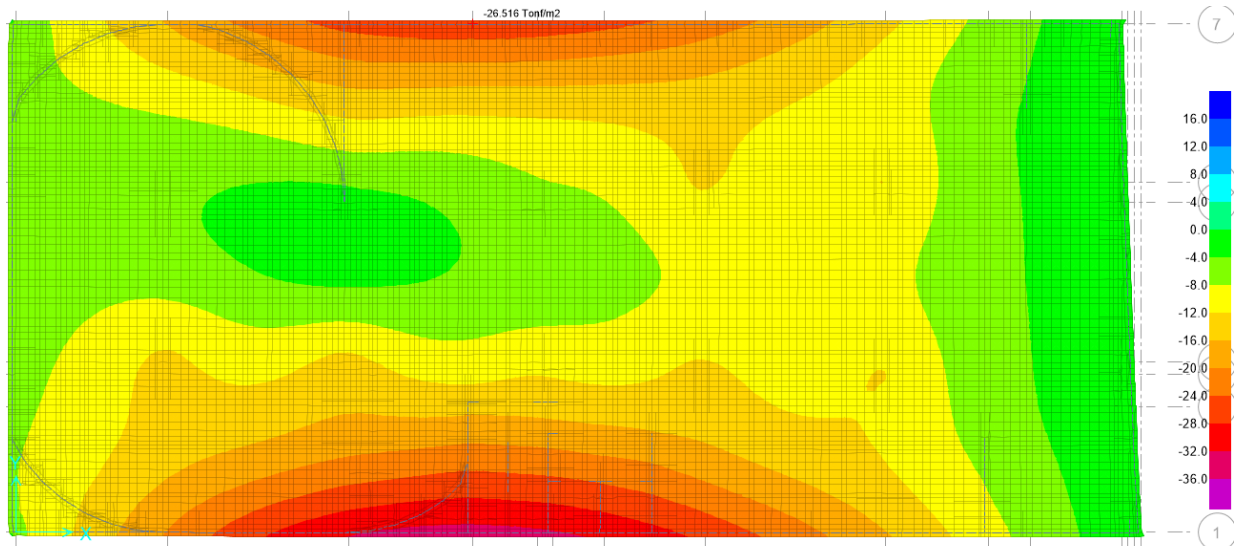


Figura 307 Combinación de servicio III

4.4.1.4. Combinación de servicio IV:

El esfuerzo actuante máximo para la primera combinación resultó ser menor al esfuerzo neto del terreno, por lo tanto, cumple con lo requerido por la Norma E.060.

$$\sigma_{actuante} = 41.14 \text{tonf/m}^2 \leq \sigma_{neto} = 45.53 \text{tonf/m}^2 \dots \text{OK}$$

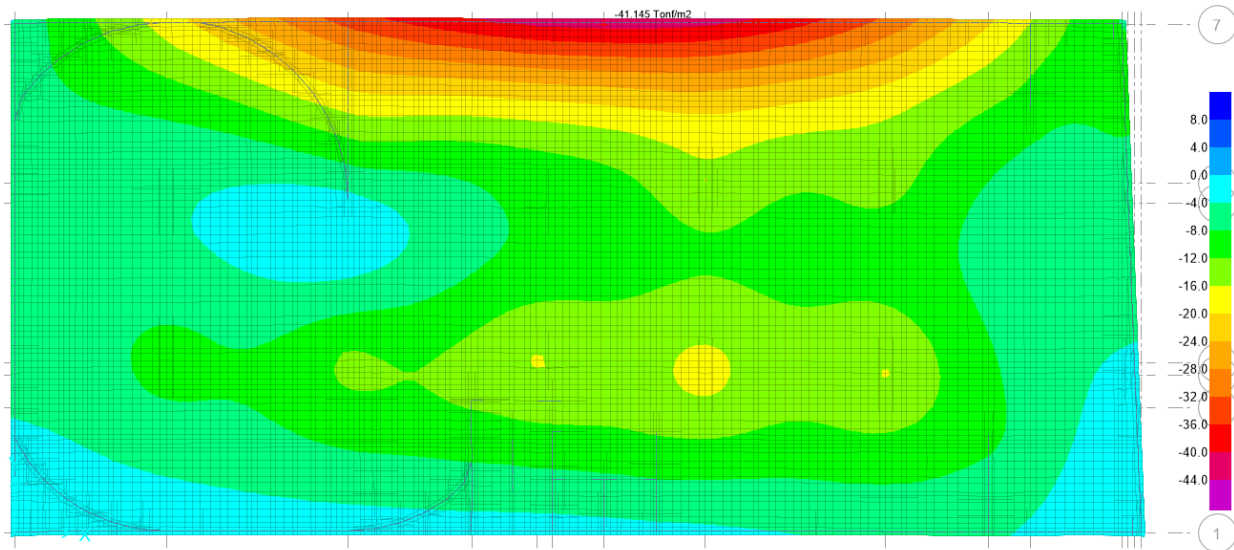


Figura 308 Combinación de servicio IV

4.4.1.5. Combinación de servicio V:

El esfuerzo actuante máximo para la primera combinación resultó ser menor al esfuerzo neto del terreno, por lo tanto, cumple con lo requerido por la Norma E.060.

$$\sigma_{actuante} = 56.31 \text{tonf/m}^2 \leq \sigma_{neto} = 45.53 \text{tonf/m}^2 \dots \text{NO CUMPLE}$$

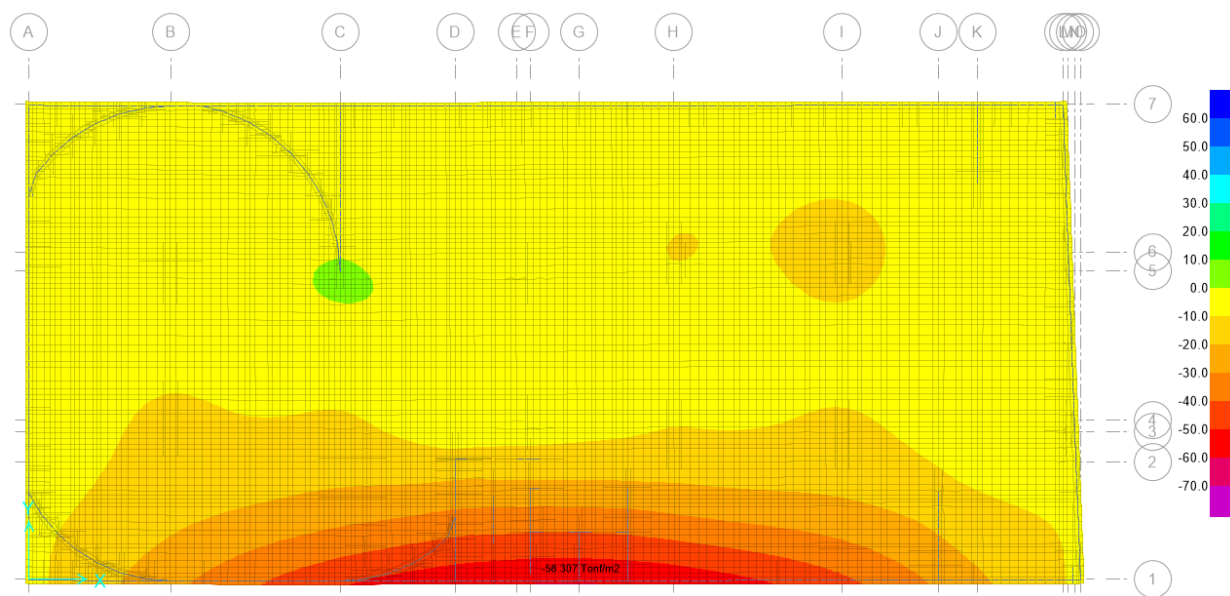


Figura 309 Combinación de servicio V

Para esta combinación, donde el sismo actúa en la parte crítica del ascensor, se propone realizar un mejoramiento del suelo con material natural sin residuos y cemento en cantidades de 350kg/m^3 , de esta forma se lograría sobrepasar la capacidad portante de 4kg/cm^2 hasta 5 o 6kg/cm^2 . Otra alternativa para mitigar este problema sería generando cimentación por medio de pilotaje, sin embargo, esta verificación no es tan primordial como la primera de todas, por lo que quedaría a criterio del diseñador.

4.4.1.6. Diseño por flexión

Se realizó el diseño por flexión por el método de elementos finitos, se tomó el momento máximo actuante para cada dirección con la combinación de carga amplificada: $1.4\text{CM}+1.7\text{CV}$. El espesor de la platea de cimentación fue de $e=.90\text{m}$, para un concreto de $f'c=420\text{kg/cm}^2$, $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ y un recubrimiento de $r=7.5\text{cm}$.

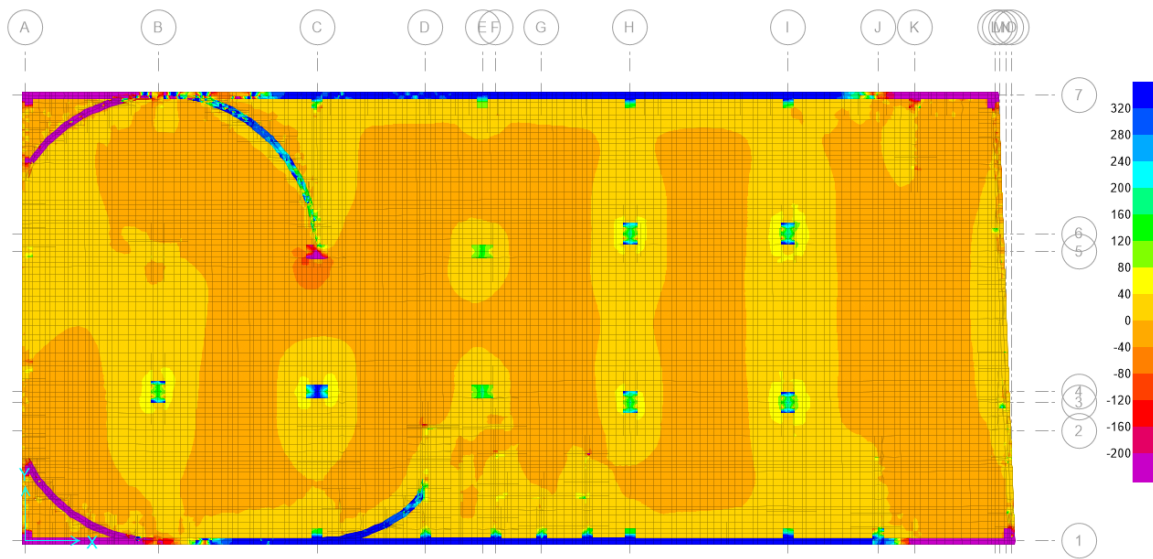


Figura 310 Vista total del diagrama de momentos por elementos finitos en el eje local 11, de la platea de cimentación

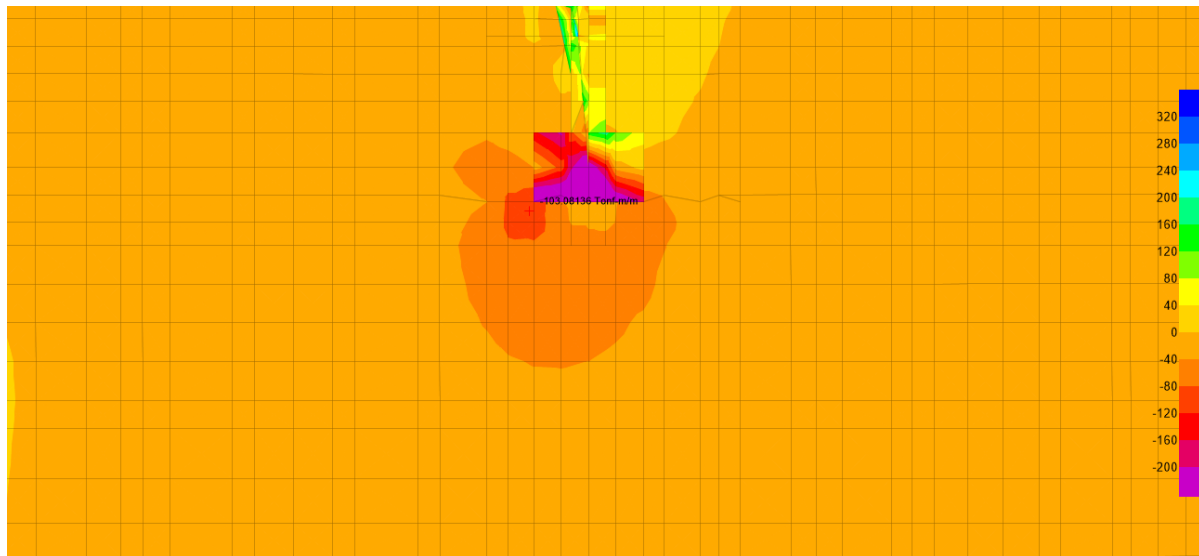


Figura 311 Momento último actuante: $Mu_{11} (-) = 103.08 \text{ tonf-m/m}$

$f'c =$	4200	ton/m ²
$f_y =$	42000	ton/m ²
d:	0.825	m
b:	1.00	m
Ø flexión:	0.9	
Mu:	103.08	ton-m/m
Rn=	168.28	ton/m ² /m

ro=	0.00411	/m				
As req =	33.87	cm2/m				
Asmín =	14.85000	cm2/m				
Ø1"	5.07	cm2				
S =	0.150	m				
Usar:						
S =	0.125	m				
As real =	40.56	cm2/m				
a =	0.05	m				
ØMn =	122.83	ton-m	>	103.08	ton-m/m	OK

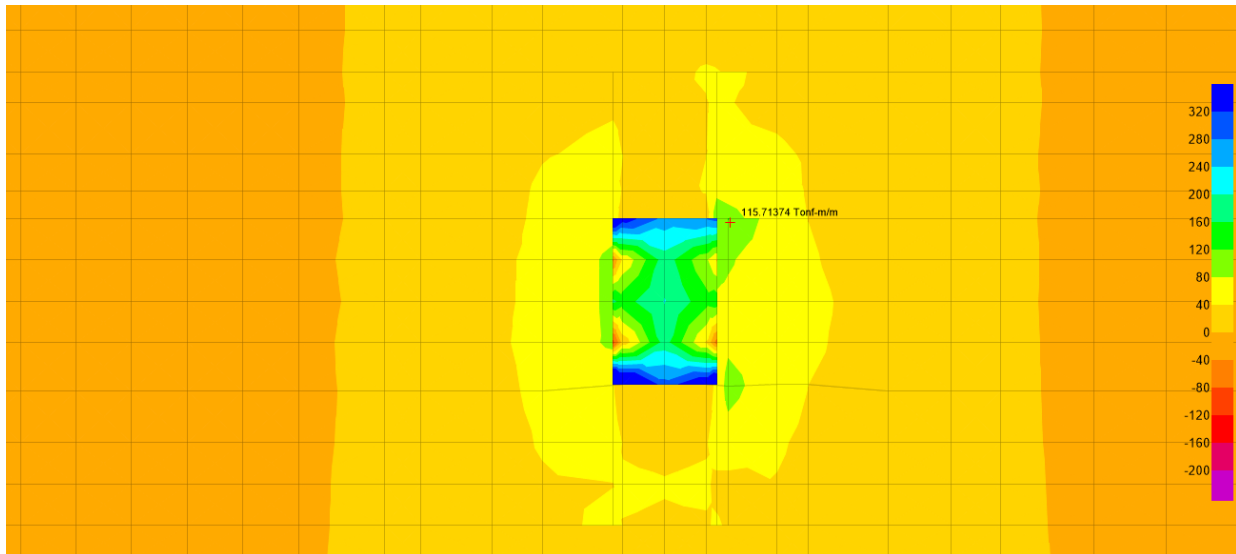


Figura 312 Momento último actuante: Mu11 (+) = 115.71 tonf-m/m

f'c =	4200	ton/m2
fy=	42000	ton/m2
d:	0.825	m
b:	1.00	m
Ø flexión:	0.9	
Mu:	115.71	ton-m/m
Rn=	188.90	ton/m2/m
ro=	0.00462	/m
As req =	38.14	cm2/m
Asmín =	14.85000	cm2/m
Ø1"	5.07	cm2

S =	0.133	m			
Usar:					
S =	0.125	m			
As real =	40.56	cm ² /m			
a =	0.05	m			
ØMn =	122.83	ton-m	>	115.71	ton-m/m OK

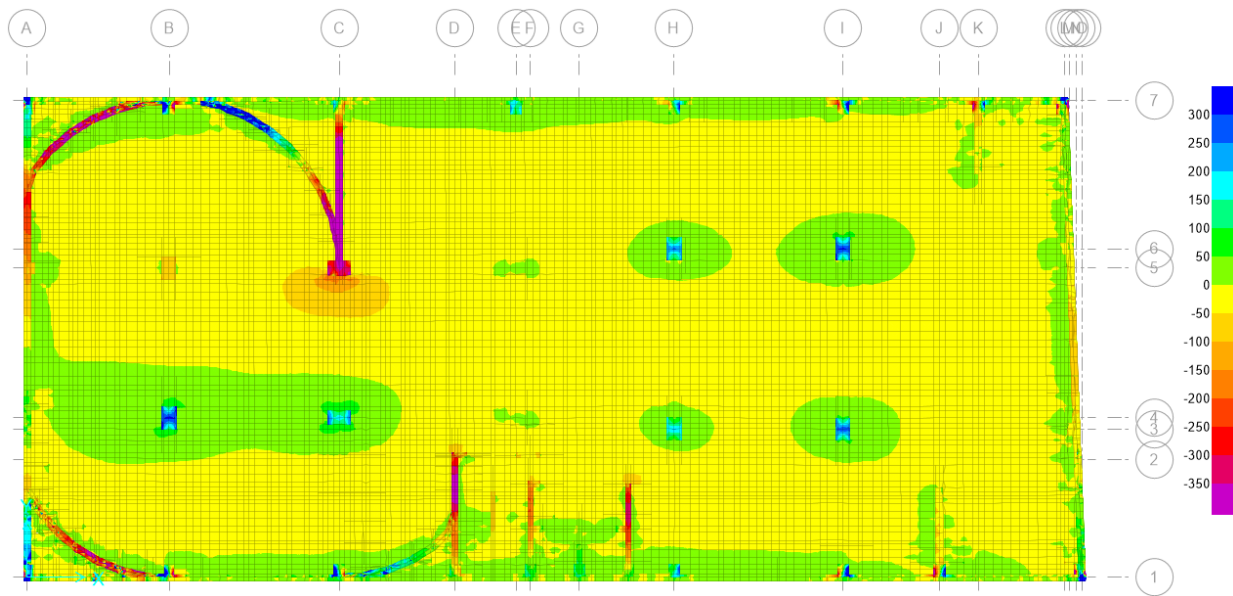


Figura 313 Vista total del diagrama de momentos por elementos finitos en el eje local 22, de la platea de cimentación

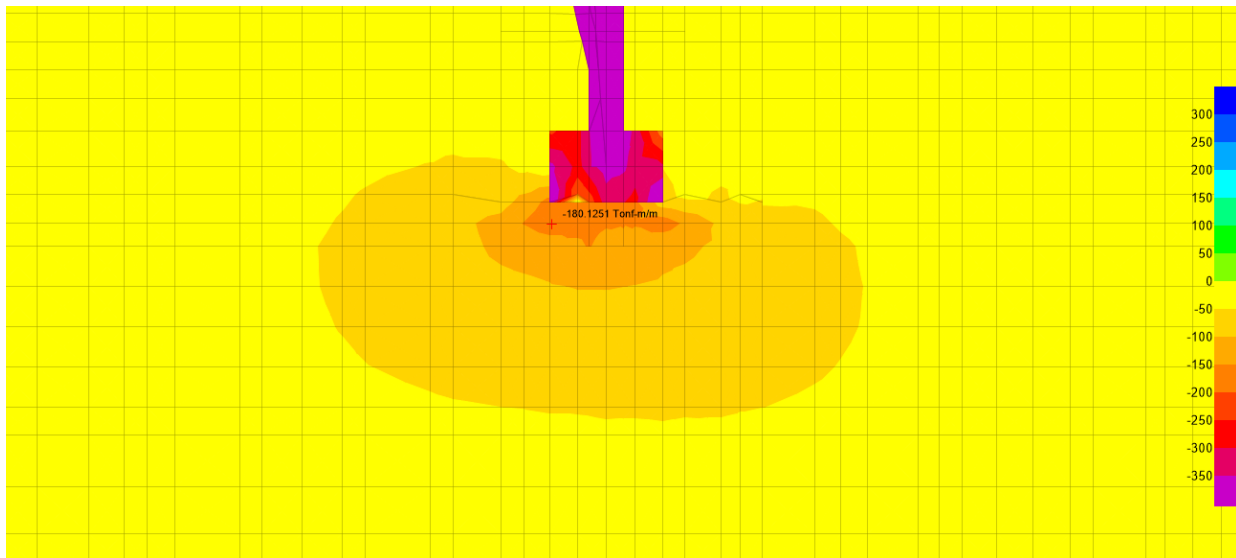


Figura 314 Momento último actuante: $Mu_{22} (-) = 180.12 \text{ tonf-m/m}$

f'c =	4200	ton/m2			
fy=	42000	ton/m2			
d:	0.825	m			
b:	1.00	m			
Ø flexión:	0.9				
Mu:	180.12	ton-m/m			
Rn=	294.04	ton/m2/m			
ro=	0.00732	/m			
As req =	60.36	cm2/m			
Asmín =	14.85000	cm2/m			
Ø1"	5.10	cm2			
S =	0.084	m			
Usar:					
S =	0.08	m			
As real =	68.00	cm2/m			
a =	0.08	m			
ØMn =	201.78	ton-m	>	180.12	ton-m/m OK

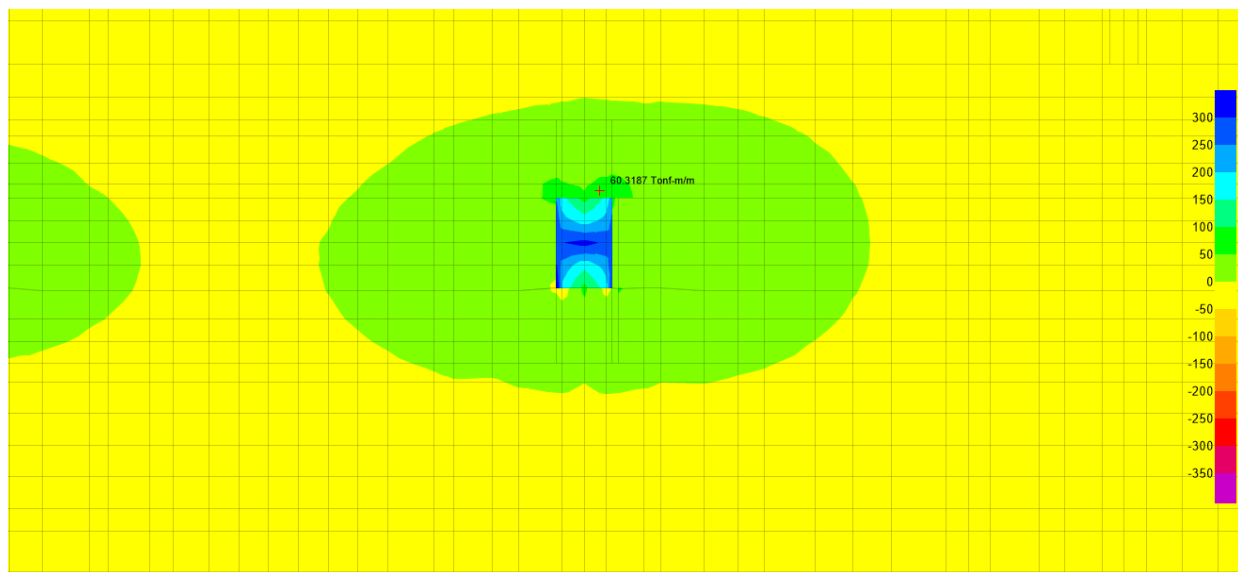


Figura 315 Momento último actuante: Mu22 (+) = 60.32 tonf-m/m

f'c =	4200	ton/m2				
fy=	42000	ton/m2				
d:	0.825	m				
b:	1.00	m				
Ø flexión:	0.9					
Mu:	60.32	ton-m/m				
Rn=	98.47	ton/m2/m				
ro=	0.00238	/m				
As req =	19.62	cm2/m				
Asmín =	14.85000	cm2/m				
Ø1"	5.10	cm2				
S =	0.260	m				
Usar:						
S =	0.25	m				
As real =	20.40	cm2/m				
a =	0.02	m				
ØMn =	62.69	ton-m	>	60.32	ton-m/m	OK

4.4.1.7. Diseño por corte tipo viga

Se realizó el diseño por corte por el método de elementos finitos, se tomó el cortante máximo actuante para cada dirección con la combinación de carga amplificada: 1.4CM+1.7CV. El espesor de la platea de cimentación fue de e=.90m, para un concreto de f'c=420kg/cm2 y un recubrimiento de r=7.5cm. El cortante tomado fue a una distancia de "d".

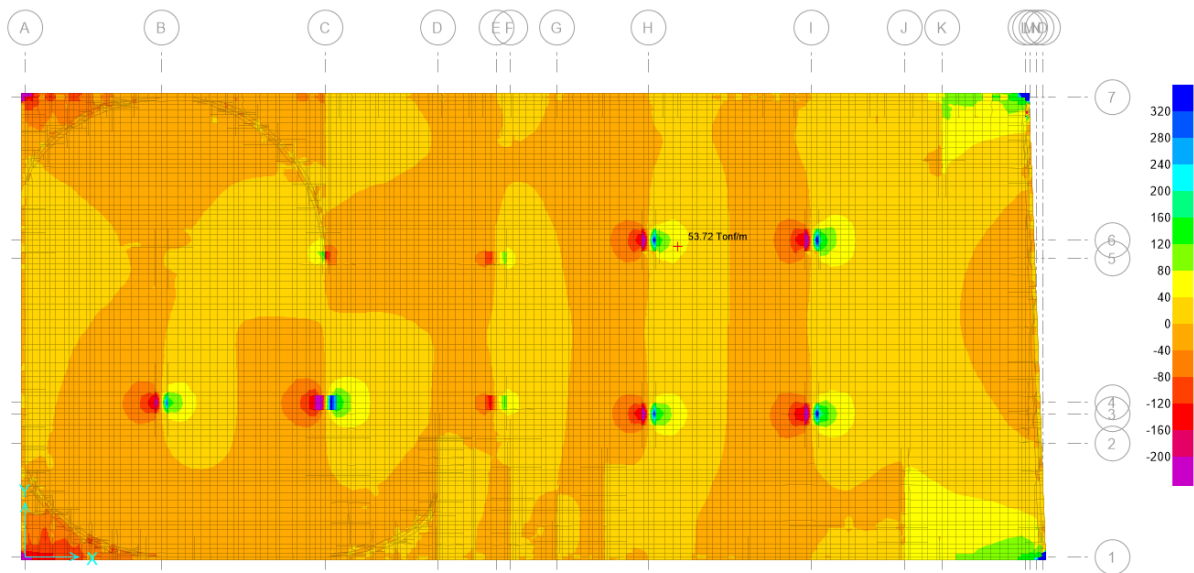


Figura 316 Diagrama de cortante ultimo: Vu13 máx = 53.72 tonf/m

$f'c=$	4200	ton/m ²				
$f_y=$	42000	ton/m ²				
d:	0.825	m				
b:	1.00	m				
Vu =	53.72	ton/m				
ϕ corte:	0.85					
$\phi V_c =$	76.17	ton/m	>	53.72	ton/m	OK

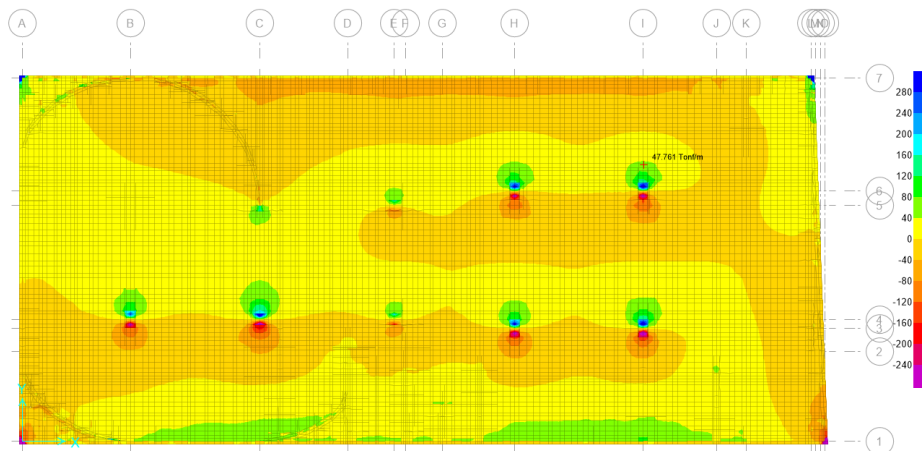


Figura 317 Diagrama de cortante ultimo: Vu23 máx = 47.76 tonf/m

$f'c =$	4200	ton/m ²				
$f_y =$	42000	ton/m ²				
$d:$	0.825	m				
$b:$	1.00	m				
$V_u =$	4.38	ton/m				
\emptyset corte:	0.85					
$\emptyset V_c =$	76.17	ton/m	>	47.76	ton/m	OK

4.4.1.8. Diseño por corte tipo punzonamiento

El diseño por punzonamiento se realizó en base al cortante a una distancia de “d/2” desde la cara del elemento columna que llega a la platea de cimentación. La combinación de diseño fue: 1.4CM+1.7CV, con las propiedades del concreto y del acero de $f'c=420\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.

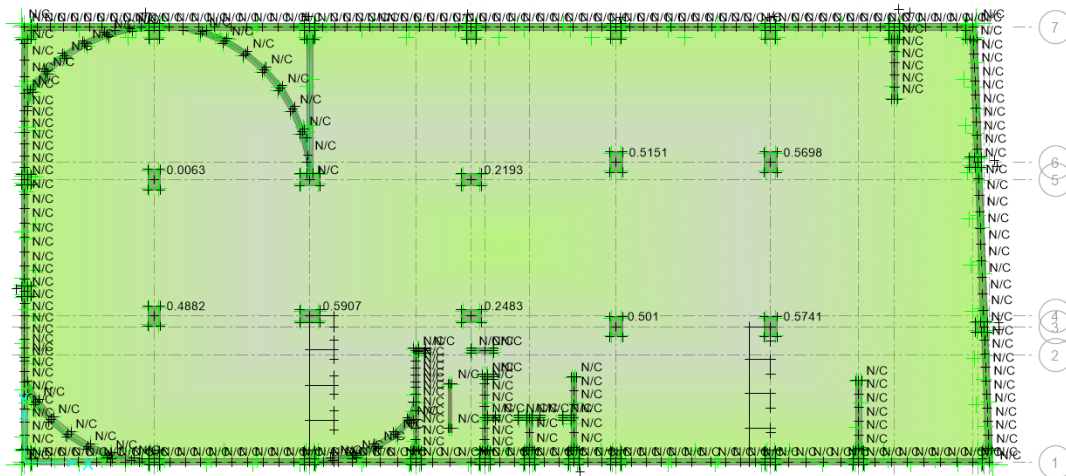


Figura 318 Cumplimiento en la verificación de cortante por punzonamiento, factor menor a la unidad.

4.4.1.9. Verificación de longitud de desarrollo

La verificación se realizó considerando que el refuerzo longitudinal de las columnas es de $\emptyset 1''$ y que, en función a la magnitud del proyecto, el refuerzo de la cimentación probablemente también sería de $\emptyset 1''$, detalle que se cumple de acuerdo al diseño en flexión.

$\emptyset 1''$ Diámetro de barra de parrilla =	0.0508	m
Recubrimiento =	0.075	m
$\emptyset 1''$ 22db =	0.5588	m
$d =$	0.66	m
Z aproximado =	0.735	m

REQUERIDO: $Z_r =$	0.75	m
ESPESOR "H" TRABAJADO: $Z =$	0.90	m
$Z \geq Z_r$ (?)	CUMPLE	

4.4.1.10. Asentamiento diferencial

El asentamiento diferencial en la platea de cimentación fue menor a lo permitido por la Norma E.050 "Suelos y cimentaciones", especificado como 1".

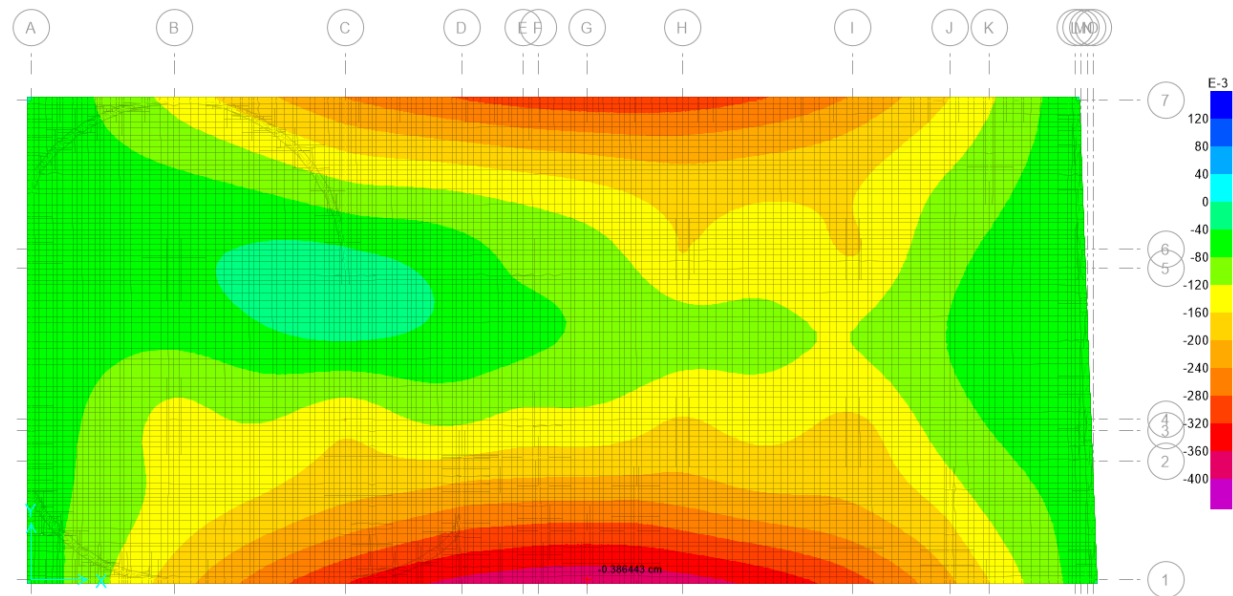


Figura 319 Asentamiento por carga de servicio I: Carga Muerta + Carga Viva

$$\text{asent. diferencial} = 0.39\text{cm} < \text{asent. máximo} = 2.54\text{cm}$$

4.4.2. Diseño de Muro de sótano

4.4.2.1. Empuje de tierra (carga trapezoidal)

Ángulo de fricción, " φ " =	26
Ángulo de inclinación de terreno, " θ " =	0
\emptyset flexión =	0.9
\emptyset corte =	0.85

CARGA TRAPERZOIDAL		
Coeficiente de empuje activo, K_a :	0.39	
Profundidad de la presión:	4.4	m
Peso unitario del suelo:	1.8	tonf/m ³
Presión activa, "Pa":	3.092	tonf/m ²
Franja trabajada:	1	m
Presión activa, "Pa":	3.092	tonf/m
Sobrecarga, "S/C":	1.000	tonf/m ²
Franja trabajada:	1	m
Sobrecarga, "S/C":	0.390	tonf/m

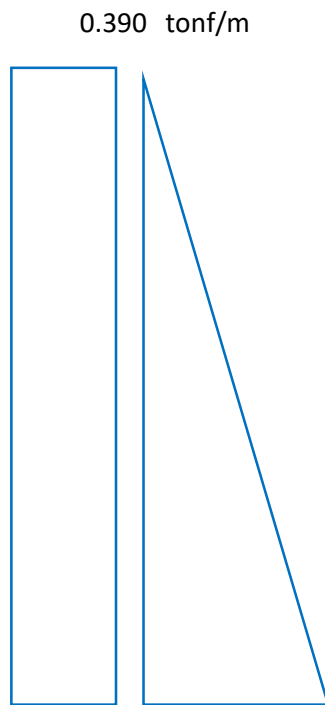


Figura 320 Carga trapezoidal

El diseño del muro de sótano fue realizado tomando un metro de franja, donde se aplicó la carga trapezoidal producto de la sobrecarga y el empuje de terreno. El espesor del muro del primer sótano es de $e=.25\text{m}$, del segundo sótano de $e=.20\text{m}$, esfuerzo a compresión del concreto $f'c=420\text{kg/cm}^2$ y el esfuerzo a fluencia del acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.

4.4.2.2. Diseño por flexión

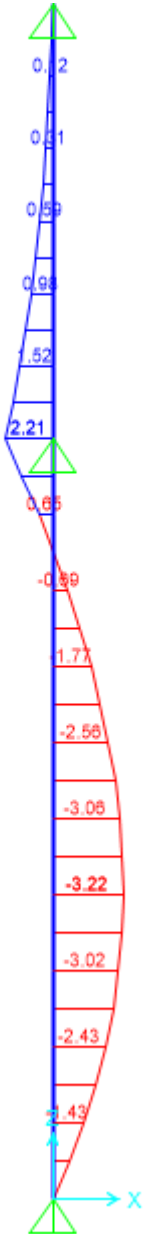


Figura 321 Diagrama de momentos flectores por metro lineal

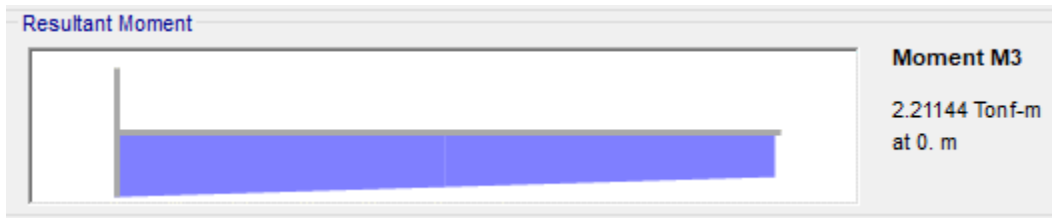


Figura 322 Momento flector máximo actuante de muro del segundo sótano

f'c =	4200	ton/m ²				
fy=	42000	ton/m ²				
d:	0.170	m				
b:	1.00	m				
Ø flexión:	0.9					
Mu:	2.21	ton-m/m				
Rn=	85.02	ton/m ² /m				
ro=	0.00205	/m				
As req =	3.48	cm ² /m				
Asmín =	3.06000	cm ² /m				
Ø3/8"	0.71	cm ²				
S =	0.204	m				
Usar:						
S =	0.150	m				
As real =	4.73	cm ² /m				
a =	0.01	m				
ØMn =	2.99	ton-m	>	2.21	ton-m/m	OK

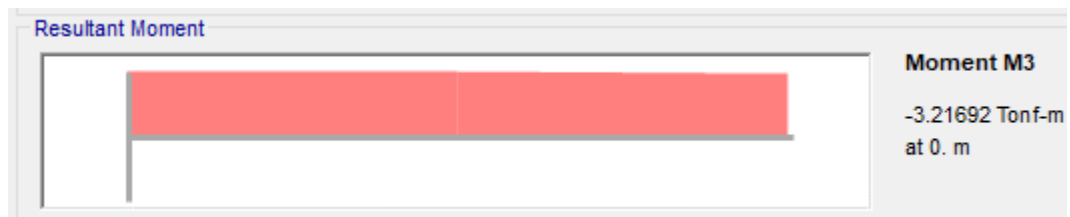


Figura 323 Momento flector máximo actuante de muro del primer sótano

4.4.2.3. Diseño por corte

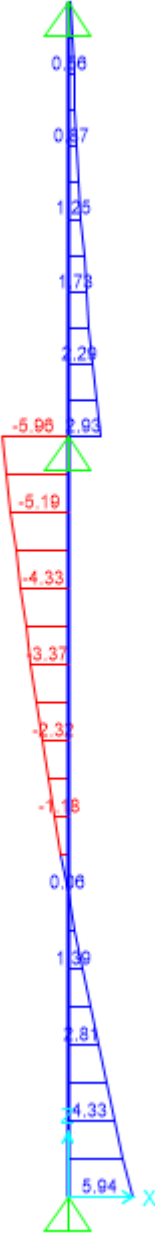


Figura 324 Diagrama de fuerzas cortantes por metro lineal



Figura 325 Fuerza cortante máxima actuante de muro del segundo sótano

f'c =	4200	ton/m2			
fy=	42000	ton/m2			
d:	0.170	m			
b:	1.00	m			
Vu =	2.93	ton/m			
Ø corte:	0.85				
ØVc =	15.6952545	ton/m	>	2.93	ton/m OK



Figura 326 Diagrama de fuerza cortante máxima actuante de muro del primer sótano

f'c =	4200	ton/m2			
fy=	42000	ton/m2			
d:	0.220	m			
b:	1.00	m			
Vu =	5.96	ton/m			
Ø corte:	0.85				
ØVc =	20.3115058	ton/m	>	5.96	ton/m OK