



**UNIVERSIDAD NACIONAL
PEDRO RUIZ GALLO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL,
DE SISTEMAS Y ARQUITECTURA.
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

“Comparación de la respuesta estructural y diseño del bloque 3 del nuevo hospital II José Alfredo Olavarría de Tumbes, con aisladores sísmicos elastoméricos y friccionantes bajo la normativa peruana”

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

RESPONSABLES:

Flores Gómez, Leidy Yuliana

Salazar Chonate, Héctor Armando

ASESOR:

Ing. Serrano Zelada, Ovidio

LAMBAYEQUE – PERÚ

2022



UNIVERSIDAD NACIONAL
PEDRO RUIZ GALLO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL,
DE SISTEMAS Y ARQUITECTURA.
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

“Comparación de la respuesta estructural y diseño del bloque 3 del nuevo hospital II José Alfredo Olavarría de Tumbes, con aisladores sísmicos elastoméricos y friccionantes bajo la normativa peruana”

APROBADO POR:

Dr. Ing. Escobedo Oblitas, Víctor Manuel

PRESIDENTE

Mg. Ing. Farías Feijoo, Juan Herman

SECRETARIO

Ing. Ramos Chimpén, Carlos Jorge

VOCAL



UNIVERSIDAD NACIONAL

PEDRO RUIZ GALLO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL,

DE SISTEMAS Y ARQUITECTURA.

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

“Comparación de la respuesta estructural y diseño del bloque 3 del nuevo hospital II José Alfredo Olavarría de Tumbes, con aisladores sísmicos elastoméricos y friccionantes bajo la normativa peruana”

PRESENTADO POR:

Bach. Flores Gómez, Leidy Yuliana

AUTOR

Bach. Salazar Chonate, Héctor Armando

AUTOR

Ing. Serrano Zelada, Ovidio

AUTOR

DEDICATORIA

A mis padres:

El presente proyecto de tesis se lo dedico principalmente a mis padres por su trabajo, amor y sacrificio en todos estos años, ya que gracias a ellos he logrado llegar hasta aquí, y así juntos poder cumplir una meta más en este trayecto de la vida.

A mis hermanos

A mi hermano mayor, Freddy, ya que siempre fue mi ejemplo a seguir, quien siempre ha estado conmigo apoyándome en cada instante. Mi hermano gemelo, Fernando, por estar conmigo durante momentos muy difíciles mostrándome su apoyo incondicional. Mi hermano Javier, que desde el cielo siempre cuida y guía mis pasos.

A mi mejor amigo

Es imposible redactar esto sin derramar alguna lágrima. Dedico muy especialmente esta tesis a mi ángel y mejor amigo de cuatro patas, Paté, por ser siempre mi fiel compañía durante cada amanecida, que bastaba solo con verlo bajo mis pies para no sentirme solo. Nunca nadie apreció tanto mi conversación como lo hiciste tú, hasta siempre amigo. ¡¡LO LOGRAMOS!!

Héctor Armando Salazar Chonate

DEDICATORIA

A mis padres, por haberme inculcado los valores y principios necesarios para lograr ser la persona de hoy y por ser mi principal apoyo para llegar hasta aquí.

Al Ing. Ovidio Serrano Zelada, por su tiempo, dedicación, paciencia y apoyo como asesor de tesis.

A mi familia, por no dejarme caer y por estar a mi lado cuando más lo necesité.

A mi yo de 17 años que salió de su ciudad natal y nunca se rindió en su esfuerzo por buscar ser una profesional.

Leidy Yuliana Flores Gómez

AGRADECIMIENTO

Nuestro agradecimiento principal va dirigido a quien nos ha guiado desde aquel examen de admisión del 2014-I hasta llegar aquí, a Dios, por ser siempre nuestro pastor y guiarnos por el sendero correcto.

A nuestros familiares, por su amor, apoyo y paciencia cada día.

A la UNPRG, sus aulas y docentes, por los conocimientos impartidos para llegar a ser un buen profesional.

Al Ing. Ovidio Serrano Zelada, por habernos dirigido en este proyecto, en base a su sabiduría y experiencia ha guiado nuestros conocimientos. Que Dios siempre lo bendiga.

Al glorioso comedor universitario, por ser un apoyo fundamental a lo largo de nuestra carrera universitaria.

Leidy Yuliana Flores Gómez.

Héctor Armando Salazar Chonate.

RESUMEN

Esta investigación se elaboró ante la necesidad de implementar la aislación sísmica en la base de la estructura del nuevo hospital II José Alfredo Olavarría de Tumbes, tras la aprobación y aplicación de la nueva normativa técnica peruana E031. Para ello, se propuso analizar la estructura con dos tipos de aisladores, los elastoméricos y los friccionantes, para luego comparar los resultados derivados del análisis tiempo historia no lineal y escoger el sistema que mejor protección otorgue a la estructura.

Este proyecto se realizó en cuatro etapas, 1ra etapa: recopilación de información, 2da etapa: Análisis del edificio con protección sísmica en la base empleando aisladores elastoméricos y friccionantes, 3ra etapa: Comparación de las respuestas y parámetros de interés promedio de los valores obtenidos del análisis tiempo historia de ambos sistemas de aislación sísmica, 4ta etapa: Diseño de elementos de concreto armado del sistema de aislamiento y la superestructura del bloque 3 del nuevo hospital II José Alfredo Olavarría de Tumbes. La 1ra etapa, comprendió, la recopilación de información existente de estudio de mecánica del suelo, planos de arquitectura y memoria descriptiva.

En la 2da etapa, se realizó el modelo tridimensional de la estructura mediante el software ETABS, así mismo, para el pre dimensionamiento del sistema aislado se utilizó el análisis modal a través de un espectro de respuesta para definir la ubicación correcta de los dispositivos elastoméricos y/o friccionantes, luego se realizó el análisis tiempo historia, con la finalidad de obtener las respuestas sísmicas en el tiempo del edificio. Para el análisis se utilizó las normas técnicas: E030 Diseño Sismo resistente, E.020 cargas y la E031 Aislamiento Sísmico.

En la 3ra etapa, se comparó los valores derivados del análisis time history para el sistema con aisladores elastoméricos y friccionantes, luego de ello se escogió el sistema aislado que mejor protección sísmica otorgue a la estructura y cumpla los requisitos mínimos establecidos en la norma técnica peruana E031.

En la 4ta etapa, luego de seleccionar el sistema de aislación, se diseñó los elementos de concreto armado de la subestructura y superestructura empleando la norma técnica E.60 Concreto Armado, concluyendo finalmente con la elaboración de los planos respectivos.

Palabras claves: Aislación sísmica, Norma técnica Peruana E031, análisis modal, análisis tiempo historia, aisladores elastoméricos, aisladores friccionantes.

ABSTRACT

This research was carried out due to the need to implement seismic isolation at the base of the structure of the new José Alfredo Olavarría hospital II in Tumbes, after the approval and application of the new Peruvian technical regulation E031. For this, it was proposed to analyze the structure with two types of insulators, elastomeric and friction, to then compare the results derived from the non-linear time history analysis and choose the system that best protects the structure.

This project was carried out in four stages, 1st stage: information gathering, 2nd stage: Analysis of the structure with the elastomeric and frictional insulation system at the base, 3rd stage: Comparison of the responses and average parameters of interest of the results obtained. in the time history analysis of both seismic isolation systems, 4th stage: Reinforced concrete design of the isolation system and the superstructure of block 3 of the new José Alfredo Olavarría Hospital II in Tumbes.

The 1st stage included the compilation of existing information from the study of soil mechanics, architectural plans and descriptive memory.

In the 2nd stage, the modeling of the structure was carried out in the ETABS program, likewise, for the pre-sizing of the isolated system, the modal analysis was used through a response spectrum to define the correct location of the elastomeric devices and/or or frictional, then the time history analysis was carried out, in order to obtain the seismic responses in the time of the building. For the analysis, the technical standards were used: E030 Seismic Resistant Design, E.020 loads and E031 Seismic Isolation.

In the 3rd stage, the results obtained from the time history analysis for the system with elastomeric and friction insulators were compared, after which the isolated system that best provides seismic protection to the structure and meets the minimum requirements of the Peruvian technical standard E031 was chosen. .

In the 4th stage, having defined the insulation system, the reinforced concrete elements of the substructure and superstructure were structurally designed according to the technical standard E.60 Reinforced Concrete, finally concluding with the preparation of the respective plans.

Keywords: Seismic isolation, Peruvian Technical Standard E031, modal analysis, time history analysis, elastomeric isolators, friction isolators.

TABLA DE CONTENIDO

I. INTRODUCCION	1
II. PROBLEMA DE INVESTIGACION	2
2.1. Antecedentes.....	2
2.1.1. Antecedentes nacionales	2
2.1.2. Antecedentes internacionales	3
2.2. Planteamiento del problema	4
2.3. Formulación del problema	5
2.4. Hipótesis del problema.....	5
2.5. Objetivos.....	5
2.5.1. General	5
2.5.2. Específicos	5
III. MARCO TEÓRICO	6
3.1. Bases teóricas.....	6
3.1.1. Edificación esencial	6
3.1.2. Diseño sismo resistente	6
3.1.3. Periodo de retorno.....	6
3.1.4. Norma técnica peruana de aislamiento sísmico E031.....	6
3.2. Aislamiento sísmico en edificaciones.....	7
3.2.1. Ejemplo de edificio aislado en Perú: Hospital de Ilave, Puno	7
3.2.2. Fundamentos del sistema de aislamiento sísmico	7
3.2.3. Beneficios del sistema de aislamiento.....	8
3.2.4. Desventajas del sistema de aislamiento.....	8
3.2.5. Dispositivos de aislamiento.....	8
3.2.5.1. Aisladores elastoméricos.....	8
Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR)	9
Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB)	9

Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).....	9
3.2.5.2. Aisladores friccionantes.....	11
Deslizador simple	11
Simple péndulo de fricción	11
Doble péndulo de fricción.....	12
Triple péndulo de fricción.....	12
3.2.6. Comportamiento bilineal de aisladores	13
3.2.6.1. Modelo bilineal para aisladores elastoméricos	13
Modelo bilineal en aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB).....	17
Modelo bilineal en aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)	17
3.2.6.2. Modelo Bilineal Para Aisladores Friccionantes	17
Simple péndulo de fricción	18
Doble péndulo de fricción.....	21
Triple péndulo de fricción.....	25
3.2.7. Representación del movimiento del suelo ante demandas sísmicas	33
3.2.7.1. Fuerzas laterales equivalentes	33
3.2.7.2. Espectro de respuesta	33
3.2.7.3. Registro de aceleración.....	33
Corrección de acelerogramas	34
Ruido en acelerogramas	34
Filtros en los acelerogramas	34
3.2.8. Ecuación de movimiento de estructuras aisladas	35
3.2.9. Análisis de edificios aislados.....	38
3.2.9.1. Análisis elástico.....	38
Análisis modal.....	38
Amortiguamiento.....	39
3.2.9.2. Análisis inelástico.....	39
3.2.10. Métodos de análisis.....	40
3.2.10.1. Fuerzas laterales equivalentes	40

3.2.10.2. Análisis modal espectral	40
3.2.10.3. Análisis tiempo historia	40
3.2.11. Efecto P-delta.....	41
3.2.11.1. Recomendaciones para el diseño efecto P delta	41
IV. NORMA TECNICA PERUANA DE AISLAMIENTO SISMICO E031	43
4.1. Requisitos generales de diseño	43
4.1.1. Calificación de la regularidad estructural	43
4.1.2. Requisitos para el sistema estructural	43
4.1.3. Sistema de aislamiento	44
4.1.3.1. Fuerzas de viento	44
4.1.3.2. Fuerzas de restitución lateral	44
4.1.3.3. Estabilidad por carga vertical	44
4.1.3.4. Verificación por volteo	44
4.1.4. Sistema estructural.....	45
4.1.4.1. Distribución de la fuerza horizontal.....	45
4.1.4.2. Separación entre edificaciones	45
4.1.4.3. Elementos que cruzan la interfaz de aislamiento.....	45
4.1.5. Propiedades del sistema de aislamiento	45
Factores de modificación de las propiedades	45
Propiedades del sistema de aislamiento sísmico en el desplazamiento máximo	46
4.2. Definición del movimiento del terreno.....	47
4.2.1. Espectro del diseño	47
4.2.2. Registro de aceleración del suelo	48
4.3. Selección de procedimiento de análisis	48
4.4. Procedimiento de análisis estático.....	49
4.4.1. Desplazamientos laterales	49
Desplazamiento traslacional (Dm).....	49
Periodo efectivo (Tm)	50

Desplazamiento total (DTm).....	50
4.4.2. Fuerzas laterales mínimas.....	51
Subestructura.....	51
Superestructura.....	52
4.4.3. Límites de deriva.....	53
4.5. Procedimiento de análisis dinámico.....	53
4.5.1. Modal espectral.....	53
4.5.2. Análisis tiempo - historia.....	53
4.5.3. Fuerzas y desplazamientos laterales mínimos.....	53
Subestructura.....	53
Superestructura.....	53
Desplazamiento del sistema de aislamiento.....	54
4.5.4. Límites de deriva.....	54
V. ANALISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DE EDIFICIOS AISLADAS.....	55
5.1. Modelo.....	55
5.2. Modos de vibración.....	55
5.3. Amortiguamiento modal.....	55
5.4. Procedimiento.....	56
5.4.1. Análisis elástico.....	56
5.4.2. Análisis inelástico.....	57
VI. ANALISIS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO SISMICO DEL MODULO 3 DEL HOSPITAL JOSE ALFREDO OLAVARRIA DE TUMBES.....	59
Características del edificio.....	59
Cargas de gravedad conside.....	60
6.1. Estructuración y prediseño de aisladores elastoméricos del módulo 3.....	60
6.1.1. Predimensionamiento de elementos estructurales de la superestructura.....	60
Vigas.....	60
Columnas.....	61

Losas macizas.....	61
Muros de corte.....	61
6.1.2. Predimensionamiento de elementos estructurales del nivel de aislamiento.....	61
Vigas de aislamiento.....	61
Capiteles.....	61
6.1.3. Modelamiento del módulo 3.....	62
6.1.4. Predimensionamiento del sistema de aislamiento.....	62
Primera forma de distribución.....	65
Segunda forma de distribución.....	66
Resultados modales.....	67
Diseño preliminar con análisis modal espectral.....	68
6.1.5. Análisis de irregularidades.....	71
Irregularidad en altura.....	71
Irregularidad en planta.....	71
6.1.6. Efectos de carga sísmico.....	72
Carga vertical mínima.....	72
6.1.7. Parámetros bilineales de los dispositivos.....	73
6.1.7.1. Propiedades nominales.....	73
LRB-01.....	73
LRB-02.....	75
6.1.7.2. Propiedades del límite superior e inferior.....	76
6.1.8. Diseño definitivo usando análisis tiempo historia no lineal.....	78
Tratamiento de los registros de aceleración.....	79
6.1.9. Resultados de análisis tiempo historia no lineal.....	83
Desplazamiento.....	84
Derivas.....	85
Aceleración.....	86
Respuesta promedio en el tiempo.....	86
6.2. Estructuración y prediseño del sistema de aisl. con aisladores friccionantes del módulo 3	91

6.2.1. Predimensionamiento del sistema de aislamiento.....	91
Criterios de distribución.....	92
Resultados modales.....	95
Diseño preliminar con análisis modal espectral	96
6.2.2. Análisis de irregularidades.....	99
Irregularidad en altura	99
Irregularidad en planta	100
6.2.3. Propiedades bilineales de doble péndulo de fricción	100
6.2.3.1. Propiedades nominales	100
DFP-01	100
DFP-02	103
DFP-03	106
6.2.3.2. Propiedades del límite superior e inferior	108
6.2.4. Diseño definitivo usando análisis tiempo historia no lineal.....	110
6.2.5. Resultados de análisis tiempo historia no lineal	111
Desplazamiento	111
Derivas	113
Aceleración	113
Respuesta promedio en el tiempo	114
6.3. Comparación de parámetros de interés.....	119
Coeficiente	119
Derivas	120
Aceleraciones	122
Parámetros de interés promedio	124
6.4. Verificación del sistema de aislamiento con los límites inferiores.....	126
Desplazamiento máximo	126
Fuerza restitución lateral	129
6.5. Verificación del sistema de aislamiento con los límites superiores	129
Cortante mínima en sistema de aislamiento	129

6.6. Fuerzas laterales en la base y sistema de aislamiento.....	130
VII. ANALISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DE EDIFICIOS AISLADAS	132
7.1. Consideraciones para el diseño	132
7.2. Memoria de cálculo	136
7.2.1. Diseño de losas macizas	136
Diseño por flexión	136
Diseño por corte	137
Verificación por fisuración	138
Verificación por deflexiones	139
7.2.2. Diseño de vigas de aislamiento	140
Diseño por flexión	141
Diseño por corte	142
7.2.3. Diseño de columnas	146
Diseño por flexocompresión	146
Diseño por corte	149
7.2.4. Diseño de placas	150
Diseño por flexocompresión	151
Diseño por corte	153
7.2.5. Diseño de escaleras	154
7.2.6. Diseño de muros de contención	156
Verificación por volteo	157
Verificación por deslizamiento	158
Verificación de los esfuerzos del suelo	158
7.2.7. Diseño de pedestales	161
Diseño por flexocompresión	161
Diseño por corte	163
7.2.8. Diseño de cimentaciones	164
Verificación de los esfuerzos del suelo	165

Verificación por punzonamiento	168
Diseño por flexión	170
VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	171
8.1. Conclusiones	171
Sistemas de aislamiento	171
Sistema de aislamiento elastomérico	172
Diseño en concreto armado	173
8.2. Recomendaciones	173

TABLA DE CONTENIDO: ILUSTRACIONES

Figura 3.1. Distribución del proyecto	7
Figura 3.2. Aislador LDR y curva de histéresis [Bridgestone,2017]	9
Figura 3.3. Aislador HDRB y curva de histéresis [Bridgestone,2017]	10
Figura 3.4. Aislador LRB y curva de histéresis [Bridgestone,2017]	10
Figura 3.5. Deslizados simple y curva de histéresis [Bridgestone,2017]	11
Figura 3.6. Elementos del dispositivo FPS [Aguiar eat al,2008].....	12
Figura 3.7. Partes del aislador DFP [Constantinou, kalpakidis, Filiatrault & Lay 2011]	12
Figura 3.8. Partes del aislador FPT [Mc vitty & Constantinou,2015]	13
Figura 3.9. Modelo bilineal para aisladores elastoméricos	14
Figura 3.10. Relación entre la fuerza de amortiguamiento y el desplazamiento	15
Figura 3.11. Partes del aislador FPS. Adaptado [Aguiar eat al,2008]	18
Figura 3.12. Posición deformada aislador SFP Adaptado [Fenz & Constatinou,2008].....	18
Figura 3.13. D.C.L. SFP Adaptado [Fenz & Constatinou,2008].....	19
Figura 3.14. Modelo bilineal para dispositivo FPS. Adaptado [Fenz & Constatinou,2008]	20
Figura 3.15. Posición deformada Fase I aislador DFP. Adaptado [Fenz & Constatinou,2008]	21
Figura 3.16. D.C.L.DFP Adaptado [Fenz & Constatinou,2008]	22
Figura 3.17. Posición deformada Fase II aislador DFP. Adaptado [Fenz & Constatinou,2008]	22
Figura 3.18. Diagrama de histéresis para un aislador de la segunda generación de FPS [Fenz & Constatinou,2008].....	24
Figura 3.19. Fases de deslizamiento aislador TFP. Adaptado [Constatinou,2011]	25
Figura 3.20. Aislador triple péndula de fricción TFP [Constatinou,2011].....	26
Figura 3.21. Comportamiento de aislador TFP, Fase I [Fenz & Constatinou,2008b].....	27
Figura 3.22. Curva histerética de aislador TFP, Fase I [Fenz & Constatinou,2008b]	27
Figura 3.23. Comportamiento de aislador TFP, Fase II [Fenz & Constatinou,2008b]	28
Figura 3.24. Curva histerética de aislador TFP, Fase II [Fenz & Constatinou,2008b]	28
Figura 3.25. Comportamiento de aislador TFP, Fase III [Fenz & Constatinou,2008b]	29

Figura 3.26. Curva histerética de aislador TFP, Fase B [Fenz & Constatinou,2008b]	29
Figura 3.27. Comportamiento de aislador TFP, Fase IV [Fenz & Constatinou,2008b].....	30
Figura 3.28. Curva histerética de aislador TFP, Fase IV [Fenz & Constatinou,2008b].....	30
Figura 3.29. Comportamiento de aislador TFP, Fase V [Fenz & Constatinou,2008b]	31
Figura 3.30. Curva histerética de aislador TFP, Fase V [Fenz & Constatinou,2008b]	31
Figura 3.31. Relación fuerza – desplazamiento aislador triple péndulo de fricción [Fenz & Constatinou,2008b].....	32
Figura 3.32. Modelo numérico de un sistema aislado. Adaptado [Aguiar eat al,2016].....	35
Figura 3.33. Modos de vibración Adaptado [Aguiar eat al,2016]	38
Figura 3.34. Espectro de respuesta afectado por el factor de modificación	39
Figura 3.35. Momentos debidos a efecto P-delta. Adaptado[Kircher et al,2012]	42
Figura 5.1. Espectro de registro a partir de sus componentes	58
Figura 6.1. Configuración global del proyecto.....	59
Figura 6.2. Vista 3D rendered view-módulo 3 en etabs.....	62
Figura 6.3. Distribución de dispositivos del sistema de aislamiento	66
Figura 6.4. Espectro de diseño E.031	68
Figura 6.5. Espectro de diseño E.031-Reducido por B en T=3.20 seg	70
Figura 6.6. Placas tectónicas de la superficie de la tierra.....	78
Figura 6.7. Filtrado y corrección por línea base del registro Chile 2010, estación Curicó	79
Figura 6.8. Espectro compatible de la dirección Norte-Sur del registro Chile 2010, estación Curicó .	80
Figura 6.9. Espectro compatible de la dirección Este-Oeste del registro Chile 2010, estación Curicó	80
Figura 6.10. Proceso de obtención de espectro de registro Curicó 2010, mediante comb. SRSS	81
Figura 6.11. Desplazamiento x-x en el tiempo del sistema de aislamiento y azotea (prop.inferiores) .	85
Figura 6.12. Desplazamiento y-y en el tiempo del sistema de aislamiento y azotea (prop.inferiores) .	85
Figura 6.13. Distribución de dispositivos fricciantes del sistema de aislamiento.....	94
Figura 6.14. Espectro de diseño E.031.....	96
Figura 6.15. Espectro de diseño E.031-Reducido por B en T=3.40 seg	98
Figura 6.16. Diagrama histerético aislador DFP 01-Propiedades nominales	103

Figura 6.17. Diagrama histérico aislador DFP 02-Propiedades nominales	105
Figura 6.18. Diagrama histérico aislador DFP 03-Propiedades nominales	108
Figura 6.19. Función tipo rampa	111
Figura 6.20. Caso de carga FNA PESO TH-ETABS 2018.....	111
Figura 6.21. Desplazamiento x-x en el tiempo del sistema de aislamiento y azotea (prop.inferiores).....	112
Figura 6.22. Desplazamiento y-y en el tiempo del sistema de aislamiento y azotea (prop.inferiores).....	113
Figura 6.23. Derivas x-x de superestructura con sistema de aislamiento elastomérico y friccionante considerando los límites superiores de los dispositivos	121
Figura 6.24. Derivas y-y de superestructura con sistema de aislamiento elastomérico y friccionante considerando los límites superiores de los dispositivos	122
Figura 7.1. Factor desperdiciante del tiempo para cargas sostenidas	135
Figura 7.2. Momentos últimos dirección 11.....	136
Figura 7.3. Momentos últimos dirección 22.....	137
Figura 7.4. Cortantes últimas dirección 13.....	137
Figura 7.5. Cortantes últimas dirección 23.....	138
Figura 7.6. Momentos P-delta modelado 3D.....	141
Figura 7.7. Vigas de aislamiento ejemplo sección 0.40m x 1.20m.....	141
Figura 7.8. Envolvente de momentos en vigas de aislamiento.....	142
Figura 7.9. Envolvente de fuerza cortante en vigas de aislamiento.....	142
Figura 7.10. Fuerza cortante en viga de aislamiento V-02.....	143
Figura 7.11. Momentos nominales antihorario y carga última para diseño por capacidad - Elaboración propia	144
Figura 7.12. Momentos nominales horario y carga última para diseño por capacidad - Elaboración propia	144
Figura 7.13. Diafragma de fuerza cortante obtenido por diseño por capacidad – Elaboración propia.....	144
Figura 7.14. Combinación envolvente para cortante de vigas.....	145

Figura 7.15. Diafragma de fuerza cortante obtenido por aplicación fuerza sísmica por 2,50.....	145
Figura 7.16. Sección transversal columna C1 eje F-6.....	147
Figura 7.17. Diafragma de Interacción dirección x-x	148
Figura 7.18. Diafragma de Interacción dirección y-y	148
Figura 7.19. Placa PL-02.....	150
Figura 7.20. Sección transversal placa PL-02	152
Figura 7.21. Diafragma de interacción dirección x-x Placa PL-02	152
Figura 7.22. Diafragma de interacción dirección y-y Placa PL-02	153
Figura 7.23. Fuerzas que actúan en la escalera.....	155
Figura 7.24. Dimensiones de muro de contención.....	156
Figura 7.25. Fuerzas actuantes en muro de contención	157
Figura 7.26. Posición de la excentricidad para las condiciones de servicio (a) y sísmicas (b).....	159
Figura 7.27. Esfuerzos amplificados en la base de la cimentación del muro de contención en condiciones sísmicas	160
Figura 7.28. Diagrama de interacción para el pedestal PD-01	162
Figura 7.29. Diagrama de interacción para el pedestal PD-02	163
Figura 7.30. Placa de cimentación para edificio hospitalario.....	165
Figura 7.31. Presiones generadas en la base de la placa de cimentación para la condición de servicio.....	166
Figura 7.32. Presiones generadas en la base de la placa de cimentación para la condición de sismo positivo en la dirección x	166
Figura 7.33. Presiones generadas en la base de la placa de cimentación para la condición de sismo negativo en la dirección x.....	167
Figura 7.34. Presiones generadas en la base de la placa de cimentación para la condición de sismo positivo en la dirección y	167
Figura 7.35. Presiones generadas en la base de la placa de cimentación para la condición de sismo negativo en la dirección y.....	168
Figura 7.36. Ratios de punzonamiento en losa de cimentación - Safe 2016	168

Figura 7.37. Área de punzonamiento capitel F-3.....	169
Figura 7.38. Diagrama de momentos en losa de cimentación - Safe 2016	170

TABLA DE CONTENIDO: TABLAS

Tabla 4.1. Categoría y regularidad de edificaciones aisladas	43
Tabla 4.2. Factores de modificación máximas y mínimas para fabricantes conocidos	46
Tabla 4.3. Factores de modificación máximas y mínimas para fabricantes desconocidos	46
Tabla 4.4. Límites del periodo de suelo.....	47
Tabla 4.5. Factor de amortiguamiento B_M	50
Tabla 6.1. Periodo y masas efectivas de los modos de vibración de la estructura con base fija...	63
Tabla 6.2. Masa sísmica por piso y total del edificio	64
Tabla 6.3. Parámetros predimensionados del sistema de aislamiento del bloque 3	65
Tabla 6.4. Modos sin excentricidad accidental del bloque 3 con distribución uniforme de rigidez.....	65
Tabla 6.5. Modos sin excentricidad accidental del bloque 3 - segunda forma de distribución de rigidez.....	66
Tabla 6.6. Modos con excentricidad accidental positiva de 5% en la dirección x	67
Tabla 6.7. Modos con excentricidad accidental negativa de 5% en la dirección x	67
Tabla 6.8. Modos con excentricidad accidental positiva de 5% en la dirección y	67
Tabla 6.9. Modos con excentricidad accidental negativa de 5% en la dirección y	67
Tabla 6.10. Coeficiente de amortiguamiento de cada dispositivo	69
Tabla 6.11. Resumen de resultados del análisis modal en la dirección x-x	70
Tabla 6.12. Resumen de resultados del análisis modal en la dirección y-y	70
Tabla 6.13. Rigidez lateral en dirección x-x e y-y.....	71
Tabla 6.14. Desplazamientos máximos de entrepisos x-x e y-y	72
Tabla 6.15. Reacciones en la base con carga mínima vertical.....	72
Tabla 6.16. Propiedades nominales de los dispositivos LRB-01	75
Tabla 6.17. Propiedades nominales de los dispositivos LRB-02.....	76

Tabla 6.18. Factores de modificación para dispositivos LRB	77
Tabla 6.19. Propiedades nominales, límite superior e inferior de los dispositivos LRB-01	77
Tabla 6.20. Propiedades nominales, límite superior e inferior de los dispositivos LRB-02	77
Tabla 6.21. Periodo del sistema de aislamiento utilizando las propiedades nominales, mínimas y máximas.....	78
Tabla 6.22. Factor de escalamiento del espectro de registro de Curicó 2010	82
Tabla 6.23. Factor de escalamiento para los registros espectro compatibles	83
Tabla 6.24. Desplazamientos del sistema de aislamiento y azotea en la dirección x-x	84
Tabla 6.25. Desplazamientos del sistema de aislamiento y azotea en la dirección y-y	84
Tabla 6.26. Resumen de derivas de entrepiso	86
Tabla 6.27. Resumen de aceleraciones máximas de piso	87
Tabla 6.28. Respuestas en el tiempo empleando las propiedades del límite superior en x-x.....	87
Tabla 6.29. Respuestas en el tiempo empleando las propiedades del límite superior en y-y.....	88
Tabla 6.30. Respuestas en el tiempo empleando las propiedades del límite inferior en x-x.....	89
Tabla 6.31. Respuestas en el tiempo empleando las propiedades del límite inferior en y-y.....	90
Tabla 6.32. Parámetros predimensionados del sistema de aislamiento del bloque 3 con aisladores friccionantes	92
Tabla 6.33. Rigidez efectiva de cada aislador de péndulo de segunda generación	93
Tabla 6.34. Agrupación de dispositivos DFP según el peso actuante	94
Tabla 6.35. Modos sin excentricidad accidental del bloque 3-Aisladores DFP	95
Tabla 6.36. Modos con excentricidad accidental positiva de 5% en la dirección x	95
Tabla 6.37. Modos con excentricidad accidental negativa de 5% en la dirección x	95
Tabla 6.38. Modos con excentricidad accidental positiva de 5% en la dirección y	96
Tabla 6.39. Modos con excentricidad accidental negativa de 5% en la dirección y	96
Tabla 6.40. Coeficiente de amortiguamiento de cada dispositivo friccionante.....	97
Tabla 6.41. Resumen de resultados del análisis modal en la dirección x-x	98
Tabla 6.42. Resumen de resultados del análisis modal en la dirección y-y	99
Tabla 6.43. Rigidez lateral en dirección x-x e y-y.....	99

Tabla 6.44. Desplazamientos máximos de entrepisos x-x e y-y	100
Tabla 6.45. Propiedades nominales de los dispositivos DFP-01	102
Tabla 6.46. Propiedades nominales de los dispositivos DFP-02	105
Tabla 6.47. Propiedades nominales de los dispositivos DFP-03	108
Tabla 6.48. Factores de modificación para dispositivos DFP.....	109
Tabla 6.49. Propiedades nominales, límite superior e inferior de los dispositivos DFP-01	109
Tabla 6.50. Propiedades nominales, límite superior e inferior de los dispositivos DFP-02	109
Tabla 6.51. Propiedades nominales, límite superior e inferior de los dispositivos DFP-03	110
Tabla 6.52. Periodo del sistema de aislamiento utilizando las propiedades nominales, mínimas y máximas.....	110
Tabla 6.53. Desplazamientos del sistema de aislamiento y azotea en la dirección x-x	111
Tabla 6.54. Desplazamientos del sistema de aislamiento y azotea en la dirección y-y	112
Tabla 6.55. Resumen de derivas máximas de entrepiso	113
Tabla 6.56. Resumen de aceleraciones máximas de piso	114
Tabla 6.57. Respuestas en el tiempo empleando las propiedades del límite superior en x-x.....	115
Tabla 6.58. Respuestas en el tiempo empleando las propiedades del límite superior en y-y.....	116
Tabla 6.59. Respuestas en el tiempo empleando las propiedades del límite inferior en x-x.....	117
Tabla 6.60. Respuestas en el tiempo empleando las propiedades del límite inferior en y-y.....	118
Tabla 6.61. Desplazamiento máximo norma E031, considerando límites inferiores	119
Tabla 6.62. Coeficiente ψ , considerando las propiedades del límite inferior en x-x	120
Tabla 6.63. Coeficiente ψ , considerando las propiedades del límite inferior en y-y	120
Tabla 6.64. Derivas máximas, considerando los límites superiores de los dispositivos	121
Tabla 6.65. Picos de aceleración de entrepiso (g) para definir el nivel de daño no estructural adaptado [HAZUS,2003].....	122
Tabla 6.66. Aceleraciones de cada piso y estado de daño no estructural de la estructura con aisladores elastoméricos y friccionantes, dirección x-x considerando los límites superiores de los dispositivos.....	123

Tabla 6.67. Aceleraciones de cada piso y estado de daño no estructural de la estructura con aisladores elastoméricos y friccionantes, dirección y-y considerando los límites superiores de los dispositivos.....	123
Tabla 6.68. Resumen de propiedades de parámetros de interés promedio considerando los límites superiores e inferiores de los dispositivos elastoméricos y friccionantes	125
Tabla 6.69. Desplazamiento total máximo dirección x-x	127
Tabla 6.70. Desplazamiento total máximo dirección y-y	128
Tabla 6.71. Rigidez efectiva inicial y la utilizada para calcular las fuerzas laterales de la base y del sistema de aislamiento considerando las propiedades máximas	131
Tabla 6.72. Factor de escalamiento dirección x-x	131
Tabla 6.73. Factor de escalamiento dirección y-y	131
Tabla 7.1. Factores de reducción de la resistencia nominal	132
Tabla 7.2. Combinación de cargas de diseño.....	132
Tabla 7.3. Deflexiones máximas admisibles.Adaptado de Sencico,2009.....	134
Tabla 7.4. Factor ξ dependiente del tiempo para cargas sostenidas.Adaptado de Sencico,2009	135
Tabla 7.5. Momentos actuantes y acero proporcionado al paño de ejemplo	137
Tabla 7.6. Parámetros para cálculo de fisuración en paño de ejemplo	139
Tabla 7.7. Parámetros para cálculo de deflexión máxima	139
Tabla 7.8. Momentos actuantes y acero proporcionado a paño de ejemplo	142
Tabla 7.9. Resistencia nominal de estribos a diferente separación, tomando $d=1.08m$	146
Tabla 7.10. Combinaciones de cargas últimas de la columna C-1	147
Tabla 7.11. Resistencia nominal de 4 estribos $\emptyset 1/2"$ para columna C1.....	150
Tabla 7.12. Combinaciones de cargas últimas de la placa PL-02.....	151
Tabla 7.13. Parámetros de suelo de cimentación	156
Tabla 7.14. Momentos para factor de seguridad por volteo	157
Tabla 7.15. Factor de seguridad por volteo.....	157
Tabla 7.16. Fuerzas para factor de seguridad por deslizamiento.....	158
Tabla 7.17. Factor de seguridad por deslizamiento	158

Tabla 7.18. Resultados de esfuerzos en la base de la cimentación del muro de contención para las condiciones de servicio y sísmicas.....	159
Tabla 7.19. Fuerzas y momentos de diseño para la punta y talón del muro de contención	160
Tabla 7.20. Fuerzas y momentos de diseño para el muro de contención	160
Tabla 7.21. Acero proporcionado y momentos nominales del muro de contención.....	161
Tabla 7.22. Combinaciones de cargas últimas para pedestales PD-01 y PD-02	162
Tabla 7.23. Resistencia nominal de 6 estribos Ø 3/4" para pedestal PD-01	164
Tabla 7.24. Resistencia nominal de 4 estribos Ø 3/4" para pedestal PD-02	164
Tabla 7.25. Cálculo de fuerza cortante resistente – Capitel F3	169

I. INTRODUCCION

En la actualidad, el Perú presenta deficiencias en lo que respecta a infraestructura hospitalaria. Según registros actualizados de la Organización Mundial de la Salud (OMS), parámetros como el gasto público en salud, número de doctores y profesionales de enfermería por cada 10,000 habitantes, nos ubican en la posición 7°, 12° y 7° respectivamente, encontrándonos rezagados de la media de los países Latinoamericanos, y aún más del promedio mundial. Según lo indicado por Cevallos, en el Perú solo el 2% de los hospitales tienen una antigüedad menor a 10 años, 50% entre 26-50 años, un 25% entre 10-25 años, un 19% entre 50-100 años, y 4% de los hospitales con una antigüedad superior a los 100 años, como el Instituto Especializado de Enfermedades Neurológicas Oscar Trelles con 305 años de antigüedad, el hospital el Carmen de Huancayo con 157 años, La Merced de Chiclayo con 139 años y el Hospital Dos de Mayo con 130 años (Cevallos, 2016, p. 8).

La Organización Mundial de la Salud en su directiva (CD50.R15, 2010) aprueba el Plan de Acción de Hospitales Seguros, en la cual establece que los nuevos hospitales deberán ser diseñados y construidos para mantener su capacidad máxima de funcionamiento luego de un terremoto. Estas directivas de la Organización Mundial de la Salud para la funcionalidad post-terremoto en hospitales han sido adoptadas por Estados Unidos y otros 193 países incluyendo la mayoría de los países latinoamericanos. (Zayas, 2017)

En ese contexto, esta investigación propone realizar un diseño sísmico bajo la normativa peruana E-031, con criterios de diseño para la funcionalidad continua, desarrollada para una estructura esencial de base fija y la misma estructura para base con aisladores elastoméricos y de doble péndulo de fricción, con la finalidad de analizar los criterios de funcionalidad continua para ambos casos. []

II. PROBLEMA DE INVESTIGACION

2.1. Antecedentes

Se tiene como referencia a estudios realizados acerca del comportamiento estructural y diseño de edificaciones con aisladores sísmicos; que han sido objeto de estudio de la ingeniería sísmica a lo largo del tiempo. Viéndose reflejadas en las distintas investigaciones a nivel internacional y nacional en las que tenemos:

2.1.1. Antecedentes Nacionales

- AGUIRRE AMEZ, Yuriko Yuly y HUALLANCA PARRA, Luis Felipe. Influencia de la esbeltez en el comportamiento estructural de edificios con aislamiento en la base. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima. 2016. 68 pp. El objetivo de la investigación fue el de "identificar la influencia de la esbeltez en el comportamiento estructural de edificios con aislamiento sísmico en la base."(Aguirre Amez, Yuriko Yuly y Huallanca Parra, Luis Felipe, 2016, p.2). En cuanto a la metodología que emplearon, fue del tipo aplicada, con un diseño no experimental y nivel explicativo, su población y muestra fue un edificio convencional de 6 pisos y el correspondiente edificio aislado para determinar algunos de los beneficios del uso de los aisladores sísmicos a través de un análisis comparativo con distintos tipos de esbeltez en la estructura. Como instrumento utilizaron el diseño estructural de la edificación y el modelamiento del mismo a través del software ETABS. A su vez, concluyeron que los aisladores sísmicos mejoran el comportamiento de las edificaciones al disminuir las derivas y aceleraciones de piso que se producen durante un sismo, pero éstos se reducen al aumentar la esbeltez del mismo.
- CECILIA CARRILLO ROBLES, Análisis comparativo de diferentes aisladores sísmicos para edificaciones esenciales con fines de reducción de daños Análisis comparativo de diferentes aisladores sísmicos para edificaciones esenciales con fines de reducción de daños. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil. Universidad Cesar Vallejo. 2016. El objetivo general fue hallar el mejor aislador sísmico que se empleará en la edificación esencial. El estudio es de tipo cuantitativo y diseño no experimental;

la población para este estudio está dada por la totalidad de los Hospitales de la región Puno, tomando como muestra al hospital de llave. Los instrumentos empleados son fichas técnicas, así como el software ETABS y acelerogramas sísmicos.

2.1.2. Antecedentes Internacionales

- NAXALIA AMANDA PEREZ ZAMORA Y MARIA JOSE VASQUEZ ORTEGA, Managua-Nicaragua. Diseño de aisladores sísmicos de base para edificios de oficinas de 10 niveles con sistema estructural de pórticos rígidos de concreto reforzado. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil Universidad Centroamericana de Nicaragua. Managua. 2016. El objetivo de la investigación fue realizar el diseño de aisladores de base para un edificio de oficinas de 10 niveles, considerando las características del suelo de Managua que son en su mayoría compuesto por depósitos arenosos y orgánicos, generando el incremento de las fuerzas sísmicas en altura. Del mismo modo, concluyeron que la implementación de aisladores sísmicos se logró reducir hasta en un 92% las aceleraciones de entrepiso, mientras que las cortantes basales lograron reducirse hasta en un 90%.
- PROAÑO SARANGO, Jhonatan Santiago. Análisis y diseño sísmico de un edificio en acero con Aisladores Sísmicos, modelamiento en el Etabs. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil. Universidad Central del Ecuador. Quito. 2014. 272 pp. El objetivo de la investigación fue el de realizar un análisis comparativo de la respuesta sísmica de una estructura metálica con aislamiento sísmico y uno tradicional. En cuanto a la metodología que empleó, fue del tipo aplicada, con un diseño no experimental y nivel explicativo; su población estuvo conformado por el hospital de Ambato y su muestra estuvo conformada por el bloque "E" de dicho hospital como instrumento utilizaron el diseño estructural de la edificación y el modelamiento del mismo a través del software ETABS. Del mismo modo, concluyeron que la implementación de aisladores sísmicos para el caso particular del Bloque "E" del hospital regional de Ambato, mejora el comportamiento estructural, con altos niveles de seguridad y protección sísmica.

2.2. Planteamiento del Problema

En nuestro país a comparación de otros países del mundo, la técnica de proteger sísmicamente a los edificios con aisladores en la base es aún muy joven, por lo que los especialistas capacitados en temas constructivos y diseño de edificios con aislamientos de base es muy pequeño. Las constantes catástrofes ocurridas en los países vecinos como Ecuador, Chile y en países altamente sísmicos como Japón vuelven a colocar en alerta a los encargados de las normas en el Perú y es así que, en el año 2014 se establece en la norma técnica E.030 Diseño Sismo resistente, que los hospitales del nivel 2 y 3 (según la categorización del MINSA) cuenten obligatoriamente con aislamiento sísmico, sin embargo, no se implementaba una normativa propia, acorde a nuestros espectros sísmicos. Hasta el año 2019 todos los proyectos con aisladores se diseñaron empleando normativas extranjeras.

La región Tumbes se ubica en una zona altamente sísmica, si bien es cierto existe un silencio sísmico de más de 50 años, debemos tomar en cuenta eventos sísmicos simbólicos en la región, como la del 10 de diciembre del año 1970, la cual fue de 7.5 grados en la escala de Richter y que sus efectos pueden agudizarse por el tipo de suelo aluvial en una gran parte del territorio regional. Según datos del Instituto Nacional de Estadística e Informática, la región Tumbes es la que menos hospitales tiene y desde el año 2017 no ha tenido ningún crecimiento.

Por lo expuesto, se pretende realizar la comparación de dos tipos de aisladores (elastoméricos y friccionantes) para el edificio del bloque 3 del nuevo hospital II José Alfredo Olavarría De Tumbes y el procedimiento de su diseño estructural. Obteniendo como producto final los resultados de las respuestas estructurales de ambos tipos de aislamientos sísmicos y así conocer qué sistema de aislación protege mejor a dicha estructura, cumpliendo con los requisitos de nuestra norma nacional.

2.3. Formulación del Problema

¿De la comparación de los sistemas de aislación elastoméricos y friccionantes aplicados al bloque 3 del nuevo hospital II José Alfredo Olavarría De Tumbes, será posible que su respuesta estructural y diseño cumplan con los requisitos mínimos de la normativa peruana?

2.4. Hipótesis del Problema

El sistema de aislación elastomérica aplicado al bloque 3 del nuevo hospital II José Alfredo Olavarría De Tumbes, es el que genere mejor respuesta estructural y diseño, cumpliendo con los requisitos mínimos de la normativa peruana.

2.5. Objetivos

2.5.1. General

Comparar la respuesta estructural entre ambos sistemas de aislación sísmica (elastoméricos y friccionantes) y diseñar del BLOQUE 3 DEL NUEVO HOSPITAL II JOSE ALFREDO OLAVARRIA DE TUMBES bajo la normativa peruana vigente.

2.5.2. Específicos

- Conocer las especificaciones técnicas de la normativa peruana vigente para estructuras aisladas.
- Conocer el comportamiento de la estructura del BLOQUE 3 DEL NUEVO HOSPITAL II JOSE ALFREDO OLAVARRIA DE TUMBES usando aisladores elastoméricos.
- Conocer el comportamiento de la estructura del BLOQUE 3 DEL NUEVO HOSPITAL II JOSE ALFREDO OLAVARRIA DE TUMBES usando aisladores friccionantes
- Evaluar los efectos del uso de los diferentes tipos de aislación sísmica en una estructura de base fija.

III. MARCO TEÓRICO

3.1. Bases Teóricas

3.1.1. Edificación Esencial

De acuerdo con lo establecido en la Norma E.030, se denomina edificaciones esenciales, aquellas edificaciones que en caso de un desastre, por la naturaleza de sus funciones es imprescindible su operatividad para la atención de emergencias como los centros de salud, es por ello que sus estructuras deberán ser construidas para seguir funcionando durante y después de un sismo o terremoto.

3.1.2. Diseño Sismo Resistente

Para el diseño sismo resistente, no se requiere que la estructura no presente ningún signo de daño ante un evento de gran magnitud, se estima que se producirán daños locales, pero sin llegar al colapso. Por ello, la estructura se diseña con ciertos detalles, para que durante un sismo severo permita deformaciones inelásticas, sin pérdida de su resistencia, a su vez es necesario cumplir con la normativa existente [BOZO Y BARBAT].

3.1.3. Periodo de Retorno

Es definido como la probabilidad de que se presente un evento sísmico con magnitud igual o mayor, es decir, la probabilidad de que ocurra un sismo similar o mayor aumentara proporcionalmente cada año dentro de tiempo estimado, por ejemplo, para un período de retorno de 2500 años existe una probabilidad de excedencia de $1/2500 = 0.04\%$ para cualquier año.

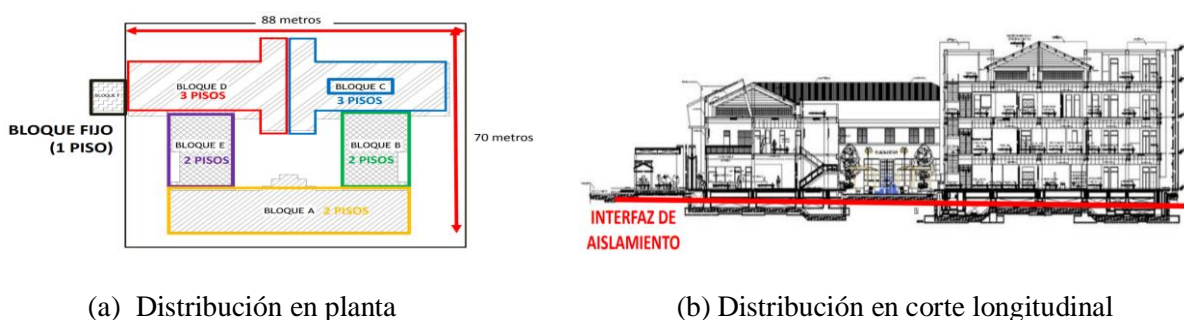
3.1.4. Norma Técnica Peruana de Aislamiento Sísmico E.031

Norma peruana de reciente aplicación a proyectos de inversión pública y privada, dirigida principalmente para las edificaciones hospitalarias y otras estructuras categorizadas como esenciales. Su inicio se remonta en el año 2018 mediante la Resolución Ministerial N° 355-2018-Vivienda, donde se establece que los nuevos establecimientos de salud del nivel II y III que se encuentren en la zonas sísmicas 3 y 4 cuenten con aislamiento sísmico en la base con la finalidad de mejorar su desempeño sísmico, proteger su estructura y mantener su operatividad.

3.2. Aislamiento Sísmico en Edificaciones

3.2.1. Edificación Aislada en Perú: Hospital Ilave, Puno.

La edificación hospitalaria de Ilave, implementó en la región de Puno una infraestructura moderna que consta de 12 000 m² de área techada distribuidos en 5 bloques de dos a cuatro niveles y represento un costo de construcción de más de 120 millones de soles. La edificación se diseñó con aislamiento sísmico, con el propósito de lograr un adecuado comportamiento sísmico acorde con la envergadura del proyecto. En la figura 3.1 se muestra la distribución del proyecto.



(a) Distribución en planta

(b) Distribución en corte longitudinal

Figura 3.1: Distribución del proyecto

El análisis estructural y el diseño del sistema de aislamiento se realizó de acuerdo a lo especificado en los siguientes códigos: norma peruana de diseño sismo resistente E.030, se utilizó para determinar las solicitaciones por sismo; Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures ASCE7-16, se utilizó como guía principal en lo que se refiere al análisis y metas de desempeño y la norma peruana de cargas E.020, la cual se consultó para estimar el peso sísmico de la estructura (de acuerdo a la norma E.030). En cuanto al diseño de la superestructura y la cimentación, estos fueron diseñados de acuerdo con las normas técnicas del Reglamento Nacional de Edificaciones E.60 y E.090.

Finalmente, se apoyaron los 5 bloques aporticados independientes entre sí, sobre una única plancha de aislamiento empleando 110 dispositivos.

3.2.2. Principios del Sistema de Aislamiento Sísmico

El aislamiento sísmico se apoya en la idea de desacoplar la superestructura de la subestructura, mediante elementos de poca rigidez en la dirección horizontal, interrumpiendo la continuidad estructural cambiando su comportamiento ante solicitaciones sísmicas.

3.2.3. Beneficios del sistema de aislamiento

- Reducción de aceleraciones: Debido a las características de los espectros de pseudoaceleraciones nacionales, al aumentar el periodo la aceleración disminuye.
- Reducción de las fuerzas de diseño: Al reducir las aceleraciones, las fuerzas disminuyen debido a que se relacionan directamente a través de la segunda ley de Newton.
- Reducción de derivas: Los desplazamientos aumentan de forma considerable, sin embargo, el mayor desplazamiento se produce en el nivel de aislamiento, lo que conlleva que la estructura principal presente pequeñas derivas.
- Facilidad de Reparación: Debido que se espera los mayores esfuerzos en el nivel de aislamiento, permite concentrar la reparación en estas zonas de mejor acceso, facilitando y reduciendo los costos de reparaciones.

3.2.4. Desventajas del sistema de aislamiento

- La estructura primaria de una edificación aislada no es tan resistente como la de una estructura con base fija.
- Ante un elemento que bloquee el sistema de aislamiento, el edificio quedaría vulnerable.
- El número de profesionales capacitados para el diseño y revisión de un edificio aislado es aún muy reducido.

3.2.5. Dispositivos de aislamiento

3.2.5.1. Aisladores Elastoméricos

Los dispositivos elastoméricos son los primeros que se utilizaron en la historia, están formado por capas de gomas y placas que se alternan entre sí. Aguiar, Almazán, Dechent y Suárez en su libro Aisladores de base elastoméricos y Friccionantes señalan que “La rigidez del apoyo es determinada por el espesor de las capas de goma. Así, mientras más gruesas sean estas capas, más flexibles será el apoyo en la dirección horizontal. En cambio, la rigidez vertical del apoyo es determinada por la alta rigidez en planta de las placas de acero que inhibe la expansión lateral de la goma que resulta de la presión vertical” [Aguiar, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008].

Aisladores Elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR)

De todos los dispositivos elastoméricos, los LDR son los más básicos, tienen bajo amortiguamiento (5% como máximo), tienen una baja capacidad para absorber energía, lo que dificulta que la fuerza de corte cambie, lo que da como resultado una curva de esfuerzo cortante-desplazamiento que es esencialmente una línea recta, como se ve en la Figura 3.2., usualmente son usados con sistemas de amortiguamiento complementario. Los LDR son fáciles de fabricar, resisten los cambios de temperatura y presentan buena respuesta al envejecimiento.

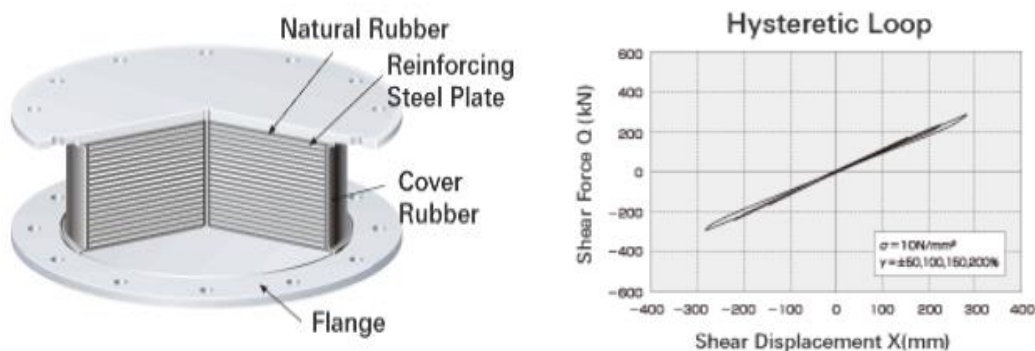


Figura 3.2: Aislador LDR y curva de histéresis
Fuente: Bridgestone, 2017

Aisladores Elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB)

Dispositivos elaborado con fibras de elastómeros más aditivos químicos, con el propósito de incrementar el amortiguamiento del caucho hasta porcentajes que oscilan entre el 10-20%, tienen una gran capacidad de absorción de energía. En consecuencia, el caucho de aislamiento sísmico cambia de forma en respuesta a las vibraciones sísmicas y, a medida que el caucho vuelve a su forma original, absorbe energía y la fuerza de corte se debilita. Esto da como resultado un gráfico de deformación que muestra una curva de tensión-desplazamiento de forma cuadrada, como se ve en la Figura 3.3. La inclusión de estos químicos genera que los dispositivos sean más vulnerables a los cambios de temperatura a comparación de otros aisladores. Tienen la particularidad de ser más rígidos en los primeros ciclos de carga, pero luego de varios ciclos sus propiedades se degradan considerablemente. Estos dispositivos combinan en un solo elemento la flexibilidad y disipación de energía, al igual que los dispositivos LDR su fabricación es sencilla, sin embargo no necesitan de sistemas adicionales complementarios de amortiguamiento.

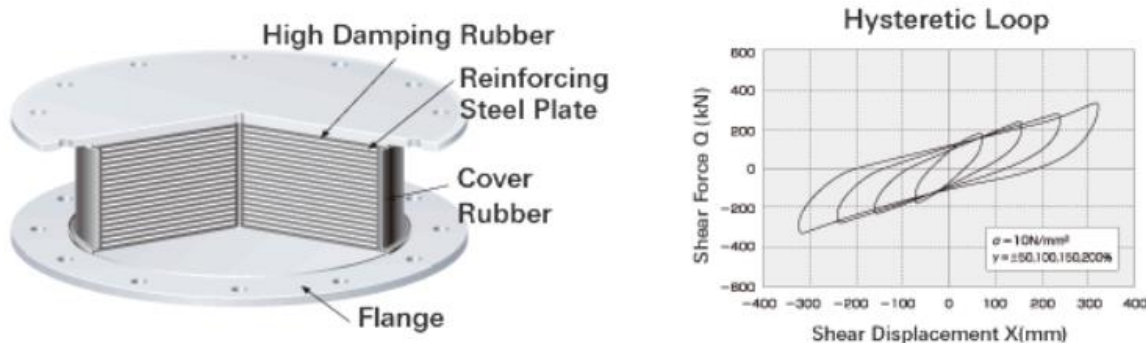


Figura 3.3: Aislador HDRB y curva de histéresis
Fuente: Bridgestone, 2017

Aisladores elastoméricos con núcleo de Plomo (LRB)

Son aisladores elastoméricos similares a los LDR con la característica que en su centro cuentan con un núcleo compuesto por plomo, el cual eleva el amortiguamiento del sistema hasta porcentajes entre el 25-30%. El dispositivo ante el movimiento sísmico se deforma lateralmente, es allí donde el núcleo al sufrir deformaciones, se disuelve y dispersa la energía en forma de calor.

Cuando el evento sísmico concluye, la goma es la encargada de retornar a su posición de origen a la estructura. El núcleo de plomo que se encontraba disuelto vuelve a cristalizarse quedando preparado para nuevas solicitaciones sísmicas.

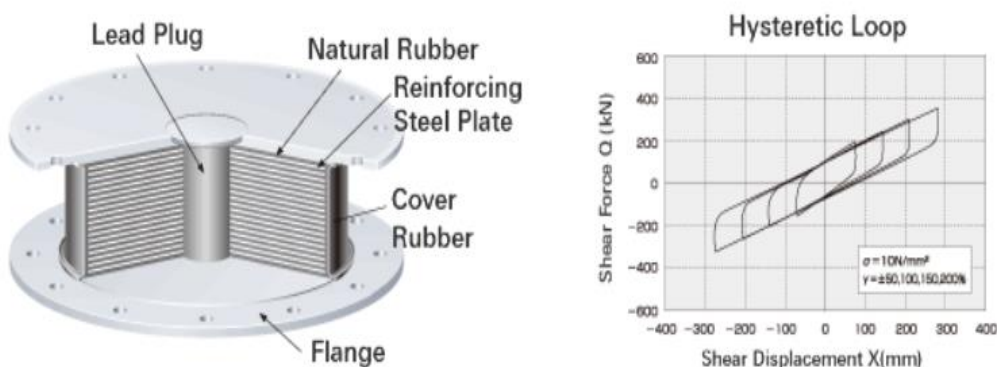


Figura 3.4: Aislador LRB y curva de histéresis
Fuente: Bridgestone, 2017

3.2.5.2. Aisladores Friccionantes

Los aisladores friccionantes son dispositivos deslizantes basados en el principio de funcionamiento del péndulo simple.

Deslizador Simple

Son discos que se desplazan en una parte plana tipo teflón de bajo coeficiente de fricción, el cual crea una tensión-desplazamiento de forma cuadrada, como se observa en la Figura 3.5. Una de sus ventajas es que genera un gran aporte de amortiguamiento (60-65%) pero no aporta rigidez lateral, es decir, carecen de una fuerza restitutiva intrínseca, por este motivo, estos dispositivos se usan en conjunto con aisladores elastoméricos tipo LRB, HDRB, LDR

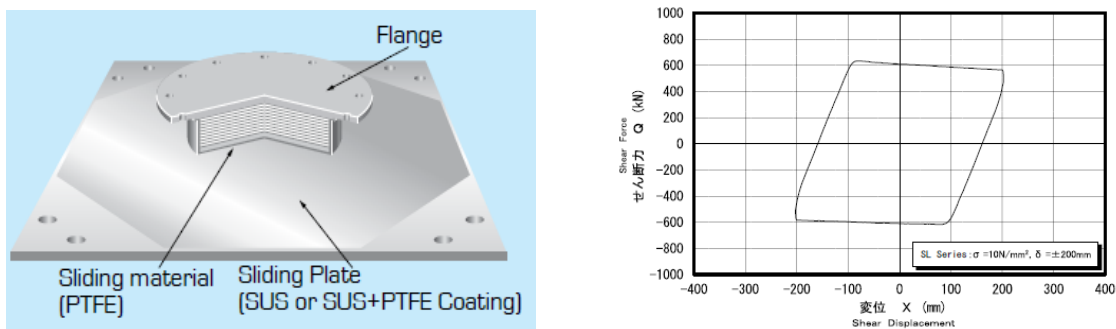


Figura 3.5: Deslizador Simple y curva de histéresis
Fuente: Bridgestone, 2017

Simple Péndulo de Fricción

El aislador FPS está compuesto por un deslizador que contiene en su base una capa de teflón con un bajo coeficiente de fricción, apoyado sobre una superficie cóncava [Aguiar, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008]. En los límites de la placa cóncava cuenta con anillos de retención con un material sellante cuyo fin es el brindar protección a los componentes internos del aislador contra los efectos contaminantes del ambiente. Debido a la naturaleza de estos dispositivos, el período de oscilación es regido íntegramente por el radio de curvatura de la placa curvada, es decir, la masa estructural es irrelevante. La disipación de energía es proporcionada por el rozamiento producido en las superficies deslizantes, mientras que la facultad de volver a centrar es proporcionada por la curvatura de la superficie.

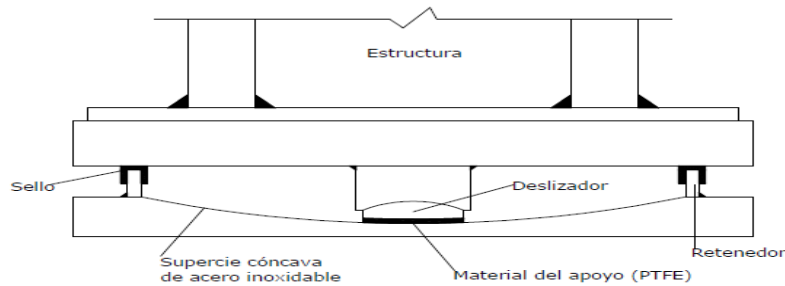


Figura 3.6: Elementos del dispositivo FPS
Fuente: Aguiar et al., 2008

Doble Péndulo de Fricción

Se puede decir que el aislador DPF es generado por la combinación de dos dispositivos de simple péndulo de fricción, debido que cuentan con dos placas con superficies cóncavas de acero, y de un deslizador articulado, tal como se observa en la Figura 3.7, con la particularidad de que cada superficie posee radio de curvatura, coeficiente de fricción y capacidad de desplazamiento distinto, por lo tanto, la distancia horizontal permitido por el aislador está dado por la sumatoria de los desplazamientos propios de cada placa, $d_1 + d_2$, mientras que en un aislador de simple péndulo el desplazamiento sería solo d_1 ó d_2 . Lo descrito anteriormente permite una importante disminución del tamaño del dispositivo en planta; además, la excentricidad de la carga es menor, disminuyendo la acción del efecto P-delta [Fenz and Constantinou, 2008].

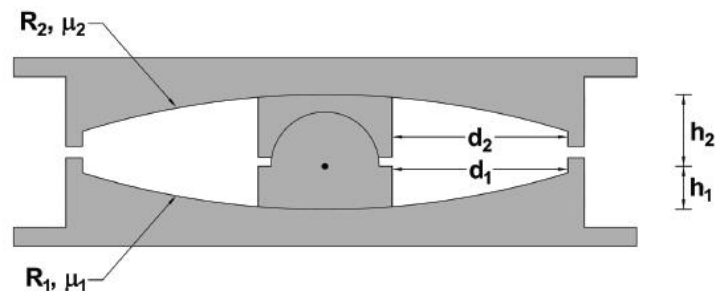


Figura 3.7: Partes del aislador DPF
Fuente: (Constantinou, Kalpakidis, Filiatrault, & Lay, 2011)

Triple Péndulo de Fricción

El aislador FPT está conformado por dos superficies cóncavas internas y dos superficies cóncavas externas, las superficies internas se encuentran separadas por un deslizador rígido, mientras que las superficies externas se encuentran separadas por un deslizador articulado. Al igual que los dispositivos de doble péndulo, cada superficie posee radio de curvatura y coeficiente de fricción independiente, además comparten la misma propiedad de los dispositivos DFP ya que sin disminuir su

capacidad de desplazamiento, sus dimensiones en planta se reducen considerablemente [Fenz and Constantinou, 2008].

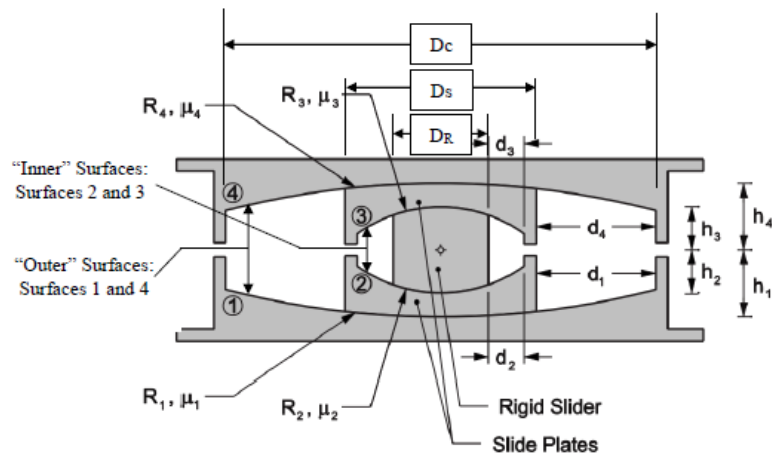


Figura 3.8: Partes del aislador FPT
Fuente: McVitty & Constantinou, 2015

3.2.6. Comportamiento Bilineal de los Aisladores

El objetivo del sistema de aislamiento es que, en un evento sísmico, la superestructura siga en el rango elástico, mientras que la unidad fundamental del edificio asilado, es decir, los aisladores, se encuentren en el rango inelástico disipando energía a través de un comportamiento histerético. Es por ello, la necesidad de reflejar dentro de un comportamiento lineal, las propiedades mecánicas de los dispositivos.

A continuación, se detallará los pasos para elaborar del modelo bilineal para aisladores elastoméricos y friccionantes.

3.2.6.1. Modelo Bilineal para aisladores elastoméricos

El modelo bilineal para los aisladores elastoméricos queda definido a partir de 5 parámetros:

- K1 → Rigidez elástica del dispositivo
- K2 → Rigidez postfluencia del dispositivo
- Q → Fuerza Característica del dispositivo
- Fy → Fuerza de fluencia
- Dy → Desplazamiento en el que se produce la Fluencia

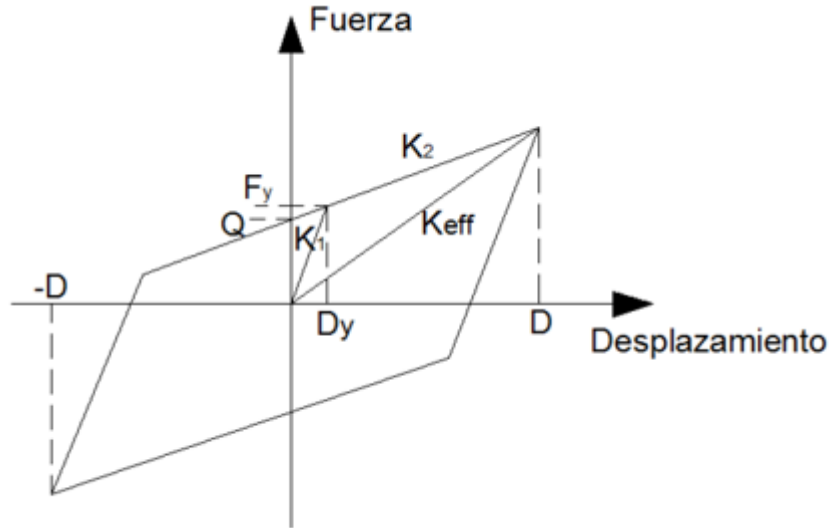


Figura 3.9: Modelo bilineal para aisladores elastoméricos

De la figura 3.9 se obtienen las expresiones:

$$\bullet K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad (3.1)$$

$$\bullet D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2} \quad (3.2)$$

$$\bullet F_y = Q + K_2 D_y \quad (3.3)$$

$$\bullet F_y = K_1 D_y \quad (3.4)$$

$$\bullet F_{m\acute{a}x} = F_y + K_2 (D - D_y) \quad (3.5)$$

El área encerrada por el diagrama bilineal será:

$$\bullet A_B = 4Q(D - D_y) \quad (3.6)$$

Para poder relacionar las expresiones matemáticas del modelo bilineal, tenemos que considerar las ecuaciones de la energía disipada y la fuerza máxima del modelo elástico. Este modelo busca representar el comportamiento del dispositivo a través de una rigidez equivalente K_{eff} y un amortiguamiento equivalente de fluido viscoso ξ_{eff} , que disipe la misma cantidad de energía que el modelo bilineal. Para ello, partimos de la relación entre la Fuerza de amortiguamiento " F_D " y el desplazamiento D , siendo la energía disipada por el amortiguamiento viscoso, el área encerrada por la elipse como se muestra en la figura 3.10

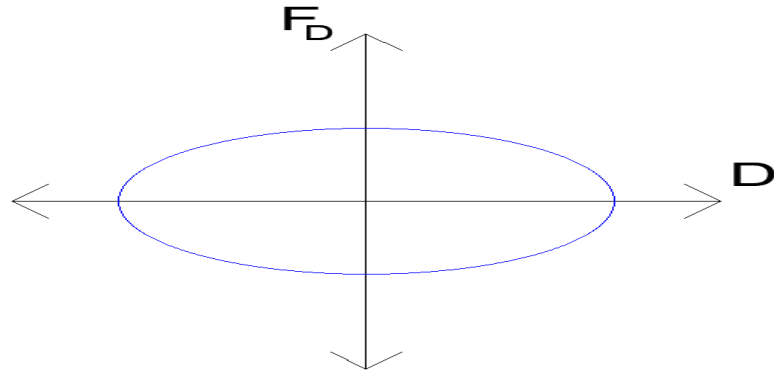


Figura 3.10: Relación entre la fuerza de amortiguamiento y el desplazamiento

- $A_B = \Pi F_D D$ (3.7)

El coeficiente de amortiguamiento C se relaciona con la fuerza de amortiguamiento “ F_D ” y la velocidad V, como se ve a continuación:

- $F_D = CV = CDW$ (3.7.1)

El coeficiente de amortiguamiento C también se puede expresar como una fracción del amortiguamiento efectivo (ecuación 3.7.2), esta fracción viene a ser el amortiguamiento crítico C_{CR} (ecuación 3.7.3):

- $C = C_{CR} \xi_{eff}$ (3.7.2)

- $C_{CR} = 2\sqrt{MK_{eff}}$ (3.7.3)

Reemplazando la ecuación 3.7.1 en la ecuación de la Energía disipada:

- $A_B = \Pi(CDW)D = \Pi CD^2W$ (3.7.4)

Reemplazando la ecuación 3.7.2 en la ecuación 3.7.4:

- $A_B = \Pi(C_{CR} \xi_{eff})D^2W$ (3.7.5)

Finalmente reemplazando la ecuación 3.7.3 en 3.7.5 y siendo $W = \sqrt{\frac{K_{eff}}{M}}$, obtenemos la energía disipada del modelo elástico:

- $A_B = \Pi(2\sqrt{MK_{eff}} \xi_{eff})D^2(\sqrt{\frac{K_{eff}}{M}})$

- $A_B = 2\Pi D^2 \xi_{eff} K_{eff}$ (3.8)

La fuerza máxima del modelo elástico es regida por la ecuación 3.9:

- $F_{m\acute{a}x} = K_{eff}D$ (3.9)

Igualando las Fuerzas máximas del modelo bilineal (ec.3.5) y del modelo lineal (ec.3.9):

- $K_{eff}D = F_y + K_2(D - D_y)$
- $K_{eff}D = K_1D_y + K_2(D - D_y)$ (3.10)

Igualando la Energía disipada del modelo bilineal (ec.3.6) y del modelo lineal (ec.3.8):

- $2\Pi D^2 \xi_{eff} K_{eff} = 4Q(D - D_y)$ (3.11)

La relación entre la rigidez elástica K_1 y la rigidez post fluencia K_2 se puede estimar, se recomienda que el valor del ratio oscile entre 7 a 15. (Alejandro Muñoz)

$$K_1 = \alpha K_2 \quad (3.12)$$

Teniendo en cuenta el valor conocido del ratio y la ecuación (3.10):

$$K_{eff}D = K_1D_y + K_2(D - D_y)$$

$$K_{eff}D = K_1D_y + K_2D - K_2D_y$$

$$K_{eff}D = D_y(K_1 - K_2) + K_2D$$

$$K_{eff}D = D_y(\alpha K_2 - K_2) + K_2D$$

$$K_{eff}D = K_2D_y(\alpha - 1) + K_2D$$

$$K_{eff}D = K_2[D_y(\alpha - 1) + D]$$

$$K_2 = \frac{K_{eff}D}{D + D_y(\alpha - 1)} \quad (3.13)$$

Teniendo en cuenta el valor conocido del ratio y las ecuaciones (3.1), (3.2):

$$2\Pi D^2 \xi_{eff} K_{eff} = 4Q(D - D_y)$$

$$2\Pi D^2 \xi_{eff} \left(K_2 + \frac{Q}{D}\right) = 4D_y K_2 (\alpha - 1)(D - D_y)$$

$$2\Pi D^2 \xi_{eff} \left(\frac{K_2 D + Q}{D}\right) = 4D_y K_2 (\alpha - 1)(D - D_y)$$

$$2\Pi D \xi_{eff} = \frac{4D_y K_2 (\alpha - 1)(D - D_y)}{K_2 D + D_y K_2 (\alpha - 1)}$$

$$2\Pi D \xi_{eff} = \frac{4D_y (\alpha - 1)(D - D_y)}{D + D_y (\alpha - 1)} \quad (3.14)$$

De la expresión (3.14) se calcula el parámetro D_y y con las expresiones (3.13) y (3.12) se encuentran los parámetros K_2 y K_1 respectivamente.

Modelo bilineal en aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB)

La ecuación 3.15 determina la rigidez post fluencia K_2 a partir del módulo de corte G , el área de la goma A_r y el espesor de la goma H_r .

$$K_2 = \frac{G \cdot A_r}{H_r} \quad (3.15)$$

El valor de D_y , se puede asumir inicialmente como 0.05-0.10 veces el valor del espesor de la goma H_r y usando las ecuaciones (3.11) y (3.1) se puede obtener el valor de Q .

Luego, habiendo asumido el ratio entre la rigidez elástica con la rigidez post fluencia y a partir de la ecuación (3.2) se puede verificar el valor del desplazamiento de Fluencia D_y que se había asumido inicialmente.

Modelo bilineal en aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

En los dispositivos LRB, el aporte de la goma a la fuerza característica se suele despreciar, por lo que, es una buena práctica considerar que el valor de Q es regido principalmente por el esfuerzo de fluencia y el área del núcleo del plomo [Kelly, 2001].

$$Q = A_p \tau_y \quad (3.16)$$

La rigidez post fluencia se determina a partir del área de la goma, el módulo de corte de la goma G , del coeficiente F_L que se puede tomar 1.5 y del espesor de la goma, como se indica en la ecuación (3.17)

$$K_2 = \frac{G \cdot A_r \cdot F_L}{H_r} \quad (3.17)$$

Teniendo el valor de la Fuerza característica Q , y habiendo asumido el ratio entre la rigidez elástica con la rigidez post fluencia y a partir de la ecuación (3.2) se puede calcular el valor del desplazamiento de fluencia D_y .

3.2.6.2. Modelo Bilineal para aisladores Friccionantes

La principal diferencia del modelo bilineal de los aisladores friccionantes con respecto al de los elastoméricos, es que los parámetros de fuerza de fluencia F_y , desplazamiento de fluencia D_y y rigidez elástica K_1 no existen como tales. Así mismo, para los deslizadores simples y los aisladores de péndulo simple los parámetros de rigidez post fluencia K_2 y fuerza característica Q se determinan mediante el uso de ecuaciones diferentes a las vistas en los aisladores elastoméricos.

Simple Péndulo de Fricción

El radio de curvatura de la superficie cóncava de acero inoxidable y la fricción en la base del deslizador son los que rigen el comportamiento del aislador SFP.

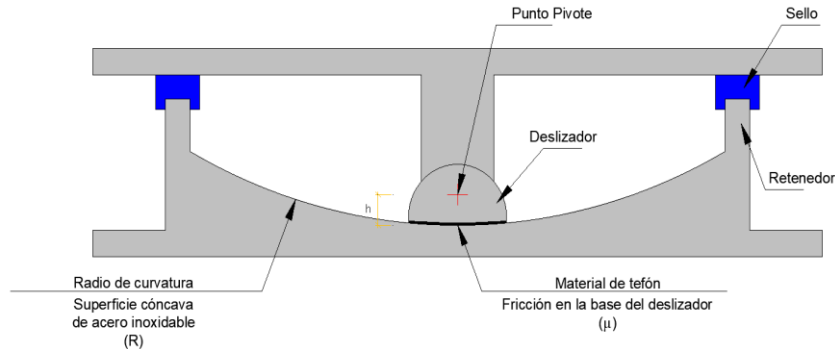


Figura 3.11: Partes de aislador SFP. Adaptado (Aguilar et al., 2008)

A continuación, se mostrará la posición deformada del aislador SFP (Figura 3.12) y el diagrama de cuerpo libre para demostrar la relación fuerza-desplazamiento, para ello se usará la nomenclatura siguiente:

R = radio de curvatura de la superficie cóncava de acero inoxidable.

h = altura que existe desde la base del deslizador al punto pivote.

R_e = radio efectivo de curvatura, $R_e = R-h$ ó $R_e = R+h$

θ = Angulo de rotación del deslizador

W = Peso sobre aislador

F = Fuerza excitadora

F_r = Fuerza de fricción

N = Fuerza normal

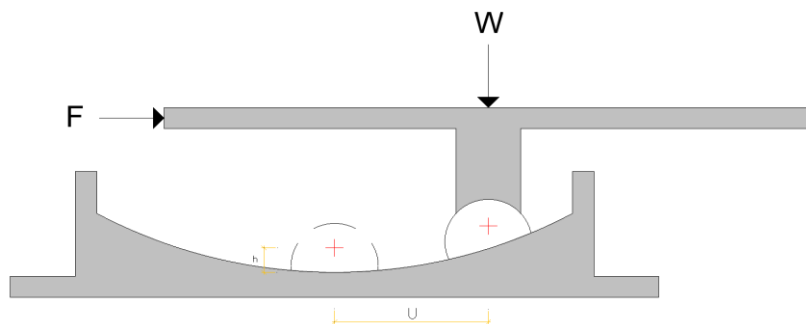


Figura 3.12: Posición deformada aislador SFP. Adaptado (Fenz & Constantinou, 2008)

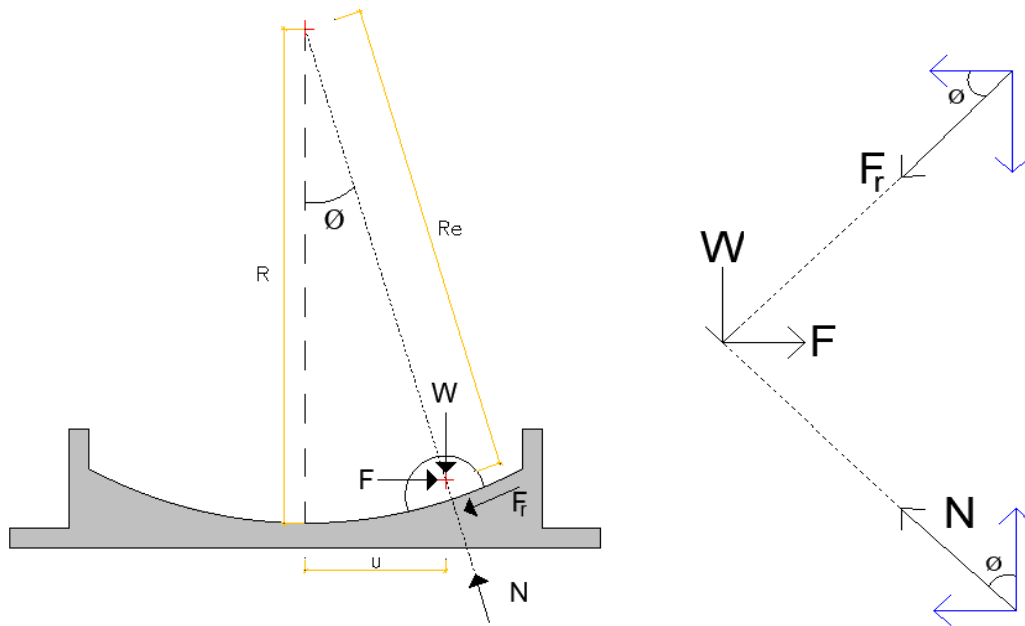


Figura 3.13: D.C.L. SFP. Adaptado (Fenz & Constantinou, 2008)

$$\sum F_x = 0 \longrightarrow F - N \sin \varnothing - F_r \cos \varnothing = 0 \quad (3.18)$$

$$\sum F_y = 0 \longrightarrow N \cos \varnothing - W - F_r \sin \varnothing = 0 \quad (3.19)$$

Despejando la Fuerza Normal de las ecuaciones (3.18) y (3.19):

$$N = \frac{F - F_r \cos \varnothing}{\sin \varnothing} \quad ; \quad N = \frac{W + F_r \sin \varnothing}{\cos \varnothing}$$

Igualamos:

$$\begin{aligned} \frac{F - F_r \cos \varnothing}{\sin \varnothing} &= \frac{W + F_r \sin \varnothing}{\cos \varnothing} \\ (F - F_r \cos \varnothing) \cos \varnothing &= (W + F_r \sin \varnothing) \sin \varnothing \\ F \cos \varnothing - F_r \cos^2 \varnothing &= W \sin \varnothing + F_r \sin^2 \varnothing \\ F \cos \varnothing - F_r \cos^2 \varnothing &= W \sin \varnothing + F_r \sin^2 \varnothing \end{aligned}$$

$$F = W \frac{\sin \varnothing}{\cos \varnothing} + \frac{F_r}{\cos \varnothing} \quad (3.20)$$

Al ser el radio de curvatura (R) considerablemente mayor al máximo desplazamiento del deslizador móvil, se puede asumir que el valor del ángulo de rotación (\varnothing) es muy pequeño por lo que se puede asumir:

$$\cos \varnothing = 1$$

El desplazamiento del deslizador móvil se puede obtener de la figura 3.13:

$$u = R_e \text{sen}\phi \quad (3.21)$$

$$\text{sen}\phi = \frac{u}{R_e} \quad (3.22)$$

Reemplazando las ecuaciones (3.21) y (3.22) en (3.20):

$$F = W \frac{(u/R_e)}{1} + \frac{F_r}{1}$$

$$F = W \frac{u}{R_e} + F_r \quad (3.23)$$

De la ecuación (3.23) se puede deducir que la expresión W/R_e es la rigidez K_2 , la expresión Wu/R_e es la fuerza restauradora, y la expresión F_r es la componente de disipación de energía [Fenz & Constantinou, 2008b; Mokha et al., 1996]

Así mismo al ser la rigidez K_2 directamente proporcional al Peso sobre el aislador, se deduce una propiedad que es exclusiva de los dispositivos friccionantes la cual es que los efectos torsionales en la estructura son mínimos, debido a que coinciden los centros de masa y rigidez de la estructura y sistema de aislamiento respectivamente [Zayas et al., 1987, 1990].

Reemplazando en la ecuación (3.23) el valor para u, de cero y D, obtendríamos el valor de la fuerza característica Q (igual a la fuerza de Rozamiento del deslizador móvil) y la Fuerza máxima (Figura 3.14).

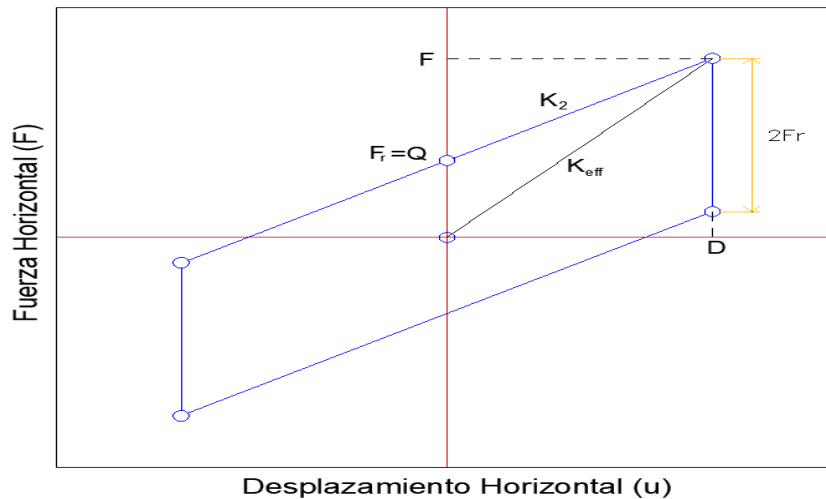


Figura 3.14: Modelo Bilineal para dispositivo FPS. Adaptado (Fenz & Constantinou, 2008)

Doble Péndulo de Fricción

Como se describió en el ítem 3.2.5.2, estos dispositivos tienen 2 placas con superficie cóncava, con radio de curvatura R_1 , R_2 y coeficiente de fricción μ_1 , μ_2 . Para determinar su comportamiento se utilizará la configuración estándar para ingeniería donde $R_1 = R_2$, la distancia entre el punto pivote a las placas es la misma y $\mu_1 < \mu_2$. Por lo tanto, el comportamiento de los dispositivos DFP estará regido por 2 fases de movimiento que se detallan a continuación.

Fase I

Al ser el coeficiente de fricción de la placa inferior (superficie 1) menor al de la placa superior (superficie 2) $\mu_1 < \mu_2$, ante una fuerza excitadora horizontal será en la superficie 1 donde primero ocurra el deslizamiento del deslizador mientras que permanece fijo en la superficie 2. A continuación, se observa la posición de la Fase I.

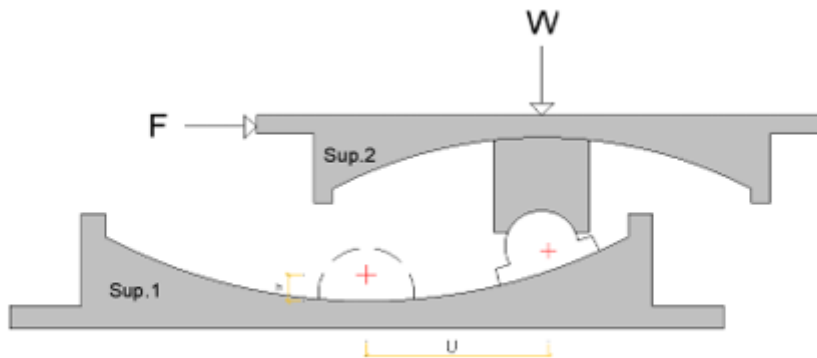


Figura 3.15: Posición deformada Fase I aislador DFP. Adaptado (Fenz & Constantinou, 2008)

El diagrama de cuerpo libre de la Figura 3.16, está definido por la misma posición deformada para el aislador friccionante de primera generación de la Figura 3.12. Por ello, la expresión que rige el comportamiento de la primera fase es la misma que para el aislador SFP (ecuación 3.23) con radio de curvatura R_1 , coeficiente de fricción μ_1 y desplazamiento u_1 .

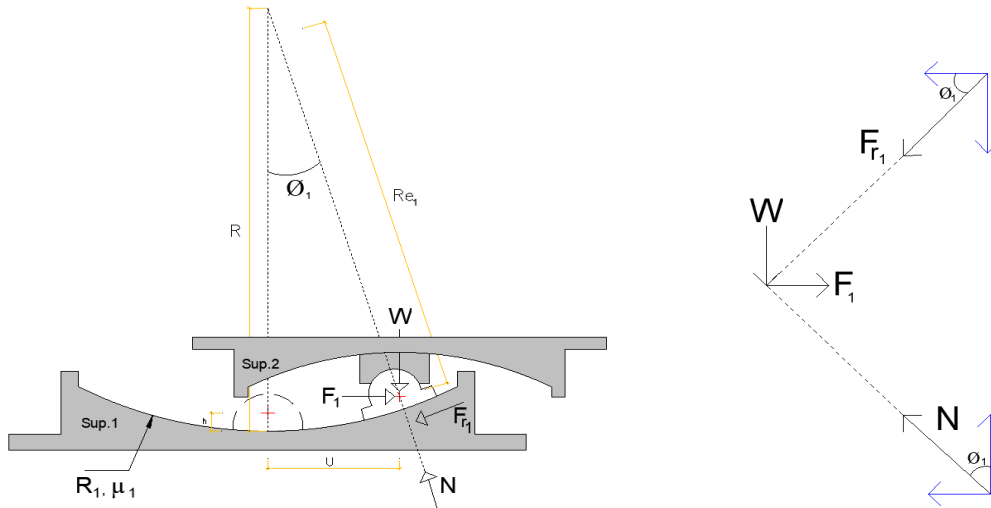


Figura 3.16: D.C.L. DFP. Adaptado (Fenz & Constantinou,2008)

$$F = W \frac{u_1}{R_{e1}} + F_{r1} \quad (3.24)$$

$$F_{r1} = \mu_1 W \quad (3.25)$$

$$u_1 = R_{e1} \text{sen} \phi_1 \quad (3.26)$$

Fase II

Como se mencionó en la Fase I donde la Fuerza excitadora horizontal $F > F_{r1}$, pero no mayor a la fuerza de fricción F_{r2} por lo que, el deslizador se desplaza solo en la superficie inferior mientras se mantiene fija en la superficie superior, al producirse el aumento de la fuerza excitadora horizontal y llega a ser mayor a F_{r2} se produce el deslizamiento en la superficie 2 generando un deslizamiento simultáneo, es decir, el deslizamiento se produce en ambas superficies cóncavas, como se muestra en la Figura 3.17.

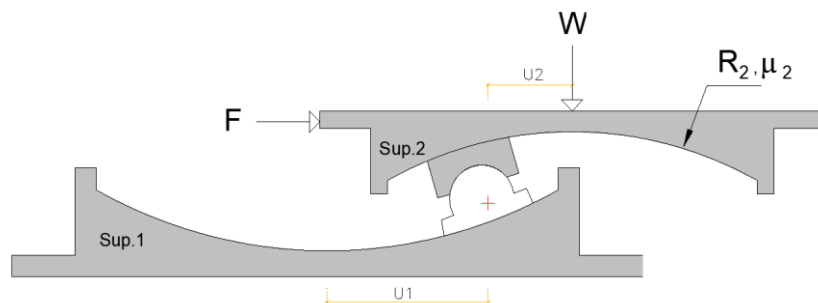


Figura 3.17: Posición deformada Fase II aislador DFP. Adaptado (Fenz & Constantinou,2008)

El diagrama de cuerpo libre (D.C.L) de la Figura 3.16, es válida para la posición deformada de la Fase II del aislador DFP, con la singularidad que se encuentra en posición invertida. Por ello, la

ecuación que rige el comportamiento de la Fase II, es la misma que para la Fase I del aislador DFP (ecuación 3.24) con radio de curvatura R_2 , coeficiente de fricción μ_2 y desplazamiento u_2 .

$$F = W \frac{u_2}{R_{e2}} + F_{r2} \quad (3.27)$$

$$F_{r2} = \mu_2 W \quad (3.28)$$

$$u_2 = R_{e2} \text{sen} \phi_2 \quad (3.29)$$

$$\mu_2 = \left(\frac{D_m}{R_1} - \mu_1 \right) \quad (3.30)$$

Por lo tanto, la ecuación que rige el comportamiento de un aislador friccionante de segunda generación, es determinada por la combinación de los movimientos de las dos fases vistas anteriormente.

$$u = u_1 + u_2 \quad (3.31)$$

Para poder relacionar los desplazamientos de cada superficie cóncava, despejaremos los desplazamientos singulares de las ecuaciones (3.24) y (3.27)

$$u_1 = (F - F_{r1}) \frac{R_{e1}}{W} \quad (3.32)$$

$$u_2 = (F - F_{r2}) \frac{R_{e2}}{W} \quad (3.33)$$

Reemplazando las ecuaciones (3.32) y (3.33) en la ecuación del desplazamiento total (3.31) podemos hallar la ecuación que rige el comportamiento del aislador DFP.

$$u = (F - F_{r1}) \frac{R_{e1}}{W} + (F - F_{r2}) \frac{R_{e2}}{W}$$

$$F = \frac{W}{R_{e1} + R_{e2}} u + \frac{F_{r1} R_{e1} + F_{r2} R_{e2}}{R_{e1} + R_{e2}} \quad (3.34)$$

El coeficiente de fricción efectivo del aislador DFP está determinado por la ecuación (3.35):

$$\mu_e = \frac{\mu_1 R_{e1} + \mu_2 R_{e2}}{R_{e1} + R_{e2}} \quad (3.35)$$

Reemplazando en la ecuación (3.36) el valor para μ_e , obtendríamos el valor de la fuerza característica Q_d (igual a la fuerza de Rozamiento efectivo). Además, mediante la ecuación (3.37) se calcula el desplazamiento en el que se genera la transición de la fase I y II, es decir donde el aislador trabaja en el régimen 2. En la figura 3.18 se muestra modelo bilineal para el aislador de péndulo doble.

$$Q_d = \mu_e W \quad (3.36)$$

$$q^* = (\mu_2 - \mu_1) R_{e1} \quad (3.37)$$

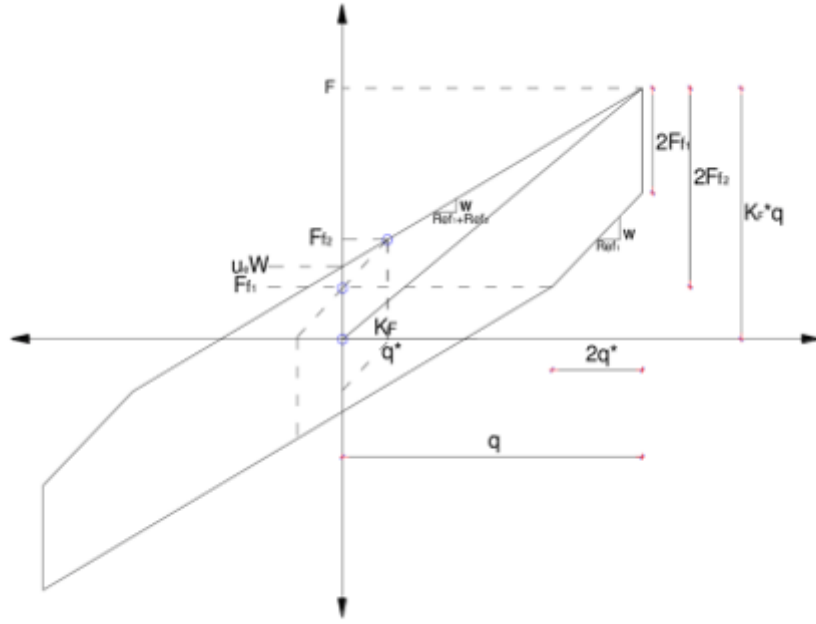


Figura 3.18: Diagrama de histéresis para un aislador de la segunda generación de FPS, Fenz y Constantinou (2008).

El área delimitada en la figura histéretica representa la energía disipada por el aislador, la cual se puede calcular con la ecuación 3.38.

$$E_D = 4\mu_e W D_m - 4q^*(\mu_e W - F_{f1}) \quad (3.38)$$

Podemos hallar la ecuación que relacione el periodo del sistema de aislamiento con la ecuación que rige el comportamiento del aislador DFP. Para ello, de la ecuación 3.34 dividiendo ambos miembros por el desplazamiento máximo obtenemos la rigidez efectiva.

$$\begin{aligned} \frac{F}{u} &= \frac{W}{R_{e1} + R_{e2}} + \frac{W(\mu_1 R_{e1} + \mu_2 R_{e2})}{u(R_{e1} + R_{e2})} \\ K_{eff} &= \frac{W}{R_{e1} + R_{e2}} + \frac{W(\mu_1 R_{e1} + \mu_2 R_{e2})}{u(R_{e1} + R_{e2})} \\ K_{eff} &= \frac{W}{R_{e1} + R_{e2}} + \frac{W\mu_e}{u} \end{aligned} \quad (3.39)$$

Relacionando la ecuación 3.39 y 3.40 obtenemos la ecuación del periodo en función de los parámetros obtenidos del aislador DFP.

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \quad (3.40)$$

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g^* \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_e}{u} \right)}} \quad (3.41)$$

Triple Péndulo de Fricción

Los aisladores TFP a diferencia de los aisladores de segunda generación tienen comportamiento no lineal más complejo, generando que en diferentes desplazamientos existan múltiples cambios de la rigidez, por lo que, como indican Moeindabari y Taghikhany en su libro *Structural and Multidisciplinary Optimization* “encontrar la combinación ideal para calcular los parámetros de diseño (radios de curvatura, coeficientes de fricción y desplazamientos) se vuelve un proceso complicado, dependiendo sus valores óptimos del movimiento de entrada característico y sísmica objetivo de desempeño de la estructura” [Moeindarbari & Taghikhany, 2012].

De acuerdo a lo indicado por Fenz y Constantinou, un movimiento sísmico tiene múltiples niveles de excitación, dentro de las cuales en las amplitudes controlables se puede estimar el valor de los parámetros de rigidez y amortiguamiento, los cuales pueden ser ingresados en el análisis, optimizando de esta manera el diseño del sistema de aislamiento [Fenz & Constantinou, 2008b].

El movimiento de los aisladores TFP se encuentra definido por 5 fases de deslizamiento, para cualquier instante de movimiento, el deslizamiento se produce simultáneamente en dos superficies. Es por ello que, cada fase deslizamiento corresponde a las distintas combinaciones de superficie. En el presente proyecto no se detallará las fases del movimiento de los aisladores TFP, recomendándose revisar para más información [Fenz & Constantinou, 2008b].

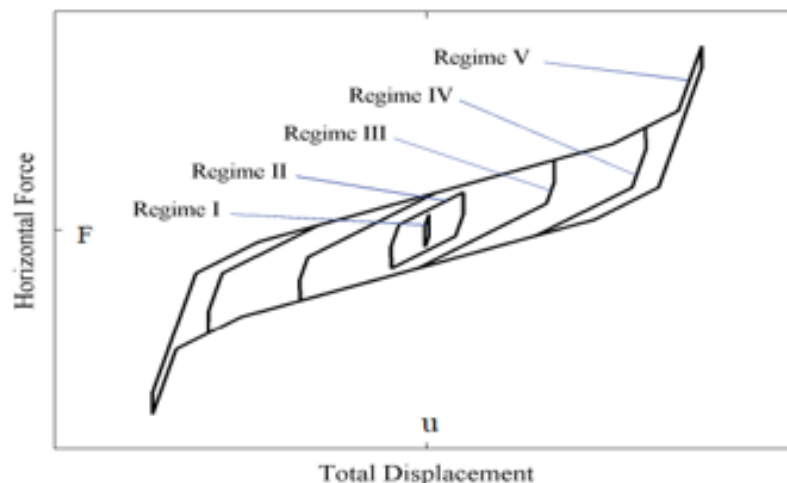


Figura 3.19: Fases de deslizamiento aislador TFP. Adaptado (Constantinou, 2011)

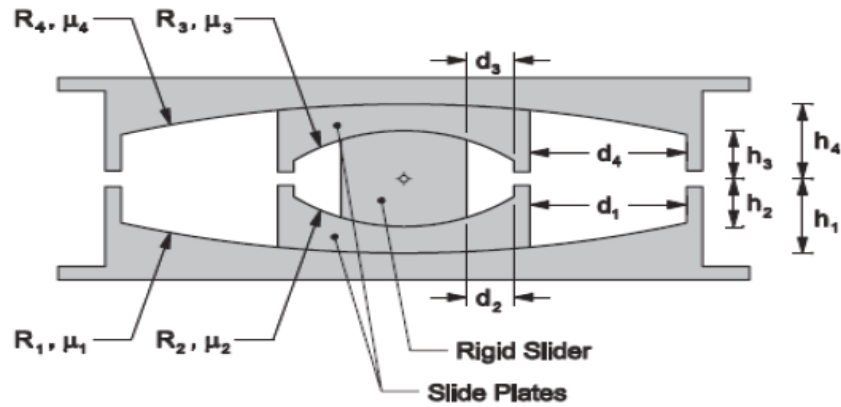


Figura 3.20: Aislador Triple Péndulo de Fricción TFP (Constantinou, 2011)

El modelo que mejor representa el comportamiento del aislador TFP es el de Fenz y Constantinou (2007), para ello se considera lo siguiente:

- $R_{eff1} = R_{eff4} > R_{eff2} = R_{eff3}$, esta condición, cuando se combina con la especificación adecuada de fricción, los coeficientes resultará en las transiciones deseables de rigidez en todo el curso de movimiento, donde el radio efectivo de la superficie i está dada por $R_{effi} = R_i - h_i$.
- $\mu_2 = \mu_3 < \mu_1 < \mu_4$, con ello se logra que inicialmente el aislador tenga una baja fricción y alta rigidez para que posteriormente a medida que aumenta el desplazamiento, la rigidez disminuya y la fricción efectiva aumente.
- $d_2 > (\mu_1 - \mu_2) R_{eff2}$ y $d_3 > (\mu_4 - \mu_3) R_{eff3}$, con ello se garantiza que el primer desplazamiento se genere en las superficies 2 y 3.
- $d_1 > (\mu_4 - \mu_3) R_{eff1}$, con ello se garantiza que no se produzcan problemas de rigidez-flexibilización en la cual la fuerza de fricción mayor que se debe dar en la superficie 4 sea mayor a la fuerza de endurecimiento producido en el contacto entre las placas 3 y 4.

Fase I

Esta fase se inicia cuando la fuerza externa supera la menor fuerza de fricción del aislador, que como se supuso debería ser en las superficies 2 y 3 produciéndose en éstas el deslizamiento, mientras que en las superficies 2 y 4 no se produce ningún deslizamiento. Por lo tanto, el deslizamiento inicia cuando $F=F_{f2}=F_{f3}$ (ver figura 3.21)

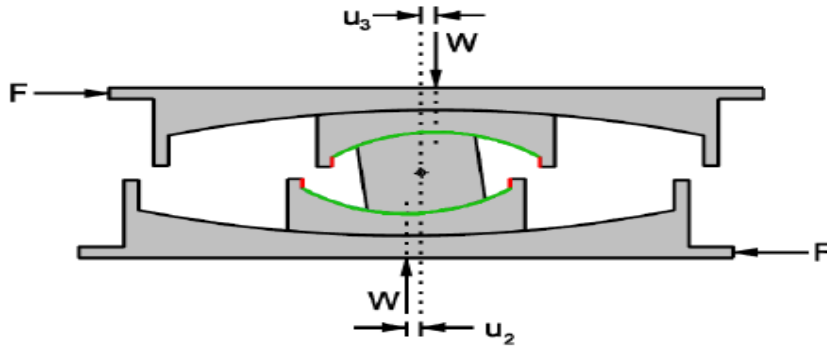


Figura 3.21: Comportamiento de Aislador TFP, Fase I (Fenz & Constantinou, 2008b)

La ecuación 3.42 rige el comportamiento del aislador TFP en la fase I, donde “u” está definido por la suma de u2 y u3.

$$F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff3}} u + \frac{F_{f2} R_{eff2} + F_{f3} R_{eff3}}{R_{eff2} + R_{eff3}} \quad (3.42)$$

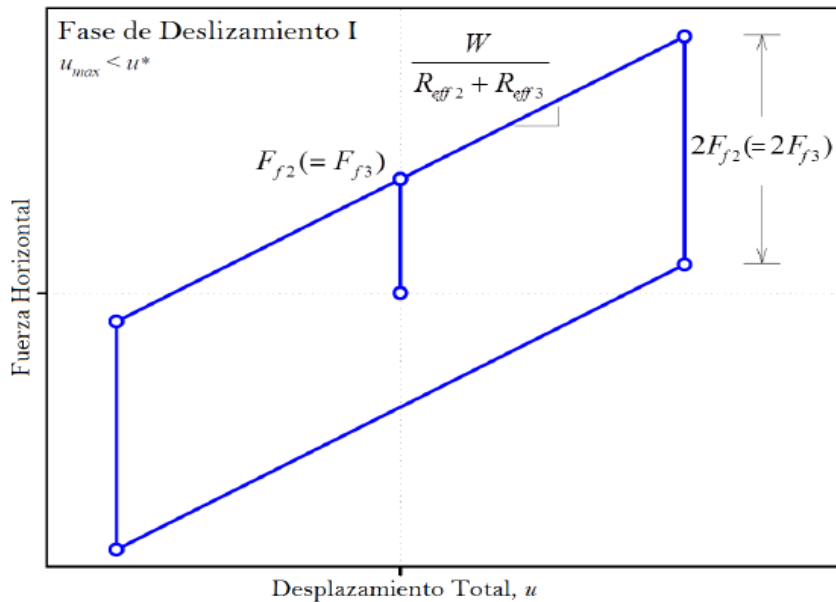


Figura 3.22: Curva Histerética de Aislador TFP, Fase I (Fenz & Constantinou, 2008b)

Fase II

La fuerza externa iguala a la fuerza de rozamiento en la superficie 1, generando deslizamientos en las superficies 1 y 3. Por lo tanto, el deslizamiento inicia cuando $F = F_{f1}$ (ver figura 3.23). Además, el desplazamiento donde se da la transición entre la fase I y II se puede determinar con la ecuación 3.44.

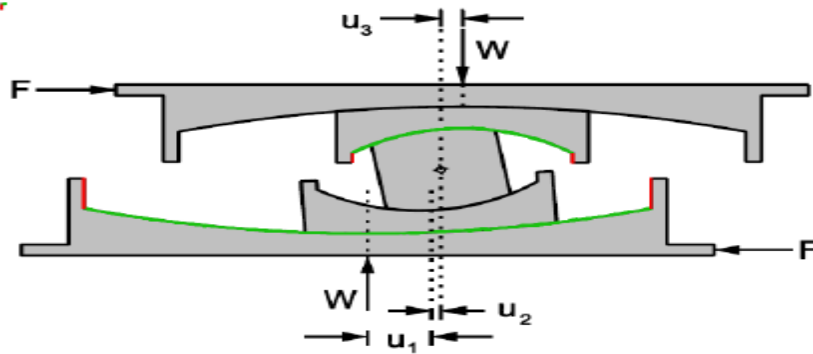


Figura 3.23: Comportamiento de Aislador TFP, Fase II (Fenz & Constantinou, 2008b)

La ecuación 3.43 rige el comportamiento del aislador TFP en la fase II.

$$F = \frac{W}{R_{eff1} + R_{eff3}} u + \frac{F_{f1}(R_{eff1} - R_{eff2}) + F_{f2}R_{eff2} + F_{f3}R_{eff3}}{R_{eff1} + R_{eff3}} \quad (3.43)$$

$$u^* = (\mu_1 - \mu_2)R_{eff2} + (\mu_1 - \mu_3)R_{eff3} \quad (3.44)$$

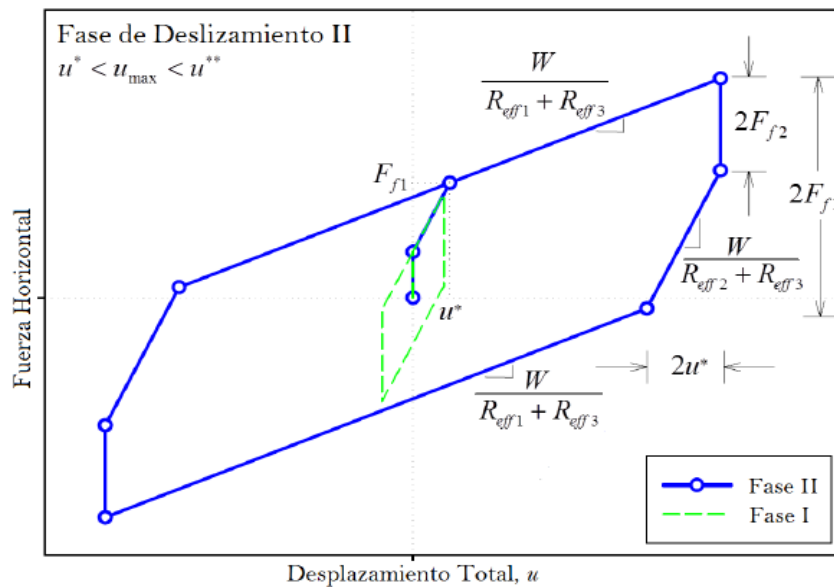


Figura 3.24: Curva Histerética de Aislador TFP, Fase II (Fenz & Constantinou, 2008b)

Fase III

La fuerza externa llega a ser igual a la fuerza de rozamiento en la superficie 4, deteniéndose el deslizamiento en la superficie 3. Por lo tanto, la fase III inicia cuando $F = F_{f4}$ (ver figura 3.25) generando deslizamientos en las superficies 1 y 4. Además, el desplazamiento donde se da la transición de las fases se puede determinar con la ecuación 3.45.

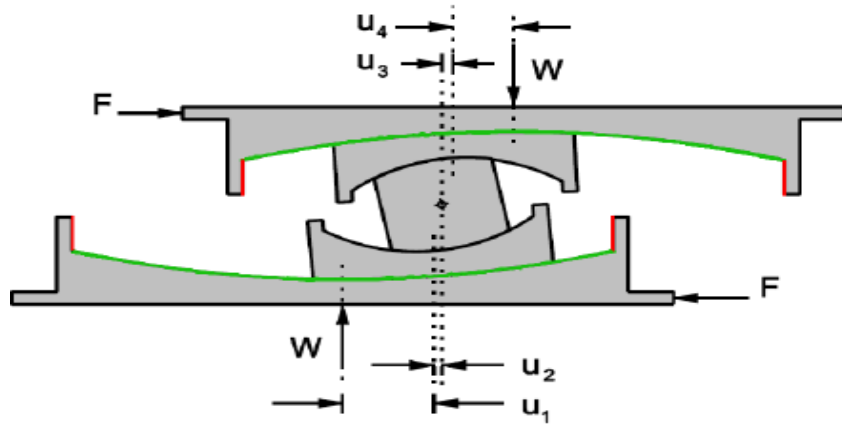


Figura 3.25: Comportamiento de Aislador TFP, Fase III (Fenz & Constantinou, 2008b)

La ecuación 3.45 rige el comportamiento del aislador TFP en la fase II.

$$F = \frac{W}{R_{eff1} + R_{eff4}} u + \frac{F_{f1}(R_{eff1} - R_{eff2}) + F_{f2}R_{eff2} + F_{f3}R_{eff3} + F_{f4}(R_{eff4} - R_{eff3})}{R_{eff1} + R_{eff4}} \quad (3.45)$$

$$u^{**} = u^* + (\mu_4 - \mu_1)(R_{eff1} + R_{eff3}) \quad (3.46)$$

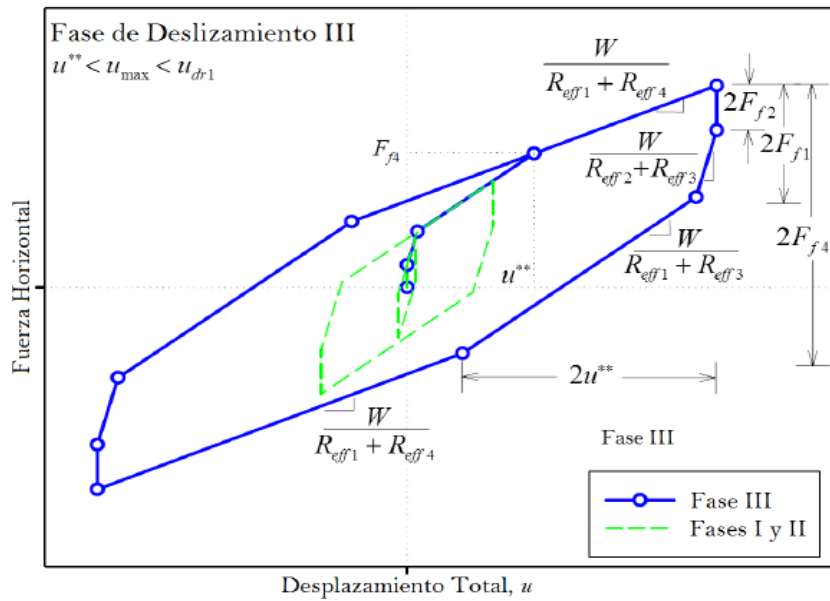


Figura 3.26: Curva Histerética de Aislador TFP, Fase III (Fenz & Constantinou, 2008b)

Fase IV

Esta fase inicia cuando en la superficie 1 se alcanza el máximo desplazamiento y el movimiento del aislador cambia deslizando en las superficies 2 y 4 (ver figura 3.27). Es por ello, que a partir de esta fase se determinan los parámetros de los dispositivos para sismos que superan el SMC. Además, el desplazamiento donde se da la transición de las fases se puede determinar con la ecuación 3.48.

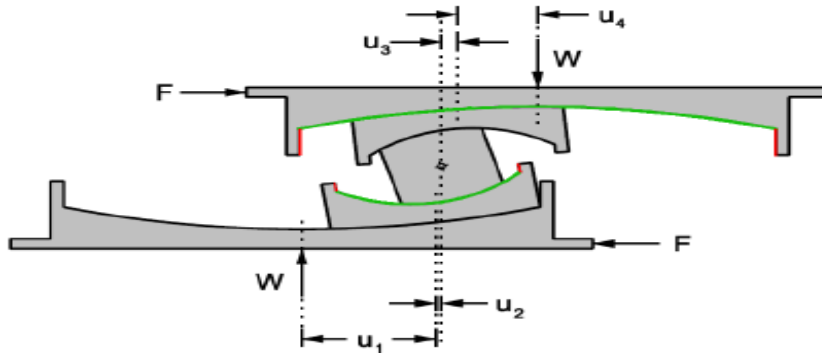


Figura 3.27: Comportamiento de Aislador TFP, Fase IV (Fenz & Constantinou, 2008b)

La ecuación 3.47 rige el comportamiento del aislador TFP en la fase IV, está definido por el desplazamiento máximo en la superficie 1 “ d_1 ”, el desplazamiento donde se genera el cambio entre la fase III a la Fase IV “ u_{dr1} ” además debido a que se llega al límite de desplazamientos en la superficie 1 se genera una fuerza restauradora adicional.

$$F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff4}}(u - u_{dr1}) + \frac{W}{R_{eff1}}d_1 + F_{f1} \quad (3.47)$$

$$u_{dr1} = u^{**} + d_1 \left(1 - \frac{R_{eff4}}{R_{eff1}}\right) - (\mu_4 - \mu_1)(R_{eff1} + R_{eff4}) \quad (3.48)$$

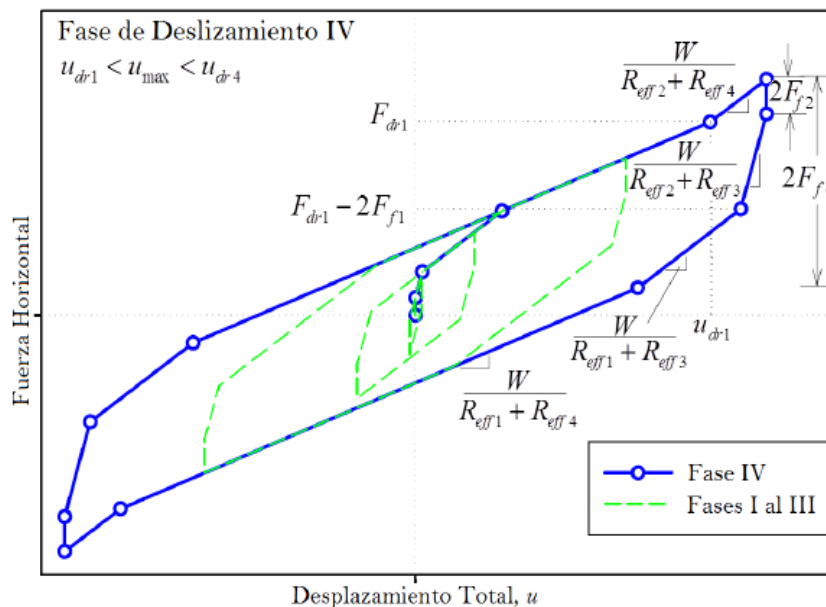


Figura 3.28: Curva Histerética de Aislador TFP, Fase IV (Fenz & Constantinou, 2008b)

Fase V

Esta fase inicia cuando en la superficie 1 y 4 se alcanza el máximo desplazamiento que conlleva a que el movimiento del aislador cambie deslizándose en las superficies 2 y 3 (ver figura 3.29). El desplazamiento donde se produce la transición entre la fase IV y V se determina con la ecuación 3.50.

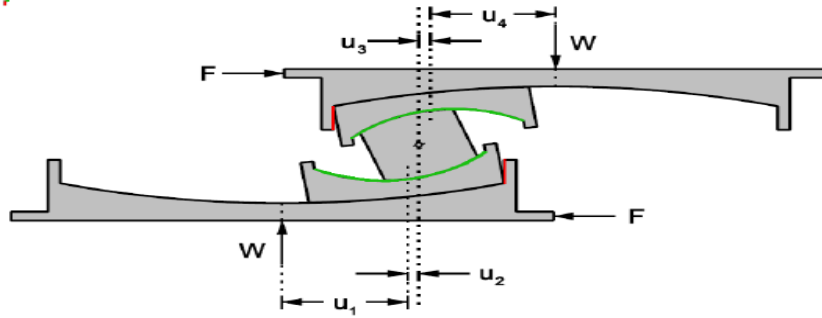


Figura 3.29: Comportamiento de Aislador TFP, Fase V (Fenz & Constantinou, 2008b)

La ecuación 3.49 rige el comportamiento del aislador TFP en la fase V, está definido por el desplazamiento máximo en la superficie 4 “ d_4 ”, el desplazamiento donde se genera el cambio entre la fase IV a la Fase V “ u_{dr4} ” además similar a la fase IV, debido a que se llega al límite de desplazamientos en la superficie 4 se genera una fuerza restauradora adicional.

$$F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff3}}(u - u_{dr4}) + \frac{W}{R_{eff4}}d_4 + F_{f4} \quad (3.49)$$

$$u_{dr4} = u_{dr1} + \left[\left(\frac{d_4}{R_{eff4}} + \mu_4 \right) - \left(\frac{d_1}{R_{eff1}} + \mu_1 \right) \right] (R_{eff2} + R_{eff4}) \quad (3.50)$$

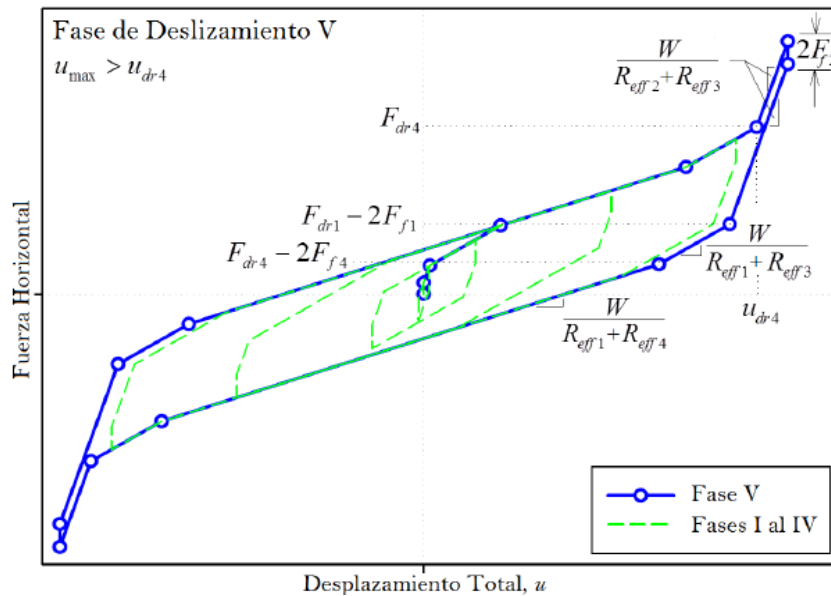







Figura 3.30: Curva Histerética de Aislador TFP, Fase V (Fenz & Constantinou, 2008b)

Las imágenes y ecuaciones que rigen el movimiento de cada fase del aislador Friccionante de tercera generación se resumen en la figura 3.31.

Regime	Description	Force-Displacement Relationship
I 	Sliding on surfaces 2 and 3 only	$F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff3}} u + \frac{F_{f2} R_{eff2} + F_{f3} R_{eff3}}{R_{eff2} + R_{eff3}}$ <i>Valid until:</i> $F = F_{f1} = \mu_1 W$, $u = u^* = (\mu_1 - \mu_2) R_{eff2} + (\mu_1 - \mu_3) R_{eff3}$
II 	Motion stops on surface 2; Sliding on surfaces 1 and 3	$F = \frac{W}{R_{eff1} + R_{eff3}} u + \frac{F_{f1} (R_{eff1} - R_{eff2}) + F_{f2} R_{eff2} + F_{f3} R_{eff3}}{R_{eff1} + R_{eff3}}$ <i>Valid until:</i> $F = F_{f4} = \mu_4 W$, $u = u^{**} = u^* + (\mu_4 - \mu_1) (R_{eff1} + R_{eff3})$
III 	Motion is stopped on surfaces 2 and 3; Sliding on surfaces 1 and 4	$F = \frac{W}{R_{eff1} + R_{eff4}} u + \frac{F_{f1} (R_{eff1} - R_{eff2}) + F_{f2} R_{eff2} + F_{f3} R_{eff3} + F_{f4} (R_{eff4} - R_{eff3})}{R_{eff1} + R_{eff4}}$ <i>Valid until:</i>
IV 	Slider contacts restrainer on surface 1; Motion remains stopped on surface 3; Sliding on surface 2 and 4	$F = \frac{W}{R_{eff2} + R_{eff4}} (u - u_{dr1}) + \frac{W}{R_{eff1}} d_1 + F_{f1}$ <i>Valid until:</i> $F = F_{dr4} = \frac{W}{R_{eff4}} d_4 + F_{f4}$, $u = u_{dr4} = u_{dr1} + \left[\left(\frac{d_4}{R_{eff4}} + \mu_4 \right) - \left(\frac{d_1}{R_{eff1}} + \mu_1 \right) \right] (R_{eff2} + R_{eff4})$
V 	Slider bears on restrainer of surface 1 and 4; Sliding on surfaces 2 and 3	$F = F_{dr1} = \frac{W}{R_{eff1}} d_1 + F_{f1}$, $u = u_{dr1} = u^{**} + d_1 \left(1 + \frac{R_{eff4}}{R_{eff1}} \right) - (\mu_4 - \mu_1) (R_{eff1} + R_{eff4})$

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

Figura 3.31: Relación Fuerza – Desplazamiento Aislador Triple Péndulo de Fricción (Fenz & Constantinou, 2008b)

3.2.7. Representación del movimiento del suelo ante demandas sísmicas

3.2.7.1. Fuerzas laterales equivalentes

Es la forma más sencilla de representar el movimiento del terreno, la ventaja es que es la forma más abreviada en comparación con las otras 2 maneras de representación y con valores conservadores, pero son poco precisos. Representan el movimiento del terreno a través, de fuerzas y momentos que se aplican al centro de gravedad de los diafragma de la estructura.

Hace uso de un espectro de respuesta para calcular el coeficiente sísmico que al ser multiplicado por el peso sísmico resulte igual a la sumatoria de todas las fuerzas equivalentes.

3.2.7.2. Espectros de respuesta

Esta forma de representación muestra los efectos en la estructura debido al movimiento del terreno, mostrando resultados como el desplazamiento, la velocidad y la aceleración. Se elabora con los parámetros de la zona de estudio y las características del suelo donde se apoya la estructura.

3.2.7.3. Registro de aceleración

Para obtener los acelerogramas se utiliza el acelerógrafo, que es un instrumento que registra la gráfica de aceleración del terreno vs tiempo. Debido a que el acelerógrafo esta próxima a la fuente del movimiento sísmico, se encontrará sometido a altas frecuencias, por lo que, para mejorar su sensibilidad se diseña para que el periodo natural este comprendido entre 0s y 0.1s. Así mismo, posee una baja amplificación para evitar la saturación y su amortiguamiento oscila entre 50 a 100% del amortiguamiento crítico, con el fin de que esté preparado para recibir nuevos movimientos sísmicos. [Tordesillas et al., 1999]

Los valores obtenidos en los acelerógrafos están en sistema binario, por lo tanto, resulta necesario hacer una conversión a formato ASCII, para ello, necesitamos hacer un cuidadoso tratamiento de los resultados obtenidos en campo y debemos tener en cuenta que estos valores, presenta una serie de errores debido a muchas causas y que deberán ser corregido en todas las componentes del registro antes de usarse en el análisis de las estructuras.

Corrección de acelerogramas

Corrección instrumental: Para realizar esta corrección debemos conocer del instrumento su sensibilidad, frecuencia base y amortiguamiento, que en combinación con la data original, se obtiene una tercera señal que viene a ser el Acelerograma corregido.

Corrección de línea base: Llamada también corrección de ceros, debido que frecuentemente los datos del acelerógrafo se registran por arriba o debajo de la línea cero. El no realizar esta corrección puede no traer mayores complicaciones con respecto a la aceleración, pero puede ser muy importante para la obtención de la velocidad y el desplazamiento por integración.

El ruido en los acelerogramas

Luego de que nuestro acelerograma se encuentre corregido por corrección instrumental y línea base, se debe tener en cuenta el ruido sobre el acelerograma que es causado por 2 razones, causas normales y por el manejo de los datos, por lo tanto, deducimos que el acelerograma es la suma de la señal producida por el sismo $s(t)$ y el ruido $r(t)$.

$$a(t) = s(t) + r(t) \quad (3.51)$$

Ruido de alta frecuencia: Afecta a los picos de aceleración, pero no tiene mucha incidencia en el proceso de integración, debido a que, al corregirse las desviaciones por debajo y por encima se compensan variando mínimamente el área encerrada bajo la curva.

Ruido de baja frecuencia: Tiene incidencia en el proceso de integración, debido que, las correcciones afectaran el área bajo la curva.

Los filtros en los acelerogramas

Como se representó en la ecuación 3.51, el acelerograma se encuentra afectado por el ruido, para que estos errores no afecten, se tiene que hacer uso de los filtros para limitar la información adicional a mayores y menores frecuencias. [Tordesillas et al., 1999]

Filtro ideal paso - bajas: Se elige una frecuencia de corte w , para que las frecuencias que se encuentren por debajo de esta pasen sin sufrir variación alguna y se eliminen las demás.

Filtro ideal paso - altas: Similar al filtro descrito anteriormente, se elige una frecuencia de corte w , pasando las frecuencias que se encuentren por arriba de esta y se eliminan las demás.

Filtro ideal paso - banda: Filtro que resulta de la combinación de los dos anteriores, se eligen 2 frecuencias de corte w_1 y w_2 ($w_2 > w_1$), pasando solo las frecuencias que se encuentren en el rango $[W_1, W_2]$ eliminando todas las demás.

3.2.8. Ecuación de movimiento de estructuras aisladas

En la figura 3.32 se expresa matemáticamente el movimiento de un elemento sobre dispositivos de aislación. La estructura queda resuelta como un sistema de dos grados de libertad, representado por el vector $D_C = \begin{bmatrix} d_b \\ d_1 \end{bmatrix}$, donde d_b es el desplazamiento en la base y d_1 el desplazamiento en el primer nivel.

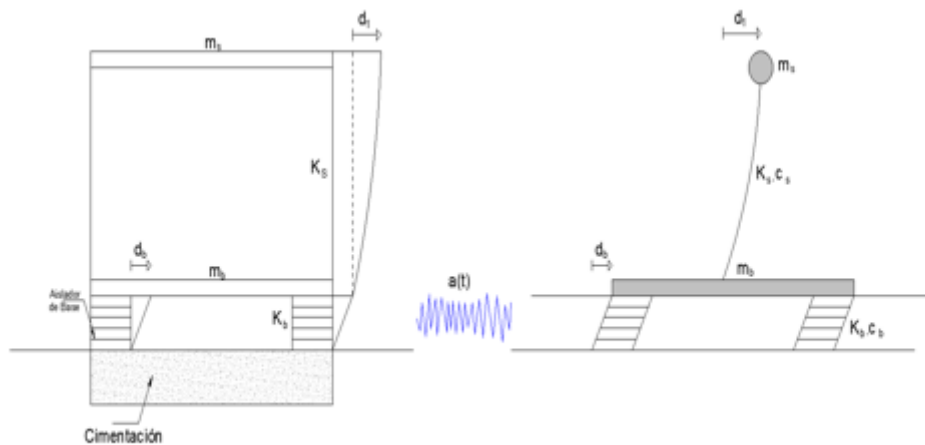


Figura 3.32: Modelo numérico de un sistema aislado. Adaptado (Aguilar et al., 2016)

En el modelo de la figura 3.32, se define dos grados de libertad que debido al desplazamiento de la base d_b producto de una fuerza excitadora horizontal, desplaza el elemento como un cuerpo rígido, haciendo que la deformación de la estructura se represente por el valor relativo de d_1 , el cual se mide a partir del elemento desplazado [Aguilar et al., 2016].

La expresión matemática que gobierna el problema dinámico está dado por:

$$M\ddot{D}_C + C\dot{D}_C + KD_C = -MJ_C a(t) \quad (3.52)$$

Donde M , C y K representan el grupo de matrices de masa, amortiguamiento y rigidez respectivamente, mientras que \ddot{D}_C es el vector de aceleración, \dot{D}_C el vector de velocidad y D_C el vector desplazamiento. La dirección de la aceleración basal incide en el vector de cargas generalizadas, para definirlo se usa el vector J_C .

La matriz de masa M resulta de la expresión matemática de la energía cinética de la estructura

Tc:

$$T_C = \frac{1}{2} m_b \dot{d}_b^2 + \frac{1}{2} m_s (\dot{d}_b + \dot{d}_1)^2 \quad (3.53)$$

Ecuación de una vibración libre sin amortiguamiento:

$$M\ddot{D}_C + KD_C = 0 \quad (3.54)$$

La solución de la ecuación 3.52 se resuelve, desarrollando la determinante:

$$|K - \lambda M| = 0 \quad (3.55)$$

$$K - \lambda M = \begin{vmatrix} K_b & 0 \\ 0 & K_s \end{vmatrix} - \lambda \begin{vmatrix} m_b + m_s & m_s \\ m_s & m_s \end{vmatrix} = \begin{bmatrix} k_b - \lambda(m_b + m_s) & -\lambda m_s \\ -\lambda m_s & K_s - \lambda m_s \end{bmatrix} \quad (3.56)$$

Donde λ es el valor propio, luego de igualar la determinante igual a 0, y resolver el polinomio característico queda:

$$\lambda^2 - \lambda^2 \frac{m_s}{m_b + m_s} - \lambda \left(\frac{k_b}{m_b + m_s} + \frac{k_s}{m_s} \right) + \frac{k_s}{m_s} \frac{k_b}{m_b + m_s} = 0 \quad (3.57)$$

Considerando $\gamma = \frac{m_s}{m_b + m_s}$:

$$\lambda^2(1 - \gamma) - \lambda \left(\frac{k_b}{m_b + m_s} + \frac{k_s}{m_s} \right) + \frac{k_s}{m_s} \frac{k_b}{m_b + m_s} = 0 \quad (3.58)$$

Sabiendo que $w = \lambda^2$, obtenemos la expresión (3.58) en función de la frecuencia natural.

$$w^4(1 - \gamma) - w^2 \left(\frac{k_b}{m_b + m_s} + \frac{k_s}{m_s} \right) + \frac{k_s}{m_s} \frac{k_b}{m_b + m_s} = 0 \quad (3.59)$$

Definiendo los siguientes parámetros:

$$\gamma = \frac{m_s}{m_b + m_s}; w_s = \sqrt{\frac{K_s}{m_s}}; w_b = \sqrt{\frac{K_b}{m_b + m_s}}; \varepsilon = \frac{w_b^2}{w_s^2} \quad (3.60)$$

Donde m_s es la masa del sistema de aislamiento incluyendo a los dispositivos de aislamiento, m_b es la masa de la superestructura, w_s representa la frecuencia fundamental de vibración de la superestructura con base fija, w_b es la frecuencia natural del sistema estructural que se ha considerado como un cuerpo rígido sobre el sistema de apoyo.

Resolviendo la ecuación (3.59), considerando las ecuaciones mencionadas anteriormente, obtenemos las raíces del polinomio característico:

$$w^2 = \frac{w_b^2 + w_s^2}{2(1-\gamma)} \left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{4(1-\gamma)\varepsilon}{(1+\varepsilon)^2}} \right] \quad (3.61)$$

La frecuencia fundamental del sistema resulta:

$$w_1^2 = \frac{(w_b^2 + w_s^2) - \sqrt{(w_b^2 + w_s^2)^2 - 4(1-\gamma)w_b^2 w_s^2}}{2(1-\gamma)} \quad (3.62)$$

La frecuencia máxima del sistema es:

$$w_2^2 = \frac{(w_b^2 + w_s^2) + \sqrt{(w_b^2 + w_s^2)^2 - 4(1-\gamma)w_b^2 w_s^2}}{2(1-\gamma)} \quad (3.63)$$

Suponiendo valores pequeños para ε se obtiene:

$$w_1^2 \approx w_b^2 \left(1 - \frac{\gamma w_b^2}{w_s^2} \right) \approx w_b^2 (1 - \gamma\varepsilon) \approx w_b^2 \quad (3.64)$$

$$w_2^2 \approx \frac{w_s^2}{(1-\gamma)} \left(1 + \frac{\gamma w_b^2}{w_s^2} \right) \approx \frac{w_s^2(1+\gamma\varepsilon)}{1-\gamma} \approx \frac{w_s^2}{1-\gamma} \quad (3.65)$$

De la ecuación (3.64) se desprende la igualdad $w_1^2 \approx w_b^2$, que se usa para determinar la dimensión de los dispositivos al imponer un periodo objetivo T_D que es la que se desea que obtenga la estructura con el sistema de aislamiento.

$$w_1^2 \approx w_b^2 \quad (3.66)$$

$$\left(\frac{2\Pi}{T_D} \right)^2 = \frac{k_b}{m_b + m_s}$$

$$T_D = 2\Pi \sqrt{\frac{m_b + m_s}{k_b}} \quad (3.67)$$

La segunda frecuencia que se define en la ecuación (3.65) es mayor comparada con la superestructura con base fija y aumenta a medida en que la masa de la superestructura es más relevante que la masa del nivel de aislamiento. [Aguar et al., 2008]

Para calcular los modos de vibración debemos remplazar el valor propio λ en:

$$(K - \lambda M)\emptyset = 0$$

Donde el vector \emptyset está compuesto por:

$$\emptyset = \begin{bmatrix} \emptyset_b \\ \emptyset_1 \end{bmatrix}$$

El primer modo y segundo modo resulta:

$$\varnothing^1 = \begin{bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{bmatrix} \quad \varnothing^2 = \begin{bmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma} \end{bmatrix}$$

Los modos de vibración están compuestos de una forma \varnothing_i y un periodo asociado T_i .

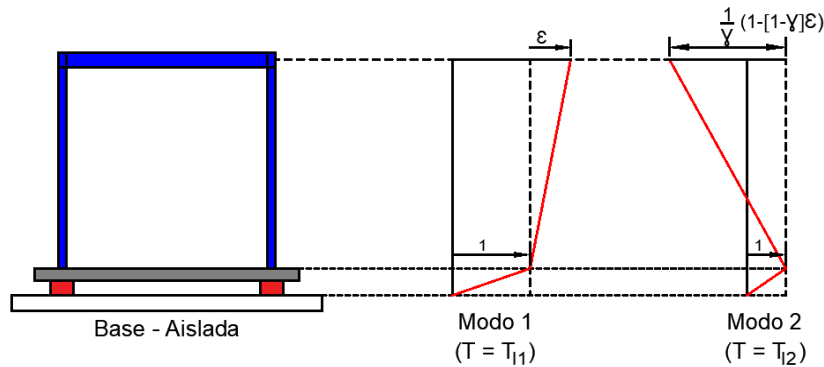


Figura 3.33: Modos de vibración. Adaptado (Aguiar et al., 2016)

Si calculamos el factor de participación modal para las formas de vibración tenemos que:

Primer modo: $\frac{L_1}{M_1} = 1 - \gamma\varepsilon$

Segundo modo: $\frac{L_2}{M_2} = \gamma\varepsilon$

Como se mencionó anteriormente, los valores para ε son pequeños por lo que se deduce que el factor de participación que determinará la respuesta espectral de la estructura es el primer modo.

3.2.9. Análisis de edificios aislados

3.2.9.1. Análisis Elástico

Para este análisis se considera a todos los elementos lineales, capaces de sufrir deformaciones. Los dispositivos de aislamiento se modelan como elementos tipo link donde se ingresan los valores de amortiguamiento y rigidez efectiva, además cada uno de ellos adoptara el lugar en planta según la distribución real en campo.

Análisis modal

El número de modos depende del número de pisos, sin embargo, los modos fundamentales (tres primeros modos) son los que definen el comportamiento de una estructura aislada, hacen que el sistema de aislamiento sufra deformaciones importantes mientras que la superestructura permanece casi sin deformarse.

A partir del cuarto modo y los superiores, la superestructura es la que sufre las deformaciones.

Amortiguamiento

En el análisis elástico el amortiguamiento se puede representar de 3 maneras distintas, el escoger alguna de ellas implica que no se use ninguna más.

- Coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente C_b : Requiere calcular la constante o coeficiente de amortiguamiento del sistema C_b y distribuirlo en cada dispositivo.
- Amortiguamiento en el caso modal: Implica distribuir en los modos fundamentales, el amortiguamiento del sistema, mientras que para el resto de modo un amortiguamiento de 5%.
- Variación de la función espectral: esta forma hace reducir los valores espectrales en el análisis a través de un factor B que depende del amortiguamiento ξ_{eff} del sistema de aislamiento, con el objetivo de generar un espectro donde los tres primeros modos tengan valores espectrales menores. Esta variación espectral afecta solo a la zona de periodos del sistema aislado.

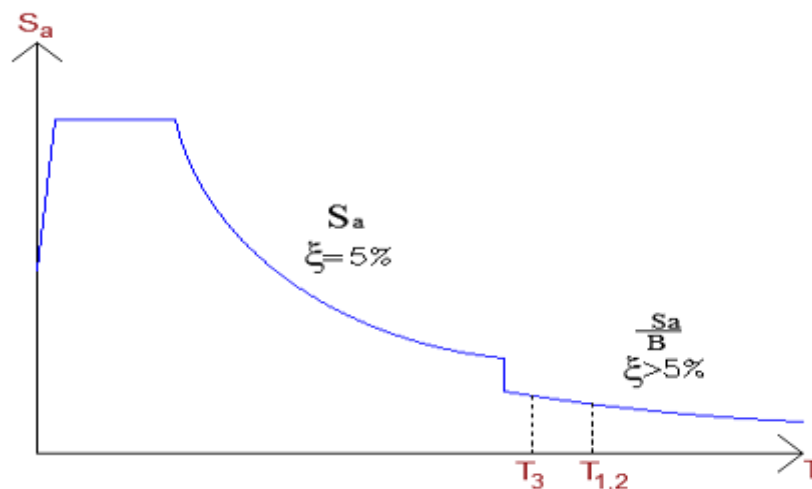


Figura 3.34: Espectro de respuesta afectado por el factor de modificación

3.2.9.2. Análisis Inelástico

Este análisis comprende que la superestructura aislada se encuentra dentro del rango elástico, mientras que el sistema de aislamiento se deforma más allá de su rango elástico cuyo comportamiento se idealiza por una aproximación bilineal por lo que, se debe definir parámetros de los dispositivos para obtener la respuesta de la estructura en un análisis tiempo historia no lineal.

Se tiene que realizar todos los pasos definidos en el ítem 3.2.6 calculando los parámetros para cada dispositivo con el fin de hallar su comportamiento histerético que representan en conjunto la forma en la que el sistema de aislamiento disipa energía. En el diagrama histerético ya se encuentra contemplado el amortiguamiento, por lo que, al realizar el análisis no lineal se debe verificar que en los modos fundamentales el amortiguamiento sea cero, mientras que en los modos restantes deberá ser de 5%.

3.2.10. Métodos de Análisis

3.2.10.1. Fuerzas laterales equivalentes

Este análisis representa el movimiento del suelo a través de fuerzas horizontales que actúan en los centros de masa de cada piso, es una forma simple de definir valores mínimos de desplazamiento y fuerzas, sin embargo, no brinda información acerca de la aceleración de piso.

3.2.10.2. Análisis modal espectral

Este análisis al igual que el anterior busca representar el movimiento del suelo, pero con espectros de respuestas para determinar la máxima respuesta de una estructura sometida a un movimiento sísmico.

Es importante conocer los distintos métodos que existen para combinar los resultados modales, ya que, cada parámetro se debe calcular por separado, debido que ningún parámetro tiene correspondencia entre sí con otro, es decir no es posible determinar dos parámetros con un mismo análisis.

- Método CQC (Complete Quadratic Combination):
- Método SRSS (Square Root of the Sum of the Squares):
- Método de los valores absolutos:

3.2.10.3. Análisis Tiempo Historia

Es de los métodos más exhaustivos y de mayor importancia que se tiene, en esencia este método consiste en hallar la respuesta de la estructura en cada instante de tiempo obteniendo resultados de desplazamientos, aceleraciones y fuerzas, de este análisis se derivan métodos más simples como el análisis de fuerzas laterales equivalentes y el análisis modal espectral.

3.2.11. Efecto P-delta

Durante un sismo, en la zona de aislamiento se producen desplazamientos importantes que no se pueden despreciar, es por ello que se considera el efecto P-delta que vienen a ser momentos adicionales generados por excentricidades muy grande debido a los desplazamientos locales en las columnas y la fuerza vertical que provienen de ellas.

3.2.11.1. Recomendaciones para el diseño Efecto P delta

Los programas de análisis por computadora se basan en la teoría de los pequeños desplazamientos por lo que, debido a la naturaleza de los momentos P-delta, estos no se calculan adecuadamente. Por ello se recomienda, que estos momentos sean ingresados manualmente en el programa, luego de haber cumplido con todos los requisitos de la normativa. La figura 3.35 ilustra momentos debidos a efectos P-delta para un sistema de aislamiento de cojinetes elastoméricos y tres configuraciones de un sistema de aislamiento deslizante.

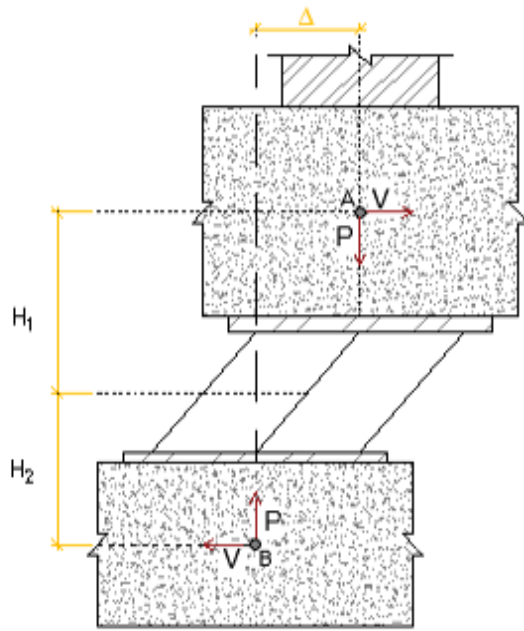
Para los cojinetes elastoméricos, el momento adicional se divide por la mitad para cada pedestal. Para los sistemas de deslizamiento plano y de plato único, el momento P-delta completo se aplica al pedestal inferior, si la orientación de la superficie se invierte, el momento se aplicaría en el pedestal superior. Para el sistema de deslizamiento de plato doble, los momentos P-delta se dividen por la mitad hacia arriba y la mitad hacia abajo, de manera similar a un cojinete elastomérico, siempre que las propiedades de fricción (y curvatura) de los platos cóncavos superior e inferior sean lo mismo.

$$M_A = VH_1 + P \frac{\Delta}{2} \qquad M_B = VH_2 + P \frac{\Delta}{2} \qquad (3.68)$$

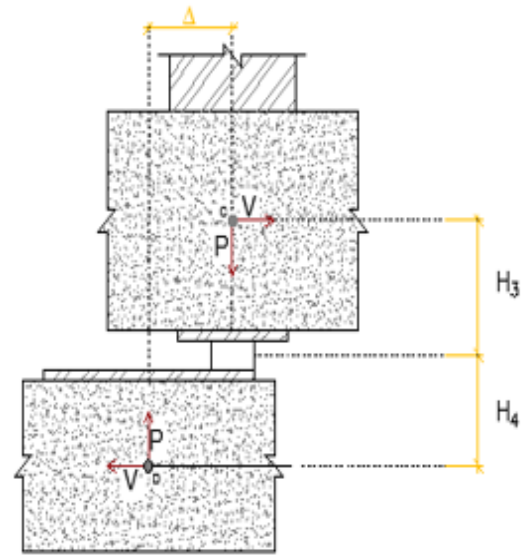
$$M_C = VH_3 \qquad M_D = VH_4 + P\Delta \qquad (3.69)$$

$$M_E = VH_5 + P \frac{\Delta}{2} \qquad M_F = VH_6 + P \frac{\Delta}{2} \qquad (3.70)$$

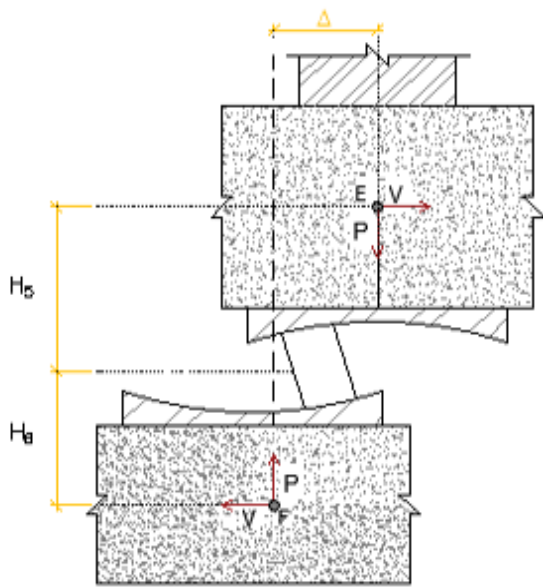
$$M_G = VH_7 \qquad M_H = VH_8 + P\Delta \qquad (3.71)$$



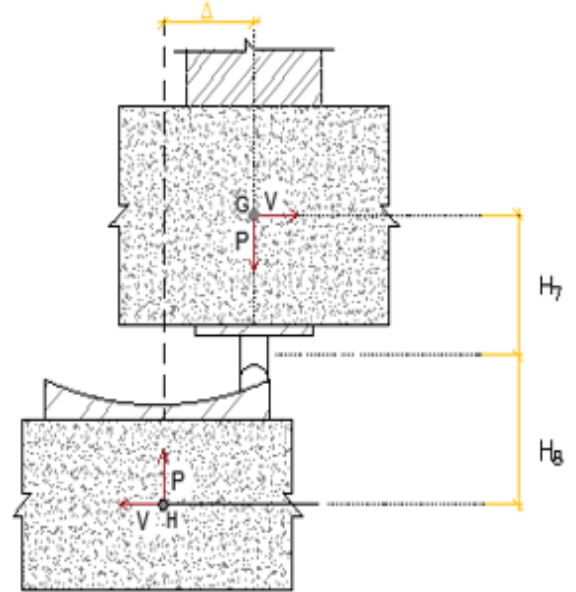
Aislador Elastomérico



Deslizador Simple



Aislador Friccionante de Péndulo Doble



Aislador Friccionante de Péndulo Simple

Figura 3.35: Momentos debidos a efecto P-Delta. Adaptado (Kircher et al., 2012)

IV. NORMA TECNICA PERUANA DE AISLAMIENTO SISMICO E.031

4.1. REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

4.1.1. Calificación de la regularidad estructural

Se debe verificar si la superestructura presenta irregularidades indicadas en la Norma Técnica E.030 Diseño Sismo resistente:

- Irregularidad de rigidez - Piso Blando
- Irregularidad de resistencia - Piso Débil
- Irregularidad de rigidez extrema - Piso Blando
- Irregularidad extrema de resistencia - Piso Débil
- Irregularidad por discontinuidad extrema en los sistemas resistentes
- Irregularidad torsional extrema en planta

4.1.2. Requisitos para el sistema estructural

De acuerdo con la categoría de una edificación, según la Tabla “Categoría de las edificaciones” de la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, y la zona donde se ubique, la edificación se debe diseñar respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla 4.1.

Categoría y Regularidad de edificaciones aisladas		
Categoría de la edificación	Zona	Restricciones
A y B	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2 y 1	Sin restricciones
C	4	No se permiten irregularidades extremas
	3,2 y 1	Sin restricciones

Tabla 4.1: Categoría y Regularidad de edificaciones aisladas.

4.1.3. Sistema de aislamiento

4.1.3.1. Fuerzas de viento

Dentro del diseño se debe considerar que la superestructura resista la acción de la carga de viento en todos los pisos, además es importante que cuando sea necesario se implemente un sistema que restrinja los desplazamientos frente a fuerzas de viento. Estas cargas son calculadas de acuerdo con la Norma de Técnica Peruana E020.

4.1.3.2. Fuerza de restitución lateral

En el diseño del sistema aislado se debe considerar una fuerza que sea la suficiente para retornar a la posición original la estructura luego del máximo desplazamiento. Esta fuerza debe ser mayor al 0.025P de la fuerza producida en la mitad del máximo desplazamiento, tanto para sus propiedades máximas y mínimas. “P” es definido como el peso sísmico según la norma E030.

$$F_r = F_{DM} - F_{0.5DM} \geq 2.5\%P \quad (4.1)$$

4.1.3.3. Estabilidad por carga vertical

Los elementos del sistema de aislamiento durante el desplazamiento total deben ser capaces de ser estables bajo la máxima y mínima carga vertical.

- a) Carga vertical promedio: $1,0 \text{ CM} + 0,5 \text{ CV}$
- b) Carga vertical máxima: $1,25 (\text{CM} + \text{CV}) + 1,0 (\text{CSH} + \text{CSV}) + 0,2 \text{ CN}$
- c) Carga vertical mínima: $0,9 \text{ CM} - 1,0 (\text{CSH} + \text{CSV})$

Donde:

- CM: Carga muerta
- CV: Carga viva
- CSH: Carga sísmica horizontal
- CSV: Carga sísmica vertical = $0,5 (1,5 \text{ ZS}) \text{ CM}$
- CN: Carga de nieve

4.1.3.4. Verificación por volteo

Para realizar esta verificación se debe usar el sismo máximo considerado y para la carga vertical estabilizadora se usará el peso P, calculado de acuerdo a las indicaciones de la norma E030 sin haber

sido afectado por ningún factor. El factor contra el volteo para todas las diferentes combinaciones será como mínimo mayor o igual a la unidad.

El requisito fundamental en los dispositivos de aislamiento es que éstos no estén sometidos a fuerzas de tracción que produzcan el levantamiento de los dispositivos, para esta verificación se utiliza la carga mínima.

4.1.4. Sistema Estructural

4.1.4.1. Distribución de la fuerza horizontal

Debe existir un elemento rígido ubicado encima de los dispositivos de aislamiento, que permita distribuir las fuerzas por todas las partes del sistema de aislamiento.

4.1.4.2. Separación entre edificaciones

La distancia al límite de propiedad, así como la separación entre la edificación aislada y elementos fijos como muros de contención deberá ser como mínimo el desplazamiento máximo total (D_{TM}).

4.1.4.3. Elementos que cruzan la interfaz de aislamiento

Los elementos que crucen la interfaz de aislamiento o parte la misma, deberán ser diseñados para ser capaces de no sufrir daños frente al desplazamiento total (D_{TM}).

4.1.5. Propiedades del sistema de aislamiento

Factores de modificación de las propiedades: Se utilizan para determinar un rango de valores de las propiedades nominales del aislador, esta variación se debe principalmente a efectos ambientales, envejecimiento, calor, velocidad de carga, scragging, temperatura. A continuación, se muestra las tablas 4.2 y 4.3 donde se indica los valores donde deberán estar contenidos estos factores de modificación.

	Interfaz sin lubricación	Interfaz lubricada	Aislador de bajo amortiguamiento (LRD)	Aislador de caucho con núcleo de plomo (LRB)	Aislador de caucho con núcleo de plomo (LRB)	Aislador de alto amortiguamiento (HDRB)	Aislador de alto amortiguamiento (HDRB)
Variable	u o Qd	u o Qd	K	Kd	Qd	Kd	Qd
Mínimo Factor de Modificación $\lambda_{m\acute{a}x}$	1.6	2.25	1.3	1.3	1.5	2	1.7
Mínimo Factor de Modificación $\lambda_{m\acute{i}n}$	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Tabla 4.2: Factores de modificación máximos y mínimos para fabricantes conocidos.

	Interfaz sin lubricación	Interfaz lubricada	Aislador de bajo amortiguamiento (LRD)	Aislador de caucho con núcleo de plomo (LRB)	Aislador de caucho con núcleo de plomo (LRB)	Aislador de alto amortiguamiento (HDRB)	Aislador de alto amortiguamiento (HDRB)
Variable	u o Qd	u o Qd	K	Kd	Qd	Kd	Qd
Mínimo Factor de Modificación $\lambda_{m\acute{a}x}$	2.1	3.2	1.8	1.8	1.8	2.2	1.8
Mínimo Factor de Modificación $\lambda_{m\acute{i}n}$	0.6	0.6	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Tabla 4.3: Factores de modificación máximos y mínimos para fabricantes desconocidos.

Propiedades del sistema de aislamiento sísmico en el desplazamiento máximo: La rigidez efectiva K_M del sistema de aislamiento sísmico para el desplazamiento traslacional D_M , se debe calcular utilizando la ecuación 4.2:

$$K_M = \frac{\sum |F_M^+| + \sum |F_M^-|}{2D_M} \quad (4.2)$$

El amortiguamiento efectivo β_M del sistema de aislamiento sísmico para el desplazamiento traslacional D_M , se debe calcular utilizando la ecuación 4.3:

$$\beta_M = \frac{\sum E_M}{2\pi K_M D_M^2} \quad (4.3)$$

Donde:

- $\sum E_M$ = Energía total disipada por el sistema de aislamiento sísmico durante un ciclo compuesto de respuesta al desplazamiento D_M .
- $\sum F_M^+$ = Sumatoria de los valores absolutos de las fuerzas en todos los aisladores del sistema de aislamiento sísmico para un desplazamiento positivo equivalente al desplazamiento D_M .
- $\sum F_M^-$ = Sumatoria de los valores absolutos de las fuerzas en todos los aisladores del sistema de aislamiento sísmico para un desplazamiento negativo equivalente al desplazamiento D_M .

Tanto la rigidez efectiva como el amortiguamiento efectivo deben ser calculadas para los límites superiores e inferiores de cada aislador.

4.2. DEFINICION DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO

4.2.1. Espectro del diseño

El espectro de diseño se puede elaborar a través de un ensayo de microtrepidación o empleando las especificaciones de la norma sismo resistente E030. Cuando se utilice el espectro de la norma, se debe comprobar que el periodo del estrato T_s , obtenido a través de los ensayos de micro trepidación se encuentre dentro de los valores de la tabla 4.4.

Suelo Tipo		$T_s(s)$
S ₀	Roca Dura	< 0,15
S ₁	Suelos muy rígidos	< 0,30
S ₂	Suelos intermedios	< 0,40
S ₃	Suelos blandos	< 0,60

Tabla 4.4: Límites del periodo de suelo

El espectro elástico de pseudoaceleraciones debe obtenerse de la ecuación (4.4)

$$S_{am} = 1,5ZUSCg \quad (4.4)$$

Para las estructuras aisladas el factor de importancia es igual a 1, mientras que el parámetro “C” es definido por:

$$T < 0,2 T_p \quad C = 1 + 7,5 \frac{T}{T_p} \quad (4.5)$$

$$0,2 T_p < T < T_p \quad C = 2,5 \quad (4.6)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \frac{T_p}{T} \quad (4.7)$$

$$T < 0,2 T_p \quad C = 1 + 7,5 \frac{T}{T_p} \quad (4.8)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \quad (4.9)$$

Cuando el periodo fundamental del estrato T_s , supere los límites de la tabla 4.4 es necesario realizar un estudio de sitio, y el espectro que se obtenga no será menor que el determinado a través de la ecuación (4.4).

4.2.2. Registro de aceleración del suelo

De acuerdo a la normativa peruana, los registros de movimiento del terreno son empleados en el análisis time-history, para lo cual se necesita un mínimo de 7 datas, cada uno de ellos contiene 2 componentes horizontales, los cuales deberán ser escalados de manera que se cumpla lo siguiente:

- Para señales naturales, la media de los valores espectrales SRSS obtenido para los 7 o más pares de registro deberá ser igual o mayor que la ordenada de la ecuación (4.4) en el rango de periodos de $0,75 T_{M1}$ y $1,25 T_{M2}$.
- Para señales espectro compatibles, el rango de periodo en la cual debe cumplirse la condición mencionada anteriormente será $0,20 T_{M1}$ y $1,25 T_{M2}$.

T_{M1} y T_{M2} es el periodo de la estructura cuando se consideran los límites superior e inferior

4.3. SELECCIÓN DE PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

En la norma se detallan las metodologías del análisis estático y dinámico. Para el análisis estático, se debe cumplir una serie de requisitos que se mencionan a continuación:

- Las zonas sísmicas donde debe ubicarse la estructura son 1 ó 2, zona sísmica 3 sobre suelo de tipo S_1 o S_2 , o en la zona sísmica 4 sobre tipo de suelo S_1 .
- El periodo efectivo de la estructura aislada para el desplazamiento traslacional T_M , debe estar en el rango de tres veces el periodo de la estructura considerando base fija y 5 segundos.
- La altura medida desde la base (pedestal superior) de la estructura no será mayor de 20 metros, ni deberá tener más de 4 pisos.
- La superestructura no deberá presentar ninguna irregularidad, de las mencionadas en la tabla N°4.1.

El análisis dinámico está compuesto por el:

- Análisis Modal Espectral, este análisis puede realizarse para las superestructuras que cumplan los requisitos del análisis estático. En todos los casos los resultados utilizados para el diseño de los elementos de la estructura no deberán ser menor que los obtenidos por el análisis modal espectral.
- Análisis Tiempo – Historia, este análisis es realizado en el diseño de cualquier edificación con aislamiento y es obligatorio para las estructuras que incumplen los criterios para el análisis espectral.

4.4. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTÁTICO

4.4.1. Desplazamientos laterales

Desplazamiento traslacional (D_M)

Es el desplazamiento mínimo que debe soportar el sistema de protección ante la ocurrencia del sismo máximo considerado, se determina por la expresión (4.10)

$$D_M = \frac{S_{aM} T_M^2}{4\pi^2 B_M} \quad (4.10)$$

Donde:

- S_{aM} = Ordenada del espectro elástico de pseudo aceleraciones calculada mediante la ecuación (4.4).

- T_M = Periodo efectivo de la estructura aislada calculada con la ecuación (4.11).
- B_M = Factor de reducción, asociada al amortiguamiento efectivo β_M , obtenida de la tabla 4.5.

Amortiguamiento efectivo B_M	Factor B_M
$\leq 0,02$	0,8
0,05	1,0
0,10	1,2
0,20	1,5
0,30	1,7
$\geq 0,40$	1,9

Tabla 4.5: Factor de Amortiguamiento B_M

Periodo efectivo (T_M)

Es el periodo correspondiente al desplazamiento traslacional D_M y debe calcularse para ambos límites, se calcula mediante la ecuación (4.11)

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{P}{K_m g}} \quad (4.11)$$

Donde:

- P = Peso sísmico de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, calculado de acuerdo a la N.T.P E030
- K_m = Rigidez efectiva del sistema de aislamiento en la dirección de análisis, determinada según la expresión (4.2)
- g = Aceleración de la gravedad.

Desplazamiento Total (D_{TM})

Es el desplazamiento total del sistema de aislamiento e incluye los efectos de torsión real y accidental, se calcula para la condición más crítica, es decir considerando la ubicación más lejana de la masa excéntrica y la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento. El valor de D_{TM} debe ser como mínimo la que cumpla la expresión (4.12)

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{p_T^2}\right) \left(\frac{12e}{b^2+d^2}\right) \right] \geq 1.15D_M \quad (4.12)$$

Donde:

- D_M = Desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección de análisis, calculada según la expresión (4.10)
- y = Distancia medida perpendicularmente a la dirección de análisis, entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés.
- e = Excentricidad total en el sistema de aislamiento.
- b = Dimensión menor de la proyección en planta de la estructura, medida perpendicularmente a la dimensión mayor d .
- d = Dimensión mayor de la proyección en planta de la estructura.
- P_T = Razón entre el periodo traslacional efectivo y el periodo rotacional efectivo del sistema de aislamiento, se calcula mediante un análisis dinámico o a través de la ecuación (4.13)

$$P_T = \frac{1}{r_a} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x^2 + y^2)}{N}} \geq 1 \quad (4.13)$$

Donde:

- r_a = Radio de giro del sistema de aislamiento, calculada según la expresión (4.14)
- N = Número de aisladores.
- x_i, y_i = Distancia entre el aislador de interés y el centro de masas del sistema de aislamiento.

$$r_a = \frac{1}{12} \sqrt{(b^2 + d^2)} \quad (4.14)$$

4.4.2. Fuerzas laterales mínimas

Subestructura

La normativa nacional establece que los elementos de la subestructura deben ser capaces de soportar una mínima carga lateral V_b , calculada según la ecuación (4.15) considerando los límites de las propiedades del sistema. V_b debe ser mínimamente igual a la máxima fuerza que puede generarse en el sistema de aislamiento en cualquier desplazamiento.

$$V_b = K_M \cdot D_M \quad (4.15)$$

Donde:

- K_M = Rigidez efectiva del sistema de aislamiento calculada con la expresión (4.2)
- D_M = Desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento calculada con la expresión (4.10)

Superestructura

La superestructura debe ser construida para ser capaz de soportar la fuerza cortante mínima V_s , considerando los límites de las propiedades.

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} \quad (4.16)$$

Donde:

- R_a = Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas para la superestructura calculada por la expresión $3/8R_o$, no será mayor que 2 ni menor a 1.
- R_o = Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas para la estructura sobre base fija.
- V_{st} = Fuerza cortante no reducida actuante sobre los elementos por encima del nivel de base, calculada según la ecuación (4.17) considerando los límites de las propiedades del sistema de aislamiento sísmico.

$$V_{st} = V_b \left(\frac{P_s}{P} \right)^{(1-2,5\beta_M)} \quad (4.17)$$

En la ecuación (4.17), “P” peso sísmico de la superestructura, “ P_s ” es el valor de “P” sin considerar el nivel de base, mientras que β_M es el amortiguamiento del sistema de aislamiento sísmico para el desplazamiento tradicional D_M

La Fuerza V_s debe superar los valores de:

- La fuerza lateral calculada con la norma E030 Diseño Sismorresistente considerando a la estructura como base fija, pero para un periodo igual al del sistema de aislamiento y considerando los límites superiores.

$$V_s \geq \frac{ZSC_T M P_s}{R} \quad (4.18)$$

- 1.5 la fuerza característica requerida para activar el sistema de aislamiento considerando las propiedades nominales.

$$V_s \geq 1.5Q_d \quad (4.19)$$

4.4.3. Límites de deriva

El límite que no se debe superar en la superestructura es de 0.0035, se obtienen del producto entre el factor R_a (mayor que 1 pero no mayor que 2) y los resultados de un análisis lineal elástico.

4.5. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DINÁMICO

4.5.1. Modal espectral

La normativa peruana establece que para los modos fundamentales de vibración se asigne el menor valor entre el amortiguamiento efectivo del sistema y el 30% del amortiguamiento crítico, mientras que en los modos restantes el valor característico de una edificación con base empotrada. Además, en cada dirección de análisis debe añadirse el 30% de la dirección perpendicular.

4.5.2. Análisis Tiempo – Historia

Se realiza utilizando un grupo de pares registros correctamente escogidos y escalados cumpliendo con la N.T.P. E030. Cada par de componente se debe aplicar simultáneamente considerando la orientación y ubicación de la excentricidad de la masa más desfavorable.

4.5.3. Fuerzas y desplazamientos laterales mínimos

Subestructura

El sistema de aislamiento sísmico y la subestructura deben diseñarse para soportar el 90% de la fuerza lateral mínima V_b calculada mediante la expresión (4.15)

Superestructura

La fuerza lateral mínima V_b para estructuras regulares e irregulares no debe ser menor que 80 y 100% respectivamente de la fuerza calculada mediante la expresión (4.15)

La fuerza cortante mínima V_s tanto para estructuras regulares como irregulares no será menor que el 100% de la fuerza calculada mediante ecuación (4.16)

Desplazamiento del sistema de aislamiento

El desplazamiento total del sistema ante el sismo máximo será como mínimo el 80% de D_{TM} calculada con la expresión (4.12), se puede usar en lugar de D_M la expresión D'_M calculada mediante la ecuación (4.20)

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T_f}{T_M}\right)^2}} \quad (4.20)$$

En la ecuación (4.20), “ D_M ” es el desplazamiento traslacional en el centro de rigidez en la dirección de análisis calculada con la expresión (4.10), “ T_f ” es el periodo de la estructura considerando base empotrada, “ T_M ” periodo efectivo de la estructura aislada asociado al desplazamiento traslacional en la dirección de análisis calculada mediante la expresión (4.11).

4.5.4. Límites de deriva

Los límites de las máximas derivas van a depender del tipo de método dinámico, para el modal espectral el límite de la deriva de la superestructura es de 0,0035 y para el análisis tiempo – historia donde se ha considerado las características de fuerza y deformación no lineal de la interfaz de aislamiento es de 0,005.

V. ANALISIS Y DISEÑO DE SISTEMA DE EDIFICIOS AISLADOS

5.1. MODELO

El análisis de una estructura aislada parte con suponer valores objetivos para el periodo y amortiguamiento, se recomienda valores que se encuentren dentro del rango de 3 a 5 veces el periodo de la estructura con base fija, para garantizar la eficiencia de la protección sísmica. Por lo tanto, se inicia modelando el edificio con base fija incluyendo la losa de aislamiento y los capiteles superiores para obtener el periodo de la estructura (T_F).

El modelo para el edificio aislado incluye los aisladores de base que se modelan como elementos tipo link, en un inicio se considera que estos elementos son lineales, por lo que solo se ingresan los valores de rigidez elástica y amortiguamiento equivalente.

5.2. MODOS DE VIBRACIÓN

En un edificio aislado al tener un nivel adicional debido a la losa de aislamiento, se tiene $n+1$ pisos en comparación a una estructura con base fija. Por ende, el edificio aislado tiene “ $3(n+1)$ ” formas de vibrar.

Los primeros tres modos muestran el comportamiento de la estructura aislada, debido que las deformaciones producidas son propias del sistema de aislamiento manteniendo casi indeformable a la superestructura, por lo cual, estos 2 modos traslacionales y 1 rotacional reciben el nombre de “modos fundamentales”. El resto de modos, generan deformaciones predominantes en la superestructura.

5.3. AMORTIGUAMIENTO MODAL

El mayor amortiguamiento junto al incremento del periodo es la forma como el sistema de aislamiento proporciona protección a una estructura. Por lo tanto, representar el amortiguamiento es de suma importancia en edificios aislados.

El amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento se puede representar como una fracción del amortiguamiento crítico, calculado con la ecuación 5.1.

$$C_b = 2\xi_b\sqrt{(m_s + m_b)K_b} \quad (5.1)$$

Esta fracción de amortiguamiento crítico debe distribuirse solo en los modos fundamentales y en los demás modos el valor tiene que ser consistente con el de estructuras de concreto armado con base fija (5%).

Existen tres maneras de implementar el amortiguamiento en una estructura aislada.

- Primera Forma: Consiste en agregar la fracción de amortiguamiento calculado con la ecuación 5.1, en todos los dispositivos en relación a las rigideces efectivas.
- Segunda Forma: Consiste en agregar directamente la fracción del amortiguamiento en los modos fundamentales, y en lo demás modos será 5%.
- Tercera Forma: Consiste en generar un espectro de acuerdo a los parámetros establecidos en la norma, reduciendo por un factor “ B_M ” los valores espectrales en el rango de periodos del sistema de aislamiento.

5.4. PROCEDIMIENTO

5.4.1. Análisis Elástico

Luego de pre dimensionar la superestructura, se pre dimensiona los dispositivos del sistema de aislamiento a través de un análisis modal espectral donde se supone que todos los elementos trabajan en el rango elástico, por lo cual, en el programa ETABS, se modelan los aisladores como elementos tipo link ingresando la rigidez efectiva y la fracción del amortiguamiento. El análisis modal que debe usarse en cada dirección es el 100% del espectro en la dirección de análisis más el 30% en la dirección perpendicular, cada espectro debe ser calculado con la ecuación (4.4).

Los resultados que tiene que verificarse en el análisis modal serán que el porcentaje de participación modal en los tres primeros modos fundamentales (dos traslacionales + 1 rotacional) sea mayores al 90%. Cuando se incluya la excentricidad accidental en las 4 posibles formas de ser ubicada, los porcentajes de participación modal deberán ser como mínimo mayor al 85% en los modos fundamentales traslacionales. Así mismo, el resultado de las derivas en la superestructura deberá ser menores a 3.5‰ según lo establecido en la norma de aislamiento E031.

5.4.2. Análisis Inelástico

Luego de cumplir lo indicado en el numeral 5.4.1, se procede a calcular las propiedades nominales de los dispositivos a través de las ecuaciones del numeral 3.2.6, donde independiente si se usarán dispositivos elastoméricos o friccionantes se hallan la fuerza característica (Q_d), Fuerza de fluencia (F_y), Desplazamiento de fluencia (D_y), Rigidez Inicial (K_1) y Rigidez Post fluencia (K_d ó K_2).

Teniendo las propiedades nominales, deberán usarse los factores de la tabla 4.2 ó 4.3 para calcular las propiedades máximas y mínimas, las cuales servirán para hallar un rango de diseño. Con las propiedades mínimas se hallará el desplazamiento máximo, cuyo valor servirá para definir las juntas de separación entre el edificio aislado y otra estructura, mientras que con las propiedades máximas se verificará el control de las derivas de acuerdo a la norma peruana, éstas deberán ser menor a 5% para el análisis tiempo-historia.

El análisis tiempo historia, es el análisis definitivo para diseñar el sistema de aislamiento, es decir, todo lo calculado hasta las propiedades nominales, máximas y mínimas serán verificadas con este análisis. Para ello, se necesita como mínimo 7 pares de registros (7 en dirección Norte-Sur y 7 en dirección Este-Oeste), estos registros deben ser obtenidos de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, mecanismos de fuentes y condiciones locales de suelo sean concordantes con el sismo máximo considerado con el espectro de sitio.

Los 14 registros deberán corregirse por línea base y corrección instrumental, esta corrección puede ser realizada por distintos softwares, siendo el de mayor uso el SeismoSignal.

Luego de la corrección, se buscan señales que sean espectros compatibles con la norma, para lo cual se puede hacer uso de distintos softwares como el SeismoMatch.

Teniendo las 14 señales espectro compatibles se añaden los factores de 0.90 y 0.44 para la componente mayor y menor de cada par de registro y combinándolos a través del método SRSS se obtienen 7 espectros de registros. En la figura 5.1 se muestra el proceso para obtener un espectro de registro.

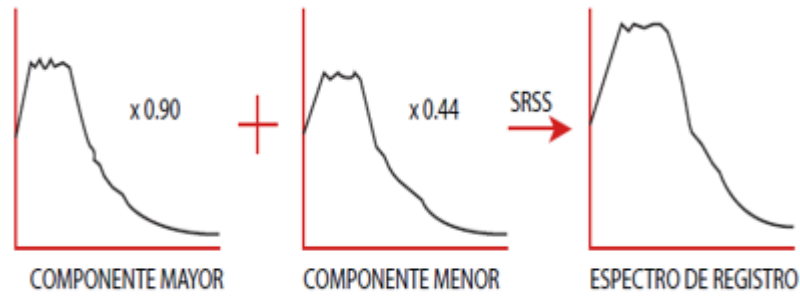


Figura 5.1: Espectro de Registro a partir de sus componentes

Cada espectro de registro tiene que afectarse por un factor de escalamiento “FE” que será calculado de manera que se cumpla dentro del rango de periodos $0,2 T_{M1}$ y $1,25 T_{M2}$ la ecuación 5.2, donde $S_{a(SRSS)}$ representa a la ordenada del espectro de registro, S_{aM} representa la ordena espectral de la ecuación de la Norma, T_{M1} y T_{M2} son los periodos de la estructura aislada considerando las propiedades mínimas y máximas respectivamente.

$$S_{a(SRSS)} \geq S_{aM} \quad (5.2)$$

Cargas de gravedad consideradas para los edificios

Las cargas de gravedad y sobrecargas consideradas, serán las establecidas en la Norma Técnica Peruana E0.20 Cargas:

Carga Muerta

- Peso propio de losa maciza ($e=0.20m$) = 0.48tn/m²
- Peso de acabados = 0.10 ton/m²
- Peso de tabiquería= 0.30 ton/m²

Carga Viva

- Sala de operaciones, laboratorios y zonas de servicio= 0.30ton/m²
- Cuartos = 0.20ton/m²
- Corredores y escaleras = 0.40 ton/m²
- Techo = 0.10 ton/m²

6.1. ESTRUCTURACIÓN Y PREDISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO CON AISLADORES ELASTOMÉRICOS DEL MÓDULO 3

6.1.1. Pre dimensionamiento de elementos estructurales de la Superestructura

Inicialmente se consideraron pórticos, sin embargo se necesitaron muros de corte para reducir las derivas. A continuación, se muestra el pre dimensionamiento de los elementos estructurales:

Vigas

La altura de las vigas de la superestructura se pre dimensionará con la expresión 6.1 y el ancho será como mínimo 25 cm de acuerdo a lo establecido en la Norma E060 Concreto Armado, para nuestro caso se adoptará 30 cm.

$$h = \frac{Ln}{12} \quad (6.1)$$

$$h = \frac{Ln}{12} = \frac{9.57}{12} = 0.79m$$

Para los pórticos interiores se consideró vigas de 0.30m x 0.80m y de 0.30m x 0.90m para pórticos perimetrales con el propósito de reducir las derivas de entrepiso.

Columnas

Las dimensiones de las columnas se pre dimensionará de acuerdo con el área de su sección transversal, la cual está determinada por la ecuación 6.2.

$$A = \frac{Pu}{0.35 f'_c} \quad (6.2)$$

$$A = \frac{Pu}{0.35 f'_c} = \frac{590 \times 1000}{0.35 \times 280} = 6020 \text{ cm}^2, \text{ Lado} = \sqrt{3888 \text{ cm}^2} = 77 \text{ cm}$$

La carga que soporta una columna central es de 590 Toneladas, aplicando la ecuación 6.2 se requiere de 6020 cm² y si consideramos columnas cuadradas, se tiene una sección de 77 cm x 77 cm. Para nuestro caso se adoptará la sección de 80 cm x 80 cm con el propósito de asegurar el anclaje del refuerzo y de proporcionar mayor rigidez a los pórticos.

Losas Macizas

El espesor de las losas macizas será determinado por la ecuación 6.3, considerando el perímetro para una losa apoyada en sus cuatro bordes.

$$h = \frac{P}{180} \quad (6.3)$$

$$h = \frac{P}{180} = \frac{32.25}{180} = 0.18 \text{ m}$$

Se consideró utilizar losas macizas con espesor de 20cm.

Muros de Corte

El espesor adoptado será de 30cm

6.1.2. Pre dimensionamiento de elementos estructurales del Nivel de Aislamiento

Vigas de Aislamiento

El peralte de las vigas de aislamiento debido a que su diseño será con R=1, deberá poseer mayor rigidez que las vigas de la superestructura. Por lo tanto, la sección elegida será de 0.40 m x 1.20 m

Capiteles

Los elementos que transfieren las cargas al nivel de aislamiento y donde se conectan los aisladores a la superestructura son los capiteles. Es por ello, que sus dimensiones serán determinadas por los elementos de anclaje de los aisladores, se consideró sección típica de capitel de 1.40m x 1.40m.

6.1.3. Modelamiento del Módulo 3

En el software CSI-ETABS se realizó el modelado tridimensional para el análisis estructural, considerando un concreto de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ con módulo de elasticidad $15,000 \cdot \sqrt{f'c}$, acero grado 60 para el refuerzo.

Debido a las elevadas solicitaciones de cargas que están expuestos los hospitales se considera el sistema de losas macizas para este proyecto, bajo la teoría de los diafragmas rígidos.

Las vigas y columnas se consideraron como elementos tipo frame. Además, se asignaron brazos rígidos en las uniones viga-columna. Los aisladores se modelaron como elementos tipo link y se coloca debajo de los capiteles superiores. La figura 6.2 se observa la configuración tridimensional del módulo 3.

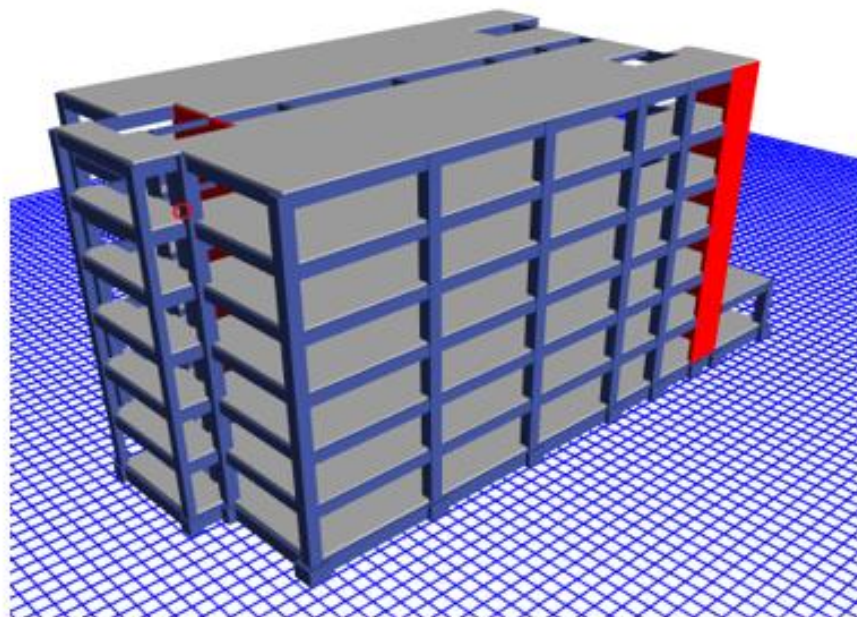


Figura 6.2: Vista 3D Rendered View – Módulo 3 en ETABS

6.1.4. Pre dimensionamiento del Sistema de Aislamiento

A continuación, se muestra la tabla 6.1 con los periodos y masas efectivas de los modos de vibración del edificio con base fija, obtenido del software ETABS. El periodo en la dirección X-X y Y-Y es de 0.873 y 0.694 segundos respectivamente.

Case	Modo	Periodo	UX	UY	RZ
Modal	1	0.873	0.573	0.003	0.000
Modal	2	0.694	0.003	0.450	0.129
Modal	3	0.449	0.000	0.099	0.387
Modal	4	0.247	0.131	0.000	0.000
Modal	5	0.178	0.000	0.125	0.030
Modal	6	0.12	0.066	0.000	0.002
Modal	7	0.112	0.000	0.044	0.170
Modal	8	0.082	0.000	0.061	0.017
Modal	9	0.073	0.042	0.000	0.000
Modal	10	0.055	0.000	0.015	0.080
Modal	11	0.051	0.031	0.000	0.000
Modal	12	0.051	0.001	0.049	0.014
Modal	13	0.039	0.007	0.021	0.009
Modal	14	0.035	0.132	0.000	0.003
Modal	15	0.033	0.012	0.003	0.065
Modal	16	0.03	0.000	0.078	0.000
Modal	17	0.027	0.000	0.012	0.001
Modal	18	0	0.000	0.016	0.066
Modal	19	0	0.000	0.003	0.000
Modal	20	0	0.000	0.000	0.001
Modal	21	0	0.000	0.000	0.003

Tabla 6.1: Periodo y Masas efectivas de los Modos de Vibración de la estructura con base fija

El periodo objetivo de la estructura aislada se calculará considerando la superestructura indeformable, en un inicio se consideró 3 veces el periodo de la superestructura con base fija (modelo de un grado de libertad), sin embargo, no cumplía con los límites de la norma, por ello se decidió considerando una relación de periodos de 4.557.

$$T_b = 4.557 \times 0.873 = 3.979 \text{ seg}$$

Se supondrá un amortiguamiento β_M igual a 15%, obteniéndose a partir de interpolar los valores de la tabla 4.5 un coeficiente de reducción B igual a 1,35.

El peso del edificio se obtiene del modelo tridimensional del software ETABS, estos resultados se resumen en la tabla 6.2.

NIVEL	UX tonf-s ² /m	UY tonf-s ² /m
PISO 6	75.485	75.485
PISO 5	105.166	105.166
PISO 4	105.166	105.166
PISO 3	105.277	105.277
PISO 2	111.266	111.266
PISO 1	130.127	130.127
NIVEL DE AISLAMIENTO	209.840	209.840
TOTAL (tonf-s ² /m)	842.329	842.329
TOTAL (tonf)	8260.43	8260.43

Tabla 6.2: Masa sísmica por piso y total del edificio

Luego teniendo los valores de la masa y periodo objetivo, obtenemos a partir de la ecuación 4.10 la rigidez efectiva del sistema de aislamiento.

$$K_M = \frac{4\Pi^2}{T_b^2} x(M_b + M_s) = 2100 \text{ Ton/m}$$

A continuación, se debe calcular el Desplazamiento máximo con la ecuación 4.10, pero para ello, necesitamos previamente calcular el valor de la ordenada de espectro elástico de pseudoaceleraciones correspondiente al sismo máximo considerado (S_a) con la ecuación 4.4.

$$S_{am} = 1,5ZUSCg \quad (4.4)$$

$$S_{am} = 1,5(0.45)(1)(1.10)(0.253)g$$

$$S_{am} = 0,188g$$

$$D_M = \frac{S_{am}T_M^2}{4\Pi^2B_M} \quad (4.10)$$

$$D_M = \frac{(0.189g)3.979^2}{4\Pi^2.(1,35)}$$

$$D_M = 54,67 \text{ cm}$$

Por lo tanto, ya se tienen los parámetros pre dimensionados del sistema de aislamiento, a continuación. En la tabla 6.3 se muestra el resumen.

Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
T fija	0.873 seg.	KM	2100 Ton/m
T obj.	3.979 seg.	P	8260.43 Ton
βM	15 %	Sa	0.188 g
BM	1,35	Dm	0.55 m

Tabla 6.3: Parámetros pre dimensionados del sistema de aislamiento del Bloque 3

Para la distribución de dispositivos se consideró lo establecido en el capítulo VIII de la N.T. P. E031 donde establece que se deben ensayar los dispositivos de aislación, para lo cual, por cada aislador diferente se necesitan elaborar dos unidades adicionales en escala natural e iguales a los que estarán en obra. Por lo tanto, optar por contar con la menor cantidad de aisladores diferentes es lo más económico en una edificación aislada.

Primera Forma de distribución

Inicialmente se optó por tener un solo tipo de aislador, es decir distribuyendo uniformemente la rigidez y constante de amortiguamiento.

La rigidez efectiva de cada aislador se calculará mediante la ecuación 6.4.

$$K_{bi} = \frac{K_M}{\text{Num. aisladores}} \quad (6.4)$$

$$K_{bi} = \frac{2100 \text{ Ton/m}}{39}$$

$$K_{bi} = 53.84 \text{ Ton/m} = 54 \text{ Ton/m}$$

Al realizar la distribución uniforme de rigideces para todos los dispositivos, se obtuvo una masa participativa menor al 90 % en el primer par de modos. Por lo tanto, se tiene que mejorar la distribución de rigidez de los dispositivos. A continuación se observa los resultados modales exportados del programa ETABS.

MODO	PERIODO	UX (%)	UY (%)	UZ (%)
1	4.155	12.80%	80.19%	6.90%
2	4.089	86.62%	13.18%	0.09%
3	3.371	0.46%	6.54%	92.94%

Tabla 6.4: Modos sin excentricidad accidental del bloque 3 con distribución uniforme de rigidez

Segunda Forma de distribución

La distribución final adoptada está conformada por dos dispositivos de rigidez efectiva 40 y 70 ton/m que luego de realizar balance torsional se logró reducir la excentricidad natural. La figura 6.3 muestra la distribución de los dispositivos en planta.

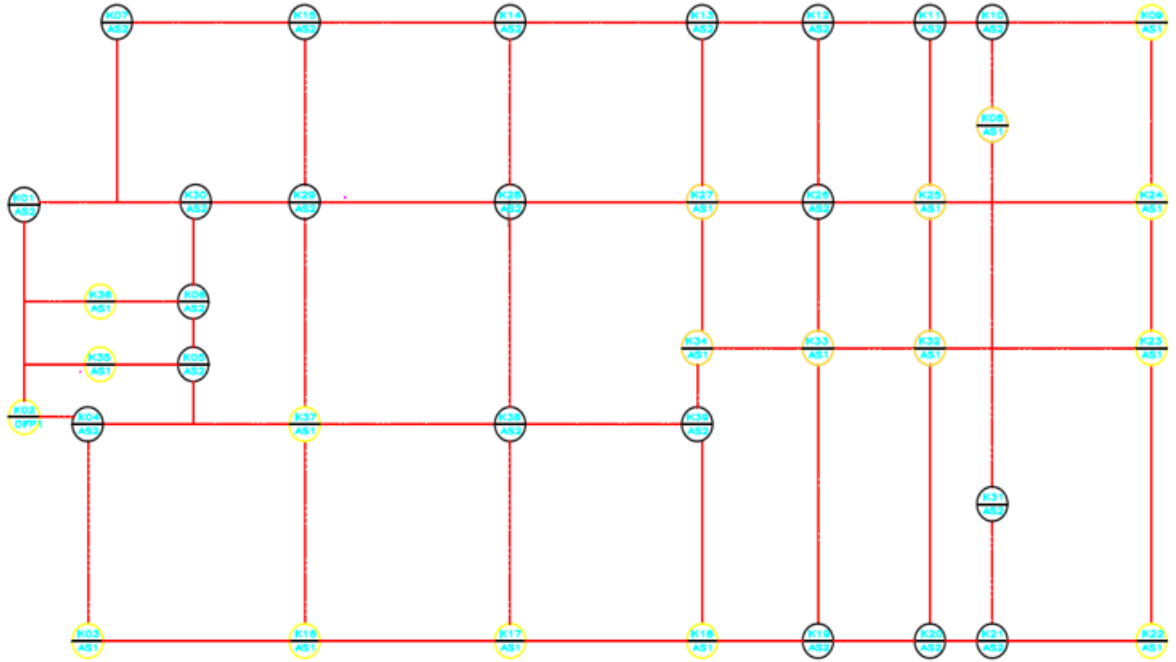


Figura 6.3: Distribución de dispositivos del Sistema de Aislamiento

Al realizar la distribución final de rigidez se obtuvo una masa participativa mayor al 90 %, es decir, la mayor parte de la masa tiene el periodo de los modos fundamentales. En la tabla 6.5, se muestra los resultados modales exportados del programa ETABS.

MODO	PERIODO	UX (%)	UY (%)	UZ (%)
1	4.187	0.00%	91.39%	8.52%
2	4.099	99.86%	0.02%	0.02%
3	3.299	0.01%	8.53%	91.40%

Tabla 6.5: Modos sin excentricidad accidental del bloque 3 – Segunda forma de distribución de rigidez

La segunda forma de distribución de rigidez nos da resultados recomendados para bases aisladas. Por lo tanto, se adopta la distribución y se agrega la excentricidad accidental de acuerdo a la norma.

Resultados Modales

En cada dirección de análisis, se debe considerar la excentricidad accidental igual a 5% de la dimensión en la dirección perpendicular de la dirección de análisis. Es importante precisar, que para el análisis y diseño se debe considerar el caso más desfavorable de la excentricidad accidental para cada dirección. Se recomienda que, para estructuras aisladas la masa participativa en los modos fundamentales no sea menor del 85%.

MODO	PERIODO	UX (%)	UY (%)	UZ (%)
1	4.125	0.35%	95.47%	4.08%
2	4.099	99.51%	0.31%	0.06%
3	3.361	0.02%	4.14%	95.79%

Tabla 6.6: Modos con excentricidad accidental positiva de 5% en la dirección X

MODO	PERIODO	UX (%)	UY (%)	UZ (%)
1	4.269	0.00%	87.09%	12.81%
2	4.099	99.87%	0.01%	0.01%
3	3.242	0.01%	12.82%	87.11%

Tabla 6.7: Modos con excentricidad accidental negativa de 5% en la dirección X

MODO	PERIODO	UX (%)	UY (%)	UZ (%)
1	4.192	5.35%	85.58%	8.98%
2	4.100	94.01%	5.86%	0.00%
3	3.299	0.52%	8.47%	90.95%

Tabla 6.8: Modos con excentricidad accidental positiva de 5% en la dirección Y

MODO	PERIODO	UX (%)	UY (%)	UZ (%)
1	4.192	5.29%	85.97%	8.64%
2	4.096	94.35%	5.49%	0.05%
3	3.298	0.24%	8.45%	91.25%

Tabla 6.9: Modos con excentricidad accidental negativa de 5% en la dirección Y

El porcentaje de participación modal en las cuatro posiciones de la excentricidad accidental fueron superior al 85%.

Diseño Preliminar con Análisis Modal Espectral

La Norma Técnica Peruana E031 establece que la máxima deriva en la superestructura mediante análisis modal no debe ser mayor a 3.5%.

El espectro de diseño se define mediante la ecuación 4.4, para una zona 4 y suelo S3. La carga estará formada por la suma del 100% de la acción sísmica en la dirección de análisis y el 30% de la dirección perpendicular. En la figura 6.4 se muestra el espectro de diseño utilizado.

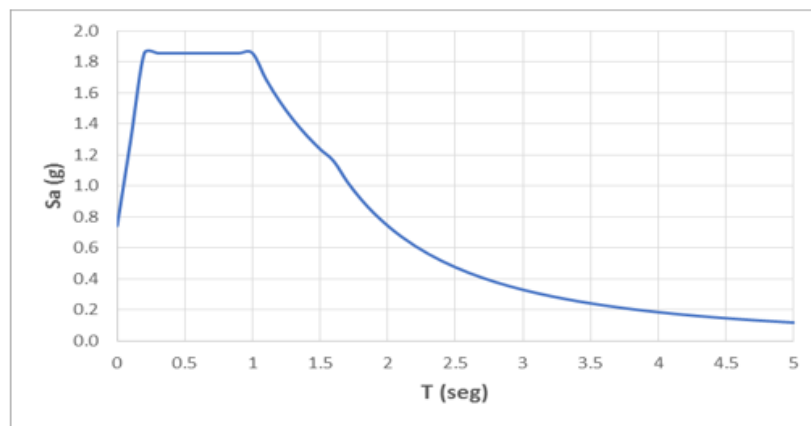


Figura 6.4: Espectro de Diseño E031

Para representar la fracción de amortiguamiento equivalente del sistema de aislamiento existen tres formas, si se elige una forma se debe evitar el empleo de las demás para que los resultados no sean erróneos:

- a) Primera Forma: Coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente C;

Consiste en calcular el amortiguamiento efectivo de cada dispositivo. Para nuestro caso al tener dos tipos de aisladores, se calculó el coeficiente C_b de todo el sistema mediante la expresión (5.1).

$$C_b = 2\xi_b \sqrt{(m_s + m_b)K_b} \quad (5.1)$$

$$C_b = 398.99 \text{ Ton. seg/m}$$

Luego, el valor de C_b se distribuyó en forma proporcional a la rigidez de cada dispositivo.

Tipo de Aislador	Numero de dispositivos	Rigidez Efectiva (Keff)	Coefficiente de Amortiguamiento	Total (Ton.seg/m)
LRB-01	18	70	13.299	239.39
LRB-02	21	40	7.599	159.59
			TOTAL	398.99

Tabla 6.10: Coeficiente de amortiguamiento de cada dispositivo

Para los modos fundamentales se asignó un amortiguamiento modal nulo y para los demás modos un amortiguamiento de 5%. La respuesta de pseudo aceleraciones se obtuvo para un amortiguamiento del 5%.

- b) Segunda Forma: Amortiguamiento en el caso modal; Supone establecer directamente el amortiguamiento objetivo del sistema de aislamiento en los modos fundamentales, mientras que en el resto de modos se asignó un amortiguamiento típico del 5%. Además, la constante de amortiguamiento de cada dispositivo fue nula, con el fin de evitar resultados erróneos. La respuesta de pseudo aceleraciones se obtuvo para un amortiguamiento del 5%.
- c) Tercera Forma: Modificación de la función espectral; La tercera forma utiliza un factor de amortiguamiento B de la tabla 4.5, que reduce la respuesta espectral en la zona de periodos del sistema de aislamiento. En nuestro caso el menor periodo es el tercer modo con 3.298 segundos, por lo que se redujeron los valores espectrales desde $T=3.20$ segundos. Además, se asignó el amortiguamiento típico de 5% para todos los modos y la constante de amortiguamiento de cada dispositivo debe ser nula para evitar amortiguamientos modales adicionales.

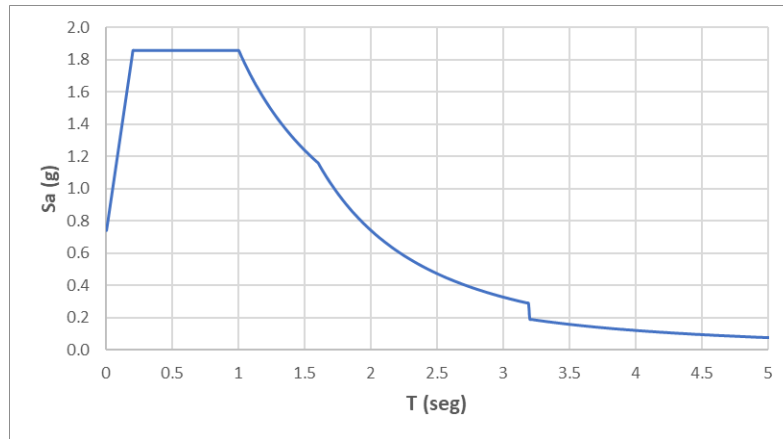


Figura 6.5: Espectro de Diseño E031 – Reducido por B en T=3.20seg

Los resultados obtenidos por las tres formas de representar la fracción del amortiguamiento se muestran en la tabla 6.11 y 6.12 para las direcciones X e Y respectivamente.

U1 (X-X)	Primera Forma	Segunda Forma	Tercera Forma
Desplazamiento en el nivel base (cm)	52.8109	51.4242	52.6943
Desplazamiento en la azotea (cm)	58.4202	56.8924	58.2989
Deriva máxima de entrepiso	2.724‰	2.700 ‰	2.743 ‰
Aceleración absoluta máxima (g)	0.17	0.18	0.18
Cortante de entrepiso (ton)	1102.35	1073.49	1092.97

Tabla 6.11: Resumen de Resultados del Análisis Modal en la dirección X-X

U2 (Y-Y)	Primera Forma	Segunda Forma	Tercera Forma
Desplazamiento en el nivel base (cm)	61.042	59.003	69.812
Desplazamiento en la azotea (cm)	67.240	64.996	76.761
Deriva máxima de entrepiso	2.817 ‰	2.774 ‰	3.104‰
Aceleración absoluta máxima (g)	0.18	0.19	0.22
Cortante de entrepiso (ton)	1061.76	1033.96	990.72

Tabla 6.12: Resumen de Resultados del Análisis Modal en la dirección Y-Y

Las derivas en la dirección Y-Y son más críticas que en la dirección X-X, además los valores obtenidos son muy similares en las diferentes formas de representar el amortiguamiento y son inferiores a lo establecido por la norma peruana.

6.1.5. Análisis de Irregularidades

En la norma técnica E031 de aislamiento se establece que para una edificación de categoría A ubicado en zona 4 no se permite irregularidades extremas. En la tabla 4.1 se muestra las restricciones.

Se realizó el análisis de irregularidades extremas, de acuerdo a la norma E030 Diseño Sismo Resistente.

Irregularidad en Altura

- Irregularidad extrema de Rigidez: Existe cuando en cualquier dirección de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que el 70% de la media de rigideces laterales de los tres pisos superiores adyacentes. En la tabla 6.13, se puede ver que todos los valores superan el 0.6.
- Irregularidad extrema de Resistencia: Existe cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior. En la tabla 6.13, se puede ver que todos los valores superan el 0.65.

Por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad extrema en altura.

Nivel	Rigidez X (ton/m)	Condición 1	Condición 2	Rigidez Y (ton/m)	Condición 1	Condición 2
6	17,030.86	-	-	13,881.32	-	-
5	32,670.35	1.92	-	29,424.64	2.12	-
4	42,306.43	1.29	-	42,739.52	1.42	-
3	49,968.19	1.18	1.63	52,713.73	1.26	1.86
2	60,288.74	1.21	1.45	65,417.26	1.24	1.58
1	82,220.33	1.36	1.62	83,690.90	1.28	1.57

Tabla 6.13: Rigidez Lateral en dirección X-X e Y-Y

Irregularidad en Planta

- Irregularidad Torsional Extrema: Se da en cualquier dirección de análisis, y se cumple que en un entrepiso el máximo desplazamiento relativo en un extremo del edificio (incluyendo excentricidad accidental) en la dirección de análisis, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso el mismo caso de carga. En la tabla 6.14, se puede ver que ninguno de los valores supera lo

establecido, es decir, la estructura no presenta irregularidad extrema en planta.

Nivel	Desplazamiento máximo X (m)	Desplazamiento promedio X (m)	Ratio	Desplazamiento máximo Y (m)	Desplazamiento promedio Y (m)	Ratio
6	0.594	0.586	1.014	0.806	0.633	1.272
5	0.587	0.579	1.014	0.795	0.625	1.272
4	0.579	0.571	1.015	0.784	0.617	1.271
3	0.570	0.561	1.015	0.772	0.608	1.270
2	0.559	0.551	1.015	0.760	0.599	1.268
1	0.548	0.540	1.015	0.747	0.590	1.266

Tabla 6.14: Desplazamientos máximos de entresijos X-X e Y-Y

6.1.6. Efectos de las Cargas Sísmicas

Carga Vertical Mínima

Esta combinación de carga sirve para verificar que en los dispositivos no existan fuerzas de tracción. En la tabla 6.15 se muestra las reacciones en la base con la Carga mínima vertical definido en el numeral 4.1.3.3. Todos los dispositivos se encuentran trabajando a compresión, por lo que, el sistema de aislamiento se considera estable bajo la carga vertical mínima.

Unique Name	Comb. Carga	Fz (Ton)
A02	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	29.14
A06	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	12.37
B01	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	55.73
B02	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	36.82
C03	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	53.46
C05	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	71.02
C07	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	39.51
D03	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	72.27
D05	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	110.00
D06	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	55.68
E01	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	89.23
E02	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	113.33
Unique Name	Comb. Carga	Fz (Ton)

Unique Name	Comb. Carga	Fz (Ton)
G04	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	123.85
G06	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	119.61
G07	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	83.44
H01	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	78.12
H04	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	109.25
H06	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	106.03
H07	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	64.39
I01	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	51.23
I04	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	96.61
I06	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	90.04
I07	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	49.26
L01	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	51.23
Unique Name	Comb. Carga	Fz (Ton)

E06	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	93.64
E07	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	60.13
F01	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	116.64
F02	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	160.70
F06	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	141.94
F07	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	93.43
G01	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	101.90
G02	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	124.73

L02	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	76.07
L06	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	66.54
L07	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	45.10
M01	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	31.33
M04	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	53.95
M06	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	48.90
M07	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	27.73
I07	S05= 0.9CM-(CHSX+CSV)	76.07

Tabla 6.15: Reacciones en la Base con Carga Mínima Vertical

6.1.7. Parámetros Bilineales de los Dispositivos

Se ha verificado que el edificio cumple con las derivas modales, no presenta irregularidad extrema y es estable bajo las combinaciones de carga. Por lo tanto, se procede a calcular las propiedades bilineales de los dispositivos.

6.1.7.1. Propiedades Nominales

A través de hojas de cálculo se determinó las propiedades bilineales con los siguientes datos de entrada:

LRB-01

- Rigidez efectiva equivalente (K_{eff}) = 70 Ton/m
- Amortiguamiento equivalente (ξ_{eff}) = 15%
- Desplazamiento Máximo (D_m) = 54.67 cm
- Relación de rigideces (K_1/K_2) = 10

Con la ecuación (3.14) se calculó el Desplazamiento de fluencia (D_y)

$$2\Pi\xi D = \frac{4D_y(\alpha-1)(D-D_y)}{D+(\alpha-1)D_y}$$

$$2\Pi(0.10)(54.67) = \frac{4D_y(10-1)(54.67-D_y)}{54.67+(10-1)D_y}$$

$$D_y = 1,96 \text{ cm}$$

Con la ecuación (3.13) se calculó la rigidez post fluencia (K_d ó K_2)

$$K_2 = \frac{K_{eff} \cdot D}{D + (\alpha - 1)D_y}$$

$$K_2 = \frac{(70) \cdot (54.67)}{54.67 + (10 - 1)(1.96)}$$

$$K_2 = 52,89 \text{ Ton/m}$$

Con la ecuación (3.12) se calculó la rigidez inicial (K1)

$$K_1 = \alpha K_2$$

$$K_1 = 10 (52.89)$$

$$K_1 = 528.92 \text{ Ton/m}$$

Con la ecuación (3.2) se calculó la Fuerza Característica (Q)

$$Q = D_y(K_1 - K_2)$$

$$Q = (1.96) (528.92 - 52.89)$$

$$Q = 9,35 \text{ Ton}$$

Con la ecuación (3.3) se calculó la Fuerza de fluencia (Fy)

$$F_y = Q + K_2 D_y$$

$$F_y = 9.35 + (52.89)(1.96/100)$$

$$F_y = 10,39 \text{ Ton}$$

Con la ecuación (3.3) se calculó la Energía Disipada (E_{DC})

$$E_{DC} = 4Q(D_M - D_y)$$

$$E_{DC} = 4(9.35)(0.546 - 0.019)$$

$$E_{DC} = 19,72 \text{ Tonm}$$

A continuación, se resumen las propiedades nominales del dispositivo.

Propiedad	Valor
Keff (Ton/m)	70
K1 (Ton/m)	528.92
K2 (Ton/m)	52.89
Q (Ton)	9.35
Fy (Ton)	10.39
E _{DC} (Tonm)	19.72

Tabla 6.16: Propiedades Nominales de los dispositivos LRB-01

LRB-02

- Rigidez efectiva equivalente (Keff) = 40 Ton/m
- Amortiguamiento equivalente (ξ_{eff}) = 15%
- Desplazamiento Máximo (Dm) = 54.67 cm
- Relación de rigideces (K1/K2) = 10

Con la ecuación (3.14) se calculó el Desplazamiento de fluencia (Dy)

$$2\Pi\xi D = \frac{4D_y(\alpha-1)(D-D_y)}{D+(\alpha-1)D_y}$$

$$2\Pi(0.10)(54.67) = \frac{4D_y(10-1)(54.67-D_y)}{54.67+(10-1)D_y}$$

$$D_y = 1,96 \text{ cm}$$

Con la ecuación (3.13) se calculó la rigidez post fluencia (Kd ó K2)

$$K_2 = \frac{K_{eff} \cdot D}{D + (\alpha - 1)D_y}$$

$$K_2 = \frac{(40) \cdot (54.67)}{54.67 + (10 - 1)(1.96)}$$

$$K_2 = 30,22 \text{ Ton/m}$$

Con la ecuación (3.12) se calculó la rigidez inicial (K1)

$$K_1 = \alpha K_2$$

$$K_1 = 10 (30.22)$$

$$K_1 = 302.24 \text{ Ton/m}$$

Con la ecuación (3.2) se calculó la Fuerza Característica (Q)

$$Q = D_y(K_1 - K_2)$$

$$Q = (1.96) (302.24 - 30.22)$$

$$Q = 5,34 \text{ Ton}$$

Con la ecuación (3.3) se calculó la Fuerza de fluencia (F_y)

$$F_y = Q + K_2 D_y$$

$$F_y = 5.34 + (30.22)(1.96/100)$$

$$F_y = 5,94 \text{ Ton}$$

Con la ecuación (3.3) se calculó la Energía Disipada (E_{DC})

$$E_{DC} = 4Q(D_M - D_y)$$

$$E_{DC} = 4(5.34)(0.546 - 0.019)$$

$$E_{DC} = 11,27 \text{ Tonm}$$

A continuación, se resumen las propiedades nominales del dispositivo.

Propiedad	Valor
Keff (Ton/m)	40
K1 (Ton/m)	302.24
K2 (Ton/m)	30.22
Q (Ton)	5.34
Fy (Ton)	5.94
E _{DC} (Tonm)	11.27

Tabla 6.17: Propiedades Nominales de los dispositivos LRB-02

6.1.7.2. Propiedades del Límite Superior e Inferior

La N.T.P. E-031 al igual que el ASCE/SE 7-16 ofrece dos tablas de Factores de Modificación para las propiedades de los aisladores, estas tablas se mostraron en el ítem 4.1.5 del presente informe.

Los factores de modificación máximo y mínimo se tomarán de la tabla 4.2 para aisladores LRB. En la tabla 6.18 se muestran los valores de los factores que se emplearon para hallar el rango de propiedades de los aisladores LRB.

AISLADOR DE CAUCHO CON NUCLEO DE PLOMO (LRB)		
	Rigidez Post Fluencia (K2)	Fuerza Característica (Q)
λ_{MAX}	1,3	1,5
λ_{MIN}	0,8	0,8

Tabla 6.18: Factores de Modificación para dispositivos LRB

Para calcular las propiedades máximas y mínimas se usaron los factores de modificación de la tabla 6.18, obteniendo como valores fijos la rigidez post fluencia y la fuerza característica. Luego, a través de un proceso iterativo donde se partió estimando el desplazamiento estático para un amortiguamiento del 5% se calculó el resto de parámetros hasta obtener el amortiguamiento efectivo del dispositivo, con el cual se calcula el factor de amortiguamiento “BM” mostrados en la tabla 4.5 para hallar el nuevo desplazamiento.

El proceso iterativo finaliza cuando los desplazamientos estáticos y amortiguamiento efectivo convergen con la iteración anterior.

En la tabla 6.19 y 6.20 se muestran el resumen de los límites superiores e inferiores de las propiedades nominales de los dispositivos

	NOMINAL	LIMITE SUPERIOR	LIMITE INFERIOR
Keff (Ton/m)	70	95.62	56
C (Ton.s/m)	11.66	15.55	10.43
EDC (Tonm)	19.72	28.03	15.77
Q (Ton)	9.35	14.03	7.48
K2 (Ton/m)	52.89	68.76	42.31
K1 (Ton/m)	528.92	687.59	423.13
Fy (Ton)	10.39	15.59	8.31
α	10	10	10

Tabla 6.19: Propiedades Nominales, Limite Superior e Inferior de los dispositivos LRB-01

	NOMINAL	LIMITE SUPERIOR	LIMITE INFERIOR
Keff (Ton/m)	40	54.64	32
C (Ton.s/m)	8.81	11.75	7.88
EDC (Tonm)	11.27	16.02	9.01
Q (Ton)	5.34	8.02	4.28
K2 (Ton/m)	30.22	39.29	24.18
K1 (Ton/m)	302.24	392.91	241.79
Fy (Ton)	5.94	8.91	4.75
α	10	10	10

Tabla 6.20: Propiedades Nominales, Limite Superior e Inferior de los dispositivos LRB-02

En la tabla 6.21 se muestra los periodos del sistema de aislamiento utilizando las propiedades mínimas y máximas.

	NOMINAL	LIMITE SUPERIOR	LIMITE INFERIOR
T_M (seg)	4.188	3.610	4.663

Tabla 6.21: Periodo del Sistema de aislamiento utilizando las propiedades Nominales, Mínimas y Máximas

6.1.8. Diseño definitivo usando Análisis Tiempo Historia no lineal

Para realizar el análisis tiempo historia no lineal, se necesita como mínimo 7 pares de registros los cuales se deben obtener de eventos sísmicos donde la magnitud, mecanismos de falla y condiciones locales del terreno sean concordantes con el sismo máximo considerado de nuestro espectro de sitio.

En nuestro caso, el proyecto está ubicado en la ciudad de Tumbes que presenta un suelo flexible con velocidad de propagación de ondas de corte menor a 180 m/s, como se conoce los suelos flexibles amplifican la aceleración del suelo en un movimiento sísmico, sin embargo, es difícil conseguir registros representativos de estos suelos debido a la joven red acelerográfica que se tiene en el país, por lo que se optó por utilizar registros del evento sísmico en el país de Ecuador en el 2016, así mismo, se usará los registros de las estaciones de Angol y Curicó del evento sísmico de Maule 2010 (Chile), además de los registros sísmicos peruanos de Lima 1966, Huaraz 1970, Lima 1974 y Pisco e Ica 2007. Todos estos eventos sísmicos tienen una particularidad que los une y es que el mecanismo de fuente es por subducción de las placas de nazca y sudamericana debido a que estos tres países se encuentran en el cinturón de fuego del pacífico (figura 6.6).

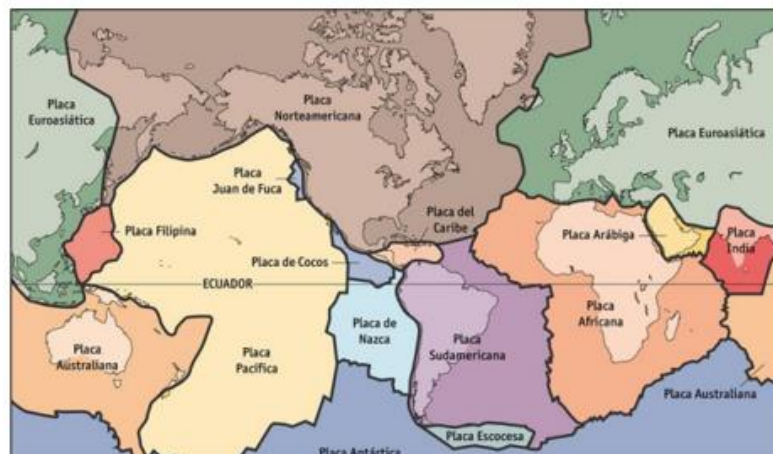


Figura 6.6: Placas tectónicas de la superficie de la tierra

Tratamiento de los registros de aceleración

En nuestro proyecto de investigación se utilizaron 7 registros sísmicos:

- Acelerograma del sismo de 1966 (Lima y Callao / Perú), estación Parque de la Reserva en Lima.
- Acelerograma del sismo de 1970 (Huaraz / Perú), estación Parque de la Reserva en Lima.
- Acelerograma del sismo de 1974 (Lima y Callao / Perú), estación Parque de la Reserva en Lima.
- Acelerograma del sismo de 2007 (Pisco / Perú), estación Universidad Nacional San Luis Gonzaga.
- Acelerograma del sismo de 2010 (Curicó / Chile), estación en Curicó.
- Acelerograma del sismo de 2010 (Angol / Chile), estación en Angol.
- Acelerograma del sismo de 2016 (Pedernales / Ecuador), estación en Pedernales.

Los registros de aceleración poseían solo corrección instrumental, debido a ello con el programa Seismo Signal se corrigió por línea base y filtrado de frecuencias por ruido. En la figura 6.7 se muestra la corrección del Acelerograma del sismo de Chile 2010.

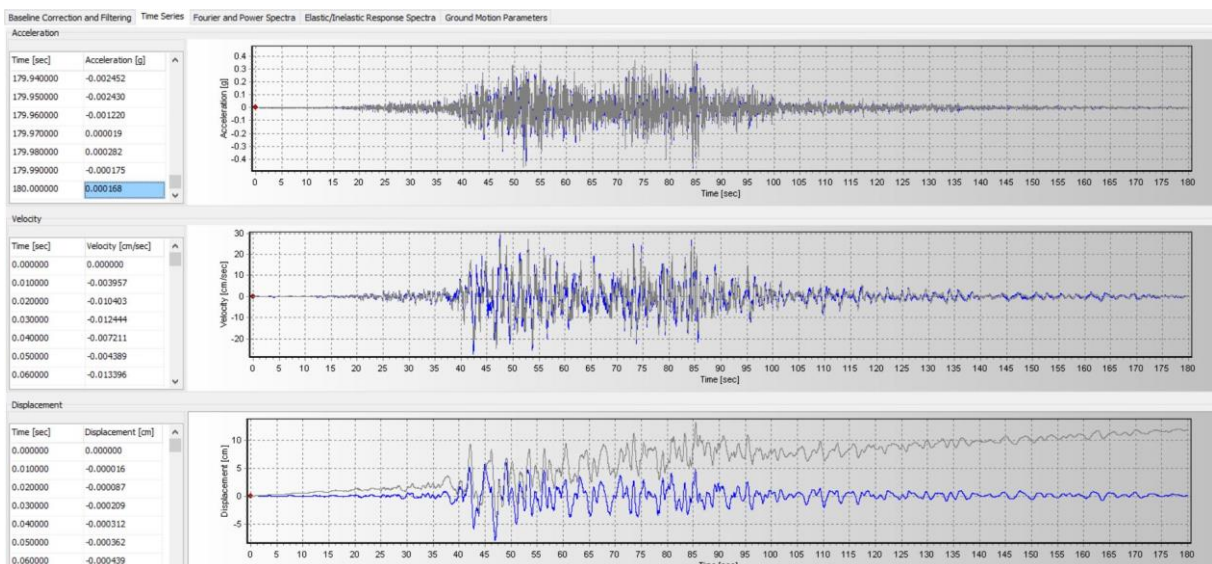


Figura 6.7: Filtrado y Corrección por Línea Base del registro Chile 2010, estación Curicó

Luego, los registros corregidos tienen que ser compatibles con el espectro de la Norma E031 en el rango de $0.20 T_{M1}$ y $1.25 T_{M2}$, para ello con el software Seismo Match se obtuvo las señales espectro compatibles. El rango de periodos se define utilizando los valores calculados en la tabla 6.21, siendo $0.20 \times 3.610 = 0.722$ seg y $1.25 \times 4.663 = 5.829$ seg. En la figura 6.8 y 6.9 se muestra el espectro compatible del registro Norte-Sur y Este-Oeste del sismo de Chile 2010, estación Curicó.

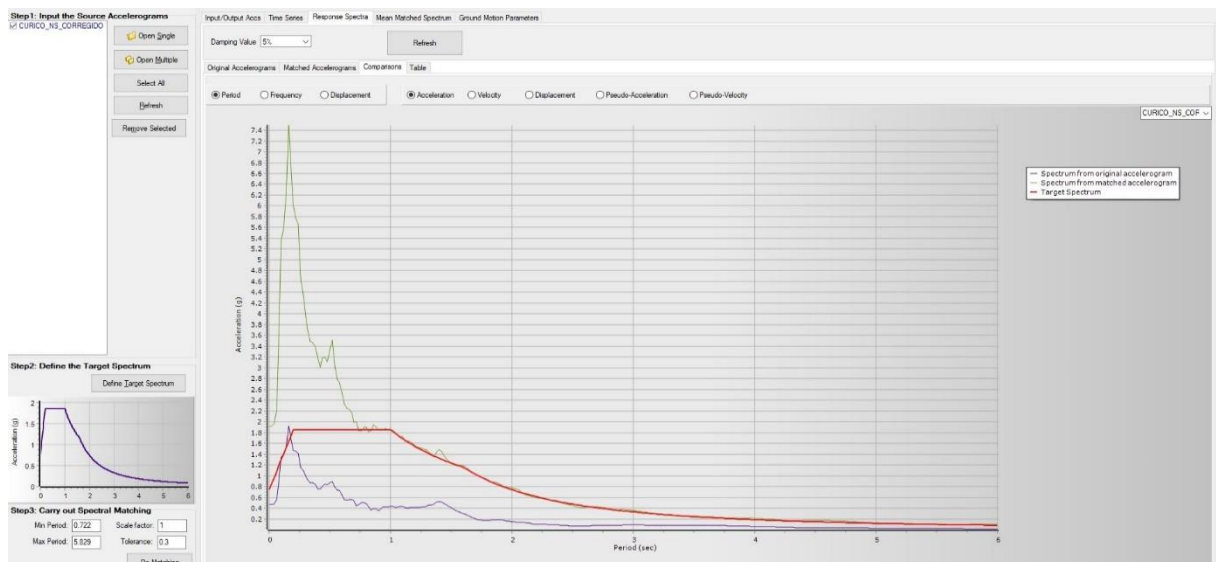


Figura 6.8: Espectro Compatible de la dirección Norte-Sur del registro Chile 2010, estación Curicó.

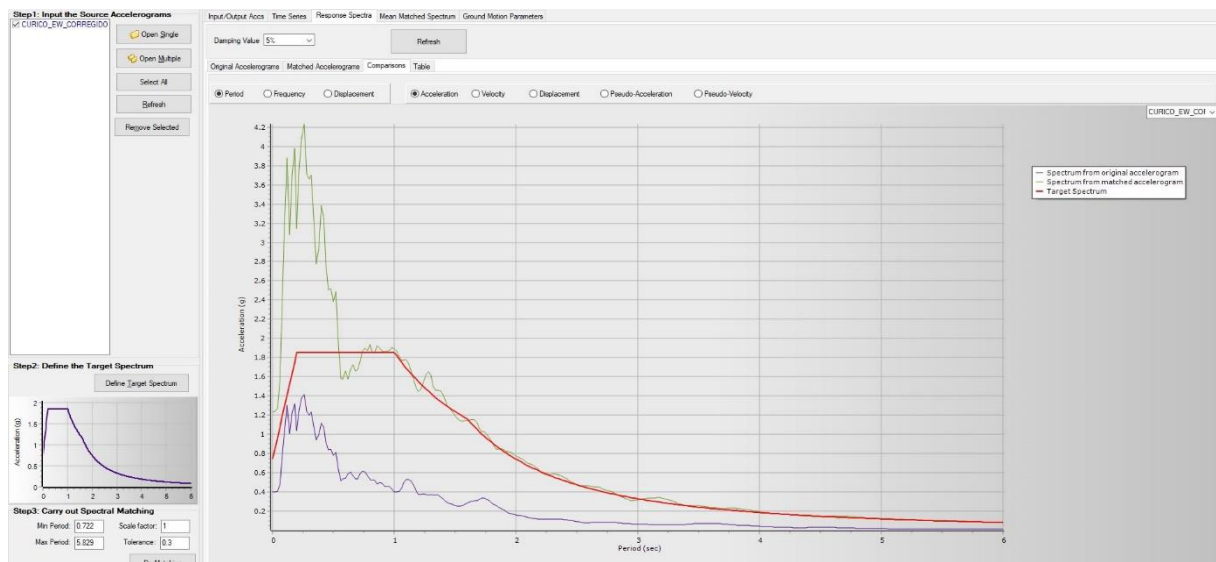


Figura 6.9: Espectro Compatible de la dirección Este-Oeste del registro Chile 2010, estación Curicó.

En total se obtienen 14 espectros compatibles (7 en la dirección NS y 7 en la dirección EO). Luego, a la mayor y menor componente de cada espectro compatible de una estación se le multiplica por los factores 0.90 y 0.44 respectivamente, obteniendo mediante la combinación SRSS 7 espectros de Registros. En la figura 6.10 se muestra el proceso de obtención del Espectro de Registro Curicó 2010, mediante combinación SRSS.

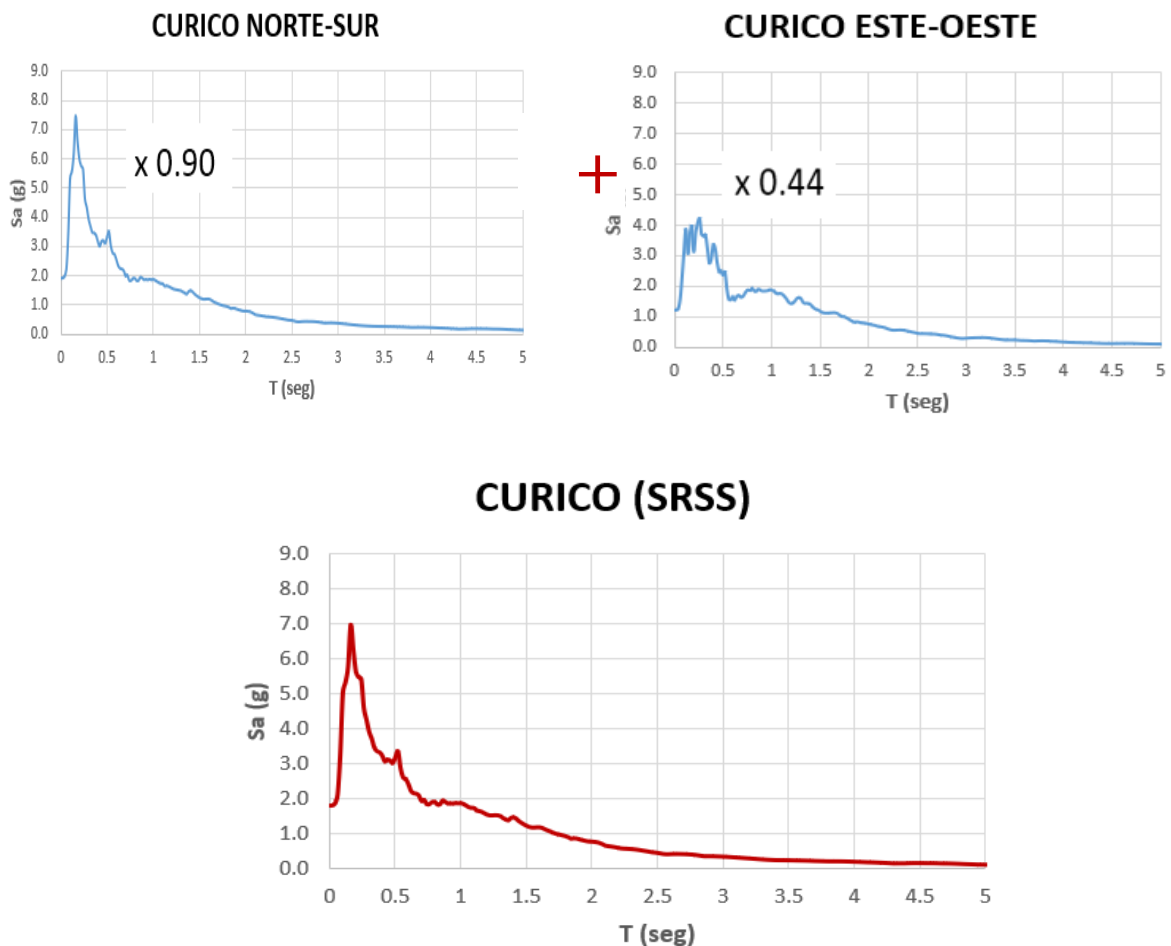


Figura 6.10: Proceso de obtención de Espectro de Registro Curicó 2010, mediante combinación SRSS.

Finalmente, luego de obtener los espectros de registro se tiene que hallar los factores de escalamiento. A continuación, en la tabla 6.22 se muestra el cálculo para obtener el factor de escalamiento para el Espectro de Registro de Curicó 2010, como se puede ver el factor de escalamiento es el promedio de los valores obtenidos de dividir la pseudo aceleración de la Norma E031 entre la pseudo aceleración del Espectro de Registro para el rango de periodos entre 0.722 seg y 5.829 seg, siendo este valor inferior a 1, por lo tanto, se adopta FE igual a 1.

NORMA E-031		SRSS PEDERN2016		E031/SRSS
T	1,5ZSCg	T	1,5ZSCg	Sam/ Sa (SRSS)
0.72	1.856	0.72	1.962	0.945
0.74	1.856	0.74	1.840	1.008
0.76	1.856	0.76	1.847	1.004
0.80	1.856	0.80	1.915	0.969
0.85	1.856	0.85	1.839	0.954
0.90	1.856	0.90	1.859	0.998
1.0	1.856	1.0	1.876	0.989
1.10	1.687	1.10	1.739	0.970
1.20	1.546	1.20	1.544	1.001
1.40	1.325	1.40	1.574	0.899
1.60	1.160	1.60	1.185	0.978
1.80	0.917	1.80	0.931	0.984
2.0	0.742	2.0	0.779	0.952
2.5	0.475	2.5	0.459	1.034
3.0	0.330	3.0	0.352	0.935
3.5	0.242	3.5	0.249	0.970
4	0.186	4	0.2107	0.893
4.5	0.147	4.5	0.169	0.864
5.0	0.119	5.0	0.124	0.956
5.50	0.098	5.50	0.102	0.962
5.82	0.087	5.82	0.096	0.909
			Promedio	0.957

Tabla 6.22: Factor de escalamiento del Espectro de Registro de Curicó 2010.

Este proceso se realiza para todas las señales que se considerarán en el análisis tiempo-historia. En la tabla 6.23 se muestran los factores de escalamiento para cada espectro de registro, factores para las señales espectro compatibles y los utilizados en el programa ETABS para los registros compatibles.

REGISTRO	FE	FT	FACTOR ETABS
CURICO N-S	1.00	0.90	8.825
CURICO E-W	1.00	0.44	4.315
ANGOL N-S	1.00	0.90	8.825
ANGOL E-W	1.00	0.44	4.315
LIMA 1966 N-S	1.00	0.90	8.825
LIMA 1966 E-W	1.00	0.44	4.315
HUARAZ 1970 N-S	1.00	0.90	8.825
HUARAZ 1970 E-W	1.00	0.44	4.315
LIMA 1974 N-S	1.00	0.44	4.315
LIMA 1974 E-W	1.00	0.90	8.825
PISCO 2007 N-S	1.00	0.90	8.825
PISCO 2007 E-W	1.00	0.44	4.315
PEDERNALES 2016 N-S	1.00	0.44	4.315
PEDERNALES 2016 E-W	1.00	0.90	8.825

Tabla 6.23: Factor de escalamiento para los registros compatibles.

6.1.9. Resultados de Análisis Tiempo Historia No Lineal

La norma de aislamiento indica que los parámetros de interés se calculan para cada movimiento de terreno y el valor promedio se debe emplear para el diseño. A continuación, se muestra los resultados promedios e individuales para cada movimiento de terreno.

Desplazamientos

Los desplazamientos se calculan en base a los límites inferiores del sistema de aislamiento. En las tablas 6.24 y 6.25 se muestra el desplazamiento del sistema de aislamiento y la azotea para cada movimiento de suelo considerado en el análisis tiempo historia.

SEÑAL	SISTEMA DE AISLAMIENTO		AZOTEA	
	T (seg)	Desplazamiento (cm)	T (seg)	Desplazamiento (cm)
ANGOL 2010	57.38	34.05	57.38	36.93
CURICO 2010	46.680	38.66	46.685	44.25
HUARAZ 1970	25.26	39.17	25.22	42.98
LIMA 1966	20.84	30.36	20.84	34.35
LIMA 1974	12.94	46.20	12.94	50.92
PISCO 2007	95.72	43.39	95.72	47.09
PEDERNALES 2016	117.83	78.08	117.81	83.67

Tabla 6.24: Desplazamientos del Sistema de Aislamiento y Azotea en la dirección X-X

SEÑAL	SISTEMA DE AISLAMIENTO		AZOTEA	
	T (seg)	Desplazamiento (cm)	T (seg)	Desplazamiento (cm)
ANGOL 2010	57.40	37.57	57.40	40.83
CURICO 2010	46.87	46.58	46.71	51.54
HUARAZ 1970	25.32	43.61	25.32	46.54
LIMA 1966	20.84	35.03	20.84	35.66
LIMA 1974	12.96	48.23	12.96	52.99
PISCO 2007	95.81	46.77	95.82	50.72
PEDERNALES 2016	117.95	84.76	117.95	91.35

Tabla 6.25: Desplazamientos del Sistema de Aislamiento y Azotea en la dirección Y-Y

En la figura 6.11 y 6.12 se muestra el desplazamiento del sistema de aislamiento y la azotea en cada instante de tiempo para la dirección X-X e Y-Y respectivamente, originado por la señal de Pedernales. El desplazamiento máximo en el tiempo en la dirección x-x del sistema de aislamiento es de 78.08 cm y en la azotea es de 83.67 cm ocurridos en el instante de tiempo de 117.83 segundos y 117.81 segundos respectivamente, mientras que en la dirección y-y el máximo desplazamiento en el tiempo del sistema de aislamiento es de 84.76 cm y 91.35 cm en la azotea ambos ocurridos para el instante de tiempo de 117.95 segundos.

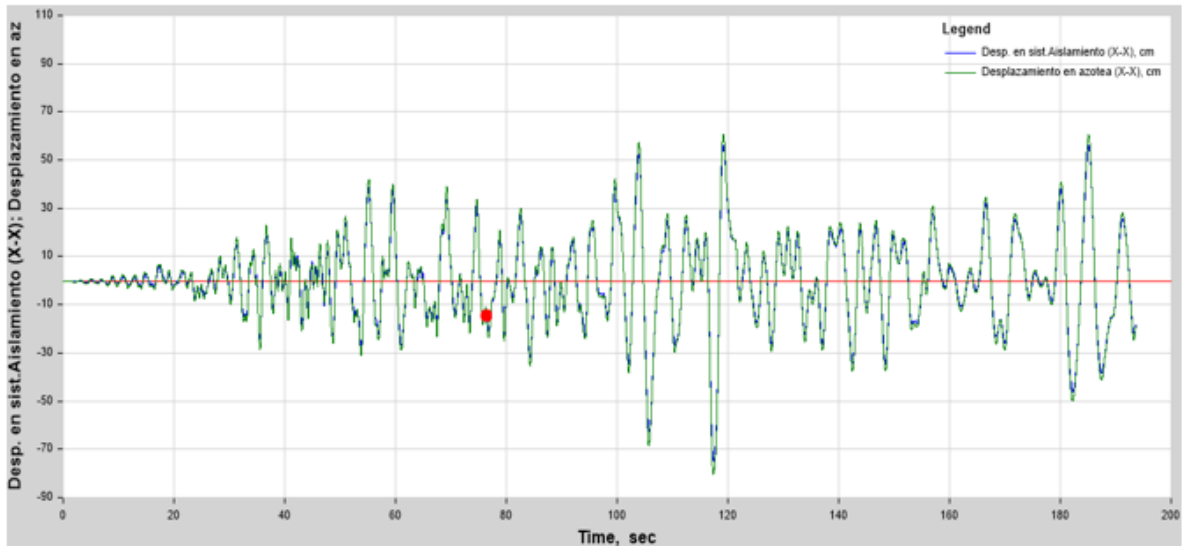


Figura 6.11: Desplazamiento x-x en el Tiempo del sistema de aislamiento y azotea (propiedades inferiores)

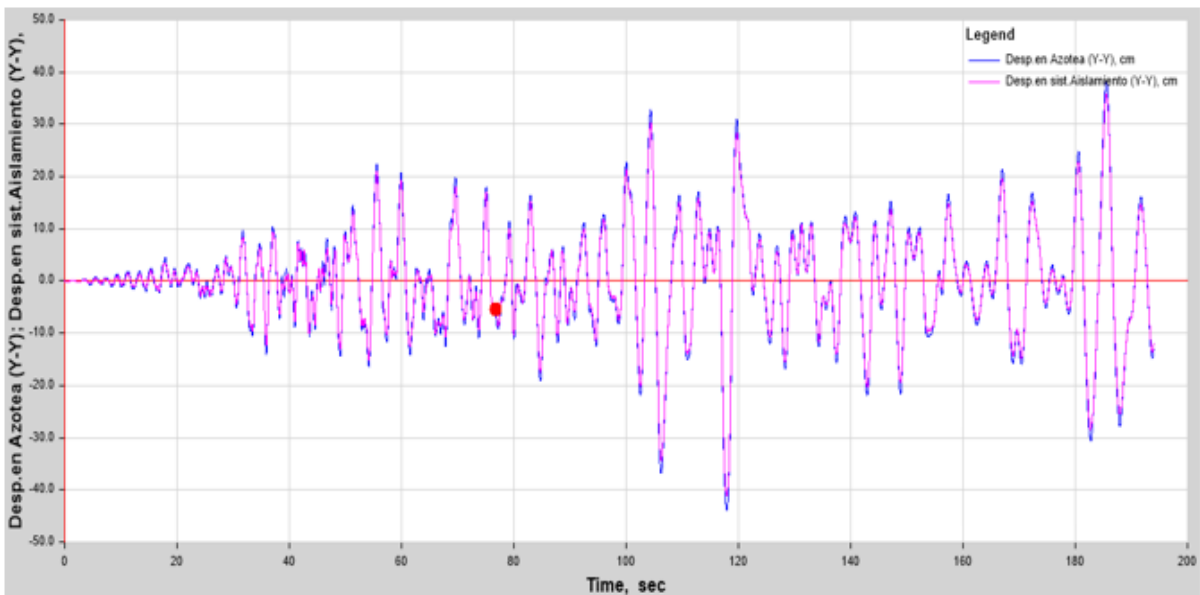


Figura 6.12: Desplazamiento y-y en el Tiempo del sistema de aislamiento y azotea (propiedades inferiores)

Derivas

Las derivas se calculan en base a las propiedades superiores. En la tabla 6.26 se muestra el resumen de las máximas derivas para cada entre piso en la dirección X e Y.

NIVEL	DERIVA MAXIMA X-X (‰)	DERIVA MAXIMA Y-Y (‰)
Piso 1	3.533	4.092
Piso 2	4.309	4.672
Piso 3	4.385	4.716
Piso 4	4.237	4.542
Piso 5	3.798	4.265
Piso 6	3.399	3.935

Tabla 6.26: Resumen de derivas máximas de entrepiso

Aceleraciones

Las aceleraciones se calculan en base a las propiedades superiores. En la tabla 6.27 se muestra el resumen de las máximas aceleraciones de piso en la dirección X e Y.

NIVEL	ACELERACION MAXIMA X- X (g)	ACELERACION MAXIMA Y- Y (g)
Losa de aislamiento	0.37	0.43
Piso 1	0.25	0.29
Piso 2	0.32	0.24
Piso 3	0.38	0.26
Piso 4	0.31	0.29
Piso 5	0.36	0.35
Piso 6	0.59	0.58

Tabla 6.27: Resumen de aceleraciones máximas de piso

Respuesta Promedio en el tiempo

Los parámetros de interés promedio se calculan a partir de los diagramas de histéresis de cada dispositivo considerando los límites inferiores y superiores. En las tablas 6.28, 6.29, 6.30 y 6.31 se muestran el resumen para los límites superiores e inferiores.

PARAMETROS	UNIDAD	ANGOL	CURICO	HUARAZ	LIMA66	LIMA74	PISCO	PEDERNALES	PROMEDIO
Despl.Losa de aislamiento	cm	33.25	32.60	30.41	37.20	35.82	33.38	64.91	38.22
Despl.extremo losa de aislamiento	cm	34.17	32.93	32.1	39.30	37.81	36.29	67.57	40.02
Vb	ton	1047.34	1061.93	1046.81	1056.98	1138.09	1125.28	1751.71	1175.45
Vb	% peso	12.68%	12.86%	12.67%	12.80%	13.78%	13.62%	21.21%	14.23%
Vs	ton	460.72	474.66	465.595	449.055	489.225	495.505	725.265	508.58
Vs	% peso	5.58%	5.75%	5.64%	5.44%	5.92%	6.00%	8.78%	6.16%
Keff	Ton/m	3151.55	3240.60	3358.54	3107.98	3183.12	3169.69	2526.33	3105.40
ξ	%	22.12	24.35	23.66	17.26	18.90	22.26	13.66	20.32
T	seg	3.25	3.2	3.15	3.27	3.23	3.24	3.63	3.28
Máxima deriva	‰	4.017	3.999	4.095	3.795	3.489	4.385	4.309	4.01
Aceleración Máxima	g	0.590	0.460	0.420	0.440	0.440	0.450	0.410	0.46
Fr	Ton	243.18	318.28	300.73	211.32	278.87	328.34	676.96	336.81
Fr	% peso	2.94%	3.85%	3.64%	2.56%	3.38%	3.97%	8.20%	4.08%

Tabla 6.28: Respuestas en el tiempo empleando las propiedades del límite superior en X-X

PARAMETROS	UNIDAD	ANGOL	CURICO	HUARAZ	LIMA66	LIMA74	PISCO	PEDERNALES	PROMEDIO
Despl.Losa de aislamiento	33.03	35.13	29.95	37.78	35.93	35.67	63.92	38.77	33.03
Despl.extremo losa de aislamiento	34.17	36.73	37.12	41.48	41.68	36.79	74.13	43.16	34.17
Vb	1072.52	1104.58	1011.41	1078.92	1127.09	1120.32	1702.05	1173.84	1072.52
Vb	12.98%	13.37%	12.24%	13.06%	13.64%	13.56%	20.60%	14.21%	12.98%
Vs	473.115	480.465	441.77	454.55	481.59	493.815	700.025	503.62	473.115
Vs	5.73%	5.82%	5.35%	5.50%	5.83%	5.98%	8.47%	6.10%	5.73%
Keff	3155.97	3169.82	2731.5	3025.24	2815.15	3042.93	2303.9	2892.07	3155.97
ξ	22.51	20.55	21.13	16.09	18.06	22.40	12.73	19.07	22.51
T	3.25	3.24	3.49	3.32	3.44	3.31	3.80	3.41	3.25
Máxima deriva	3.819	4.176	3.476	4.243	3.498	3.966	4.716	3.98	3.819
Aceleración Máxima	0.540	0.580	0.410	0.480	0.500	0.450	0.470	0.49	0.540
Fr	263.43	285.74	257.37	205.07	274.87	313.32	613.53	316.19	263.43
Fr	3.19%	3.46%	3.12%	2.48%	3.33%	3.79%	7.43%	3.83%	3.19%

Tabla 6.29: Respuestas en el tiempo empleando las propiedades del límite superior en Y-Y

PARAMETROS	UNIDAD	ANGOL	CURICO	HUARAZ	LIMA66	LIMA74	PISCO	PEDERNALES	PROMEDIO
Despl.Losa de aislamiento	cm	33.27	38.02	39.04	29.30	44.19	41.96	76.57	43.19
Despl.extremo losa de aislamiento	cm	34.05	38.66	39.17	30.37	46.21	43.39	78.08	44.28
Vb	ton	616.64	697.68	677.25	548.06	679.82	733.56	1184.16	733.88
Vb	% peso	7.46%	8.45%	8.20%	6.63%	8.23%	8.88%	14.34%	8.88%
Vs	ton	269.42	296.96	284.755	240.76	285.735	310.36	477.49	309.35
Vs	% peso	3.26%	3.59%	3.45%	2.91%	3.46%	3.76%	5.78%	3.74%
Keff	Ton/m	1892.96	1902.21	1856.16	1941.06	1632.03	1768.5	1563.45	1793.77
ξ	%	21.17	17.52	15.81	21.93	15.76	16.68	9.97	16.98
T	seg	4.19	4.18	4.23	4.14	4.51	4.34	4.61	4.31
Máxima deriva	‰	2.438	2.769	2.527	2.377	2.161	2.586	2.814	2.52
Aceleración Máxima	g	0.340	0.290	0.290	0.280	0.230	0.270	0.250	0.28
Fr	Ton	188.45	205.20	154.25	146.46	190.24	229.29	386.67	214.37
Fr	% peso	2.28%	2.48%	1.87%	1.77%	2.30%	2.78%	4.68%	2.60%

Tabla 6.30: Respuestas en el tiempo empleando las propiedades del limite inferior en X-X

PARAMETROS	UNIDAD	ANGOL	CURICO	HUARAZ	LIMA66	LIMA74	PISCO	PEDERNALES	PROMEDIO
Despl.Losa de aislamiento	cm	32.43	39.48	38.6	30.50	44.05	41.4	77.29	43.39
Despl.extremo losa de aislamiento	cm	37.57	46.58	43.62	35.04	48.23	46.77	84.76	48.94
Vb	ton	608.36	715.25	659.47	569.64	672.13	720.49	1175.04	731.48
Vb	% peso	7.36%	8.66%	7.98%	6.90%	8.14%	8.72%	14.22%	8.85%
Vs	ton	263.83	297.305	271.52	243.52	278.66	302.76	474.39	304.57
Vs	% peso	3.19%	3.60%	3.29%	2.95%	3.37%	3.67%	5.74%	3.69%
Keff	Ton/m	1664.29	1665.80	1828.39	1812.52	1661.37	1612.1	1356.78	1657.32
ξ	%	20.13	14.21	12.88	18.13	13.85	15.73	10.14	15.01
T	seg	4.47	4.47	4.26	4.28	4.47	4.54	4.95	4.49
Máxima deriva	‰	2.732	2.620	2.223	2.170	2.059	2.407	2.770	2.43
Aceleración Máxima	g	0.340	0.370	0.260	0.280	0.290	0.290	0.290	0.30
Fr	Ton	188.74	187.45	113.26	137.33	161.40	216.38	397.73	200.33
Fr	% peso	2.28%	2.27%	1.37%	1.66%	1.95%	2.62%	4.81%	2.43%

Tabla 6.31: Respuestas en el tiempo empleando las propiedades del limite inferior en Y-Y

6.2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO CON AISLADORES FRICCIONANTES DEL MÓDULO 3

Para la estructura con aisladores de base friccionantes, se utilizó inicialmente una superestructura sin muros de corte sin embargo las derivas luego del análisis tiempo historia estaban por encima de 5%. Finalmente, se optó por realizar el mismo modelado de la superestructura obtenida con los aisladores Elastoméricos.

6.2.1. Pre dimensionamiento del Sistema de Aislamiento

El tipo de aislador friccionante elegido es el péndulo de fricción de segunda generación.

El periodo objetivo de la estructura aislada será determinado considerando la superestructura indeformable, se consideró la mínima relación que recomienda la norma E031, es decir, 3 veces el periodo de la superestructura con base fija (modelo de un grado de libertad), sin embargo, las derivas en el análisis modal considerando los límites máximas del sistema de aislamiento resultaban estar por encima de lo permitido por la norma E031. Es por ello que finalmente se decide utilizar la relación de $T_b/T_f = 4,50$.

$$T_b = 4.50 \times 0.876 = 3.95 \text{ seg}$$

Se supondrá un amortiguamiento β_M igual a 20%, obteniéndose a partir de interpolar los valores de la tabla 4.5 un coeficiente de reducción B igual a 1,50.

Luego teniendo los valores de la masa y periodo objetivo, obtenemos a partir de la ecuación 4.10 la rigidez del sistema de aislamiento.

$$K_M = \frac{4\pi^2}{T_b^2} \times (M_b + M_s) = 2178 \text{ Ton/m}$$

A continuación, calculamos el valor de la ordenada de espectro elástico de pseudo aceleraciones correspondiente al sismo máximo considerado (S_a) con la ecuación 4.4.

$$S_{am} = 1,5ZUSCg \quad (4.4)$$

$$S_{am} = 1,5(0.45)(1)(1.10)(0.256)g$$

$$S_{am} = 0,190g$$

Calculamos el Desplazamiento máximo con la ecuación 4.10:

$$D_M = \frac{S_{aM} T_M^2}{4\pi^2 B_M} \quad (4.10)$$

$$D_M = \frac{(0.190g)3.95^2}{4\pi^2 \cdot (1,50)}$$

$$D_M = 49,20 \text{ cm}$$

Por lo tanto, ya se tienen los parámetros pre dimensionados de la estructura con aisladores friccionantes. La tabla 6.32 resume los parámetros.

Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
T fija	0.876 seg.	KM	2178 Ton/m
T obj.	3.95seg.	P	8440 Ton
β_M	20 %	Sa	0.190 g
BM	1,50	Dm	0.492 m

Tabla 6.32: *Parámetros pre dimensionados del sistema de aislamiento del Bloque 3 con aisladores friccionantes*

Para la distribución de dispositivos se consideró lo indicado en el capítulo VIII de la N.T.P. E031. En los dispositivos de péndulo de fricción, la rigidez efectiva no es una variable independiente desde donde se puede iniciar y a partir de ella lograr la mejor distribución en planta que logre obtener en el análisis modal masas participativas superiores al 90%.

Criterios de distribución

En los dispositivos de péndulo de fricción, la rigidez efectiva es una función del peso que llega desde la columna (ecuación 6.5). Por ello, para hallar una adecuada distribución en planta, previamente se tiene que calcular la rigidez efectiva a partir de suponer algunos parámetros de los aisladores.

$$K_{eff} = \frac{W}{R_{e1} + R_{e2}} + \frac{W\mu_e}{u} \quad (3.39)$$

$$K_{eff} = \frac{R\mu_e P + 0.246P}{0.492R} \quad (6.5)$$

Además, los dispositivos de péndulo de fricción tienen la particularidad de poder establecer una relación directa entre el periodo del sistema de aislamiento y el radio de curvatura (ecuación 3.41). Es por ello que, conociendo el desplazamiento máximo y periodo del sistema, se supondrá el coeficiente de fricción igual a 3.5% (se recomienda adoptar valores entre 1% a 18%) y se calculará el radio de curvatura necesario.

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g * \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{D_m}\right)}} \quad (3.41)$$

Finalmente despejando la variable “R” obtenemos la ecuación 6.6:

$$R = \frac{T_m^2 * g * D_m}{4\pi^2 * D_m - T_m^2 * g * \mu} \quad (6.6)$$

Ingresando los valores de las variables, obtenemos el radio de curvatura necesaria:

$$R = \frac{(3.95)^2 * (9.806) * (0.492)}{4\pi^2 * (0.492) - (3.95)^2 * (9.806) * (0.035)} = 5.35 \text{ m}$$

Cabe indicar que en aisladores DFP el radio de curvatura es el doble al de un aislador de péndulo simple, debido a las dos placas cóncavas. Por lo tanto, el radio de curvatura de cada placa es de 2.675 metros.

Conociendo el valor del coeficiente de fricción efectivo, radio de curvatura y obteniendo del programa ETABS el peso que llega a cada dispositivo de aislación, se procede a calcular la rigidez efectiva de cada aislador con la expresión 6.5. La tabla 6.33 muestra el resumen de la rigidez efectiva que tendría cada aislador DFP del sistema de aislamiento.

$$K_{eff} = \frac{R\mu_e P + 0.246P}{0.492R} \quad (6.5)$$

$$K_{eff} = \frac{(2.675)(3.5\%)P + 0.246P}{0.492(2.675)} = 0.258P$$

EJE	PESO SISMICO (TON)	KEFF (TON/M)
A02	130.98	33.799
A06	142.24	36.706
B01	236.95	61.146
B02	163.21	42.118
C03	163.64	42.229
C05	158.39	40.873
C07	215.54	55.621
D03	232.60	60.022
D05	229.66	59.264
D06	232.68	60.043
E01	327.37	84.48
E02	316.57	81.692

EJE	PESO SISMICO (TON)	KEFF (TON/M)
G04	262.34	67.699
G06	257.78	66.522
G07	243.16	62.749
H01	237.13	61.192
H04	239.09	61.698
H06	226.42	58.428
H07	198.83	51.31
I01	207.29	53.491
I04	213.94	55.209
I06	200.30	51.689
I07	169.31	43.692
L01	201.24	51.93

E06	269.11	69.445
E07	271.07	69.949
F01	337.62	87.123
F02	352.06	90.851
F06	318.07	82.08
F07	295.81	76.336
G01	279.28	72.069
G02	278.05	71.753

L02	192.72	49.732
L06	173.00	44.644
L07	165.14	42.615
M01	80.60	20.8
M04	98.56	25.434
M06	85.16	21.975
M07	53.16	13.718

Tabla 6.33: Rigidez efectiva de cada aislador de péndulo de segunda generación.

Se agruparon los dispositivos de acuerdo a determinados rangos de peso, tal como se muestra en la tabla 6.34, calculándose los pesos y rigideces promedio.

Rango de Peso	Cantidad	Peso Promedio	Keff Promedia	Keff Adoptado
< 100 Ton	4	79.36 Ton	20.48 Ton/m	36.39 Ton/m
100 <> 200 Ton	10	165.75 Ton	42.77 Ton/m	
200 <> 300 Ton	20	241.47 Ton	62.31 Ton/m	62.19 Ton/m
> 300 Ton	5	330.34 Ton	85.24 Ton/m	85.16 Ton/m

Tabla 6.34: Agrupación de dispositivos DFP según el peso actuante

Los dispositivos con peso menor a 100 toneladas se agruparon con los dispositivos entre el rango de 100 a 200 toneladas. Finalmente, se optó por tener tres tipos de aislador de segunda generación. El cálculo de la rigidez efectiva adoptada se muestra más adelante en las propiedades bilineales de las unidades. La figura 6.13 muestra la distribución de los dispositivos del sistema de aislamiento.

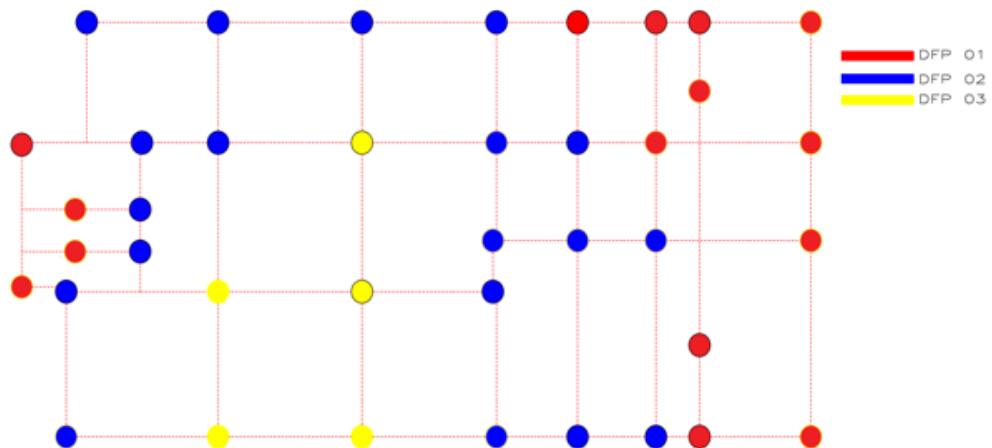


Figura 6.13: Distribución de dispositivos friccionantes del Sistema de Aislamiento

Al realizar la división final de rigidez se obtuvo una masa participativa mayor al 90 %, es decir, la mayor parte de la masa tiene el periodo de los modos fundamentales. La tabla 6.35, muestra los valores modales exportados del programa ETABS.

MODO	PERIODO	UX (%)	UY (%)	UZ (%)
1	4.055	0.67%	94.80%	4.41%
2	4.044	99.08%	0.53%	0.26%
3	3.594	0.12%	4.56%	95.27%

Tabla 6.35: Modos sin excentricidad accidental del bloque 3 – Aisladores DFP

La segunda forma de distribución de rigidez nos da resultados recomendados para bases aisladas. Por lo tanto, se adopta la distribución y se agrega la excentricidad accidental de acuerdo a la norma.

Resultados Modales

Al igual que en los dispositivos elastoméricos se debe considerar en las direcciones de análisis la excentricidad accidental equivalente a 5% de la dimensión en la dirección perpendicular de la dirección de análisis. Es importante precisar, que en el análisis y diseño se debe contemplar el escenario más crítico de la excentricidad accidental para cada dirección.

MODO	PERIODO	UX (%)	UY (%)	UZ (%)
1	4.095	3.88%	86.63%	9.41%
2	4.042	95.92%	3.81%	0.14%
3	3.565	0.07%	9.45%	90.39%

Tabla 6.36: Modos con excentricidad accidental positiva de 5% en la dirección X

MODO	PERIODO	UX (%)	UY (%)	UZ (%)
1	4.261	0.05%	78.43%	21.42%
2	4.044	99.76%	0.09%	0.01%
3	3.418	0.05%	21.37%	78.51%

Tabla 6.37: Modos con excentricidad accidental negativa de 5% en la dirección X

MODO	PERIODO	UX (%)	UY (%)	UZ (%)
1	4.114	71.48%	17.20%	11.20%
2	4.038	20.48%	79.23%	0.16%
3	3.549	7.90%	3.45%	88.57%

Tabla 6.38: Modos con excentricidad accidental positiva de 5% en la dirección Y

MODO	PERIODO	UX (%)	UY (%)	UZ (%)
1	4.103	62.57%	28.27%	9.03%
2	4.031	31.81%	68.01%	0.07%
3	3.564	5.48%	3.61%	90.85%

Tabla 6.39: Modos con excentricidad accidental negativa de 5% en la dirección Y

El porcentaje de participación modal o masas efectivas de los modos fundamentales fueron superior al 80%, a excepción de los modos con excentricidad en la dirección Y-Y, sin embargo, es posible avanzar con el análisis toda vez que se verifique que las derivas no superan el 5%, especialmente en la dirección crítica Y-Y.

Diseño Preliminar con Análisis Modal Espectral

El espectro de diseño se define mediante la ecuación 4.4, para una zona 4 y suelo S3. La carga sísmica se debe aplicar con la acción simultánea sobre el modelo de 100% la dirección de interés más un 30 % de un eje ortogonal a la dirección anterior. En la figura 6.14 se muestra el espectro de diseño utilizado.

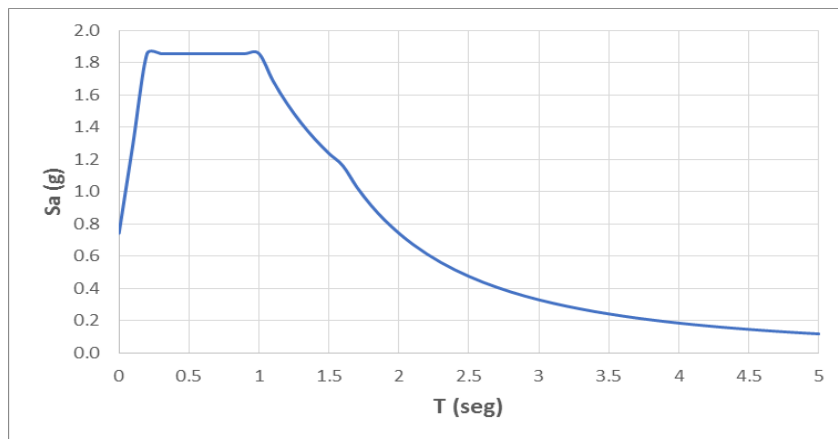


Figura 6.14: Espectro de Diseño E031

Ingresar el amortiguamiento al sistema de aislamiento puede ser tedioso, sin embargo calcular la fracción de amortiguamiento resulta ser la manera más idónea, para ello existen tres formas, si se elige una forma se debe evitar el empleo de las demás para que los resultados no sean erróneos:

- a) Primera Forma: Coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente C

Esta forma consiste en calcular el amortiguamiento efectivo de cada dispositivo. Para nuestro caso al tener tres tipos de aisladores, se calculó el valor total del coeficiente C_b .

$$C_b = 2\xi_b\sqrt{(m_s + m_b)K_b} \quad (5.1)$$

$$C_b = 547.82 \text{Ton. seg/m}$$

Luego en forma proporcional a la rigidez del dispositivo se halló “C” para cada aislador.

Tipo de Aislador	Numero de dispositivos	Rigidez Efectiva (Keff)	Coeficiente de Amortiguamiento	Total (Ton.seg/m)
DFP-01	14	36.39 Ton/m	9.14	128.08
DFP-02	20	62.19 Ton/m	15.63	312.69
DFP-03	5	85.16 Ton/m	21.40	107.04
			TOTAL	547.82

Tabla 6.40: Coeficiente de amortiguamiento de cada dispositivo friccionante

Para los modos fundamentales se asignó un amortiguamiento modal nulo y 5% para el resto. La respuesta de pseudo aceleraciones se obtuvo para un amortiguamiento del 5%.

- b) Segunda Forma: Amortiguamiento en el caso modal

Esta forma consiste en establecer directamente el amortiguamiento objetivo del sistema de aislamiento en los modos fundamentales, mientras que en el resto de modos se asignó un amortiguamiento típico del 5%. Además, la constante de amortiguamiento de cada dispositivo fue nula, con el fin de evitar resultados erróneos. La respuesta de pseudo aceleraciones se obtuvo para un amortiguamiento del 5%.

c) Tercera Forma: Modificación de la función espectral

La tercera forma consiste en utilizar un factor de amortiguamiento B de la tabla 4.5, que reduce la respuesta espectral en la zona de periodos del sistema de aislamiento. En nuestro caso el menor periodo es el tercer modo con 3.418 segundos, por lo que se redujeron los valores espectrales desde T=3.40 segundos (Ver figura 6.15) por un valor de B=1.50. Además, se asignó el amortiguamiento típico de 5% para todos los modos y la constante de amortiguamiento de cada dispositivo debe ser nula para evitar amortiguamientos modales adicionales.

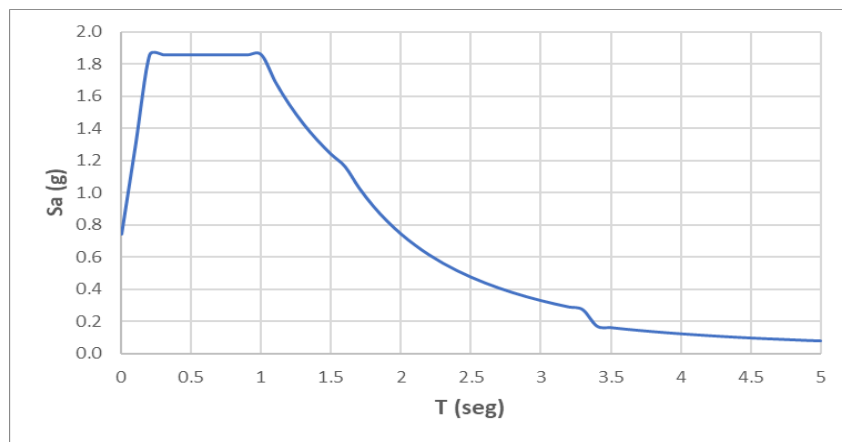


Figura 6.15: Espectro de Diseño E031 – Reducido por B en T=3.40seg

Los resultados obtenidos de las tres maneras de representar la fracción del amortiguamiento se muestran en la tabla 6.41 y 6.42 para las direcciones X e Y respectivamente.

UI (X-X)	Primera Forma	Segunda Forma	Tercera Forma
Desplazamiento en el nivel base (cm)	50.235	48.815	50.307
Desplazamiento en la azotea (cm)	55.369	53.822	55.444
Deriva máxima de entrepiso	2.594‰	2.590 ‰	2.614 ‰
Aceleración absoluta máxima (g)	0.16	0.17	0.17
Cortante de entrepiso (ton)	1017.16	989.59	1005.26

Tabla 6.41: Resumen de Resultados del Análisis Modal en la dirección X-X

U2 (Y-Y)	Primera Forma	Segunda Forma	Tercera Forma
Desplazamiento en el nivel base (cm)	58.156	56.017	64.337
Desplazamiento en la azotea (cm)	64.464	62.133	71.088
Deriva máxima de entrepiso	2.794 ‰	2.781 ‰	3.028‰
Aceleración absoluta máxima (g)	0.16	0.17	0.19
Cortante de entrepiso (ton)	1017.03	991.75	980.26

Tabla 6.42: Resumen de Resultados del Análisis Modal en la dirección Y-Y

Los valores obtenidos son muy similares en todas las formas y son inferiores a lo establecido por la norma peruana.

6.2.2. Análisis de Irregularidades

Se analizó las irregularidades extremas, descritas en la N.T.P. E030 Diseño Sismo Resistente.

Irregularidad en Altura

- Irregularidad extrema de Rigidez: Existe cuando en cualquier dirección de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que el 70% de la media de rigideces laterales de los tres pisos superiores adyacentes. En la tabla 6.43, se puede ver que todos los valores superan el 0.6.
- Irregularidad extrema de Resistencia: Existe cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior. En la tabla 6.43, se puede ver que todos los valores superan el 0.65.

Por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad extrema en altura.

Nivel	Rigidez X (ton/m)	Condición 1	Condición 2	Rigidez Y (ton/m)	Condición 1	Condición 2
6	17,255.12	-	-	13,830.17	-	-
5	32,936.63	1.91	-	29,201.99	2.11	-
4	42,463.77	1.29	-	41,329.99	1.42	-
3	49,912.74	1.18	1.62	52,099.05	1.26	1.85
2	59,880.53	1.20	1.43	64,580.03	1.24	1.58
1	80,911.89	1.35	1.59	83,003.19	1.29	1.58

Tabla 6.43: Rigidez Lateral en dirección X-X e Y-Y

Irregularidad en Planta

- Irregularidad Torsional Extrema: Existe cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (incluyendo excentricidad accidental) en la dirección de análisis, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga. En la tabla 6.44, se puede ver que ninguno de los valores supera la condición. Por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad extrema en planta.

Nivel	Desplazamiento máximo X (m)	Desplazamiento promedio X (m)	Ratio	Desplazamiento máximo Y (m)	Desplazamiento promedio Y (m)	Ratio
6	0.554	0.538	1.031	0.711	0.606	1.173
5	0.548	0.531	1.032	0.701	0.598	1.172
4	0.541	0.524	1.032	0.690	0.589	1.171
3	0.532	0.515	1.032	0.679	0.580	1.170
2	0.522	0.505	1.033	0.667	0.571	1.169
1	0.512	0.495	1.033	0.655	0.561	1.167

Tabla 6.44: Desplazamientos máximos de entrepisos X-X e Y-Y

6.2.3. Propiedades Bilineales de Doble Péndulo de Fricción

6.2.3.1. Propiedades Nominales

DFP-01

- Peso (W) = 141 Ton
- Coeficiente de fricción (μ_1) = 2%
- Desplazamiento Máximo (Dm) = 49.20 cm
- Radio de curvatura (R) = 2.675 m

Fase I

En la fase I el aislador DFP genera una fuerza de fricción inicial “ F_{FI} ” en la placa inferior, calculada con la ecuación (3.25).

$$F_{r1} = \mu_1 \cdot P \quad (3.25)$$

$$F_{r1} = 0.02 * 141 = 2.82 \text{ Ton}$$

Fase II

En la fase II el aislador DFP genera una fuerza de fricción “ F_{F2} ” en la placa superior que tiene un coeficiente de fricción “ μ_2 ” que se calcula con la ecuación (3.30).

$$\mu_2 = \left(\frac{D_m}{R_1} - \mu_1 \right) \quad (3.30)$$

$$\mu_2 = \left(\frac{0.492}{2.675} - 2\% \right) = 5\%$$

$$F_{r2} = \mu_2 \cdot W \quad (3.28)$$

$$F_{r2} = 0.05 \cdot 141 = 7.05 \text{ Ton}$$

Hallamos la rigidez postfluencia con la ecuación 6.6:

$$K_d = \frac{W}{R_1 + R_2} \quad (6.6)$$

$$K_d = \frac{141}{5.35} = 26.355 \text{ Ton/m}$$

Hallamos el coeficiente de fricción efectivo con la ecuación 3.35 para calcular mediante ecuación 2.36 la fuerza característica que activa el sistema de aislamiento.

$$\mu_e = \frac{\mu_1 \cdot R_1 + \mu_2 \cdot R_2}{R_1 + R_2} \quad (3.35)$$

$$\mu_e = \frac{0.02 \cdot 2.675 + 0.05 \cdot 2.675}{5.35} = 3.50\%$$

$$Q_d = \mu_e \cdot W \quad (3.36)$$

$$Q_d = 0.035 \cdot 141 = 4.93 \text{ Ton}$$

Con la ecuación 3.31 calculamos la Fuerza Máxima del aislador:

$$F = \frac{W}{R_{e1} + R_{e2}} u + \frac{F_{r1} R_{e1} + F_{r2} R_{e2}}{R_{e1} + R_{e2}} \quad (3.31)$$

$$F = \frac{141}{5.35} (0.492) + \frac{(0.02)(141)(2.675) + (0.05)(141)(2.675)}{3.55} = 17.90 \text{ Ton}$$

Conociendo la fuerza máxima en el aislador podemos hallar los desplazamientos en la fase I y II a través de las ecuaciones 3.32 y 3.33.

$$u_1 = (F - F_{r1}) \frac{R_{e1}}{W} \quad (3.32)$$

$$u_1 = (17.90 - 2.82) \frac{2.675}{141} = 0.286 \text{ m}$$

$$u_2 = (F - F_{r2}) \frac{R_{e2}}{W} \quad (3.33)$$

$$u_2 = (17.90 - 7.05) \frac{2.675}{141} = 0.206m$$

Con la ecuación 3.37 calculamos el desplazamiento donde se produce la transición entre la fase I y II.

$$q^* = (\mu_2 - \mu_1) R_{e1} \quad (3.37)$$

$$q^* = (5\% - 2\%) 2.675 = 0.080 m$$

Hallamos mediante la ecuación 3.38 el área delimitada bajo la curva Histerética que representa el calor disipado por el aislador.

$$E_D = 4\mu_e W D_m - 4q^*(\mu_e W - F_{f1}) \quad (3.38)$$

$$E_D = 4(3.50\%)(141)(0.492) - 4(0.080)((3.50\%)(141) - 2.82)$$

$$E_D = 8.32 \text{ Ton. m}$$

Con la ecuación 3.39 hallamos la rigidez efectiva del aislador DFP 01:

$$K_{eff} = \frac{W}{R_{e1} + R_{e2}} + \frac{W\mu_e}{u} \quad (3.39)$$

$$K_{eff} = \frac{141}{5.35} + \frac{141(3.50\%)}{0.492} = 36.386 \text{ Ton/m}$$

El resumen de las propiedades nominales de los dispositivos, con lo cual se dibujó el diagrama histerético del aislador DFP 01 (ver figura 6.16) se detalla a continuación.

Propiedad	Valor
Keff (Ton/m)	36.386
Kd (Ton/m)	26.355
μ_e (%)	3.50
Q (Ton)	4.93
q^* (m)	0.080
E_{DC} (Tonm)	8.32

Tabla 6.45: Propiedades Nominales de los dispositivos DFP-01

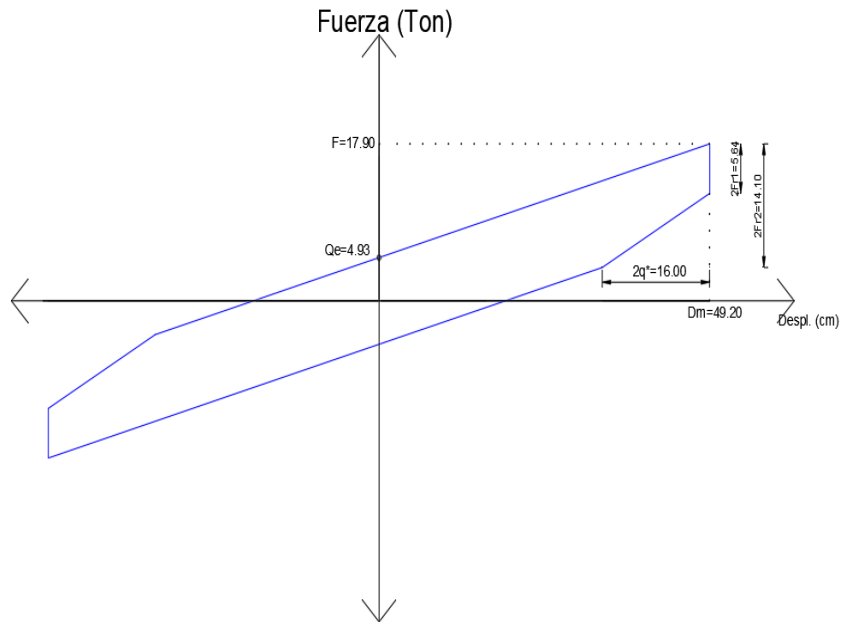


Figura 6.16: Diagrama Histerético Aislador DFP 01 – Propiedades Nominales

DFP-02

- Peso (W) = 241 Ton
- Coeficiente de fricción (μ_1) = 2%
- Desplazamiento Máximo (Dm) = 49.20 cm
- Radio de curvatura (R) = 2.675 m

Fase I

En la fase I el aislador DFP genera una fuerza de fricción inicial “ F_{F1} ” en la placa inferior, calculada con la ecuación (3.25).

$$F_{r1} = \mu_1 \cdot P \quad (3.25)$$

$$F_{r1} = 0.02 * 241 = 4.82 \text{Ton}$$

Fase II

En la fase II el aislador DFP genera una fuerza de fricción “ F_{F2} ” en la placa superior que tiene un coeficiente de fricción “ μ_2 ” que se calcula con la ecuación (3.30).

$$\mu_2 = \left(\frac{D_m}{R_1} - \mu_1 \right) \quad (3.30)$$

$$\mu_2 = \left(\frac{0.492}{2.675} - 2\% \right) = 5\%$$

$$F_{r2} = \mu_2 \cdot W \quad (3.28)$$

$$F_{r2} = 0.05 * 241 = 12.05 \text{Ton}$$

Hallamos la rigidez postfluencia con la ecuación 6.6:

$$K_d = \frac{W}{R_1 + R_2} \quad (6.6)$$

$$K_d = \frac{241}{5.35} = 45.047 \text{ Ton/m}$$

Hallamos el coeficiente de fricción efectivo con la ecuación 3.35 para calcular mediante ecuación 3.36 la fuerza característica que activa el sistema de aislamiento.

$$\mu_e = \frac{\mu_1 * R_1 + \mu_2 * R_2}{R_1 + R_2} \quad (3.35)$$

$$\mu_e = \frac{0.02 * 2.675 + 0.05 * 3.40}{6.80} = 3.50\%$$

$$Q_d = \mu_e * W \quad (3.36)$$

$$Q_d = 0.035 * 241 = 8.435 \text{ Ton}$$

Con la ecuación 3.31 calculamos la Fuerza Máxima del aislador:

$$F = \frac{W}{R_{e1} + R_{e2}} u + \frac{F_{r1} R_{e1} + F_{r2} R_{e2}}{R_{e1} + R_{e2}} \quad (3.31)$$

$$F = \frac{241}{5.35} (0.492) + \frac{(0.02)(241)(2.675) + (0.05)(241)(2.675)}{5.35} = 30.59 \text{ Ton}$$

Conociendo la fuerza máxima en el aislador podemos hallar los desplazamientos en la fase I y II a través de las ecuaciones 3.32 y 3.33.

$$u_1 = (F - F_{r1}) \frac{R_{e1}}{W} \quad (3.32)$$

$$u_1 = (30.59 - 4.82) \frac{2.675}{241} = 0.286 \text{ m}$$

$$u_2 = (F - F_{r2}) \frac{R_{e2}}{W} \quad (3.33)$$

$$u_2 = (30.59 - 12.05) \frac{2.675}{241} = 0.206 \text{ m}$$

Con la ecuación 3.37 calculamos el desplazamiento donde se produce la transición entre la fase I y II.

$$q^* = (\mu_2 - \mu_1) R_{e1} \quad (3.37)$$

$$q^* = (5\% - 2\%) 2.675 = 0.080 \text{ m}$$

Hallamos mediante la ecuación 3.38 el área delimitada bajo la curva Histerética que representa el calor disipado por el aislador.

$$E_D = 4\mu_e W D_m - 4q^* (\mu_e W - F_{f1}) \quad (3.38)$$

$$E_D = 4(3.50\%)(241)(0.492) - 4(0.080)((3.50\%)(241) - 4.82)$$

$$E_D = 14.23 \text{ Ton. m}$$

Con la ecuación 3.39 hallamos la rigidez efectiva del aislador DFP 02:

$$K_{eff} = \frac{W}{R_{e1}+R_{e2}} + \frac{W\mu_e}{u} \quad (3.39)$$

$$K_{eff} = \frac{241}{5.35} + \frac{8.435}{0.492} = 62.191 \text{ Ton/m}$$

El resumen de las propiedades nominales de los dispositivos, con lo cual se dibujó el diagrama histerético del aislador DFP 02 (ver figura 6.17) se detalla a continuación.

Propiedad	Valor
Keff (Ton/m)	62.191
Kd (Ton/m)	45.047
μ_e (%)	3.50
Q (Ton)	8.435
q^* (m)	0.080
E_{DC} (Tonm)	14.23

Tabla 6.46: Propiedades Nominales de los dispositivos DFP-02

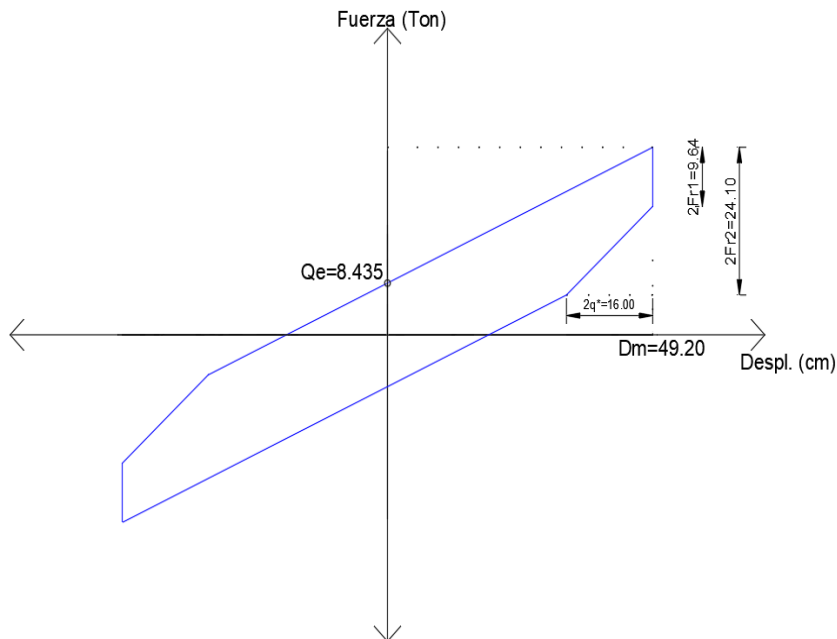


Figura 6.17: Diagrama Histerético Aislador DFP 02 – Propiedades Nominales

DFP-03

- Peso (W) = 330 Ton
- Coeficiente de fricción (μ_1) = 2%
- Desplazamiento Máximo (Dm) = 49.20 cm
- Radio de curvatura (R) = 2.675 m

Fase I

En la fase I el aislador DFP genera una fuerza de fricción inicial “F_{F1}” en la placa inferior, calculada con la ecuación (3.25).

$$F_{r1} = \mu_1 \cdot P \quad (3.25)$$

$$F_{r1} = 0.02 * 330 = 6.60 \text{ Ton}$$

Fase II

En la fase II el aislador DFP genera una fuerza de fricción “F_{F2}” en la placa superior que tiene un coeficiente de fricción “ μ_2 ” que se calcula con la ecuación (3.30).

$$\mu_2 = \left(\frac{Dm}{R_1} - \mu_1 \right) \quad (3.30)$$

$$\mu_2 = \left(\frac{0.492}{2.675} - 2\% \right) = 5\%$$

$$F_{r2} = \mu_2 \cdot W \quad (3.28)$$

$$F_{r2} = 0.05 * 330 = 16.50 \text{ Ton}$$

Hallamos la rigidez postfluencia con la ecuación 6.6:

$$K_d = \frac{W}{R_1 + R_2} \quad (6.6)$$

$$K_d = \frac{330}{5.35} = 61.682 \text{ Ton/m}$$

Hallamos el coeficiente de fricción efectivo con la ecuación 3.35 para calcular mediante ecuación 3.36 la fuerza característica que activa el sistema de aislamiento.

$$\mu_e = \frac{\mu_1 * R_1 + \mu_2 * R_2}{R_1 + R_2} \quad (3.35)$$

$$\mu_e = \frac{0.02 * 2.675 + 0.05 * 2.675}{5.35} = 3.50\%$$

$$Q_d = \mu_e * W \quad (3.36)$$

$$Q_d = 0.035 * 330 = 11.55 \text{ Ton}$$

Con la ecuación 3.31 calculamos la Fuerza Máxima del aislador:

$$F = \frac{W}{R_{e1}+R_{e2}} u + \frac{F_{r1}R_{e1}+F_{r2}R_{e2}}{R_{e1}+R_{e2}} \quad (3.31)$$

$$F = \frac{330}{5.35} (0.492) + \frac{(0.02)(330)(2.675)+(0.05)(330)(2.675)}{5.35} = 41.89 \text{ Ton}$$

Conociendo la fuerza máxima en el aislador podemos hallar los desplazamientos en la fase I y II a través de las ecuaciones 3.32 y 3.33.

$$u_1 = (F - F_{r1}) \frac{R_{e1}}{W} \quad (3.32)$$

$$u_1 = (41.89 - 6.60) \frac{2.675}{330} = 0.286 \text{ m}$$

$$u_2 = (F - F_{r2}) \frac{R_{e2}}{W} \quad (3.33)$$

$$u_2 = (41.89 - 16.50) \frac{2.675}{330} = 0.206 \text{ m}$$

Con la ecuación 3.37 calculamos el desplazamiento donde se produce la transición entre la fase I y II.

$$q^* = (\mu_2 - \mu_1) R_{e1} \quad (3.37)$$

$$q^* = (5\% - 2\%) 2.675 = 0.080 \text{ m}$$

Hallamos mediante la ecuación 3.38 el área delimitada bajo la curva Histerética que representa el calor disipado por el aislador.

$$E_D = 4\mu_e W D_m - 4q^*(\mu_e W - F_{f1}) \quad (3.38)$$

$$E_D = 4(3.50\%)(330)(0.492) - 4(0.080)((3.50\%)(330) - 6.60)$$

$$E_D = 19.48 \text{ Ton.m}$$

Con la ecuación 3.39 hallamos la rigidez efectiva del aislador DFP 03:

$$K_{eff} = \frac{W}{R_{e1}+R_{e2}} + \frac{W\mu_e}{u} \quad (3.39)$$

$$K_{eff} = \frac{330}{5.35} + \frac{11.55}{0.492} = 85.158 \text{ Ton/m}$$

El resumen de las propiedades nominales de los dispositivos, con lo cual se dibujó el diagrama histerético del aislador DFP 03 (ver figura 6.18) se detalla a continuación.

Propiedad	Valor
Keff (Ton/m)	85.158
Kd (Ton/m)	61.682
μe (%)	3.50
Q (Ton)	11.55
q^* (m)	0.080
E_{DC} (Tonm)	19.48

Tabla 6.47: Propiedades Nominales de los dispositivos DFP-03

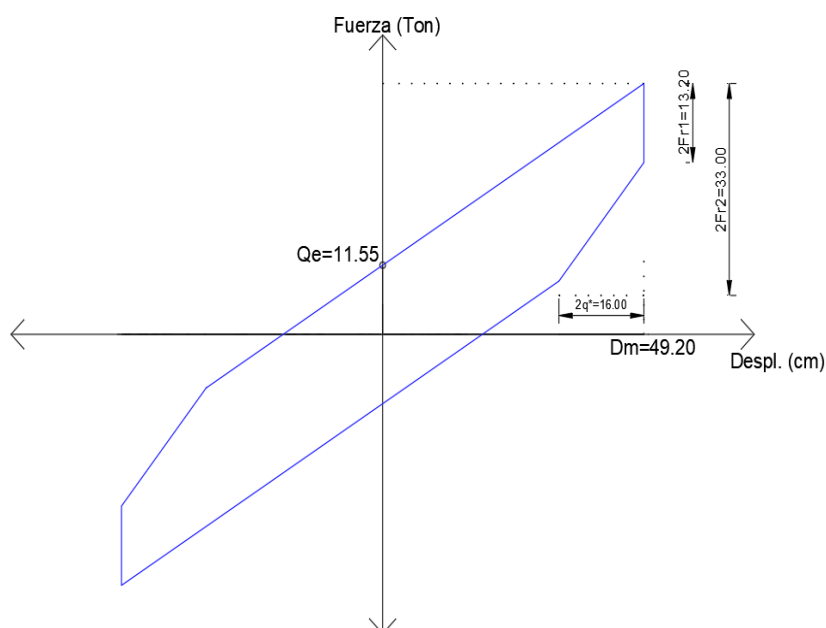


Figura 6.18: Diagrama Histerético Aislador DFP 03 – Propiedades Nominales

6.2.3.2. Propiedades del Límite Superior e Inferior

La N.T.P. E031 de aislamiento sísmico al igual que el ASCE/SE 7-16 ofrece dos tablas de Factores de Modificación para las propiedades de los cojinetes, estas tablas se mostraron en el ítem 4.1.5 del presente informe.

Los factores de modificación se tomarán de la tabla 4.2 para aisladores DFP. En la tabla 6.48 se muestran los valores de los factores de modificación que se usaron para determinar el rango de propiedades de los aisladores DFP.

AISLADOR DE DOBLE PENDULO DE FRICCION (DFP)		
	Coefficiente de fricción (μ)	Fuerza Característica (Qd)
λ_{MAX}	1,6	1,6
λ_{MIN}	0,8	0,8

Tabla 6.48: Factores de Modificación para dispositivos DFP

Para calcular las propiedades máximas y mínimas se usaron los factores de modificación de la tabla 6.48, obteniendo como valores fijos el coeficiente de fricción y la fuerza característica. Luego, a través de un proceso iterativo donde se partió estimando el desplazamiento estático para un amortiguamiento del 5% se calculó el resto de parámetros hasta obtener el amortiguamiento efectivo del dispositivo, con el cual se calcula el factor de amortiguamiento “BM” mostrados en la tabla 4.5 para hallar el nuevo desplazamiento.

El proceso iterativo finaliza cuando los desplazamientos estáticos y amortiguamiento efectivo convergen con la iteración anterior.

En la tabla 6.49, 6.50 y 6.51 se muestran el resumen de los límites superiores e inferiores de las propiedades nominales de los dispositivos DFP.

	NOMINAL	LIMITE SUPERIOR	LIMITE INFERIOR
Keff (Ton/m)	36.39	43.49	33.30
C (Ton.s/m)	7.230	6.927	3.429
EDC (Tonm)	8.32	12.82	8.54
Q (Ton)	4.94	7.90	3.95
Kd (Ton/m)	26.36	26.36	26.36
$\mu e(\%)$	3.50	5.60	2.80

Tabla 6.49: Propiedades Nominales, Limite Superior e Inferior de los dispositivos DFP-01

	NOMINAL	LIMITE SUPERIOR	LIMITE INFERIOR
Keff (Ton/m)	62.19	74.34	56.92
C (Ton.s/m)	12.075	19.473	9.685
EDC (Tonm)	14.23	21.90	14.60
Q (Ton)	8.44	13.50	6.75
Kd (Ton/m)	45.05	45.05	45.05
$\mu e(\%)$	3.50	5.60	2.80

Tabla 6.50: Propiedades Nominales, Limite Superior e Inferior de los dispositivos DFP-02

	NOMINAL	LIMITE SUPERIOR	LIMITE INFERIOR
Keff (Ton/m)	85.16	101.79	77.94
C (Ton.s/m)	16.534	26.664	13.261
EDC (Tonm)	19.48	29.99	19.99
Q (Ton)	11.55	18.48	9.24
Kd (Ton/m)	61.68	61.68	61.68
μe(%)	3.50	5.60	2.80

Tabla 6.51: Propiedades Nominales, Limite Superior e Inferior de los dispositivos DFP-03

En la tabla 6.52 se muestra los periodos del sistema de aislamiento utilizando las propiedades mínimas y máximas.

	NOMINAL	LIMITE SUPERIOR	LIMITE INFERIOR
T_M (seg)	4.055	3.726	4.231

Tabla 6.52: Periodo del Sistema de aislamiento utilizando las propiedades Nominales, Mínimas y Máximas

6.2.4. Diseño definitivo usando Análisis Tiempo Historia no lineal

Para realizar el este análisis, se utilizó los mismos registros corregidos del análisis tiempo historia de los aisladores elastoméricos, luego se procedió a calcular el rango de periodos $0.20 T_{M1} - 1.25 T_{M2}$ donde los registros corregidos tienen que ser compatibles con el espectro de la Norma E031.

El rango de periodos se define utilizando los valores calculados en la tabla 5.57, siendo $0.20 \times 3.726 = 0.745$ seg y $1.25 \times 4.231 = 5.288$ seg.

Además, debido a que se están modelando aisladores friccionantes se tiene que crear la función de aceleración TIPO RAMPA (ver figura 6.19), la cual garantizará que los aisladores friccionantes se carguen correctamente a medida que la fuerza sísmica aumenta. Para definir la función tipo rampa se debe tener en cuenta los siguientes conceptos:

- La función Rampa debe ser de larga duración, se recomienda que sea 100 veces el periodo de la estructura aislada.
- El pico de la función rampa debe tener un valor máximo de 1.
- La función rampa debe tener un amortiguamiento cercano al 100%, de manera que se garantice que la edificación no vibre.

Luego de crear la función TIPO RAMPA se debe crear el caso de carga FNA que utilice la función rampa y el amortiguamiento de aproximadamente 100% en todos los modos de vibración (ver figura 6.20).

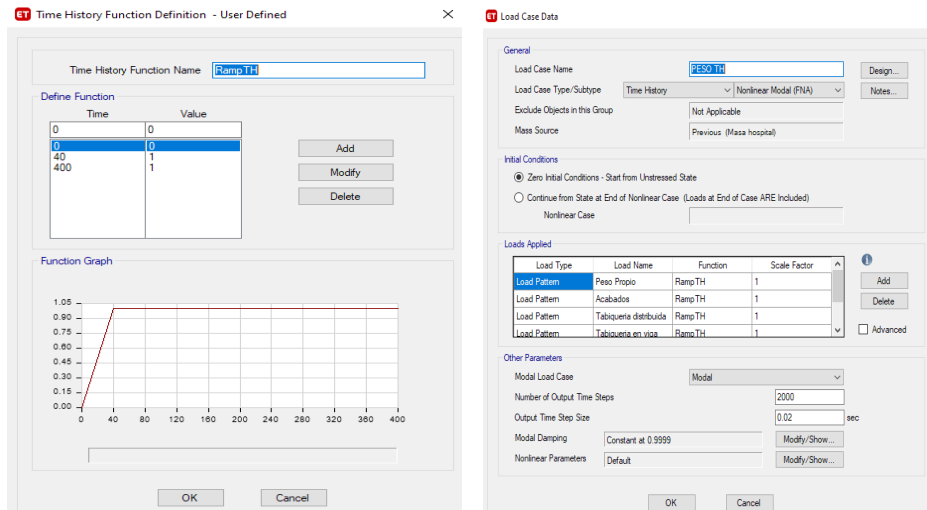


Figura 6.19 y 6.20: Función tipo rampa y caso de carga FNA PESO TH – etabs 2018

6.2.5. Resultados de Análisis Tiempo Historia No Lineal

La norma de aislamiento indica que los parámetros de interés se calculan para cada movimiento de terreno y el valor promedio se debe emplear para el diseño. A continuación, se muestra los resultados promedios e individuales para cada movimiento de terreno.

Desplazamientos

Los desplazamientos se calculan en base a los límites inferiores. Las tablas 6.53 y 6.54 muestran el desplazamiento del sistema de aislamiento y la azotea para cada movimiento de suelo considerado en el análisis.

SEÑAL	SISTEMA DE AISLAMIENTO		AZOTEA	
	T (seg)	Desplazamiento (cm)	T (seg)	Desplazamiento (cm)
ANGOL 2010	55.57	42.55	55.57	47.07
CURICO 2010	47.69	47.89	47.71	53.30
HUARAZ 1970	45.06	63.22	45.06	67.74
LIMA 1966	35.44	41.85	35.42	46.38
LIMA 1974	14.32	49.89	14.32	54.21
PISCO 2007	101.64	59.00	101.64	66.80
PEDERNALES 2016	102.95	103.33	102.96	113.36

Tabla 6.53: Desplazamientos del Sistema de Aislamiento y Azotea en la dirección X-X

SEÑAL	SISTEMA DE AISLAMIENTO		AZOTEA	
	T (seg)	Desplazamiento (cm)	T (seg)	Desplazamiento (cm)
ANGOL 2010	55.57	43.27	55.57	47.20
CURICO 2010	47.70	49.32	47.72	54.80
HUARAZ 1970	45.06	62.79	45.06	68.36
LIMA 1966	35.40	40.92	35.40	45.00
LIMA 1974	14.32	50.48	14.34	54.85
PISCO 2007	101.61	57.27	101.59	64.45
PEDERNALES 2016	102.89	103.39	102.92	112.07

Tabla 6.54: Desplazamientos del Sistema de Aislamiento y Azotea en la dirección Y-Y

Las figuras 6.21 y 6.22 muestran el desplazamiento del sistema de aislamiento y la azotea en cada instante de tiempo para la dirección X-X e Y-Y respectivamente, originado por la señal de Pedernales. El desplazamiento máximo en el tiempo en la dirección x-x del sistema de aislamiento es de 103.33 cm y en la azotea es de 113.36 cm ocurridos en el instante de tiempo de 102.95 segundos y 102.96 segundos respectivamente, mientras que en la dirección y-y el máximo desplazamiento en el tiempo del sistema de aislamiento es de 103.39 cm y 112.07 cm en la azotea ambos ocurridos para el instante de tiempo de 102.89 segundos y 102.92 segundos respectivamente.

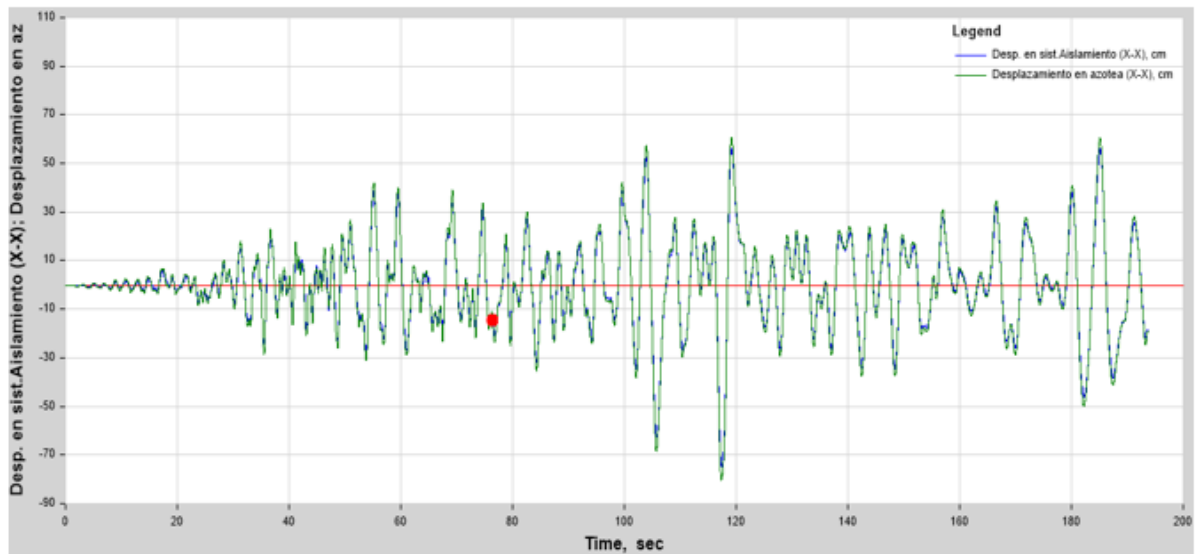


Figura 6.21: Desplazamiento x-x en el Tiempo del sistema de aislamiento y azotea (propiedades inferiores)

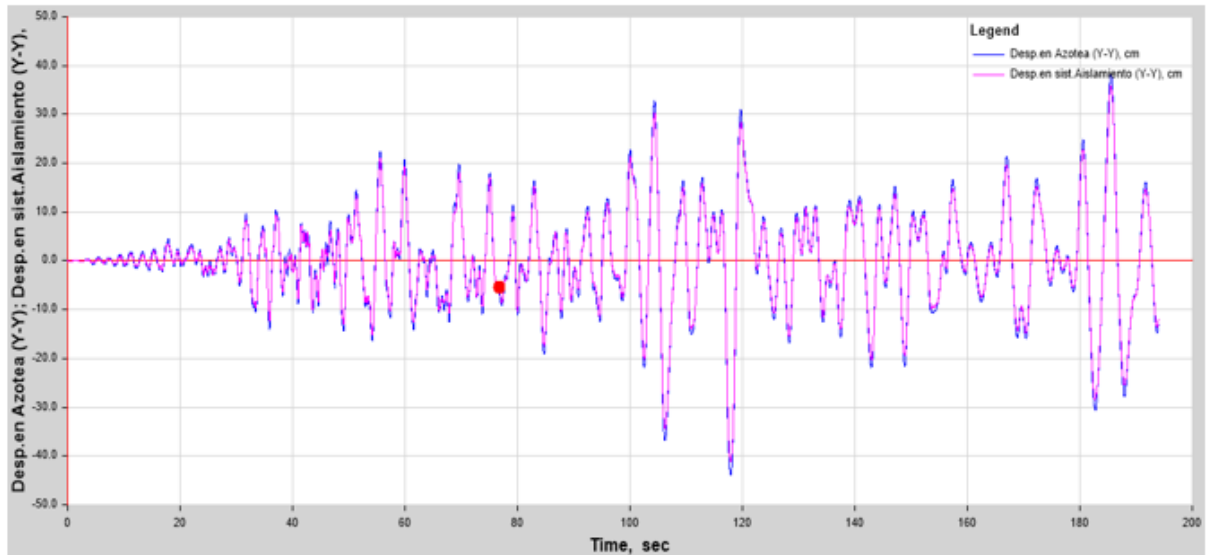


Figura 6.22: Desplazamiento y-y en el Tiempo del sistema de aislamiento y azotea (propiedades inferiores)

Derivas

Las derivas se calculan en base a las propiedades superiores. La tabla 6.55 resume los valores de las máximas derivas en cada entre piso de cada dirección.

NIVEL	DERIVA MAXIMA X-X (‰)	DERIVA MAXIMA Y-Y (‰)
Piso 1	4.358	4.366
Piso 2	4.980	4.801
Piso 3	4.773	4.713
Piso 4	4.364	4.426
Piso 5	3.974	4.076
Piso 6	3.475	3.767

Tabla 6.55: Resumen de derivas máximas de entrepiso

Aceleraciones

Las aceleraciones se calculan en base a las propiedades superiores. La tabla 6.56 resume las máximas aceleraciones de piso en la dirección X e Y.

NIVEL	ACELERACION MAXIMA X-X (g)	ACELERACION MAXIMA Y-Y (g)
Losa de aislamiento	0.29	0.38
Piso 1	0.26	0.27
Piso 2	0.24	0.24
Piso 3	0.24	0.24
Piso 4	0.25	0.25
Piso 5	0.32	0.34
Piso 6	0.42	0.48

Tabla 6.56: Resumen de aceleraciones máximas de piso

Respuesta Promedio en el tiempo

Los parámetros de interés promedio se hallan a partir de los diagramas de histéresis de cada dispositivo considerando los límites inferiores y superiores para cada dirección. Las tablas 6.57, 6.58, 6.59 y 6.60 se muestran el resumen para los límites superiores e inferiores.

PARAMETROS	UNIDAD	ANGOL	CURICO	HUARAZ	LIMA66	LIMA74	PISCO	PEDERNALES	PROMEDIO
Despl.Losa de aislamiento	cm	40.25	49.86	67.06	39.11	45.38	50.39	94.16	55.17
Despl.extremo losa de aislamiento	cm	43.76	51.82	68.13	39.46	45.71	51.22	96.39	56.64
Vb	ton	1046.92	1239.34	1486.89	1051.28	1136.22	1235.67	1896.08	1298.91
Vb	% peso	12.40%	14.68%	17.62%	12.45%	13.46%	14.64%	22.46%	15.39%
Vs	ton	465.18	513.13	614.915	460.24	500.03	526.85	773.07	550.49
Vs	% peso	5.51%	6.08%	7.28%	5.45%	5.92%	6.24%	9.16%	6.52%
Keff	Ton/m	2651.32	2822.19	2419.08	2872.02	2585.72	2767.5	2066.32	2597.74
ξ	%	24.64	15.45	15.30	22.71	23.39	19.27	13.45	19.17
T	seg	3.58	3.47	3.75	3.44	3.63	3.5	4.06	3.63
Máxima deriva	‰	3.926	3.803	3.778	4.126	3.175	4.448	4.980	4.03
Aceleración Máxima	g	0.370	0.310	0.330	0.420	0.250	0.390	0.260	0.33
Fr	Ton	282.11	311.48	421.54	261.09	301.93	316.41	649.52	363.44
Fr	% peso	3.34%	3.69%	4.99%	3.09%	3.58%	3.75%	7.69%	4.31%

Tabla 6.57: Respuestas en el tiempo empleando las propiedades del límite superior en X-X

PARAMETROS	UNIDAD	ANGOL	CURICO	HUARAZ	LIMA66	LIMA74	PISCO	PEDERNALES	PROMEDIO
Despl.Losa de aislamiento	cm	41.76	49.44	67.73	38.49	46.15	50.61	96.57	55.82
Despl.extremo losa de aislamiento	cm	44.23	50.14	69.66	39.09	46.49	51.69	97.09	56.91
Vb	ton	1085.92	1236.02	1502.78	1053.32	1163.79	1246.33	1957.21	1320.77
Vb	% peso	12.87%	14.64%	17.80%	12.48%	13.79%	14.77%	23.19%	15.65%
Vs	ton	482.325	516.575	619.44	454.8	508.52	530.905	797.93	558.64
Vs	% peso	5.71%	6.12%	7.34%	5.39%	6.02%	6.29%	9.45%	6.62%
Keff	Ton/m	2655.76	2817.17	2436.46	2915.85	2645.83	2702.89	2126.49	2614.35
ξ	%	24.59	16.67	14.87	20.91	22.46	19.15	13.44	18.87
T	seg	3.58	3.47	3.73	3.41	3.58	3.55	4	3.62
Máxima deriva	‰	4.118	3.919	3.686	4.202	3.395	4.102	4.801	4.03
Aceleración Máxima	g	0.390	0.400	0.350	0.400	0.320	0.480	0.290	0.38
Fr	Ton	290.99	318.82	434.53	264.10	313.02	335.46	691.58	378.36
Fr	% peso	3.45%	3.78%	5.15%	3.13%	3.71%	3.97%	8.19%	4.48%

Tabla 6.58: Respuestas en el tiempo empleando las propiedades del límite superior en Y-Y

PARAMETROS	UNIDAD	ANGOL	CURICO	HUARAZ	LIMA66	LIMA74	PISCO	PEDERNALES	PROMEDIO
Despl.Losa de aislamiento	cm	42.14	47.50	62.33	39.90	48.69	56.46	101.99	57.00
Despl.extremo losa de aislamiento	cm	42.54	47.89	63.22	41.85	49.89	59	103.33	58.25
Vb	ton	866.22	969.47	1194.98	828.03	985.9	1091.91	1784.91	1103.06
Vb	% peso	10.26%	11.49%	14.16%	9.81%	11.68%	12.94%	21.15%	13.07%
Vs	ton	362.05	390.95	472.505	342.885	404.945	438.605	696.715	444.09
Vs	% peso	4.29%	4.63%	5.60%	4.06%	4.80%	5.20%	8.25%	5.26%
Keff	Ton/m	2063.79	2220.67	2055.25	2168.1	2029.24	1946.37	1792.26	2039.38
ξ	%	16.68	12.02	9.46	15.47	14.41	11.51	7.78	12.48
T	seg	4.06	3.91	4.07	3.96	4.09	4.18	4.35	4.09
Máxima deriva	‰	3.135	3.419	3.051	3.515	2.916	3.957	4.564	3.51
Aceleración Máxima	g	0.300	0.240	0.250	0.300	0.190	0.340	0.240	0.27
Fr	Ton	317.97	301.71	376.15	729.97	355.33	370.79	723.50	453.63
Fr	% peso	3.77%	3.57%	4.46%	8.65%	4.21%	4.39%	8.57%	5.37%

Tabla 6.59: Respuestas en el tiempo empleando las propiedades del límite inferior en X-X

PARAMETROS	UNIDAD	ANGOL	CURICO	HUARAZ	LIMA66	LIMA74	PISCO	PEDERNALES	PROMEDIO
Despl.Losa de aislamiento	cm	43.11	48.88	62.46	40.21	49.87	57.18	102.69	57.77
Despl.extremo losa de aislamiento	cm	43.27	49.32	62.79	40.92	50.48	57.26	103.39	58.21
Vb	ton	867.49	989.13	1196.03	809.6	1010.76	1118.89	1806.09	1114.00
Vb	% peso	10.28%	11.72%	14.17%	9.59%	11.97%	13.26%	21.40%	13.20%
Vs	ton	361.86	398.205	473.975	335.175	414.395	449.475	704.17	448.18
Vs	% peso	4.29%	4.72%	5.62%	3.97%	4.91%	5.33%	8.34%	5.31%
Keff	Ton/m	2143.27	2191.56	2054.08	2216.99	2052.19	2075.73	1824.17	2079.71
ξ	%	16.42	11.80	9.75	15.44	14.17	11.52	7.63	12.39
T	seg	3.98	3.94	4.07	3.92	4.07	4.05	4.32	4.05
Máxima deriva	‰	3.186	2.905	3.175	3.368	2.754	4.257	4.310	3.42
Aceleración Máxima	g	0.330	0.280	0.310	0.320	0.240	0.450	0.240	0.31
Fr	Ton	318.73	312.19	378.76	283.64	377.70	382.63	743.61	399.61
Fr	% peso	3.78%	3.70%	4.49%	3.36%	4.47%	4.53%	8.81%	4.73%

Tabla 6.60: Respuestas en el tiempo empleando las propiedades del límite inferior en Y-Y

6.3. COMPARACION DE PARAMETROS DE INTERES

Habiendo realizado el análisis dinámico de la estructura y obtenido las respuestas estructurales considerando cojinetes elastoméricos y friccionantes procedemos a comparar los resultados considerando los siguientes criterios:

- El coeficiente ψ (%) que relaciona el máximo desplazamiento del nivel de base con el desplazamiento total máximo de la norma E031, considerando los límites inferiores de los dispositivos.
- Derivas y aceleraciones máximas por cada nivel de piso considerando los límites superiores de los dispositivos.
- Parámetros de Interés promedio considerando los límites superiores e inferiores.
- Diagramas Histeréticos.

Coeficiente ψ

Este coeficiente relaciona el desplazamiento del sistema de aislamiento para cada movimiento de registro con el desplazamiento total máximo dado por la norma E031. “Dm” se halla empleando la expresión 4.10, donde previamente se tiene que hallar el factor de amortiguamiento para $\beta=16.98\%$ (elastoméricos dirección X), $\beta=12.48\%$ (friccionantes dirección X), $\beta=15.01\%$ (elastoméricos dirección Y) y $\beta=12.39\%$ (friccionantes dirección Y), como se aprecia en la tabla 6.61. Las tablas 6.62 y 6.63 se muestran el resumen de los valores del coeficiente “ ψ ” para la dirección X e Y respectivamente.

DIRECC.DE ANAL.	AMORTIGUAMIENTO (β)		FACTOR “B _M ”		D _{TM} = 1.15 Dm	
	Elastoméricos	Friccionantes	Elastoméricos	Friccionantes	Elastoméricos	Friccionantes
X - X	16.98 %	12.48 %	1.41	1.27	60.22 cm	66.60 cm
Y - Y	15.01 %	12.39 %	1.35	1.27	62.85 cm	66.74 cm

Tabla 6.61: Desplazamiento Máximo Norma E031, considerando límites inferiores

SEÑAL	SISTEMA DE AISLAMIENTO		ψ	
	Elastoméricos	Friccionantes	Elastoméricos	Friccionantes
ANGOL 2010	34.05	42.55	56.54%	63.89%
CURICO 2010	38.66	47.89	64.20%	71.91%
HUARAZ 1970	39.17	63.22	65.05%	94.93%
LIMA 1966	30.36	41.85	50.42%	62.84%
LIMA 1974	46.2	49.89	76.72%	74.91%
PISCO 2007	43.39	59	72.05%	88.59%
PEDERNALES 2016	78.08	103.33	129.66%	155.16%

Tabla 6.62: Coeficiente ψ , considerando las propiedades del límite inferior en X-X

SEÑAL	SISTEMA DE AISLAMIENTO		ψ	
	Elastoméricos	Friccionantes	Elastoméricos	Friccionantes
ANGOL 2010	37.57	43.27	59.77%	64.83%
CURICO 2010	46.58	49.32	74.11%	73.90%
HUARAZ 1970	43.61	62.79	69.38%	94.08%
LIMA 1966	35.03	40.92	55.73%	61.31%
LIMA 1974	48.23	50.48	76.73%	75.64%
PISCO 2007	46.77	57.27	74.41%	85.81%
PEDERNALES 2016	84.76	103.39	134.85%	154.92%

Tabla 6.63: Coeficiente ψ , considerando las propiedades del límite inferior en Y-Y

La norma de aislamiento E031 no limita los desplazamientos en el sistema de aislamiento, sin embargo, es importante que la relación con el “ D_{TM} ” se mantenga dentro del rango de 50% a 100%. Por lo tanto, se puede ver en los resultados de las tablas 6.62 y 6.63 que el sistema de aislamiento con aisladores elastoméricos nos dan resultados más favorables.

Derivas

Las derivas es un parámetro importante que cumplir en la norma de aislamiento E031, la tabla 6.64 resume las máximas derivas por piso para la dirección X e Y.

NIVEL	ELASTOMERICOS		FRICCIONANTES	
	DERIVA MAXIMA X-X (‰)	DERIVA MAXIMA Y-Y (‰)	DERIVA MAXIMA X-X (‰)	DERIVA MAXIMA Y-Y (‰)
Piso 1	3.533	4.092	4.358	4.366
Piso 2	4.309	4.672	4.98	4.801
Piso 3	4.385	4.716	4.773	4.713
Piso 4	4.237	4.542	4.364	4.426
Piso 5	3.798	4.265	3.974	4.076
Piso 6	3.399	3.935	3.475	3.767

Tabla 6.64: Derivas Máximas, considerando los límites superiores de los dispositivos

Las derivas en la dirección X e Y para ambos sistemas de aislamiento cumplen con el límite para el análisis Tiempo – Historia (5%). Las figuras 6.23 y 6.24 comparan gráficamente las derivas de ambos sistemas de aislamiento para la dirección X e Y respectivamente.

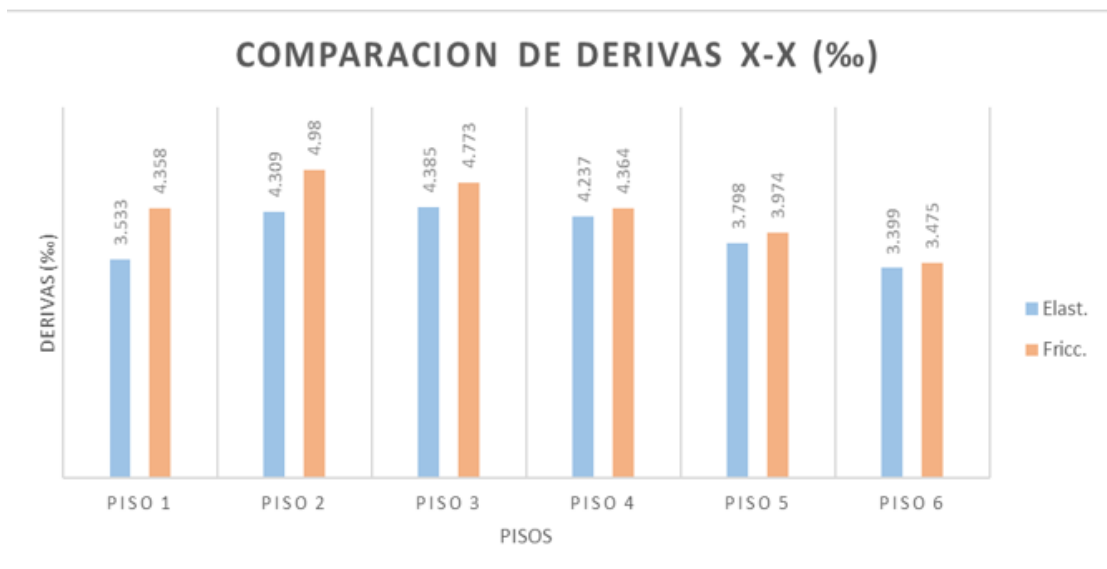


Figura 6.23: Derivas dirección X-X de superestructura con sistema de aislamiento elastoméricos y Friccionante, considerando los límites superiores de los dispositivos.

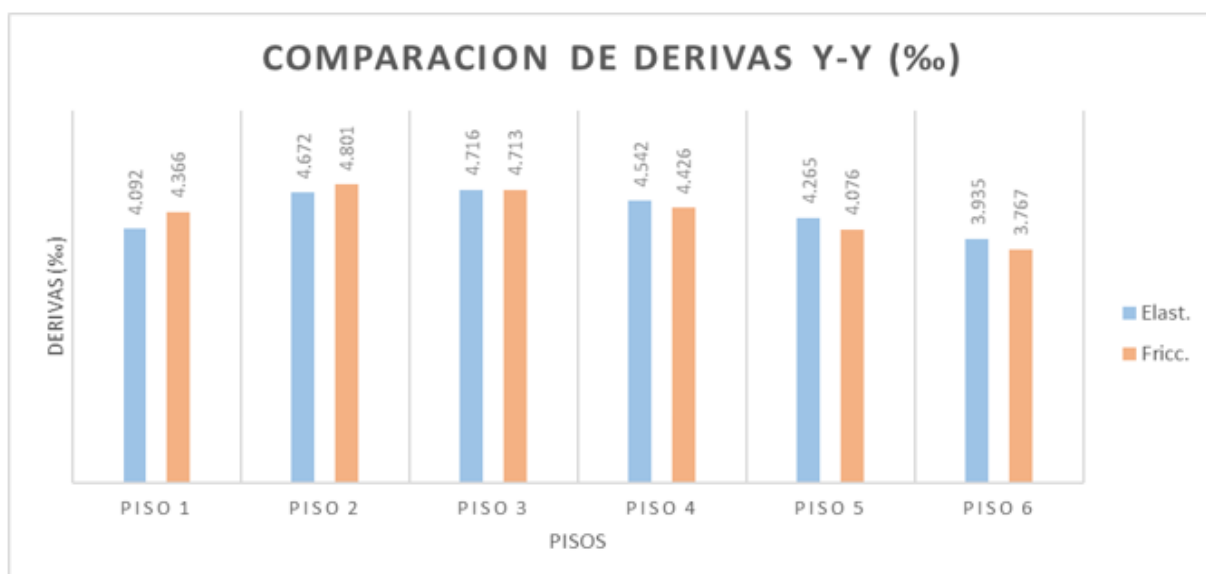


Figura 6.24: Derivas dirección Y-Y de superestructura con sistema de aislamiento elastoméricos y Friccionante, considerando los límites superiores de los dispositivos.

Las derivas más críticas en la dirección X e Y se dan en el piso 3 para los aisladores elastoméricos con un valor de 4.385 ‰ y 4.716‰ respectivamente, mientras que para los aisladores friccionantes se dan en el piso 2 con valores de 4.980 ‰ y 4.801 ‰ respectivamente. Por lo tanto, se deduce que con los aisladores elastoméricos se logra un mejor control de derivas.

Aceleraciones

Las aceleraciones de piso es un parámetro que la norma de aislamiento E031 no establece límites, sin embargo, recurriendo a metodologías internacionales como es el HAZUS podemos establecer objetivos de desempeño. En la tabla 6.65 se muestra el estado de daño no estructural que establece la metodología HAZUS de acuerdo a las aceleraciones en unidades de gravedad que se alcanzan.

Nivel de Sismo del Diseño	Estado de daño			
	Leve	Moderado	Extendido	Completo
Alto	0.30	0.60	1.20	2.40
Moderado	0.25	0.50	1.00	2.00
Bajo	0.20	0.40	0.80	1.60
Pre diseño	0.20	0.40	0.80	1.60

Tabla 6.65: Picos de aceleración de entrepiso (g) para definir el nivel de daño no estructural. Adaptado [HAZUS, 2003]

El fin de esta metodología radica en conocer el daño no estructural en edificios hospitalarios, ya que nos permite estimar un costo de reparación, debido a los equipos costosos que se suelen tener en un hospital y que tras una elevada aceleración de pisos se puedan ver dañados. A continuación, se muestran las tablas 6.66 y 6.67 donde se calcula de acuerdo con la tabla 6.65 el estado de daño no estructural en cada piso de la estructura, para las direcciones X e Y respectivamente.

NIVEL	ELASTOMERICOS		FRICCIONANTES	
	ACELERACIÓN MAXIMA X-X (g)	ESTADO DE DAÑO	ACELERACIÓN MAXIMA X-X (g)	ESTADO DE DAÑO
Losa Aisl.	0.37	Moderado	0.29	Leve
Piso 1	0.25	Leve	0.26	Leve
Piso 2	0.32	Moderado	0.24	Leve
Piso 3	0.38	Moderado	0.24	Leve
Piso 4	0.31	Moderado	0.25	Leve
Piso 5	0.36	Moderado	0.32	Moderado
Piso 6	0.59	Moderado	0.42	Moderado

Tabla 6.66: Aceleraciones de cada piso y Estado de Daño no Estructural de la estructura con aisladores elastoméricos y friccionantes, dirección X-X considerando los límites superiores de los dispositivos

NIVEL	ELASTOMERICOS		FRICCIONANTES	
	ACELERACIÓN MAXIMA Y-Y (g)	ESTADO DE DAÑO	ACELERACIÓN MAXIMA Y-Y (g)	ESTADO DE DAÑO
Losa Aisl.	0.43	Moderado	0.38	Moderado
Piso 1	0.29	Leve	0.27	Leve
Piso 2	0.24	Leve	0.24	Leve
Piso 3	0.26	Leve	0.24	Leve
Piso 4	0.29	Leve	0.25	Leve
Piso 5	0.35	Moderado	0.34	Moderado
Piso 6	0.58	Moderado	0.48	Moderado

Tabla 6.67: Aceleraciones de cada piso y Estado de Daño no Estructural de la estructura con aisladores elastoméricos y friccionantes, dirección Y-Y considerando los límites superiores de los dispositivos

De acuerdo a los resultados obtenidos del estado de daño no estructural en las tablas 6.66 y 6.67 se puede deducir que para un sismo Máximo de diseño la estructura tiene un daño de Leve – Moderado con ambos sistemas de Aislamiento.

Parámetros de Interés Promedio

Hasta el momento hemos comparado los resultados máximos de cada nivel para cada movimiento de registro, sin embargo, es importante realizar una comparación de los promedios de todos los parámetros de interés de la estructura. La tabla 6.68 muestra el resumen de promedios de parámetros de interés considerando los límites superiores e inferiores de los dispositivos elastoméricos y friccionantes, deduciendo lo siguiente:

- En los desplazamientos del centro de masa y extremo de la losa de aislamiento se obtienen valores más apropiados con los aisladores elastoméricos.
- Es importante que el sistema de aislamiento tome una carga importante de fuerza cortante de manera que reduce la acción sísmica en la superestructura. Se aprecia en los resultados, que con el sistema Friccionante se logra tener cargas importantes de cortante en el nivel de base a comparación del sistema elastomérico, sin embargo, la fuerza cortante en la superestructura también es mayor. Por lo tanto, el sistema de aislamiento con aisladores elastoméricos ofrecerán mejor protección sísmica a la superestructura.
- En un inicio para las propiedades nominales se supuso como amortiguamiento objetivo el valor de 15% y 20% para el sistema con aisladores elastoméricos y friccionantes respectivamente, se puede apreciar que con los aisladores elastoméricos se ha aproximado más a los valores objetivos considerando los límites superiores, donde el amortiguamiento se verá aumentado.
- El sistema con aisladores elastoméricos ofrecen un mejor control de derivas.

PARAMETROS	UNIDAD	LIMITE SUPERIOR				LIMITE INFERIOR			
		X-X		Y-Y		X-X		Y-Y	
		ELASTOM.	FRICC.	ELASTOM.	FRICC.	ELASTOM.	FRICC.	ELASTOM.	FRICC.
Despl.Losa de aislamiento	cm	38.22	55.17	38.77	55.82	43.19	57.00	43.39	57.77
Despl.extremo losa de aislamiento	cm	40.02	56.64	43.16	56.91	44.28	58.25	48.94	58.21
Vb	ton	1175.45	1298.91	1173.84	1320.77	733.88	1103.06	731.48	1114.00
Vb	% peso	14.23%	15.39%	14.21%	15.65%	8.88%	13.07%	8.85%	13.20%
Vs	ton	508.58	550.49	503.62	558.64	309.35	444.09	304.57	448.18
Vs	% peso	6.16%	6.52%	6.10%	6.62%	3.74%	5.26%	3.69%	5.31%
Keff	Ton/m	3105.40	2597.74	2892.07	2614.35	1793.77	2039.38	1657.32	2079.71
ξ	%	20.32	19.17	19.07	18.87	16.98	12.48	15.01	12.39
T	seg	3.28	3.63	3.41	3.62	4.31	4.09	4.49	4.05
Máxima deriva	‰	4.01	4.03	3.98	4.03	2.52	3.51	2.43	3.42
Aceleración Máxima	g	0.46	0.33	0.49	0.38	0.28	0.27	0.30	0.31
Fr	Ton	336.81	363.44	316.19	378.36	214.37	453.63	200.33	399.61
Fr	% peso	4.08%	4.31%	3.83%	4.48%	2.60%	5.37%	2.43%	4.73%

Tabla 6.68: Resumen de Promedios de Parámetros de Interés considerando los límites Superiores e Inferiores de los dispositivos elastoméricos y friccionantes

Por todo lo mencionado anteriormente, se deduce que ambos sistemas de aislamiento ofrecen una adecuada protección sísmica, sin embargo, el sistema de aislamiento con aisladores elastoméricos serán los que ofrezcan una mejor respuesta estructural y brinden mejor protección sísmica al MÓDULO 3 DEL NUEVO HOSPITAL II JOSE ALFREDO OLAVARRIA DE TUMBES.

Luego de haber elegido el sistema de aislamiento que mejor sintoniza con la estructura hospitalaria, se procede a verificar el sistema de aislamiento bajo las condiciones establecidas en la Norma Técnica Peruana de Aislamiento E031. En los anexos se presenta el diseño preliminar de los aisladores LRB-01.

6.4. VERIFICACION DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO CON LOS LIMITES INFERIORES

Desplazamiento Máximo

El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento considerando los límites inferiores se calculará para ambas direcciones de análisis con el propósito de hallar el desplazamiento total máximo para los momentos P-delta y cumplir con el mínimo desplazamiento lateral establecido en el numeral 26.1 de la normativa peruana.

- Calculamos el Desplazamiento máximo D_M para la dirección X-X mediante la ecuación 4.10 considerando para el periodo T_M y el factor B_M los valores de la tabla 6.30.

$$D_M = \frac{S_{aM} T_M^2}{4\pi^2 B_M}$$

$$D_M = \frac{(0.159g)4.31^2}{4\pi^2 \cdot (1,41)}$$

$$D_M = 52,36 \text{ cm}$$

El desplazamiento total D_{TM} se calcula mediante la expresión 4.12 considerando que la dimensión menor de la proyección en planta de la estructura, medida perpendicularmente a la dimensión mayor es $b= 21.70$ m y la dimensión mayor de la proyección en planta es $d=44.30$ m, mientras que las coordenadas del centro de masa y centro de rigidez son (21.07, 11.29) y (23.23, 10.96) con lo cual se calcula los valores de r_a y P_T con las ecuaciones 4.14 y 4.13 respectivamente.

$$r_a = \frac{1}{12} \sqrt{b^2 + d^2} \quad (4.14)$$

$$r_a = \frac{1}{12} \sqrt{21.70^2 + 44.30^2} = 4.11 \text{ m}$$

$$P_T = \frac{1}{r_a} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x^2 + y^2)}{N}} \geq 1 \quad (4.13)$$

$$P_T = \frac{1}{4.11} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x^2 + y^2)}{39}} = 3.91 \geq 1$$

Para la variable “y” se tomará el punto más alejado que se encuentra en las coordenadas (44.30, 21.90) y para la variable “e” se considera la excentricidad natural más la excentricidad accidental $e = 11.29 - 10.96 + 0.05 \times 21.70 = 1.415 \text{ m}$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{r_T^2} \right) \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (4.12)$$

$$D_{TM} = 52,36 \left[1 + \left(\frac{10.61}{3.91^2} \right) \left(\frac{12(1.415)}{21.70^2 + 44.30^2} \right) \right]$$

$$D_{TM} = 52,61 \text{ cm} = 1.004 D_M$$

El valor de D_{TM} debe ser mayor o igual a $1.15 D_M$ ($1.15 \times 52,36 = 60,21 \text{ cm}$). Por lo tanto, el valor de D_{TM} es $60,21 \text{ cm}$.

La norma de aislamiento en su numeral 26.1 establece que la losa de aislamiento soporte un desplazamiento lateral mínimo equivalente al 80% de D_{TM} . La tabla 6.69 muestra el desplazamiento considerado para el efecto P-delta, sin embargo, para la separación entre el edificio aislado y los muros de contención será de 100 cm .

NIVEL	80% D_{TM}	Despl. Tiempo-Historia	D_{TM}
Losa de Aislamiento	48.16 cm	78.08cm	80cm

Tabla 6.69: Desplazamiento Total Máximo dirección X-X

- Calculamos el Desplazamiento máximo D_M para la dirección Y-Y mediante la ecuación 4.10 considerando para el periodo T_M y el factor B_M los valores de la tabla 6.31.

$$D_M = \frac{S_{aM} T_M^2}{4 \pi^2 B_M}$$

$$D_M = \frac{(0.147g) 4.49^2}{4 \pi^2 (1,35)}$$

$$D_M = 54,66 \text{ cm}$$

El desplazamiento total D_{TM} se calcula mediante la expresión 4.12 considerando que la dimensión menor de la proyección en planta, medida perpendicularmente a la dimensión

mayor es $b= 21.70$ m y la dimensión mayor de la proyección en planta es $d=44.30$ m, mientras que las coordenadas del centro de masa y centro de rigidez son $(21.07, 11.29)$ y $(23.23, 10.96)$ con lo cual se calcula los valores de r_a y P_T con las ecuaciones 4.14 y 4.13 respectivamente.

$$r_a = \frac{1}{12} \sqrt{b^2 + d^2} \quad (4.14)$$

$$r_a = \frac{1}{12} \sqrt{21.70^2 + 44.30^2} = 4.11 \text{ m}$$

$$P_T = \frac{1}{r_a} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x^2 + y^2)}{N}} \geq 1 \quad (4.13)$$

$$P_T = \frac{1}{4.11} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x^2 + y^2)}{39}} = 3.91 \geq 1$$

Para la variable “y” se tomará el punto más alejado que se encuentra en las coordenadas $(44.30, 21.90)$ y para la variable “e” se considera la excentricidad natural más la excentricidad accidental $e= 23.23-21.07 + 0.05 \times 44.30 = 4.375$ m

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (4.12)$$

$$D_{TM} = 54,66 \left[1 + \left(\frac{21.07}{3.91^2} \right) \left(\frac{12(4.375)}{21.70^2 + 44.30^2} \right) \right]$$

$$D_{TM} = 56,28 \text{ cm} = 1.03 D_M$$

El valor de D_{TM} debe ser mayor o igual a $1.15 D_M$ ($1.15 \times 54,66=62,85\text{cm}$). Por lo tanto, el valor de D_{TM} es 62.85 cm.

$$D_{TM} = 62,85 \text{ cm}$$

La norma de aislamiento en su numeral 26.1 establece que la losa de aislamiento soporte un desplazamiento lateral mínimo equivalente al 80% de D_{TM} . La tabla 6.70 muestra el desplazamiento considerado para el efecto P-delta, sin embargo, para la separación entre el edificio aislado y los muros de contención será de 100cm .

NIVEL	80% D_{TM}	Despl. Tiempo-Historia	D_{TM}
Losa de Aislamiento	50.28 cm	84.76cm	85cm

Tabla 6.70: Desplazamiento Total Máximo dirección Y-Y

Fuerza de Restitución Lateral

- Calculamos para ambas dirección X-X e Y-Y, la cual debe cumplir la expresión 4.1:

$$F_r = F_{DM} - F_{0.5DM} \geq 2.5\%P \quad (4.1)$$

En las tablas 6.71 y 6.72 podemos ver que el promedio de las fuerzas de restitución lateral para la dirección X es 2.60%P y para la dirección Y es 2.43%P, se consideran resultados aceptables teniendo en cuenta los factores de seguridad empleados en cada proceso.

6.5. VERIFICACION DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO CON LOS LIMITES SUPERIORES

Cortante Mínima en Sistema de Aislamiento

El desplazamiento máximo considerando los límites superiores se calculará para ambas direcciones de análisis con el propósito de hallar la cortante mínima en el sistema de aislamiento.

- Calculamos el Desplazamiento máximo D_M para la dirección X-X mediante la ecuación 4.10 considerando para el periodo T_M y el factor B_M los valores de la tabla 6.28.

$$D_M = \frac{S_{aM} T_M^2}{4\pi^2 B_M}$$

$$D_M = \frac{(0.276g)3.28^2}{4\pi^2 \cdot (1,51)}$$

$$D_M = 48,99 \text{ cm}$$

Luego de calcular el valor de D_M y conociendo la rigidez en la dirección X de 3105.40 Ton/m procedemos a calcular el valor de la fuerza lateral de diseño V_b mediante la ecuación 4.15.

$$V_b = K_M \cdot D_M \quad (4.15)$$

$$V_b = 3105.40 \times 0.48$$

$$V_b = 1521.33 \text{ Ton}$$

A partir de la obtención del valor de V_b mediante las ecuaciones 4.17 procedemos a calcular el valor de V_{st} , para ello tenemos que apoyarnos de la tabla 6.2 de donde se obtienen los valores de $P = 842.329$ y $P_s = 632.489 \text{ ton} \cdot \text{seg}^2/\text{m}$.

$$V_{st} = V_b \left(\frac{P_s}{P} \right)^{(1-2,5\beta_M)} \quad (4.17)$$

$$V_{st} = (1521.33) \left(\frac{632.489}{842.329} \right)^{(1-2,5 \times 0.2032)}$$

$$V_{st} = 1321.31 \text{ Ton}$$

De la ecuación 4.16 obtenemos el valor de la Fuerza Cortante mínima V_s que debe ser capaz de resistir la superestructura.

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} \quad (4.16)$$

$$V_s = \frac{1321.31}{2} = 660.65 \text{ Ton}$$

La norma peruana de aislamiento nos da límites mínimos para la fuerza lateral V_s que se verifican a continuación:

$$V_s \geq \frac{ZSC_{TMP_S}}{R} \quad (4.18)$$

$$V_s \geq \frac{(0.45)(1.10)(0.371)(632.489)g}{7}$$

$$V_s = 660.65 \text{ Ton} \geq 163.22 \text{ Ton}$$

$$V_s \geq 1.5Q_d \quad (3.18)$$

$$V_s \geq 1.5(416.29)$$

$$V_s = 660.65 \text{ Ton} \geq 624.43 \text{ Ton}$$

Para la dirección Y-Y se tomará cortante mínima de la dirección X-X, debido a que el cálculo será menor por la rigidez efectiva promedio.

6.6. FUERZAS LATERALES EN LA BASE Y SISTEMA DE AISLAMIENTO

Para calcular las fuerzas laterales generadas en la base y en el nivel de aislamiento, se tiene que incorporar los resultados del análisis tiempo-historia en el modal espectral. Para ello, de la tabla 6.28 obtenemos la rigidez efectiva de 3105.40 ton/m y un amortiguamiento efectivo de 20.32% para la dirección X y 19.07% para la dirección Y, con lo cual se hallarán las nuevas propiedades lineales de los dispositivos. La tabla 6.71 muestra las rigideces de cada dispositivo, cabe indicar que el amortiguamiento efectivo se ingresará directamente a los modos fundamentales mientras que el factor de amortiguamiento de cada dispositivo se consideró nulo.

Tipo de Aislador	Numero de dispositivos	Rigidez Efectiva Inicial (Keff)	Rigidez Efectiva (Keff)
LRB-01	18	95.62	101.69
LRB-02	21	54.64	60.71

Tabla 6.71: Rigidez efectiva inicial y la utilizada para calcular las fuerzas laterales de la base y del sistema de aislamiento considerando las propiedades máximas

Luego de ingresar las rigideces efectivas de la tabla 6.71 y el amortiguamiento en los modos fundamentales, se obtuvo las fuerzas laterales de diseño de la base y el sistema de aislamiento. En las tablas 6.72 y 6.73 se muestran el resumen.

NIVEL	FUERZA ETABS (Ton)	90% Vb ó 100% Vs	FACTOR DE ESCALAMIENTO
Losa de Aislamiento	1070.59	660.65	0.62
Base	1389.52	1521.33	1.09

Tabla 6.72: Factor de Escalamiento dirección X-X

NIVEL	FUERZA ETABS (Ton)	90% Vb ó 100% Vs	FACTOR DE ESCALAMIENTO
Losa de Aislamiento	1060.23	660.65	0.62
Base	1394.92	1521.33	1.09

Tabla 6.73: Factor de Escalamiento dirección Y-Y

VII. DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO DEL MODULO 3 DEL HOSPITAL

JOSE ALFREDO OLAVARRIA DE TUMBES

Para el diseño de los elementos de concreto armado se usará el análisis modal espectral donde el sistema de aislamiento tendrá que tener las propiedades del límite superior. Así mismo, el análisis y diseño se realizará bajo la normativa peruana de Concreto Armado E060 del Reglamento Nacional de Edificaciones, además el método utilizado será el diseño por resistencia donde se considera factores que afectan la resistencia nominal dependiendo del tipo de esfuerzo que se analiza. En la tabla 7.1 se muestra los factores de reducción.

Esfuerzo	Factor de Reducción (ϕ)
Flexión Pura	0.90
Tracción Pura o con Flexión	0.90
Compresión Pura o con Flexión	0.70
Corte y Torsión	0.85

Tabla 7.1: Factores de Reducción de la resistencia nominal

Las combinaciones de carga serán las que se establecen en la norma E060 y que se detallan en el cuadro 7.2.

Combinaciones de Diseño
1.40 CM + 1.70 CV
1.25 (CM+CV) \pm CS
0.90 CM \pm CS

Tabla 7.2: Combinaciones de Carga de diseño

7.1. Consideraciones para el Diseño

- La fuerza de compresión del concreto es 280 kg/cm^2 , por lo tanto, el valor del parámetro β_1 es 0.85.
- Se considerará en todo momento la hipótesis del modelo elastoplástico, es decir, el esfuerzo generado en el acero equivale al esfuerzo de fluencia.
- Se usará la ecuación fundamental del diseño por flexión

$$M_n = A_s x f_y x (d - a/2) \quad (7.1)$$

- Para el acero mínimo se considerará que una sección sometida a flexión, la cantidad de acero en tracción debe ser igual o mayor 1.20 veces el momento de agrietamiento de la sección.

Además, la cantidad de acero mínimo tendrá que ser mayor o igual al resultado de la ecuación 7.2.

$$A_{s_{\min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad (7.2)$$

- La longitud de anclaje de refuerzo deberá cumplirse en todos los elementos, con el fin de que el acero logre su resistencia de diseño.
- La resistencia por corte será el aporte de las resistencias al corte del concreto y acero (ecuación 7.3), en la norma E060 se especifican las fórmulas para calcular la resistencia de corte del concreto dependiendo si el elemento se encuentra sometido a compresión (ecuación 7.5) o no (ecuación 7.4).

$$V_n = V_s + V_c \quad (7.3)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} cbd \quad (7.4)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right) bd \quad (7.5)$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (7.6)$$

- La resistencia por corte del acero “ V_s ” no deberá exceder al valor de la ecuación 7.7.

$$V_{s_{\max}} = 2.10 \sqrt{f'_c} cbd \quad (7.7)$$

- En toda la sección del elemento se deberá cumplir las ecuaciones 7.8 y 7.9.

$$\phi M_n \geq M_u \quad (7.8)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (7.9)$$

- Para los elementos sometidos a Flexocompresión se utilizará los diagramas de interacción que se pueden obtener de los programas de análisis.
- Los elementos estructurales diseñados se tendrán que verificar por control de fisuración (ecuación 7.10) de acuerdo lo indicado en la Norma E060.

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d \cdot A_{ct}} \leq 26,000 \text{ kg/cm} \quad (7.10)$$

$$f_s = \frac{M_s}{0.9d \cdot A_s} \quad (7.11)$$

$$A_{ct} = \frac{2y_s b}{n} \quad (7.12)$$

- Los elementos estructurales sometidos a flexión se tendrán que verificar por control de deflexiones de acuerdo lo indicado en la Norma E060, donde se establecen las deflexiones admisibles máximas, las cuales se muestran en la tabla 7.3.

Tipo de Elemento	Deflexión Considerada	Limite de Deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión inmediata debido a la carga viva	$\frac{L}{180}$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión inmediata debido a la carga viva	$\frac{L}{360}$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (Deflexión a largo plazo debido al total de cargas permanentes + Deflexión inmediata debido a cualquier carga viva adicional)	$\frac{L}{480}$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		$\frac{L}{240}$

Tabla 7.3: Deflexiones máximas admisibles. Adaptado de (Sencico, 2009)

La deflexión total de un elemento de concreto armado está determinado por la suma de la deflexión inmediata debido a cargas de servicio y la deflexión diferida por la fluencia plástica del concreto.

Para calcular la deflexión inmediata debido a las cargas servicio se tiene que partir calculando el Momento de Agrietamiento “ M_{cr} ” considerando para ello, la relación entre los módulos de elasticidad del concreto y el acero, así mismo es necesario hallar la inercia efectiva de la sección transformada agrietada “ I_e ”, todas estas variables se relacionan en la ecuación (7.13).

$$M_{cr} = \frac{f_r I_e}{y_t} \quad (7.13)$$

A partir de hallar el valor de “ M_{cr} ”, analizamos lo siguiente:

- Sí M_{cr} es mayor al momento actuante en la sección M_s para cargas de servicio entonces puede estimarse la Inercia efectiva “ I_e ” como la Inercia no agrietada “ I_g ”.

$$I_g = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y_o - \frac{h}{2} \right)^2 + (n - 1) A_s (d - y_o)^2 \quad (7.14)$$

- Sí M_{cr} es menor que el momento actuante en la sección M_s para cargas de servicio, entonces la inercia efectiva con las ecuaciones (7.15) y (7.16).

$$I_e = \frac{b.c^3}{3} + n.A_s.(d - c)^2 \quad (7.15)$$

$$I_e = \frac{b.c^3}{3} + n.A_s.(d - c)^2 + (2n - 1).A_s'.(c - d)^2 \quad (7.16)$$

Para calcular la post-deflexión generado por la fluencia plástica del concreto y de la retracción, se debe hallar el factor “ $\lambda\Delta$ ” mediante la ecuación (7.17), en la que ρ' representa la cuantía del acero en compresión calculado en centro de la luz para tramos simples, continuos y en el punto de apoyo para voladizos. El factor “ ξ ” se puede obtener con la tabla 7.4 y depende de la duración de la carga sostenida.

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'} \quad (7.17)$$

Duración de Carga Sostenida	Factor ξ
3 meses	1,0
6 meses	1,2
12 meses	1,4
5 años o más	2,0

Tabla 7.4: Factor ξ dependiente del tiempo para cargas sostenidas. Adaptado de (Sencico, 2009)

Para otras duraciones diferentes a la tabla 7.4 se puede estimar utilizando el diagrama de la figura 7.1.

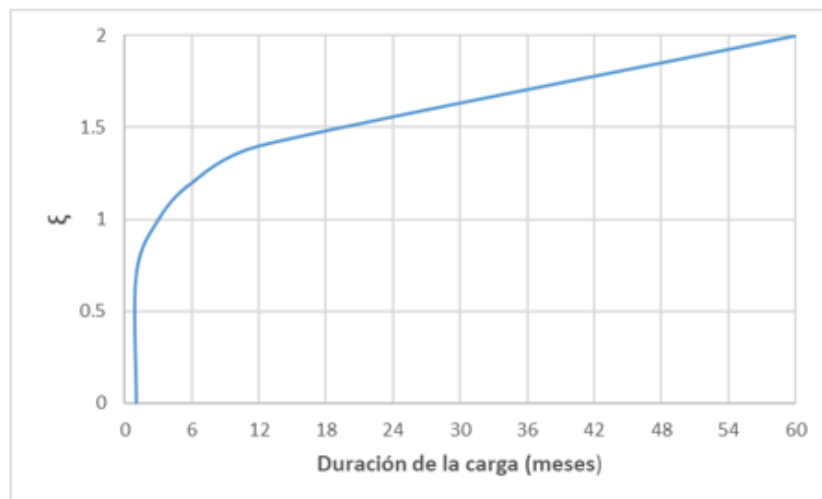


Figura 7.1: Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas

7.2. Memoria de Cálculo

7.2.1. Diseño de Losas Macizas

Para calcular las fuerzas de diseño se utilizó el software SAFE 2016 donde se ha considerado las dimensiones reales de vigas, columnas (elements frame) y muros (elements Shell). Además, el metrado de cargas se realizó con lo indicado en la N.T.P. E020, decidiendo utilizar una sobrecarga de 0.40 ton/m^2 que ira alternando su acción en cada paño para hallar el mayor esfuerzo actuante, mientras que las tabiquerías se introdujeron asignando sobre una viga sin sección la carga lineal correspondiente, considerando $\gamma = 1.80 \text{ ton/m}^3$.

Diseño por Flexión

El criterio que se utilizó fue considerar la cuantía mínima $\rho=0.0018$ tanto para la malla superior como la inferior, optando finalmente por usar $\phi \frac{1}{2}'' @ 0.15\text{m}$ en toda la longitud de los paños, adicionando los bastones necesarios en ciertos puntos críticos de acuerdo al momento actuante.

Las solicitaciones se obtienen del software, mientras que para calcular el refuerzo adicional se utilizó la ecuación 7.1. En las figuras 7.2 y 7.3 se muestra el diagrama de momentos últimos en las direcciones 11 y 22.

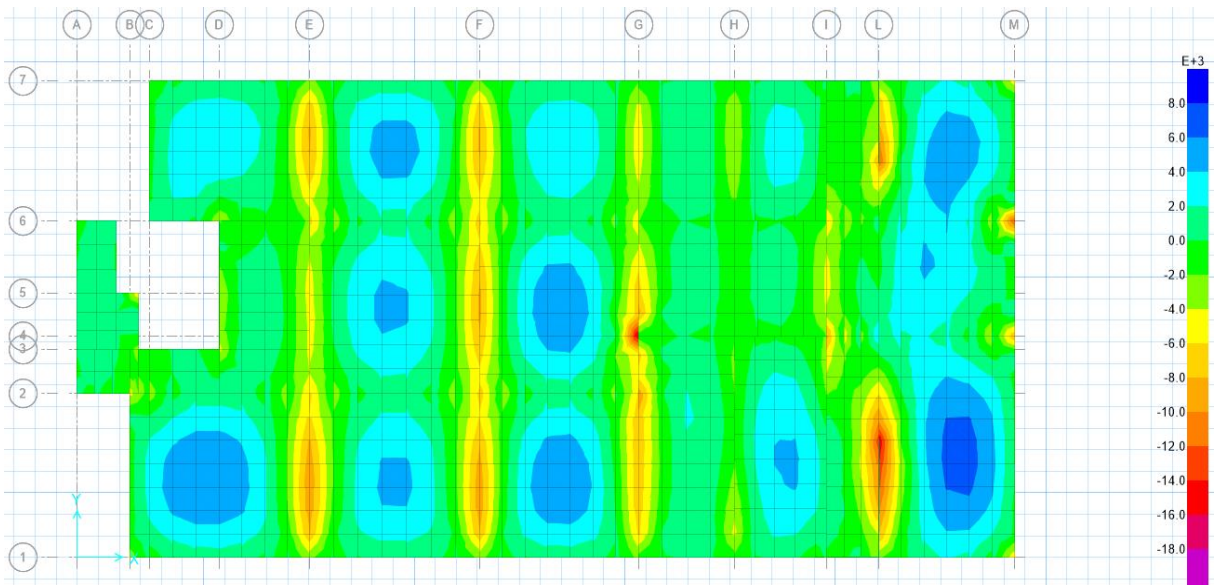


Figura 7.2: Momentos Últimos dirección 11

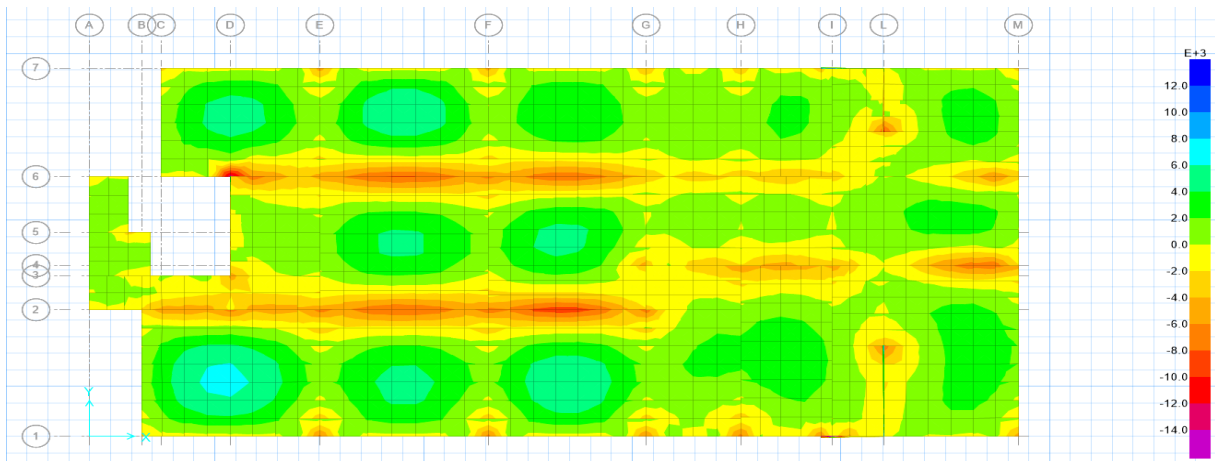


Figura 7.3: Momentos Últimos dirección 22

Con el fin de reflejar el diseño a flexión, se detallará el refuerzo utilizado en el primer paño de la losa ubicado entre los ejes C-E y 6-7. En la tabla 7.5 se resume el refuerzo.

Dirección	Mu (Ton.m)	Refuerzo Total	Ø Mn (Ton.m)
11	-1.49	Ø ½" @.15	-5.16
11	-10.31	Ø ½" @.15 + Ø ½" @.15	-10.32
11	4.19	Ø ½" @.15	5.16
22	-9.66	Ø ½" @.15 + Ø ½" @.15	-10.32
22	-3.94	Ø ½" @.15	-5.16
22	5.39	Ø ½" @.15 + Ø 3/8" @.15	8.10

Tabla 7.5: Momentos Actuantes y Acero Proporcionado al Paño de ejemplo

Diseño por Corte

En losas macizas al no contar con estribos, la resistencia al corte es proporcionado íntegramente por el concreto y se calcula mediante la ecuación 7.4. En las figuras 7.4 y 7.5 se muestra el diagrama de cortantes últimos en las direcciones 13 y 23.

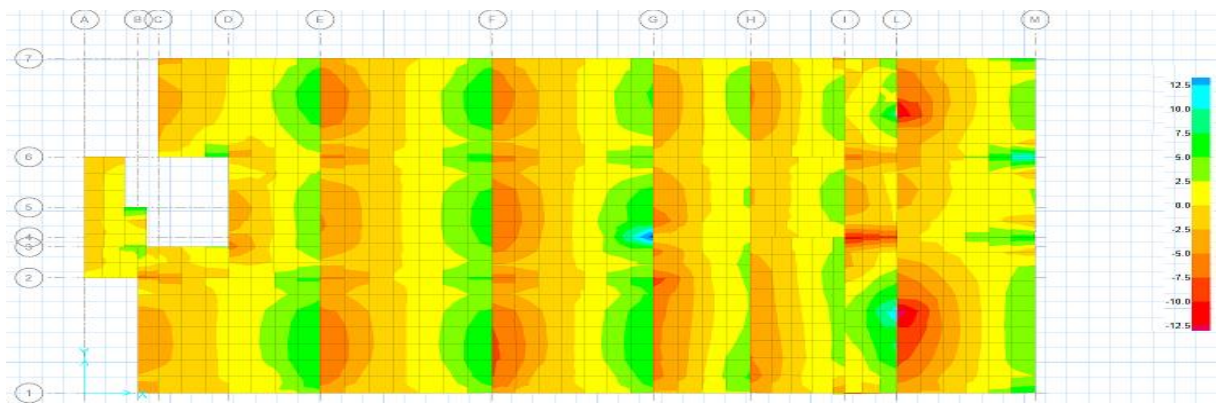


Figura 7.4: Cortantes Últimas dirección 13

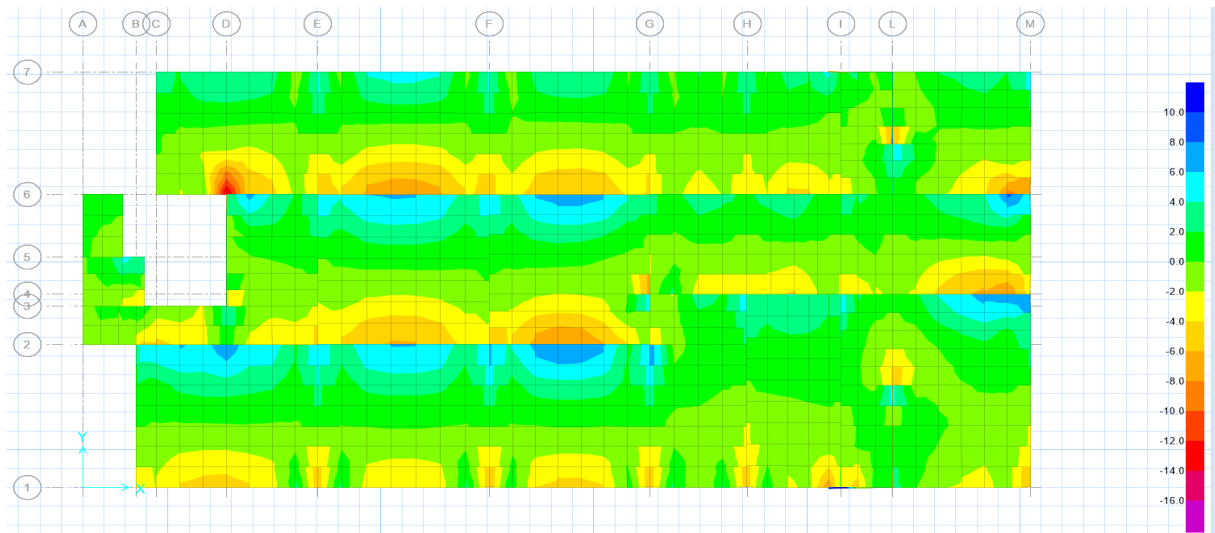


Figura 7.5: Cortantes Últimas dirección 23

A manera de ejemplo se calcula la resistencia por corte para el paño del ejemplo.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}bd \quad (7.4)$$

$$V_c = 0.53x\sqrt{280}x100x17 = 12.80 \text{ ton}$$

Verificación por Fisuración

Para realizar la verificación por fisuración tenemos que determinar los momentos de servicio que se generan en los paños, para el que estamos usando de ejemplo tenemos 2.26 Ton.m (dirección 11) y 3.09 Ton.m (dirección 2-2).

Con la ecuación (7.12) y los parámetros de la tabla 7.6 calculamos el valor del área de concreto en tracción que rodea al refuerzo principal en tracción dividida entre el número de barras “n” (Act).

$$A_{ct} = \frac{2y_s b}{n} \quad (7.12)$$

$$A_{ct} = \frac{2(3cm)(100cm)}{(5)} = 120cm^2$$

Luego con la ecuación (7.11) y los parámetros de la tabla 7.6 calculamos el esfuerzo del acero con cargas de servicio (f_s).

$$f_s = \frac{Ms}{0.9d.A_s} \quad (7.11)$$

$$f_s = \frac{3.09 \text{ Ton.m}}{0.9(17cm)(9.90cm^2)} = 2040 \text{ kg/cm}^2$$

Finamente con la ecuación (7.10) calculamos el parámetro “Z”, que resulta ser menor a 26,000 kg/cm, cumpliendo la normativa peruana.

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{dc \cdot Act} \leq 26,000 \text{ kg/cm} \quad (7.10)$$

$$Z = (2040 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) \cdot \sqrt[3]{(3\text{cm})(120\text{cm}^2)} \leq 26,000 \text{ kg/cm}$$

$$Z = 14\,512 \text{ kg/cm}$$

Descripción	Variable	Valor
Ancho	b	100 cm
Altura	h	20 cm
Área de Acero en tracción	As	9.90 cm ²
Momento de Servicio	Ms	3.09 Ton.m
Distancia entre el eje de la varilla en tracción y la fibra en tracción más alejada	dc	3 cm
Número de Barras en tracción	n	5
Centroide del área de concreto en tracción	\bar{y}_s	3 cm

Tabla 7.6: Parámetros para cálculo de Fisuración en Paño de ejemplo

Verificación por Deflexiones

Para verificar este parámetro es necesario utilizar la tabla 7.3 para determinar la deflexión máxima permisible en la mitad del paño de acuerdo a la normativa peruana. Para nuestro caso, se toma como límite de deflexión “L/480”, donde L es igual a 620 cm resultando 1.29 cm la deflexión permisible.

Descripción	Variable	Valor
Fuerza de compresión del concreto	F ^c	280 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del concreto	Ec	250 998 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del acero	Es	2 000 000 kg/cm ²
Relación entre módulos de elasticidad	n	7.97
Área de Acero en tracción	As	9.90 cm ²
Momento de Servicio (CM +0.50 CV)	Ms	2.06 Ton.m
Cuantía de acero en compresión	ρ ^c	0.001
Factor dependiente del tiempo	ξ	2
Ancho	b	100 cm
Altura	h	20 cm
Largo	L	620 cm

Tabla 7.7: Parámetros para cálculo de Deflexión Máxima

Primero tenemos que calcular el momento de agrietamiento a partir de los parámetros de la tabla

7.7 y ecuación (7.13).

$$y_o = \frac{\left[(100)(20) \left(\frac{20}{2} \right) + (7.97 - 1)(9.90)(17) \right]}{(7.97 - 1)(9.90) + (20)(100)} = 10.23 \text{ cm}$$

$$y_t = 20 - 10.23 = 9.77 \text{ cm}$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y_o - \frac{h}{2} \right)^2 + (n - 1)A_s(d - y_o)^2 \quad (7.14)$$

$$I_g = \frac{(100)(20)^3}{12} + (100)(20) \left(10.23 - \frac{20}{2} \right)^2 + (6.97)(9.90)(17 - 10.23)^2 = 69,934 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_e}{y_t} \quad (7.13)$$

$$M_{cr} = \frac{(2\sqrt{280})(69,934)}{(9.77)} = 2.40 \text{ Ton.m}$$

El momento de agrietamiento resulta mayor al momento actuante para condiciones de servicio, por lo tanto, procedemos a calcular la inercia efectiva con la ecuación.

$$I_e = I_g$$

En el Momento actuante por cargas de servicio se ha considerado el 100% de la CM y 50% de la CV, por lo tanto, la carga no permanente será el 50% de la carga viva la misma que genera un Momento actuante de 1.02 Ton.m.

$$Y_{m\acute{a}x} = \frac{2.06 * 10^5 * (1 + 1.90) * 620^2}{250,998 * 69,934 * 16} + \frac{1.02 * 10^5 * 620^2}{250,998 * 69,934 * 16}$$

$$Y_{m\acute{a}x} = 0.96 \text{ cm} < 1.29 \text{ cm}$$

7.2.2. Diseño de Vigas de Aislamiento

Se asignaron los momentos de segundo orden P-Δ al centro de los capiteles mediante la ecuación (3.68), cabe indicar que el peso que será multiplicado por el desplazamiento total máximo para el momento P-Δ es el proveniente de la carga máxima vertical indicado en la normativa E031 y mencionado en el ítem 3.2.11 del presente proyecto de tesis. La figura 7.6 muestra la asignación de los momentos P-delta en el modelado 3D.

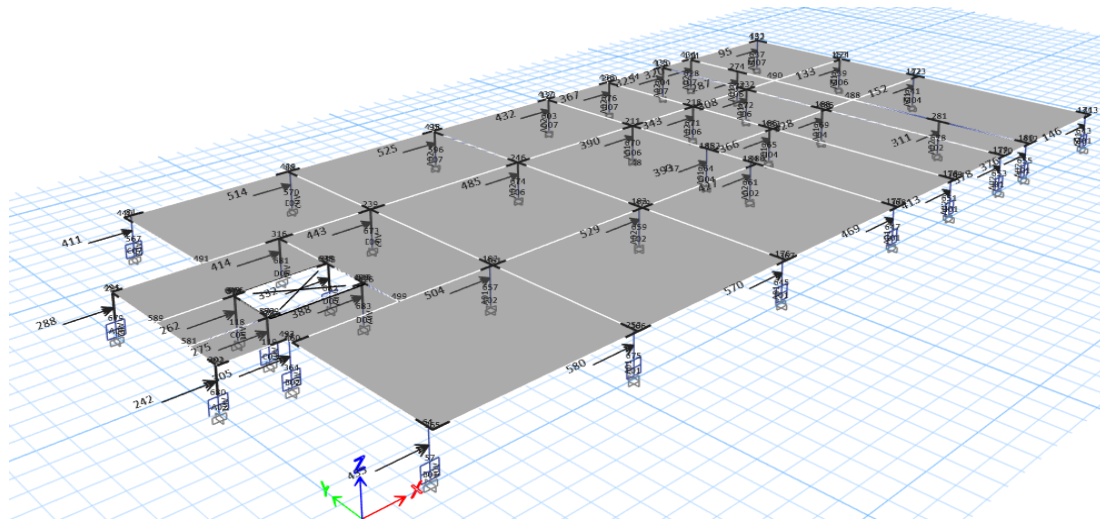


Figura 7.6: Momentos $P-\Delta$ - Modelado 3D

Como ejemplo, se diseñará la viga de aislamiento de 0.40m x 1.20m ubicada sobre el eje 6 y entre los ejes E y F.

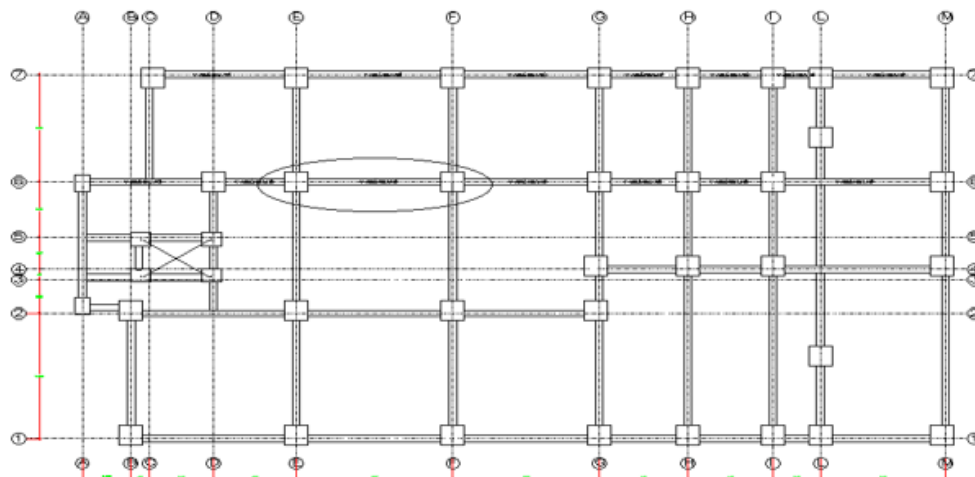


Figura 7.7: Viga de Aislamiento ejemplo sección 0.40m x 1.20m

Diseño por Flexión

La figura 7.8 muestra la envolvente de momentos utilizada para la sub estructura, se consideró cumplir con el acero mínimo para la sección 40 x 120 (13.38 cm^2). En la viga de aislamiento de ejemplo V02 se utilizó acero corrido en toda su longitud: 12 varillas de $\phi 1''$ en la parte superior e inferior y varillas de $\phi 3/8''$ en el alma. Además, para los bastones se utilizó varillas de $\phi 1''$.

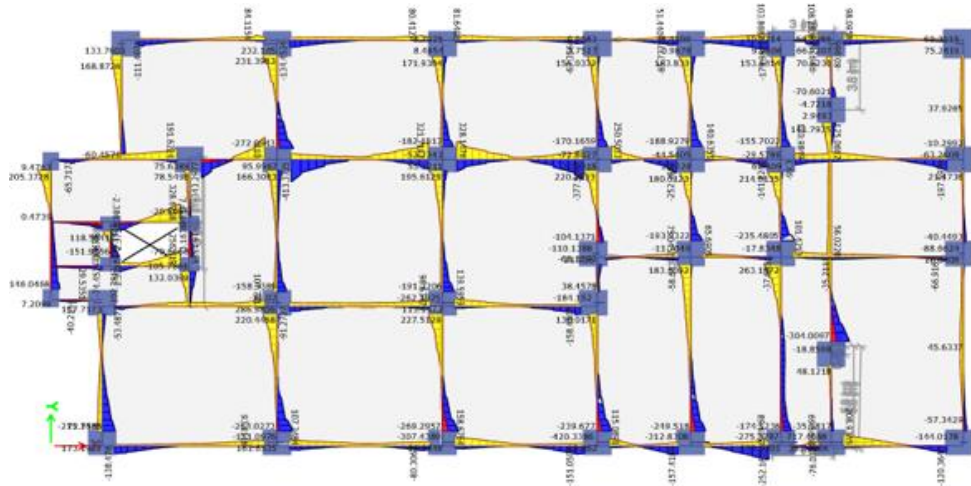


Figura 7.8: Envolvente de momentos en vigas de aislamiento

En la tabla 7.8 se muestra el acero colocado en la viga de aislamiento de ejemplo.

Posición	Mu (Ton.m)	Refuerzo Total	Ø Mn (Ton.m)
Apoyo Sup. Izq.	-338.10	12 Ø 1" + 6 Ø 1"	-379.82
Apoyo Sup. Der.	-520.90	12 Ø 1" + 14 Ø 1"	-548.63
Apoyo Inf. Izq.	476.55	12 Ø 1" + 12 Ø 1"	506.43
Apoyo Inf. Der.	372.01	12 Ø 1" + 6 Ø 1"	379.82

Tabla 7.8: Momentos Actuantes y Acero Proporcionado al Paño de ejemplo

Diseño por Corte

Las figuras 7.9 y 7.10 muestran la envolvente de cortante en las vigas del sistema de aislamiento y el diagrama de fuerza cortante para la viga V-02 tomada como ejemplo.

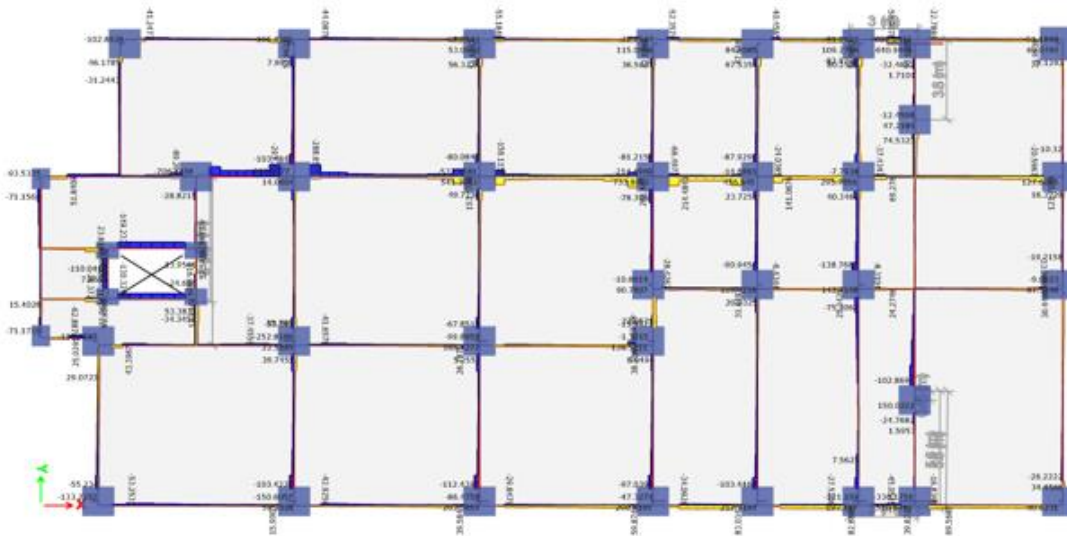


Figura 7.9: Envolvente de fuerza cortante en vigas de aislamiento

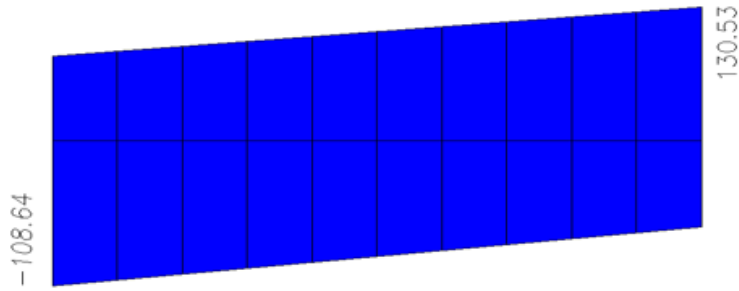


Figura 7.10: Fuerza Cortante en viga de aislamiento V-02

La fuerza cortante que provee el concreto en la viga es $\phi V_c = 32.68$ ton (ecuación 7.4) mientras que la fuerza cortante máxima generada en el extremo izquierdo es $V_u = 130.53$ ton. Por lo tanto, colocaremos estribos que proporcionen la resistencia al corte necesario para soportar las solicitaciones.

En el capítulo 21 de la norma técnica E60 hacen referencia sobre la fuerza cortante necesaria en vigas bajo solicitaciones sísmicas y que pertenecen a sistemas resistentes a fuerzas laterales. En ningún caso la fuerza cortante de diseño será menor a los casos (i) y (ii):

- (i) La suma del cortante asociado con el desarrollo de momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad amplificadas.
- (ii) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño con una amplificación del sismo de 2.50.

Combinación 01: 1,4 CM + 1,7 CV

Combinación 02: 1,25 CM + 1,25 CV +/- 2,5 S

Combinación 03: 0,9 CM +/- 2,5 S

Por lo tanto, hallaremos la cortante por capacidad y por amplificación de 2,50 de carga sísmica.

Cortante obtenida por capacidad

Para hallar la cortante por capacidad utilizaremos los momentos nominales de la tabla 7.8 y el metrado de cargas calculadas en el Capítulo V, procediendo a calcular la carga lineal última a la que está sometida la viga con la ecuación (7.15).

$$W_u = 1.25(CM + CV) \quad (7.15)$$

$$W_u = 1.25(0.88 + 0.40) = 1,60 \text{ ton/m}$$

En la figura 7.11 y 7.12 se muestran los momentos nominales y carga última en la viga de aislamiento V02.

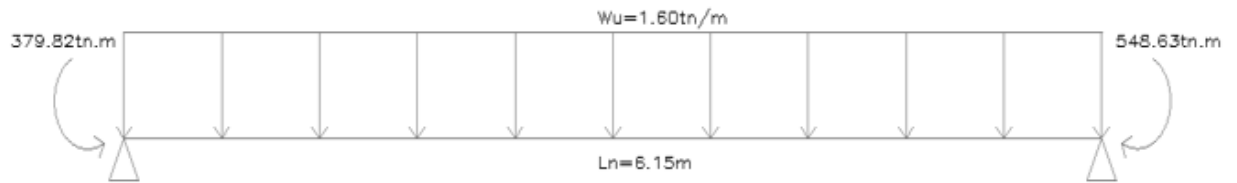


Figura 7.11: Momentos Nominales Anti horario y Carga última para diseño por capacidad-
Elaboración propia

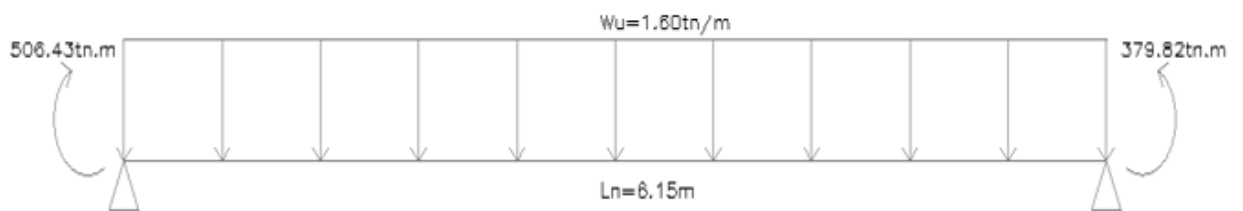


Figura 7.12: Momentos Nominales Horario y Carga última para diseño por capacidad-
Elaboración propia

Luego calculamos las fuerzas cortantes con la ecuación (7.16):

$$V_u = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2} \quad (7.16)$$

El diagrama de fuerza cortante se muestra en la figura 7.13, se puede observar que a una distancia “d” de la cara del apoyo la fuerza cortante es 122.01 toneladas.

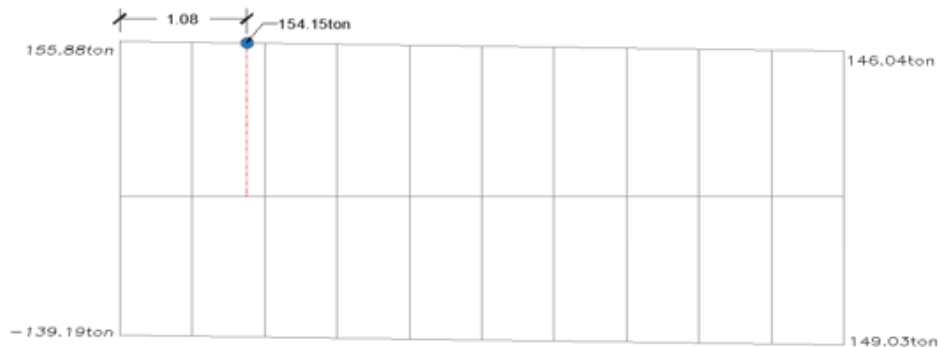


Figura 7.13: Diagrama de Fuerza cortante obtenido por diseño por capacidad-Elaboración
Propia

- Cortante obtenida por amplificar el sismo 2,50

Para hallar la cortante por amplificación de 2.50 la carga sísmica, utilizamos el software Etabs. La figura 7.14 muestra la combinación envolvente para cortante de vigas.

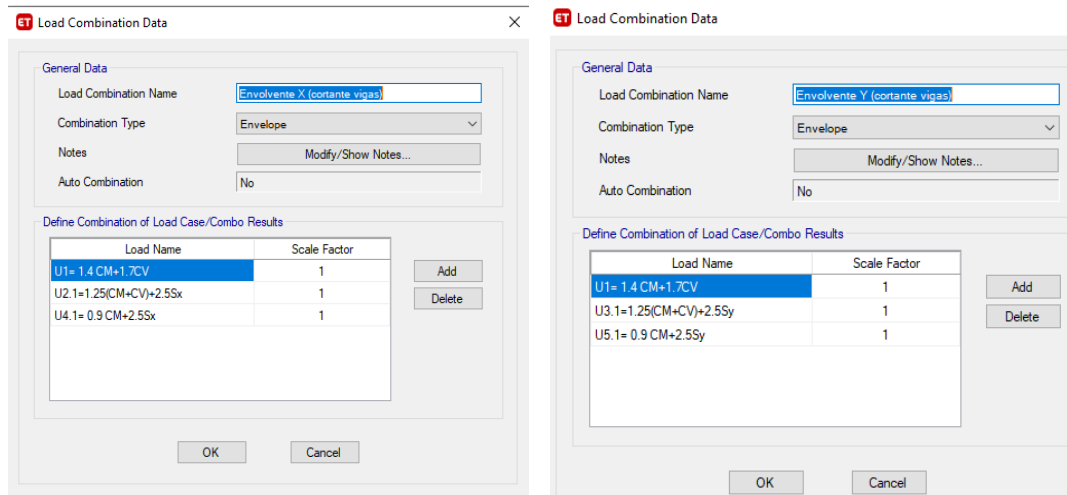


Figura 7.14: Combinación envolvente para cortante de vigas

En la figura 7.15 se muestra el DFC obtenido del software ETABS.

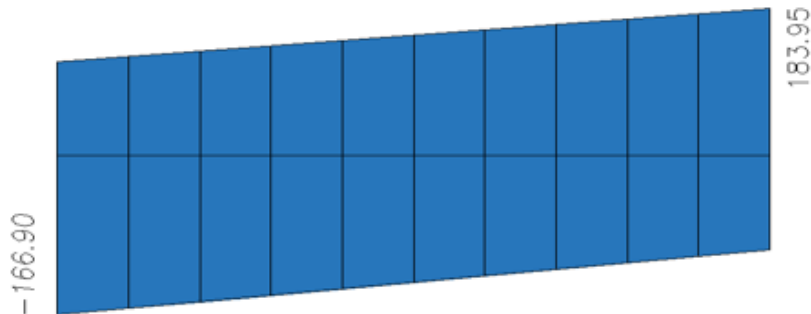


Figura 7.15: Diagrama de Fuerza cortante obtenido por amplificación de Fuerza Sísmica por 2,50 – Elaboración Propia

La cortante última obtenida por capacidad y amplificación de la fuerza sísmica por un factor de 2,50 son de 154.15 toneladas y 183.95 toneladas respectivamente. Se observa que la cortante obtenida por la amplificación de la fuerza sísmica es mayor, por lo tanto, la cortante última para el diseño de la viga será 154.15 ton, con el fin de no sobre reforzar la viga.

Conociendo el aporte de resistencia a cortante del concreto ($\phi V_c = 32.68$ ton) y la cortante última, calculamos la resistencia a cortante que deben proporcionar los estribos con la ecuación 7.9:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (7.9)$$

$$\phi V_c + \phi V_s \geq V_u$$

$$\phi V_s \geq 121.47 \text{ ton}$$

De acuerdo al capítulo 21 de la N.T.P. E.060 calculamos la longitud de la zona de confinamiento (Z_C):

$$Z_C = 2H = 2 (1.20) = 2.40 \text{ m}$$

El espaciamiento “S” dentro de la zona de confinamiento no debe exceder el menor valor de:

- La cuarta parte del peralte, sin ser necesario que sea superior a $15\text{cm} = 108/4 = 27 \text{ cm}$
- Diez veces el diámetro de la menor barra longitudinal $= 10 (2.54) = 25.40 \text{ cm}$
- 24 veces el diámetro de la barra de confinamiento $= 24 (1.27) = 30.48 \text{ cm}$
- 30 cm

El espaciamiento S fuera de la longitud de confinamiento no debe exceder del menor valor de:

- La mitad del peralte $= 108/2 = 54 \text{ cm}$
- La requerida por fuerza cortante

Utilizando estribos de $\phi 1/2''$ con la siguiente distribución 1 @ 0.05, 27 @ 0.075 y resto @ 0.15, se logra la resistencia de $\phi V_n = 157.46 \text{ ton}$ en los estribos con separación de 7.5 cm y de 132.50 ton en los estribos con separación de 15 cm, concluyendo finalmente que la viga posee la capacidad de soportar los esfuerzos de gravedad y sísmicos.

ϕ (pulg)	Area (cm ²)	Resistencia Nominal de Estribos (ϕV_s)				
		@ 0.05	@ 0.075	@ 0.10	@ 0.15	@ 0.20
1/2"	1.29	199.65	124.78	99.82	66.55	49.91

Tabla 7.9: Resistencia Nominal de estribos a diferente separación, tomando $d=1.08\text{m}$

7.2.3. Diseño de Columnas

Las columnas son elementos estructurales utilizados primordialmente para soportar cargas de gravedad y sísmicas. Por lo tanto, su diseño será por flexocompresión y fuerza cortante considerando la cuantía mínima $\rho = 1\%$ y que no supere la cuantía máxima $\rho = 6\%$. Las cargas y momentos últimos son obtenidos del programa ETABS donde se ingresó el espectro sísmico con factor de reducción $R=2$.

Diseño por Flexo compresión

Utilizaremos los diagramas de interacción, que se generan a través de la curva que une la relación entre las fuerzas axiales y momentos flectores a distintas profundidades del eje neutro. Esta curva de capacidad estructural se debe afectar por los factores de la norma E.060 y se debe verificar que

los puntos cuyas coordenadas son las fuerzas y momentos obtenidos de las combinaciones de carga de la tabla 7.2 se encuentren dentro del diagrama de diseño.

La tabla 7.10 resume las combinaciones de carga última para la columna C-1 de sección 80 x 80 cm ubicada en la intersección de los ejes F y 6.

Combinación	P (ton)	V _x (ton)	V _y (ton)	M _x (ton.m)	M _y (ton.m)
1.4CM + 1.7CV	466.06	-0.45	8.97	-3.43	18.09
1.25(CM+CV)+SX	389.92	-28.34	16.57	-75.86	48.11
1.25(CM+CV)+SY	387.28	-9.68	26.60	-26.40	74.98
0.90CM+SX	220.10	28.29	13.09	-74.81	41.17
0.90CM+SY	217.46	9.63	23.11	-25.36	68.03

Tabla 7.10: Combinaciones de cargas últimas de la columna C-1

Se propone utilizar la cuantía mínima $\rho=1\%$:

$$A_s = 1\%(80)(80) = 64\text{cm}^2$$

$$\text{Refuerzo Instalado} = 14 \text{ } \emptyset 1''$$

$$\rho_{\text{real}} = \frac{14(5.07)}{80(80)} \cdot 100 = 1.11\%$$

Por lo tanto, se utiliza 14 $\emptyset 1''$ equivalente a una cuantía de 1.11%. Se adopta la siguiente distribución de los aceros.

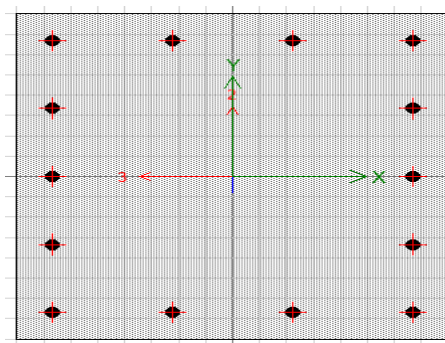


Figura 7.16: Sección Transversal Columna C1 eje F-6

Las figuras 7.17 y 7.18 muestran los diagramas de interacción en la dirección X e Y respectivamente, además se puede apreciar que las coordenadas formadas por las fuerzas y momentos de la tabla 7.10 están dentro de la curva de capacidad. Es importante indicar, que las curvas que se muestran a continuación, han sido afectadas por los factores de reducción establecidos en la N.T.P. E060.

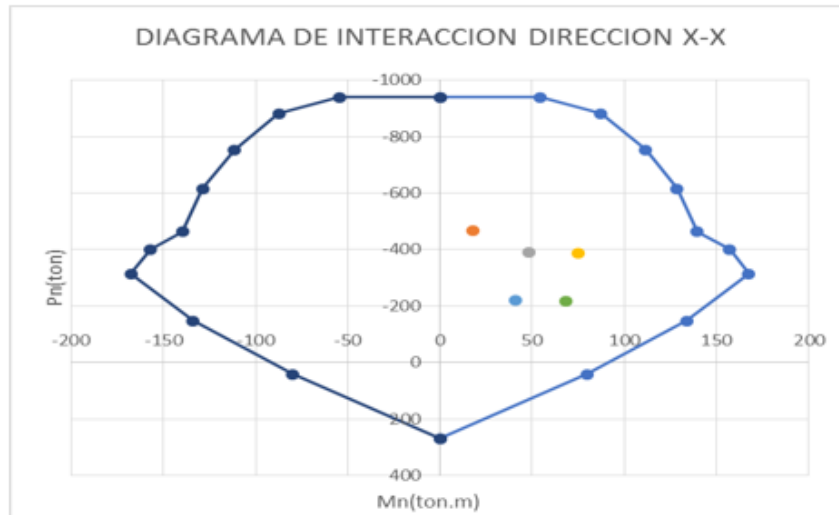


Figura 7.17: Diagrama de Interacción dirección X-X

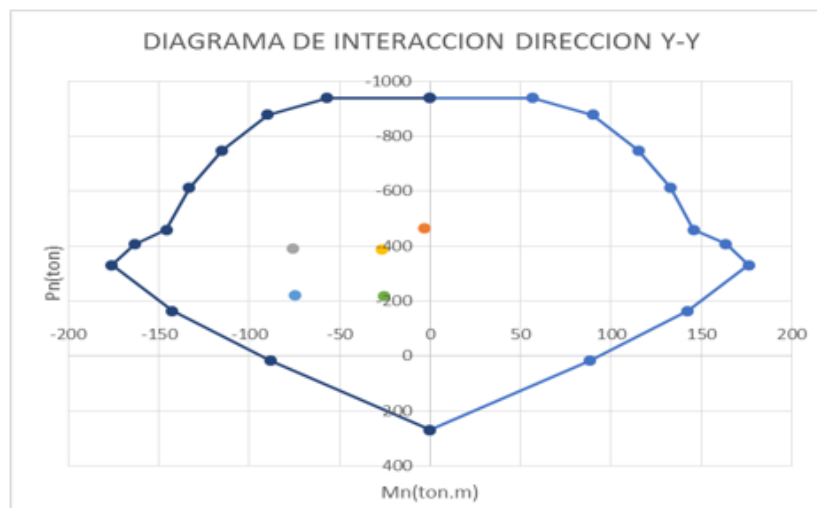


Figura 7.18: Diagrama de Interacción dirección Y-Y

En el capítulo 21 de la N.T.P. E.060 se establece una mínima resistencia a flexión, la cual debe ser mayor o igual a 1.20 veces la suma de momentos nominales en las vigas (principio columna fuerte-viga débil).

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nv} \quad (7.17)$$

Para la columna de ejemplo, los momentos nominales resistentes a flexión más desfavorables en la cara de los nudos es 111.48 toneladas, mientras que los momentos nominales resistentes de las vigas que llegan al nudo es 40 ton.m en la dirección X y 35 ton.m en la dirección Y. Por lo tanto, se cumple la ecuación (7.17).

$$(54.59 \text{ ton.m} + 56.88 \text{ ton.m}) \geq 1,2(40 \text{ ton.m} + 35 \text{ ton.m})$$

$$111.48 \text{ ton.m} \geq 90 \text{ ton.m}$$

Diseño por Corte

Calcularemos el acero necesario para soportar la cortante máxima de las combinaciones de carga. Además, se debe considerar lo indicado en el numeral 21.6.5 de la N.T.P. E.060. Para la cortante de diseño “ V_u ” se considerará las resistencias máximas proporcionadas a flexión en cada extremo de la columna de acuerdo a la expresión (7.18).

$$V_u = \frac{1.25(M_{ni} + M_{ns})}{h_n} \quad (7.18)$$

La cortante máxima de las combinaciones de carga es 28.34 toneladas, mientras que la resistencia a corte de la sección de concreto es determinada por la expresión (7.5).

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140Ag} bd\right) \quad (7.5)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53)\sqrt{280} \left(1 + \frac{466.06(1000)}{140(80)(80)}\right) (80)(73.46) = 67.34 \text{ ton}$$

Como la resistencia a corte ϕV_c proporcionada por el concreto es mayor a la cortante última de las combinaciones de carga, se colocará estribos mínimos para cumplir la normativa peruana, sin embargo, debemos comprobar que el acero por corte no sea menor a la resistencia instalada a flexión. Para ello, nos ayudamos de los diagramas de interacción y de la ecuación (7.18).

$$V_u = \frac{1.25(176.26 + 176.26)}{3.65} = 120.73 \text{ ton}$$

Calculamos la resistencia a corte que deben proporcionar los estribos con la ecuación (7.9):

$$\phi V_n \geq V_u \quad (7.9)$$

$$\phi V_c + \phi V_s \geq V_u$$

$$V_s \geq 62.80 \text{ ton}$$

De acuerdo al capítulo 21 de la norma E.060 calculamos la longitud de la zona de confinamiento (L_o), la cual será mínimamente el mayor valor de:

- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento = 80 cm
- La sexta parte de la luz libre del elemento = $365/6 = 60.83$ cm
- 50 cm

El espaciamiento S_o dentro de la longitud de confinamiento será como máximo el menor valor de:

- Ocho veces el menor diámetro del acero longitudinal confinada = $8(2.5) = 20.32\text{cm}$
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento = 40 cm
- 100 mm

El espaciamiento S fuera de la longitud L_o no debe exceder del menor valor de:

- 16 veces el diámetro del acero longitudinal confinada de menor diámetro = $16(2.54) = 40.64\text{ cm}$
- 48 veces el diámetro del estribo = $48(1.27) = 60.96\text{ cm}$
- La menor dimensión de la sección transversal de la columna = 80 cm
- 300 mm

Utilizando 4 estribos de ϕ 1/2: 1 @ 0.05, 7 @ 0.10 y resto @ 0.20 m, se logra cumplir las longitudes y separación establecidas por la norma, además se alcanza la resistencia nominal a corte (ϕV_n) de 135 ton en los estribos con separación de 20 cm superando la V_u de la ecuación 7.18, concluyendo finalmente que la columna posee la capacidad requerida para soportar los esfuerzos de gravedad y sísmicos.

ϕ (pulg)	Area (cm ²)	Resistencia Nominal de Estribos (ϕV_s)				
		@ 0.05	@ 0.10	@ 0.125	@ 0.15	@ 0.20
1/2"	1.29	270.64	135.32	108.26	90.21	67.66

Tabla 7.11: Resistencia Nominal de 4 estribos ϕ 1/2" para columna C1

7.2.4. Diseño de Placas

Las placas sirven para transmitir el peso a la cimentación, sin embargo, es utilizada principalmente para aportar rigidez lateral a la estructura. Por lo tanto, su diseño será por Flexocompresión y fuerza cortante corroborando que todos los puntos con coordenadas (P_u , M_n) estén dentro de la curva de capacidad. A manera de ejemplo diseñaremos la Placa PL-2.

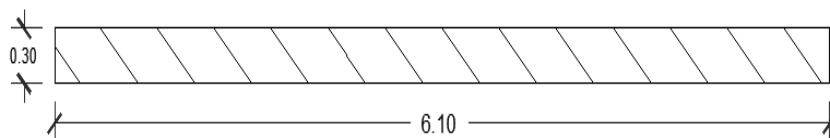


Figura 7.19: Placa PL-02

Diseño por Flexo compresión

Del programa ETABS obtenemos las fuerzas y momentos de diseño para la placa de ejemplo, en la tabla 7.12 se resumen los resultados.

Combinación	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
1.4CM + 1.7CV	-826.51	-45.15	23.54	56.41	-226.30
1.25(CM+CV)+SX	-628.25	-59.48	36.06	90.91	400.20
1.25(CM+CV)-SX	-794.58	-181.17	5.23	8.20	-641.27
1.25(CM+CV)+SY	-683.18	72.37	25.77	63.01	1502.34
1.25(CM+CV)-SY	-739.65	-313.04	15.52	36.09	-1743.42
0.90CM+SX	-344.81	-44.34	27.40	70.29	476.52
0.90CM-SX	-511.14	-166.03	-3.42	-12.41	-564.95
0.90CM+SY	-399.74	87.52	17.11	42.40	1578.66
0.90CM-SY	-456.21	-297.89	6.86	15.48	-1667.10

Tabla 7.12: Combinaciones de cargas últimas de la Placa PL-02

Se propuso considerar núcleos confinados de 30cm x 30cm, los cuales llevaran como refuerzo 8 varillas de 3/4", mientras que para el refuerzo del alma se utiliza 2 Ø5/8" @ .20 representando una cuantía de $\rho=0.0065 > 0.0025$.

El eje neutro se tiene que hallar para la mayor carga axial de la combinación con el máximo momento actuante de la tabla 7.12. Se puede apreciar que el mayor momento se da en la combinación "1.25 (CM+CV)-SY", por lo tanto, hallamos el valor de "C" para la carga axial 739.65 toneladas, que luego de un proceso iterativo nos arroja 160.26 cm.

Comprobamos si la placa necesita núcleos confinados, con los criterios indicados en la norma técnica E.060.

- Si la profundidad del eje neutro "c" excede al valor de la expresión (7.19)

$$C \geq \frac{L_m}{600(\delta_u/hm)} \quad (7.19)$$

$$C \geq \frac{610}{600(0.75 \times 36.4 \times 2 / 2580)}$$

$$C \geq 48.04 \text{ cm}$$

- Si el esfuerzo a compresión de la fibra más extrema es mayor al esfuerzo del concreto (ecuación 7.20)

$$\sigma = \frac{P_u}{t.L_m} + 6. \frac{M_u}{t.L_m^2} \geq \sigma_c \quad (7.20)$$

$$\sigma = \frac{739.65(1000)}{(30)(610)} + 6. \frac{1743.42(10^5)}{(30)(610)^2} \geq 0.2(350)$$

$$\sigma = 134.12 \text{ kg/cm}^2 \geq 70 \text{ kg/cm}^2$$

Por ambos criterios, se deduce que la placa necesita elementos de borde, esta debe tener una extensión que debe ser como mínimo el mayor valor de:

$$\begin{cases} c - 0,1l_m = 160.26 - 0,1(610) = 99.26 \text{ cm} \\ \frac{c}{2} = \frac{160.26}{2} = 80.13 \text{ cm} \end{cases}$$

Inicialmente se consideró utilizar elementos de borde de 30 cm x 30 cm, sin embargo, el elemento de borde debe tener la sección de 30cm x 100 cm. La sección de la placa se muestra en la figura 7.20, mientras que en las figuras 7.21 y 7.22 se muestra los diagramas de interacción de la placa PL-02 para la dirección X e Y respectivamente.

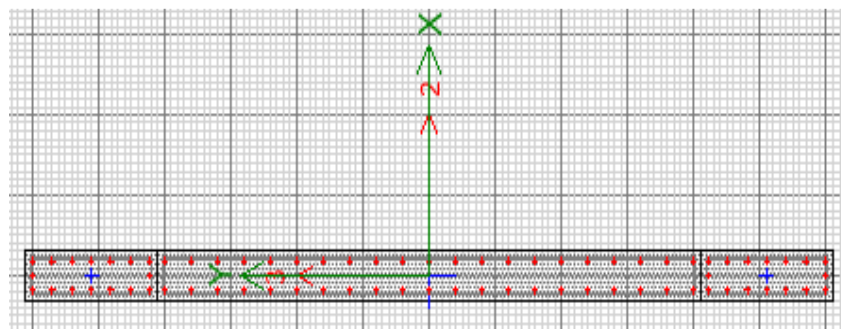


Figura 7.20: Sección Transversal Placa PL02



Figura 7.21: Diagrama de Interacción dirección X-X Placa PL02



Figura 7.22: Diagrama de Interacción dirección Y-Y Placa PL02

Diseño por Corte

La N.T.P. E.060 en su numeral 21.9.5 establece que el cortante de diseño debe ajustarse a la capacidad de flexión proporcionada por el refuerzo y se calcula con la expresión (7.21).

$$V_u = V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) \quad (7.21)$$

De la tabla 7.12 obtenemos los valores de 313.04 ton para la cortante última actuante V_{ua} , 1743 ton-m para el momento último actuante y del diagrama de interacción de la figura 7.21 proyectando una línea paralela al eje de los momentos obtenemos el valor de 3400 ton-m para el momento nominal. Por lo tanto, reemplazando los valores en la ecuación (7.21):

$$V_u = 313.04 \left(\frac{3400}{1743} \right)$$

$$V_u = 610.49 \text{ ton}$$

Verificando que el cociente $M_n/M_{ua} = 1.95$ es menor que el factor de reducción de fuerzas sísmicas $R=2$, se concluye que la cortante de diseño para la placa es 610.49 toneladas.

El aporte de cortante del concreto se tomará en cuenta si el factor generado por la carga axial máxima para la combinación más crítica, de acuerdo a la ecuación 7.22 es mayor a 0,2.

$$\frac{P_u}{f'_c * A_g} \quad (7.22)$$

$$\frac{739.65}{3500 * 1.83} = 0.12$$

Por lo tanto, la cortante última de diseño deberá ser resistida netamente por el acero longitudinal.

Se decidió utilizar 2 varillas de 5/8", calculando la separación con la ecuación (7.23)

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot 0,8L}{V_n} \quad (7.23)$$

$$s = \frac{2(1,98)(4,2)(0,8)(6,10)}{(610,49/0,85)} = 11,30 \text{ cm}$$

Se adopta el espaciamiento de 10cm.

7.2.5. Diseño de Escalera

Se muestra el diseño de la escalera pública por flexión y cortante, ubicado entre los ejes 5 y 6, se asume la garganta "t" de $5,10/25 = 0,20$ m, paso de 0,30m, contrapaso de 0,17m y de acuerdo a la arquitectura el ancho es de 1,50m. El elemento se analiza considerando dos tramos, el primer tramo es el descanso, mientras que el segundo tramo tiene su inicio en la losa de aislamiento y su fin en el descanso, la garganta del segundo tramo se calcula con la ecuación (7.24).

$$h_m = \frac{\sqrt{\text{Paso}^2 + \text{Contrapaso}^2}}{\text{Garganta 1er tramo} \times \text{Paso}} + \frac{\text{Contrapaso}}{2} \quad (7.24)$$

$$h_m = \frac{0,20 \times \sqrt{0,30^2 + 0,17^2}}{0,30} + \frac{0,17}{2} = 0,314 \text{ m}$$

Carga Última 1er tramo:

- Peso propio de los pasos = $2,4 \text{ tonf/m}^3 \times 0,20\text{m} \times 1,50\text{m} = 0,72 \text{ tonf/m}$
- Acabados = $0,10 \text{ tonf/m}^2 \times 1,50\text{m} = 0,15 \text{ tonf/m}$
- Sobrecarga = $0,40 \text{ tonf/m}^2 \times 1,50\text{m} = 0,60 \text{ tonf/m}$

$$\text{Carga última} = 1,4 W_m + 1,7 W_v = 2,238 \text{ tonf/m}$$

Carga Última 2do tramo:

- Peso propio de los pasos = $2,4 \text{ tonf/m}^3 \times 0,314 \text{ m} \times 1,50\text{m} = 1,13 \text{ tonf/m}$
- Acabados = $0,10 \text{ tonf/m}^2 \times 1,50\text{m} = 0,15 \text{ tonf/m}$
- Sobrecarga = $0,40 \text{ tonf/m}^2 \times 1,50\text{m} = 0,60 \text{ tonf/m}$

$$\text{Carga última} = 1,4 W_m + 1,7 W_v = 2,813 \text{ tonf/m}$$

Las fuerzas que actúan sobre la escalera se muestran en la figura 7.23:

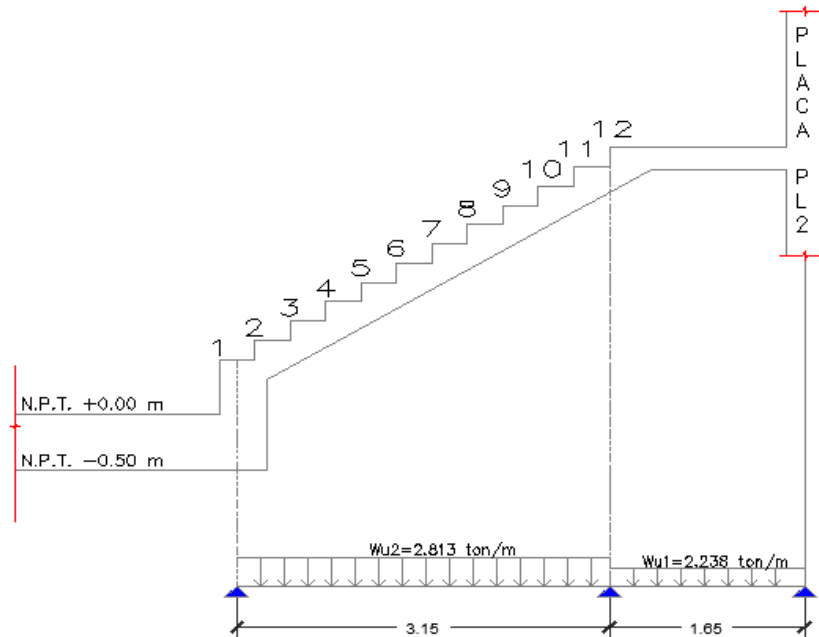


Figura 7.23: Fuerzas que actúan en la escalera

Hallamos el momento máximo que se genera en la sección de la escalera:

$$\bullet R_1 = 2.238 \times \frac{4.80}{2} + (2.813 - 2.238) \times 3.15 \times \frac{3.225}{4.80}$$

$$R_1 = 6.59 \text{ ton}$$

$$\bullet M_u = 6.59 \times \frac{6.59}{2.813} - \frac{2.813}{2} \times \left(\frac{6.59}{2.813}\right)^2$$

$$M_u = 7.72 \text{ ton} - m$$

Calculamos el refuerzo necesario para resistir las fuerzas y momento actuantes, para ello, consideramos 2 cm de recubrimiento y varillas de 5/8".

Acero positivo

$$d = 20 - \left(2 + \frac{1.59}{2}\right) = 17.205 \text{ cm}; a = \frac{12.40 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 150} = 1.46 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times 150 \times 17.205 = 4.65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left(\frac{7.72 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times \left(17.205 - \frac{1.46}{2}\right)}\right) = 12.40 \text{ cm}^2 > A_{smin}; \text{ usamos } 7 \text{ } \varnothing 5/8'' @ 0.23$$

Acero negativo

$$-A_s = \frac{+A_s}{3} = \frac{12.40}{3} = 4.13 \text{ cm}^2 < A_{smin}; \text{ usamos acero mínimo } 7 \text{ } \varnothing 3/8'' @ 0.23$$

Acero temperatura

$$A_{stemp} = 0.0018 \text{ bt} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Utilizando 2 capas: } \emptyset 3/8'' @ \frac{2 \times 0.71}{3.60} = 0.30 \text{ m} < 5t, 45 \text{ cm}$$

7.2.6. Diseño de Muros de Contención

Utilizaremos el método Mononobe-Okabe ya que es el más idóneo para el cálculo de empujes dinámicos.

Los muros de contención resisten fuerzas de gravedad y sísmicas, por ello su diseño es por flexión y cortante, sin embargo existen fallas como el volteo y deslizamiento que pueden mermar su vida útil, por lo que se tiene que verificar dichas condiciones.

El EMS nos proporciona los parámetros que necesitamos para el análisis y diseño del muro de contención, a continuación se muestra el resumen:

Parámetro	Símbolo	Valor
Capacidad admisible del suelo	σ	0.98 kg/cm ²
Peso específico del suelo	γ	1.79 ton/m ³
Angulo de fricción interna	ϕ	9.0°
Coefficiente de fricción	μ	0.45
Factor de Zona	z	0.68g

Tabla 7.13: Parámetros de Suelo de cimentación

Se ha predimensionado el muro de contención considerando una base de 2.80 m, 3.30 m de altura total, 0.30m de espesor de muro, 1.70 m de longitud de talón, 0.80 m de longitud de punta, 0.70 m de espesor de cimiento, 0.40 m de relleno en la punta. En la figura 7.24 se muestra el muro de contención.

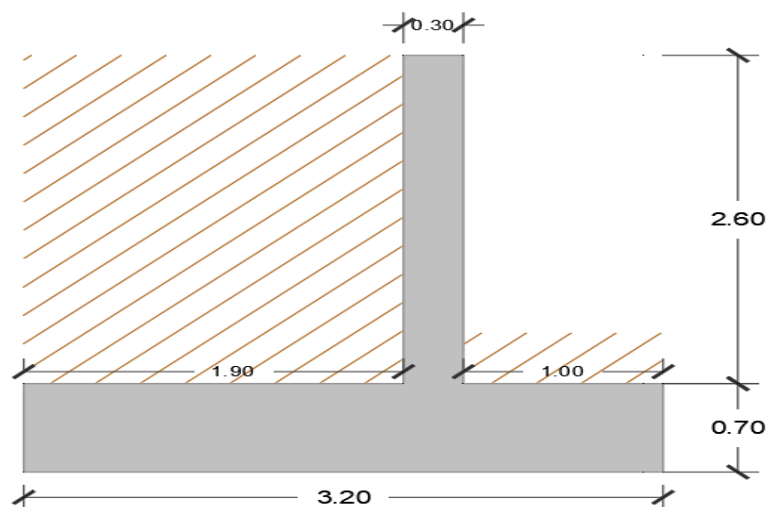


Figura 7.24: Dimensiones Muro de Contención

El comportamiento es similar a la de una viga en voladizo, en la parte trasera del trasdós se generan empujes activos, mientras en la parte de la punta empujes pasivos. La figura 7.25 muestra las fuerzas actuantes en el muro.

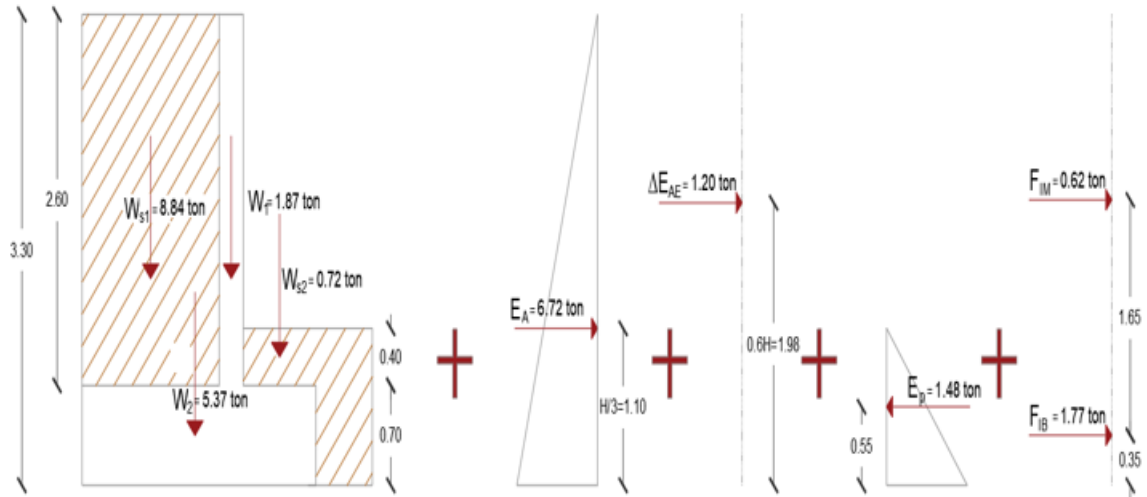


Figura 7.25: Fuerzas Actuantes en Muro de Contención

Verificación por volteo

Se verifica este tipo de falla en condiciones sísmicas. En las tablas 7.14 y 7.15 se muestran el cálculo de momentos y factor de seguridad por volteo respectivamente.

Descripción	Símbolo	Valor	Brazo de Palanca	Momento
Peso de suelo sobre talón	Ws1	8.84 ton	2.25 m	19.895 ton-m
Peso de suelo sobre punta	Ws2	0.72 ton	0.50 m	0.358 ton-m
Peso de muro	W1	1.87 ton	1.15 m	2.153 ton-m
Peso de Zapata	W2	5.37 ton	1.60 m	8.601 ton-m
Empuje Activo	EA	6.72 ton	1.10 m	7.392 ton-m
Empuje Sísmico	ΔE_A	1.20 ton	1.98 m	2.369 ton-m
Empuje Pasivo	EP	1.48 ton	0.36 m	0.816 ton-m
Fuerza Inercial Muro	FIM	0.62 ton	2.00 m	1.24 ton-m
Fuerza Inercial Zapata	FIB	1.77 ton	0.35 m	0.620 ton-m

Tabla 7.14: Momentos para Factor de Seguridad por Volteo

Descripción	Símbolo	Valor
Suma de Momentos Resistentes	$\sum M_r$	31.552 ton-m
Suma de Momentos Desestabilizante	$\sum M_D$	11.616 ton-m
Factor de Seguridad por Volteo	$FSV = \sum M_r / \sum M_D$	2.72

Tabla 7.15: Factor de Seguridad por Volteo

Verificación por deslizamiento

Se verifica este tipo de falla en condiciones sísmicas. En las tablas 7.16 y 7.17 se muestran el cálculo de fuerzas y factor de seguridad por deslizamiento respectivamente. En la tabla 7.17 se puede apreciar que el FSD es menor a la unidad, sin embargo, para poder utilizar la sección propuesta, se arriostrará el muro cada 4 metros.

Descripción	Símbolo	Valor
Peso de suelo sobre talón	Ws1	8.84 ton
Peso de suelo sobre punta	Ws2	0.72 ton
Peso de muro	W1	1.87 ton
Peso de Zapata	W2	5.37 ton
Empuje Activo	E _A	6.72 ton
Empuje Sísmico	ΔE _A	1.20 ton
Empuje Pasivo	E _P	1.48 ton
Fuerza Inercial Muro	FI _M	0.62 ton
Fuerza Inercial Zapata	FI _B	1.77 ton

Tabla 7.16: Fuerzas para Factor de Seguridad por Deslizamiento

Descripción	Símbolo	Valor
Suma de Fuerzas Estabilizantes	$\sum F_e$	20.11 ton
Suma de Fuerzas Desestabilizantes	$\sum F_d$	10.31 ton
Factor de Seguridad por Deslizamiento	$FSD = \sum F_e(\mu) / \sum F_d$	0.88

Tabla 7.17: Factor de Seguridad por Deslizamiento

Verificación de los esfuerzos del suelo

Se verifica los esfuerzos generados en la base del muro de cimentación para la condición con y sin sismo. En la figura 7.25 se aprecia que la excentricidad generada por el momento de volteo se ubica dentro de la sexta parte de la base medida desde el centro de la zapata. Por lo tanto, los esfuerzos se calculan con la ecuación (7.26):

$$\sigma = \frac{P}{B.L} + \frac{6.P.e}{B^2.L} \leq \sigma_{adm} \quad (7.25)$$

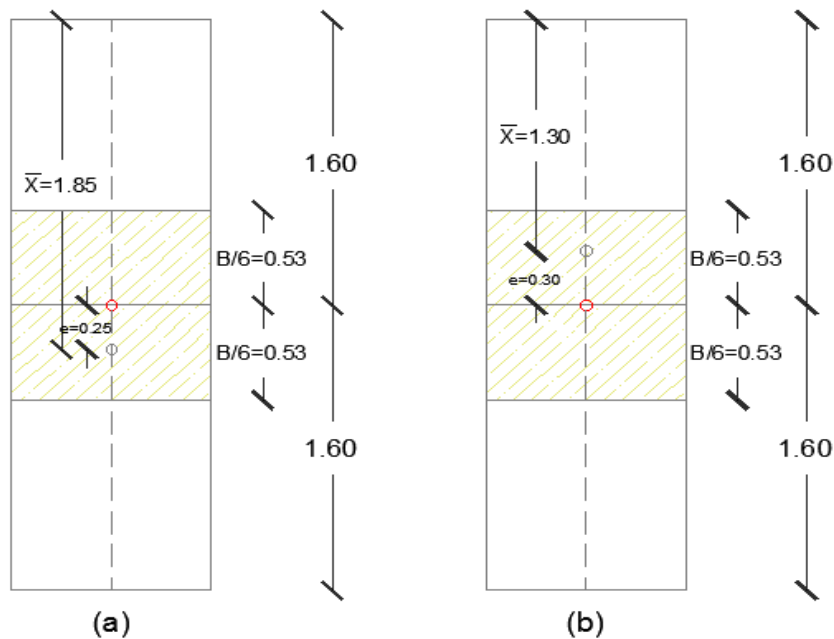


Figura 7.26: Posición de la excentricidad para las condiciones de servicio (a) y sísmicas (b)

Para la ecuación (7.19) utilizaremos los momentos de la tabla 7.15 y la carga axial de la tabla 7.16.

En la 7.18 se muestra los resultados.

Dato	Símbolo	Condición Servicio	Condición Sísmica
Momento de Volteo	Mv	31.01 ton-m	21.79 ton-m
Carga Axial Total	P	16.81 ton	16.81 ton
Posición de Resultante	X	1.85 m	1.30 m
Excentricidad	e	-0.25 m	0.30 m
Longitud de Zapata	B	3.20 m	3.20 m
Esfuerzo Suelo Punto 1	σ_1	2.84 ton/m ²	8.24 ton/m ²
Esfuerzo Suelo Punto 2	σ_2	7.66 ton/m ²	2.26 ton/m ²

Tabla 7.18: Resultados de esfuerzos en la base de cimentación del muro de contención para las condiciones en servicio y sísmicas

Los esfuerzos en la base de la cimentación del muro son menores a la capacidad portante del terreno, además vemos que la condición con sismo es la condición crítica, por lo tanto, utilizamos estos esfuerzos que serán afectados por un factor de mayoración equivalente a 1.55 para calcular los momentos de diseño de la cimentación. En la figura 7.27 se muestra los esfuerzos amplificados para la condición crítica de cargas.

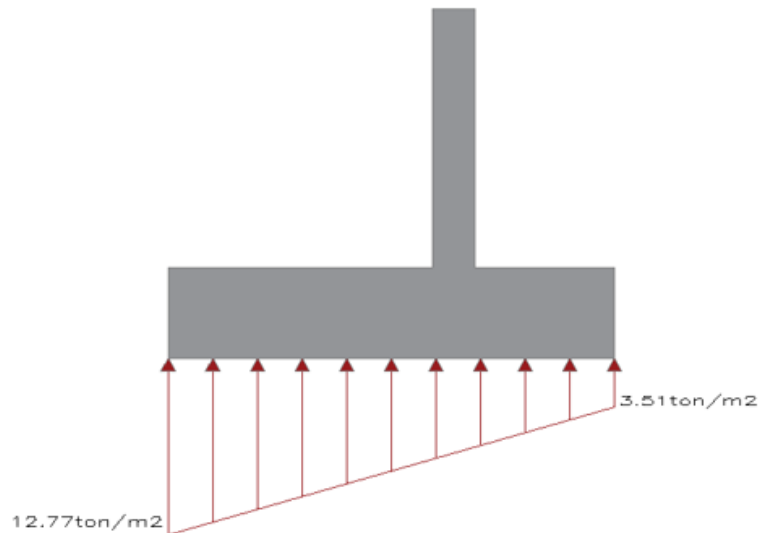


Figura 7.27: Esfuerzos amplificados en la base de cimentación del muro de contención en condiciones sísmicas

Se calculan las fuerzas y momentos de diseño en la punta y talón del muro de contención, los cuales tienen un comportamiento similar a una viga en voladizo. En la tabla 7.19 se muestran los resultados.

Descripción	Momento Último de Diseño	Cortante Último de Diseño
Punta	2.72 ton-m	4.96 ton
Talón	17.65 ton-m	17.39 ton

Tabla 7.19: Fuerzas y momentos de diseño para la punta y talón del muro de contención

Para el muro las fuerzas y momentos de diseño se calculan afectando por 1.70 al empuje activo, mientras que los empujes generados por el sismo no se amplifican. El muro se comporta como una viga en voladizo empotrada a 0.70 m de la base. En la tabla 7.20 se muestra el resumen.

Descripción	Valor
Momento de Diseño	6.91 ton-m
Cortante de Diseño	13.24 ton-m

Tabla 7.20: Fuerzas y momentos de diseño para el muro de Contención

En el capítulo 14 de la norma técnica peruana E060 se indica los requisitos mínimos para el acero en los muros de contención:

- La “ ρ ” horizontal no será menor que 0,002.
- La “ ρ ” vertical no será menor que 0,0015.

- Los muros con espesor mayor a 200 mm, a excepción de los muros de sótano, deben contar con refuerzo en cada dirección en 2 capas paralelas a las caras del muro.
- El acero por temperatura y contracción deberá colocarse en ambas caras para muros de espesor mayor o igual a 250 mm.
- El refuerzo vertical y horizontal no se colocará a un espaciamiento mayor que tres veces el espesor del muro ni que 400 mm.
- De acuerdo a las disposiciones de la normativa peruana, momentos y fuerzas de diseño de las tablas 7.19 y 7.20, se proporciona el acero necesario para el muro de contención.

La tabla 7.21 resume el acero utilizado.

Zona	Descripción		Refuerzo Total	Ø Mn(Ton.m)	Cuantía (ρ)
Muro	Acero Vertical	Cara Interior	2 Ø 1/2" @ 0.25m	7.85	0.0026
		Cara Exterior	Ø 1/2" @ 0.30m	3.27	
	Acero Horizontal	Cara Interior	Ø 3/8" @ 0.225m	2.40	0.0021
		Cara Exterior	Ø 3/8" @ 0.225m	2.40	
Zapata	Acero transversal		Ø 3/4" @ 0.20m	30.07	0.0020
	Acero longitudinal		Ø 3/4" @ 0.20m	29.16	0.0020

Tabla 7.21: Acero proporcionado y momentos nominales del muro de contención

7.2.7. Diseño de Pedestales

Los pedestales reciben cargas axiales y transmiten los momentos de segundo orden a los aisladores, su comportamiento se asemeja a la de una columna corta. Por lo tanto, su diseño será por Flexocompresión y Cortante.

En el nivel de aislamiento tenemos pedestales de 1.40x1.40x1.30 m y de 1.10x1.10x1.30m. Es por ello, que se diseñará para cada pedestal típico.

Diseño por Flexo compresión

Considerando el diseño para la cuantía mínima de 1%, corresponde las siguientes áreas de acero $140 \times 140 \times 0.01 = 196 \text{ cm}^2$ y $110 \times 110 \times 0.01 = 121 \text{ cm}^2$. Por lo tanto, usamos 40 y 24 varillas de Ø 1" para el pedestal PD-01 y PD-02 respectivamente.

Combinación	Pedestal PD-01			Pedestal PD-02		
	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
1.4CM + 1.7CV	-509.39	62.85	139.04	-358.02	-31.12	-4.08
1.25(CM+CV)+SX	-436.97	303.51	195.79	-290.91	-13.35	-4.46
1.25(CM+CV)-SX	-531.04	238.89	-26.18	-361.76	-39.99	-11.61
1.25(CM+CV)+SY	-336.10	412.87	197.73	-249.55	-22.39	2.79
1.25(CM+CV)-SY	-631.91	184.21	-28.13	-403.12	-30.96	-18.86
0.90CM+SX	-260.94	283.07	145.01	-168.05	-2.16	-3.07
0.90CM-SX	-355.01	225.03	-76.96	-238.90	-28.80	-10.22
0.90CM+SY	-160.07	385.15	146.95	-126.69	-11.19	4.18
0.90CM-SY	-455.88	170.35	-78.91	-280.26	-19.77	-17.47

Tabla 7.22: Combinaciones de cargas últimas para pedestales PD-01 y PD-02

Las figura 7.28 y 7.29 muestran los diagramas de interacción de los pedestales, además se puede apreciar que los valores de las combinaciones de carga de la tabla 7.22 están dentro de la curva de capacidad. Es importante indicar, que las curvas que se muestran a continuación, han sido afectadas por los factores de reducción que indica la N.T.P. E060.

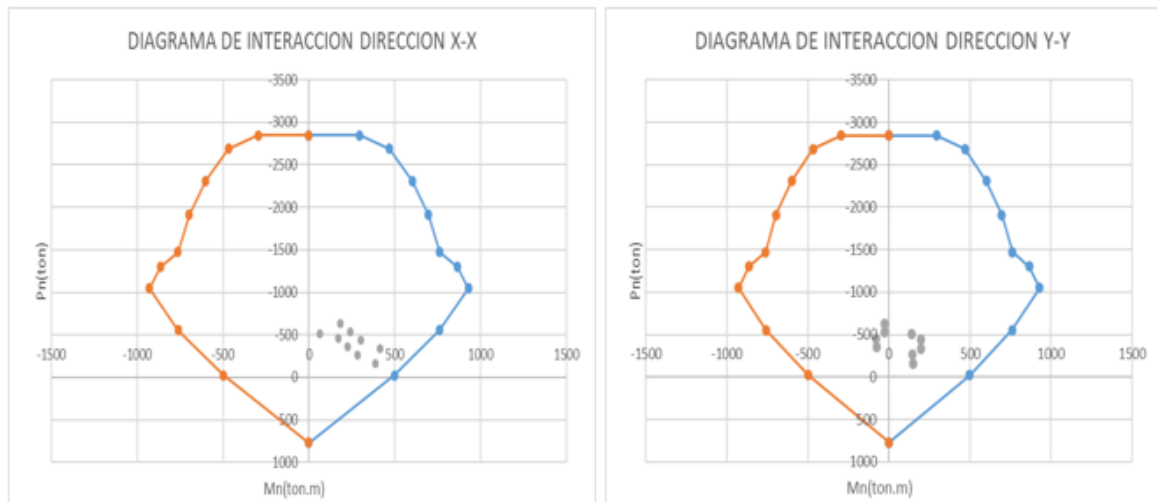


Figura 7.28: Diagrama de interacción para el pedestal PD-01

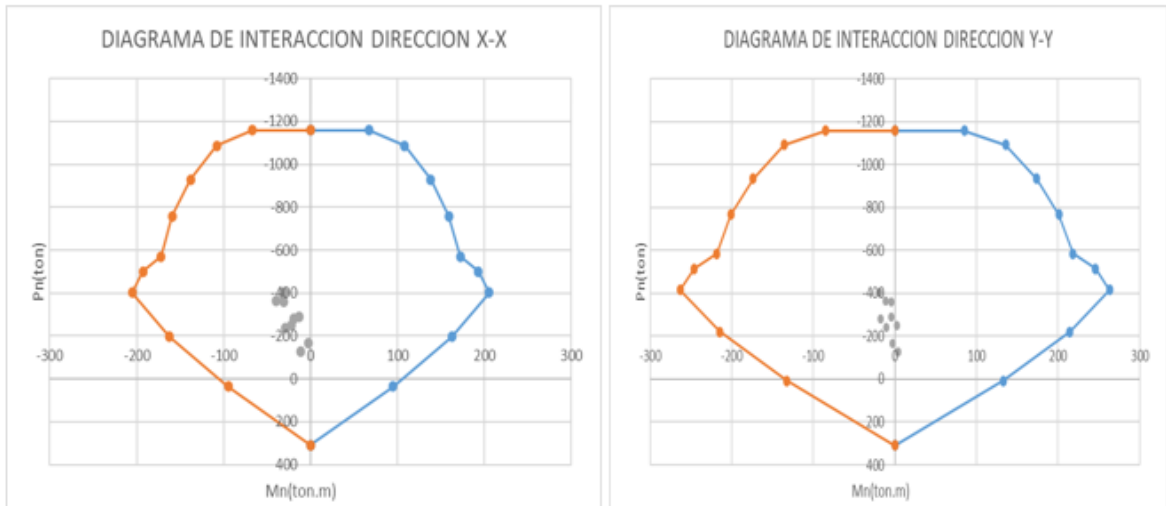


Figura 7.29: Diagrama de interacción para el pedestal PD-02

Diseño por Corte

A manera de ejemplo se calculará el acero necesario para soportar la cortante máxima de las combinaciones de carga del pedestal PD-01, además la cortante de diseño V_u se determinará considerando las resistencias a flexión máximas en cada extremo de la columna según la ecuación (7.18).

$$V_u = \frac{1.25(M_{ni} + M_{ns})}{h_n} \quad (7.18)$$

$$V_u = \frac{1.25(928.96 + 928.96)}{1.30} = 1,786.46 \text{ Ton}$$

La máxima cortante de las combinaciones de carga es 899 toneladas, mientras que la resistencia a corte de la sección de concreto es determinada por la expresión (7.5).

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right)bd \quad (7.5)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53)\sqrt{280}\left(1 + \frac{631.91(1000)}{140(140)(132.82)}\right)(140)(132.82) = 174.19 \text{ ton}$$

Como la resistencia a corte ϕV_c proporcionada por el concreto es menor que la cortante última de las combinaciones de carga y resistencia instalada a flexión, se calculará la resistencia a corte que deben proporcionar los estribos con la ecuación (7.9):

$$\phi V_n \geq V_u \quad (7.9)$$

$$\phi V_c + \phi V_s \geq V_u$$

$$\phi V_s \geq 1,612.27 \text{ ton}$$

Utilizando 6 estribos de \varnothing 3/4 @ 0.05, se alcanza la resistencia nominal a corte ($\varnothing V_n$) de 1795.91 ton superando los 1786.46 ton de cortante última, concluyendo finalmente que la columna posee la capacidad para soportar los esfuerzos de gravedad y sísmicos.

\varnothing (pulg)	Área (cm ²)	Resistencia Nominal de Estribos ($\varnothing V_s$)				
		@ 0.05	@ 0.10	@ 0.125	@ 0.15	@0.20
3/4"	2.85	1621.71	810.86	648.68	540.57	405.43

Tabla 7.23: Resistencia Nominal de 6 estribos \varnothing 3/4" para pedestal PD-01

Para el pedestal PD-02, la cortante máxima que gobierna es la obtenida por la resistencia instalada a flexión igual 505.92 toneladas, mientras que la resistencia proporcionada por el concreto es 76.60 toneladas. Utilizando 4 estribos de \varnothing 3/4: 1 @ 0.05, y resto @ 0.10 m, se alcanza la resistencia nominal a corte ($\varnothing V_n$) de 617.17 ton para los estribos separados cada 0.10m superando las 505.92 ton de cortante última.

\varnothing (pulg)	Área (cm ²)	Resistencia Nominal de Estribos ($\varnothing V_s$)				
		@ 0.05	@ 0.10	@ 0.125	@ 0.15	@0.20
3/4"	2.85	1081.14	540.57	432.46	360.38	270.29

Tabla 7.24: Resistencia Nominal de 4 estribos \varnothing 3/4" para pedestal PD-02

7.2.8. Diseño de Cimentaciones

Para la cimentación del edificio se ha utilizado una platea de cimentación con un área equivalente a 1022.64 m² y un peralte de 70 cm. El EMS nos proporciona la tensión admisible de 0.98 kg/cm², profundidad de cimentación de -2.60, la cual estará apoyada sobre material afirmado de reemplazo de un espesor de 2.00 m.

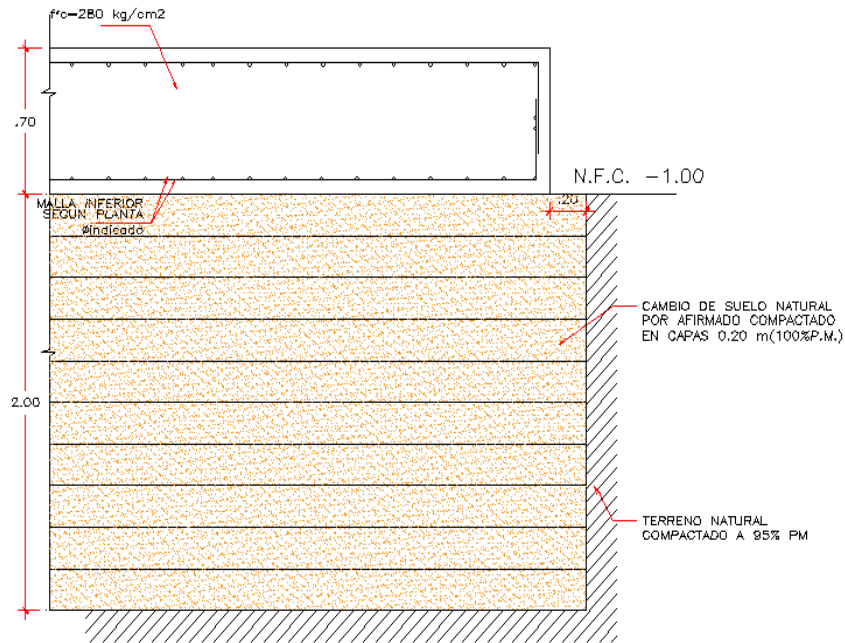


Figura 7.30: Platea de Cimentación para Edificio Hospitalario

Para el análisis y diseño se utilizó el software SAFE 2016 donde se ingresó las cargas y momentos que reciben los capiteles inferiores.

Verificación de los esfuerzos del suelo

Del programa Safe 2016 se verifican los esfuerzos generados en la base de la platea de cimentación para la condición en servicio y condición sísmica. Para ello, tendremos en cuenta lo indicado en el numeral 15.2.4 de la norma E060, donde se considera el incremento de 30% de la tensión admisible del terreno para solicitaciones sísmicas.

- Presión admisible en condiciones de servicio = 0.98 kg/cm^2
- Presión admisible en condiciones sísmicas = $1.30 (0.98) = 1.274 \text{ kg/cm}^2$

La figura 7.31 muestra las presiones generadas en la base de la platea de cimentación para la condición de servicio (CM+CV), donde todos los valores son inferiores a 0.98 kg/cm^2 .

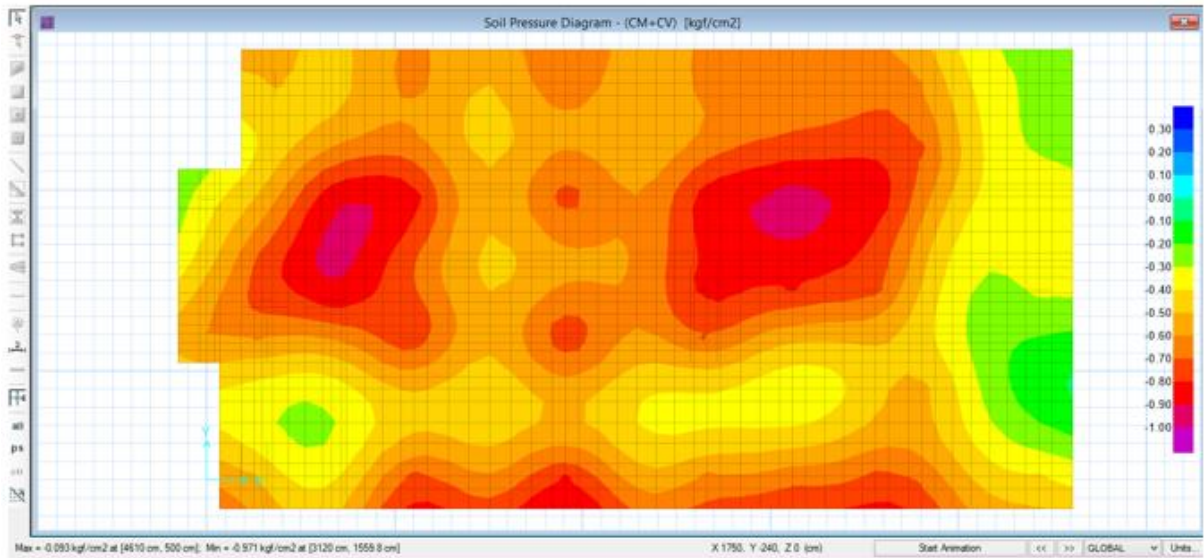


Figura 7.31: Presiones generadas en la base de la platea de cimentación para la condición de servicio

En las figuras 7.32 y 7.33 se muestran las presiones generadas en la base de la platea de cimentación para la condición sísmica en la dirección X ($CM+CV\pm S_x$), donde todos los valores son inferiores a 1.274 kg/cm^2 .

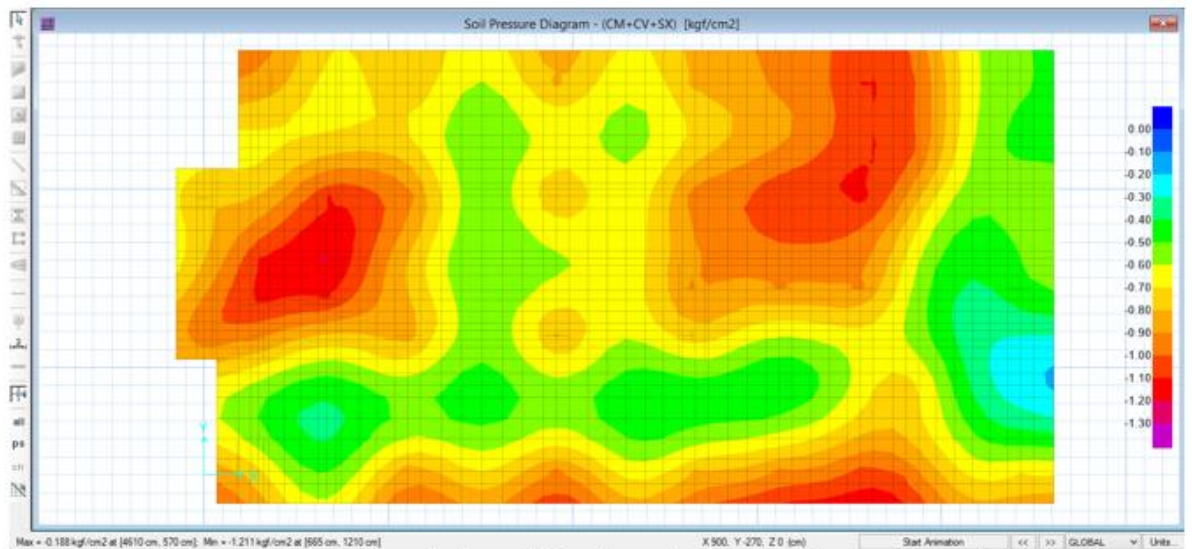


Figura 7.32: Presiones generadas en la base de la platea de cimentación para la condición de sismo positivo en la dirección X

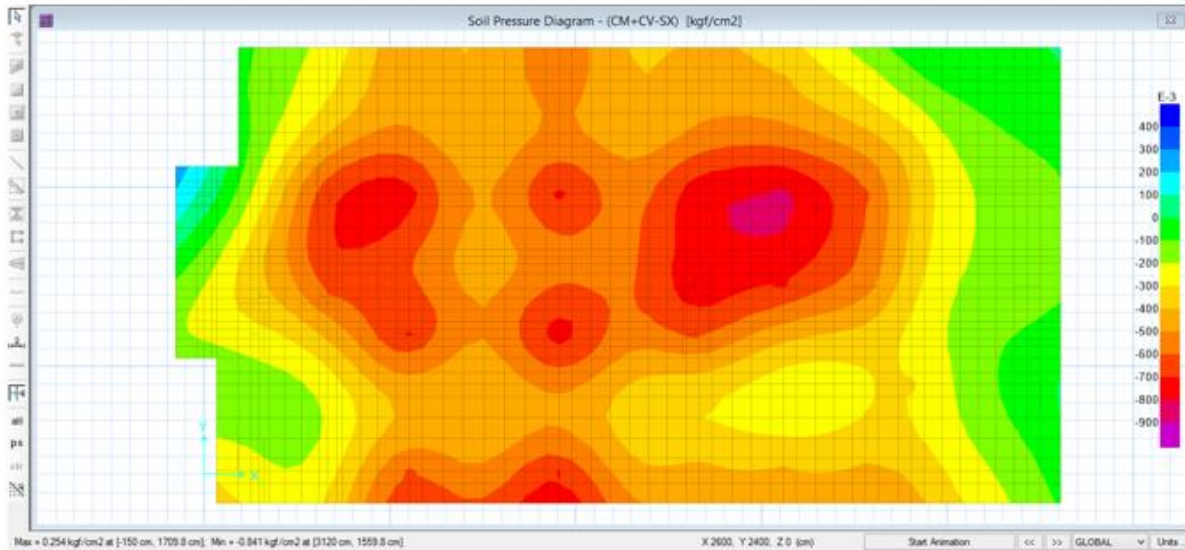


Figura 7.33: Presiones generadas en la base de la platea de cimentación para la condición de sismo negativo en la dirección X

En la figura 7.34 y 7.35 se muestran las presiones generadas en la base de la platea de cimentación para la condición sísmica en la dirección Y (CM+CV±Sy), donde todos los valores son inferiores a 1.274 kg/cm².

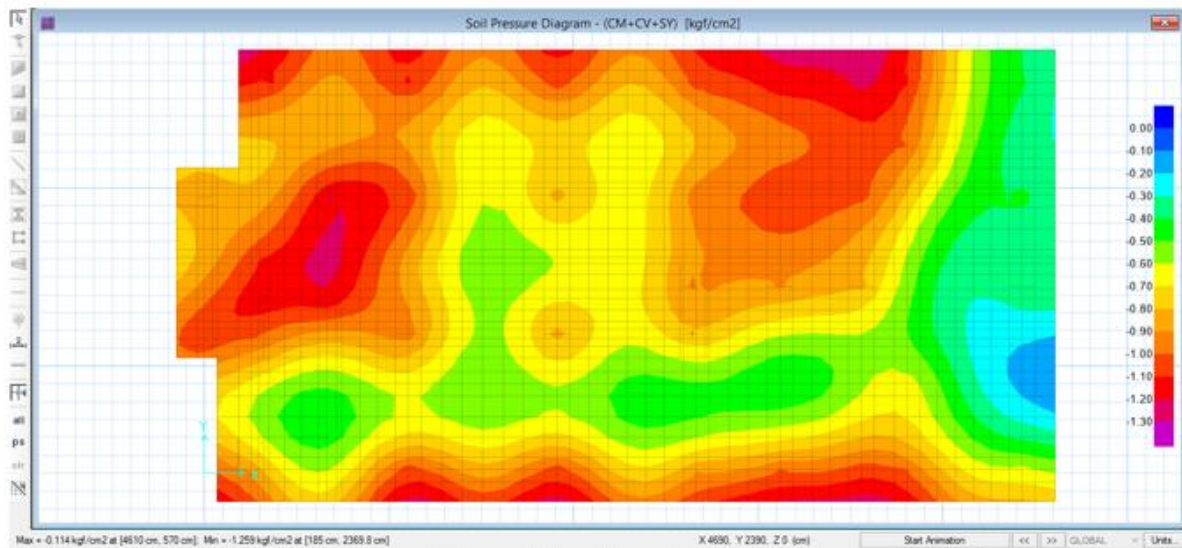


Figura 7.34: Presiones generadas en la base de la platea de cimentación para la condición de sismo positivo en la dirección Y

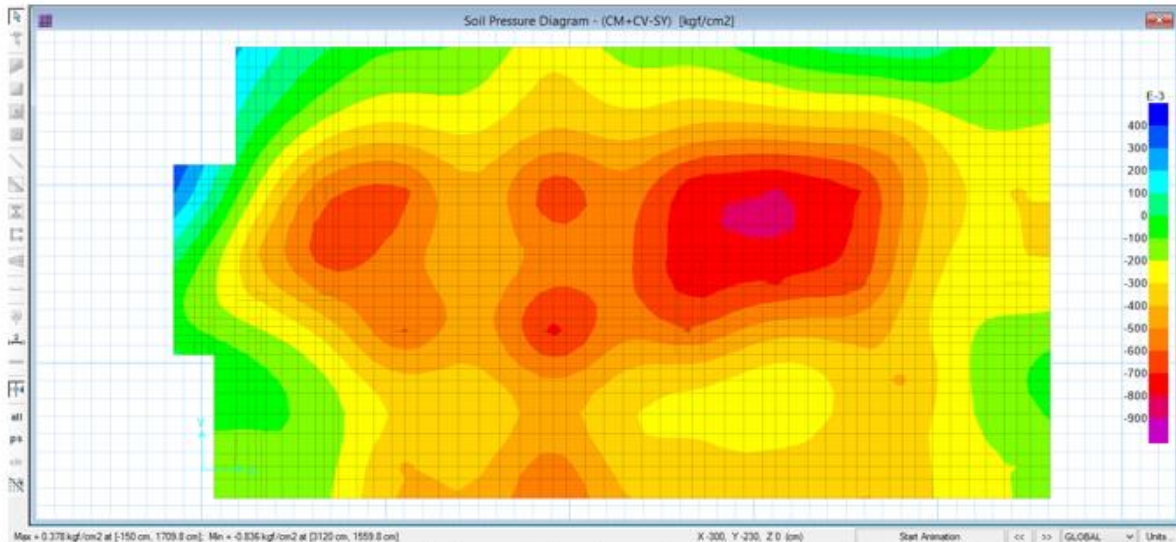


Figura 7.35: Presiones generadas en la base de la platea de cimentación para la condición de sismo negativo en la dirección Y

Verificación por punzonamiento

Las losas de cimentación al no llevar acero por corte, es necesario que cuente con un peralte adecuado para resistir las fuerzas de punzonamiento. El software Safe 2016 nos proporciona un análisis rápido de estos efectos donde las ratios son menores a 1 (ver figura 7.36), sin embargo, a manera de ejemplo se calcula los ratios para la columna más esforzada ubicada en la intersección de los ejes F y 3.

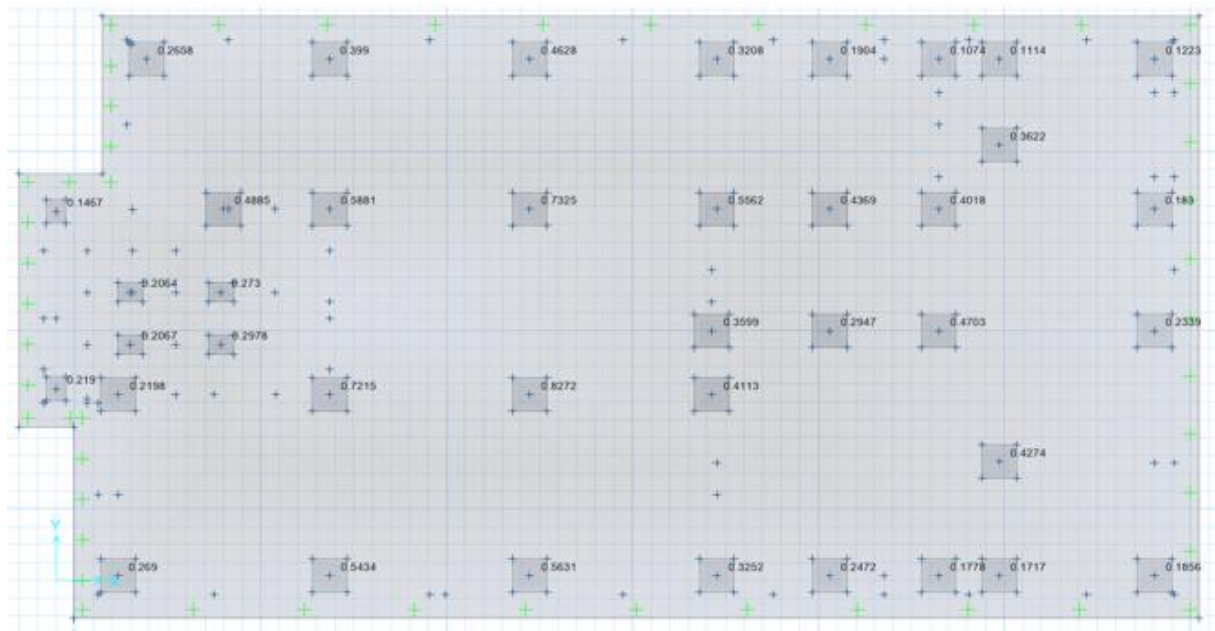


Figura 7.36: Ratios de Punzonamiento en losa de cimentación– Safe 2016

El esfuerzo por punzonamiento se genera en un área comprendida a $d/2$ de la cara del capitel. Si consideramos varillas de 3/4" y recubrimiento de 7.5 cm, se tiene un peralte efectivo de 0.61 m y un perímetro de punzonamiento de 8.02 m.

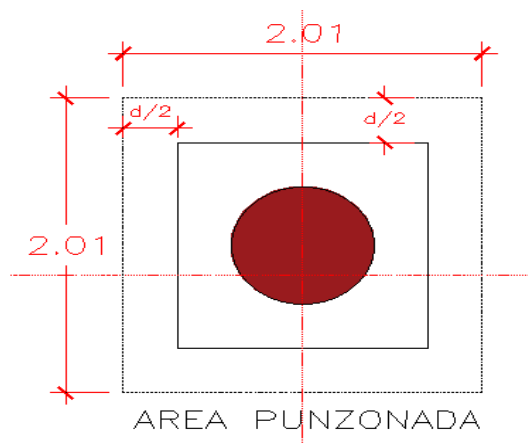


Figura 7.37: Área de Punzonamiento Capitel F-3

La fuerza de punzonamiento V_u se calcula considerando el esfuerzo último que actúa sobre el área de punzonamiento, sin embargo, es aceptable considerar como V_u la combinación de cargas $1.50 CM + 1.80 CV$. Por lo tanto, el valor de V_u es:

$$V_u = 1.50 CM + 1.70 CV \quad (7.26)$$

$$V_u = 1.50 (312.97) + 1.70 (67.73) = 591.37 \text{ ton}$$

La norma E060 en su numeral 11.12.2.1 establece que para una losa con comportamiento bidireccional la cortante resistente será la menor de las ecuaciones 7.27, 7.28 y 7.29, donde b_o representa al perímetro de punzonamiento, β es la relación entre la longitud larga con la corta y α_s es un factor que depende de la ubicación del elemento (40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina). En la tabla 6.25 se muestra el cálculo de la cortante resistente para el capitel de ejemplo.

$$V_c = 1.1 \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \quad (7.27)$$

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \quad (7.28)$$

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \quad (7.29)$$

Ubicación	Bo(m)	β	α_s	Vc1	Vc2	Vc3	Vc	ϕV_c
Interior	8.02	1.00	40	894.93	1293.58	1102.88	894.93	671.19

Tabla 7.25: Cálculo de Fuerza Cortante Resistente – Capitel F3

Comparando la cortante última V_u con la cortante resistente ϕV_c se obtiene una ratio equivalente a $591.37/671.19 = 0.88$. Por lo tanto, se verifica la falla por punzonamiento.

Diseño por flexión

El criterio que se utilizó fue considerar la cuantía mínima $\rho=0.0018$ en toda la losa de cimentación, optando finalmente por usar varillas de $\phi 3/4'' @ 0.15\text{m}$ para las mallas superiores, mientras que para las mallas inferiores se adoptó usar varillas de $\phi 3/4'' @ 0.20\text{m}$ para la dirección X y $\phi 3/4'' @ 0.15\text{m}$ para la dirección Y, adicionando los bastones necesarios en ciertos puntos críticos de acuerdo al momento actuante, los cuales se muestran en los planos adjuntos al presente proyecto de tesis.

Las solicitaciones se obtienen del software Safe. La figura 7.38 muestra el diagrama de momentos últimos en las direcciones 11 y 22.

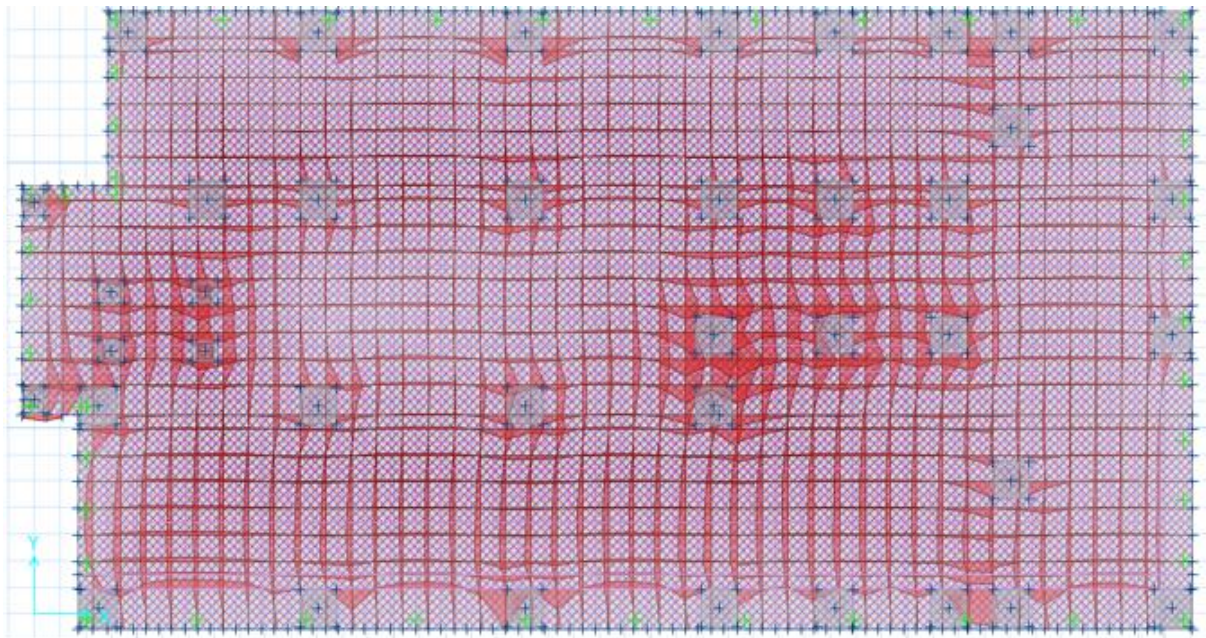


Figura 7.38: Diagrama de Momentos en losa de cimentación– Safe 2016

VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1. Conclusiones

Sistemas de aislamiento

El edificio aislado del módulo 3 del Hospital José Alfredo Olavarría de Tumbes cumple con la normativa técnica de aislamiento sísmico E.031, utilizando solo dispositivos elastoméricos o dispositivos friccionantes.

Para el sistema de aislamiento elastomérico se utilizó 2 tipos de dispositivos, mientras que para el sistema Friccionante fue necesario considerar en el análisis hasta 3 tipos de dispositivos diferentes, por lo que se deduce que, con el sistema de aislación elastomérica se logra una reducción de costo en los ensayos, debido al menor número de dispositivos adicionales.

El edificio aislado con dispositivos elastoméricos demostró en el análisis modal espectral concentrar un mayor porcentaje de participación de masas en los modos fundamentales que utilizando dispositivos friccionantes.

El sistema de aislamiento con dispositivos elastoméricos demostró controlar mejor las derivas que utilizando dispositivos friccionantes.

El sistema de aislamiento con dispositivos elastoméricos demostró lograr desplazamientos más razonables que utilizando dispositivos friccionantes, esto permite un diseño más económico al ser el desplazamiento total máximo más pequeño, lo que conlleva a que las dimensiones del muro de contención y los momentos P-delta sean menores.

El sistema de aislación sísmica con aisladores elastoméricos es el que mejor resultados otorga al módulo 3 del Hospital José Alfredo Olavarría de Tumbes, cumpliendo los requisitos normativos de derivas y resistencia para un sismo de retorno de 2500 años.

Sistema de aislamiento elastomérico

El sistema de aislamiento está conformado por 39 aisladores elastoméricos, distribuidos en los 1022 metros cuadrados en planta, de los cuales 23 dispositivos tienen una rigidez mínima de 56 ton/m y rigidez máxima de 95.62 ton/m, mientras que 16 dispositivos tienen una rigidez mínima de 32 ton/m y rigidez máxima de 54.64 ton/m.

El método modal espectral demostró ser muy importante para la ubicación más óptima de los dispositivos de aislamiento, reduciendo considerablemente el tiempo de análisis.

En la superestructura fue necesario considerar tres muros de concreto armado para controlar las derivas y cumplir con los requisitos de la norma peruana.

La deriva máxima en la dirección X e Y obtenidas del análisis tiempo historia resultaron ser mayores en un 23% y 16% de las obtenidas por el análisis modal espectral, considerando los límites superiores de los dispositivos de aislamiento.

El desplazamiento en el nivel de base obtenidas del análisis tiempo historia resultó menor en un 20% de la obtenida por el análisis modal espectral.

El desplazamiento máximo de la losa de aislamiento obtenido por el análisis tiempo historia (85 cm) fue mayor al desplazamiento mínimo de la norma (50 cm) en un 70%, por lo que, se consideró una junta de separación de 100 cm en todo el perímetro de la estructura.

De acuerdo con la metodología HAZUS; el módulo 3 del Hospital José Alfredo Olavarría de Tumbes tendría un nivel de daño no estructural de leve a moderado luego de un evento sísmico de 2500 años de retorno.

La fuerza de diseño obtenida para la sub estructura fue de 1521.33 toneladas, mientras que para la superestructura fue de 660.65 toneladas, representando un 18.42 % y 8% del peso sísmico respectivamente.

En cuanto al análisis, la condición que más dificultades presentó de cumplir es la de garantizar que los dispositivos de aislamiento no estén sometidos a fuerzas de tracción bajo el caso de carga mínima, esto es entendible, debido al suelo flexible de la zona del proyecto la cual amplifica la fuerza sísmica.

Diseño en Concreto Armado

En el diseño por flexión de las vigas de aislamiento, se evidenció la importancia de considerar los momentos de segundo orden (P-delta), los cuales representaron casi el 30% del momento último de diseño para la dirección X y 40% del momento último de diseño para la dirección Y.

En el diseño por corte de las vigas de aislamiento estuvo regido principalmente por la resistencia instalada a flexión, por lo que, la inclusión de los momentos P-delta toman nuevamente un papel protagónico en el diseño de estos elementos.

Las columnas a excepción de las tipos C2 han sido diseñadas con el acero mínimo normativo, debido que sus medidas se deben principalmente por temas de rigidez y anclaje.

Los pedestales han sido diseñados con el acero mínimo normativo, debido que sus medidas se deben principalmente a un requisito de rigidez.

El diseño de la cimentación contemplo la acción de las cargas de servicio y sísmicas. En toda la sección se cumple el mínimo refuerzo exigido por norma.

8.2. Recomendaciones

El presente diseño estructural del módulo 3 del Hospital José Alfredo Olavarría de Tumbes ha sido realizado considerando para su análisis el espectro de la norma peruana, por lo que, se sugiere que debido al tipo de suelo que presenta la ciudad de tumbes, sea requisito fundamental el ensayo de microtrepidación.

Se sugiere que se incorpore en la norma un apartado referente al mínimo porcentaje de masas participativas en los modos fundamentales, se recomienda que este valor no esté por debajo del 80% considerando las excentricidades accidentales.

Se sugiere que se incorpore en la norma un apartado que limite el desplazamiento total máximo, con el fin de controlar los momentos de segundo orden y de esta manera tener diseños más económicos.

Se sugiere que considerando la metodología HAZUS se incorpore en la norma un apartado que limite las aceleraciones de piso para edificios hospitalarios.

Se sugiere que dentro de la N.T.P. E060 se considere un capítulo de diseño de elementos de concreto armado para edificaciones hospitalarias aisladas.

BIBLIOGRAFÍA

- Cevallos, J. (2016). La infraestructura Hospitalaria Pública en el Perú.
- Naeim, F. and Kelly, J. M. (1999). Design of seismic isolated structure: from theory to practice. John Wiley & Sons.
- Moeindarbari, H. and Taghikhany, T. (2012). Structural and Multidisciplinary optimization.
- Carreño, E., Bravo, B., Suárez, A. y Tordesillas, J. M. Registro y Tratamiento de acelerogramas. Instituto Geográfico Nacional.
- Genatios, C. y Lafuente, M. (2016). Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras.
- Hazus (2003). Multi-hazard loss estimation methodology, earthquake model, hazus mh technical manual.
- Bridgestone (2015). Seismic Isolation product line-up.
- Constantinou, M. C., Kalpakidis, I., Filiatrault, A. and Lay, R. A. (2011) LRFD-Based analysis and Design procedures for bridge bearings and seismic isolators.
- Aguiar Falconi, R., Almazán, J. L., Dechent, P., and Suárez, V. (2008). Aisladores de Base elastoméricos y friccionantes.
- Morales Morales, R. (2009). Diseño en Concreto Armado. Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Ramos Chimpén, C. J. (2017). Apuntes del Curso Concreto Armado I y II. No publicado
- Ramos Chimpén, C. J. (2017). Apuntes del Curso Ingeniería Antisísmica. No publicado
- Sencico (2006a). Norma E.020 Cargas. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- Sencico (2006b). Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- Sencico (2009). Norma E.060 Concreto Armado. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- Sencico (2018a). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- Sencico (2018b). Norma E.31 Aislamiento Sísmico. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.



UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, SISTEMAS Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis

“Comparación de la respuesta estructural y diseño del bloque 3 del nuevo hospital II José Alfredo Olavarría de Tumbes, con aisladores sísmicos elastoméricos y friccionantes bajo la normativa peruana”

ANEXOS

Para optar el título profesional de:

Ingeniero (a) Civil

Flores Gómez, Leidy Yuliana
Salazar Chonate, Héctor Armando

Autores

Ing. Serrano Zelada, Ovidio
Asesor

Lambayeque – Perú

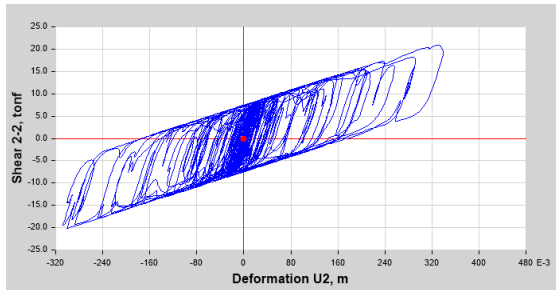
2022

TABLA DE CONTENIDO

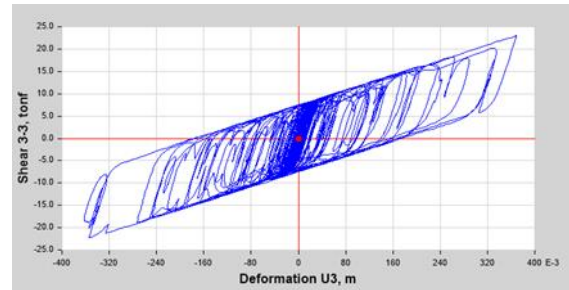
ANEXO 01.- DIAGRAMAS HISTERÉTICOS DE LOS DISPOSITIVOS ELASTOMÉRICOS.....	1
ANEXO 02.- DIAGRAMAS HISTERÉTICOS DE LOS DISPOSITIVOS FRICCIONANTES	9
ANEXO 03.- PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE AISLADORES LRB.....	21
ANEXO 04.- PLANOS DE ESTRUCTURAS DEL MODULO 3 DEL NUEVO HOSPITAL JOSE ALFREDO OLAVARRIA DE TUMBES	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
4.1. E-01: Planta de cimentación	¡Error! Marcador no definido.
4.2. E-02: Cortes y Detalles I	¡Error! Marcador no definido.
4.3. E-03: Cortes y Detalles II	¡Error! Marcador no definido.
4.4. E-04: Losa de cimentación I.....	¡Error! Marcador no definido.
4.5. E-05: Losa de cimentación II	¡Error! Marcador no definido.
4.6. E-06: Losa de cimentación III.....	¡Error! Marcador no definido.
4.7. E-07: Losa de cimentación IV	¡Error! Marcador no definido.
4.8. E-08: Encofrado de nivel de aislamiento	¡Error! Marcador no definido.
4.9. E-09: Encofrado de techo del 1er piso	¡Error! Marcador no definido.
4.10. E-10: Encofrado de techo del 2do piso.....	¡Error! Marcador no definido.
4.11. E-11: Encofrado de techo del 3er, 4to y 5to piso	¡Error! Marcador no definido.
4.12. E-12: Encofrado de techo del 6to piso	¡Error! Marcador no definido.
4.13. E-13: Detalles de Vigas de Aislamiento I	¡Error! Marcador no definido.
4.14. E-14: Detalles de Vigas de Aislamiento II.....	¡Error! Marcador no definido.

ANEXO 01: DIAGRAMAS HISTERÉTICOS DE DISPOSITIVOS ELASTOMERICOS

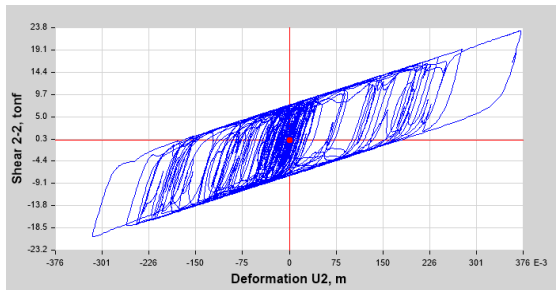
Al tener 39 dispositivos, 7 registros sísmicos y 2 direcciones se tiene un total de 546 diagramas histéricos para cada límite de las propiedades. Por lo tanto, se muestra a continuación los diagramas histéricos por cada tipo de dispositivos (LRB-01 y LRB-02):



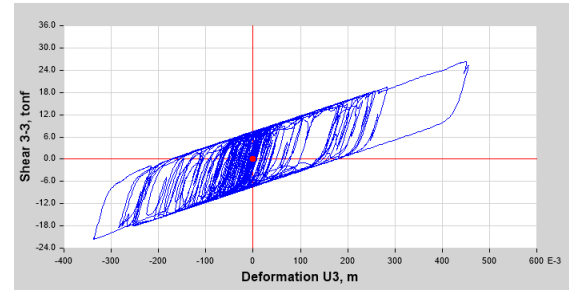
K3-ANGOL 2010_X-X



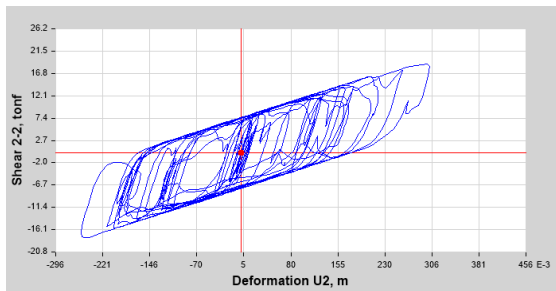
K3-ANGOL 2010_Y-Y



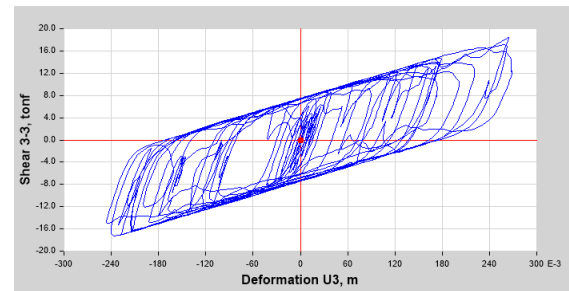
K3-CURICO 2010_X-X



K3-CURICO 2010_Y-Y

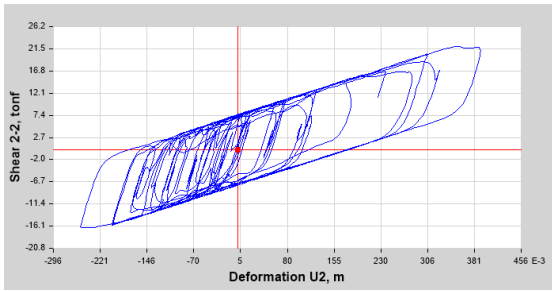


K3-LIMA 1966_X-X

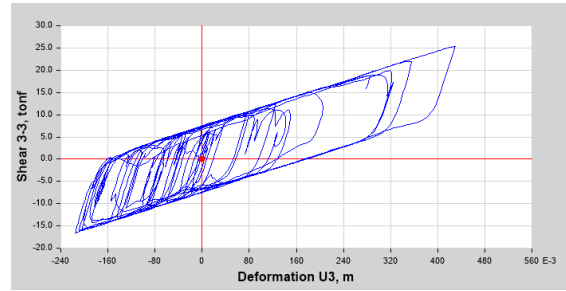


K3-LIMA 1966_Y-Y

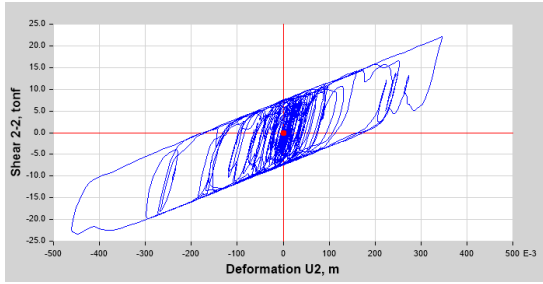
Figura A1.1: Diagrama de Histéresis de dispositivo LRB-01 (K3) – Límite Inferior



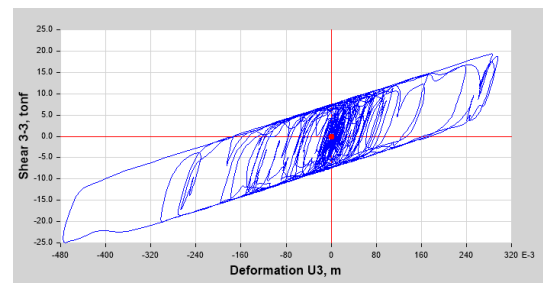
K3-HUARAZ 1970_X-X



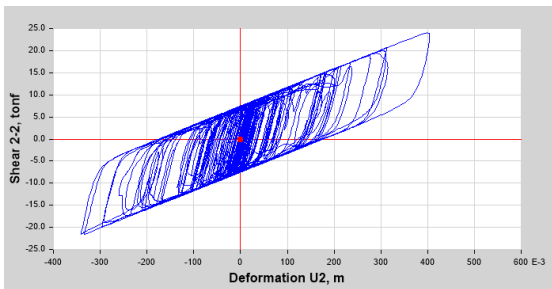
K3-HUARAZ 1970_Y-Y



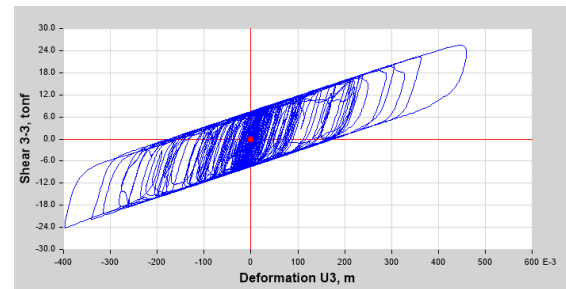
K3-LIMA 1974_X-X



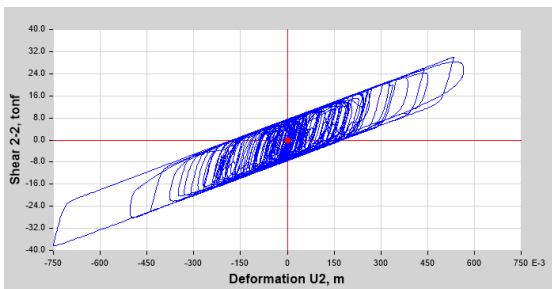
K3-LIMA 1974_Y-Y



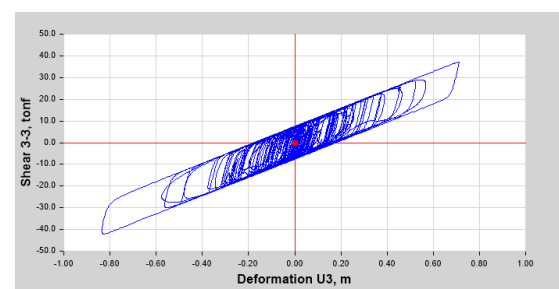
K3-PISCO 2007_X-X



K3-PISCO 2007_Y-Y

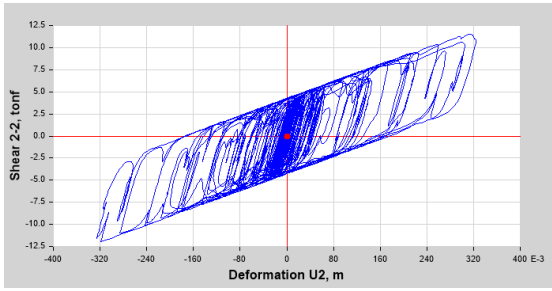


K3-PEDERNALES 2016_X-X

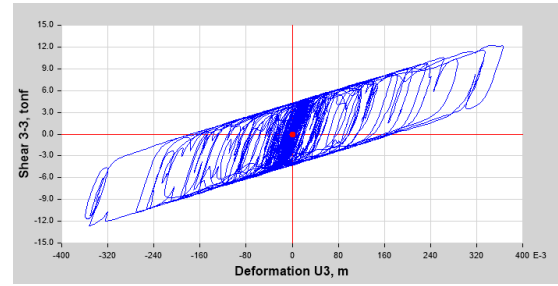


K3-PEDERNALES 2016_Y-Y

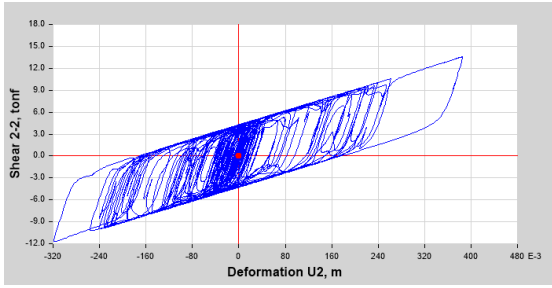
Figura A1.2: Diagrama de Histéresis de dispositivo LRB-01 (K3) – Límite Inferior



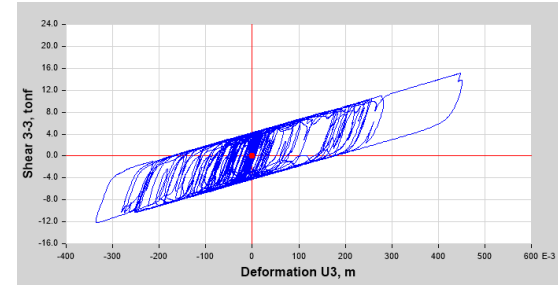
K7-ANGOL 2010_X-X



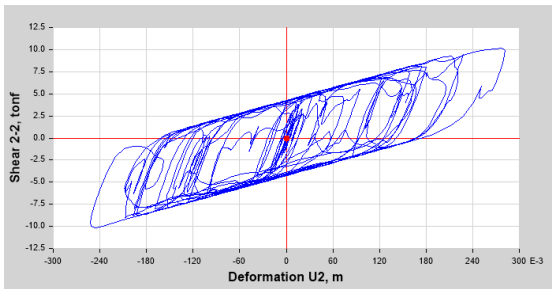
K7-ANGOL 2010_Y-Y



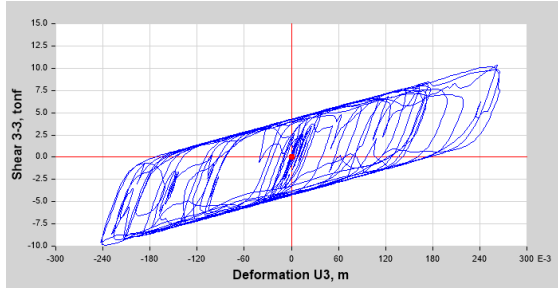
K7-CURICO 2010_X-X



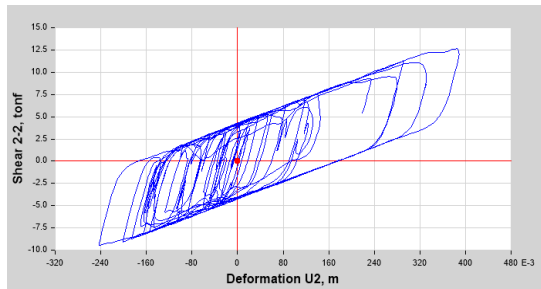
K7-CURICO 2010_Y-Y



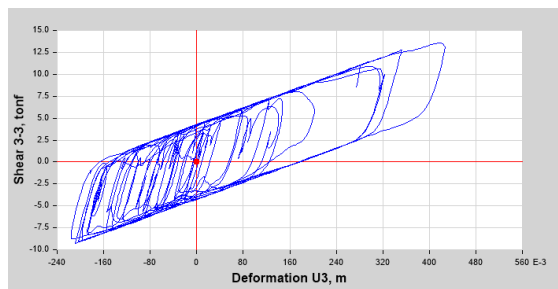
K7-LIMA 1966_X-X



K7-LIMA 1966_Y-Y

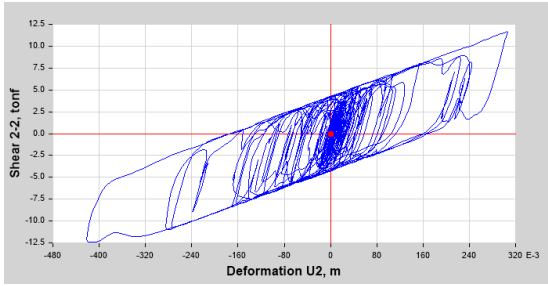


K7-HUARAZ 1970_X-X

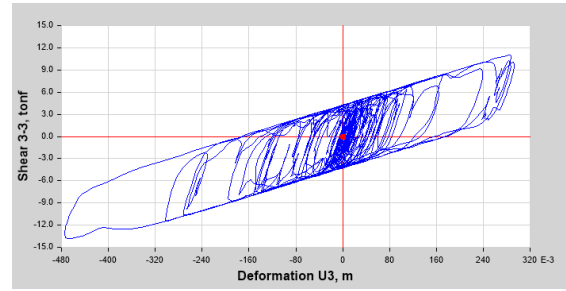


K7-HUARAZ 1970_Y-Y

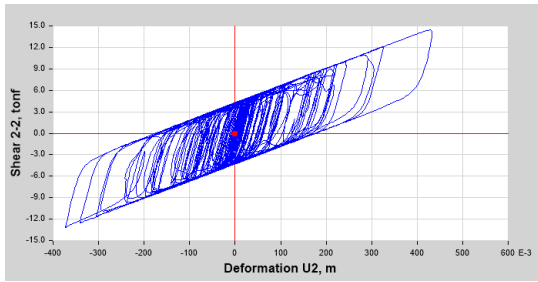
Figura A1.3: Diagrama de Histéresis de dispositivo LRB-02 (K7) – Límite Inferior



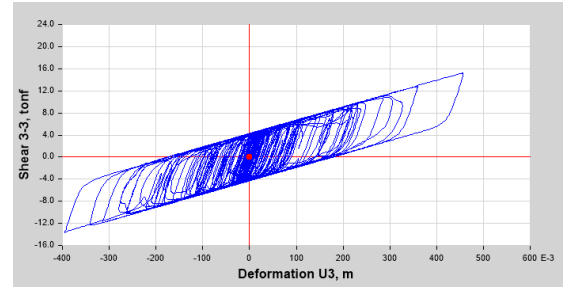
K7-LIMA 1974 _X-X



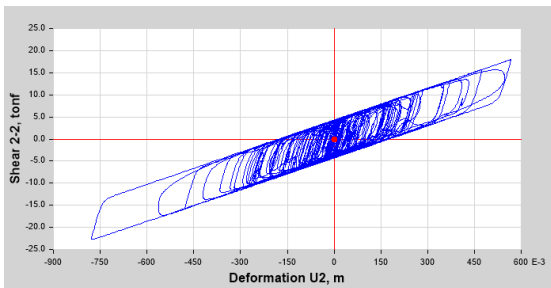
K7-LIMA 1974_Y-Y



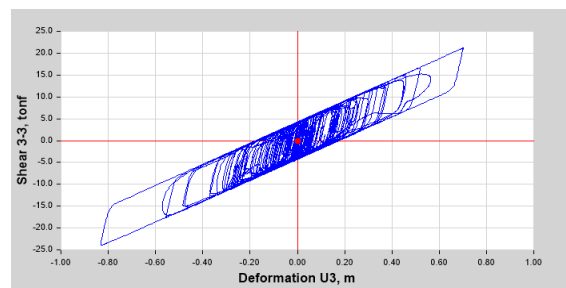
K7-PISCO 2007 _X-X



K7-PISCO 2007_Y-Y

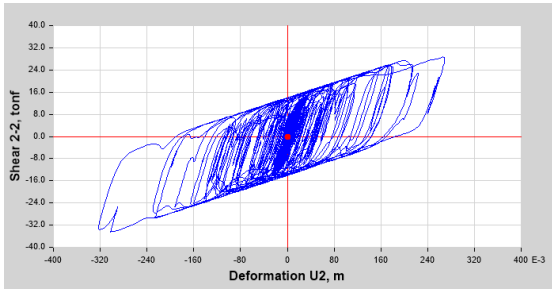


K7-PEDERNALES 2016 _X-X

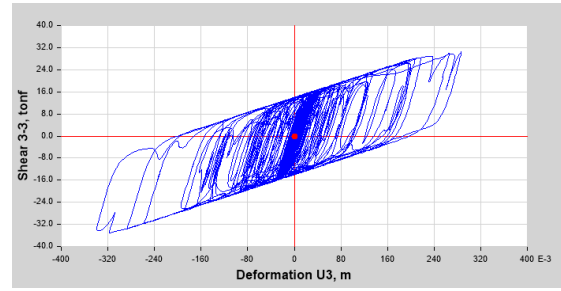


K7-PEDERNALES 2016_Y-Y

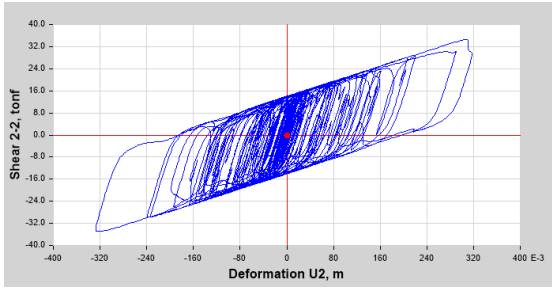
Figura A1.4: Diagrama de Histéresis de dispositivo LRB-02 (K7) – Límite Inferior



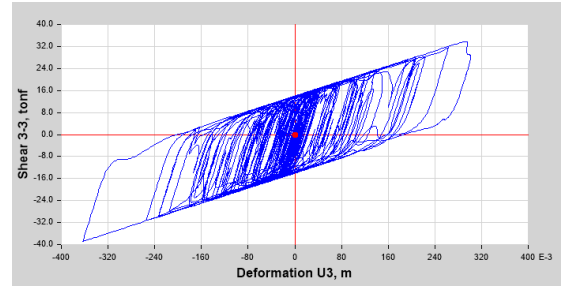
K3-ANGOL 2010_X-X



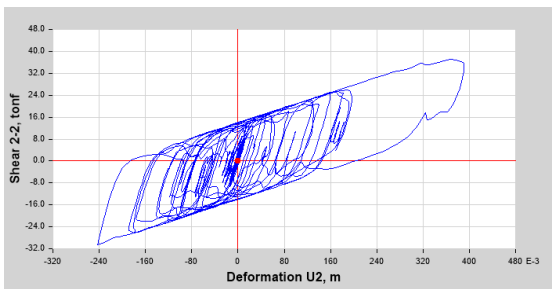
K3-ANGOL 2010_Y-Y



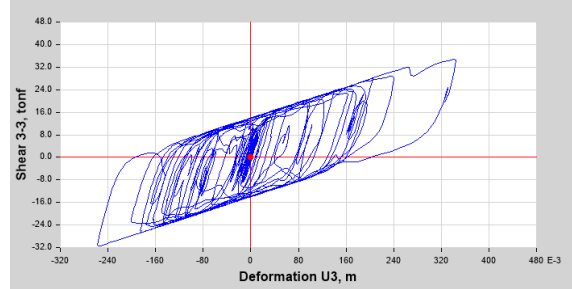
K3-CURICO 2010_X-X



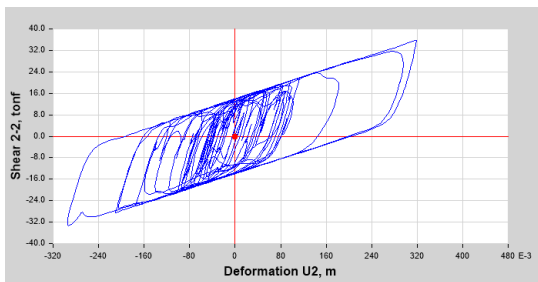
K3-CURICO 2010_Y-Y



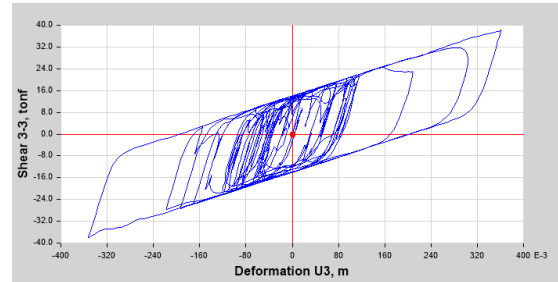
K3-LIMA 1966_X-X



K3-LIMA 1966_Y-Y

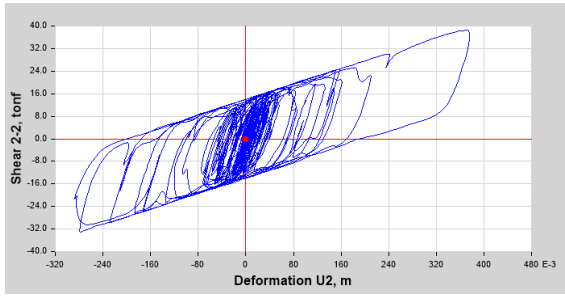


K3-HUARAZ 1970_X-X

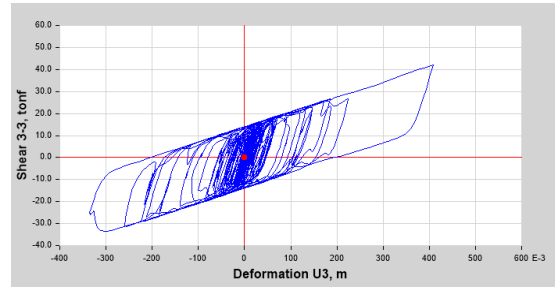


K3-HUARAZ 1970_Y-Y

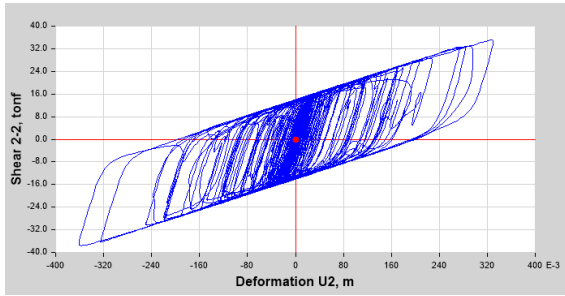
Figura A1.5: Diagrama de Histéresis de dispositivo LRB-01 (K3) – Límite Superior



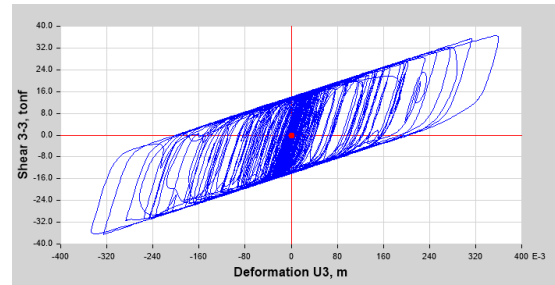
K3-LIMA 1974_X-X



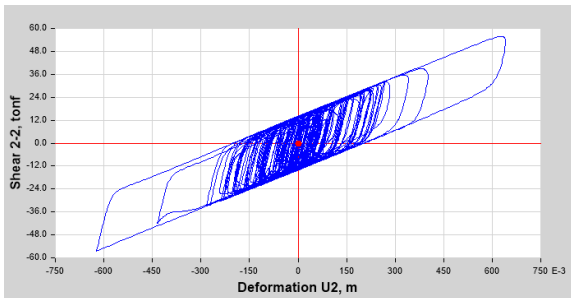
K3-LIMA 1974_Y-Y



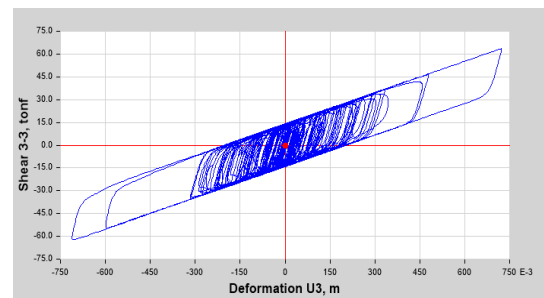
K3-PISCO 2007_X-X



K3-PISCO 2007_Y-Y

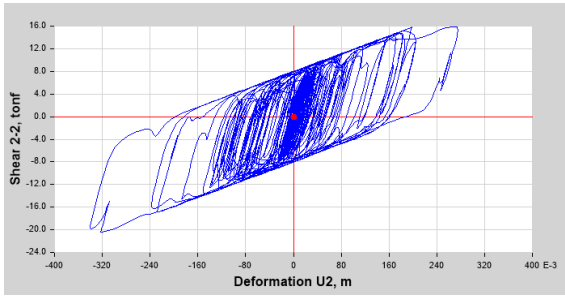


K3-PEDERNALES 2016_X-X

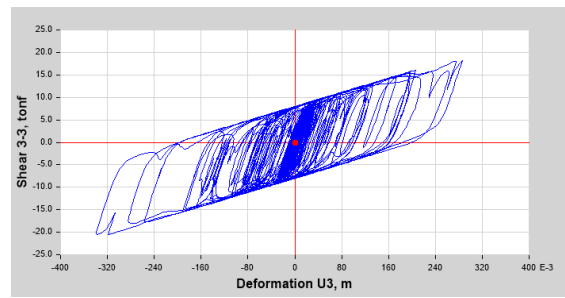


K3-PEDERNALES 2016_Y-Y

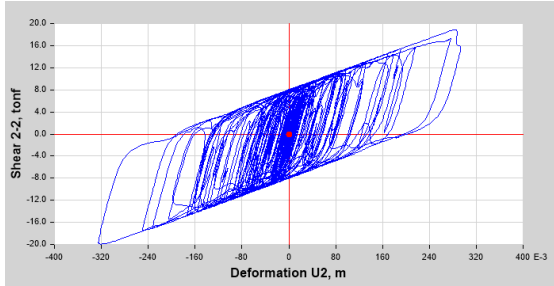
Figura A1.6: Diagrama de Histéresis de dispositivo LRB-01 (K3) – Límite Superior



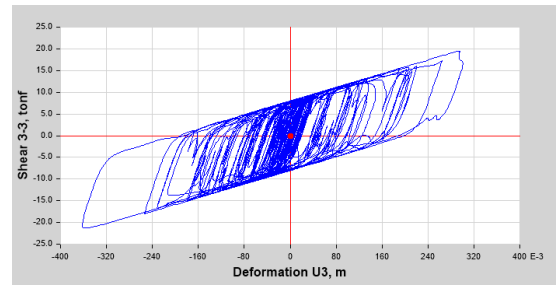
K7-ANGOL 2010_X-X



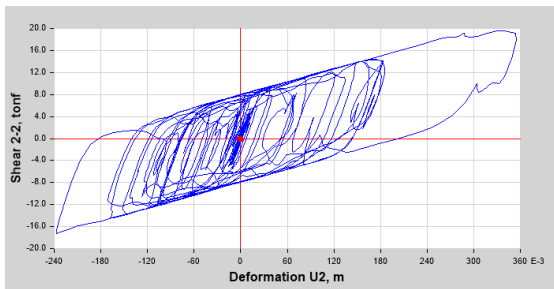
K7-ANGOL 2010_Y-Y



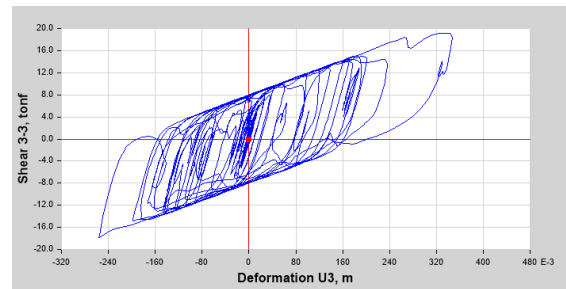
K7-CURICO 2010_X-X



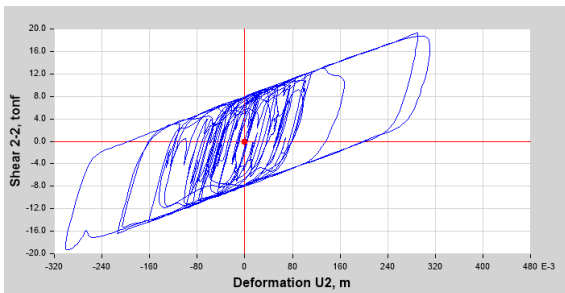
K7-CURICO 2010_Y-Y



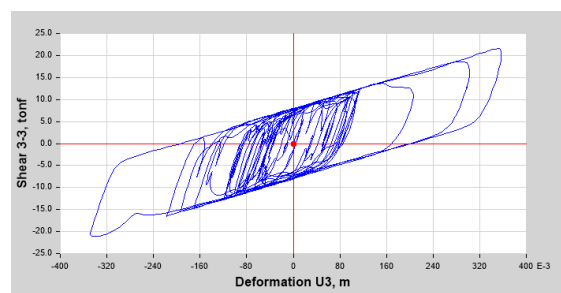
K7-LIMA 1966_X-X



K7-LIMA 1966_Y-Y

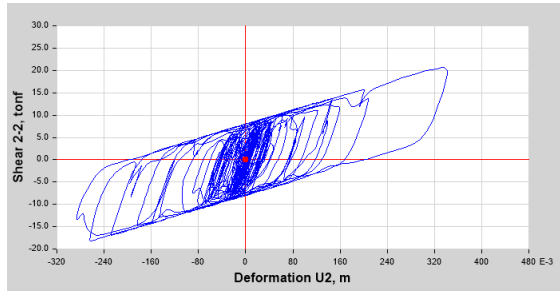


K7-HUARAZ 1970_X-X

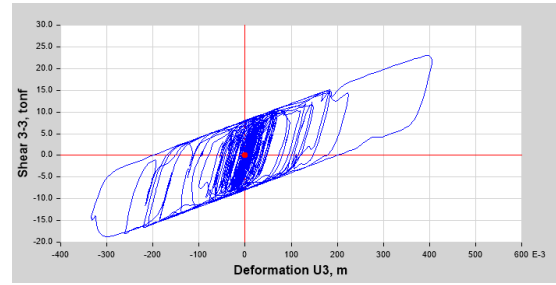


K7-HUARAZ 1970_Y-Y

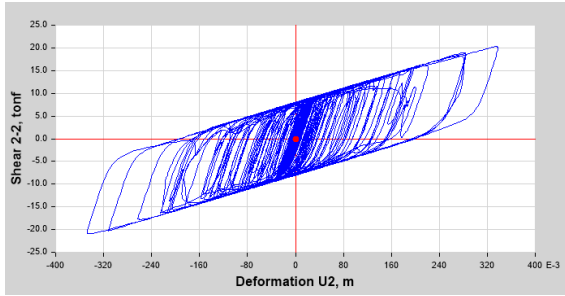
Figura A1.7: Diagrama de Histéresis de dispositivo LRB-02 (K7) – Límite Superior



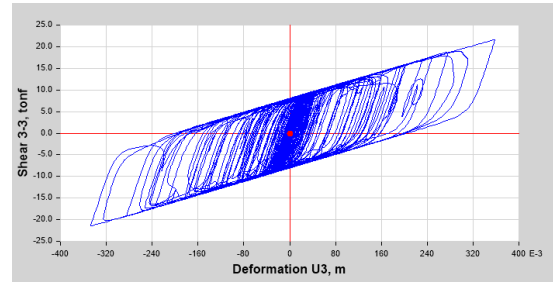
K7-LIMA 1974_X-X



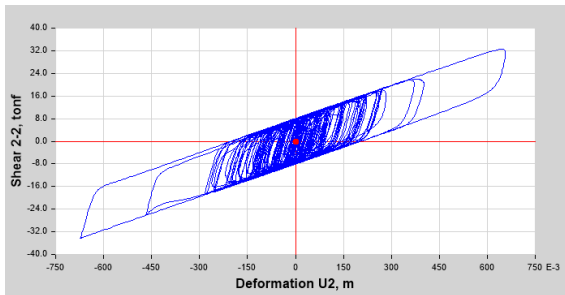
K7-LIMA 1974_Y-Y



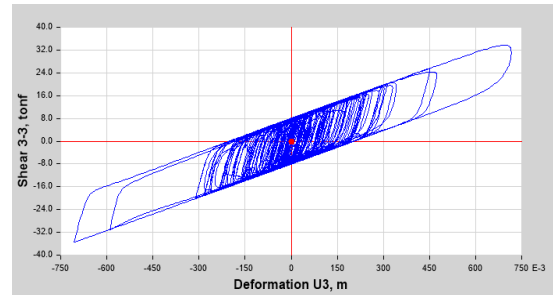
K7-PISCO 2007_X-X



K7-PISCO 2007_Y-Y



K7-PEDERNALES 2016_X-X

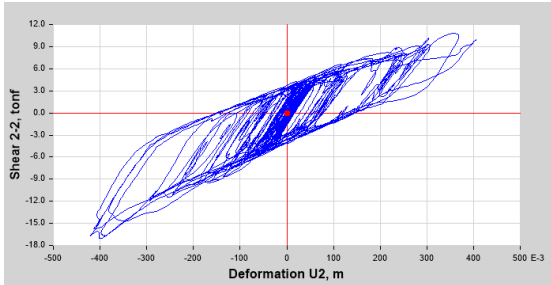


K7-PEDERNALES 2016_Y-Y

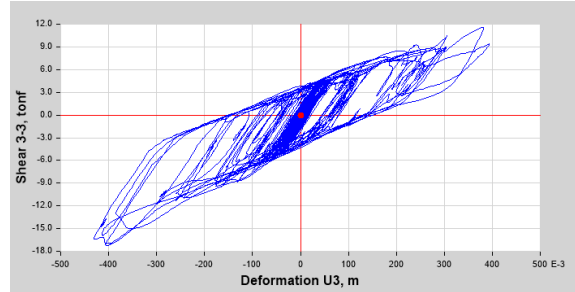
Figura A1.8: Diagrama de Histéresis de dispositivo LRB-02 (K7) – Límite Superior

ANEXO 02: DIAGRAMAS HISTERÉTICOS DE DISPOSITIVOS FRICCIONANTES

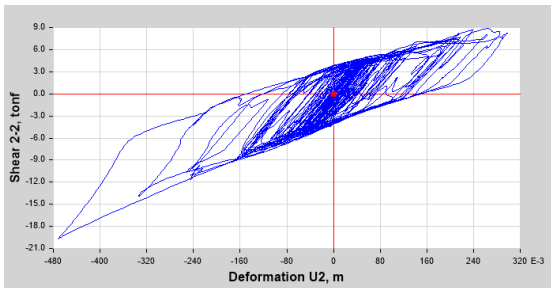
Al igual que en los dispositivos elastoméricos, se muestra a continuación los diagramas histeréticos por cada tipo de dispositivos (DFP-01-K2, DFP-02-K3 y DFP-03-K16):



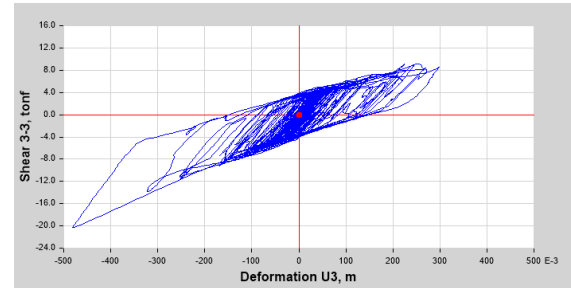
K2-ANGOL 2010_X-X



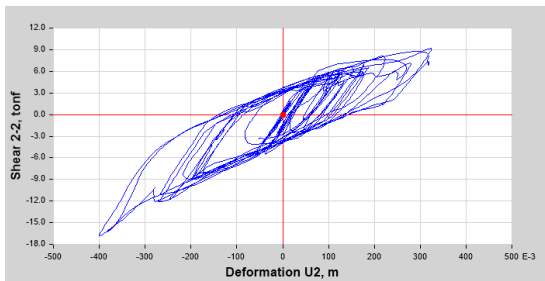
K2-ANGOL 2010_Y-Y



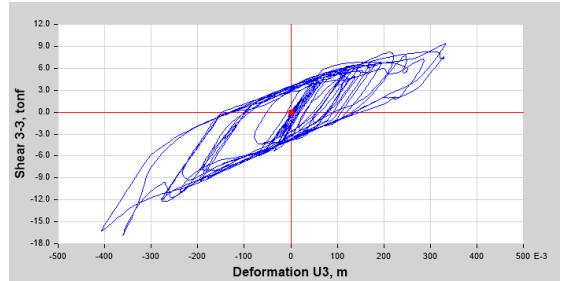
K2-CURICO 2010_X-X



K2-CURICO 2010_Y-Y

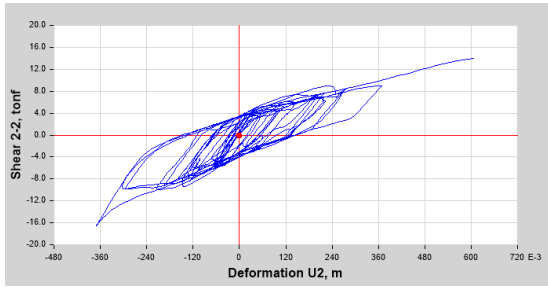


K2-LIMA 1966_X-X

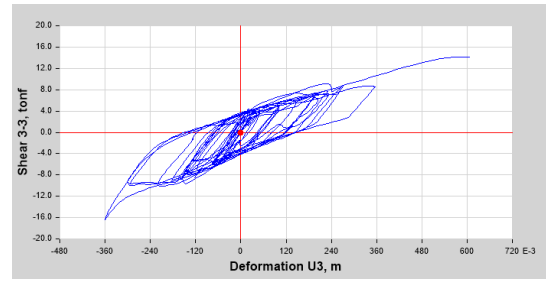


K2-LIMA 1966_Y-Y

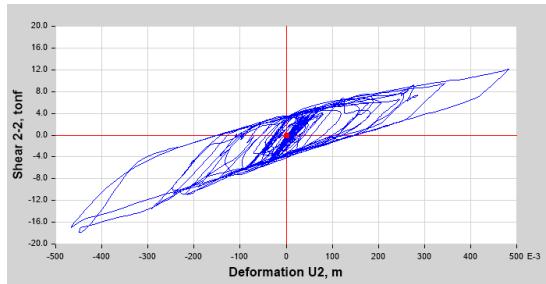
Figura A2.1: Diagrama de Histéresis de dispositivo DFP-01 (K2) – Límite Inferior



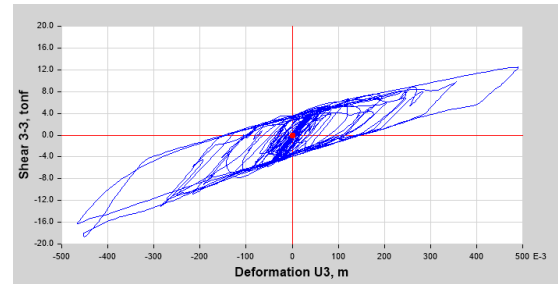
K2-HUARAZ 1970_X-X



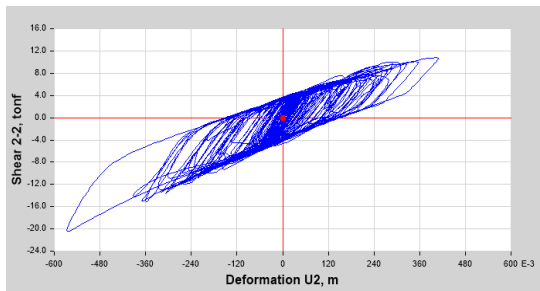
K2-HUARAZ 1970_Y-Y



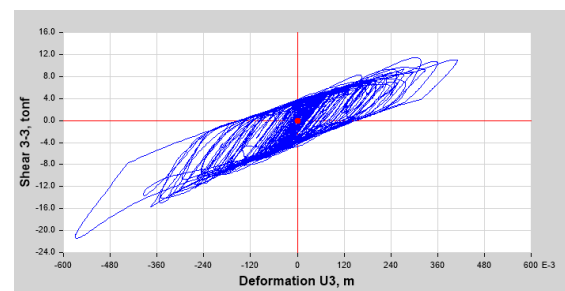
K2-LIMA 1974_X-X



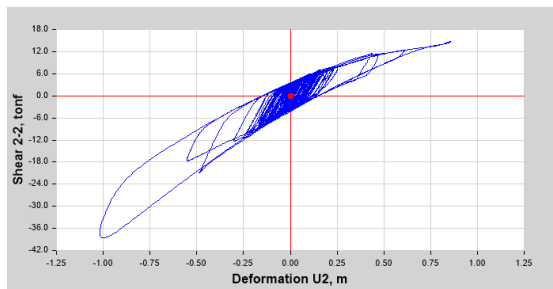
K2-LIMA 1974_Y-Y



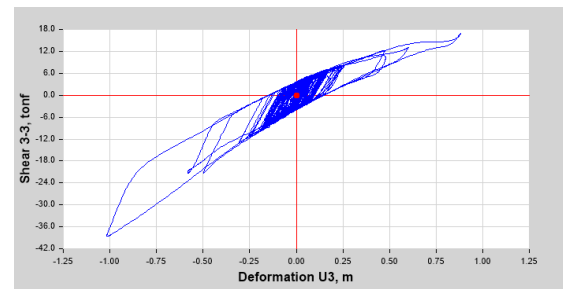
K2-PISCO 2007_X-X



K2-PISCO 2007_Y-Y

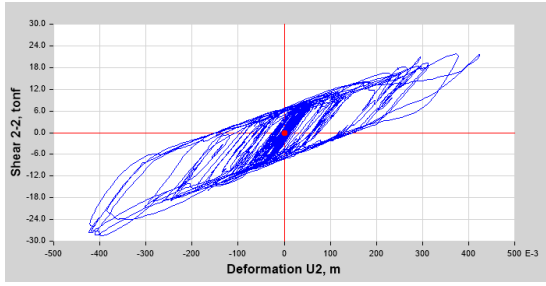


K2-PEDERNALES 2016_X-X

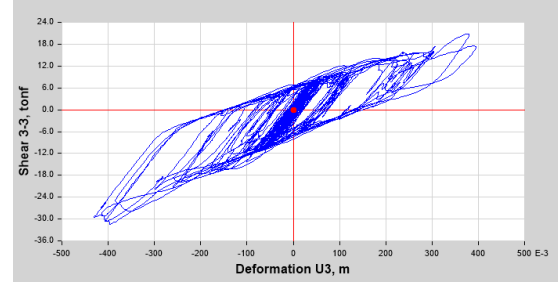


K2-PEDERNALES 2016_Y-Y

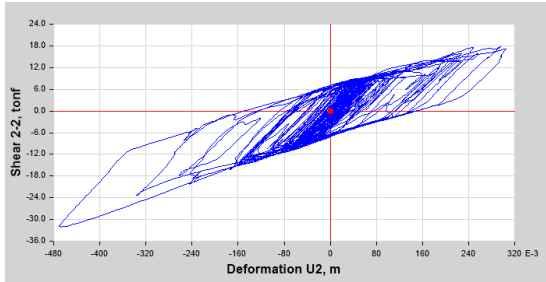
Figura A2.2: Diagrama de Histéresis de dispositivo DFP-01 (K2) – Límite Inferior



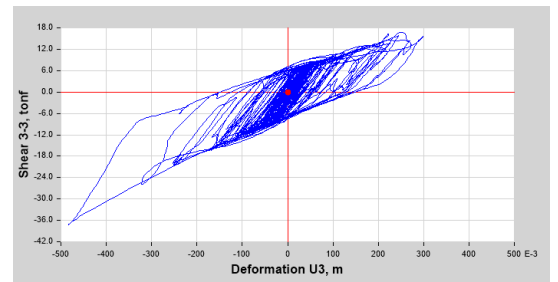
K3-ANGOL 2010_X-X



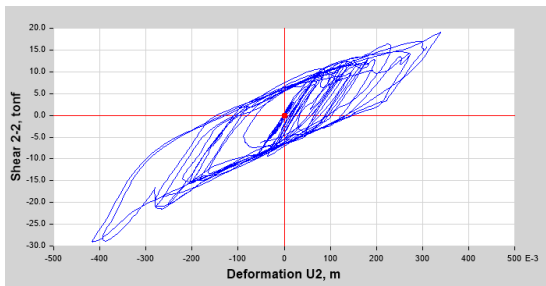
K3-ANGOL 2010_Y-Y



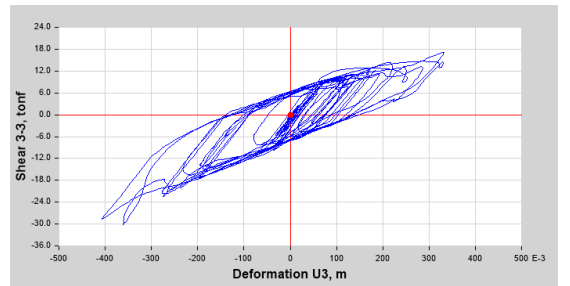
K3-CURICO 2010_X-X



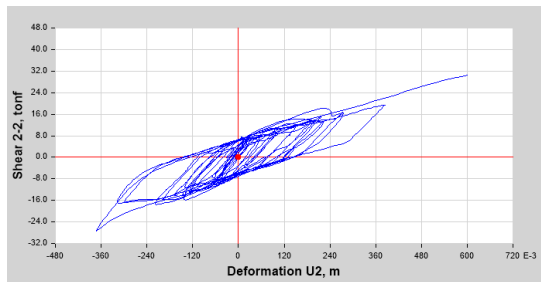
K3-CURICO 2010_Y-Y



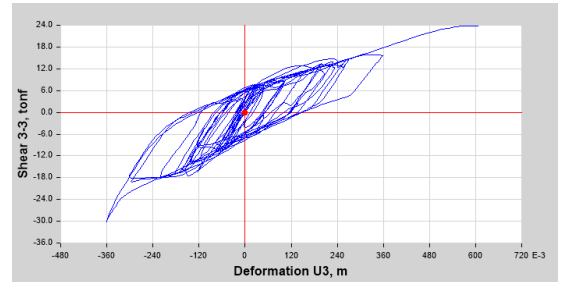
K3-LIMA 1966_X-X



K3-LIMA 1966_Y-Y

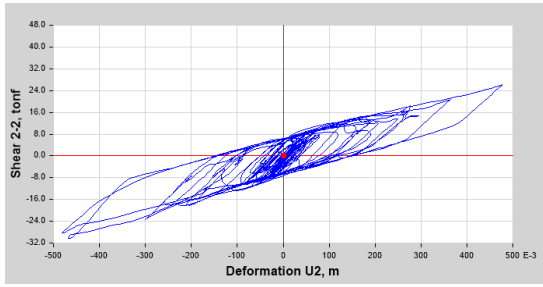


K3-HUARAZ 1970_X-X

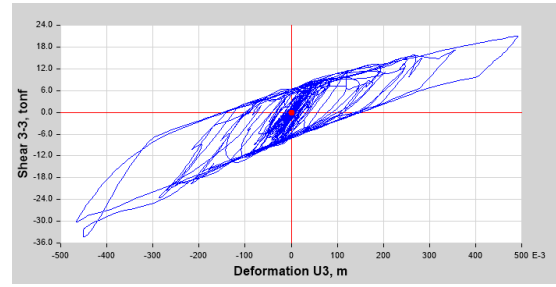


K3-HUARAZ 1970_Y-Y

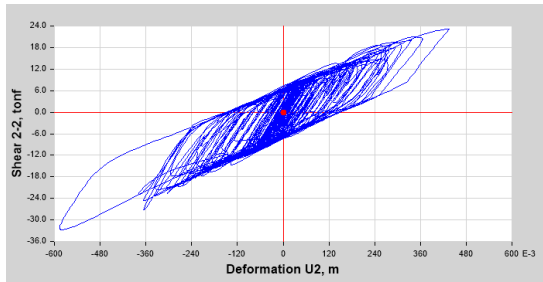
Figura A2.3: Diagrama de Histéresis de dispositivo DFP-02 (K3) – Límite Inferior



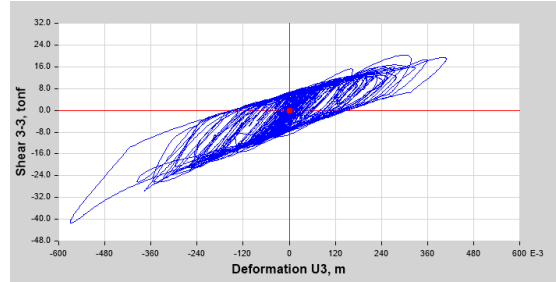
K3-LIMA 1974_X-X



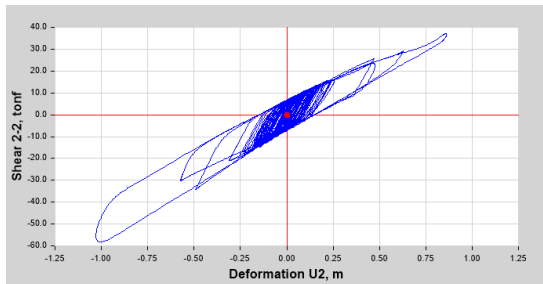
K3-LIMA 1974_Y-Y



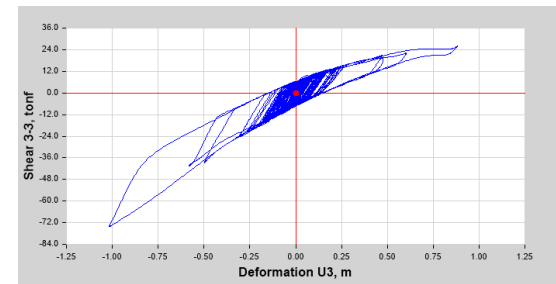
K3-PISCO 2007_X-X



K3-PISCO 2007_Y-Y

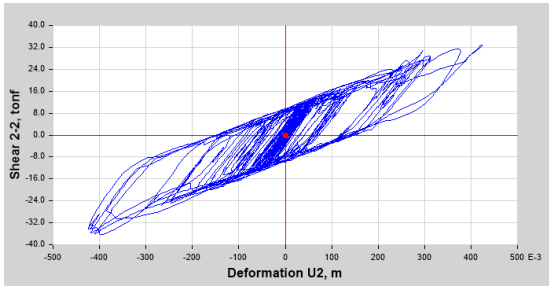


K3-PEDERNALES 2016_X-X

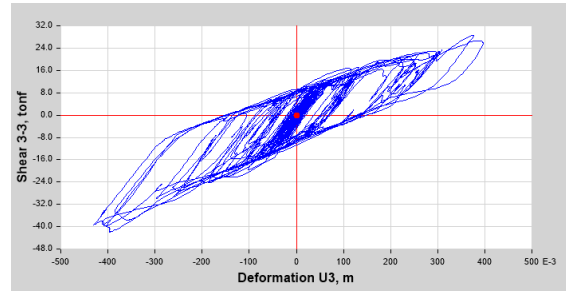


K3-PEDERNALES 2016_Y-Y

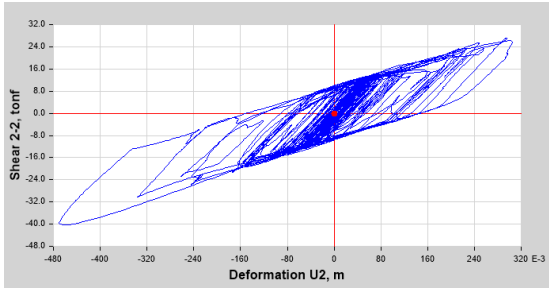
Figura A2.4: Diagrama de Histéresis de dispositivo DFP-02 (K3) – Límite Inferior



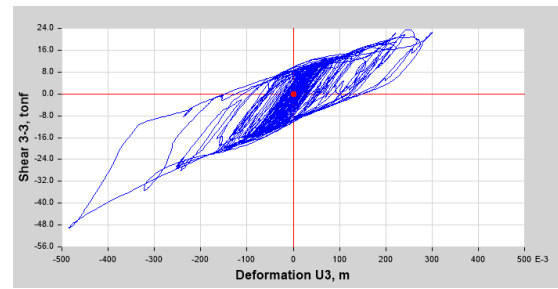
K16-ANGOL 2010_X-X



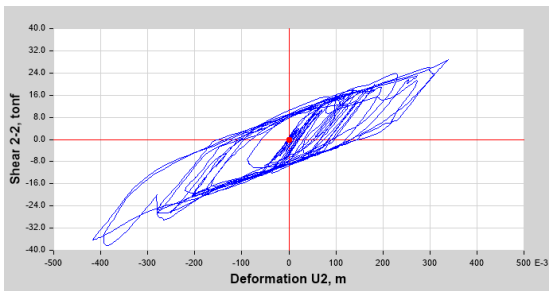
K16-ANGOL 2010_Y-Y



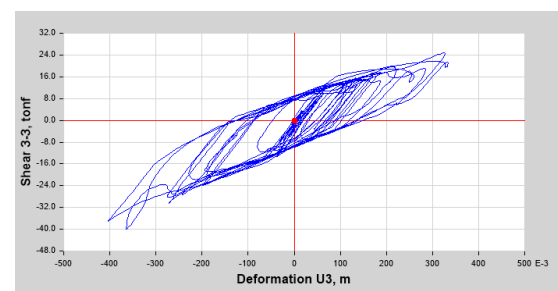
K16-CURICO 2010_X-X



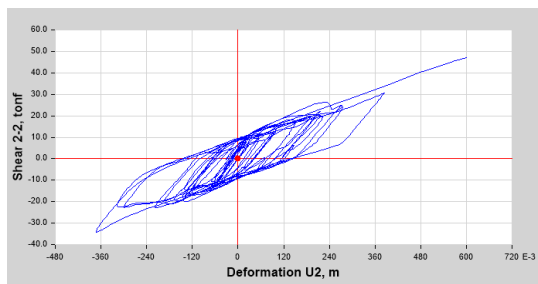
K16-CURICO 2010_Y-Y



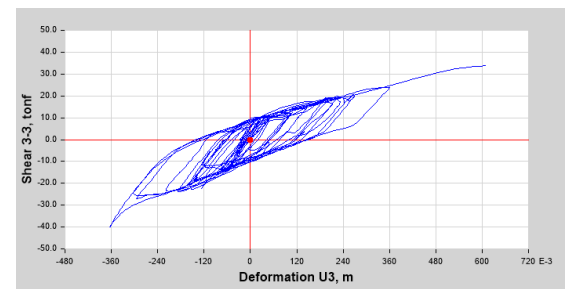
K16-LIMA 1966_X-X



K16-LIMA 1966_Y-Y

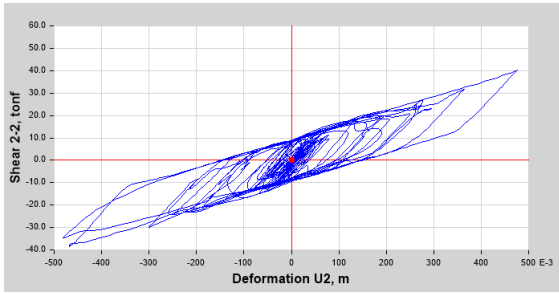


K16-HUARAZ 1970_X-X

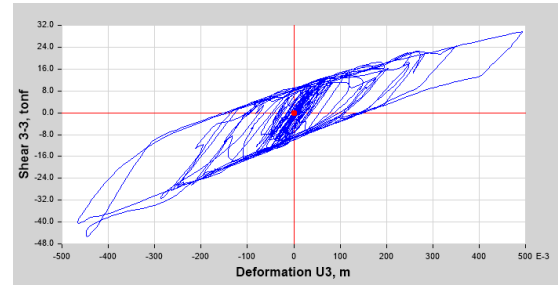


K16-HUARAZ 1970_Y-Y

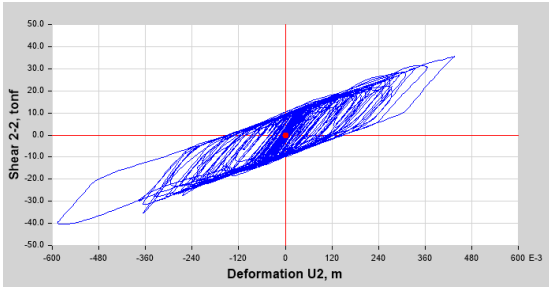
Figura A2.5: Diagrama de Histéresis de dispositivo DFP-03 (K16) – Límite Inferior



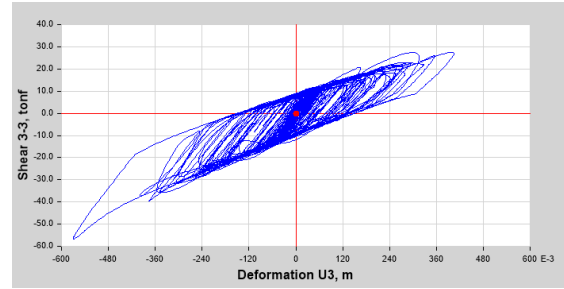
K16-LIMA 1974_X-X



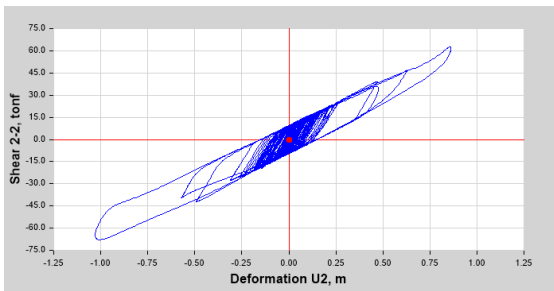
K16-LIMA 1974_Y-Y



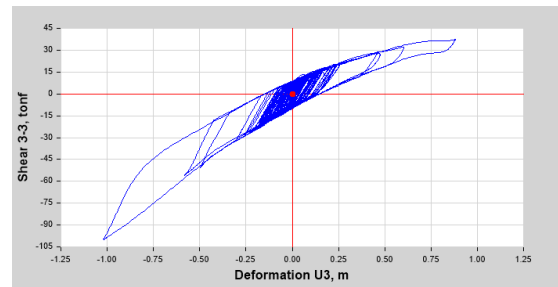
K16-PISCO 2007_X-X



K16-PISCO 2007_Y-Y

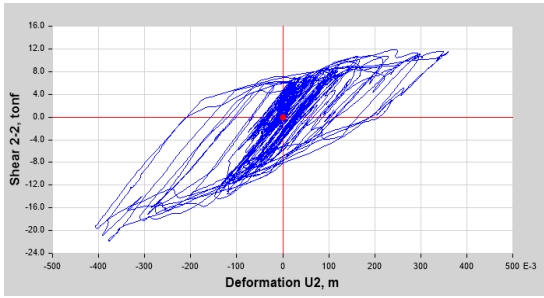


K16-PEDERNALES 2016_X-X

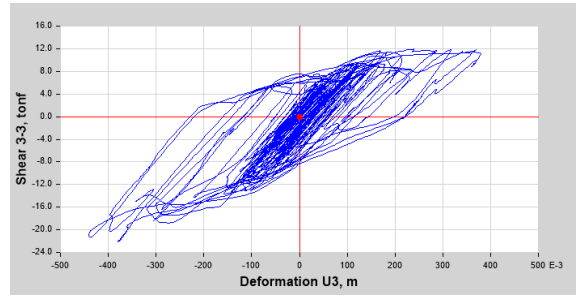


K16-PEDERNALES 2016_Y-Y

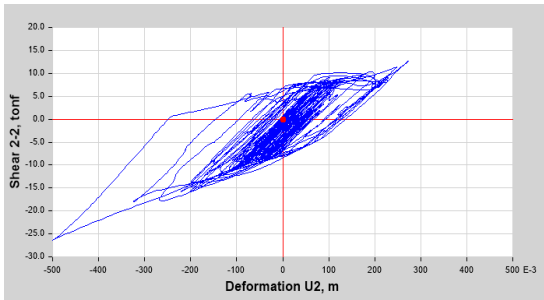
Figura A2.6: Diagrama de Histéresis de dispositivo DFP-03 (K16) – Límite Inferior



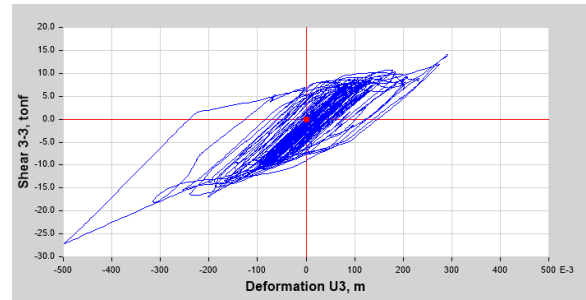
K2-ANGOL 2010_X-X



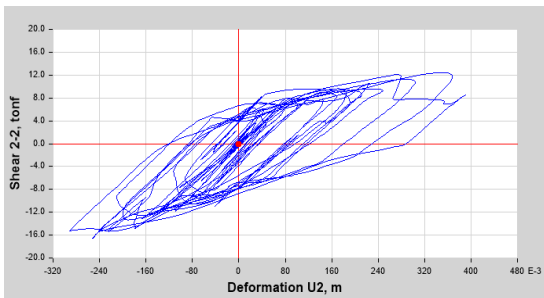
K2-ANGOL 2010_Y-Y



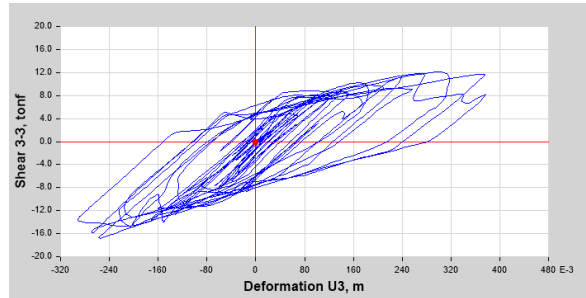
K2-CURICO 2010_X-X



K2-CURICO 2010_Y-Y

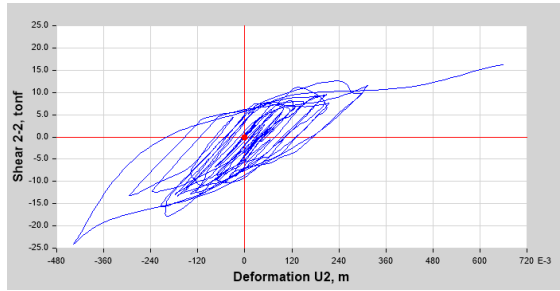


K2-LIMA 1966_X-X

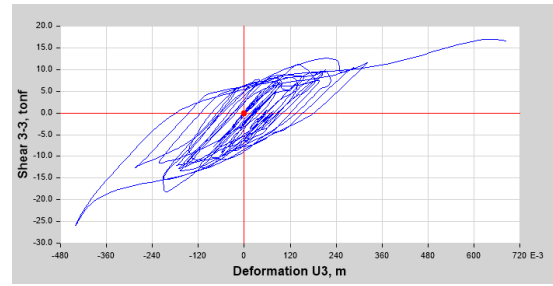


K2-LIMA 1966_Y-Y

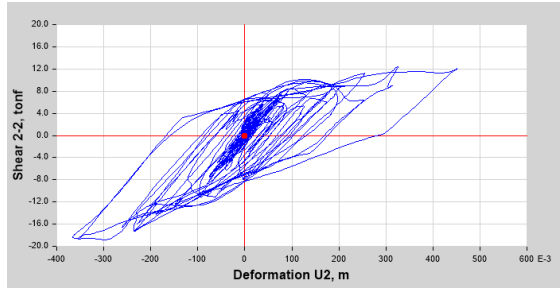
Figura A2.7: Diagrama de Histéresis de dispositivo DFP-01 (K2) – Límite Superior



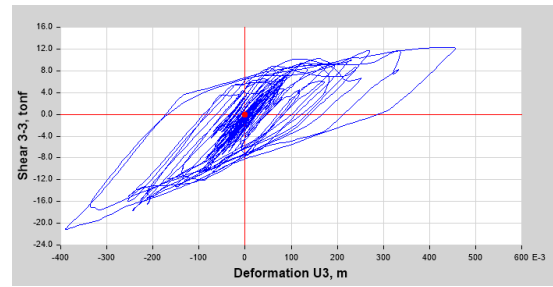
K2-HUARAZ 1970_X-X



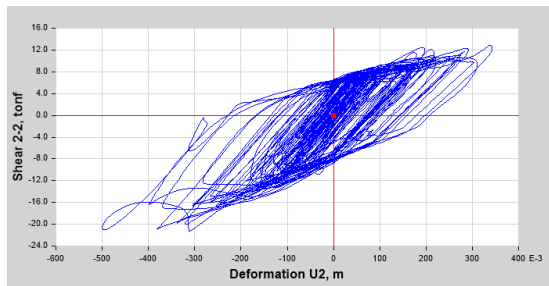
K2-HUARAZ 1970_Y-Y



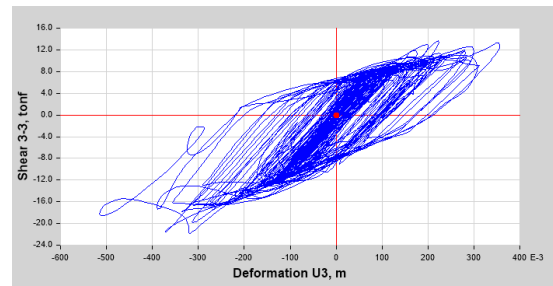
K2-LIMA 1974_X-X



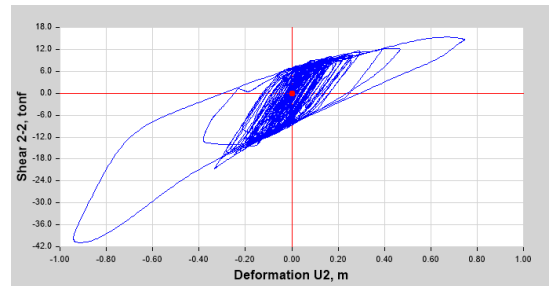
K2-LIMA 1974_Y-Y



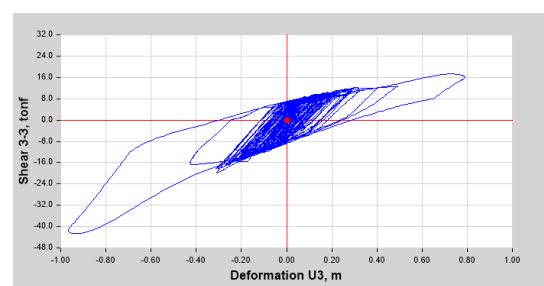
K2-PISCO 2007_X-X



K2-PISCO 2007_Y-Y

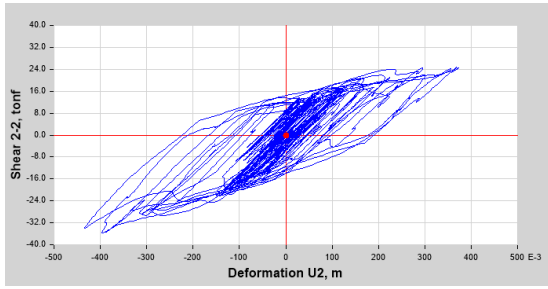


K2-PEDERNALES 2016_X-X

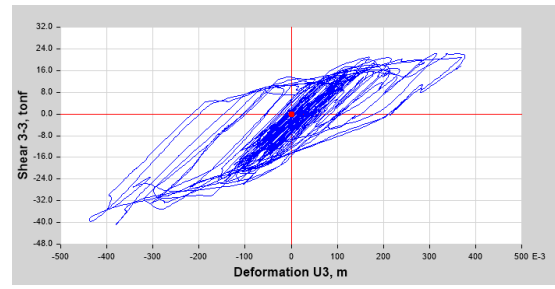


K2-PEDERNALES 2016_Y-Y

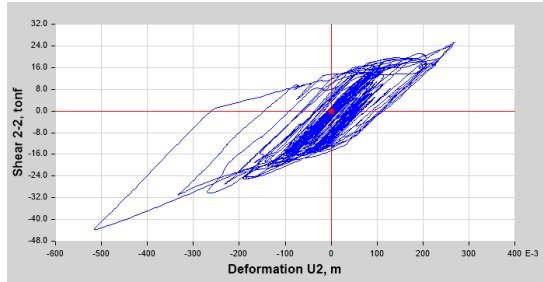
Figura A2.8: Diagrama de Histéresis de dispositivo DFP-01 (K2) – Límite Superior



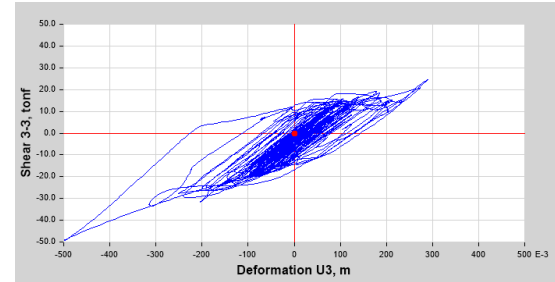
K3-ANGOL 2010_X-X



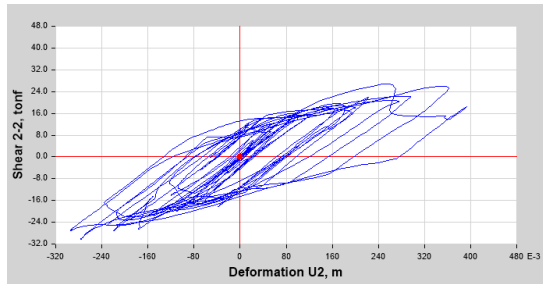
K3-ANGOL 2010_Y-Y



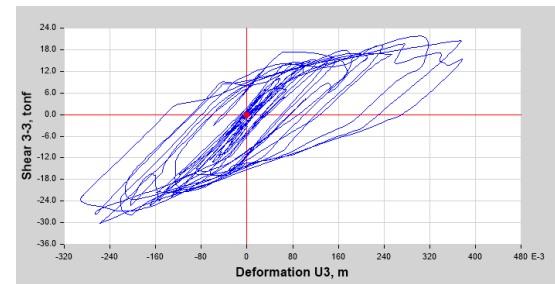
K3-CURICO 2010_X-X



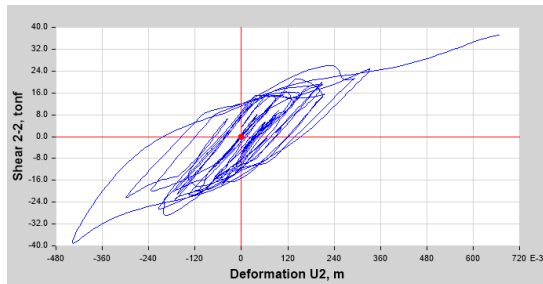
K3-CURICO 2010_Y-Y



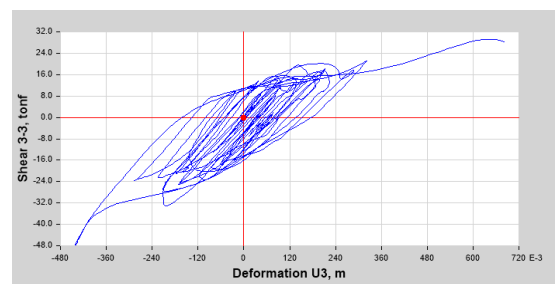
K3-LIMA 1966_X-X



K3-LIMA 1966_Y-Y

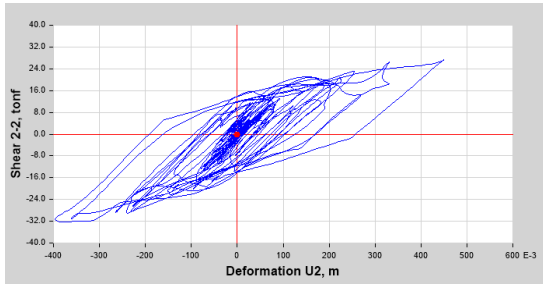


K3-HUARAZ 1970_X-X

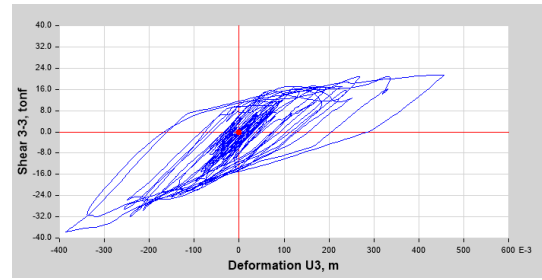


K3-HUARAZ 1970_Y-Y

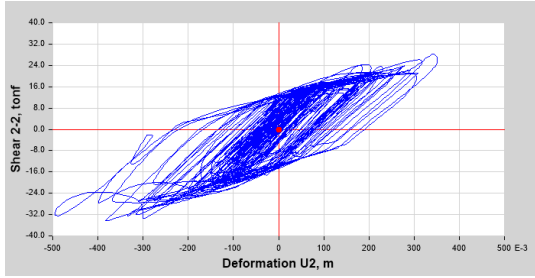
Figura A2.9: Diagrama de Histéresis de dispositivo DFP-02 (K3) – Límite Superior



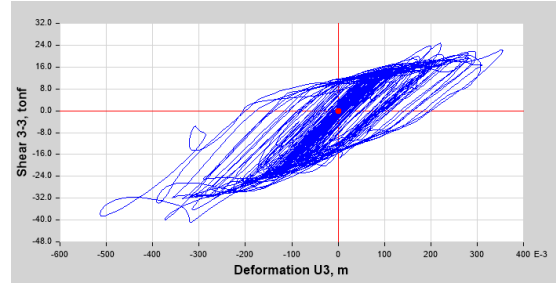
K3-LIMA 1974 _X-X



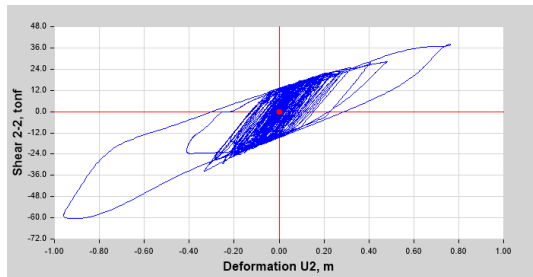
K3-LIMA 1974_Y-Y



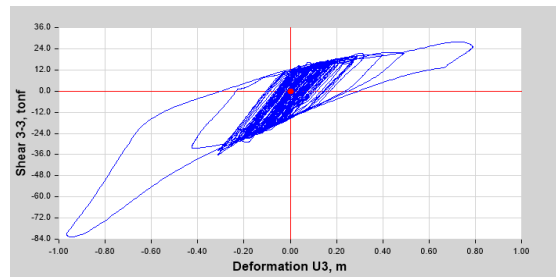
K3-PISCO 2007 _X-X



K3-PISCO 2007_Y-Y

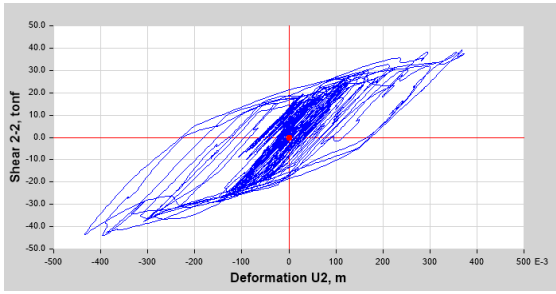


K3-PEDERNALES 2016 _X-X

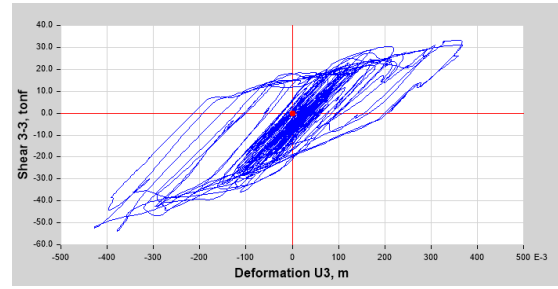


K3-PEDERNALES 2016_Y-Y

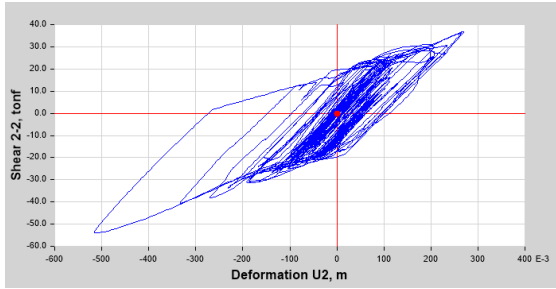
Figura A2.10: Diagrama de Histéresis de dispositivo DFP-02 (K3) – Límite Superior



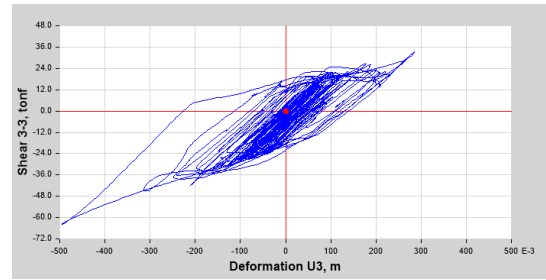
K16-ANGOL 2010_X-X



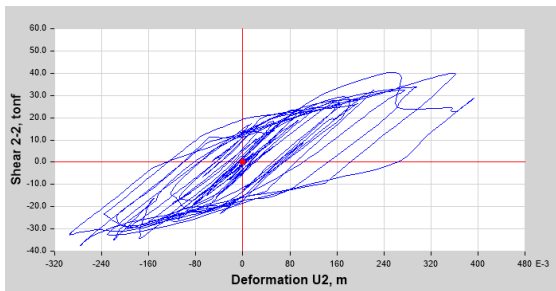
K16-ANGOL 2010_Y-Y



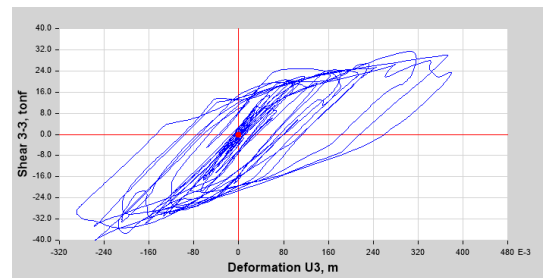
K16-CURICO 2010_X-X



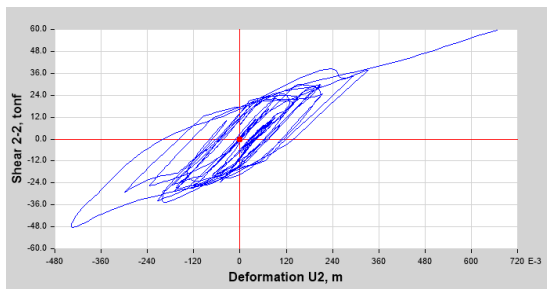
K16-CURICO 2010_Y-Y



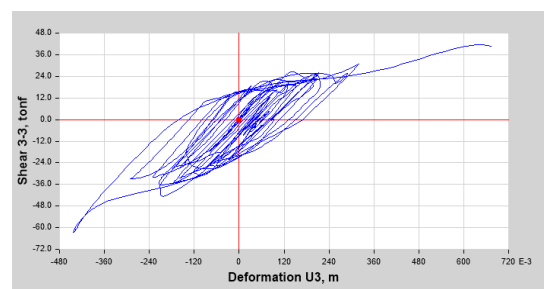
K16-LIMA 1966_X-X



K16-LIMA 1966_Y-Y

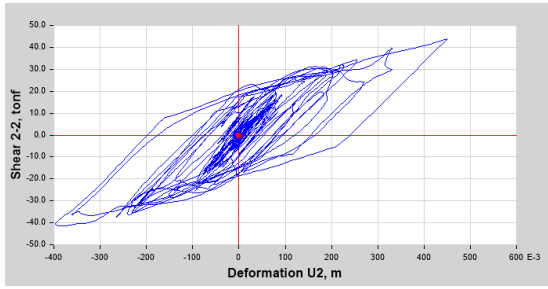


K16-HUARAZ 1970_X-X

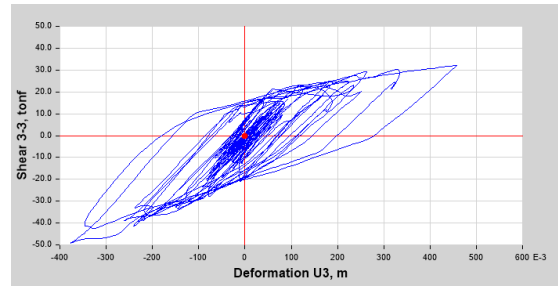


K16-HUARAZ 1970_Y-Y

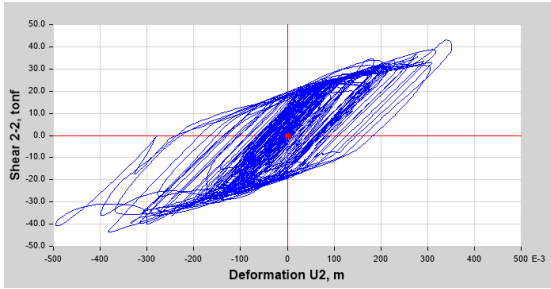
Figura A2.11: Diagrama de Histéresis de dispositivo DFP-03 (K16) – Límite Superior



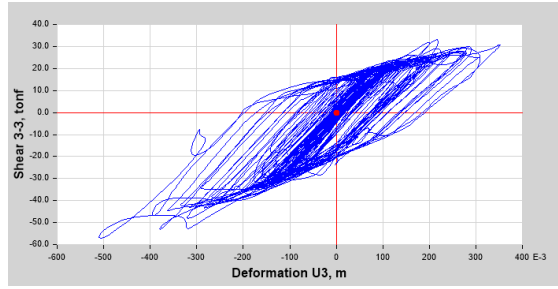
K16-LIMA 1974_X-X



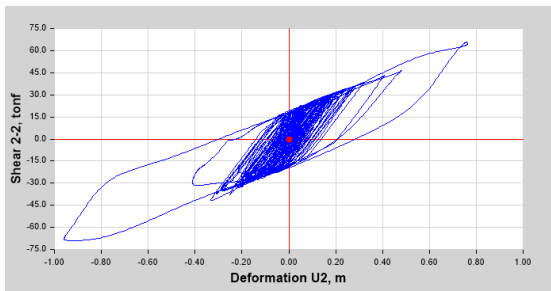
K16-LIMA 1974_Y-Y



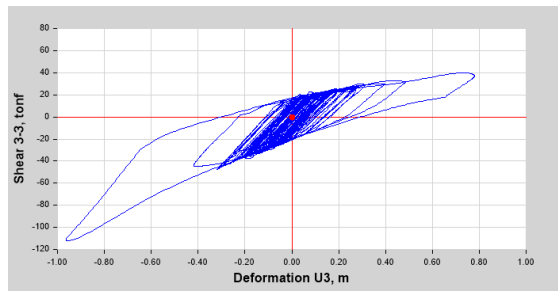
K16-PISCO 2007_X-X



K16-PISCO 2007_Y-Y



K16-PEDERNALES 2016_X-X



K16-PEDERNALES 2016_Y-Y

Figura A2.12: Diagrama de Histéresis de dispositivo DFP-03 (K16) – Límite Superior

ANEXO 03: PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE AISLADORES LRB

Luego de la obtención de los parámetros bilineales de los dispositivos y el cumplimiento de los requisitos normativos, es necesario calcular las dimensiones de los aisladores, sin embargo, se debe precisar que las dimensiones finales serán dadas por cada fabricante, el cual a través de ensayos de los aisladores prototipos demostrará que sus valores estén dentro de los rangos de parámetros indicado en los planos y especificaciones técnicas. En el presente trabajo, se muestra el diseño tentativo del aislador LRB 01.

3.1. DIAMETRO DEL NUCLEO DE PLOMO

En aisladores con núcleo de plomo se considera que el aporte del caucho a la fuerza característica Q es nula, por lo tanto, su valor se encuentra determinado por el área del núcleo de plomo, según la ecuación A3.1. Se considera $Q_d = 9.35$ toneladas, $f_{ypb} = 1450$ psi = 102.11 kg/cm².

$$Q_d = A_{pb} * f_{ypb} \quad (A3.1)$$

$$A_{pb} = \frac{9.35 * 1000}{102.11} = 91.59 \text{ cm}^2$$

$$D_i = \sqrt{\frac{4 (91.59)}{\pi}} = 10.80 \text{ cm}$$

3.2. DIAMETRO DEL AISLADOR LRB 01

Para calcular el diámetro del aislador, se ha considerado tomar el peso promedio de los 5 aisladores más cargados con la CARGA MAXIMA. Además, de acuerdo a las bibliografías consultas, se considera que el esfuerzo a compresión del caucho se encuentra entre el rango de 90-130 kg/cm², por lo que, se ha adoptado el valor de 110 kg/cm². Se calculará el diámetro que satisfaga la ecuación A3.2:

$$\sigma_{AAC} \geq \frac{P_u}{A} \quad (A3.2)$$

$$A = \frac{501.43 * 1000}{110} = 5477 \text{ cm}^2$$

$$D_e = \sqrt{\frac{4 (5477)}{\pi} + 10.80^2} = 84.20 \text{ cm} \approx 85 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el área total del aislador es 5,674.50 cm², mientras que el área del caucho es 5,582.89 cm².

3.3. ALTURA DEL AISLADOR LRB 01

Altura total del caucho.- La altura efectiva de la goma o caucho se encuentra determinado por la ecuación A3.3 que relaciona el desplazamiento total máximo “ D_{TM} ” y la deformación por corte “ γ_s ” cuyo valor se encuentra entre 100 a 200% (Aguiar, Almazán, Dechent & Suárez, 2006).

$$H_r = \frac{D_{TM}}{\gamma_s} \quad (A3.3)$$

$$H_r = \frac{85}{1.30} = 65.38 \text{ cm} \approx 65 \text{ cm}$$

Módulo de corte (G).- Es aquella constante que caracteriza la deformación que sufre el caucho cuando es sometido a corte, estos valores deben permanecer en un rango de 58 – 120 psi y está determinado por la ecuación A3.4 que relaciona la rigidez efectiva del aislador “ K_M ”, altura total del caucho “ H_r ” y el área del aislador.

$$G = \frac{K_M H_r}{A} \quad (A3.4)$$

$$G = \frac{(700)(65)}{5,582.89} = 81.50 \text{ ton}/m^2 = 116 \text{ psi}$$

Este valor se tiene que brindar al fabricante, que determinará si es posible alcanzar con la goma que produce.

Factor de forma (S).- Es aquel factor que relaciona la frecuencia vertical con la frecuencia horizontal, se determina con la ecuación A3.5, y que será corroborado más adelante para el cálculo de la rigidez vertical. Se suele tomar como valor límite 10.

$$S = \frac{f_v}{f_D \sqrt{6}} \quad (A3.5)$$

$$S = \frac{10}{(2.50)\sqrt{6}} = 10.21 \approx 10$$

Módulo de elasticidad (M).- Es el módulo de compresión del conjunto acero-caucho en un aislador y se determina con la ecuación A3.6. El valor “ K ” se asume como 2000MPA y representa el módulo de compresión del caucho.

$$E_c = \frac{6GS^2K}{6GS^2+K} \quad (A3.6)$$

$$E_c = \frac{6(7.41)(10)^2(2000MPA)}{6(7.41)(10)^2+2000MPA} = 36,498 \text{ kg}/cm^2$$

Rigidez Vertical (K_V).- Es la rigidez más alta del dispositivo, está determinado por la ecuación A3.7. El valor de la rigidez vertical servirá para luego verificar que la frecuencia vertical del sistema sea como mínimo 10 HERTZ para garantizar que no se produzcan vibraciones excesivas durante la operatividad del edificio aislado.

$$K_V = \frac{E_C * A}{H_r} \quad (A3.7)$$

$$K_V = \frac{(36,498) * (5,582.89)}{65} = 3,134,864.62 \text{ kg/cm}$$

Frecuencia Vertical (F_V).- Inicialmente para el cálculo del factor de forma se supuso el valor de 10 HERTZ. Es determinado por la ecuación A3.8:

$$F_V = \frac{1}{2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}} \quad (A3.8)$$

$$F_V = \frac{1}{2\pi \sqrt{\frac{Pu}{gK_V}}} = 12.46 \text{ HERTZ}$$

Por lo tanto, al ser el valor de la frecuencia vertical mayor a 10 HERTZ, se acepta el valor inicial supuesto del factor de forma.

Grosor de capas de caucho (T_r).- El grosor de cada capa de caucho estará determinado por la relación entre el diámetro total del dispositivo y el factor de forma, de acuerdo a la ecuación A3.9:

$$T_r = \frac{D_e}{4S} \quad (A3.9)$$

$$T_r = \frac{85}{4(10)} = 2.125 \text{ cm}$$

Número de capas de caucho (n).- El número de capas de caucho se calcula mediante la ecuación A3.10:

$$n = \frac{H_r}{t_r} \quad (A3.10)$$

$$n = \frac{85}{2.125} = 31$$

Altura total del aislador (H).- La altura total del aislador está determinado por la suma de las tapas de acero, la altura total del caucho y altura total de las placas de acero, de acuerdo a la ecuación A3.11. Se consideró que el espesor de las tapas de acero sea de 2.54 cm y el espesor de las placas de acero 0.40 cm.

$$H = 2 * t_{ext} + H_r + (n - 1) * t_s \quad (A3.11)$$

$$H = 2(2.54) + 65 + (31 - 1)(0.40) = 82 \text{ cm}$$

3.4. VERIFICACION DE TENSION EN EL ACERO

Luego del cálculo de las dimensiones de los componentes del aislador, se tiene que verificar que el espesor supuesto para las placas de acero sea la necesaria para soportar el esfuerzo de compresión a la que se encuentren sometidos. El esfuerzo de compresión máxima en las placas determinado por la ecuación A3.12 no debe superar el 75% del esfuerzo a fluencia, que se considera 2400 kg/cm².

$$1,5 \frac{T_r}{t_s} \cdot \sigma_{ac} \leq 0.75 \sigma_y \quad (A3.12)$$

$$1.5 \frac{2.125}{0.40} \cdot \sigma_{ac} \leq 0.75(2400)$$

$$\sigma_{ac} \leq 226 \text{ kgf/cm}^2$$

El esfuerzo a las que se encuentra sometido las placas de acero es 602.42 (1000) / 5,582.89 = 108 kgf/cm². Por lo tanto, se verifica que el espesor adoptado de las placas de acero es conforme.

3.6. DEFORMACION TOTAL POR CORTE

La norma establece que la deformación total por corte debido a la deformación (A3.14), deformación por compresión (A3.15) y deformación angular (A3.16) no supere el valor de 6, tal como se muestra en la ecuación A3.13:

$$\gamma_D + \gamma_C + 0,5\gamma_\theta \leq 6 \quad (A3.13)$$

$$\gamma_D = \frac{D_{TM}}{H_r} \leq 2,5 \quad (A3.14)$$

$$\gamma_C = \frac{6PS}{E_c \cdot A_r} \quad (A3.15)$$

$$\gamma_\theta = \frac{0.375 D_e^2 \theta}{t_r \cdot H_r} \quad (A3.16)$$

Deformación por corte por deformación (γ_D).- La deformación por corte debido a la deformación propiamente dicha es determinado por la relación entre el desplazamiento total máximo “ D_{TM} ” y la altura total del caucho, de acuerdo a la ecuación A3.14:

$$\gamma_D = \frac{D_{TM}}{H_r} \leq 2,5 \quad (A3.14)$$

$$\gamma_D = \frac{85}{65} = 1,31 \leq 2,5$$

Deformación por corte debido a compresión (γ_C).- La deformación por corte debido a la compresión, está determinado por la ecuación A3.15:

$$\gamma_C = \frac{6PS}{E_c \cdot A_r} \quad (A3.15)$$

El módulo de compresión E_c se determina por la ecuación A3.17, donde “ E_0 ” es un dato dado por el fabricante y que la norma indica considerar el valor de $E_0 = f \cdot G$, donde $f = 4$ y “ K ” constante empírica que está en función del módulo de corte y su valor oscila entre 0,7 – 1,0, para efectos de este caso se adoptará el valor de $k=1$.

$$E_C = E_0(1 + 2KS^2) \quad (A3.17)$$

$$E_C = 4(8.15)[1 + 2(1)(10)^2] = 6,552.52 \text{ kgf/cm}^2$$

La norma establece que se debe calcular el área reducida, la cual es determinada por la ecuación A3.18, donde el valor de “ D_{TM} ” debe calculada con la ecuación 4.12 del presente trabajo de investigación, la cual se verificó en el ítem 6.4 que el valor asciende a 56.28 cm.

$$A_R = A_A \cdot 2 \left[\frac{D_e^2 \sin^{-1} \left(\frac{\sqrt{D_e^2 - D_{TM}^2}}{D_e} \right) - D_{TM} \cdot \sqrt{D_e^2 - D_{TM}^2}}{\pi \cdot D_e^2} \right] \quad (A3.18)$$

$$A_R = 1,267.86 \text{ cm}^2$$

Los valores calculados del módulo de compresión y área reducida, son ingresados en la ecuación A3.15:

$$\gamma_C = \frac{6(602.43)(1000)(10)}{(6,552.52)(1,267.86)} = 4,35$$

Deformación por corte debido a deformación angular (γ_{θ}).- La deformación por corte debido a la deformación angular, está determinado por la ecuación A3.15, donde se estima que el valor de “ θ ” sea como mínimo 0.003 radianes.

$$\gamma_{\theta} = \frac{0.375D_e^2\theta}{t_r.H_r} \quad (A3.16)$$

$$\gamma_{\theta} = \frac{0.375(85)^2(0.003)}{(2.125)(65)} = 0,06$$

Por lo tanto, la deformación total por corte asciende a 5.69, siendo este valor menor al límite establecido por la norma, por lo que, se considera conforme.

$$1,31 + 4,35 + 0,5(0,06) \leq 6 \quad (A3.13)$$

$$5,69 \leq 6$$

3.7. VERIFICACION POR PANDEO

La carga crítica por pandeo es determinado por la ecuación A3.19:

$$P_C = \frac{\pi}{\sqrt{8}} \cdot \frac{G.S.De-AA}{N.t_r} \quad (A3.19)$$

$$P_C = \frac{\pi}{\sqrt{8}} \cdot \frac{(8.15)(10)(85)(5,582.89)}{(31)(2.125)} = 652,100.56 \text{ kgf}$$

Para verificar el pandeo, la norma establece que el Factor de seguridad determinado por la ecuación A3.20 sea FS=3 cuando se considera solo la carga axial y FS > 1,0 cuando se considera la carga axial última.

$$FS = \frac{P_{critica}}{P_{max}} \geq 1 \quad (A3.20)$$

$$FS = \frac{652,100.56}{602,427.40} = 1,082 \geq 1$$

HOSPITAL JOSE ALFREDO OLAVARRIA II CON AISLAMIENTO SISMICO

DISTRITO DE TUMBES, REGION TUMBES

RELACIÓN DE PLANOS

PLANO Nº	TÍTULO
E-01	PLANTA DE CIMENTACIÓN
E-02	CORTES Y DETALLES I
E-03	CORTES Y DETALLES II
E-04	LOSA DE CIMENTACIÓN I
E-05	LOSA DE CIMENTACIÓN II
E-06	LOSA DE CIMENTACIÓN III
E-07	LOSA DE CIMENTACIÓN IV
E-08	ENCOFRADO DEL NIVEL DE AISLAMIENTO
E-09	ENCOFRADO DE TECHO DEL 1ER PISO
E-10	ENCOFRADO DE TECHO DEL 2DO PISO
E-11	ENCOFRADO DE TECHO DEL 3ER, 4TO Y 5TO PISO
E-12	ENCOFRADO DE TECHO DEL 6TO PISO
E-13	DETALLE DE VIGAS DE AISLAMIENTO I
E-14	DETALLE DE VIGAS DE AISLAMIENTO II

CIMENTACION

Tipo de Cimentación	Losa de cimentación
Estrato de Apoyo	Arcilla inorgánica fisurada
Profundidad mínima de cimentación	3.30m debajo del nivel de piso terminado
Presión Admisible	0.98 kg/cm ²
Máximo Asentamiento	2.54 cm
Profundidad de nivel freático	No se encontro nivel freático

RANGO DE PROPIEDADES DE LOS DISPOSITIVOS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

TIPO	DTM(m)		Keff(tonf/m)		γeff (%)		PU(tonf)	λ (Factores de modificación)				Kv(tonf/m)	
	DESPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO	LIMITE INFERIOR	NOMINAL	LIMITE SUPERIOR	LIMITE INFERIOR	NOMINAL		LIMITE SUPERIOR	Carga axial última bajo DTM	Factor de mod. de Fuerza Corta Gd	Factor de mod. de Rig. Rotacional Rd		Rigidez Vertical
LRB-01	0.85	56.00	70.00	95.62	15.00	15.00	17.11	602.43	1.50	0.80	1.30	0.80	>338,772
LRB-02	0.85	32.00	40.00	54.64	15.00	15.00	17.11	587.56	1.50	0.80	1.30	0.80	>211,259

DERIVA MÁXIMA PERMISIBLE NORMA TÉCNICA PERUANA E.031

ANÁLISIS	VALOR
Modal Espectral	3.50 %
Tiempo - Historia	5.00 %

PARÁMETROS SÍSMICOS

PARAMETRO	SIMBOLOGIA	VALOR
Factor de Zona	Z	1.50(0.45g)
Factor de Uso	U	1.00
Factor de Suelo	S	1.10
Coefficiente de reducción para análisis dinámico y diseño de subestructura y sist. aislamiento	Rx	1.00
	Ry	1.00
Coefficiente de reducción para diseño de superestructura	Rx	2.00
	Ry	2.00

REGISTROS SÍSMICOS

ACELEROGRAMAS	ESTACION
Sismo de 1966 (Lima y Callao / Perú)	Parque de la reserva en Lima
Sismo de 1970 (Huaraz / Perú)	Parque de la reserva en Lima
Sismo de 1974 (Lima y Callao / Perú)	Parque de la reserva en Lima
Sismo de 2007 (Pisco / Perú)	Universidad San Luis Gonzaga
Sismo de 2010 (Curicó / Chile)	Angol
Sismo de 2010 (Angol / Chile)	Curicó
Sismo de 2016 (Pedernales / Ecuador)	Pedernales

CARGAS VIVAS REGLAMENTO E.020

Cuartos	200 kg/m ²
Sala de Operación y Laboratorios	300 kg/m ²
Oficinas y salas de computo	250 kg/m ²
Corredores y Escaleras	400 kg/m ²
Ambientes para asamblea y depósitos	400 kg/m ²
Cuarto de Máquinas	1000 kg/m ²
Azotea sin equipos	100 kg/m ²

REQUISITOS PARA LOS DISPOSITIVOS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO ANTES DE SER INSTALADOS EN OBRA

- Cada dispositivo antes de ser instalado en obra debe ser ensayado de acuerdo a las indicaciones de la norma técnica peruana de aislamiento E.031.
- Para la aprobación de los dispositivos de aislamiento, el proveedor debe proporcionar al responsable del diseño, los resultados y los estudios científicos que permitan cuantificar los efectos de calentamiento debido a cargas cíclicas, velocidad de carga, scragging, variabilidad e incertidumbre en las propiedades de fabricación de los dispositivos.
- Los aisladores prototipos ensayados no pueden ser instalados en obra.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES

- Toda discrepancia generada en la lectura de los planos y/o diseño debe ser consultada oportunamente con el responsable del diseño.
- Las dimensiones indicadas en los planos deben ser constatados por el contratista, antes de iniciar los trabajos.
- Los materiales de construcción deben cumplir con las disposiciones del reglamento nacional de edificaciones.
- El contratista debe proporcionar los EPP y todas las condiciones de seguridad al personal de obra de acuerdo a las disposiciones de los reglamentos peruanos.

RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO T-H

Parámetro	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Periodo (T)	4.096 seg	4.192 seg
Máximo Desplaz.	83.67 cm	91.35 cm
Máxima Deriva Entrepiso	4.385 %	4.716 %
Desp.Total Máximo	100 cm	100 cm
Vsuperestructura	660.65 ton	660.65 ton
Vsubestructura	1521.33 ton	1521.33 ton



UNIVERSIDAD NACIONAL
PEDRO RUIZ GALLO

Facultad de Ingeniería Civil, Sistemas
y Arquitectura

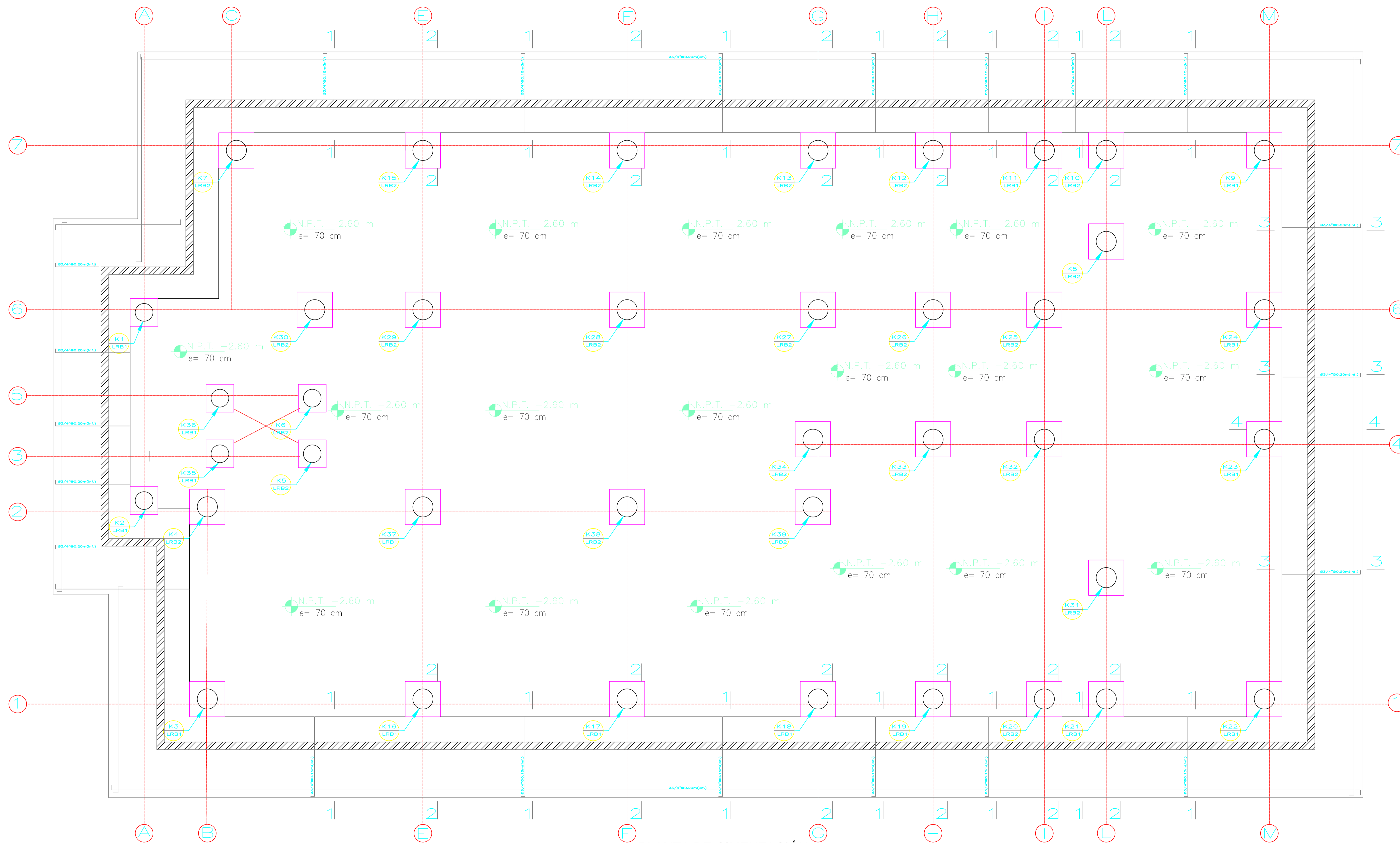
Proyecto:
Aislación Sísmica del Nuevo Hospital
Jose Alfredo Olavarria de Tumbes

Ubicación:
Tumbes

Diseño: Hector Armando Salazar Chonate
Leidy Yuliana Flores Gómez
Dibujo: L.Y.F.G
Verifico: Ing. Ovidio Serrano Zelada

Plano:
Especificaciones Generales

Escala: S/E
Fecha: Julio 2022
Especialidad: Estructuras
Plano N°: E-00



PLANTA DE CIMENTACIÓN
ESCALA 1/75



UNIVERSIDAD NACIONAL
PEDRO RUIZ GALLO

Facultad de Ingeniería Civil, Sistemas
y Arquitectura

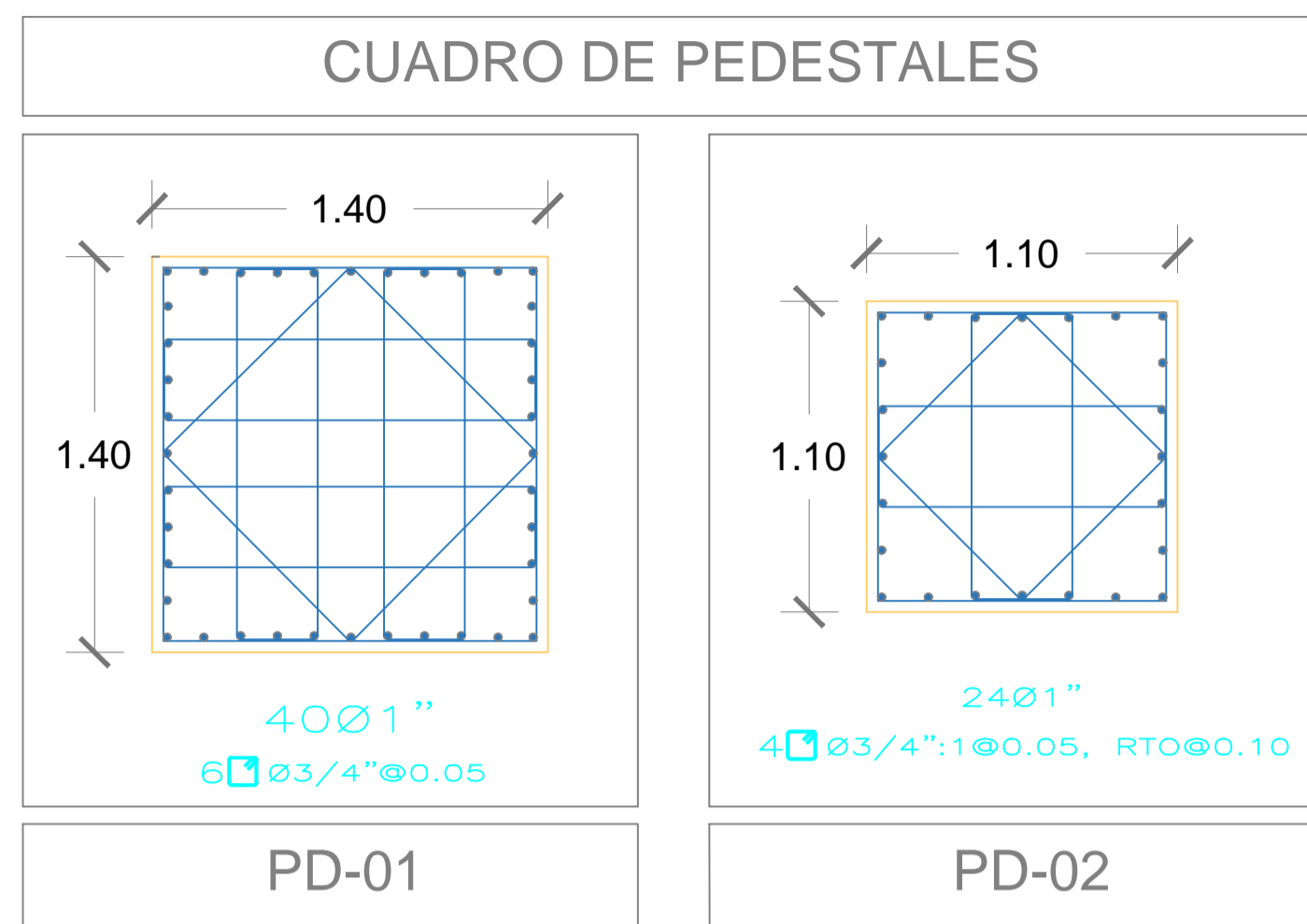
Proyecto:
Aislación Sísmica del Nuevo Hospital
Jose Alfredo Olavarria de Tumbes

Ubicación:
Tumbes

Diseño: Hector Armando Salazar Chonate
Leidy Yuliana Flores Gómez
Dibujo: L.Y.F.G
Verifico: Ing. Ovidio Serrano Zelada

Plano:
PLANTA DE CIMENTACIÓN

Escala: Indicada
Fecha: Julio 2022
Especialidad: Estructuras
Plano N°: E-01

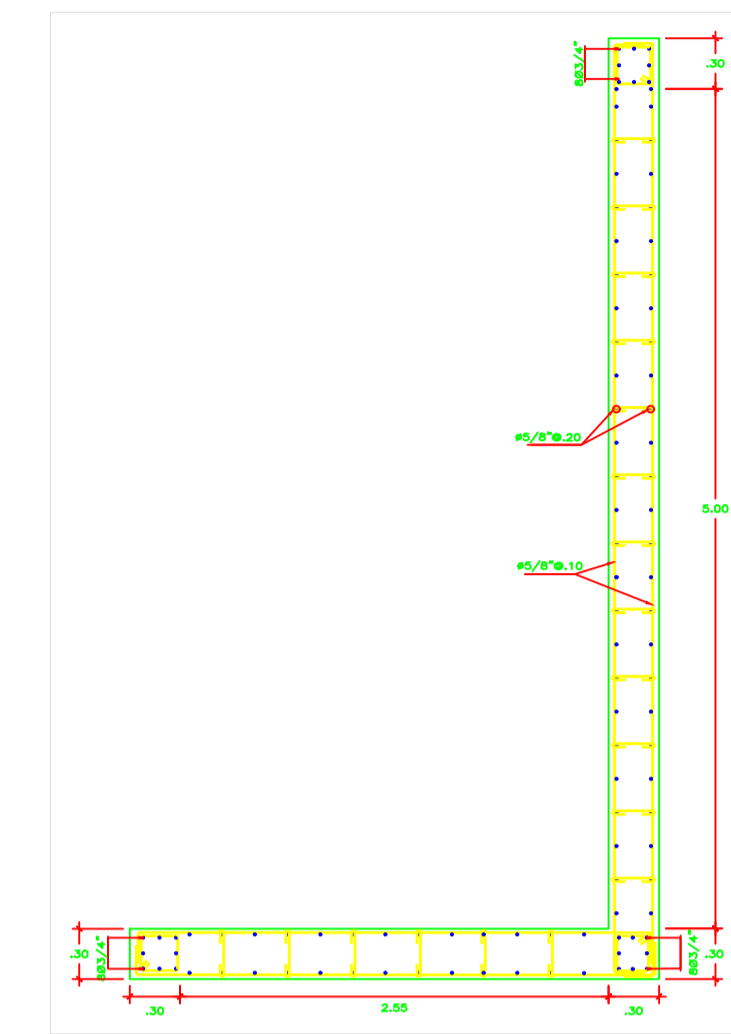


ESCALA 1/25



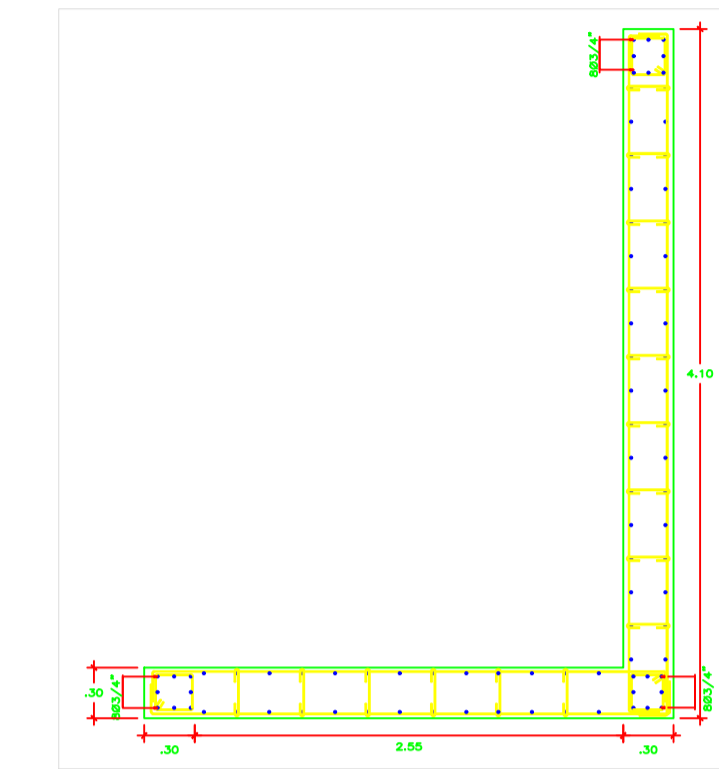
PLACA PL-01

ESCALA 1/45



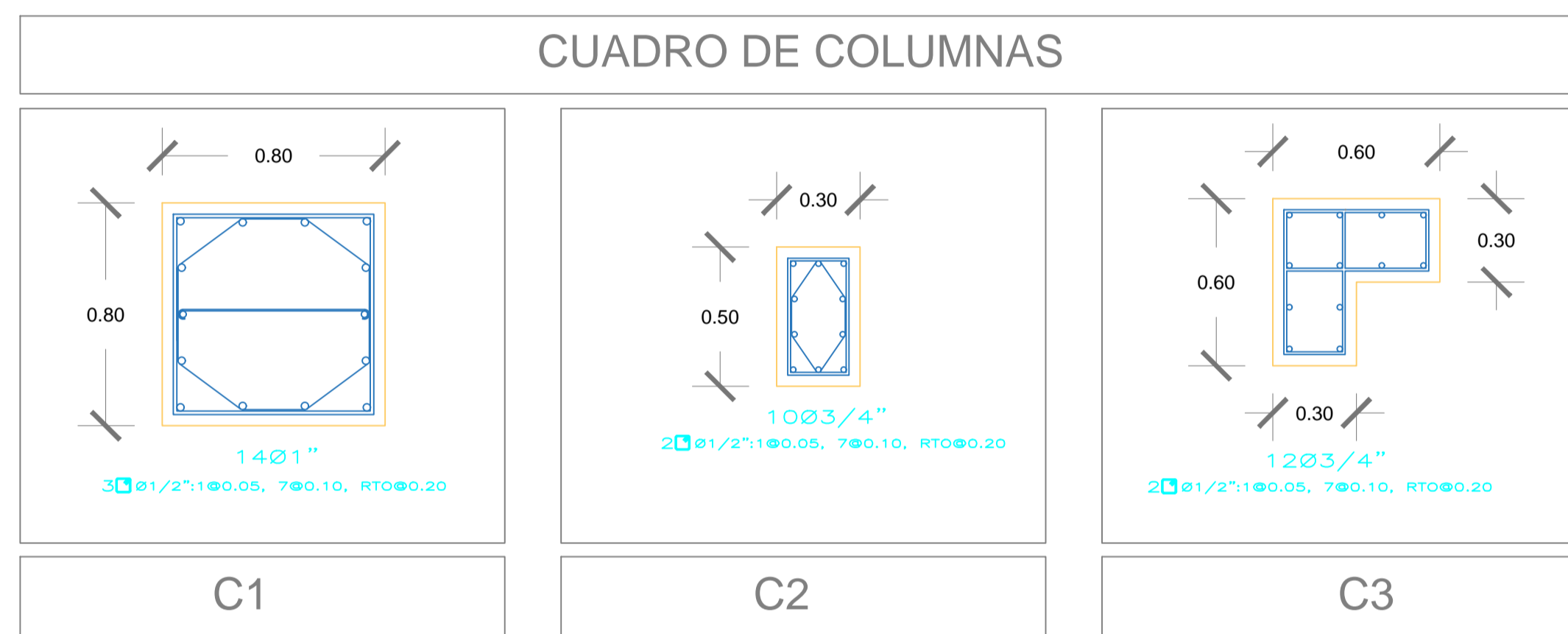
PLACA PL-02

ESCALA 1/45

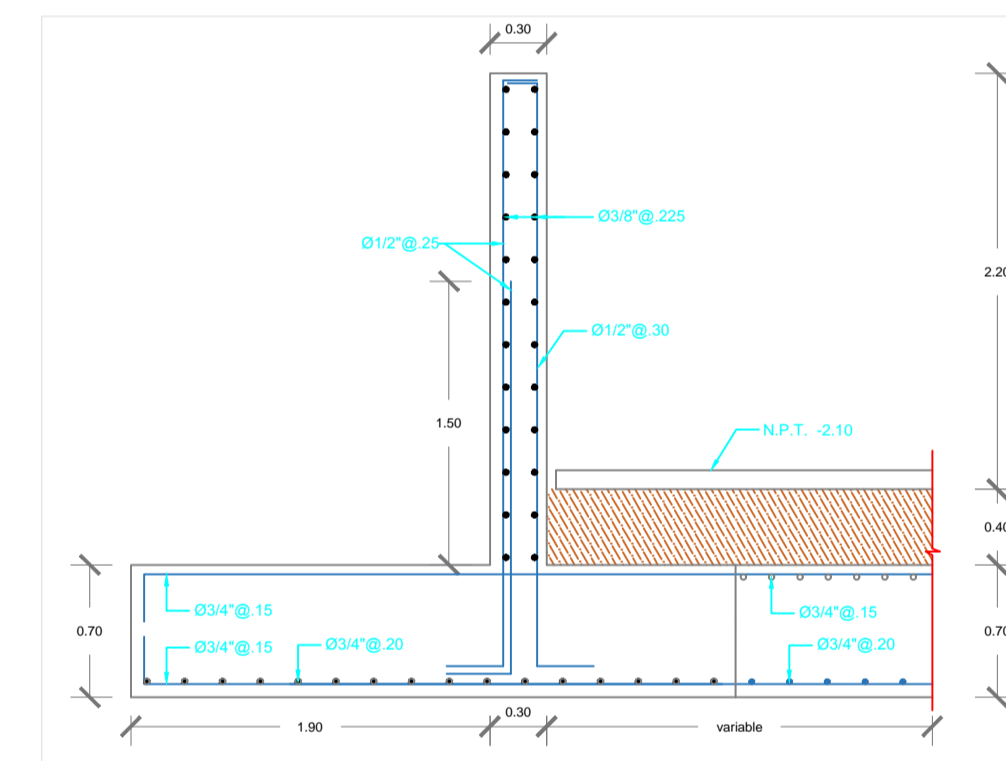


PLACA PL-03

ESCALA 1/45

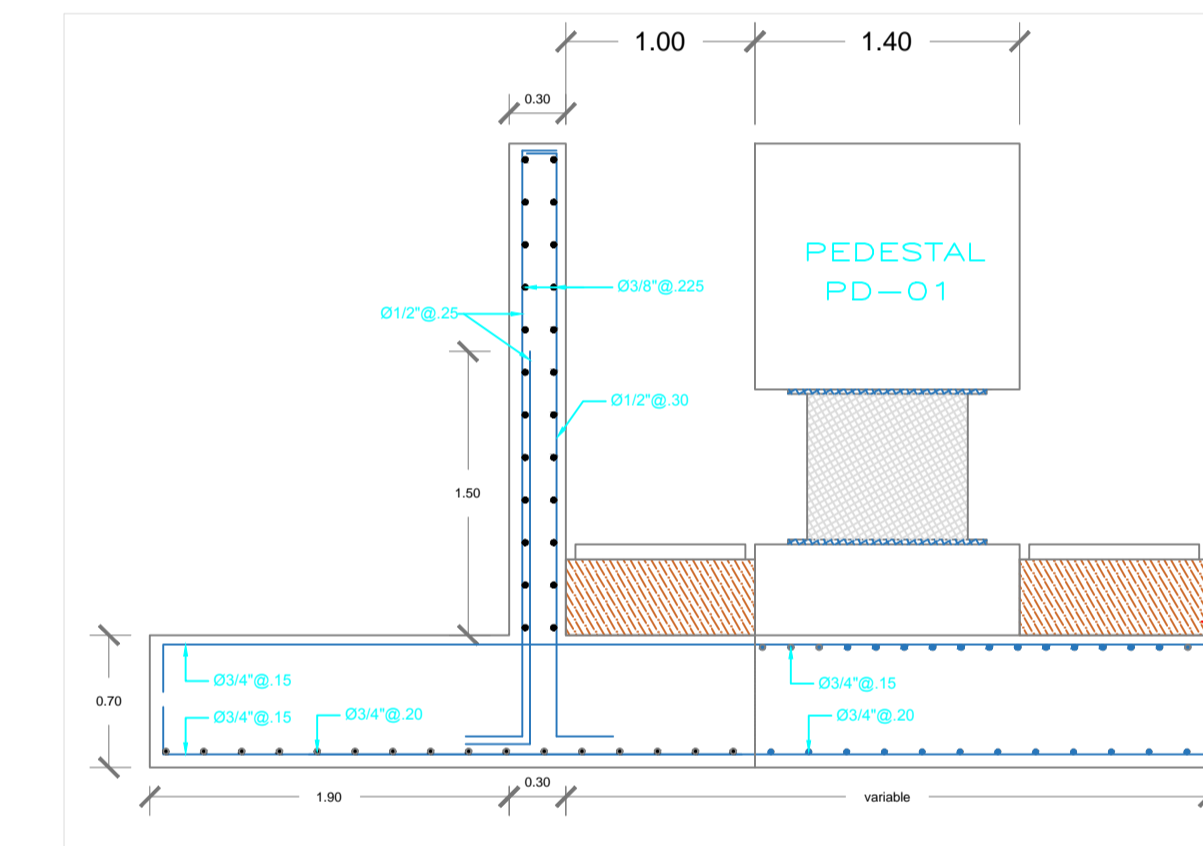


ESCALA 1/20



CORTE 1-1

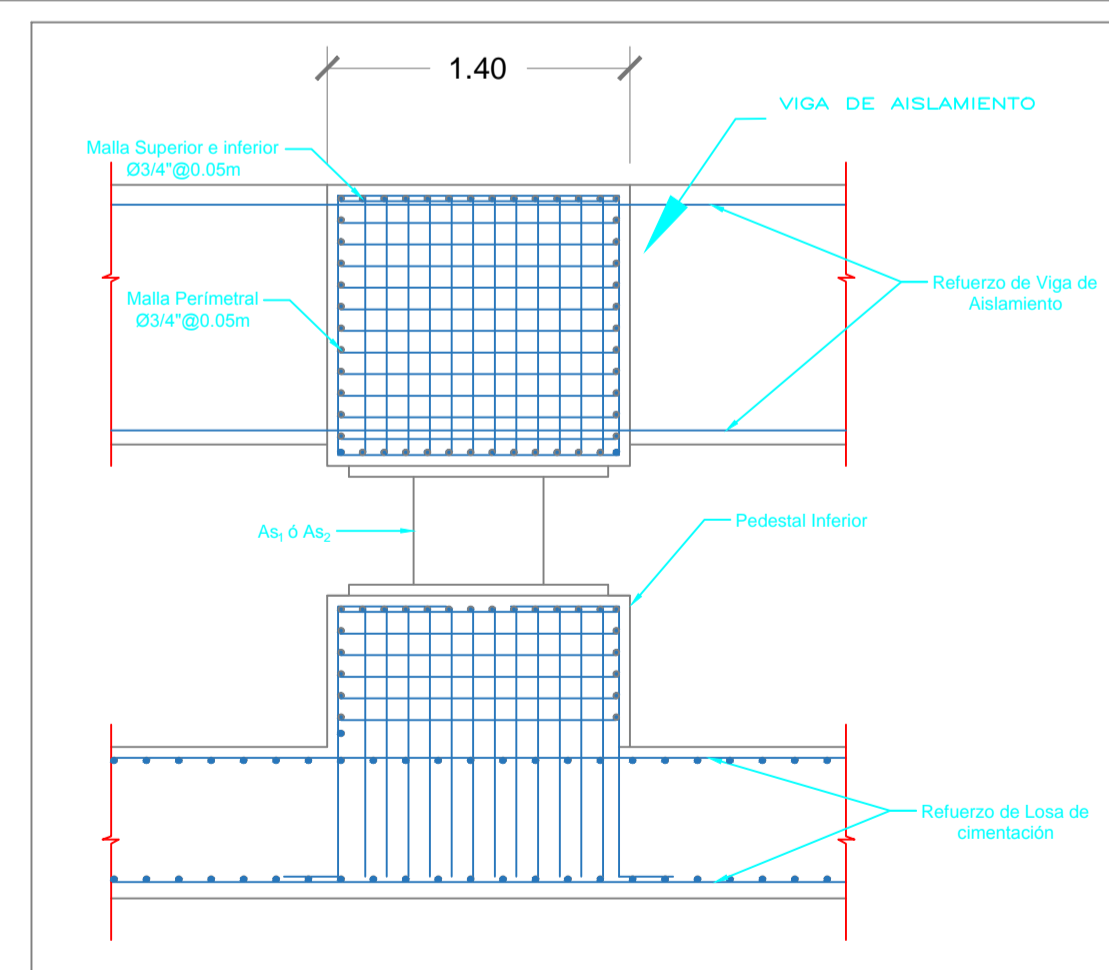
ESCALA 1/40



CORTE 2-2

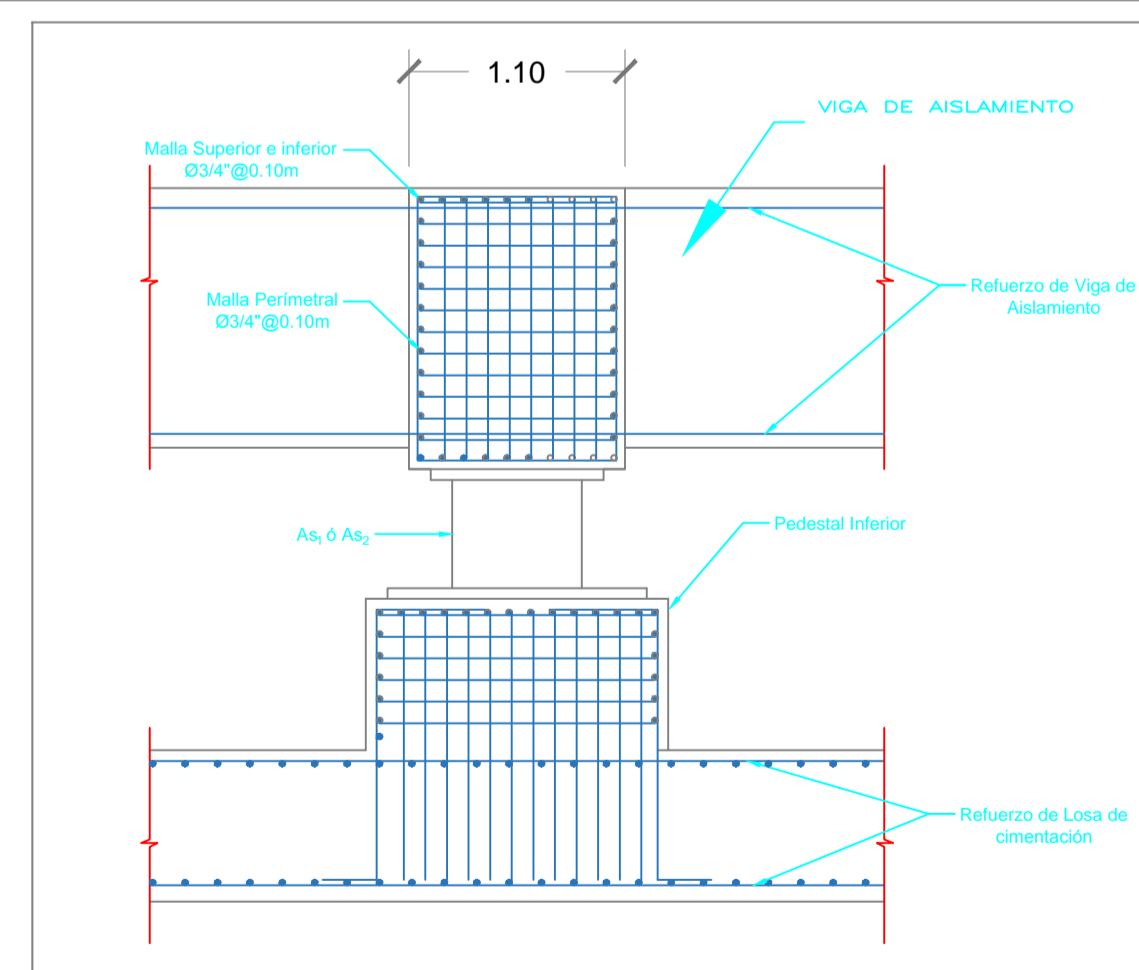
ESCALA 1/40

DETALLE TIPICO: REFUERZO DE PEDESTAL PD-01 PARA AISLADOR As1 ó As2

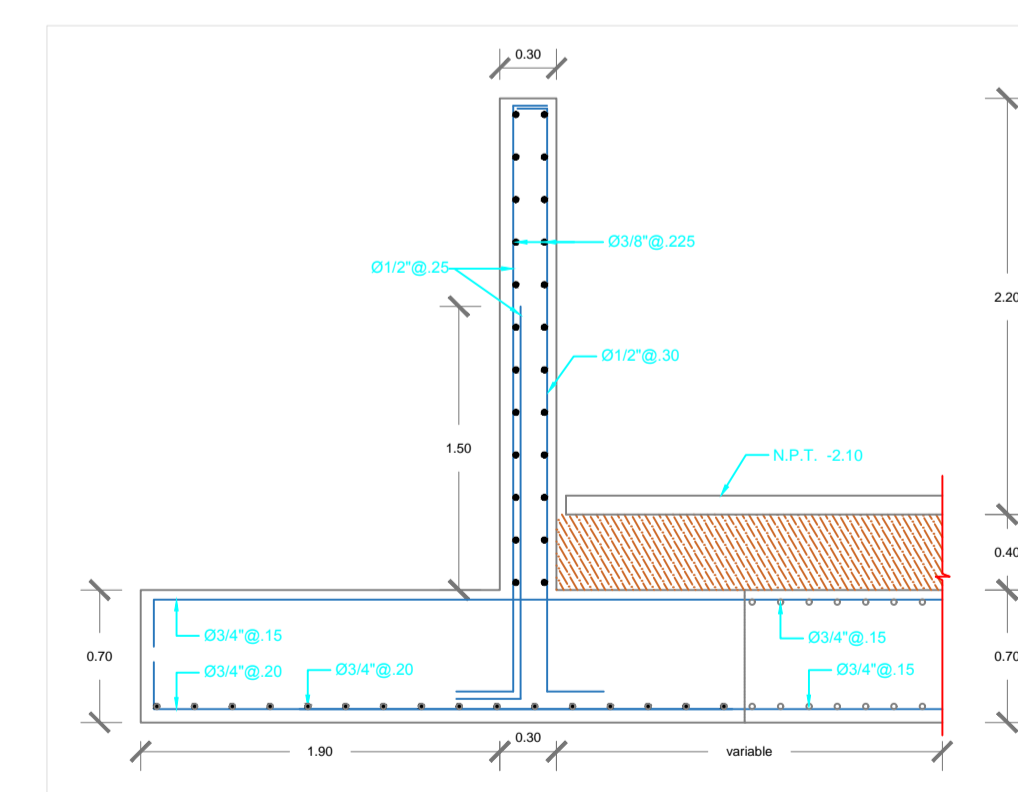


ESCALA 1/35

DETALLE TIPICO: REFUERZO DE PEDESTAL PD-01 PARA AISLADOR As1 ó As2

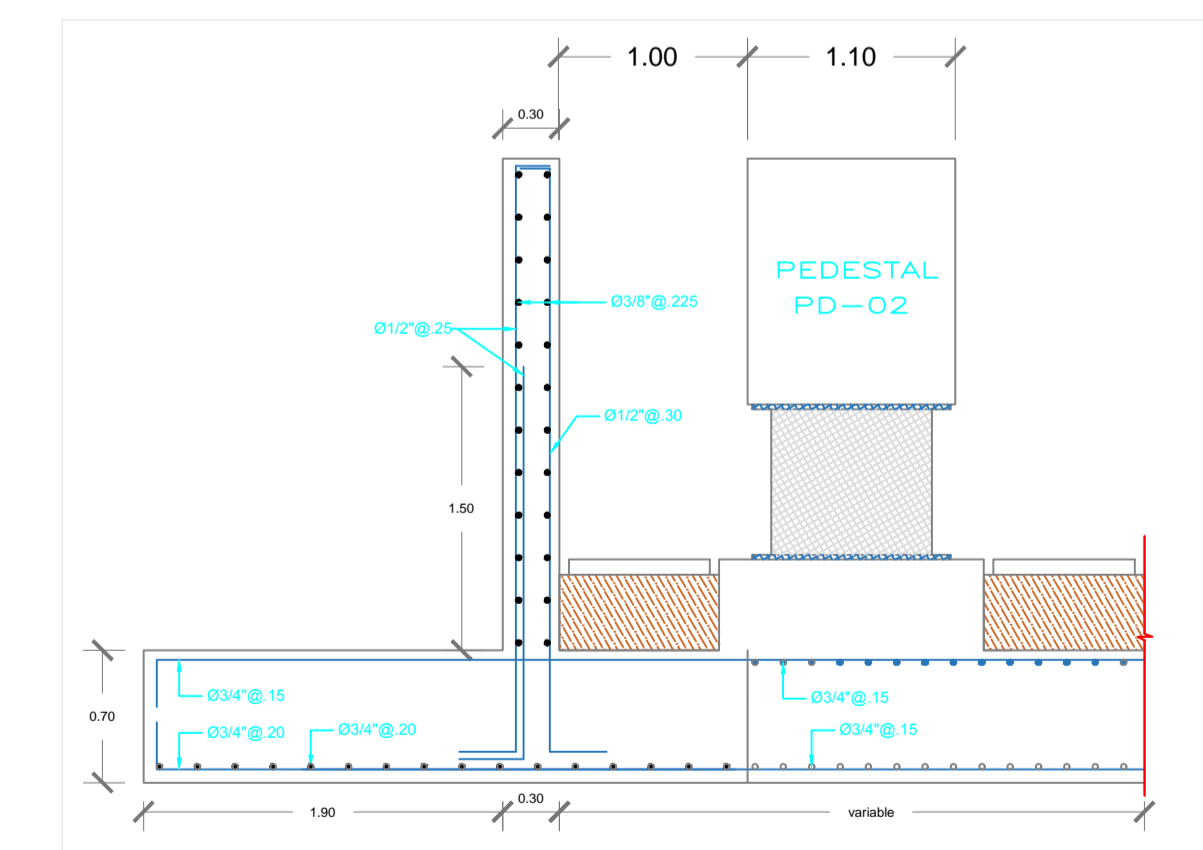


ESCALA 1/35



CORTE 3-3

ESCALA 1/40



CORTE 3-3

ESCALA 1/40



UNIVERSIDAD NACIONAL
PEDRO RUIZ GALLO

Facultad de Ingeniería Civil, Sistemas
y Arquitectura

Proyecto:
Aislación Sísmica del Nuevo Hospital
Jose Alfredo Olavarria de Tumbes

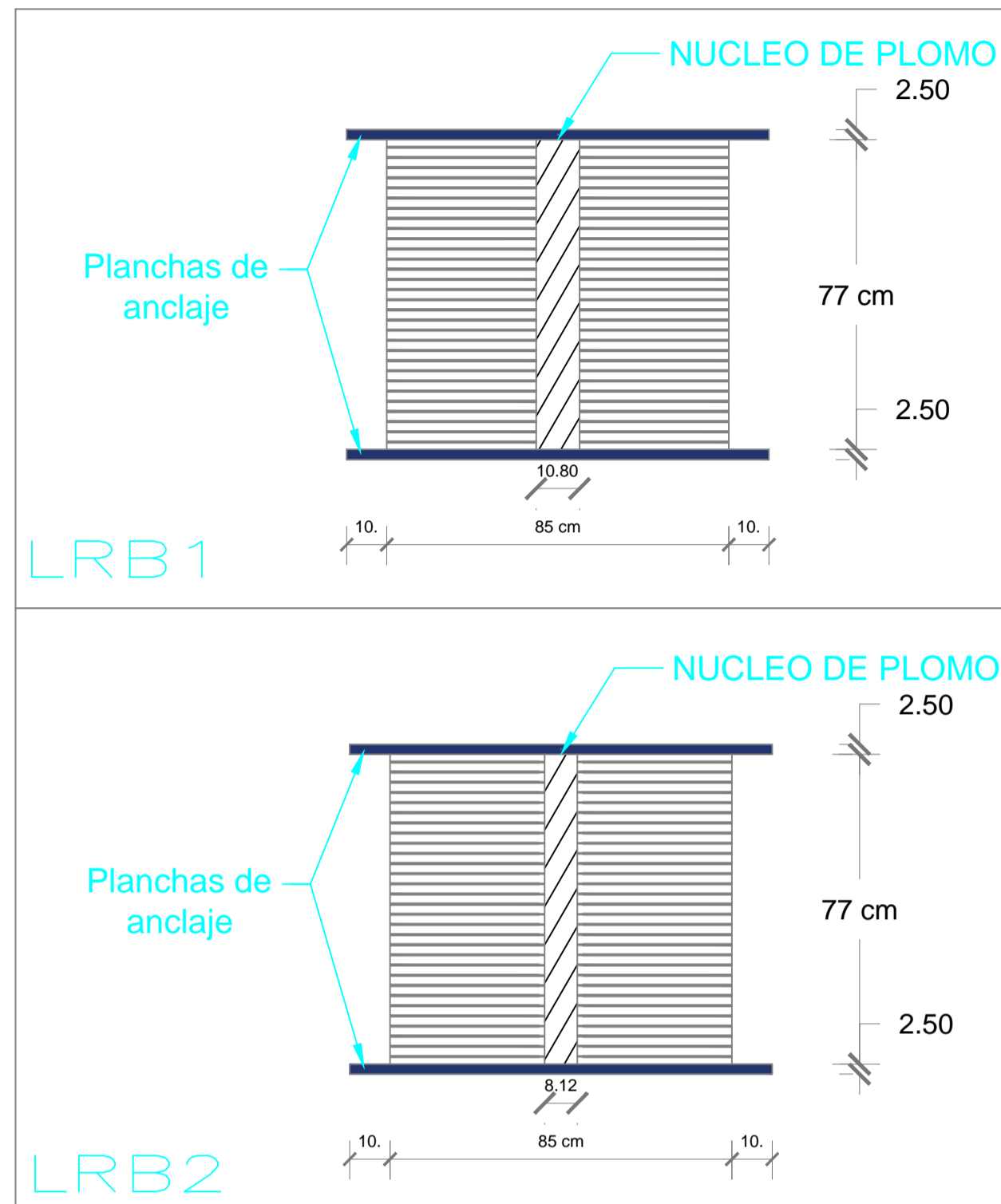
Ubicación:
Tumbes

Diseño: Hector Armando Salazar Chonate
Leidy Yuliana Flores Gómez
Dibujo: L.Y.F.G
Verifico: Ing. Ovidio Serrano Zelada

Plano:
CORTES Y DETALLES I

Escala: Indicada
Fecha: Julio 2022
Especialidad: Estructuras
Plano N°: E-02

ESPECIFICACIONES TECNICAS DE UNIDADES DE AISLAMIENTO



- NOTAS:**
- 1) LOS AISLADORES CON LAS TOLERANCIAS DADAS EN LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.
 - 2) LOS AISLADORES SÍSMICOS SERÁN DE CAUCHO NATURAL CON NÚCLEO DE PLOMO.
 - 3) (*) LAS DIMENSIONES DE LOS AISLADORES Y PUEDEN VARIAR SEGÚN EL PROVEEDOR, CUMPLIÉNDOSE SIEMPRE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DADAS EN LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y MEMORIAS DE CÁLCULO.

DIMENSIONES DE LOS AISLADORES SÍSMICOS(*)

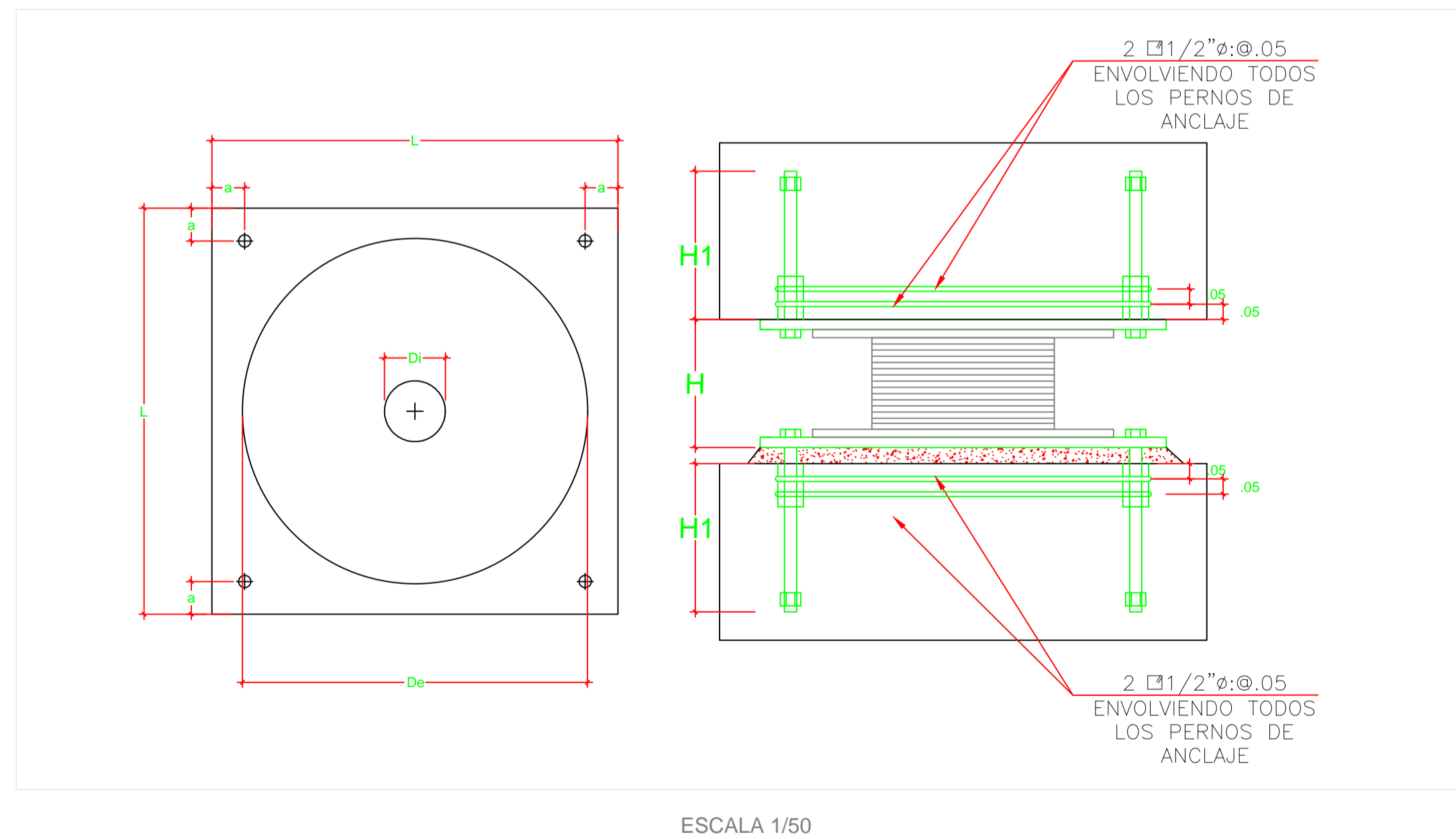
TIPO	Cantidad	N° de Pernos	D _e (mm)	D _i (mm)	H (mm)	t (mm)	L (mm)	a (mm)	Perno Ø (mm)
LRB 1	16	4	850	108	820	25	1050	75	31.75
LRB 2	23	4	850	81.2	820	25	1050	75	31.75

PROPIEDADES DINÁMICAS DE AISLADORES

TIPO	DTM(m)	K _{eff} (tonf/m)				ξ _{eff} (%)		PU(tonf) Carga axial última bajo DTM	λ (Factores de modificación)			K _v (tonf/m) Rigidez Vertical	
		DESPLAZAMIENTO TOTAL MAXIMO	LIMITE INFERIOR	NOMINAL	LIMITE SUPERIOR	LIMITE INFERIOR	LIMITE SUPERIOR		Factor de mod. de Fuerza Caract. Q _d	Factor de mod. de Rig. Postfluencia K _d			
LRB-01	0.85	56.00	70.00	95.62	15.00	15.00	17.11	602.43	1.50	0.80	1.30	0.80	>338,772
LRB-02	0.85	32.00	40.00	54.64	15.00	15.00	17.11	587.56	1.50	0.80	1.30	0.80	>211,259

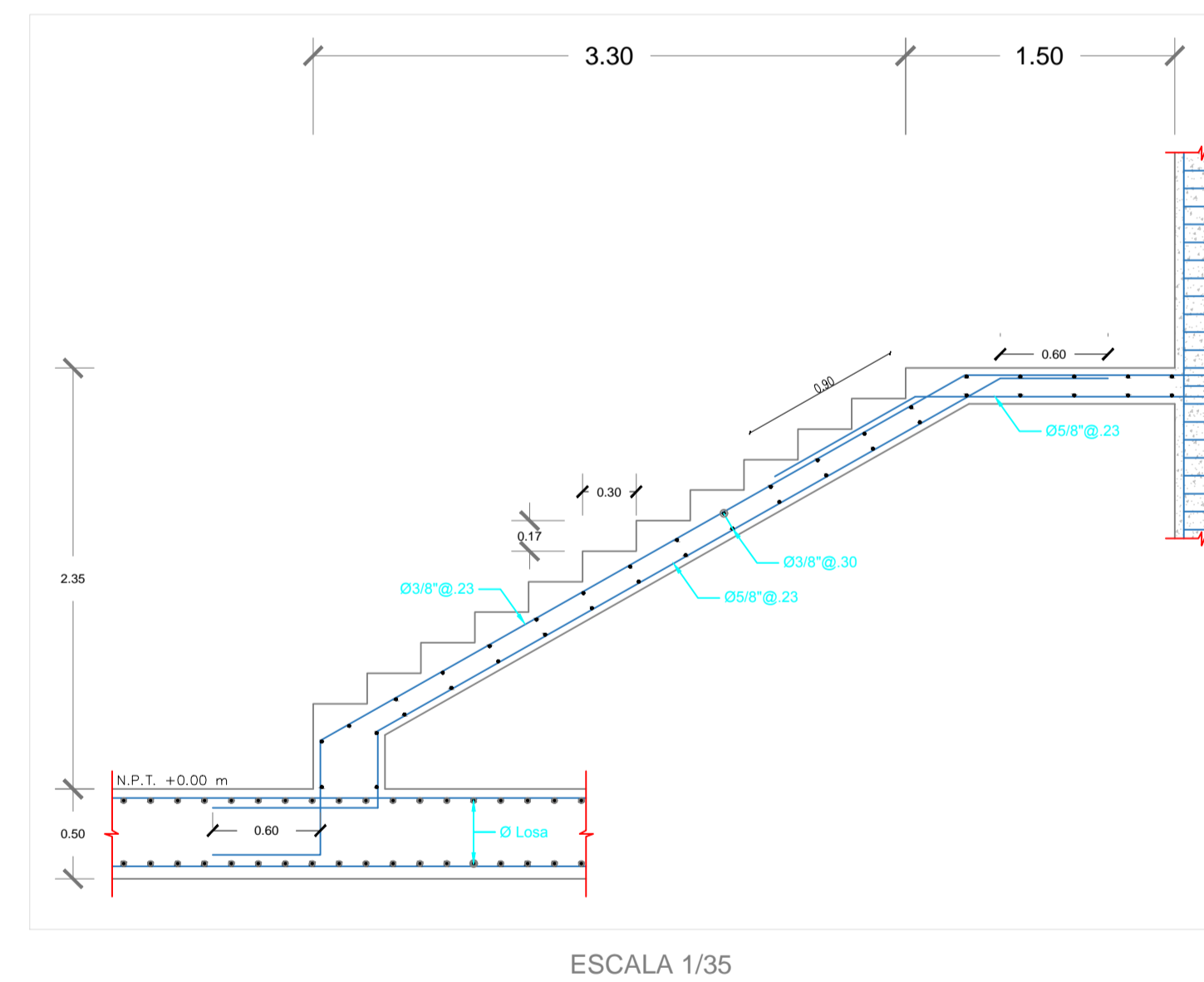
ESCALA 1/15

ESQUEMA DEL AISLADOR CON NUCLEO DE PLOMO



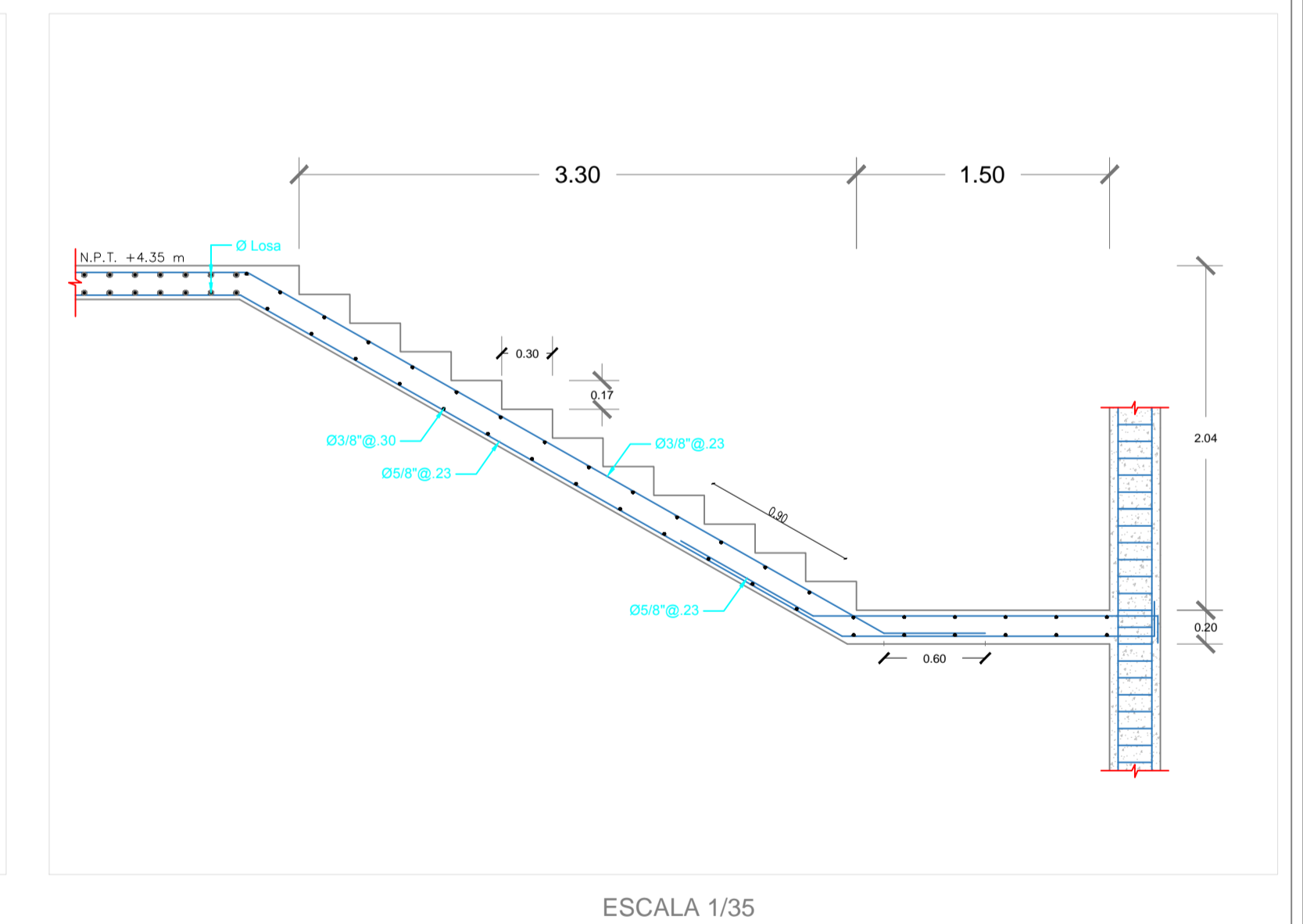
ESCALA 1/50

1ER TRAMO ESCALERA PÚBLICA



ESCALA 1/35

2DO TRAMO ESCALERA PÚBLICA



ESCALA 1/35



UNIVERSIDAD NACIONAL
PEDRO RUIZ GALLO

Facultad de Ingeniería Civil, Sistemas y Arquitectura

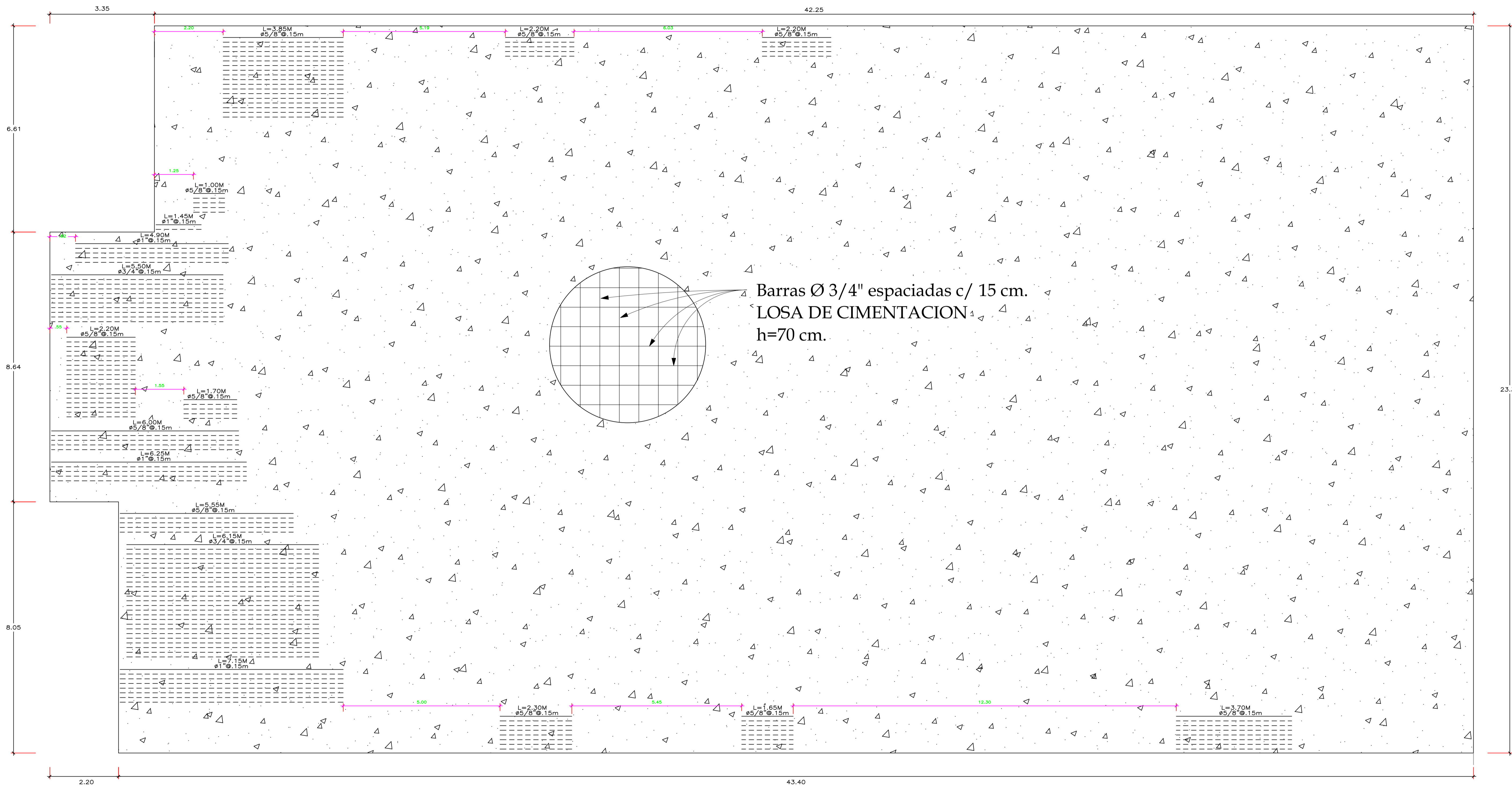
Proyecto:
Aislación Sísmica del Nuevo Hospital
Jose Alfredo Olavarria de Tumbes

Ubicación:
Tumbes

Diseño: Hector Armando Salazar Chonate
Leidy Yuliana Flores Gómez
Dibujo: L.Y.F.G
Verifico: Ing. Ovidio Serrano Zelada

Plano:
CORTES Y DETALLES II

Escala: Indicada
Fecha: Julio 2022
Especialidad: Estructuras
Plano N°: E-03



Barras Ø 3/4" espaciadas c/ 15 cm.
 LOSA DE CIMENTACION
 h=70 cm.

LOSA DE H= 0.70m
 Malla Superior en Dirección X-X : Ø3/4" @0.15m
 Malla Superior en Dirección Y-Y : Ø3/4" @0.15m
 En el plano solo se muestra el refuerzo adicional en la dirección X a las mallas corridas

**LOSA DE CIMENTACIÓN
 REFUERZO SUPERIOR DIRECCIÓN X-X
 ESCALA 1/75**

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- La resistencia a la compresión del concreto a los 28 días debe alcanzar $f_c=280\text{kg/cm}^2$.
- El concreto debe tener un tamaño máximo de agregado de 1" y un slump máximo de 4".
- Se debe utilizar cemento Portland Tipo IV.
- El cemento debe encontrarse en perfecto estado al momento de su utilización.
- El acero de refuerzo f_y 4200 kg/cm² no debe presentar signos de oxidación.



**UNIVERSIDAD NACIONAL
 PEDRO RUIZ GALLO**

Facultad de Ingeniería Civil, Sistemas y Arquitectura

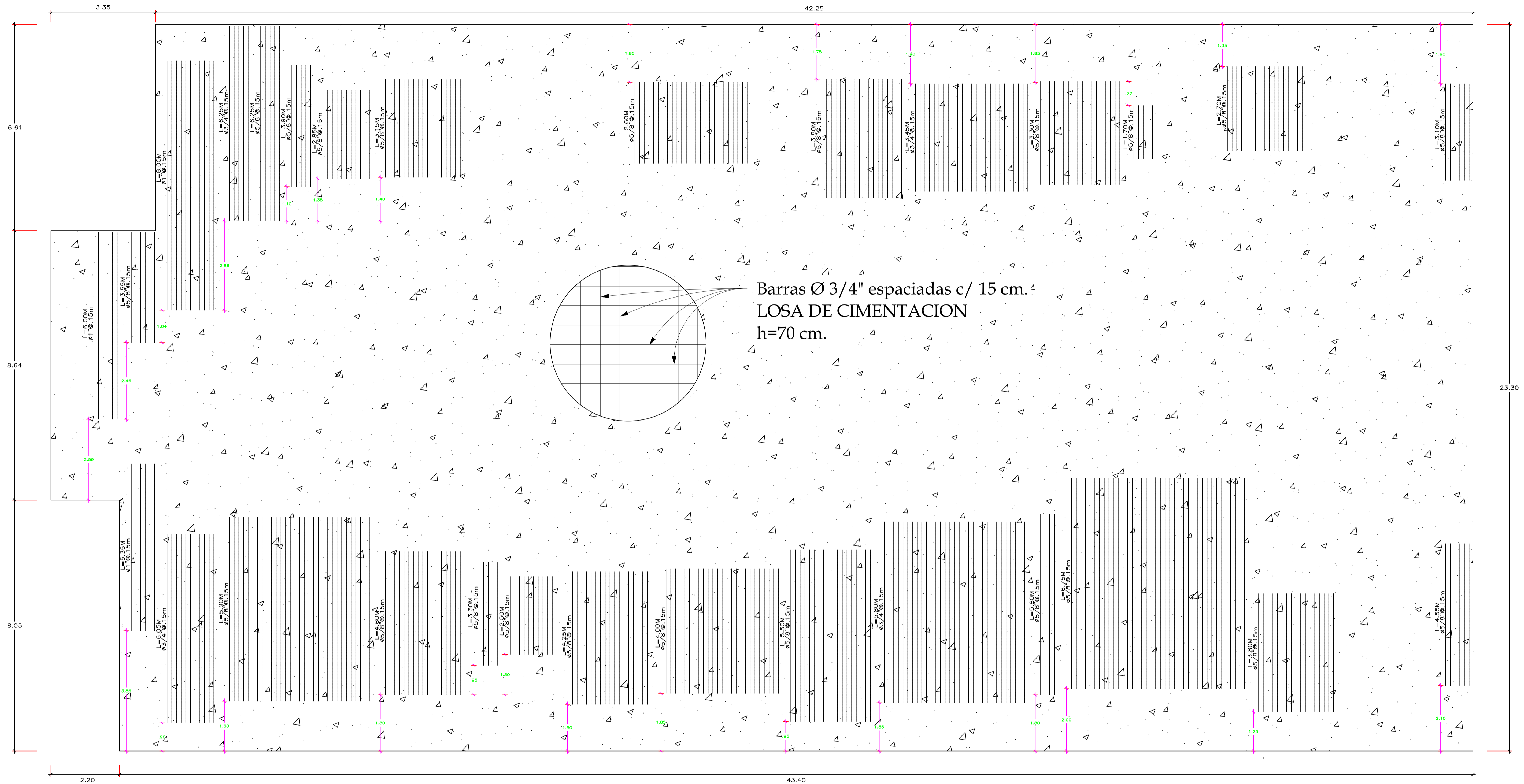
Proyecto:
 Aislación Sísmica del Nuevo Hospital
 Jose Alfredo Olavarria de Tumbes

Ubicación:
 Tumbes

Diseño: Hector Armando Salazar Chonate
 Leidy Yuliana Flores Gómez
 Dibujo: L.Y.F.G
 Verifico: Ing. Ovidio Serrano Zelada

Plano:
 LOSA DE CIMENTACIÓN I

Escala: Indicada
 Fecha: Julio 2022
 Especialidad: Estructuras
 Plano N°: E-04



Barras $\varnothing 3/4"$ espaciadas c/ 15 cm.
 LOSA DE CIMENTACION
 h=70 cm.

LOSA DE CIMENTACIÓN
 REFUERZO SUPERIOR DIRECCIÓN Y-Y
 ESCALA 1/75

LOSA DE H= 0.70m
 Malla Superior en Dirección X-X : $\varnothing 3/4"$ @0.15m
 Malla Superior en Dirección Y-Y : $\varnothing 3/4"$ @0.15m
 En el plano solo se muestra el refuerzo adicional en la dirección Y a las mallas corridas

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- La resistencia a la compresión del concreto a los 28 días debe alcanzar $f_c=280\text{kg/cm}^2$.
- El concreto debe tener un tamaño máximo de agregado de 1" y un slump máximo de 4".
- Se debe utilizar cemento Portland Tipo IV.
- El cemento debe encontrarse en perfecto estado al momento de su utilización.
- El acero de refuerzo $f_y 4200 \text{ kg/cm}^2$ no debe presentar signos de oxidación.



UNIVERSIDAD NACIONAL
 PEDRO RUIZ GALLO

Facultad de Ingeniería Civil, Sistemas
 y Arquitectura

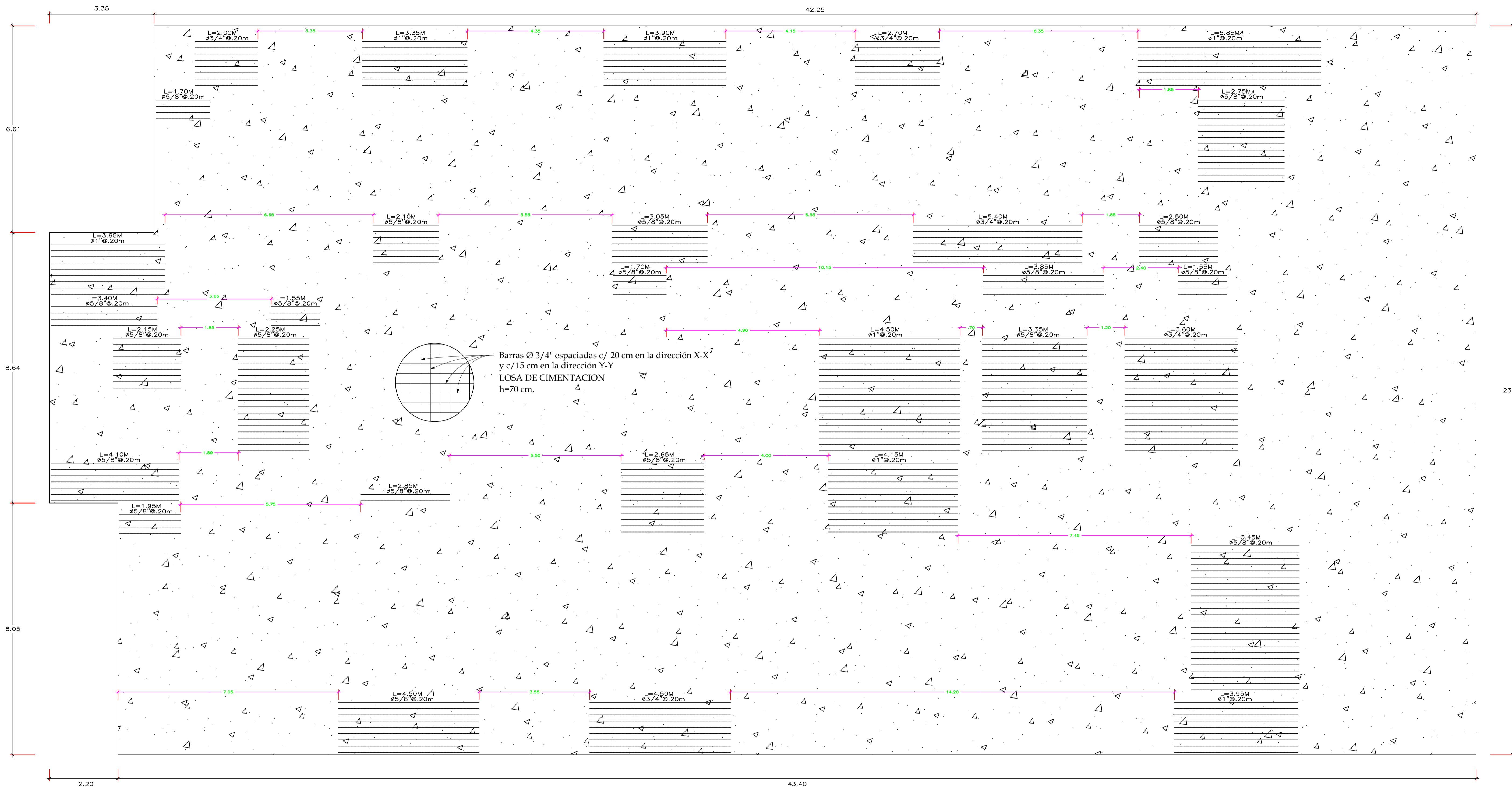
Proyecto:
 Aislación Sísmica del Nuevo Hospital
 Jose Alfredo Olavarria de Tumbes

Ubicación:
 Tumbes

Diseño: Hector Armando Salazar Chonate
 Leidy Yuliana Flores Gómez
 Dibujo: L.Y.F.G
 Verifico: Ing. Ovidio Serrano Zelada

Plano:
 LOSA DE CIMENTACIÓN II

Escala: Indicada
 Fecha: Julio 2022
 Especialidad: Estructuras
 Plano N°: E-05



Barras $\varnothing 3/4"$ espaciadas c/ 20 cm en la dirección X-X
 y c/ 15 cm en la dirección Y-Y
 LOSA DE CIMENTACIÓN
 h=70 cm.

LOSA DE H= 0.70m
 Malla Inferior en Dirección X-X : $\varnothing 3/4"$ @ 0.20m
 Malla Inferior en Dirección Y-Y : $\varnothing 3/4"$ @ 0.15m
 En el plano solo se muestra el refuerzo adicional en la dirección Y a las mallas corridas

LOSA DE CIMENTACIÓN
REFUERZO INFERIOR DIRECCIÓN X-X
ESCALA 1/75

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- La resistencia a la compresión del concreto a los 28 días debe alcanzar $f_c=280\text{kg/cm}^2$.
- El concreto debe tener un tamaño máximo de agregado de 1" y un slump máximo de 4".
- Se debe utilizar cemento Portland Tipo IV.
- El cemento debe encontrarse en perfecto estado al momento de su utilización.
- El acero de refuerzo $f_y 4200 \text{ kg/cm}^2$ no debe presentar signos de oxidación.



UNIVERSIDAD NACIONAL
PEDRO RUIZ GALLO

Facultad de Ingeniería Civil, Sistemas
 y Arquitectura

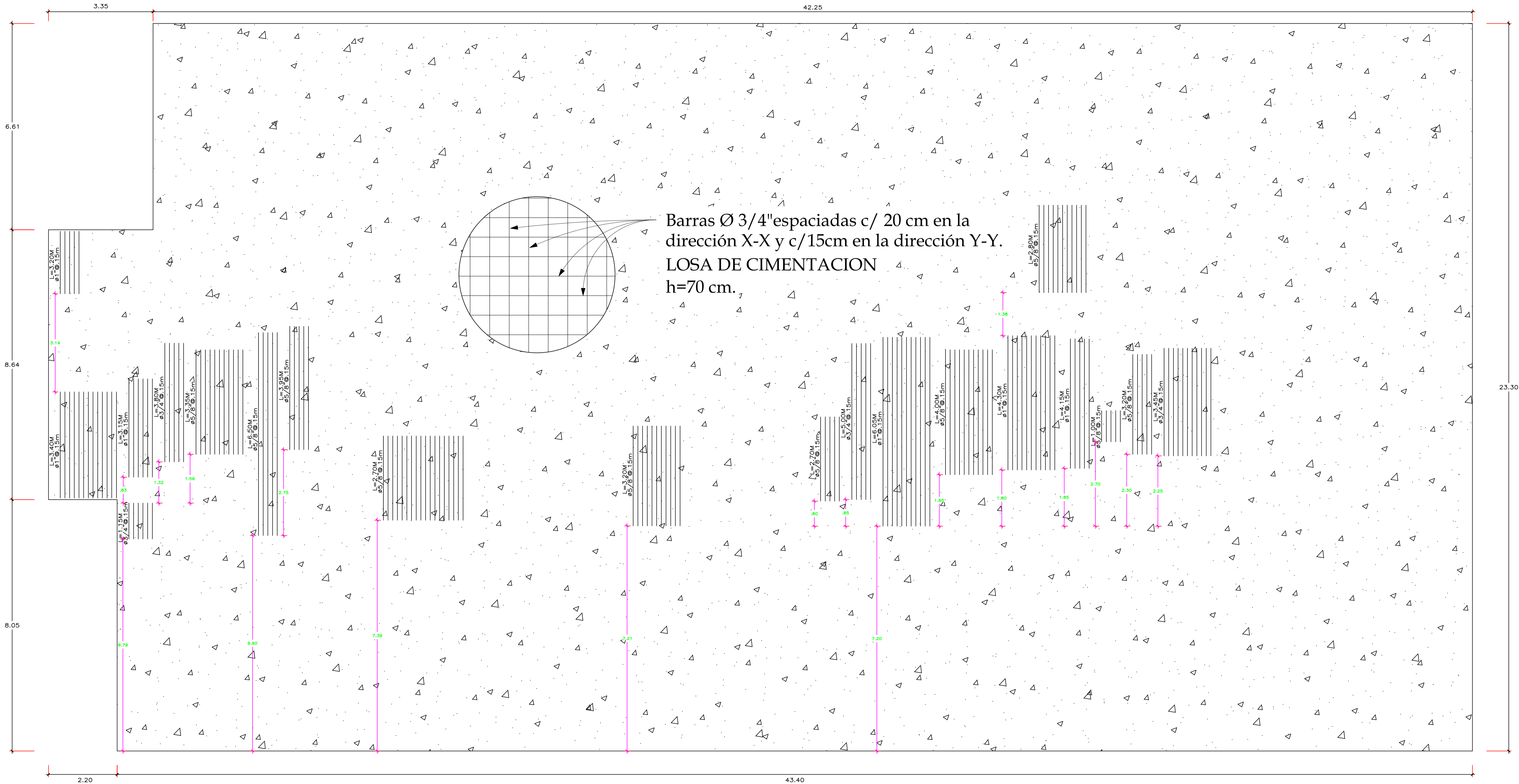
Proyecto:
 Aislación Sísmica del Nuevo Hospital
 Jose Alfredo Olavarria de Tumbes

Ubicación:
 Tumbes

Diseño: Hector Armando Salazar Chonate
 Leidy Yuliana Flores Gómez
 Dibujo: L.Y.F.G
 Verifico: Ing. Ovidio Serrano Zelada

Plano:
 LOSA DE CIMENTACIÓN III

Escala: Indicada
 Fecha: Julio 2022
 Especialidad: Estructuras
 Plano N°: E-06



LOSA DE CIMENTACIÓN
 REFUERZO INFERIOR DIRECCIÓN Y-Y
 ESCALA 1/75

LOSA DE H= 0.70m
 Malla Inferior en Dirección X-X : Ø3/4" @0.20m
 Malla Inferior en Dirección Y-Y : Ø3/4" @0.15m
 En el plano solo se muestra el refuerzo adicional en la dirección Y a las mallas corridas

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- La resistencia a la compresión del concreto a los 28 días debe alcanzar $f_c=280\text{kg/cm}^2$.
- El concreto debe tener un tamaño máximo de agregado de 1" y un slump máximo de 4".
- Se debe utilizar cemento Portland Tipo IV.
- El cemento debe encontrarse en perfecto estado al momento de su utilización.
- El acero de refuerzo f_y 4200 kg/cm^2 no debe presentar signos de oxidación.



Facultad de Ingeniería Civil, Sistemas y Arquitectura

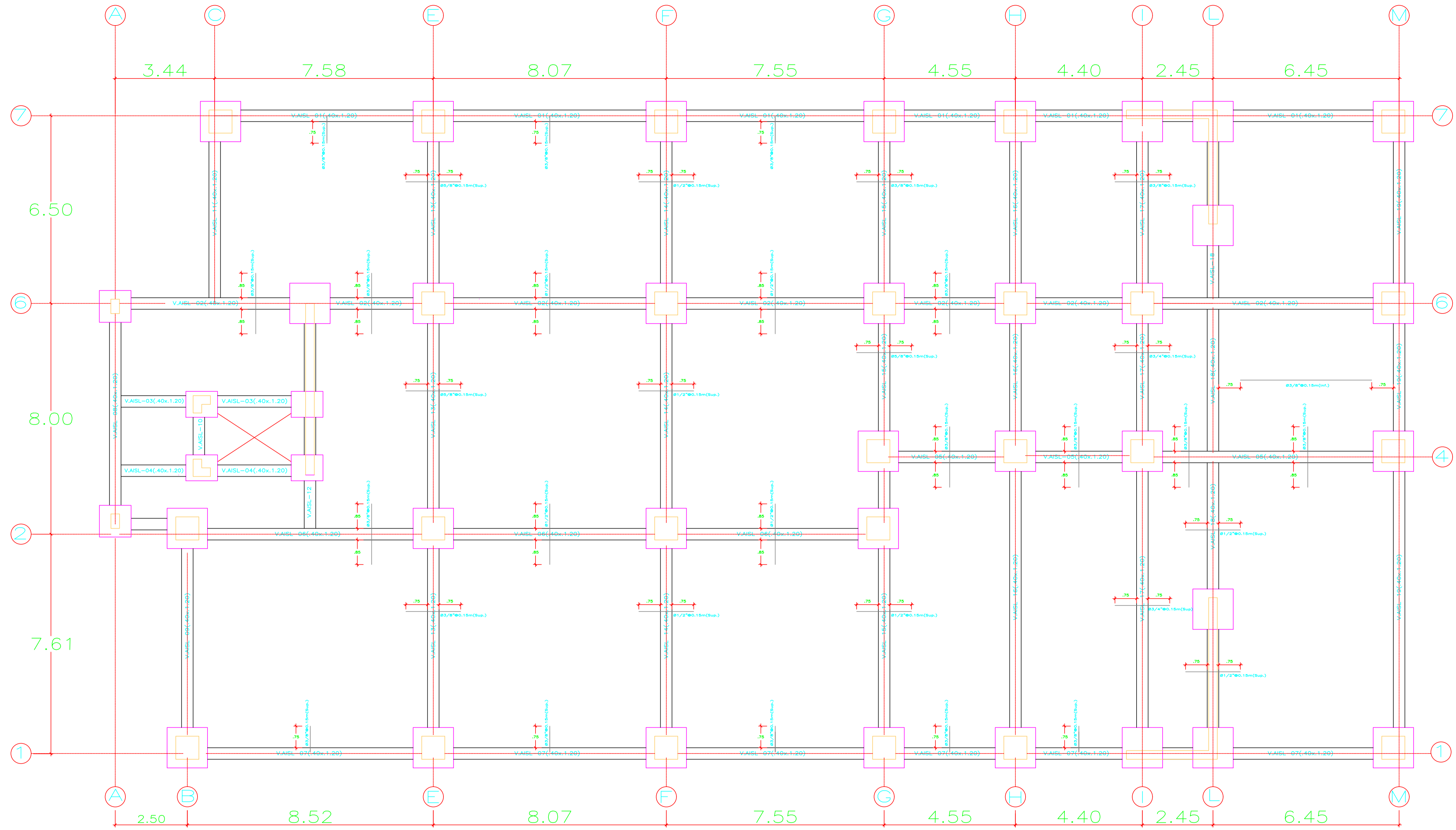
Proyecto:
 Aislación Sísmica del Nuevo Hospital
 Jose Alfredo Olavarria de Tumbes

Ubicación:
 Tumbes

Diseño: Hector Armando Salazar Chonate
 Leidy Yuliana Flores Gómez
 Dibujo: L.Y.F.G
 Verifico: Ing. Ovidio Serrano Zelada

Plano:
 LOSA DE CIMENTACIÓN IV

Escala: Indicada
 Fecha: Julio 2022
 Especialidad: Estructuras
 Plano N°: E-07

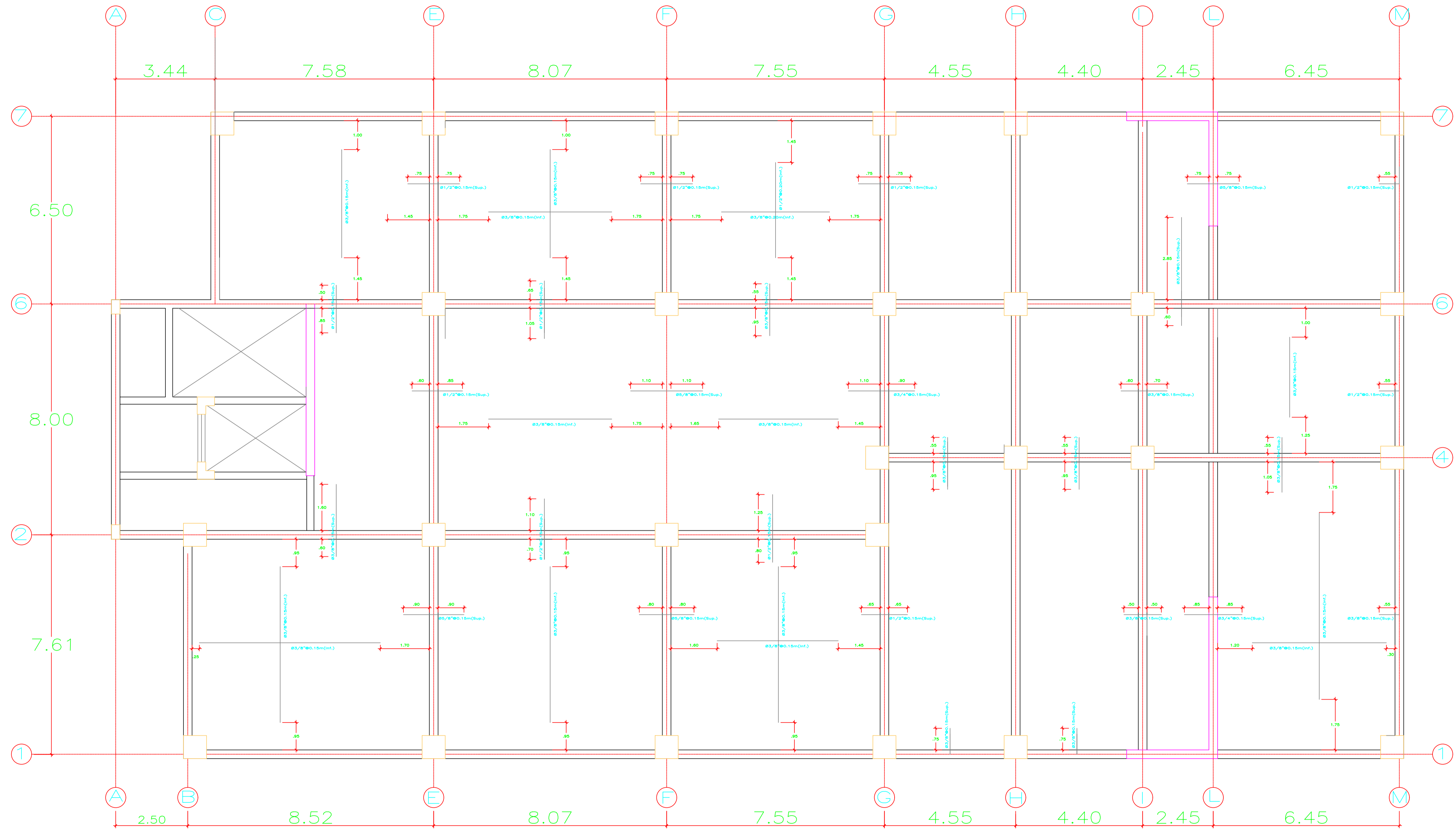


LOSA DE H= 0.50m
 Malla en Dos Direcciones Superior : Ø1/2" @0.15m
 Malla en Dos Direcciones Inferior : Ø1/2" @0.15m
 En el plano solo se muestra el refuerzo adicional a las mallas corridas

ENCONFRADO DE SISTEMA DE AISLAMIENTO
 S/C = 400 kg/m²
 ESCALA 1/75

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- La resistencia a la compresión del concreto a los 28 días debe alcanzar $f_c=280\text{kg/cm}^2$.
- El concreto debe tener un tamaño máximo de agregado de 1" y un slump máximo de 4".
- Se debe utilizar cemento Portland Tipo IV.
- El cemento debe encontrarse en perfecto estado al momento de su utilización.
- El acero de refuerzo f_y 4200 kg/cm² no debe presentar signos de oxidación.

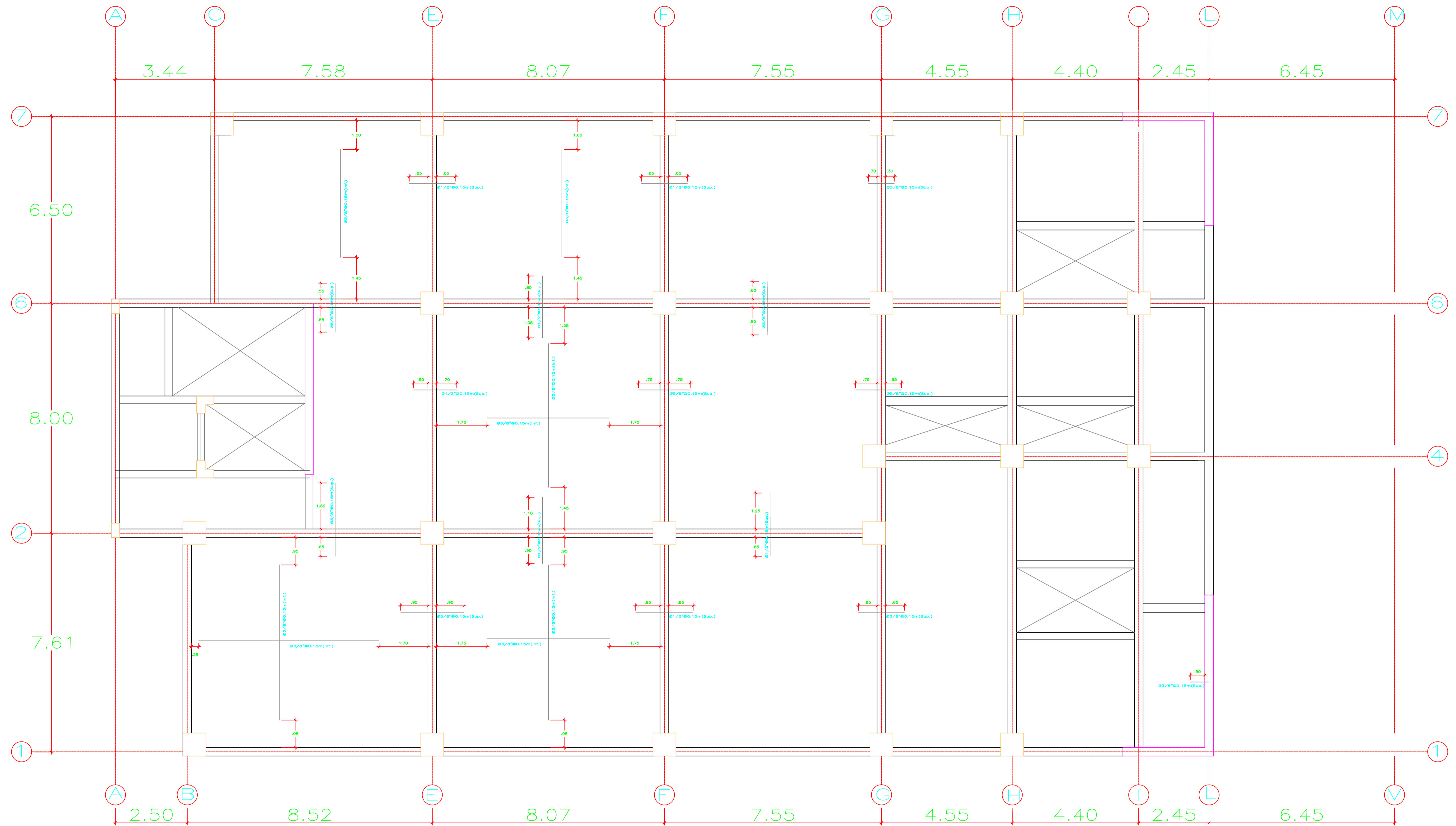


LOSA DE H= 0.20m
 Malla en Dos Direcciones Superior : Ø1/2" @0.15m
 Malla en Dos Direcciones Inferior : Ø1/2" @0.15m
 En el plano solo se muestra el refuerzo adicional a las mallas corridas

ENCONFRADO DE TECHO 1ER PISO N.P.T. +4.55
 S/C = 400 kg/m²
 ESCALA 1/75

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- La resistencia a la compresión del concreto a los 28 días debe alcanzar $f_c=280\text{kg/cm}^2$.
- El concreto debe tener un tamaño máximo de agregado de 1" y un slump máximo de 4".
- Se debe utilizar cemento Portland Tipo IV.
- El cemento debe encontrarse en perfecto estado al momento de su utilización.
- El acero de refuerzo f_y 4200 kg/cm² no debe presentar signos de oxidación.



LOSA DE H= 0.20m
 Malla en Dos Direcciones Superior : Ø1/2" @0.15m
 Malla en Dos Direcciones Inferior : Ø1/2" @0.15m
 En el plano solo se muestra el refuerzo adicional a las mallas corridas

ENCONFRADO DE TECHO 2DO PISO N.P.T. +8.80
 S/C = 400 kg/m²
 ESCALA 1/75

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- La resistencia a la compresión del concreto a los 28 días debe alcanzar $f_c=280\text{kg/cm}^2$.
- El concreto debe tener un tamaño máximo de agregado de 1" y un slump máximo de 4".
- Se debe utilizar cemento Portland Tipo IV.
- El cemento debe encontrarse en perfecto estado al momento de su utilización.
- El acero de refuerzo f_y 4200 kg/cm² no debe presentar signos de oxidación.



**UNIVERSIDAD NACIONAL
 PEDRO RUIZ GALLO**

Facultad de Ingeniería Civil, Sistemas
 y Arquitectura

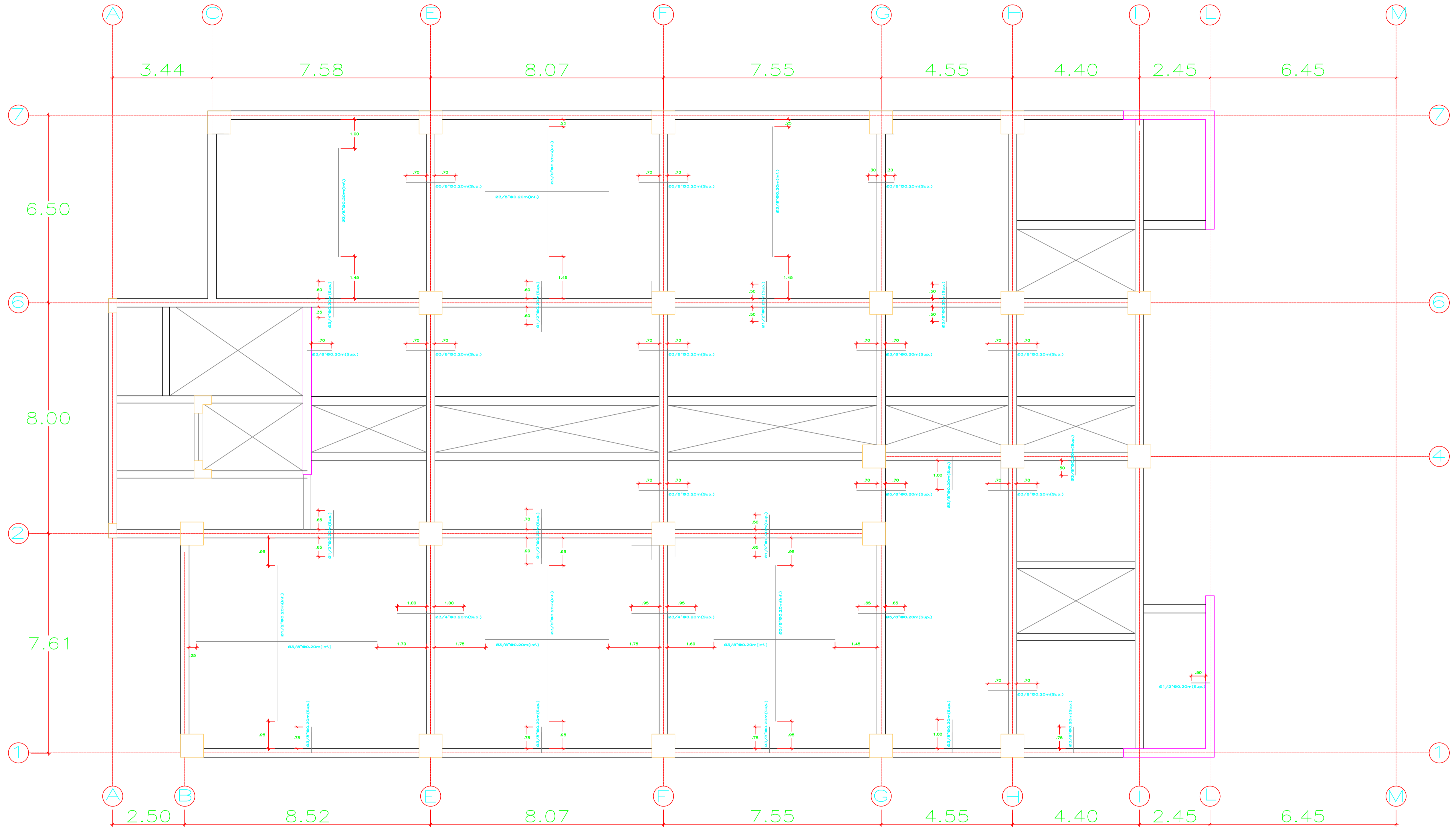
Proyecto:
 Aislación Sísmica del Nuevo Hospital
 Jose Alfredo Olavarria de Tumbes

Ubicación:
 Tumbes

Diseño: Hector Armando Salazar Chonate
 Leidy Yuliana Flores Gómez
 Dibujo: L.Y.F.G
 Verifico: Ing. Ovidio Serrano Zelada

Plano:
 ENCOFRADO DE TECHO
 DEL SEGUNDO PISO

Escala: Indicada
 Fecha: Julio 2022
 Especialidad: Estructuras
 Plano N°: E-10



ENCONFRADO DE TECHO 3ER, 4TO Y 5TO PISO N.P.T. +8.80, N.P.T. +13.05, N.P.T. 17.30
S/C = 400 kg/m²
ESCALA 1/75

LOSA DE H= 0.20m
 Malla en Dos Direcciones Superior : Ø1/2" @0.20m
 Malla en Dos Direcciones Inferior : Ø1/2" @0.20m
 En el plano solo se muestra el refuerzo adicional a las mallas corridas

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- La resistencia a la compresión del concreto a los 28 días debe alcanzar $f_c=280\text{kg/cm}^2$.
- El concreto debe tener un tamaño máximo de agregado de 1" y un slump máximo de 4".
- Se debe utilizar cemento Portland Tipo IV.
- El cemento debe encontrarse en perfecto estado al momento de su utilización.
- El acero de refuerzo f_y 4200 kg/cm² no debe presentar signos de oxidación.



**UNIVERSIDAD NACIONAL
 PEDRO RUIZ GALLO**

Facultad de Ingeniería Civil, Sistemas
 y Arquitectura

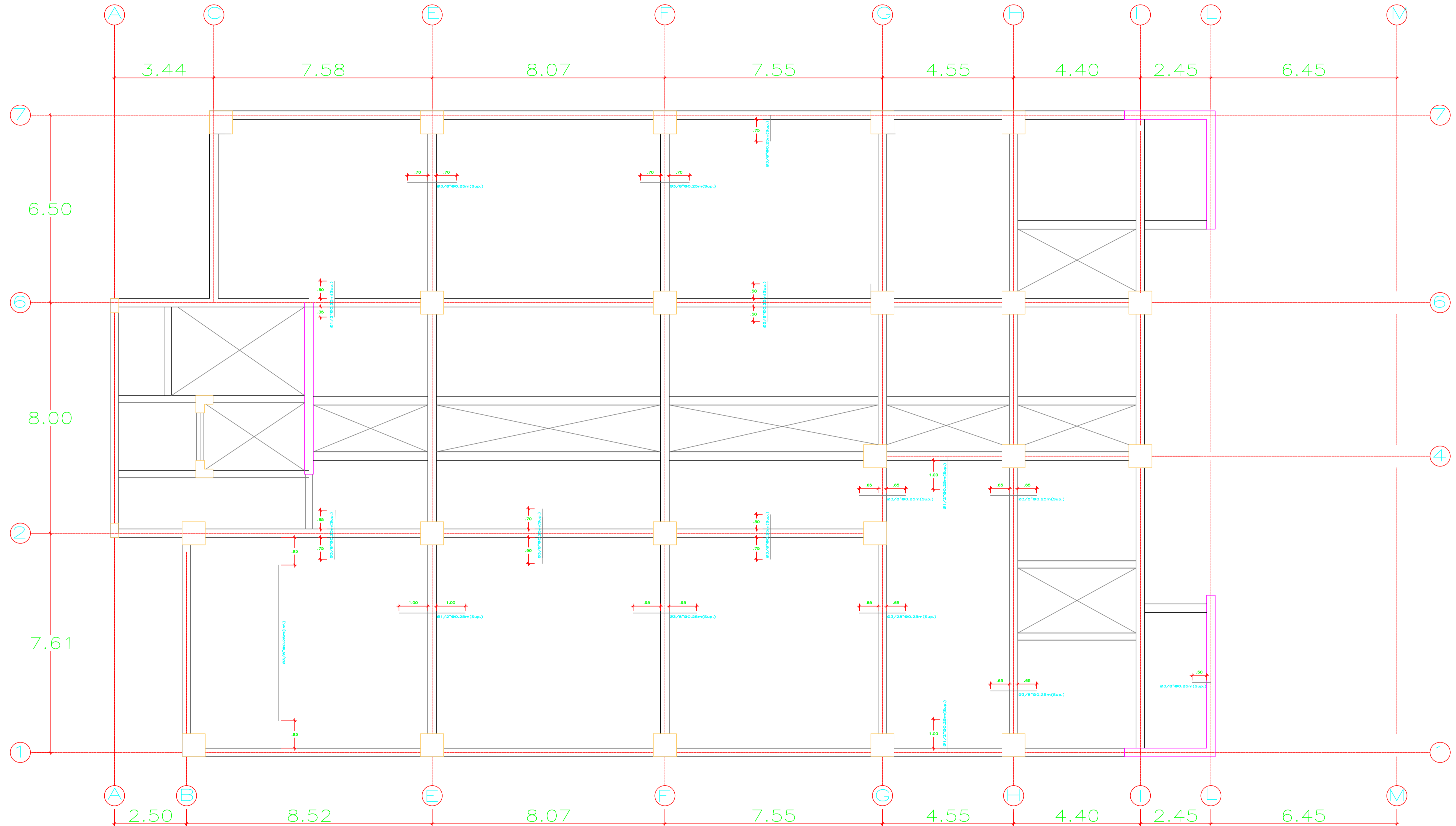
Proyecto:
 Aislación Sísmica del Nuevo Hospital
 Jose Alfredo Olavarria de Tumbes

Ubicación:
 Tumbes

Diseño: Hector Armando Salazar Chonate
 Leidy Yuliana Flores Gómez
 Dibujo: L.Y.F.G
 Verifico: Ing. Ovidio Serrano Zelada

Plano:
 ENCOFRADO DE TECHO
 DEL TERCER, CUARTO Y
 QUINTO PISO

Escala: Indicada
 Fecha: Julio 2022
 Especialidad: Estructuras
 Plano N°: E-11



LOSA DE H= 0.20m
 Malla en Dos Direcciones Superior : Ø1/2" @0.25m
 Malla en Dos Direcciones Inferior : Ø1/2" @0.25m
 En el plano solo se muestra el refuerzo adicional a las mallas corridas

ENCOFRADO DE TECHO 6TO PISO N.P.T. +21.55
 S/C = 100 kg/m²
 ESCALA 1/75

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- La resistencia a la compresión del concreto a los 28 días debe alcanzar $f_c=280\text{kg/cm}^2$.
- El concreto debe tener un tamaño máximo de agregado de 1" y un slump máximo de 4".
- Se debe utilizar cemento Portland Tipo IV.
- El cemento debe encontrarse en perfecto estado al momento de su utilización.
- El acero de refuerzo f_y 4200 kg/cm² no debe presentar signos de oxidación.



UNIVERSIDAD NACIONAL
PEDRO RUIZ GALLO

Facultad de Ingeniería Civil, Sistemas
 y Arquitectura

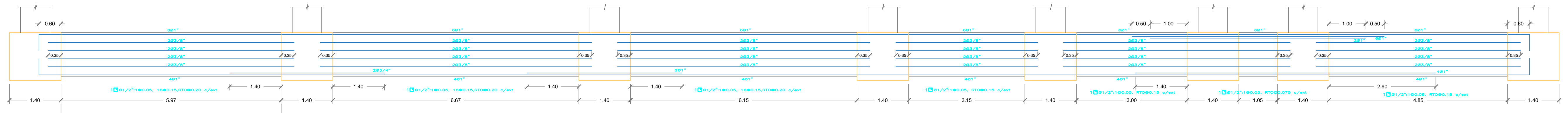
Proyecto:
 Aislación Sísmica del Nuevo Hospital
 Jose Alfredo Olavarria de Tumbes

Ubicación:
 Tumbes

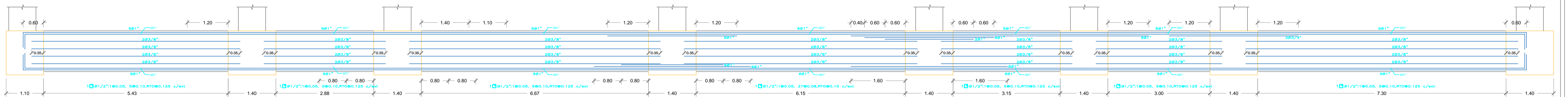
Diseño: Hector Armando Salazar Chonate
 Leidy Yuliana Flores Gómez
 Dibujo: L.Y.F.G
 Verifico: Ing. Ovidio Serrano Zelada

Plano:
 ENCOFRADO DE TECHO
 DEL SEXTO PISO

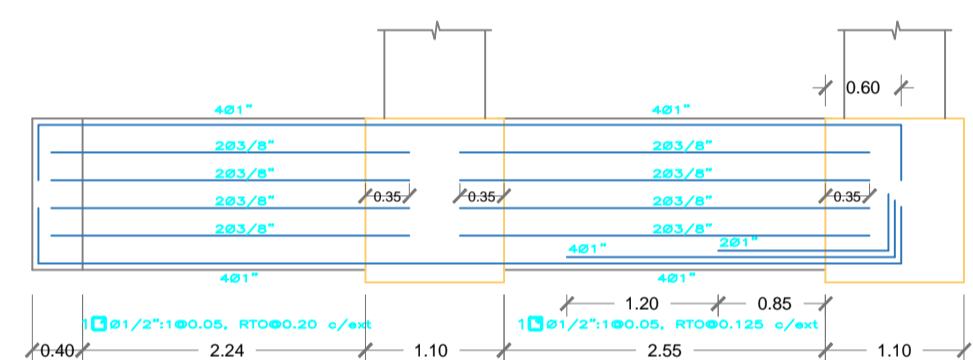
Escala: Indicada
 Fecha: Julio 2022
 Especialidad: Estructuras
 Plano N°: E-12



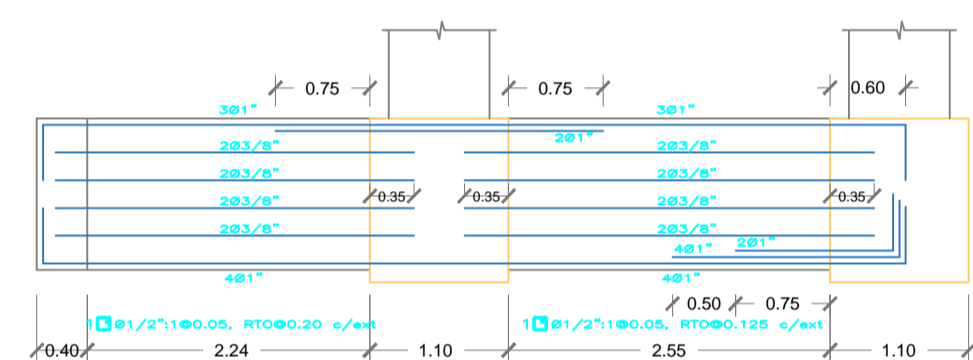
V.AISL-01(.40x.1.20)



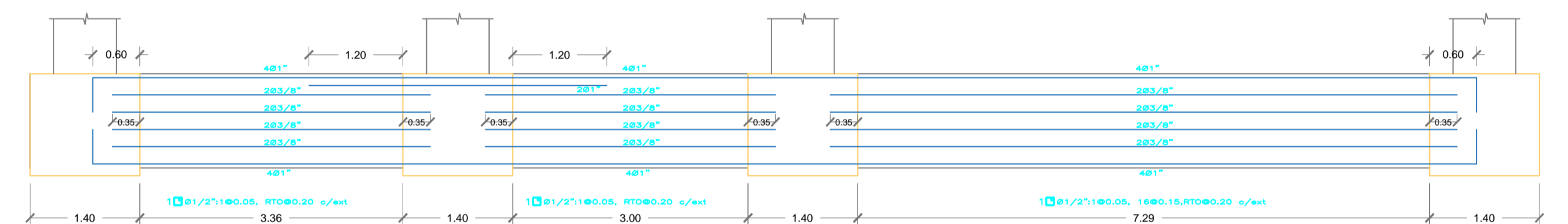
V.AISL-02(.40x.1.20)



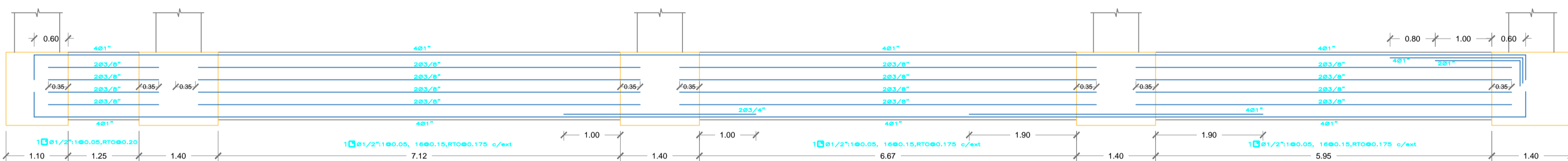
V.AISL-03(.40x.1.20)



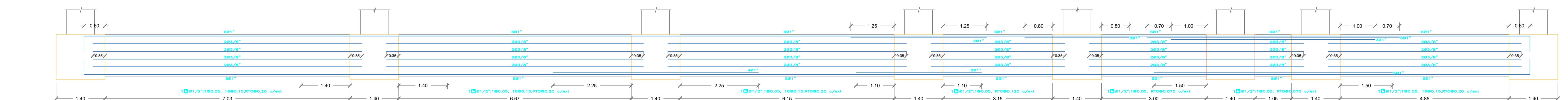
V.AISL-04(.40x.1.20)



V.AISL-05(.40x.1.20)



V.AISL-06(.40x.1.20)



V.AISL-07(.40x.1.20)



UNIVERSIDAD NACIONAL
PEDRO RUIZ GALLO

Facultad de Ingeniería Civil, Sistemas
y Arquitectura

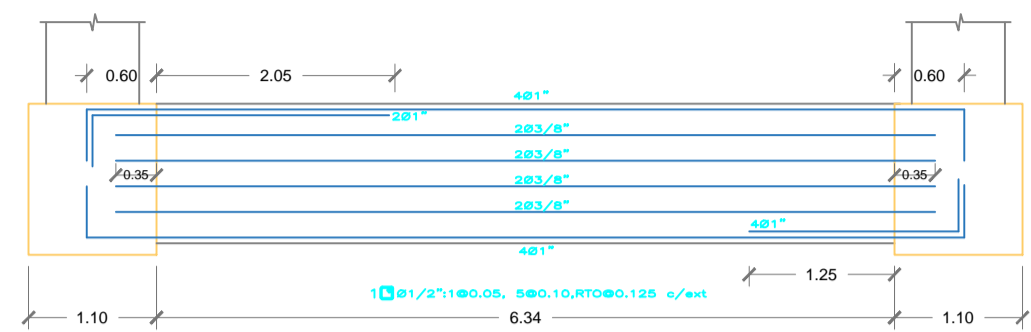
Proyecto:
Aislación Sísmica del Nuevo Hospital
Jose Alfredo Olavarria de Tumbes

Ubicación:
Tumbes

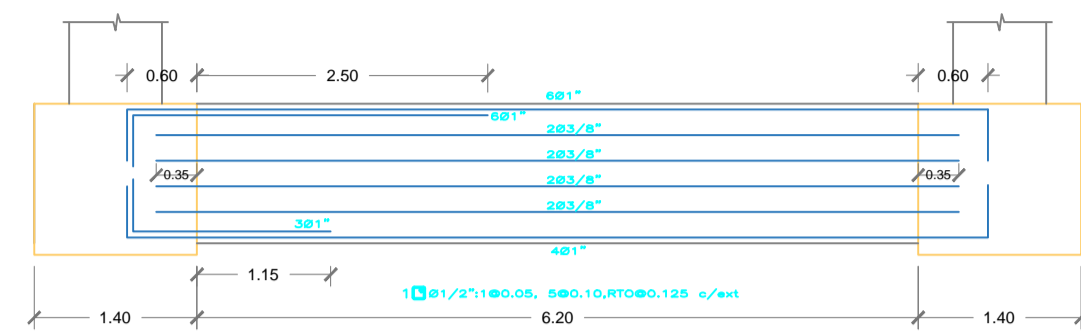
Diseño: Hector Armando Salazar Chonate
Leidy Yuliana Flores Gómez
Dibujo: L.Y.F.G
Verifico: Ing. Ovidio Serrano Zelada

Plano:
DETALLE DE VIGAS DE
AISLAMIENTO I

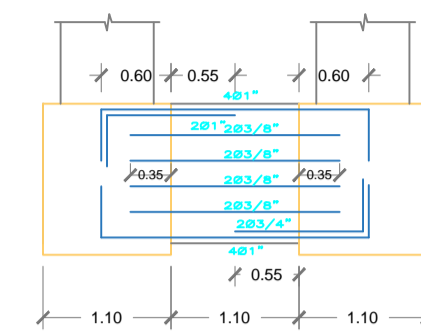
Escala: 1/60
Fecha: Julio 2022
Especialidad: Estructuras
Plano N°: E-13



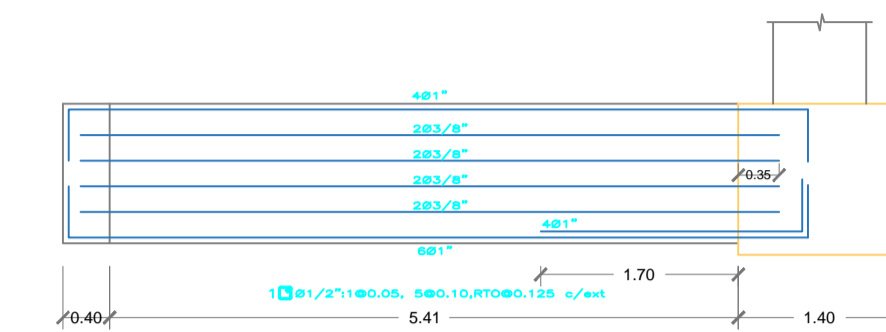
V.AISL-08(.40x.1.20)



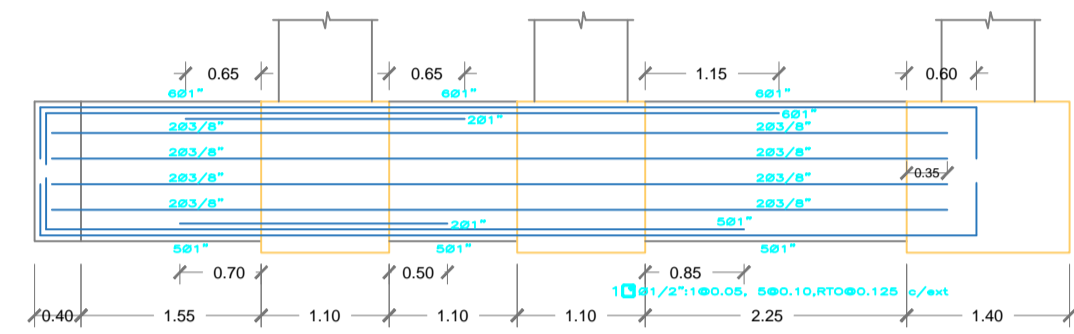
V.AISL-09(.40x.1.20)



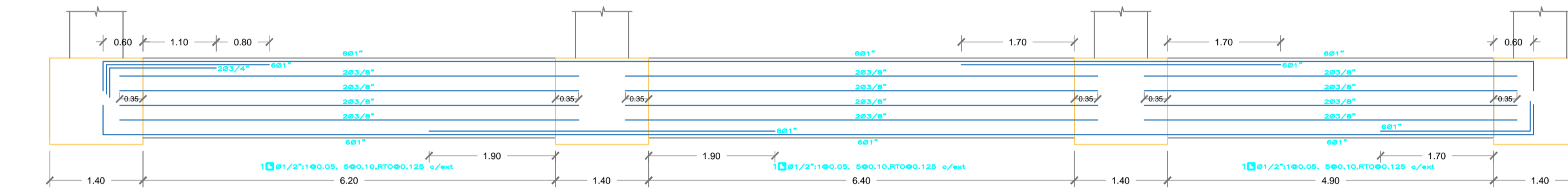
V.AISL-10(.40x.1.20)



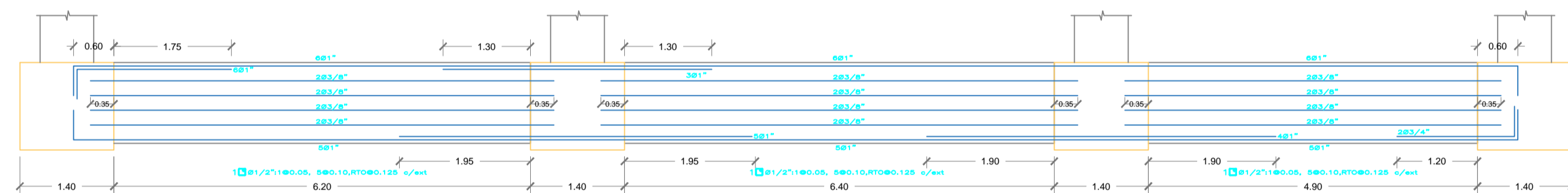
V.AISL-11(.40x.1.20)



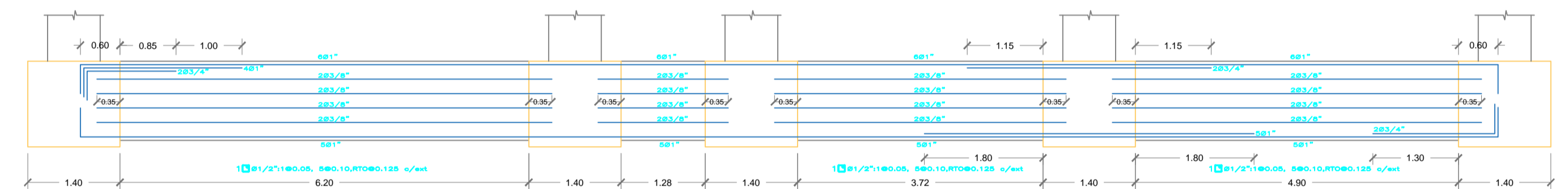
V.AISL-12(.40x.1.20)



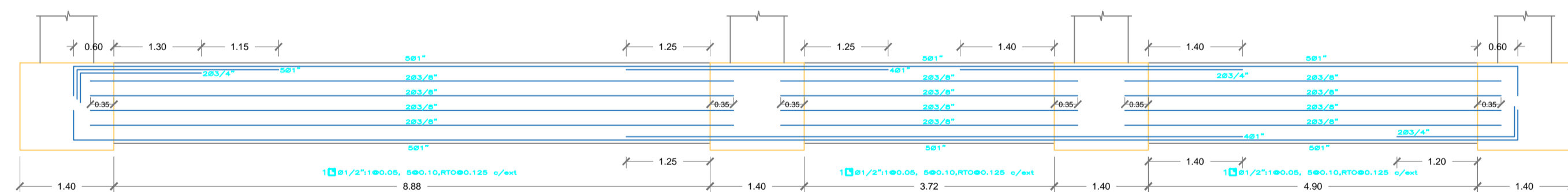
V.AISL-13(.40x.1.20)



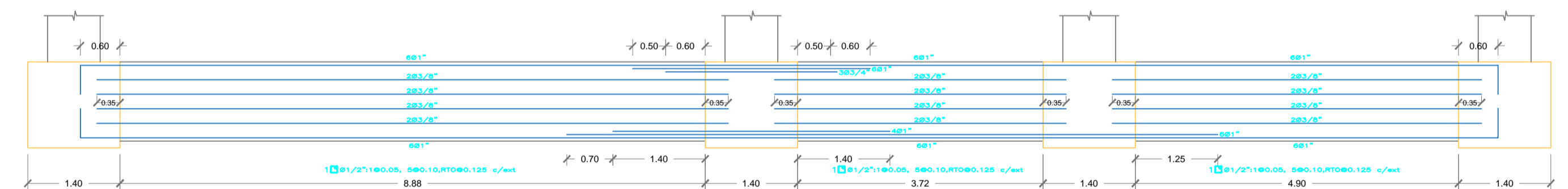
V.AISL-14(.40x.1.20)



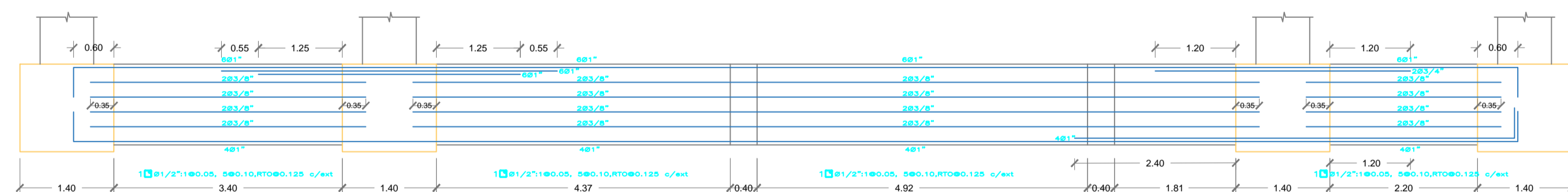
V.AISL-15(.40x.1.20)



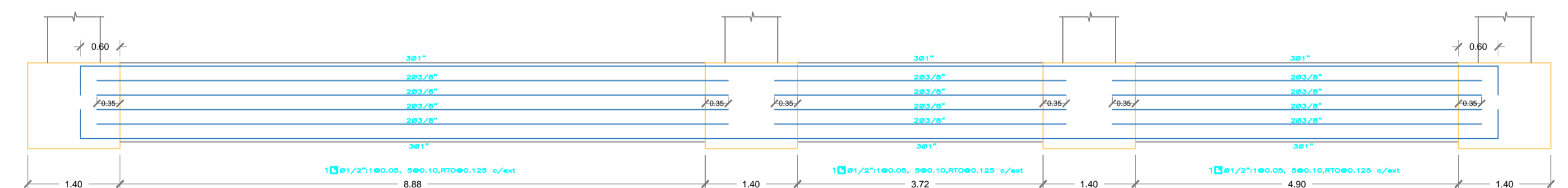
V.AISL-16(.40x.1.20)



V.AISL-17(.40x.1.20)



V.AISL-18(.40x.1.20)



V.AISL-19(.40x.1.20)



UNIVERSIDAD NACIONAL
PEDRO RUIZ GALLO

Facultad de Ingeniería Civil, Sistemas
y Arquitectura

Proyecto:
Aislación Sísmica del Nuevo Hospital
Jose Alfredo Olavarria de Tumbes

Ubicación:
Tumbes

Diseño: Hector Armando Salazar Chonate
Leidy Yuliana Flores Gómez
Dibujo: L.Y.F.G
Verifico: Ing. Ovidio Serrano Zelada

Plano:
DETALLE DE VIGAS DE
AISLAMIENTO II

Escala: 1/65
Fecha: Julio 2022
Especialidad: Estructuras
Plano N°: E-14

Formato de recolección y procesamiento de datos



ACTA DE SUSTENTACIÓN VIRTUAL
N° 005-2023-FICSA - D



Siendo las 9:00am horas del día 13 de enero del 2023, se reunieron vía plataforma virtual: <https://meet.google.com/jys-nvyg-vxy>, los miembros de jurado de la Tesis titulada: "COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL BLOQUE 3 DEL NUEVO HOSPITAL II JOSÉ ALFREDO OLAVARRÍA DE TUMBES, CON AISLADORES SÍSMICOS ELASTOMÉRICOS Y FRICCIÓNANTES BAJO LA NORMATIVA PERUANA." con código de proyecto IC-2019-090, designados por Decreto Directoral 340-2021-UNPRG-FICSA, con la finalidad de Evaluar y Calificar la sustentación de la tesis antes mencionada, conformado por los siguientes docentes:

DR. ING. VICTOR MANUEL OBLITAS ESCOBEDO
DR ING. JUAN HERMAN FARIÁS FEIJÓO
ING. CARLOS JORGE RAMOS CHIMPEN

PRESIDENTE
SECRETARIO
VOCAL

Asesorado por el Docente: **MG. ING. OVIDIO SERRANO ZELADA.**

El acto de sustentación fue autorizado por **OFICIO VIRTUAL No 12-2023-UIFICSA**, la Tesis fue presentada y sustentada por los Bachilleres **FLORES GÓMEZ LEIDY YULIANA Y SALAZAR CHONATE HÉCTOR ARMANDO**, tuvo una duración de 70 minutos. Después de la sustentación absueltas las preguntas y observaciones de los miembros del jurado, se procedió a la calificación respectiva:

FLORES GÓMEZ LEIDY YULIANA	16	DIECISEIS	BUENO
SALAZAR CHONATE HÉCTOR ARMANDO	16	DIECISEIS	BUENO

Por lo que quedan **APTOS** para obtener el Título Profesional de **INGENIERO (A) CIVIL** de acuerdo con la Ley Universitaria 30220 y la normatividad vigente de la Facultad de Ingeniería Civil, de Sistemas y de Arquitectura, de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.

Siendo las 11:10 am horas, se dio por concluido el presente acto académico, dándose conformidad al presente acto, con la firma de los miembros del jurado.

DR. ING. VICTOR MANUEL OBLITAS ESCOBEDO
PRESIDENTE

DR ING. JUAN HERMAN FARIÁS FEIJÓO
SECRETARIO

ING. CARLOS JORGE RAMOS CHIMPEN
VOCAL

MG. ING. OVIDIO SERRANO ZELADA
ASESOR



DR. ING. SERGIO BRAVO IDROGO
DECANO



UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, SISTEMAS Y
ARQUITECTURA



CONSTANCIA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS

Yo, Serrano Zelada Ovidio, **Asesor de Tesis** de los integrantes:

Bach. Flores Gómez, Leidy Yuliana

Bach. Salazar Chonate, Héctor Armando

DE LA TESIS TITULADA: “COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL BLOQUE 3 DEL NUEVO HOSPITAL II JOSÉ ALFREDO OLAVARRÍA DE TUMBES, CON AISLADORES SÍSMICOS ELASTOMÉRICOS Y FRICCIONANTES BAJO LA NORMATIVA PERUANA”

Luego de la revisión exhaustiva del documento constato que la misma tiene un índice de similitud de 17% verificable en el reporte de similitud del programa TURNITIN

El suscrito analizó dicho reporte y concluyo que cada una de las coincidencias detectadas NO CONSTITUYE PLAGIO. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.

Se expide la presente según lo dispuesto en la Resolución N° 659-2020-R, de fecha 08 de setiembre de 2020 formativa para la obtención de Grados y Títulos de la UNPRG.

Lambayeque, 09 de setiembre del 2022

ATENTAMENTE,

ING. SERRANO ZELADA OVIDIO

DNI. 16716243

Se adjunta lo siguiente:

- Recibo Turnitin
- Reporte de similitudes




Recibo digital


Este recibo confirma que su trabajo ha sido recibido por Turnitin. A continuación podrá ver la información del recibo con respecto a su entrega.

La primera página de tus entregas se muestra abajo.

Autor de la entrega: Leydy Flores
Título del ejercicio: Tesis 2022
Título de la entrega: Tesis 1
Nombre del archivo: E_III_DEL_NUEVO_HOSPITAL_DE_TUMBES_BAJO_LA_NORMATI...
Tamaño del archivo: 8.59M
Total páginas: 226
Total de palabras: 41,364
Total de caracteres: 227,452
Fecha de entrega: 08-sept.-2022 08:12p. m. (UTC-0500)
Identificador de la entrega... 1895512464



**UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO
RUIZ GALLO**



**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL,
SISTEMAS Y ARQUITECTURA**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis

**“Comparación de la respuesta estructural y diseño del bloque 3 del nuevo
hospital II José Alfredo Olavarría de Tumbes, con aisladores sísmicos
elastoméricos y friccionantes bajo la normativa peruana”**

Para optar el título profesional de:

Ingeniero (a) Civil

Flores Gómez, Leidy Yuliana
Salazar Chonate, Héctor Armando

Autores

Ing. Serrano Zelada, Ovidio
Asesor

Lambayeque – Perú
2022

Tesis 1

INFORME DE ORIGINALIDAD

17%

INDICE DE SIMILITUD

17%

FUENTES DE INTERNET

1%

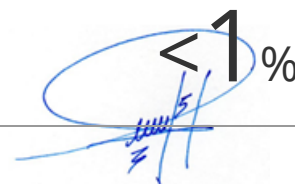
PUBLICACIONES

5%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	5%
2	tesis.pucp.edu.pe Fuente de Internet	3%
3	vsip.info Fuente de Internet	1%
4	www.elperulegal.com Fuente de Internet	1%
5	repositorio.unsch.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	1%
7	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	<1%
8	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	<1%
9	Submitted to Universidad Ricardo Palma Trabajo del estudiante	<1%

 <1%

10	qdoc.tips Fuente de Internet	<1 %
11	1library.co Fuente de Internet	<1 %
12	Submitted to Pontificia Universidad Catolica del Peru Trabajo del estudiante	<1 %
13	Submitted to Universidad Católica de Santa María Trabajo del estudiante	<1 %
14	docplayer.es Fuente de Internet	<1 %
15	Submitted to Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez Trabajo del estudiante	<1 %
16	repositorio.upt.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
17	repositorio.unp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
18	es.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
19	tesis.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
20	upc.aws.openrepository.com Fuente de Internet	<1 %



21	busquedas.elperuano.pe Fuente de Internet	<1 %
22	Submitted to Universidad Nacional de Colombia Trabajo del estudiante	<1 %
23	repositorio.upao.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
24	Repositorio.Unsa.Edu.Pe Fuente de Internet	<1 %
25	repositorio.upn.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
26	core.ac.uk Fuente de Internet	<1 %
27	repositorio.pucesa.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
28	Submitted to Universidad Industrial de Santander UIS Trabajo del estudiante	<1 %
29	repositorio.uca.edu.ni Fuente de Internet	<1 %
30	repositorio.unap.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
31	www.dspace.uce.edu.ec Fuente de Internet	<1 %



32	Submitted to Universidad Andina del Cusco Trabajo del estudiante	<1 %
33	YASNA PAMELA SEGURA SIERPE. "Reutilización de residuos de construcción en la fabricación de conglomerantes de activación alcalina.", Universitat Politecnica de Valencia, 2016 Publicación	<1 %
34	repositorio.unesum.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
35	repositorio.unfv.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
36	ruidera.uclm.es Fuente de Internet	<1 %
37	Submitted to Universidad Nacional del Centro del Peru Trabajo del estudiante	<1 %
38	documentop.com Fuente de Internet	<1 %
39	repositorio.upla.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
40	alicia.concytec.gob.pe Fuente de Internet	<1 %
41	repositorio.ulasamericas.edu.pe Fuente de Internet	<1 %

42

Submitted to Universidad Continental

Trabajo del estudiante

<1 %

43

repositorio.continental.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

44

pt.scribd.com

Fuente de Internet

<1 %

Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias < 15 words

Excluir bibliografía

Activo

