



*Tesis para la obtención del grado de
Máster en
Ingeniería Estructural y Sísmica*

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESENCIAL CON AISLADORES
SÍSMICOS DE ACUERDO A LA NORMA TÉCNICA PERUANA E.031”
AISLAMIENTO SÍSMICO” UBICADO EN LA CIUDAD DE AREQUIPA-PERÚ

Elaborado por:

Ing. Marco Aurelio Flores Zúñiga.

Tutor de tesis:

Ing. Nicolas Peralta Pérez Ph.D.,

Managua, Nicaragua, junio de 2024

DEDICATORIA

A mi mamá por creer siempre en mí
y el escuchar tu voz cada mañana
es un regalo de Dios que me hace sonreír.

A mi papá por darme la ayuda en el
momento más indicado.

A mi amada hermanita Karla Flores
porque gracias a ti tuve las ganas
de empezar de nuevo y me diste la inspiración
para culminar la presente tesis.

Finalmente, a mi tío Paretto porque creo que
hemos podido culminar esta aventura juntos
como siempre, y aunque hoy sea desde
el más allá sé que estas a mi lado
como siempre: ¡El Cielo es el Limite!

AGRADECIMIENTOS

A mi tutor Nicolas Peralta por su ayuda en la elección y desarrollo de la presente tesis.

A los profesores de la MIES porque gracias a los conocimientos adquiridos en la maestría pude entender de forma clara conceptos que me sirvieron para el desarrollo de la misma.

A la UNI y Fundación Extensus por darme la oportunidad de poder hacer realidad uno de mis sueños personales.

RESUMEN

Esta investigación consiste en elaborar el diseño estructural de un edificio esencial (Hospital) con aisladores sísmicos de acuerdo a los criterios de la norma técnica peruana E.031 “Aislamiento sísmico”.

Primero, se realiza el diseño las propiedades de los dispositivos en el sistema de aislamiento sísmico según lo indicado en la norma E.031, partiendo de un prediseño del mismo con el procedimiento de análisis estático o de fuerzas equivalentes, luego de completar el prediseño del mismo se procede a realizar el diseño final de las propiedades de los dispositivos realizando el procedimiento de Análisis No lineal Tiempo - historia con 7 señales espectro compatibles.

Segundo, Se calcula las máximas respuestas como: Fuerza cortante, deriva de entrepiso y aceleraciones de piso del edificio con aisladores sísmicos ante un sismo máximo considerado (SMC) de 2500 años de periodo de retorno.

Tercero, Se efectúa el procedimiento de análisis modal espectral para poder llevar a cabo el diseño en concreto armado del edificio con la Norma E.060 que tiene un sistema estructural de pórticos.

Finalmente, la solución propuesta del sistema de aislamiento sísmico para el edificio esencial (hospital) en la ciudad de Arequipa consta de Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo y deslizadores planos; donde se logró tener derivas de entrepiso por debajo de las derivas máximas estipuladas por la Norma E.031 y aceleraciones de piso menores a las recomendadas por el manual técnico de Hazus MR4.

Indicando que el edificio tendría un daño leve tanto en los elementos estructurales como no estructurales.

Abstract

This research consists of developing the structural design of an essential building (Hospital) with seismic isolators according to the criteria of the Peruvian technical standard E.031 "Seismic isolation".

First, the design of the properties of the devices in the seismic isolation system is carried out as indicated in the E.031 standard, starting from a pre-design of the same with the static analysis procedure or of equivalent forces, after completing the pre-design of the system. Likewise, the final design of the properties of the devices is carried out, carrying out the Nonlinear Time-History Analysis procedure with 7 compatible spectrum signals.

Second, the maximum responses are calculated as: Shear force, floor drift, and floor accelerations of the building with seismic isolators in the face of an extreme earthquake with a 2,500-year return period.

Third, the spectral modal analysis procedure is carried out in order to carry out the reinforced concrete design of the building with Standard E.060 that has a structural system of frames.

Finally, the proposed solution of the seismic isolation system for the essential building (hospital) in the city of Arequipa consists of elastomeric isolators with lead core and flat sliders; where it was possible to have floor drifts below the maximum drifts stipulated by Standard E.031 and floor accelerations lower than those recommended by the Hazus MR4 technical manual.

Indicating that the building would have slight damage to both structural and non-structural elements.

INDICE

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. ANTECEDENTES.....	2
1.2. PLANTEAMIENTO DE LA SITUACIÓN	4
1.3. OBJETIVOS.....	6
1.4. JUSTIFICACIÓN	6
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	7
2.1. RESPUESTA SÍSMICA DE EDIFICIOS.....	7
2.1.1. Cortante Basal.....	7
2.1.2. Distorsión de Entrepiso.....	8
2.1.3. Aceleración de Piso.....	9
2.2. EDIFICACIÓN ESENCIAL.....	10
2.2.1. Clasificación.....	10
2.2.1.1. Hospitales, clínicas, ambulatorios y centros de salud.....	10
2.2.1.2. Edificaciones Esenciales en las Normas Sísmicas.....	11
2.3. AISLAMIENTO SÍSMICO.....	11
2.3.1. Fundamentos del Aislamiento Sísmico	12
2.3.2. Dispositivos de Aislamiento.....	13
2.3.2.1. Aisladores Elastoméricos.....	14
2.3.2.1.1. Tipos de Aisladores Elastoméricos.....	14
2.3.2.1.2. Modelo Bilineal para Aisladores Elastoméricos.....	15
2.3.2.2. Aisladores Friccionantes.....	16
2.3.2.2.1. Tipos de Aisladores Friccionantes.....	17
2.3.2.2.2. Modelo Bilineal para Aisladores Friccionantes.....	17
2.3.3. Modelo Elástico de un Edificio Aislado	20
2.3.3.1. Modelo Elástico de 1 grado de Libertad	20

2.3.3.1.1.	Desplazamiento del Modelo de 1 GDL.....	21
2.4.	MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO	22
2.4.1.	<i>Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes:</i>	22
2.4.2.	<i>Análisis dinámico modal espectral:</i>	23
2.4.3.	<i>Análisis no lineal tiempo - Historia:</i>	25
CAPÍTULO 3.	DISEÑO METODOLÓGICO DEL TRABAJO	26
3.1.	DESCRIPCIÓN DEL TIPO DE TRABAJO A REALIZAR	26
3.2.	DESCRIPCIÓN DEL UNIVERSO DE ESTUDIO, CON LOS INTEGRANTES DEL SISTEMA.....	26
3.2.1.	<i>Población:</i>	26
3.2.2.	<i>Detección de la muestra:</i>	26
3.3.	TIPO DE INFORMACIÓN REQUERIDAS DE LAS FUENTES:	27
3.4.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS	27
3.4.1.	<i>Técnicas para la recopilación de información:</i>	27
3.4.2.	<i>Instrumentos para la recopilación de información:</i>	27
3.5.	PROCEDIMIENTO PARA LA RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN	27
3.6.	PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	28
3.7.	TIPO DE ANÁLISIS QUE SE REALIZARA A LA INFORMACIÓN	28
CAPÍTULO 4.	DISEÑO DEL EDIFICIO CON ASILAMIENTO SÍSMICO	29
4.1.	DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL EDIFICIO	29
4.2.	ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	30
4.2.1.	<i>Estructuración</i>	30
4.2.2.	<i>Predimensionamiento</i>	30
4.2.2.1.	Predimensionamiento de losas.....	31
4.2.2.2.	Predimensionamiento de vigas.	32
4.2.2.3.	Predimensionamiento de Columnas.....	33

4.3.	PREDISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO.....	34
4.3.1.	<i>Prediseño usando las propiedades lineales</i>	34
4.3.1.1.	Propiedades lineales del sistema de aislamiento	34
4.3.1.2.	Propiedades lineales de los deslizadores planos.	35
4.3.1.3.	Propiedades lineales de los aisladores elastoméricos.	36
4.3.2.	<i>Modelo tridimensional del edificio aislado</i>	37
4.3.2.1.	Modelo tridimensional del edificio con base fija.	37
4.3.2.2.	Modelo tridimensional del edificio de base aislada.....	39
4.4.	DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	42
4.4.1.	<i>Cálculo de propiedades no lineales</i>	42
4.4.1.1.	Propiedades no lineales del sistema de aislamiento.	43
4.4.1.2.	Propiedades no lineales de los deslizadores planos.	45
4.4.1.3.	Propiedades no lineales de los aisladores elastoméricos.	46
4.4.1.4.	Propiedades no lineales de los dispositivos en el modelo tridimensional.	48
4.4.2.	<i>Modificación de las propiedades no lineales</i>	49
4.4.3.	<i>Análisis no Lineal Tiempo-Historia</i>	51
4.4.3.1.	Verificación de derivas y aceleraciones del análisis no Lineal Tiempo Historia.	53
4.4.3.2.	Determinación de las características fuerza-deformación	56
4.4.4.	<i>Propiedades lineales efectivas</i>	57
4.4.5.	<i>Verificación de la fuerza de restitución lateral</i>	59
4.4.6.	<i>Verificación de carga vertical mínima (tracción) en los dispositivos</i>	60
4.4.7.	<i>Consideraciones para el diseño en concreto armado</i>	61
4.4.7.1.	Modelo tridimensional para el diseño	61
4.4.7.2.	Análisis de irregularidad estructural.	61
4.4.7.3.	Análisis modal espectral	63
4.4.7.4.	Fuerzas laterales mínimos requeridos para el diseño.	65
4.4.7.5.	Desplazamiento lateral mínimo requerido para el diseño.....	67
4.4.7.6.	Efecto P-Delta.	69

4.4.7.7. Junta de diseño y fuerzas laterales de diseño.	71
CAPÍTULO 5. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	73
5.1. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL:	74
5.1.1. <i>Diseño por flexión</i>	74
5.1.2. <i>Diseño por cortante</i>	75
5.1.3. <i>Ejemplo de diseño</i>	75
5.2. DISEÑO DE VIGAS	78
5.2.1. <i>Refuerzo longitudinal mínimo y máximo</i>	78
5.2.2. <i>Resistencia por corte</i>	78
5.2.3. <i>Ejemplo de diseño</i>	79
5.2.3.1. Diseño por Flexión.	80
5.2.3.2. Diseño por Corte.....	80
5.3. DISEÑO DE COLUMNAS:	81
5.3.1. <i>Refuerzo longitudinal.</i>	81
5.3.2. <i>Resistencia al corte</i>	82
5.3.3. <i>Ejemplo de diseño</i>	83
5.3.3.1. Diseño por Flexo compresión.	83
5.3.3.2. Diseño por Cortante.	84
5.4. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN:	85
5.4.1. <i>Cargas de gravedad, empujes y sismo:</i>	85
5.4.2. <i>Ejemplo de diseño</i>	87
5.5. DISEÑO DE CIMENTACIÓN:	90
5.5.1. <i>Dimensionamiento del área de cimentación</i>	90
5.5.2. <i>Diseño por punzonamiento</i>	90
5.5.3. <i>Diseño por corte</i>	91
5.5.4. <i>Diseño por Flexión</i>	92

5.5.5. Ejemplo de Diseño	93
5.5.5.1 Verificación de presiones.....	93
5.5.5.2. Diseño por punzonamiento.	95
5.5.5.3. Diseño por corte.	96
5.5.5.4. Diseño por Flexión.	96
CAPÍTULO 6. COMPARACIÓN EN LA RESPUESTA SÍSMICA ENTRE EL EDIFICIO CON SISTEMA DE AISLAMIENTO Y EL EDIFICIO SIN SISTEMA DE AISLAMIENTO.....	97
6.1. PARÁMETROS SÍSMICOS PARA EL EDIFICIO SIN SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO DE ACUERDO A LA NORMA E.030:	
97	
6.1.1. Factor Zona (Z)	97
6.1.2. Factor de Amplificación Sísmica (C).....	97
6.1.3. Factor de Uso (U).....	97
6.1.4. Sistema Estructural	97
6.1.5. Estimación del Peso (P)	98
6.2. ESPECTRO DE PSEUDO-ACELERACIONES SEGÚN LA NORMA E.030:.....	98
6.3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL PARA EL EDIFICIO SIN SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO:	99
6.4. COMPARACIÓN DE LAS RESPUESTAS ESTRUCTURALES ENTRE EL EDIFICIO SIN SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO Y EL EDIFICIO CON SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO:	99
6.4.1. Derivas entre el edificio sin sistema de aislamiento sísmico vs el edificio con sistema de aislamiento sísmico:.....	99
6.4.2. Fuerza Cortante entre el edificio sin sistema de aislamiento sísmico vs el edificio con sistema de aislamiento sísmico:	101
6.4.3. Aceleraciones entre el edificio sin sistema de aislamiento sísmico vs el edificio con sistema de aislamiento sísmico:.....	102
CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES	103

BIBLIOGRAFÍA	105
ANEXO 1: BALANCE ENERGÉTICO-NOMINAL	108
ANEXO 2: DESPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO – PROPIEDADES MÍNIMAS	114
ANEXO 3: PLANOS GENERALES DEL EDIFICIO ESENCIAL HOSPITALARIO AISLADO	118

Lista de Tablas

TABLA 1 LIMITES PARA LA DISTORSIÓN DE ENTREPISO.....	9
TABLA 2 CRITERIO DE DAÑO A LOS COMPONENTES NO ESTRUCTURALES SENSIBLES A LA ACCELERACIÓN	10
TABLA 3 EDIFICACIONES ESENCIALES	11
TABLA 4 FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO BM	22
TABLA 5 COEFICIENTES PARA EL PREDIMENSIONADO DE VIGA DE UNA RELACIÓN A/B	32
TABLA 6 COEFICIENTES PARA EL PREDIMENSIONADO DE COLUMNA	33
TABLA 7 CALCULO PARA EL PREDISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	34
TABLA 8 RESPUESTAS ESPECTRALES EN EL PREDISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	35
TABLA 9 CALCULO PARA EL PREDISEÑO DE PROPIEDADES LINEALES DE LOS DESLIZADORES PLANOS	36
TABLA 10 RESULTADOS DEL PREDISEÑO DE PROPIEDADES LINEALES DE LOS AISLADORES ELASTOMÉRICOS	37
TABLA 11 PERIODOS DE VIBRACIÓN Y LA RAZÓN DE LA MASA PARTICIPANTE EN EL MODELO SIN EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL.....	39
TABLA 12 MASA SÍSMICA DE LA SUPERESTRUCTURA Y DE LA PLATAFORMA DE AISLAMIENTO	39
TABLA 13 PROPIEDADES NO LINEALES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO.....	44
TABLA 14 PROPIEDADES NO LINEALES PARA LOS DISPOSITIVOS.....	47
TABLA 15 PROPIEDADES NO LINEALES DEL DESLIZADOR PLANO PARA EL MODELO TRIDIMENSIONAL.....	48
TABLA 16 PROPIEDADES NO LINEALES DEL AISLADOR ELASTOMÉRICO PARA EL MODELO TRIDIMENSIONAL.....	48
TABLA 17 FACTORES DE MODIFICACIÓN MÁXIMO Y MÍNIMOS PARA FABRICANTES CALIFICADOS	49
TABLA 18 PROPIEDADES NO LINEALES MODIFICADAS DE LOS DESLIZADORES PLANOS	49
TABLA 19 PROPIEDADES NO LINEALES MODIFICADAS DE LOS AISLADORES ELASTOMÉRICOS	50
TABLA 20 DATOS DE LOS REGISTROS SÍSMICOS	52
TABLA 21 DERIVAS Y ACCELERACIONES SEGÚN NIVEL DE DAÑO EN EDIFICIOS MODERNOS	54
TABLA 22 RESPUESTAS MÁXIMAS EN LA DIRECCIÓN X-X DEL ANÁLISIS NO LINEAL CON LOS SIETE SISMOS-NOMINAL	55
TABLA 23 RESPUESTAS MÁXIMAS EN LA DIRECCIÓN Y-Y DEL ANÁLISIS NO LINEAL CON LOS SIETE SISMOS-NOMINAL.....	55
TABLA 24 PROMEDIO DE LAS RESPUESTAS MÁXIMAS DE LOS SIETE SISMOS PARA LA DIRECCIÓN X-X E Y-Y - MÍNIMO, NOMINAL Y MÁXIMO	55

TABLA 25 ANÁLISIS DEL DIAGRAMA DE HISTÉRESIS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO XX- NOMINAL	56
TABLA 26 ANÁLISIS DEL DIAGRAMA DE HISTÉRESIS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO YY- NOMINAL.....	57
TABLA 27 RESULTADOS PROMEDIOS DEL DIAGRAMA DE HISTÉRESIS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO MÍNIMO, NOMINAL Y MÁXIMO.....	57
TABLA 28 PROPIEDADES LINEALES EFECTIVAS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	58
TABLA 29 PROPIEDADES LINEALES EFECTIVAS DEL DESLIZADOR PLANO.....	58
TABLA 30 PROPIEDADES LINEALES EFECTIVAS DEL AISLADOR ELASTOMÉRICO	59
TABLA 31 PORCENTAJE DE LA FUERZA DE RESTITUCIÓN LATERAL RESPECTO DEL PESO SÍSMICO.....	60
TABLA 32 CARGA VERTICAL MÍNIMA (TONF) DEL ANÁLISIS SÍSMICO	60
TABLA 33 PROPIEDADES LATERALES EFECTIVAS PARA EL MODELO TRIDIMENSIONAL	61
TABLA 34 ANÁLISIS IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ	62
TABLA 35 ANÁLISIS IRREGULARIDAD TORSIONAL	63
TABLA 36 RESPUESTAS MÁXIMAS DEL ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL (CON EXCENTRICIDAD)	65
TABLA 37 CALCULO DE LA FUERZA LATERAL DE DISEÑO MÍNIMA EN EL SISTEMA DE AISLAMIENTO.....	66
TABLA 38 PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DE LA FUERZA CORTANTE MÍNIMA VS EN LA SUPERESTRUCTURA.....	66
TABLA 39 VALOR LÍMITE DE LA FUERZA CORTANTE EN LA SUPERESTRUCTURA.....	67
TABLA 40 CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO TOTAL DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO SEGÚN EL TIPO DE ANÁLISIS SÍSMICO	68
TABLA 41 CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO TOTAL DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO SEGÚN EL TIPO DE ANÁLISIS SÍSMICO	69
TABLA 42 EFECTOS P-DELTA EN LA DIRECCIÓN X-X E Y-Y.....	71
TABLA 43 FUERZA LATERAL DE DISEÑO EN EL SISTEMA DE AISLAMIENTO	72
TABLA 44 FUERZA LATERAL DE DISEÑO EN LA SUPERESTRUCTURA	72
TABLA 45 MOMENTO DE EQUILIBRIO	88
TABLA 46 MOMENTO DESEQUILIBRANTE	88
TABLA 47 PARÁMETROS DE MOMENTO Y FUERZAS CORTANTES DE DISEÑO	89
TABLA 48 RESPUESTAS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO SIN SISTEMA DE AISLAMIENTO (FUERZA CORTANTE, DERIVA Y ACCELERACIÓN)	99

Lista de Figuras

FIGURA 1 UBICACIÓN DE LA CIUDAD DE AREQUIPA	4
FIGURA 2 DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO	8
FIGURA 3 COMPARACIÓN DE RESPUESTA SÍSMICA ENTRE UN EDIFICIO DE BASE FIJA Y UNA DE BASE AISLADA.....	13
FIGURA 4 FUNCIONES DEL AISLAMIENTO SÍSMICO	13
FIGURA 5 PARÁMETROS QUE DEFINEN EL MODELO BILINEAL PARA AISLADORES ELASTOMÉRICOS	16
FIGURA 6 DIAGRAMA DE EQUILIBRIO PARA UN DISPOSITIVO FPS.....	18
FIGURA 7 MODELO BILINEAL DE UN DISPOSITIVO FPS	19
FIGURA 8 REPRESENTACIÓN DEL MODELO DE UN DESLIZADOR FRICCIONAL	20
FIGURA 9 MODELO DE UN GRADO DE LIBERTAD	20
FIGURA 10 SISTEMA DE FUERZA DEL MÉTODO ESTÁTICO DE ANÁLISIS.....	23
FIGURA 11 ESQUEMA DE PORCENTAJES DEL ESPECTRO SAM.....	25
FIGURA 12 ARQUITECTURA PLANTA DEL SEGUNDO PISO	29
FIGURA 13 ARQUITECTURA ELEVACIÓN DEL EDIFICIO	29
FIGURA 14 ESTRUCTURACIÓN DE LA PLANTA TÍPICA DEL EDIFICIO.....	30
FIGURA 15 VISTA EN PLANTA DEL PISO TÍPICO (1ER PISO) DEL EDIFICIO	38
FIGURA 16 VISTA 3D DEL MODELO TRIDIMENSIONAL DEL EDIFICIO CON BASE FIJA.....	38
FIGURA 17 VISTA EN PLANTA DE LA DISTRIBUCIÓN DE AISLADORES EN LA PLATAFORMA DE AISLAMIENTO.....	40
FIGURA 18 VISTA DE LA ELEVACIÓN DEL EJE E DEL MODELO TRIDIMENSIONAL	40
FIGURA 19 VISTA 3D DEL MODELO TRIDIMENSIONAL DEL EDIFICIO CON BASE AISLADA	41
FIGURA 20 ACERCAMIENTO DE LOS ELEMENTOS TIPO LINK EN EL MODELO TRIDIMENSIONAL.....	42
FIGURA 21 MODELO BILINEAL DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	45
FIGURA 22 MODELO BILINEAL DE LOS DISPOSITIVOS.....	47
FIGURA 23 MODELO BILINEAL DEL DESLIZADOR PLANO CON PROPIEDADES MODIFICADAS.....	50
FIGURA 24 MODELO BILINEAL DEL AISLADOR ELASTOMÉRICO CON PROPIEDADES MODIFICADAS.....	51

FIGURA 25 ESPECTRO SAM Y ESPECTRO PROMEDIO SRSS	52
FIGURA 26 ESPECTRO COMPATIBLE DE PSEUDO-ACELERACION CON LOS ESPECTROS DE SIETE SISMOS.....	53
FIGURA 27 ESQUEMA DE LA FUERZA DE RESTITUCIÓN LATERAL.....	59
FIGURA 28 ESPECTRO SAM PARA EL DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA ($RA=1$) Y DE LA SUPERESTRUCTURA ($RA=2$)	64
FIGURA 29 MOMENTOS DEBIDO AL EFECTO P-DELTA.....	69
FIGURA 30 GEOMETRÍA DE LA LOSA ALIGERADA EN DOS DIRECCIONES.....	74
FIGURA 31 PLANTA DEL PISO 2 EN SAFE 2016	76
FIGURA 32 DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR M_U	76
FIGURA 33 DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE V_U	76
FIGURA 34 EMPUJES Y CARGAS QUE ACTÚAN SOBRE EL MURO DE CONTENCIÓN	85
FIGURA 35 GEOMETRÍA DE MURO DE CONTENCIÓN	87
FIGURA 36 SECCIÓN CRÍTICA PARA EL PUNZONAMIENTO	91
FIGURA 37 UBICACIÓN DEL CORTE DE LA ZAPATA	92
FIGURA 38 MOMENTO PARA EL DISEÑO A FLEXIÓN DE LA ZAPATA.....	93
FIGURA 39 PRESIONES DEBIDAS A LA CARGA DE GRAVEDAD ($CM+CV$)	94
FIGURA 40 PRESIONES DEBIDAS A LA CARGA DE GRAVEDAD Y EL SISMO EN LA DIRECCIÓN X ($CM+CV+SX$)	94
FIGURA 41 PRESIONES DEBIDAS A LA CARGA DE GRAVEDAD Y EL SISMO EN LA DIRECCIÓN Y ($CM+CV+SY$)	95
FIGURA 42 ESPECTRO DE PSEUDO-ACELERACIONES SEGÚN LA NORMA E.030	98
FIGURA 43 COMPARACIÓN DE DERIVAS EN LA DIRECCIÓN X-X PARA AMBOS EDIFICIOS.....	100
FIGURA 44 COMPARACIÓN DE DERIVAS EN LA DIRECCIÓN Y-Y PARA AMBOS EDIFICIOS.	100
FIGURA 45 COMPARACIÓN DE FUERZA CORTANTE EN LA DIRECCIÓN Y-Y PARA AMBOS EDIFICIOS.	101
FIGURA 46 COMPARACIÓN DE FUERZA CORTANTE EN LA DIRECCIÓN Y-Y PARA AMBOS EDIFICIOS.	101
FIGURA 47 COMPARACIÓN DE LA ACCELERACIÓN EN LA DIRECCIÓN X-X PARA AMBOS EDIFICIOS.	102
FIGURA 48 COMPARACIÓN DE LA ACCELERACIÓN EN LA DIRECCIÓN Y-Y PARA AMBOS EDIFICIOS.	102

Capítulo 1. Introducción

Esta investigación se desarrolla en la ciudad de Arequipa ubicada en Perú; que está ubicada en la provincia y departamento del mismo nombre, al occidente de la región sur del Perú.

La región sur-occidental del Perú (Arequipa-Tacna) está situada en la zona de subducción de la placa Nazca y la placa Sudamericana. Ésta es una zona de alta actividad sísmica en donde, de acuerdo a la sismicidad histórica, han ocurrido sismos severos con magnitudes de hasta 8.5 grados en la escala de Richter (Olarte & Lopez, 2001, p. 3).

El objetivo principal del diseño sismo-resistente es la protección de la vida, mejorando el comportamiento sísmico de las edificaciones para reducir el colapso. Sin embargo, debe asegurarse el funcionamiento de aquellas estructuras vitales (centros de salud, centros educativos y otros) en caso de una emergencia, así el objetivo principal cambia por el de asegurar la operatividad de la estructura.

Una alternativa para mejorar el comportamiento estructural de la edificación es el aislamiento sísmico mediante aisladores. Este aislamiento permite un control pasivo de la vibración de la estructura, reduciendo la transmisión de las fuerzas sísmicas.

En el año 2019, se aprueba en Perú su primera norma correspondiente a los requisitos mínimos para el diseño y construcción de edificaciones con cualquier tipo de sistema de aislamiento sísmico.

Las edificaciones esenciales, son aquellas edificaciones que albergan instalaciones y/o dependencias cuyo funcionamiento en condiciones de emergencia debida a una crisis sísmica, es crítica y vital para afrontar las consecuencias inherentes del desastre natural. Aquellas que son necesarias para atender la emergencia y preservar la salud, seguridad y atención de la población después de un sismo (Safina, 2002,p.24).

Por lo que se elaborara el diseño estructural de un edificio esencial (Hospital) con aisladores sísmicos conforme a los lineamientos de la norma técnica peruana E.031 "Aislamiento sísmico".

1.1. Antecedentes

La ciudad de Arequipa está ubicada en la provincia y departamento del mismo nombre, al occidente de la región sur del Perú. Con la nueva división política del país, esta ciudad es la Sede de la Región Arequipa.

En la actualidad, Arequipa se constituye como la segunda ciudad del Perú en importancia, ya que, con su población de más de 1'000,000 de habitantes, su industria y su comercio, es el centro vital de la economía del sur del país y polo de desarrollo de esa región.

A continuación, se presentan los sismos más importantes que afectaron la región y cuya historia se conoce:

- Sismo de Arequipa del 23 de junio de 2001, cerca de las 15.33 h. se presentó un terremoto de 6.9 mb ($M_s=7.9$) afectó toda la región sur del Perú, incluyendo Arica e Iquique en Chile y La Paz en Bolivia. El epicentro del terremoto fue localizado en la región Sur y Cerca de la línea de Costa, esto es a 82 km al NW de Ocoña en el departamento de Arequipa, asimismo el terremoto produjo 134 réplicas, las localidades más afectadas por este terremoto fueron Ocoña, Camaná, Mollendo, Arequipa, Moquegua y Tacna, la intensidad máxima observada quedó restringida en VII – VIII en la escala de Mercalli modificada, se informó de 35 muertos.
- Sismo del 16 de febrero de 1979. Fuerte temblor en Arequipa. Causó daños en casas de adobe y sillar en Camaná, Corire y Huancarqui. Intensidad de VII MMI en Camaná y Corire; VI MMI en Huancarqui, Arequipa, Chuquibamba, Caravelí y Ocoña; en Chivay y Chala y La Joya V MMI.
- Sismo del 13 de enero de 1960. A las 10.40 h. Terremoto en Arequipa. Perekieron 63 personas y quedaron centenares de heridos. La población de Chuquibamba quedó casi en escombros. Igualmente, destructor fue en Caravelí, Cotahuasi, Omate, Puquina, Moquegua y Arequipa. Intensidades: Chuquibamba, Caravelí, Cotahuasi y Arequipa VIII MMI; Moquegua VII MMI; Ica V MMI; Puno y Cusco IV MMI
- Sismo del 15 de enero de 1958. A las 14.14 h. Terremoto en Arequipa que causó 28 muertos y 133 heridos. Todas las casas antiguas de esa ciudad sufrieron averías de diversa magnitud, resistiendo sólo los inmuebles y edificios modernos. Intensidades: Arequipa VIII MMI; Moquegua VI MMI; Ica, Tacna y Puno III MMI.
- Sismo del 06 de agosto de 1913 a las 17.13 h. Terremoto en Caravelí, Arequipa. La ciudad quedó destruida, ocasionando varios muertos. En la ciudad de Arequipa hubo averías en

algunos edificios. Intensidades: Caravelí VIII MMI; Arequipa, Ocoña, Atico y Cailloma VI MMI y Chuquibamba VIII MMI.

- Sismo del 10 de julio de 1821 a las 08.00 h. Fuerte temblor en Arequipa, causando grandes daños en los pueblos de Camaná, Ocoña, Caravelí, Chuquibamba y Valle de Majes. Se contaron 162 muertos. El movimiento principal se sintió en Lima. Intensidades: Camaná VII MMI; Caravelí VII MMI; Valle de Majes VII MMI; Ocoña VII MMI; Chuquibamba VII MMI y Lima III MMI.
- Sismo de 22 de enero de 1582. A las 11.30 h., terremoto que dejó en ruinas a la ciudad de Arequipa. Se derrumbaron 300 casas y perecieron más de 35 personas. Intensidades: Socabaya X MMI y Arequipa IX MMI. (SISA, 2016, p. 13-14).

Los sistemas de aislamiento sísmico están siendo utilizados a nivel mundial para la protección sísmica de edificaciones esenciales (hospitales), entre otros. Estas edificaciones aisladas han demostrado tener un buen desempeño sísmico durante la ocurrencia de terremotos.

A partir del año 2014, la norma técnica peruana de edificación, NTE.030: Diseño Sismorresistente, establece el uso de los sistemas de protección sísmica, con carácter obligatorio, para edificaciones hospitalarias.

En la actualidad ningún hospital en la región Arequipa cuenta con este sistema de protección sísmica.

A continuación, se presentan los hospitales que cuentan con sistemas de aislamiento sísmico en el Perú sin embargo estos fueron diseñados de acuerdo a normativas extranjeras:

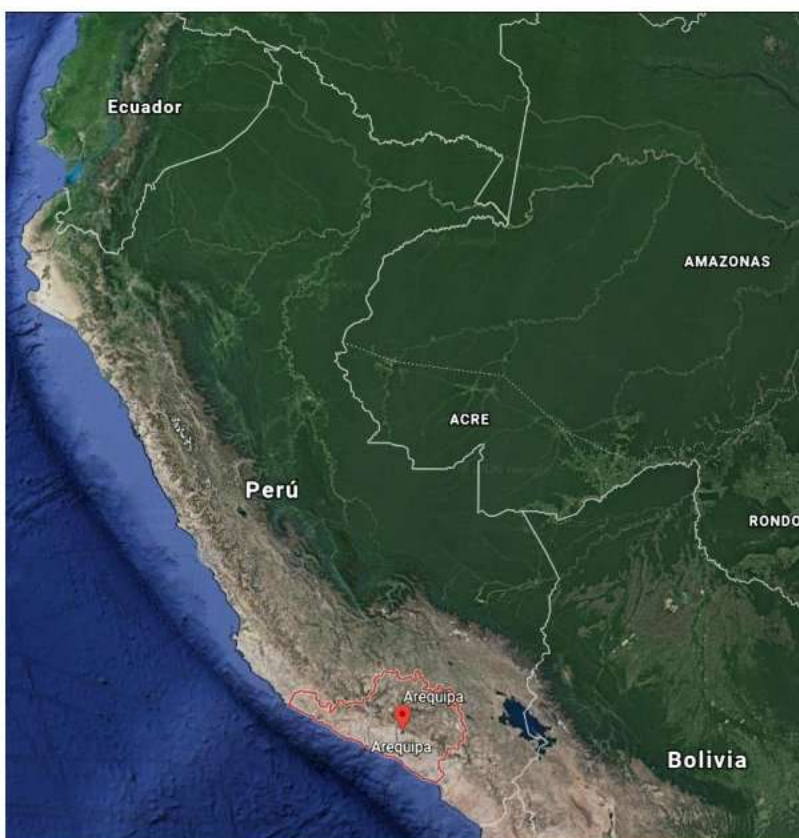
- El primer Hospital aislado en Perú fue el Hospital Regional de Moquegua (2014) ubicado en Moquegua, son 3 edificios de 2 pisos más 3 edificios de 4 pisos, tiene 216 dispositivos.
- Hospital de Yurimaguas-Santa Gema (2014) ubicado en Yurimaguas, consta de 7 bloques de 4 y 2 pisos, tiene 172 dispositivos.
- Hospital Regional Daniel Alcides Carrión (2015) ubicado en Cerro de Pasco, consta de 9 bloques aislados de 6 y 3 pisos, tiene 186 dispositivos.
- Hospital de Bella Vista (2016) ubicado en Región de San Martín, consta de bloque de 1 a 4 pisos, tiene 64 dispositivos.

1.2. Planteamiento de la Situación

El borde occidental del Perú, se constituye como la principal fuente generadora de sismos y tsunamis, siendo los de mayor magnitud los que han causado grandes niveles de daños y pérdidas de vidas humanas. Dentro de este contexto, el borde occidental de la región sur presenta actividad sísmica de tipo superficial (profundidad menor a 60 km) e intermedia (profundidad entre 61 y 350 km), siendo los primeros de mayor peligro debido a que frecuentemente alcanzan magnitudes elevadas y al tener sus focos cerca de la superficie, producen daños y efectos importantes en las ciudades costeras. Una de estas ciudades es Arequipa y según información contenida en el catálogo sísmico del Perú, fueron los sismos de 1604 (8.0Mw), 1868 (8.5Mw) y 2001 (8.0Mw) los que causaron mayores niveles de daño en la ciudad (Tavera, 2014, p. 30).

Figura 1

Ubicación de la ciudad de Arequipa



Nota. Adaptado de Google Earth (imagen), por Google.

Según INDECI (Instituto Nacional de Defensa Civil) el sismo del año 2001 produjo en la ciudad de Arequipa los siguientes daños y efectos:

- Población damnificada: 25,782.
- Heridos: 1,422.
- Fallecidos: 7.
- Centros educativos afectados: 219.
- Centros educativos destruidos: 587.
- Centros de salud afectados: 27
- Puentes averiados: 10 (Tavera, 2014, p. 33).

El informe elaborado por Tavera, se indica que el sismo ocurrido en el año 2001 habría liberado aproximadamente el 60% de la energía acumulada en la zona costera de la región sur del Perú desde el año 1868; por lo tanto, la energía restante debe ser liberada por otro evento sísmico que involucra un área de ruptura por debajo de la península de Ilo, y que produciría en la ciudad de Arequipa - Cercado niveles altos de sacudimiento del suelo, quizás similares a los producidos por el sismo del 2001 (IGP, 2017, p. 14).

El aislamiento sísmico es una técnica de diseño sismorresistente que busca reducir la energía que entra a una estructura durante un sismo a través de colocar dispositivos muy flexibles horizontalmente (aisladores) entre las fundaciones de un edificio o puente, y la estructura arriba de ellos.

El efecto que se busca es que el suelo se mueva y la estructura permanezca esencialmente quieta.

Así los objetivos principales de la aislación sísmica son:

- Dar mayor seguridad sísmica a la estructura a través de la minimización o incluso eliminación de daños en ella.
- Salvaguardar los contenidos de la estructura manteniendo el funcionamiento de ella después del sismo.

Por tanto, la contradicción que la investigación pretende responder es:

¿Cuáles son las limitaciones del diseño estructural de un edificio con aisladores sísmicos de acuerdo a la norma técnica peruana E.031 en la ciudad de Arequipa-Perú?

1.3. Objetivos

Objetivo general: Elaborar el diseño estructural un edificio esencial con aisladores sísmicos de acuerdo a la norma técnica peruana E.031 ubicado en la ciudad de Arequipa.

Objetivos específicos:

- Establecer las propiedades de los dispositivos de aislamiento sísmico que se utilizaran en el diseño estructural del edificio esencial de acuerdo a los requisitos establecidos en la norma técnica peruana E.031.
- Calcular las máximas respuestas del edificio esencial con aisladores sísmicos ante un sismo máximo considerado (SMC) de 2500 años de periodo de retorno.
- Diseñar los elementos estructurales en concreto armado conforme a la norma técnica peruana E.060 "Concreto Armado" y sus correspondientes planos de estructuras (cimentación, Columnas, Losas y Vigas).

1.4. Justificación

La ciudad de Arequipa está ubicada en una zona de alta sismicidad, así lo demuestra los eventos sísmicos que sucedieron a lo largo de su historia y el más reciente el del 2001 que dejó un saldo de 7 muertos (según INDECI), además de muchos daños materiales.

Según la Norma técnica peruana E.030 "Diseño Sismorresistente", las edificaciones esenciales, que se ubican dentro de las zonas sísmicas tres y cuatro, deben ser construidas con aislamiento sísmico.

Sin embargo, la norma técnica peruana E.031 "Aislamiento sísmico" fue aprobada en el año 2019 en el mes de noviembre, debido a lo cual no se cuenta con suficiente información sobre la eficiencia de los sistemas de aislación sísmica diseñados acordes a dicha norma en la ciudad de Arequipa.

Por lo que se elaborara el diseño estructural de un edificio esencial (Hospital) con aisladores sísmicos conforme a los lineamientos de la norma técnica peruana E.031 "Aislamiento sísmico".

Así los resultados indicaran que daño tendría el edificio y confirmar que este debería ser leve en los elementos estructurales y no estructurales luego del sismo máximo.

Se podrá ilustrar de forma clara y concisa el procedimiento del correcto diseño y ventajas que puede ofrecer este sistema de protección sísmica, y poder aplicarlo en el diseño de las nuevas estructuras proyectadas para la región de Arequipa.

Capítulo 2. Marco Teórico

2.1. Respuesta Sísmica de Edificios

La respuesta de una estructura a una excitación de origen sísmico se puede expresar en términos de deformación, velocidad, aceleración o fuerza cortante en su base. Esta respuesta depende de la masa, la rigidez, del amortiguamiento de la estructura y de las características del movimiento del terreno (Vallecilla, 2003, p. 314).

2.1.1. Cortante Basal

El cálculo del cortante basal permite determinar la fuerza lateral total como consecuencia de las fuerzas de inercia que se induce a un sistema de N-grados de libertad, distribuyéndolo posteriormente a lo largo de las diferentes alturas de la estructura (Mena, 2002, p. 226).

La Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" indica que la fuerza cortante mínima en el primer entrepiso del edificio para cada una de las direcciones consideradas en el análisis no puede ser menor que el 80% del valor calculado según el método de Análisis Estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares, donde la fuerza cortante total en la base de la estructura correspondiente a la dirección considerada se calcula mediante

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

Donde:

Z: Factor Zona

U: Factor de uso o importancia

C: Factor de amplificación sísmica

S: Factor de amplificación de suelo

R: Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

P: Peso total de la edificación

La Norma Técnica E.031 "Aislamiento Sísmico" indica que en la estructura por encima del nivel de base debe ser diseñada y construida utilizando todos los requisitos aplicables para una estructura no aislada, para una fuerza de corte mínima, V_s , determinada considerando los límites superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento sísmico, como $V_s = \frac{V_{st}}{R_a}$.

Donde:

R_a : Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura sobre el sistema de aislamiento sísmico, calculado como $3/8R_o$, pero no menor que 1 ni mayor que 2.

R_o : Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura sobre base fija, dependiente de las características de la estructura, definido en la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente".

V_{st} : Fuerza cortante no reducida actuante sobre los elementos por encima del nivel de base.

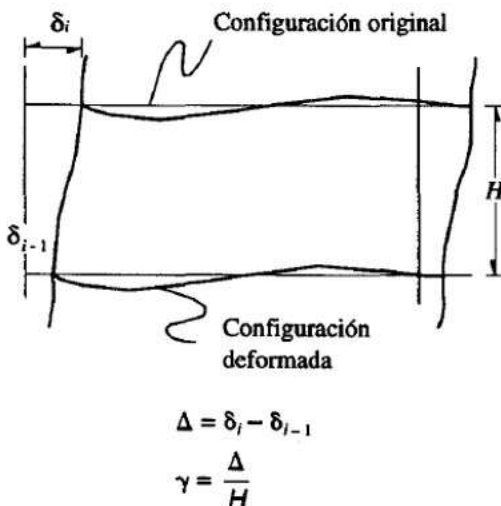
2.1.2. *Distorsión de Entrepiso*

Una medida representativa de la respuesta de un sistema estructural sujeto a cargas laterales es el desplazamiento relativo de entrepiso; es decir, el incremento en el desplazamiento lateral entre un piso y el siguiente. Resulta conveniente el uso de un índice adimensional de esta medida de la respuesta, dividiendo el desplazamiento relativo del entrepiso entre la altura del mismo $\gamma = \Delta/H$.

Este índice se denomina distorsión de entrepiso, o deriva, y es el más empleado para cuantificar la respuesta de edificios, para comparar el comportamiento de diferentes sistemas y para estimar el grado de daño que puede presentarse, tanto en la estructura misma como en los elementos no estructurales (Bazan & Meli, 2000, p. 166).

Figura 2

Desplazamiento Relativo de Entrepiso



Nota. Tomado de Diseño sísmico de edificios (p.166), por Bazan & Meli, 2000, LIMUSA S.A

Para la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso no debe exceder a la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la tabla 1.

Tabla 1

Limites para la distorsión de entrepiso

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

Nota. Tomado de Norma E.030 Diseño Sismorresistente (p.27), por SENCICO ,2018, SENCICO.

En la Norma Técnica E.031 “Aislamiento Sísmico” la deriva máxima de entrepiso correspondiente al Sismo máximo considerado y un factor de reducción $R_a=1$, debe cumplir con los siguientes limites:

- La máxima deriva de entrepiso de la superestructura calculado por el análisis modal no debe exceder 0.0035.
- La máxima deriva de entrepiso de la estructura calculado por el análisis tiempo-historia, considerando las características de fuerza-deformación no lineales de la interfaz de aislamiento, no debe exceder 0.005.

2.1.3. Aceleración de Piso

Las aceleraciones de piso son la respuesta dinámica por parte de cada piso de la estructura ante un evento sísmico. Estas aceleraciones afectan principalmente a todos los componentes que están sujetos o anclados al piso de estudio y generan fuerzas sobre los soportes de los componentes no estructurales tales como tornillos, remaches, y otros medios de anclaje para los componentes no estructurales (Flores, Lopez, & Charney, 2015, p. 154).

En la tabla 2 se indica el valor máximo de aceleración para mantener un daño leve.

Tabla 2

Criterio de Daño a los Componentes no Estructurales Sensibles a la Aceleración

Nivel de diseño sismico	Aceleracion (g) de piso en el umbral de daño no estructural			
	Leve	Moderado	importante	completo
Codigo Alto	0.3	0.6	1.2	2.4
Codigo moderado	0.25	0.5	1	2
Codigo bajo	0.2	0.4	0.8	1.6
Pre codigo	0.2	0.4	0.8	1.6

Nota. Adaptado de Hazus-MR4 (p.222), por FEMA ,2003, National Institute of Building Sciences.

2.2. Edificación Esencial

En nuestro caso, nos limitaremos a considerar como edificaciones esenciales, aquellas edificaciones que albergan instalaciones y/o dependencias cuyo funcionamiento en condiciones de emergencia debidas a una crisis sísmica, es crítica y vital para afrontar las consecuencias inherentes del desastre natural. Aquellas que son necesarias para atender la emergencia y preservar la salud, seguridad y atención de la población después de un sismo (Safina, 2002, p. 24).

2.2.1. Clasificación

2.2.1.1. Hospitales, clínicas, ambulatorios y centros de salud.

Las instalaciones de la salud requieren consideraciones especiales en relación con la mitigación debido a sus características de ocupación y al papel que desempeñan durante situaciones de catástrofes en general y de crisis sísmicas en particular, en relación con la preservación de la vida y la salud, especialmente en el diagnóstico y tratamiento de heridas y enfermedades. En caso de desastre, un hospital debe continuar con el tratamiento de los pacientes alojados en sus instalaciones y debe atender a las personas lesionadas por el evento. El edificio, las instalaciones y su dotación, deben permanecer en condiciones de servicio, más aún, si existen pocas alternativas para sustituir su función, ya que los daños de un hospital estratégicamente importante pueden causar una enorme crisis debido a la falta de alternativas en la zona y a la necesidad de atención urgente (Safina, 2002, p. 24).

2.2.1.2. Edificaciones Esenciales en las Normas Sísmicas

“Algunos usos específicos se clasifican de manera diferente en los diversos códigos, sin embargo, prácticamente todos coinciden en destacar a las instalaciones de la salud como el prototipo de las edificaciones esenciales” (Safina, 2002, p. 26).

La Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” indica que, para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla 3, se debería tener consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

Tabla 3

Edificaciones Esenciales

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de *U* es como mínimo 1,5.

Nota. Tomado de Norma E.030 Diseño Sismorresistente (p.13), por SENCICO ,2018, SENCICO.

2.3. Aislamiento Sísmico

El principio del aislamiento sísmico consiste en introducir flexibilidad en la base de una estructura en el plano horizontal, al mismo tiempo que se introducen elementos amortiguadores para restringir la amplitud del movimiento provocado por el terremoto. Las ventajas del aislamiento sísmico incluyen la capacidad de eliminar o reducir muy significativamente los daños estructurales y no estructurales, mejorar la seguridad del contenido del edificio y las fachadas arquitectónicas y reducir las fuerzas sísmicas de

diseño. Estos beneficios potenciales son mayores para las estructuras rígidas fijadas rígidamente al suelo, como edificios de baja y media altura, plantas de energía nuclear, puentes y muchos tipos de equipos (Naeim, 2001, p. 726-727).

2.3.1. Fundamentos del Aislamiento Sísmico

El principio fundamental del aislamiento de la base es modificar la respuesta del edificio para que el suelo pueda moverse debajo del edificio sin transmitir estos movimientos al edificio. En un sistema ideal esta separación sería total. En el mundo real, es necesario que haya algún contacto entre la estructura y el suelo (Kelly, 2001, p. 9).

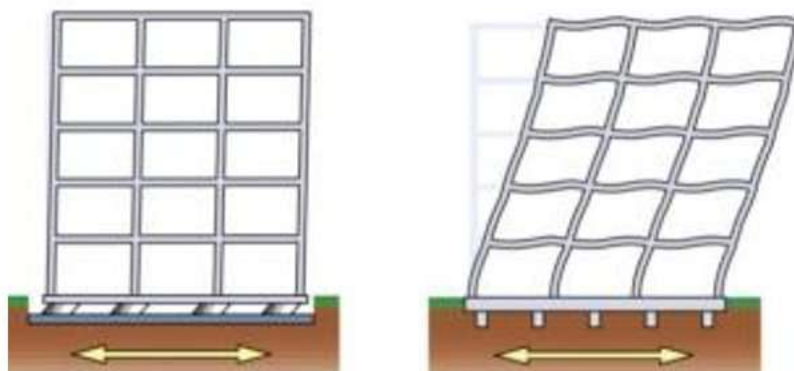
Atributos Dinámicos de un Edificio con un sistema de aislamiento sísmico:

- **Alargamiento del periodo:** La inclusión del sistema de aislamiento sísmico aumenta la flexibilidad horizontal de la estructura, lo que a su vez se traduce en un aumento del periodo de la misma.
- **Menor desplazamiento relativo de entrepiso:** El nivel de aislamiento sísmico, al ser más flexible, absorbe los efectos del sismo, lo que se traduce en una reducción de los desplazamientos relativos de entrepiso en la superestructura.
- **Disminución de aceleraciones:** La reducción de la fuerza sísmica se debe al aumento del periodo de vibración de la estructura, tal como se observa en los espectros de pseudo aceleración de los sismos peruanos.
- **Reducción de las cargas sísmicas de diseño:** La disminución de las aceleraciones sísmicas implica una reducción de las fuerzas de diseño, ya que ambas están directamente relacionadas a través de la masa y el factor de reducción de la fuerza sísmica R .
- **Aumento de la capacidad de amortiguación:** Los dispositivos de aislamiento, como los aisladores elastoméricos y los deslizadores, disipan energía en forma de calor, lo que se traduce en un aumento del amortiguamiento.
- **Diseño de la superestructura en régimen elástico:** Es posible diseñar la estructura para que permanezca en régimen elástico gracias a la disminución de la fuerza lateral de diseño y de las derivas en la superestructura.
- **Incremento en los desplazamientos:** La relación entre el periodo y el desplazamiento en los sismos peruanos explica el aumento del desplazamiento

para periodos cortos. Para periodos largos, el desplazamiento se mantiene constante.

Figura 3

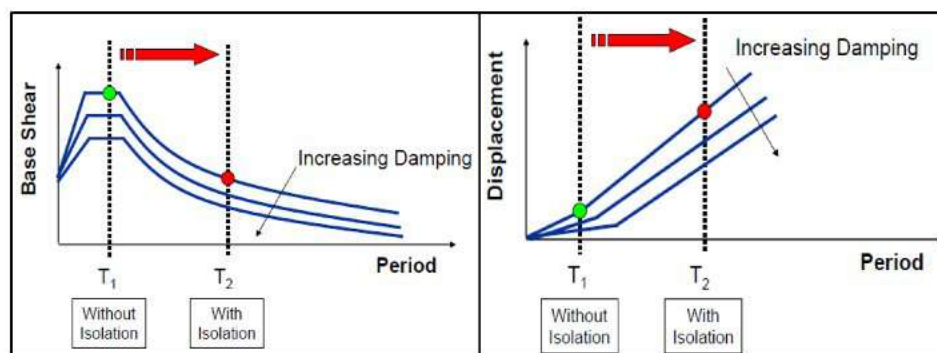
Comparación de Respuesta Sísmica entre un Edificio de base fija y una de base aislada



Nota. Tomado Seismic Protective Systems: Seismic Isolation (p.7), por D.Symans,2009.FEMA 451.

Figura 4

Funciones del Aislamiento Sísmico



Nota. Tomado de The behavior of Multi-Story Buildings Seismically Isolated System Hybrid Isolation (p.3), por A.Barmo et al ,2015,Scientific Research Publishing.

2.3.2. Dispositivos de Aislamiento

El aislamiento sísmico requiere la introducción de un estrato entre la estructura y los cimientos que sea horizontalmente flexible y verticalmente rígido. Este estrato se logra mediante una serie de aisladores fabricados, que se dividen en dos categorías: elastoméricos y deslizantes.

Los aisladores de base elastoméricos utilizan la flexibilidad del caucho para lograr el aislamiento, mientras que los aisladores de base deslizante se basan en la rigidez baja de una estructura que descansa sobre su base sin más conexión que la fricción en la interfaz.

Los dispositivos que buscan lograr una efectiva función de aislamiento sísmico presentan tres características generales. En primer lugar, deben tener una alta rigidez axial y resistencia para soportar cargas verticales, tanto sostenidas como transitorias, sin deformarse excesivamente y comprometer la capacidad de servicio de la estructura. En segundo lugar, deben tener una rigidez horizontal suficientemente baja para que la frecuencia fundamental de la estructura aislada sea menor que la frecuencia predominante de los movimientos esperados del suelo, y se proporcione una separación adecuada entre la frecuencia natural de la superestructura y la de la estructura aislada. En tercer lugar, los dispositivos de aislamiento sísmico deben tener un mecanismo eficaz de disipación de energía para reducir las deformaciones laterales excesivas que podrían causar inestabilidad en los dispositivos de aislamiento y elementos estructurales conectados debido a las fuerzas horizontales y verticales combinadas.

2.3.2.1. Aisladores Elastoméricos.

Este apoyo está compuesto por capas alternadas de goma y placas de acero unidas entre sí por un proceso de vulcanización.

De este modo, la rigidez del apoyo es controlada por el espesor de las capas de goma. Así, mientras más gruesas son estas capas más flexibles es el apoyo en la dirección horizontal. En cambio, la rigidez vertical del apoyo es controlada por la alta rigidez en planta de las placas de acero que inhibe la expansión lateral de la goma que resulta de la presión vertical (Aguar, Almazan, Dechent, & Suarez, 2008, p. 24).

2.3.2.1.1. Tipos de Aisladores Elastoméricos

a) Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento.

Los dispositivos LRD (Low Rubber Damping) consisten de capas alternadas de caucho y acero unidos mediante un proceso llamado vulcanización. En sus extremos están unidos a platinas de acero destinadas al anclaje del dispositivo a la sub y superestructura. Este tipo de dispositivo se caracteriza por los relativamente bajos valores de amortiguamiento efectivo que es capaz de suministrar a la estructura, con valores que oscilan alrededor del 5 %, estos resultan poco significativos para edificios de concreto armado. Si bien es cierto que los dispositivos LRD poseen una buena respuesta al envejecimiento, cambio

de temperatura y son fáciles de modelar, por lo general son necesarios sistemas de amortiguamiento complementarios (Naeim & Kelly, 1999, p. 48).

b) Aisladores elastoméricos de Alto amortiguamiento - High Damping Rubber Bearing (HDRB).

Los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) están hechos con láminas de caucho con aditivos químicos como carbón, aceites, y resinas. Los aditivos permiten incrementar la disipación de energía que se puede representar por un amortiguamiento equivalente del orden de 10-20%. La inclusión de estos aditivos químicos en la goma origina que los dispositivos sean sensibles a los cambios de temperatura y frecuencia, lo que puede originar una reducción de la rigidez y el amortiguamiento (Janampa, 2018, p. 11).

c) Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo – Lead Rubber Bearing (LRB)

Los aisladores de núcleo de plomo (LRB) tienen goma natural y en el centro del aislador posee un núcleo de plomo. El núcleo de plomo permite aumentar la disipación de energía que se puede representar por un amortiguamiento equivalente del orden de 25-30%. Durante el movimiento, el núcleo de plomo fluye y disipa energía en forma de calor. Cuando termina el sismo, el núcleo de plomo se recristaliza y vuelve a las condiciones iniciales para soportar un nuevo sismo (Janampa, 2018, p. 12).

2.3.2.1.2. Modelo Bilineal para Aisladores Elastoméricos.

La curva bilineal queda definida por los siguientes parámetros (fig.5):

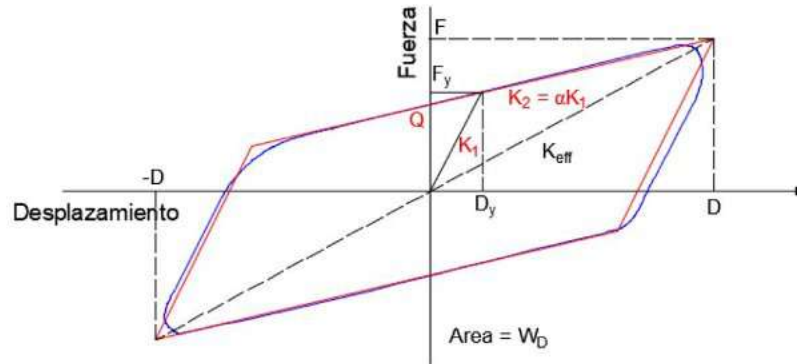
K_1 , K_2 : rigidez inicial y rigidez post fluencia.

F_y , D_y : Fuerza y desplazamiento de fluencia.

Q : Resistencia característica.

Figura 5

Parámetros que Definen el Modelo Bilineal para Aisladores Elastoméricos



Nota. Tomado Seismic Protective Systems: Seismic Isolation (p.35), por D.Symans,2009.FEMA 451.

De los 5 parámetros, solo 3 son independientes ya que entre ellos se pueden plantear las siguientes ecuaciones:

$$F_y = K_1 D_y \quad (2.1)$$

$$F_y = Q + K_2 D_y \quad (2.2)$$

La fuerza máxima y el área encerrada por un ciclo histerético del modelo bilineal se determinan como:

$$F_{max} = F_y + K_2 (D - D_y) \quad (2.3)$$

$$A_b = 4Q(D - D_y) \quad (2.4)$$

Para el modelo elástico la fuerza máxima y el área se determinan por:

$$F_{max} = K_{eff} * D \quad (2.5)$$

$$A = 2\pi\xi K_{eff} D^2 \quad (2.6)$$

2.3.2.2. Aisladores Friccionantes.

Estos aisladores utilizan una superficie de deslizamiento, generalmente de acero inoxidable, sobre la que desliza una placa de acero revestida de Politetra Fluoro Etileno (PTFE), siendo el más usado el "Teflón". La superficie de deslizamiento permite el movimiento horizontal de la estructura de manera independiente al suelo, logrando disipar energía por medio de las fuerzas de rozamiento que se generan durante la acción del sismo. El coeficiente de fricción del aislador depende de la temperatura de trabajo, la presión de contacto, la velocidad de movimiento, el estado de las superficies de contacto

(limpieza, rugosidad, etc.), y el envejecimiento. Estos sistemas requieren mayor mantenimiento y cuidado, ya que cualquier modificación en las superficies deslizantes puede resultar en un coeficiente de fricción distinto al valor adoptado en el diseño (Mendo, 2015, p. 21).

2.3.2.2.1. Tipos de Aisladores Friccionantes.

a) Apoyos deslizantes planos o deslizadores friccionales - Sliding Bearing

Los aisladores deslizantes planos están formados por dos superficies o placas de acero inoxidable pulido espejo y de un material polimérico de baja fricción. La placa superior adherida a la estructura y la placa o superficie inferior unida a la cimentación, que poseen un bajo coeficiente de roce o fricción, permitiendo los movimientos horizontales y resistir las cargas verticales. Estos aisladores deben ser acompañados por dispositivos que tengan capacidad restitutiva (por ejemplo: aisladores HDRB, LDRB o LRB) para regresar la estructura a su posición inicial luego de un sismo (Olivos, 2018, p. 26).

b) Péndulos de fricción - Friction Pendulum System (FPS)

Es un sistema de aislamiento que combina el efecto de deslizamiento con una fuerza restitutiva generada por las cargas de gravedad y la geometría. Consiste en un deslizador conectado a la superestructura que se mueve sobre una superficie cóncava. El movimiento producido en la base debido al sismo producirá un desplazamiento en el deslizador, el cual disipará energía por fricción. Debido a la forma cóncava de la superficie de deslizamiento la fuerza vertical tendrá un componente tangencial impulsará a centrar el sistema.

La forma del deslizador es lenticular esférico, lo cual permite que un área esté en contacto con la superficie cóncava. El deslizador de acero está recubierto con un fluoropolímero de alta resistencia lo que le permite trabajar con presiones cercanas a 500 kg/cm² (Korswagen, Arias, & Huaranga, 2012, p. 13).

2.3.2.2.2. Modelo Bilineal para Aisladores Friccionantes.

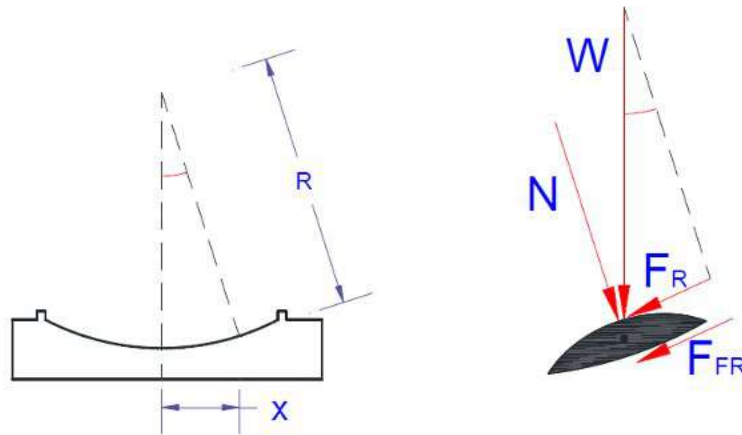
Aunque el modelo bilineal para los deslizadores simples y los aisladores de péndulo simple es esencialmente igual al modelo de los aisladores elastoméricos, los parámetros K_2 y Q se determinan mediante el uso de ecuaciones diferentes. Además, los parámetros F_y , D_y y K_1 no existen como tales en el modelo bilineal para los deslizadores simples y los aisladores de péndulo simple.

En la figura 6 se muestran el radio de curvatura de un dispositivo FPS y las fuerzas que actúan en el cojinete móvil cuando este se mueve hacia la derecha en la posición mostrada. Si W_t es la componente tangencial del peso que recibe el dispositivo (W), entonces W_t se calcula:

$$W_t = W \sin(\theta) \quad (2.7)$$

Figura 6

Diagrama de Equilibrio para un Dispositivo FPS



Nota. Tomado de "Procedimientos de Análisis y Diseño para Edificios Sísmicamente Aislados en el Perú" (p.42), por J. Chumpitaz, 2017. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Además, se plantean las siguientes ecuaciones:

$$N = W \cos \theta \quad (2.8)$$

$$F_{FR} = \mu N \quad (2.9)$$

Donde μ representa el valor del coeficiente de rozamiento cinético promedio entre el cojinete móvil y la superficie curva.

Luego para cualquier posición x del cojinete se cumple:

$$W_t = \frac{W}{R} x(t) \quad (2.10)$$

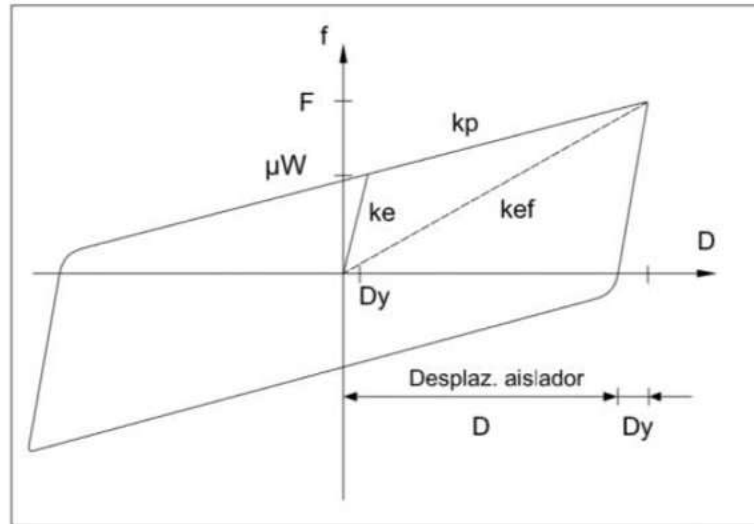
$$F_{FR} = \pm \mu N \quad (2.11)$$

Entonces, la fuerza F asociada al movimiento del cojinete es:

$$F = \frac{W}{R} x(t) \pm \mu W \quad (2.12)$$

Figura 7

Modelo Bilineal de un Dispositivo FPS



Nota. Tomado de Análisis sísmico de Hospital de Quinindé con dos tipos de aisladores (p.141), por R. Aguiar, 2018. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras.

Finalmente, el amortiguamiento efectivo ξ_{eff} se determina a partir del área encerrada en el diagrama de fuerza – desplazamiento.

$$K_{eff} = \frac{\mu W}{D} + \frac{W}{R} \quad (2.13)$$

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} \left(\frac{\mu}{\xi + \frac{D}{R}} \right) \quad (2.14)$$

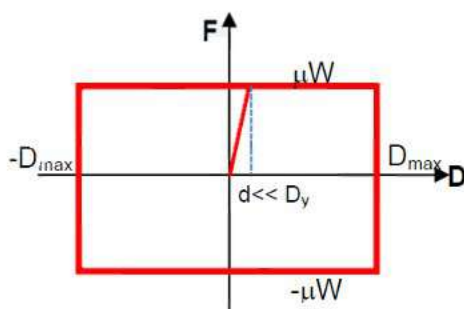
Si el radio de curvatura R es infinito, la rigidez efectiva (K_{eff}) y el amortiguamiento efectivo (ξ_{eff}) para un modelo equivalente lineal elástico al modelo bilineal de un deslizador plano se actualizarían a las ecuaciones (2.15) y (2.16).

$$K_{eff} = \frac{\mu W}{D} \quad (2.15)$$

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} \quad (2.16)$$

Figura 8

Representación del Modelo de un Deslizador Friccional



Nota. Tomado de Protección Sísmica de Edificaciones Hospitalarias Peruanas por Aislamiento Sísmico (p.27), por O. Olivos, 2018.

2.3.3. Modelo Elástico de un Edificio Aislado

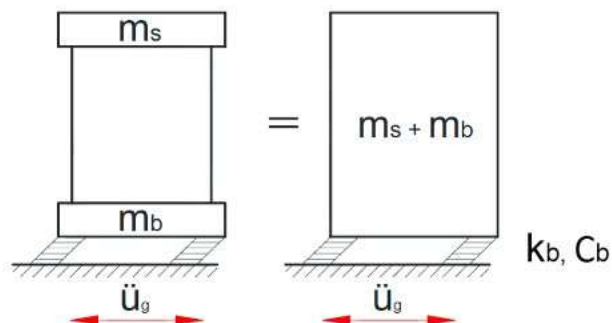
Para analizar el comportamiento del edificio frente a solicitaciones sísmicas, es fundamental conocer sus propiedades dinámicas. En este sentido, el modelo elástico de uno (GDL) es una herramienta útil para predecir las propiedades de los dispositivos de aislamiento sísmico.

2.3.3.1. Modelo Elástico de 1 grado de Libertad

Se propone un modelo reducido de un edificio de un piso en el que se asume que la rigidez de la superestructura es mucho mayor que la rigidez del sistema de aislamiento ($k_s \gg k_b$). Las variables m_s y m_b representan las masas de la superestructura y el sistema de aislamiento, respectivamente, mientras que C_b representa el coeficiente de viscosidad equivalente del sistema de aislamiento.

Figura 9

Modelo de un Grado de Libertad



Donde:

El Periodo efectivo T_b correspondiente al desplazamiento traslacional Según la Norma E.031 es:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{ms + mb}{kb}} \quad (2.17)$$

Y el amortiguamiento de la plataforma de aislamiento C_b es:

$$C_b = \xi_b 2\sqrt{(ms + mb)kb} \quad (2.18)$$

2.3.3.1.1. Desplazamiento del Modelo de 1 GDL.

Con el periodo T_b y la razón de amortiguamiento ξ_b , de acuerdo a la norma E.031 se pueden calcular la pseudo aceleración SaM , el factor de amortiguamiento BM y el desplazamiento traslacional DM .

La pseudo aceleración es:

$$SaM = 1.5ZUCSg \quad (2.19)$$

Donde Z , U y S son los parámetros definidos en la Norma técnica E.030 "Diseño Sismorresistente". Para estructuras aisladas, el factor U es en todos los casos igual 1.

El parámetro C es definido por las siguientes ecuaciones:

$$T < 0.2T_p \quad C = 1 + 7.5\left(\frac{T}{T_p}\right) \quad (2.20)$$

$$0.2T_p < T < T_p \quad C = 2.5 \quad (2.21)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5\left(\frac{T_p}{T}\right) \quad (2.22)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5\left(\frac{T_p T_L}{T^2}\right) \quad (2.23)$$

El desplazamiento traslacional es:

$$DM = \frac{SaM * T_b^2}{4\pi^2 BM} \quad (2.24)$$

El Factor de amortiguamiento BM se extrae de la siguiente tabla 4 dada en la Norma E.031:

Tabla 4*Factor de Amortiguamiento B_M*

Factor de amortiguamiento B_M	
Amortiguamiento Efectivo, β_M (En porcentaje del amortiguamiento crítico) a,b	Factor B_M
≤ 2	0,8
5	1,0
10	1,2
20	1,5
30	1,7
≥ 40	1,9

Nota. Tomado de Norma E.031 Aislamiento Sísmico (p.27), por SENCICO ,2019, SENCICO.

En esta sección se llevó a cabo una revisión de la base teórica del modelo que representa el comportamiento de edificios de base aislada, ya que es importante comprender su dinámica. El modelo de 1 GDL es útil para obtener aproximaciones de resultados mediante cálculos sencillos, y debido a la naturaleza dinámica de los edificios de base aislada, este modelo es suficiente para obtener una buena estimación de resultado.

2.4. Métodos de Análisis Sísmico

2.4.1. Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes:

Para estimar el efecto del sismo sobre una estructura, se puede utilizar el análisis estático, que se basa en representar la acción sísmica con fuerzas horizontales que actúan en los centros de masa de los sistemas de piso. Este método es usualmente utilizado para establecer valores mínimos de desplazamientos y fuerzas por la norma E.031 además se puede utilizar para diseño de una estructura sísmicamente aislada considerando los límites superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento sísmico y que se cumplan con algunas consideraciones tales como:

- La estructura debe estar ubicada en las zonas sísmicas 1 o 2, o zona 3 sobre suelos tipo S1 o S2, o en la zona 4 sobre suelos tipo S1.
- El periodo efectivo de la estructura aislada correspondiente al desplazamiento traslacional, T_m será menor o igual a 5 seg.

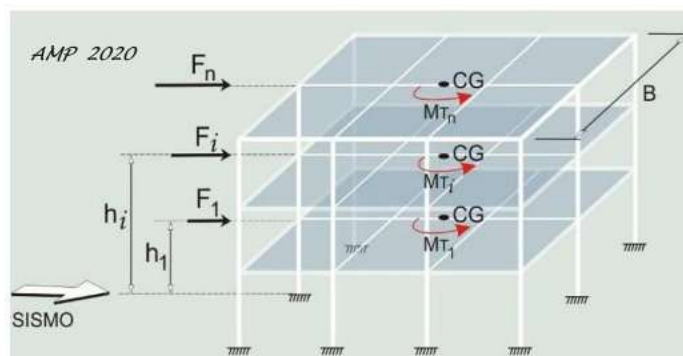
- El amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento sísmico correspondiente al desplazamiento traslacional, βM , debe ser menor o igual al 30 % del amortiguamiento crítico.
- El periodo efectivo T_M debe ser mayor que tres veces el periodo elástico considerada con base fija.
- La estructura sobre la interfaz de aislamiento no debe tener más de 4 pisos ni más de 20 m de altura.

El análisis estático, que se basa en representar la acción sísmica con fuerzas horizontales que actúan en los centros de masa de los sistemas de piso, no permite obtener información sobre la aceleración de piso.

La máxima deriva en la estructura por encima del nivel de base no debe exceder de 0.0035.

Figura 10

Sistema de Fuerza del Método Estático de Análisis



Nota. Tomado de Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente (p.38), por A. Muñoz, 2020. SENCICO.

2.4.2. Análisis dinámico modal espectral:

El análisis modal espectral obtiene la respuesta máxima de la estructura por medio de la separación del sistema en sus formas o modos de vibrar. La aceleración se representa mediante el uso de un espectro de respuesta, mientras que los modos de vibración se determinan a partir de un análisis con vectores Eigen o Ritz.

Debido a que las respuestas espectrales de cada modo ocurren en instantes diferentes y es poco probable que coincidan en el tiempo, se utilizan diversos métodos de combinación de resultados modales como:

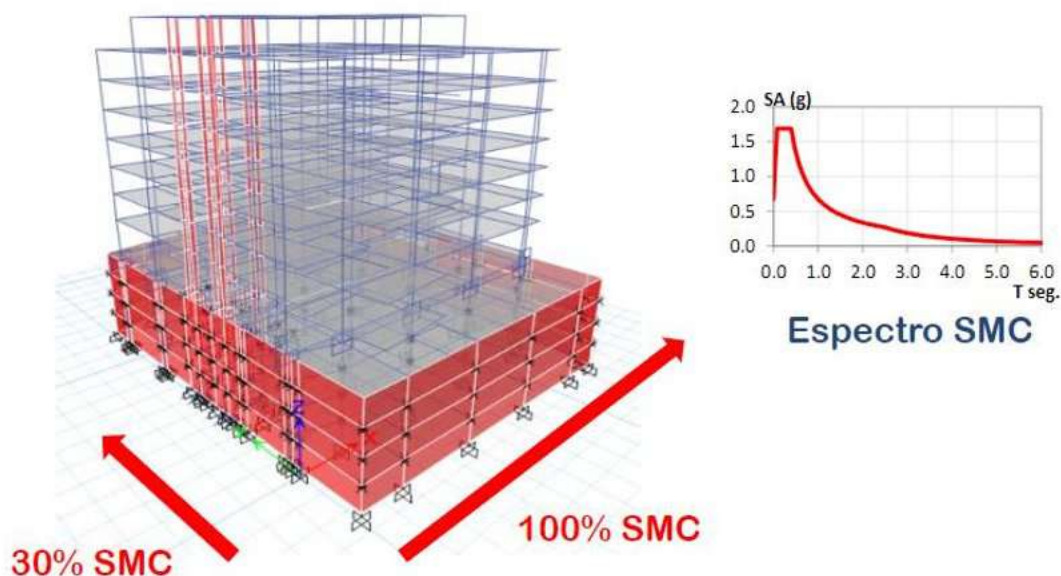
- Método CQC (Complete Quadratic combination): este método tiene en cuenta el acoplamiento estadístico entre modos cercanos causado por el amortiguamiento y es igual al método SRSS si el amortiguamiento es cero en todos los modos.
- Método SRSS (Square Root of the Sum of the Squares), que consiste en obtener la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas espectrales de cada modo. Este método asume que todos los modos son estadísticamente independientes

Vectores Eigen para el análisis modal. - El análisis modal usando vectores Eigen determina los modos libres de la estructura sin amortiguamiento. También son llamados modos naturales, ya que ofrecen una excelente descripción del comportamiento dinámico de la estructura. Aunque es posible usar vectores Eigen como base para resolver análisis espectrales y tiempo historia, se recomienda el uso de vectores Ritz para tales propósitos (Computers and Structures, 2015, p. 208).

Vectores Ritz para el análisis modal. - Los vectores Ritz se utilizan en el análisis modal para reducir los grados de libertad de la estructura y seleccionar únicamente los modos con la mayor probabilidad de ser excitados por alguna carga en específico.

Para aplicar el análisis dinámico modal espectral, la Norma E.031 establece condiciones que deben cumplirse, al igual que en el análisis estático o de fuerzas equivalentes. En este método, el amortiguamiento modal del modo fundamental no debe ser mayor que el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento o 30% del amortiguamiento crítico.

La Norma E.031 establece que en el análisis modal espectral se debe emplear el 100% del espectro en la dirección de análisis y el 30% en la dirección perpendicular. En cada dirección de análisis, el desplazamiento del sistema de aislamiento se calcula como la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales.

Figura 11*Esquema de Porcentajes del Espectro SaM*

Nota. Adaptado de Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente (p.12), por A. Muñoz, 2020. SENCICO.

2.4.3. Análisis no lineal tiempo - Historia:

Para la norma E.031 el análisis no lineal tiempo – historia es permitido en el diseño de cualquier estructura aislada sísmicamente y debe ser necesariamente desarrollado para el diseño de todas las estructuras sísmicamente aisladas que no cumplan con los criterios del análisis modal espectral.

En todos los casos los resultados usados para el diseño de los elementos de la estructura no serán menores que los obtenidos por el análisis dinámico modal espectral.

Este procedimiento se debe desarrollar con un conjunto mínimo de siete pares de registros del movimiento del terreno que deben ser seleccionados y escalados según la norma E.030.

Si el sistema de aislamiento incluye dispositivos de tipo friccionante, es necesario definir una función tipo rampa en el programa de análisis ETABS que aumente lentamente la aceleración desde cero hasta la aceleración de la gravedad con un amortiguamiento del orden del 90% pero menor al 100% para cargar los dispositivos.

Capítulo 3. Diseño Metodológico del Trabajo

3.1. Descripción del tipo de trabajo a realizar

El presente tema de investigación tiene un enfoque mixto del tipo explicativo secuencial la cual según su alcance es una investigación descriptiva y de correlación, según el grado de manipulación de variables es una investigación no experimental y según el tiempo en el que se realiza es una investigación transversal; la investigación consiste en elaborar el diseño estructural de un edificio esencial (Hospital) ubicado en la ciudad de Arequipa con aisladores sísmicos debido a que según la Norma técnica peruana E.030 "Diseño Sismorresistente", las edificaciones esenciales, que se ubican dentro de las zonas sísmicas tres y cuatro, deben ser construidas con aislamiento sísmico conforme a los lineamientos de la norma técnica peruana E.031 "Aislamiento sísmico".

Para ello se plantea diseñar las propiedades de los dispositivos en el sistema de aislamiento sísmico, evaluar la respuesta del edificio ante un sismo máximo considerado (2500 años de periodo de retorno) y desarrollar el diseño en concreto reforzado de los elementos estructurales.

El diseño definitivo se realizará a través de un análisis dinámico no lineal tiempo historia donde se calcularán las máximas respuestas del edificio en términos de derivas, aceleraciones y fuerzas. Por último, se desarrollará el diseño en concreto reforzado de los elementos estructurales y sus correspondientes planos.

Los resultados indicaran que daño tendría el edificio y que este debería ser leve en los elementos estructurales y no estructurales luego del sismo máximo considerado.

3.2. Descripción del universo de estudio, con los integrantes del sistema.

3.2.1. Población:

La población corresponde a las edificaciones de tipo esencial.

3.2.2. Detección de la muestra:

Se utilizo como Muestra no probabilística de tipo intencional tomando como selección a la edificación de tipo esencial un Hospital con los siguientes criterios:

- Edificación con una configuración estructural aporticada de concreto armado.
- Se ha elegido un hospital porque en la Norma Técnica peruana E.030 "Diseño sismorresistente" los establecimientos del sector salud (públicos y

privados) tienen una categoría de tipo edificación esencial y los mismos deben tener un sistema de aislamiento sísmico en la base cuando se encuentre en las zonas sísmicas 4 y 3; la ciudad de Arequipa se encuentra en la zona sísmica 3.

- Ubicada en la Ciudad de Arequipa en Perú porque es la capital y mayor ciudad del departamento de Arequipa, es la segunda ciudad más poblada del Perú después de Lima, alcanzando el año 2017 los 1'381,884 habitantes según proyecciones del INEI, y se constituye como un importante centro industrial y comercial del Perú.

La ciudad de Arequipa se encuentra ubicada en el borde occidental de la región sur del Perú; por lo tanto, ha sido, es y será afectada en el tiempo por sismos de variada magnitud que pueden o no causar daños en superficie.

3.3. Tipo de información requeridas de las fuentes:

Se hará de acuerdo a la técnica de análisis documental oficial como los siguientes documentos:

- Norma E.030 “Diseño sismorresistente”
- Norma E.031 “Aislamiento sísmico”
- Norma E.060 “Concreto Armado”
- 7 pares de Registros sísmicos tomados del Instituto Geofísico del Perú.

3.4. Técnicas e instrumentos

3.4.1. Técnicas para la recopilación de información:

La recolección de información se hará con el uso de la técnica de análisis documental oficial.

3.4.2. Instrumentos para la recopilación de información:

Los instrumentos de la información serán:

- La matriz Documental
- Lista de cotejo

3.5. Procedimiento para la recolección de la información

La información será recolectada a través de dos medios, la que proporcione el software ETABS V16 a partir del cual se modelaran las versiones del edificio a analizar, y así mismo la

proporcionada por el software Seismomatch para poder realizar la técnica del match a los registros sísmicos tomas del Instituto Geofísico del Perú.

3.6. Procesamiento de la información

Para el procesamiento de información se seguirán los siguientes pasos:

- a) Utilización de software Seismomatch para realizar el match de los registros sísmicos.
- b) Utilización de software ETABS V16 para análisis de datos.
- c) Ejecución, análisis descriptivo y visualización de los datos.
- d) Presentación de resultados en tablas.

3.7. Tipo de análisis que se realizara a la información.

Se realizará los siguientes tipos de análisis indicados en la norma E.030 y E.031:

- Análisis Estático
- Análisis Dinámico Modal Espectral
- Análisis Dinámico Tiempo- Historia

Capítulo 4. Diseño del Edificio con Asilamiento Sísmico

En este capítulo se abordarán los siguientes temas: la arquitectura del edificio, la estructuración y predimensionamiento del sistema estructural, el prediseño del sistema de aislamiento, el diseño del sistema de aislamiento y el diseño en concreto armado del sistema estructural.

4.1. Descripción Arquitectónica del edificio

Se ha diseñado un pabellón de hospital en la ciudad de Arequipa, el cual cuenta con cuatro pisos y una altura de entrepiso de 4.25 m y 4.05 m, según los planos de arquitectura. En el primer nivel se encuentran las salas de espera, servicios higiénicos, oficinas y almacenes. En el segundo nivel se encuentra servicios higiénicos, oficinas, laboratorios. En el tercer y cuarto nivel se ubican cuartos de hospitalización médica y cuarto de almacén.

Figura 12

Arquitectura Planta del Segundo Piso



Figura 13

Arquitectura Elevación del Edificio



4.2. Estructuración y predimensionamiento del sistema estructural

La estructuración y predimensionamiento que se definieron son necesarios para prediseñar el sistema de aislamiento, dado que se estiman algunas características, como el peso sísmico y se elabora el modelo tridimensional.

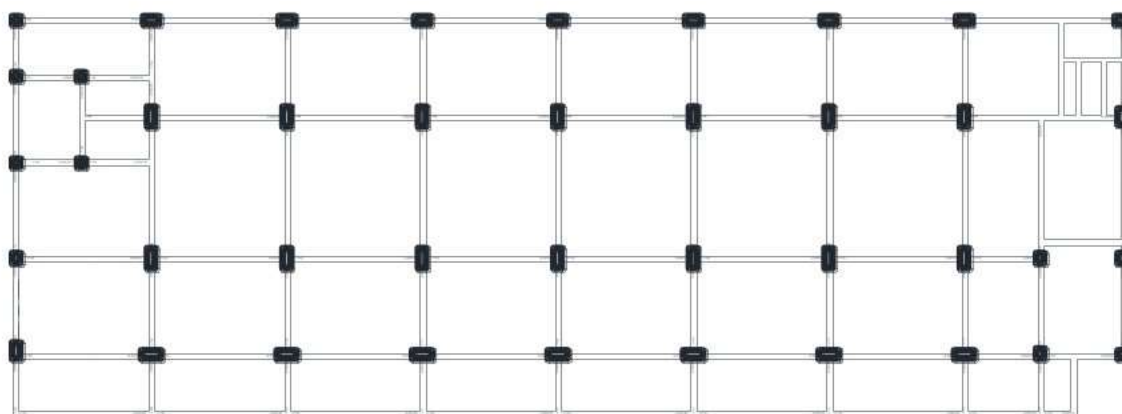
4.2.1. Estructuración

La estructuración se refiere al proceso de definir la forma de la estructura de la edificación y esta debería ser lo más simple y limpia posible para que el análisis sísmico de la estructura se acerque lo más posible a la estructura real; se consideró los siguientes criterios: simplicidad, simetría, una adecuada resistencia y ductilidad, hiperestaticidad, uniformidad y continuidad de la estructura.

El sistema estructural de la edificación califica como de pórticos de concreto armado según la norma E.030.

Figura 14

Estructuración de la Planta Típica del Edificio



4.2.2. Predimensionamiento

El predimensionamiento es fundamental en el diseño de una estructura, ya que permite tener una idea preliminar de las dimensiones que deberán tener los elementos estructurales como: vigas, columnas y losas; estas dimensiones variarán según la magnitud de las cargas indicadas en la Norma E.020 que deban soportar dichos elementos.

4.2.2.1. Predimensionamiento de losas.

Existen diferentes tipos de losas que se utilizan en los edificios, como las losas macizas, nervadas y aligeradas. Las losas de concreto armado tienen la función de servir de separación entre pisos consecutivos de un edificio, y al mismo tiempo, transmitir las cargas hacia los demás elementos estructurales, como las columnas y las vigas.

Además, las losas tienen la función de lograr un comportamiento uniforme en cada piso, de manera que las columnas se deformen una misma cantidad en cada nivel. Las losas aligeradas son las más utilizadas en la construcción debido a que son más livianas y económicas, pero cualquier tipo de losa es eficiente siempre y cuando se especifique el uso que tendrá.

Es importante elegir el tipo de losa adecuado según las cargas que deba soportar y las necesidades específicas de la edificación.

El peralte de las losas aligeradas bidireccionales se pre dimensionaran tomando las consideraciones de la norma E.060 Concreto Armado; indica que el peralte en una losa en dos direcciones, no necesitara ser mayor que:

$$H = Ln \frac{(800 + 0.071fy)}{36000} \quad (4.1)$$

En nuestro proyecto tenemos paños con longitudes 6.90m, según consideraciones luces mayores a 6.00m recomiendan losas en dos direcciones, siendo esto nuestro caso colocamos losa aligerada en dos direcciones de 25 cm de peralte.

Para verificar deflexión reemplazamos a la ecuación de la norma E.060 - 2009:

$$H = 6.90 \frac{(800 + 0.071 * 4200)}{36000} = 0.21 \text{ m}$$

Por lo tanto, no será necesario verificar por deflexión ya que el peralte que estamos tomando es 25 cm.

Para losas macizas podemos estimar el espesor dividiendo el perímetro del paño entre 180 así:

$$h \geq \frac{\text{perimetro}}{180} \quad (4.2)$$

4.2.2.2. Predimensionamiento de vigas.

Las vigas son elementos estructurales que reciben la carga de las losas y las transmiten a otras o a las columnas. También son elementos resistentes a los esfuerzos producidos por las fuerzas horizontales de sismo, y son los elementos que ayudan a proporcionar rigidez lateral.

El peralte y ancho de una viga correspondiente a losas reforzadas en dos direcciones se predimensionaron mediante las siguientes ecuaciones:

El ancho de la viga se calcula:

$$b = \frac{A}{20} \quad (4.3)$$

Y los peraltes se calcularán con:

$$hA = \frac{A}{\alpha}; \quad hB = \frac{B}{\beta} \quad (4.4)$$

Donde:

A= dimensión menor de la losa

B=dimensión mayor de la losa

α y β = coeficientes de la tabla 5

Tabla 5

Coeficientes para el Predimensionado de Viga de una relación A/B

A/B	Sobrecargas (kg/m ²)	α	β
A/B>0.67 o A/B=1	250	13	13
	500	11	11
	750	10	10
	1000	9	9
A/B<0.67	250	13	12
	500	11	11
	750	10	10
	1000	9	9

Nota. Adaptado de Diseño en Concreto Armado (p.88), por R. Morales,2006. Fondo Editorial ICG.

4.2.2.3. Predimensionamiento de Columnas.

Las columnas son elementos verticales que soportan fuerzas de compresión y flexión, encargados de transmitir todas las cargas de la estructura a la cimentación.

Desde el punto de vista sísmico, las columnas forman con las vigas el sistema sismorresistente de la edificación.

Las columnas se predimensionaron con la siguiente ecuación:

$$bD = \frac{P}{nf'c} \quad (4.5)$$

Donde:

D= dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna.

b= la otra dimensión de la sección de la columna.

P=carga total que soporta la columna (ver tabla 6)

n= valor que depende del tipo de columna y se obtiene de la tabla 6

f'c= resistencia del concreto a la compresión.

Pg= carga debido a la gravedad.

Tabla 6

Coeficientes para el predimensionado de Columna

Tipo C1 (primeros pisos)	Columna interior N < 3 pisos	P=1.10 Pg N=0.30
Tipo C1 (para últimos 4 pisos superiores)	Columna interior N<4 pisos	P=1.10 Pg N=0.25
Tipo C2, C3	Columnas extremas de pórticos interiores	P=1.25Pg N=0.25
Tipo C4	Columna de esquina	P=1.50 Pg N=0.20

Nota. Adaptado de Diseño en Concreto Armado (p.89), por R. Morales,2006. Fondo Editorial ICG.

4.3. Prediseño del sistema de aislamiento

A continuación, se detalla el proceso de prediseño de un sistema de aislamiento, explicando los cálculos necesarios mediante propiedades lineales. Además, se describió el desarrollo de un modelo tridimensional de un edificio aislado y se comprobó el cumplimiento de los objetivos de diseño.

4.3.1. Prediseño usando las propiedades lineales

En esta sección se detallan los cálculos de las propiedades lineales del sistema de aislamiento y de los dispositivos, utilizando el modelo elástico equivalente al modelo bilineal.

Este modelo se seleccionó debido a que es simple y conveniente para el prediseño, y estas propiedades son necesarias para la posterior etapa de diseño.

4.3.1.1. Propiedades lineales del sistema de aislamiento

Basándose en el modelo 1 GDL, se llevó a cabo el prediseño de las características lineales. Los supuestos de partida fueron un periodo de base aislada T_b (3.3 s) y un amortiguamiento efectivo ξ_b (15 %). Luego se empleó:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{ms + mb}{kb}} \quad (4.6)$$

Para el cálculo de las propiedades lineales se especificaron los siguientes parámetros sísmicos de acuerdo con la norma E.030. Debido a la ubicación de la edificación en Arequipa, el factor de zona Z fue de 0.35 y localizarse sobre un suelo intermedio el factor de amplificación del suelo S fue de 1.2. (S2). Los valores de T_P y T_L fueron, respectivamente, 0.6 y 2.0 segundos.

Se obtuvo un factor de amplificación sísmica C de 0.28. La Tabla 7 presenta los datos de entrada y los resultados del cálculo para el prediseño del sistema de aislamiento.

Tabla 7

Calculo para el prediseño del Sistema de Aislamiento

Parametro	Valor	Und
Periodo de base fija T_s	0.804	seg
Periodo de base aislada T_b	3.3	seg
Amortiguamiento efectivo	0.15	
Masa sísmica superes. M_s	452.78	tonf.s2/m
Masa sísmica de la plata M_b	144.91	tonf.s2/m
Rigidez del sistema de ais K_b	2166.74	tonf/m
Amortiguamiento de Sis.Ais C_b	341.40	tonf.s/m

Se calcularon las respuestas espectrales a partir de los parámetros sísmicos, del periodo Tb y del amortiguamiento ξb . Los resultados se presentan en la Tabla 8.

Tabla 8

Respuestas Espectrales en el Prediseño del Sistema de Aislamiento

Parametro	Valor	Und
Pseudo aceleracion SaM	1.63	m/s ²
Factor de amortiguamiento Bm	1.35	
Desplazamiento DM	0.333	m

Una vez obtenidas las propiedades lineales del sistema de aislamiento y las respuestas espectrales, se procedió a calcular las propiedades lineales de los deslizadores planos.

4.3.1.2. Propiedades lineales de los deslizadores planos.

En esta sección se explican los cálculos de la rigidez lateral total de los deslizadores planos Kd , que se realizaron con la ecuación (4.7) en función del peso sísmico total que llega a los dispositivos W , el coeficiente de fricción dinámico μ y el desplazamiento DM . La rigidez lateral de cada deslizador kd se calculó dividiendo la rigidez total Kd por el número de deslizadores Nd .

$$Kd = \frac{\mu W}{DM} \quad (4.7)$$

$$kd = \frac{Kd}{Nd} \quad (4.8)$$

Se procedió a calcular la razón de amortiguamiento ξd con la ecuación (4.9), el amortiguamiento total de los deslizadores Cd con la ecuación (4.10) y el amortiguamiento de cada deslizador, que se obtuvo dividiendo el amortiguamiento total por el número de deslizadores Nd .

$$\xi d = \frac{2}{\pi} \quad (4.9)$$

$$Cd = \xi d \frac{Tb}{\pi} Kd \quad (4.10)$$

$$cd = \frac{Cd}{Nd} \quad (4.11)$$

Tomando en cuenta un coeficiente de fricción basado en valores comerciales entre el 1 y el 13 %, se obtuvieron los pesos sísmicos del edificio con base aislada mediante un modelo tridimensional.

Tabla 9

Calculo para el Prediseño de Propiedades Lineales de los Deslizadores Planos

Parametro	Valor	Und
Coeficiente de friccion u	0.01	
Peso sismico total W	2576.64	tonf
Desplazamiento maximo Xmax	0.33	m
Rigidez lateral Total Kd	77.29	tonf/m
Numero de deslizadores Nd	10	
Rigidez lateral kd	7.73	tonf/m
Razon de amortiguamiento efec	0.64	
Amortiguamiento total Cd	51.68	tonf.s/m
Amortiguamiento efectivo cd	5.17	tonf.s/m

Se determinaron las propiedades de los aisladores elastoméricos restando las propiedades de los deslizadores del sistema de aislamiento a las propiedades lineales del mismo.

4.3.1.3. Propiedades lineales de los aisladores elastoméricos.

Para calcular la rigidez lateral de los aisladores elastoméricos, se resta la rigidez total de los deslizadores de la rigidez total del sistema de aislamiento, como se indica en la ecuación (4.12). Luego, se divide la rigidez lateral total obtenida entre el número de dispositivos para obtener la rigidez lateral de cada aislador elastomérico, según la ecuación (4.13). El procedimiento es similar para el cálculo del amortiguamiento, utilizando las ecuaciones (4.14) y (4.15).

$$K_e = K_b - K_d \quad (4.12)$$

$$k_e = \frac{K_e}{N_e} \quad (4.13)$$

$$C_e = C_b - C_d \quad (4.14)$$

$$c_e = \frac{C_e}{N_e} \quad (4.15)$$

Tabla 10*Resultados del Prediseño de Propiedades Lineales de los Aisladores Elastoméricos*

Parametro	valor	Und
Rigidez lateral total K_e	2089.46	tonf/m
Numero de aisladores N_e	31	
Rigidez lateral k_e	67.40	tonf/m
Amortiguamiento total C_e	289.72	tonf.s/m
Amortiguamiento efectivo c_e	9.35	tonf.s/m

Se incorporaron las propiedades lineales de los deslizadores y de los aisladores elastoméricos al modelo tridimensional del edificio aislado.

4.3.2. Modelo tridimensional del edificio aislado

Se utilizó el modelo del edificio de base fija como base para realizar el modelo tridimensional del edificio aislado, ya que este modelo permite conocer el periodo y peso de la superestructura y el peso de la subestructura.

4.3.2.1. Modelo tridimensional del edificio con base fija.

El modelo tridimensional del edificio con base fija se elaboró utilizando el programa ETABS 2016, teniendo en cuenta la estructuración y predimensionamiento definidos en la sección 4.2.2. La plataforma de aislamiento se encuentra en el nivel cero y está compuesta por vigas de rigidez, capiteles y losas. Para este modelo de base fija se supone las columnas conectadas en su base a las vigas del sistema de aislamiento en un nudo al que puede suponerse simplemente apoyado en el suelo. La Figura 15 muestra una vista en planta del piso típico del edificio, mientras que la Figura 16 muestra una vista 3D del modelo tridimensional del edificio con base fija.

Tabla 11

Periodos de Vibración y la Razón de la masa participante en el Modelo sin excentricidad accidental

Modo	Periodo (s)	Ux	Uy	Uz
1	0.804	0.85	0.00	0.00
2	0.773	0.02	0.03	0.78
3	0.726	0.00	0.80	0.03

El período de base fija T_s de 0.804 s se obtuvo de la Tabla N°10. Por otro lado, la estructura que se está diseñando (el pabellón del hospital) entra dentro de la categoría A1 de edificios esenciales según la definición de la norma E.030. El peso sísmico de un edificio de categoría A o B se calcula sumando el 50% de la carga viva a la carga muerta.

Tabla 12

Masa Sísmica de la Superestructura y de la Plataforma de Aislamiento

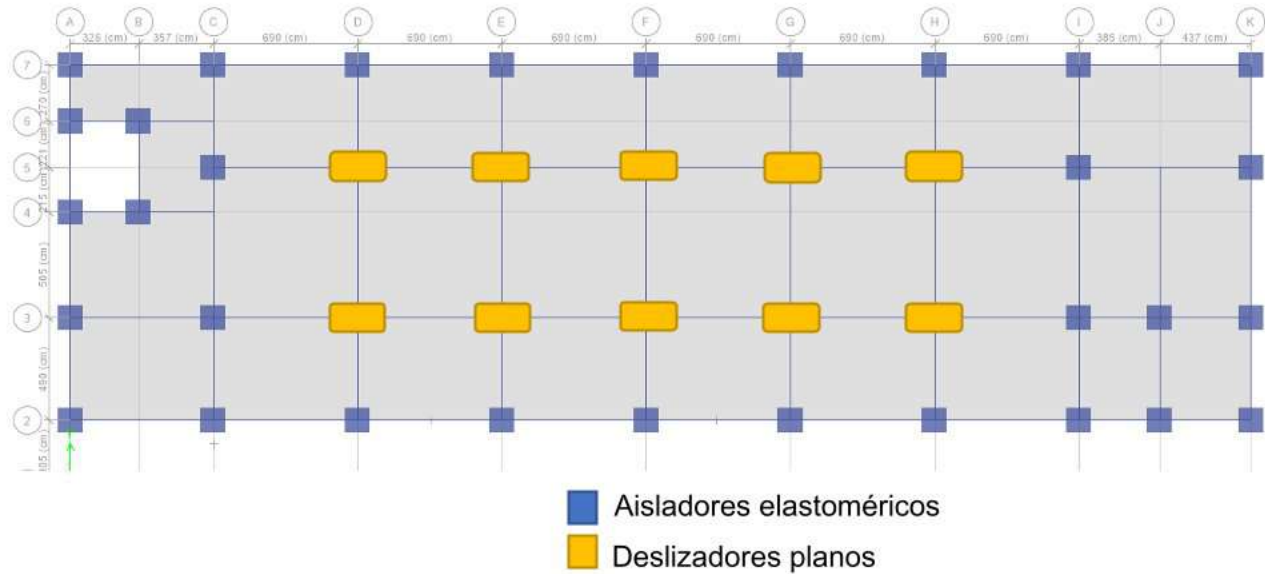
Estructura	Pesos sísmico (tonf)	Masa sísmica (tonf.s ² /m)
Superestructura	4441.74	452.78
Plataforma	1421.60	144.91
Total	5863.33	597.69

4.3.2.2. Modelo tridimensional del edificio de base aislada.

El uso de un sistema de aislamiento que combina aisladores elastoméricos y deslizadores planos presenta dos ventajas: aumenta la flexibilidad del sistema de aislamiento y reduce el costo total del mismo, ya que los deslizadores son más económicos que los aisladores elastoméricos. La Figura 17 muestra la distribución de los aisladores y los deslizadores planos. En total, se utilizaron 31 aisladores elastoméricos y 10 deslizadores planos.

Figura 17

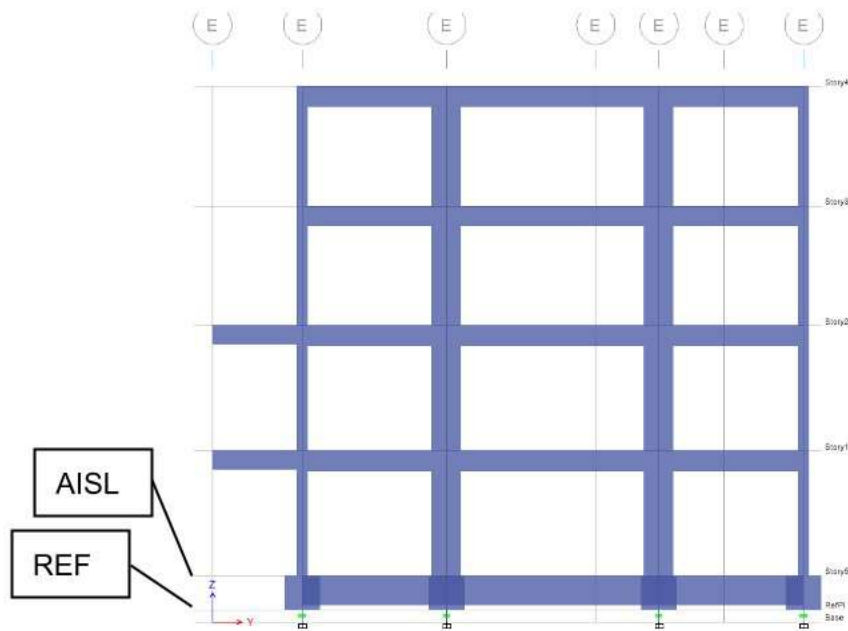
Vista en Planta de la Distribución de Aisladores en la Plataforma de Aislamiento



Los elementos de tipo link se colocaron bajo los capiteles para simbolizar los aisladores en el modelo de base aislada, a diferencia del modelo de base fija. En la figura 18 se observa una vista en elevación del eje E del modelo tridimensional.

Figura 18

Vista de la Elevación del eje E del Modelo Tridimensional

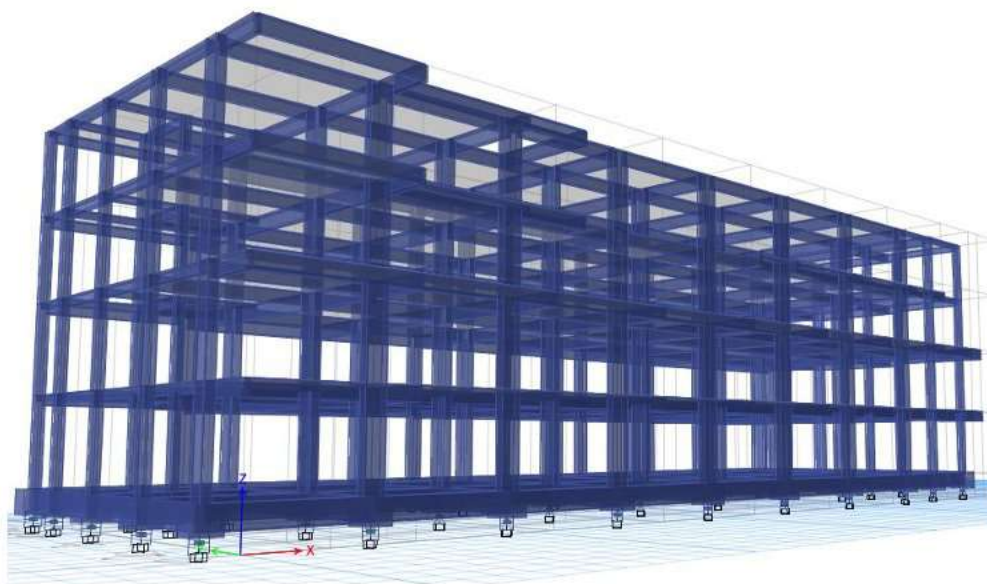


La figura 18 ilustra la adición del nivel "AISL" al modelo de base fija y al plano de referencia REF. La base está a -1,55 m, y el plano de referencia se sitúa a -1,15 m. La altura aproximada de los elementos link se muestra por la diferencia de 0,40 m.

En la figura 19 se ve una imagen 3D del modelo estructural con una base aislada.

Figura 19

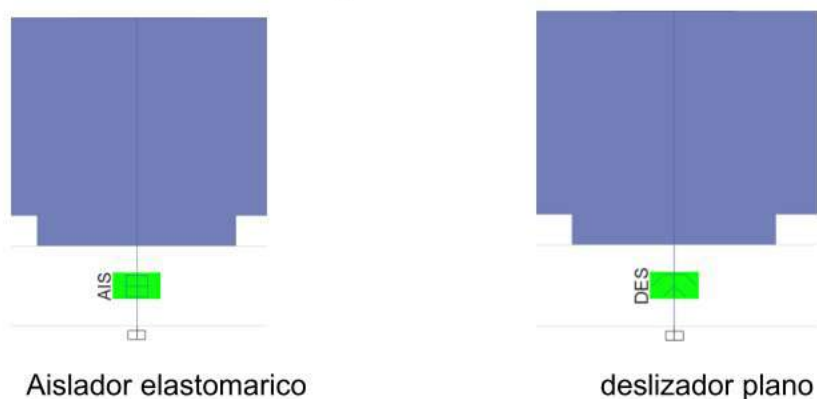
Vista 3D del Modelo Tridimensional del Edificio con Base Aislada



La columna de la plataforma de aislamiento rígida de aislamiento está encima de los elementos tipo link. En la figura 20 se muestra una vista de cerca de los elementos tipo link del modelo. Se pueden asignar propiedades a los link para los diversos tipos de dispositivos de protección sísmica que proporciona el programa ETABS y que son accesibles en el mercado. Los links tipo Rubber isolator y Friction Isolator, se utilizaron para el aislador de goma y el deslizador plano, respectivamente.

Figura 20

Acercamiento de los Elementos tipo Link en el modelo Tridimensional



Trabajamos en la dirección lateral con las propiedades lineales (rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo) y las propiedades no lineales (rigidez inicial, fuerza de fluencia y ratio de rigidez posfluencia) para los aisladores elastoméricos.

Trabajamos en la dirección lateral con las propiedades lineales (rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo) y las propiedades no lineales (rigidez inicial, coeficiente de fricción y parámetro de velocidad) para los deslizadores de fricción.

4.4. Diseño del sistema de aislamiento

En esta sección se detalla el proceso utilizado para diseñar el sistema de aislamiento sísmico del edificio. Se explica cómo se calculan las propiedades no lineales que reflejan el comportamiento real del sistema, se presentan los criterios para modificar estas propiedades y se muestran los resultados del análisis no lineal Tiempo-Historia, que se utilizó para verificar las derivas y aceleraciones. También se describen las consideraciones que se tuvieron en cuenta para el diseño del sistema estructural en concreto armado, con el objetivo de garantizar la seguridad y estabilidad del edificio ante posibles eventos sísmicos.

4.4.1. Cálculo de propiedades no lineales

La rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo del prediseño se utilizaron para calcular las características no lineales. El cálculo produce un modelo bilineal con un comportamiento constitutivo que vincula el desplazamiento con la fuerza de cortante.

Se inició el proceso calculando las propiedades no lineales del sistema de aislamiento y, a continuación, se calcularon las propiedades no lineales de los dispositivos.

4.4.1.1. Propiedades no lineales del sistema de aislamiento.

Se optó por el modelo bilineal de los aisladores elastoméricos para modelar el comportamiento constitutivo del sistema de aislamiento, ya que estos aisladores son los que rigen el sistema. Las propiedades no lineales del sistema de aislamiento se calcularon a partir de las propiedades definidas en el prediseño.

Para este propósito se debe primero calcular el valor del desplazamiento de fluencia D_y por lo que de las ecuaciones del modelo bilineal para aisladores elastoméricos y relacionando las pendientes K_1 y K_2 a través de un coeficiente α que es un valor en un rango definido por cada fabricante, generalmente α está entre 7 y 15, en nuestro caso asumiremos un valor de 10 para α teniendo así:

$$K_1 = \alpha K_2 \quad (4.16)$$

Igualando (2.3) con (2.5) y (2.4) con (2.6) tendremos:

$$K_{eff} D = K_1 D_y + K_2 (D_M - D_y) \quad (4.17)$$

$$2\pi\xi K_{eff} D_M^2 = 4Q (D_M - D_y) \quad (4.18)$$

Reemplazando (4.16) en (4.17):

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

O,

$$K_2 = \frac{K_{eff} D_M}{D_M + (\alpha - 1) D_y} \quad (4.19)$$

De (2.2):

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

$$Q = D_y K_2 (\alpha - 1) \quad (4.20)$$

Reemplazando (4.19) en (4.2):

$$Q = \frac{D_y K_{eff} D_M (\alpha - 1)}{D_M + (\alpha - 1) D_y} \quad (4.21)$$

Finalmente sustituyendo (4.21) en (4.18):

$$2\pi K_{eff} D_M^2 = \frac{4D_y K_{eff} D_M (\alpha - 1)}{D_M + (\alpha - 1)D_y} (D - D_y)$$

De donde:

$$2\pi \xi D - \frac{4D_y (\alpha - 1) (D_M - D_y)}{D_M + (\alpha - 1)D_y} = 0 \quad (4.22)$$

Las ecuaciones para hallar la rigidez posfluencia $K2$, la rigidez inicial $K1$, la fuerza de fluencia F_y , la fuerza máxima F_{max} , la fuerza característica Q y el área del diagrama de histéresis A en el modelo bilineal del sistema de aislamiento se basan en relaciones geométricas y pueden ser expresadas de la siguiente manera:

$$K2 = \frac{K_b D_M}{D_M + (\alpha - 1)D_y} \quad (4.23)$$

$$K1 = \alpha K2 \quad (4.24)$$

$$F_y = K1 D_y \quad (4.25)$$

$$F_{max} = F_y + K2 (D_M - D_y) \quad (4.26)$$

$$Q = \frac{2\pi \xi_b K_b D_M^2}{4(D_M - D_y)} \quad (4.27)$$

$$A = 2\pi \xi_b K_b D_M^2 \quad (4.28)$$

Se presentan los valores de las propiedades no lineales del sistema de aislamiento en la tabla 13:

Tabla 13

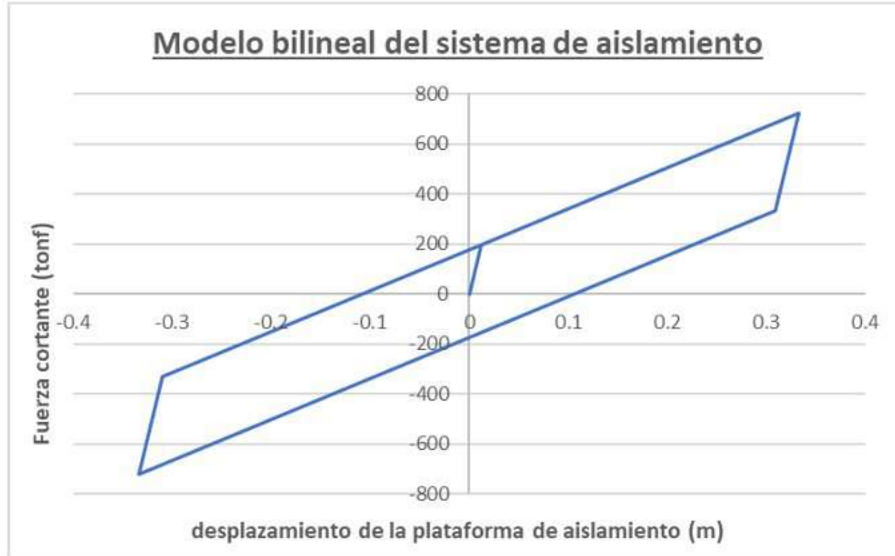
Propiedades no Lineales del Sistema de Aislamiento

Parametro	valor	Und
Desplazamiento maximo Dm	0.333	m
Relacion de rigideces alfa (asumido)	10	
Razon de amortiguamiento	0.15	
Rigidez del sistema de aislamiento Kb	2166.74	tonf/m
Desplazamiento de fluencia Dy	0.0120	m
Rigidez postfluencia K2	1637.18	tonf/m
Rigidez inicial K1	16371.84	tonf/m
Fuerza de fluencia Fy	196.17	tonf
Fuerza Fmax	722.37	tonf
Resistencia caracteristica Q	176.55	tonf
Area de la curva de histeresis A	226.98	tonf.m

En la figura 21 se presenta el modelo bilineal del sistema de aislamiento.

Figura 21

Modelo Bilineal del Sistema de Aislamiento



La suma de los modelos bilineales de los dispositivos permite obtener el modelo bilineal del sistema de aislamiento y, por lo tanto, definir su comportamiento constitutivo por lo que se puede definir el modelo bilineal de los dispositivos.

4.4.1.2. Propiedades no lineales de los deslizadores planos.

Se tomó como valor dentro del rango comercial de 200 a 1005 tonf/m la rigidez inicial del deslizador plano K1. La fuerza de fluencia F_y se calcula mediante la ecuación (4.30).

$$K1 = 1000 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad (4.29)$$

$$F_y = \frac{\mu W}{Nd} \quad (4.30)$$

Debido a que no hay pendiente en el tramo inelástico del modelo bilineal de los deslizadores planos, la fuerza máxima $F_{\max}$ es igual a la fuerza de fluencia F_y y el amortiguamiento es constante.

$$F_{\max} = F_y \quad (4.31)$$

$$\xi = \frac{2}{\pi} \quad (4.32)$$

4.4.1.3. Propiedades no lineales de los aisladores elastoméricos.

La fuerza de fluencia del sistema de aislamiento $F_{y_{sis}}$ debe ser igual a la suma de las fuerzas de fluencia de los deslizadores planos F_{y_d} y de los aisladores elastoméricos F_{y_e} . Este principio también se aplica a las fuerzas máximas. Por lo que de esta manera se puede obtener tanto la fuerza de fluencia F_{y_e} y la fuerza máxima F_{max_e} de los aisladores elastoméricos con las ecuaciones (4.33) y (4.34) respectivamente.

$$F_{y_{sis}} = F_{y_d}N_d + F_{y_e}N_e \quad (4.33)$$

$$F_{y_{max_{sis}}} = F_{max_d}N_d + F_{max_e}N_e \quad (4.34)$$

Luego se puede obtener el valor de la rigidez postfluencia (K_2), la rigidez inicial (K_1), la resistencia característica (q), el área de la curva de histéresis (A) y la razón de amortiguamiento ξ para los aisladores elastoméricos mediante las siguientes ecuaciones:

$$K_2 = \frac{F_{max_e} - F_{y_e}}{D_M - D_y} \quad (4.35)$$

$$K_1 = \frac{F_{y_e}}{D_y} \quad (4.36)$$

$$\alpha = \frac{K_1}{K_2} \quad (4.37)$$

$$q = F_{y_e} - K_2 D_y \quad (4.38)$$

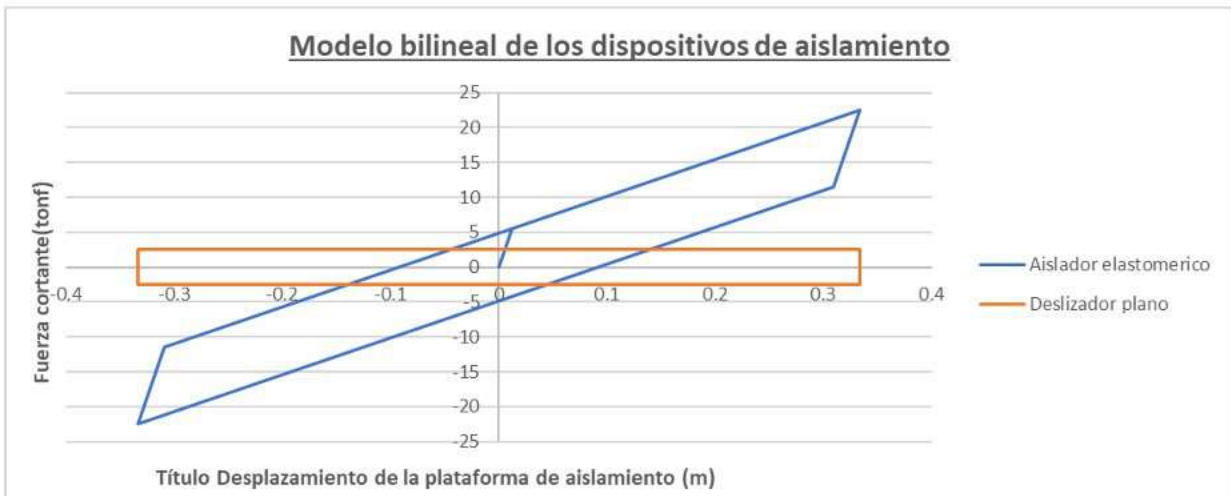
$$A = 4q(D_M - D_y) \quad (4.39)$$

$$\xi = \frac{A}{2\pi K_e D_M^2} \quad (4.40)$$

Tabla 14*Propiedades no Lineales para los Dispositivos*

Dispositivo	Parametro	valor	Und
Deslizadores planos	Rigidez inicial K1 (asumido)	1000	tonf/m
	Fuerza de fluencia fy	2.58	tonf
	Fuerza maxima fmax	2.58	tonf
	Coeficiente de friccion u	0.01	
	Razon de amortiguamiento	0.64	
Aisladores elastomericos	Fuerza de fluencia fy	5.50	tonf
	Fuerza maxima fmax	22.47	tonf
	Rigidez postfluencia k2	52.81	tonf/m
	Rigidez inicial k1	458.76	tonf/m
	Relacion alfa	8.69	
	Resistencia caracteristica q	4.86	tonf
	Area de la curva de histeresis A	6.25	tonf.m
	Razon de amortiguamiento	0.13	

El modelo de cada dispositivo se presenta en la Figura 22, el cual fue construido con las propiedades calculadas en la Tabla 14.

Figura 22*Modelo Bilineal de los Dispositivos*

4.4.1.4. Propiedades no lineales de los dispositivos en el modelo tridimensional.

Para el deslizador plano, se ingresaron al modelo tridimensional propiedades no lineales en la dirección axial y lateral. En la dirección axial, se asumió una rigidez de 500,000 tonf/m y un amortiguamiento nulo debido a la alta rigidez axial por lo prácticamente no hay disipación de energía. En la dirección lateral, se utilizaron los resultados de la Tabla 15, junto con el radio neto del péndulo con un valor de 0 (deslizador plano) y un parámetro de velocidad de 10 s/m. Se asumió un valor de 10 s/m, lo que equivale a una velocidad del deslizador de 100 mm/s. La Figura 22 muestra el modelo resultante para cada dispositivo construido con estas propiedades que serán ingresadas al modelo tridimensional.

Tabla 15

Propiedades no Lineales del Deslizador Plano para el Modelo Tridimensional

Direccion	Parametro	valor	und
Axial	Rigidez	500000	tonf/m
	Coeficiente de amortiguamiento	0	tonf.s/m
Lateral	Rigidez inicial k1	1000	tonf/m
	coeficiente de friccion	0.01	
	Parametro de velocidad	10	seg/m
	Ratio de pendulo neto	0	m

En el modelo tridimensional para el aislador elastomérico, se ingresaron propiedades no lineales únicamente en la dirección lateral. Esto se debe a que el mecanismo del aislador elastomérico no requiere una fuerza axial para accionar los desplazamientos laterales, a diferencia del deslizador plano.

Tabla 16

Propiedades no Lineales del Aislador Elastomérico para el Modelo Tridimensional

Parametro	valor	und
Rigidez inicial k1	458.76	tonf/m
Fuerza de fluencia fy	5.50	tonf
Razon de rigidez postfluencia 1/alfa	0.115	

En el modelo tridimensional, se consideró un amortiguamiento modal del 0% para los tres primeros modos fundamentales, ya que el amortiguamiento está representado en los ciclos

de histéresis. Para el resto de los modos, se consideró el amortiguamiento modal inherente del 5%.

4.4.2. Modificación de las propiedades no lineales

El diseño de estructuras con aislamiento sísmico debe considerar las incertidumbres en las propiedades reales de los aisladores a lo largo de su vida útil, como el calentamiento por el movimiento dinámico cíclico, la velocidad de carga, la degradación de las propiedades mecánicas, la variabilidad de las propiedades de producción, la temperatura, el envejecimiento, la exposición ambiental y la contaminación. Para tener en cuenta estas variaciones, se utilizan factores de modificación máximos y mínimos (λ) para cada tipo de aislador en los parámetros nominales de diseño.

Tabla 17

Factores de Modificación Máximo y Mínimos para Fabricantes Calificados

Característica del dispositivo	Propiedad	minimo	maximo
Aislador de caucho con nucleo de plomo	k2 o kd	0.8	1.3
	Q o qd	0.8	1.5
Interfaz sin lubricacion	u o Qd	0.8	1.6

La Tabla 18 presenta las propiedades no lineales ajustadas con los factores de modificación máximos y mínimos correspondientes a los deslizadores planos.

Tabla 18

Propiedades No Lineales Modificadas de los Deslizadores Planos

Propiedad	minimo	Nominal	maximo	und
Rigidez inicial k1	1000	1000	1000	tonf/m
Fuerza de fluencia fy	2.06	2.58	4.12	tonf
Fuerza maxima fmax	2.06	2.58	4.12	tonf
coeficiente de friccion u	0.008	0.01	0.016	

La Tabla 19 muestra las propiedades no lineales ajustadas con los factores correspondientes a los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

Tabla 19

Propiedades no Lineales Modificadas de los Aisladores Elastoméricos

Propiedad	minimo	Nominal	maximo	und
Rigidez inicial k1	367.00	458.76	596.38	tonf/m
Rigidez postfluencia k2	42.25	52.81	68.66	tonf/m
Relacion alfa	8.69	8.69	8.69	
Fuerza de fluencia fy	4.40	5.50	8.25	tonf
Fuerza maxima fmax	17.38	21.03	27.36	tonf
Resistencia característica q	3.89	4.86	7.30	tonf
Razon de rigidez postfluencia 1/alfa	0.115	0.115	0.115	
Desplazamiento de fluencia Dy	0.012	0.012	0.014	m

El modelo para cada dispositivo se presenta en la Figura 23 y 24, los cuales fueron contruidos con las propiedades calculadas en las Tablas 18 y 19.

Figura 23

Modelo Bilineal del Deslizador Plano con Propiedades Modificadas

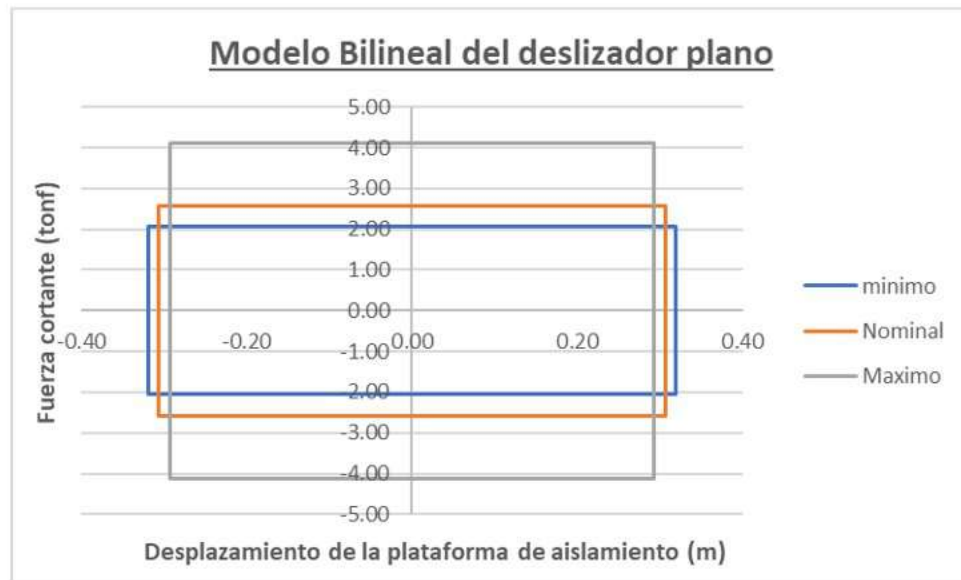
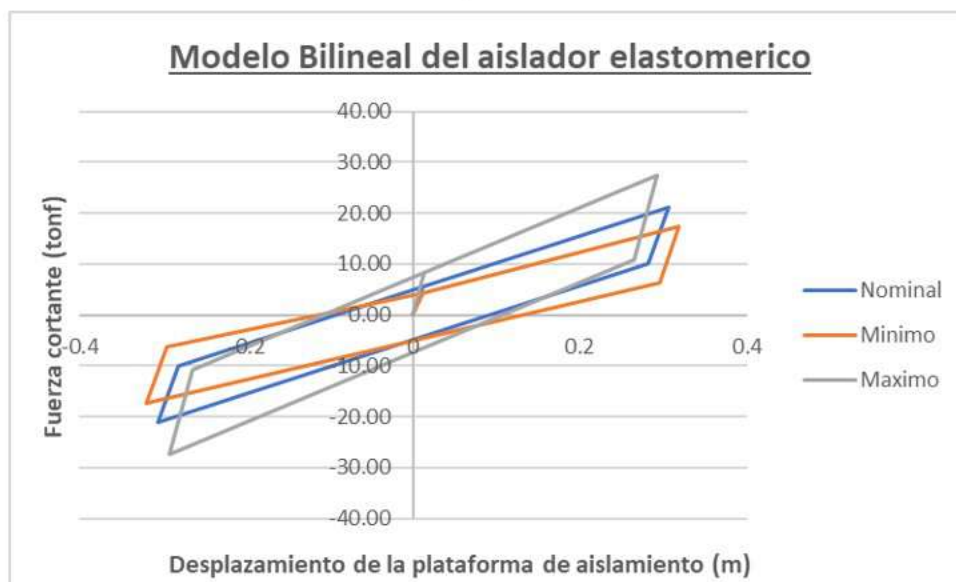


Figura 24

Modelo Bilineal del Aislador Elastomérico con Propiedades Modificadas



4.4.3. Análisis no Lineal Tiempo-Historia

De acuerdo con las especificaciones de la Norma de Aislamiento Sísmico E.031, la sollicitación sísmica en el análisis no lineal Tiempo-Historia se llevó a cabo utilizando siete pares de registros sísmicos, cada uno con dos componentes horizontales. Se eligieron los siete sismos listados en la Tabla 20, cuyas magnitudes, mecanismos de fuente (eventos de subducción con foco superficial) y condiciones locales de suelo sean consistentes con el SMC para el sitio.

Utilizando el programa SeismoSignal 2016, se realizó la corrección de la línea de base y el filtrado de frecuencias a los datos de cada componente. Cuando el eje de referencia para la posición inicial está desfasado con el eje cero, la corrección de la línea de base es importante. Mediante el filtrado de frecuencias, se pueden eliminar las frecuencias fuera de la banda de frecuencia deseada. Posteriormente el PGA de cada componente se escaló al PGA del Espectro de la Norma E.031, de 0.525 g correspondiente a la ubicación de la edificación (Arequipa-Perú).

A continuación, se utilizó el programa SeismoMatch 2016 para compatibilizar los espectros de cada registro sísmico con el espectro de la Norma E.031.

Las amplitudes de los registros se han escalado para garantizar que el valor promedio del espectro SRSS de cada registro no sea inferior al valor del espectro de la Norma E.031 y se encuentren entre 0.2 y 1.25 de los periodos fundamentales que considera los límites mayor y menor de las propiedades de los dispositivos respectivamente.

El espectro de pseudo aceleraciones se calculó como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados por separado con una amortiguación del 5%.

Se escalo cada par de componentes para que el espectro de respuesta tome en la dirección de análisis un valor que no sea menor al 90% del espectro de diseño de la Norma E.031.

Tabla 20

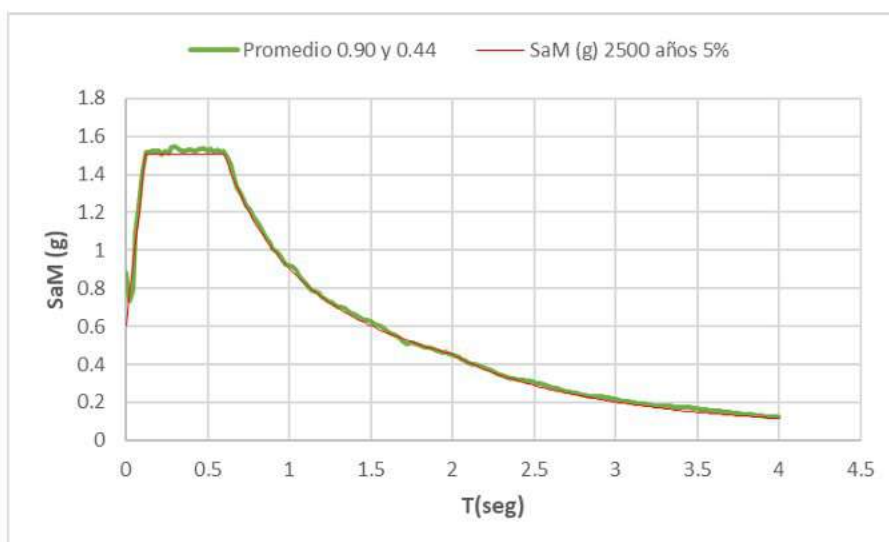
Datos de los Registros Sísmicos

	Arequipa 2005		Arequipa 2007		Caraveli 2018		Moquegua 2001		Lima 2011		Lima 1966		Moyobamba 2005	
dt(s)	0.005		0.005		0.01		0.01		0.005		0.02		0.005	
Duración (s)	176		156.995		120.01		198.91		150.995		65.64		27.195	
Nro Datos	35201		31400		12001		19892		30200		3283		5440	
Dirección	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS
PGA (g)	0.08	0.07	0.06	0.10	0.26	0.25	0.30	0.22	0.15	0.11	0.18	0.27	0.13	0.11
Magnitud	7.2 ML		7.0 ML		7.1 ML		6.9 mb		6.9 Mw		8.1 Mw		7.0 ML	
SRSS	0.9	0.44	0.9	0.44	0.9	0.44	0.9	0.44	0.9	0.44	0.9	0.44	0.9	0.44

La Figura 25 compara el espectro de pseudo-aceleración SaM de la Norma E.031 con el espectro promedio (SRSS) de los siete sismos.

Figura 25

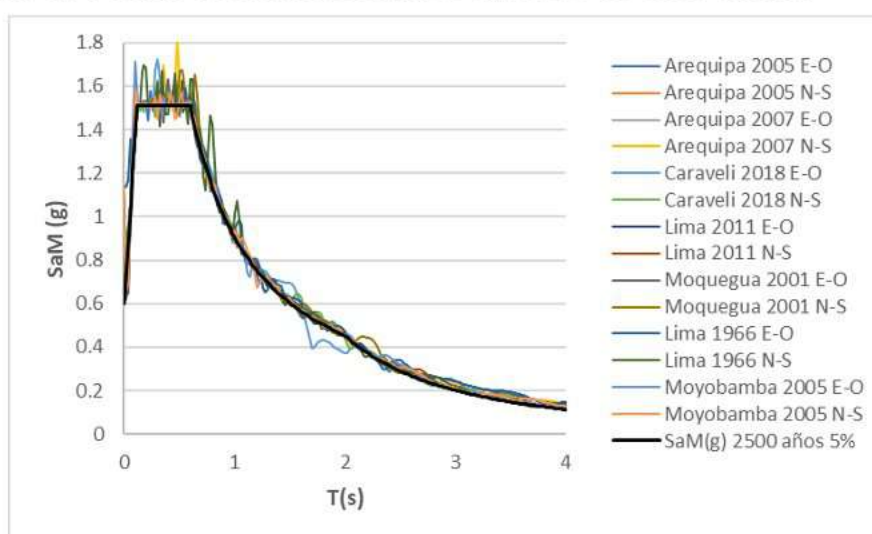
Espectro SaM y Espectro Promedio SRSS



La Figura 25 demuestra que los registros sísmicos tratados cumplen con los requerimientos de la Norma E.031 para ser empleados como sollicitación sísmica del análisis sísmico. Por otro lado, la Figura 26 muestra el espectro compatible de pseudo-aceleración de los siete sismos, ya con sus factores de escalamiento, para confirmar que sean similares al espectro objetivo.

Figura 26

Espectro Compatible de Pseudo-aceleracion con los Espectros de Siete Sismos



Después de ajustar los siete registros sísmicos al espectro de pseudoaceleraciones según la Norma E.031, se ingresan al programa del modelo tridimensional del edificio. A continuación, se crean los casos de carga del análisis no lineal Tiempo – Historia con el propósito de verificar las derivas y aceleraciones objetivos. Es importante mencionar que este análisis debe comenzar después del caso de carga con la rampa.

4.4.3.1. Verificación de derivas y aceleraciones del análisis no Lineal Tiempo Historia.

El modelo tridimensional se sometió al análisis no lineal Tiempo-Historia mediante la creación del caso de carga tipo no lineal modal FNA. Se consideraron las dos direcciones horizontales, X-X e Y-Y, de los registros sísmicos procesados. Se multiplicó el factor 0,90 y 0,44, respectivamente, para cada dirección de análisis.

Con la aplicación simultánea de cada par de componentes del registro sísmico y la consideración de la dirección y posición de la excentricidad de la masa más desfavorable, se utilizó el modelo tridimensional para determinar las respuestas sísmicas máximas.

El valor más alto de deriva permitido por la norma E.031 es de 5.0‰ en un análisis no lineal Tiempo-Historia y de 3.5‰ en un análisis modal espectral. El control de las aceleraciones de piso es crucial porque las aceleraciones excesivas pueden dañar los elementos no estructurales de un edificio. La norma peruana no restringe las aceleraciones, aunque el manual técnico de Hazus MR4 tiene sugerencias sobre las aceleraciones máximas de piso. De acuerdo al nivel de daño, tipo de daño, así como el tipo de estructura. Por ejemplo, si el nivel de daño es leve, pueden surgir algunas grietas en los tabiques.

Los parámetros sugeridos por Hazus MR4 para limitar los daños estructurales y no estructurales en el edificio tipo C1M -pórticos de concreto armado de 4 a 7 pisos se muestran en la Tabla 21.

Tabla 21

Derivas y Aceleraciones según nivel de daño en Edificios Modernos

Tipo de Daño	Parámetro	Und	Nivel de daño			
			Leve	Moderado	Extenso	Completo
Estructural	Máxima deriva de entrepiso	-	4.2 ‰	8.3 ‰	25.0 ‰	66.7 ‰
No Estructural	Máxima aceleración de piso	g	0.3	0.6	1.2	2.4

Las limitaciones de deriva establecidas por la Norma E.031 se acercan a la deriva (4.2 ‰) asociada con daño estructural leve. De acuerdo con la Tabla 21, una aceleración máxima de 0.3g está asociada con daño no estructural leve. Por lo tanto, se condicionó el diseño del edificio a una deriva de entrepiso máxima de 5.0‰ para el análisis no lineal Tiempo-Historia y de 3.5‰ para el análisis modal espectral según la Norma E.031, así como también, a una aceleración de piso máxima de 0.3g según la recomendación de HAZUS MR4.

Se realizaron análisis no lineales tiempo-historia para cada dirección y sismo, considerando las propiedades mínimas, nominales y máximas. Se obtuvieron las respuestas máximas de cada análisis y se calculó el promedio. Las respuestas máximas en la dirección X-X y en la dirección Y-Y se presentan en la Tabla 22 y en la Tabla 23, respectivamente.

Tabla 22

Respuestas Máximas en la Dirección X-X del análisis no Lineal con los siete Sismos-Nominal

XX	Arequipa 2005	Arequipa 2007	Caraveli 2018	Lima 2011	Moquegua 2001	Moyobamba 2005	Lima 1966	Promedio
DESP. AZOTEA (m)	0.23	0.28	0.28	0.33	0.25	0.28	0.26	0.27
DESP.PLAT.AISLA (m)	0.21	0.25	0.26	0.31	0.23	0.27	0.23	0.25
DERIVA	0.0022	0.0025	0.0026	0.003	0.0023	0.0024	0.0025	0.0025
ACELERACION (g)	0.15	0.16	0.18	0.19	0.16	0.17	0.18	0.170

Tabla 23

Respuestas Máximas en la Dirección Y-Y del análisis no Lineal con los siete Sismos-Nominal

YY	Arequipa 2005	Arequipa 2007	Caraveli 2018	Lima 2011	Moquegua 2001	Moyobamba 2005	Lima 1966	Promedio
DESP. AZOTEA (m)	0.21	0.31	0.22	0.27	0.26	0.30	0.28	0.26
DESP.PLAT.AISLA (m)	0.19	0.30	0.21	0.25	0.25	0.28	0.26	0.25
DERIVA	0.0025	0.0024	0.0021	0.0023	0.0021	0.0022	0.0022	0.0023
ACELERACION (g)	0.21	0.15	0.18	0.23	0.19	0.18	0.20	0.193

De manera similar, se obtuvieron las respuestas máximas en cada sismo para las propiedades no lineales modificadas mínimas y máximas. En resumen, la Tabla 24 muestra el promedio de las respuestas máximas de los siete sismos para cada dirección de análisis con las propiedades modificadas de los dispositivos.

Tabla 24

Promedio de las Respuestas máximas de los siete sismos para la dirección X-X e Y-Y - Mínimo, Nominal y Máximo

Resumen	Und	X-X			Y-Y		
		λ	Nominal	λ máximo	λ mínimo	Nominal	λ máximo
Desp.Azotea	m	0.29	0.27	0.25	0.3	0.26	0.23
Desp .Plat.Ais	m	0.28	0.25	0.22	0.29	0.25	0.21
Deriva		0.0021	0.0025	0.0032	0.0021	0.0023	0.0029
Aceleración (g)	g	0.141	0.17	0.22	0.174	0.193	0.26

La Tabla 24 muestra que el modelo de propiedades modificadas mínimas tuvo los mayores desplazamientos, mientras que el modelo de propiedades modificadas máximo tuvo las mayores

derivas y aceleraciones debido a su mayor amortiguamiento. Aunque el modelo máximo tiene menos desplazamiento, disipa más energía como resultado. Los resultados (Tabla 24) indican que el segundo piso tuvo la mayor deriva, 3.2‰, y la mayor aceleración, 0.26g. Por lo tanto, se confirma que el edificio cumple con las derivas y aceleraciones máximas definidas por la Norma E.031 utilizando el análisis sísmico no lineal.

4.4.3.2. Determinación de las características fuerza-deformación

Se determinaron las características de fuerza-deformación del sistema de aislamiento utilizando la rigidez efectiva K_{eff} y el amortiguamiento efectivo β_{eff} . Aunque la Norma E.031 indica calcular estas propiedades para cada unidad de aislador, en esta tesis se calcularon para el sistema de aislamiento por motivos prácticos.

Las características de fuerza-deformación se calcularon utilizando las ecuaciones (4.41) y (4.42), donde V_{min} y V_{max} , y D_{min} y D_{max} son las fuerzas y desplazamientos mínimos y máximos, respectivamente, y E_{ciclo} es la energía disipada por cada ciclo de carga en cada análisis sísmico Tiempo-Historia.

$$K_{eff} = \frac{|V_{min}| + |V_{max}|}{|D_{min}| + |D_{max}|} \quad (4.41)$$

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} \frac{E_{ciclo}}{K_{eff}(|D_{min}| + |D_{max}|)^2} \quad (4.42)$$

Los resultados del análisis en la dirección X-X para el modelo nominal se presentan en la Tabla 25.

Tabla 25

Análisis del diagrama de histéresis del sistema de aislamiento XX- Nominal

X-X	Und	Arequipa 2005	Arequipa 2007	Caraveli 2018	Lima 2011	Moquegua 2001	Moyobamba 2005	Lima 1966	Promedio
Dmin	m	0.17	0.24	0.25	0.17	0.18	0.26	0.21	0.21
Dmax	m	0.21	0.24	0.18	0.3	0.23	0.13	0.22	0.22
V max	ton	390.23	567.89	511.15	407.49	438.52	545.48	515.58	482.33
V min	tonf	503.3	544.32	454.82	659.21	529.26	369.17	460.39	502.92
Keff	tonf/m	2351.39	2317.10	2246.44	2269.57	2360.44	2345.26	2269.70	2308.56
Eciclo	tonf.m	106.47	149.34	113.79	138.59	114.84	149.09	116.7	126.97
Beff		0.200	0.178	0.174	0.176	0.184	0.266	0.177	0.19

Los resultados del análisis en la dirección Y-Y para el modelo nominal se presentan en la Tabla 26.

Tabla 26

Análisis del diagrama de histéresis del sistema de aislamiento YY- Nominal

Y-Y	Und	Arequipa 2005	Arequipa 2007	Caraveli 2018	Lima 2011	Moquegua 2001	Moyobamba 2005	Lima 1966	Promedio
Dmin	m	0.18	0.29	0.19	0.24	0.19	0.28	0.25	0.23
Dmax	m	0.19	0.25	0.19	0.23	0.21	0.12	0.24	0.20
V max	ton	454.32	614	465.91	551.34	478.11	587.85	561.13	530.38
V min	tonf	463.34	550.62	481.65	540.83	555.35	326.04	516.2	490.58
Keff	tonf/m	2480.16	2156.70	2493.58	2323.77	2583.65	2284.73	2198.63	2360.17
Eciclo	tonf.m	107.2	155.68	105.47	141.66	129.75	111.71	128.14	125.66
Beff		0.201	0.158	0.186	0.176	0.200	0.195	0.155	0.18

Los valores de rigidez efectiva K_{eff} y amortiguamiento efectivo β_{eff} para cada dirección de análisis se presentan en la Tabla 27, considerando el valor mínimo y máximo de K_{eff} y β_{eff} para obtener un solo valor por dirección. A partir de estos valores, se pueden calcular las propiedades lineales efectivas para obtener un modelo constitutivo lineal elástico del sistema de aislamiento.

Tabla 27

Resultados promedios del diagrama de histéresis del sistema de aislamiento Mínimo, nominal y máximo

Resumen	Und	X-X			Y-Y		
		λ mínimo	Nominal	λ máximo	λ mínimo	Nominal	λ máximo
D min	m	0.26	0.21	0.17	0.25	0.23	0.19
D max	m	0.23	0.22	0.19	0.25	0.2	0.17
V max	tonf	440.72	482.33	577.69	444.2	530.38	623.02
V min	tonf	421.36	502.92	632.24	435.46	490.58	596.7
Keff	Tonf/m	1778.33	2308.56	3448.36	1788.13	2360.17	3386.99
E ciclo	Tonf.m	111.72	126.97	147.81	106.24	125.66	151.86
β_{eff}		0.17	0.19	0.22	0.16	0.18	0.22

4.4.4. Propiedades lineales efectivas

Las propiedades lineales efectivas del sistema de aislamiento se derivan de la rigidez efectiva K_{eff} y el amortiguamiento efectivo β_{eff} .

Varias características del sistema de aislamiento, como el periodo del edificio de base aislada, la pseudo-aceleración y el desplazamiento, se pueden obtener a partir de la rigidez efectiva K_{eff} y el factor de amortiguamiento efectivo β_{eff} . Estas características se utilizan para el cálculo de las propiedades lineales efectivas de los dispositivos de aislamiento.

Tabla 28

Propiedades lineales efectivas del sistema de aislamiento

Parametro	und	minimo	nominal	maximo
Rigidez efectiva K_{eff}	tonf/m	1788.13	2360.17	3448.36
Razon de amortiguamiento β_{eff}		0.17	0.19	0.22
Masa sismica superestructura m_s	tonf.2/m	452.78	452.78	452.78
Masa sismica plataf de aisla. M_b	tonf.2/m	144.91	144.91	144.91
Periodo del edificio base aislada T_b	seg	3.63	3.16	2.62
Amortiguamiento efectivo C_b	tonf.s/m	350.60	459.97	632.38
Pseudo aceleracion S_{am}	m/s ²	1.35	1.78	2.60
Factor BM		1.41	1.47	1.54
Desplazamiento DM	m	0.32	0.31	0.29

Una vez calculadas las propiedades lineales efectivas del sistema de aislamiento, se procedió a calcular las propiedades lineales efectivas del deslizador plano.

Tabla 29

Propiedades lineales efectivas del deslizador plano

Parametro	Und	min	Nominal	maximo
Desplazamiento maximo X_{max}	m	0.32	0.31	0.29
Coeficiente de friccion μ		0.008	0.01	0.016
Peso sismico total W	tonf	2576.64	2576.64	2576.64
Razon de amortiguamiento efectivo		0.64	0.64	0.64
Numero de deslizadores N_d		10	10	10
Rigidez efectiva k_d	tonf/m	6.46	8.42	14.11
Amortiguamiento efectivo c_d	tonf.s/m	4.75	5.39	7.48

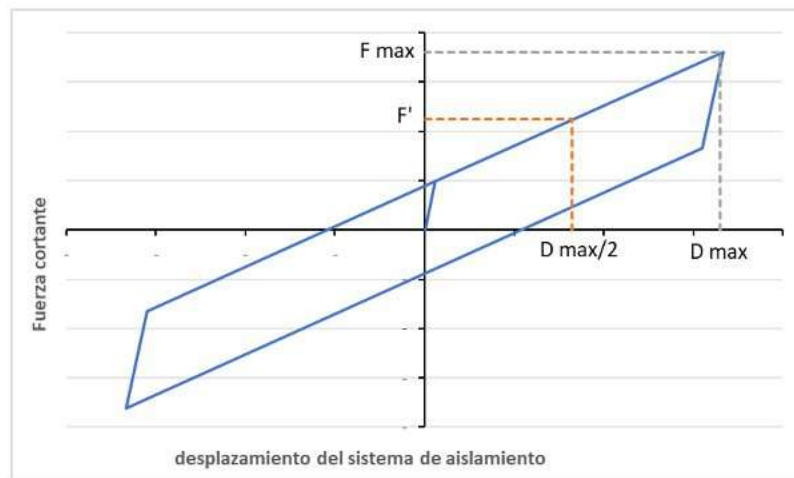
La diferencia entre las propiedades del sistema de aislamiento y el aporte de los deslizadores planos se utilizó para calcular las propiedades lineales efectivas del aislador elastomérico.

Tabla 30*Propiedades lineales efectivas del aislador elastomérico*

Parametro	Und	min	Nominal	maximo
Numero de aisladores elastomericos		31	31	31
Rigidez efectiva k_e	tonf/m	55.60	73.42	106.69
Amortiguamiento efectivo	tonf.s/m	9.78	13.10	17.99

4.4.5. Verificación de la fuerza de restitución lateral

Teniendo en cuenta sus propiedades modificadas, el sistema de aislamiento debe configurarse para crear una fuerza lateral restauradora en el desplazamiento máximo que sea al menos un 2,5% del peso sísmico P del edificio mayor que la fuerza lateral correspondiente al 50% del desplazamiento máximo del edificio (véase la figura 27).

Figura 27*Esquema de la Fuerza de Restitución Lateral*

De acuerdo con la Norma E.031, se determinó el porcentaje de la fuerza lateral restauradora F_r respecto al peso sísmico P en función de la fuerza máxima y el desplazamiento máximo. En la Tabla 31, se muestran los resultados del modelo con propiedades nominales y modificados.

Tabla 31

Porcentaje de la fuerza de restitución lateral respecto del peso sísmico

Parametro	Und	min	Nominal	max
Peso sísmico P del edificio	tonf	5863.33	5863.33	5863.33
F max	tonf	570.78	722.63	1007.81
F'	tonf	205.97	245.32	317.40
Fr	tonf	364.81	477.31	690.41
Fr/P	%	6.22	8.14	11.78

La fuerza de restitución lateral es menor para el modelo con propiedades mínimas, como se muestra en la Tabla 31, y esto se debe a que equivale a una menor rigidez postfluencia y menor amortiguamiento. Se verifica que, tanto para las características nominales como para las modificadas, la fuerza de restitución lateral como porcentaje del peso sísmico es superior al 2,5%.

4.4.6. Verificación de carga vertical mínima (tracción) en los dispositivos

Las tracciones en los dispositivos de aislamiento deben ser controladas debido a su resistencia limitada. Para calcular la tracción la Norma E.031 indica la siguiente ecuación:

$$Carga\ vertical = 0.9CM - 1.0(CSH + CSV) \quad (4.43)$$

donde CM es la carga muerta, CSH es la carga sísmica horizontal y CSV es la carga sísmica vertical, la cual puede estimarse con la ecuación:

$$CSV = 0.5(1.5ZS)CM \quad (4.44)$$

La Tabla 32 presenta los resultados para los dispositivos o links con las menores cargas axiales por gravedad, como es el caso de los dispositivos en las esquinas.

Tabla 32

Carga Vertical mínima (tonf) del análisis sísmico

	link	Peso sísmico	Carga vertical min Tonf)	LIMITE
Esquinas	K1	-87.39	-25.01	-8.74
	K5	-35.21	2.05	-3.52
	K39	-27.09	-0.88	-2.71
	K42	-55.2	-10.73	-5.52

La carga vertical máxima permitida en los dispositivos de aislamiento es del 10% del peso sísmico que llega al dispositivo para asegurar que las tracciones estén controladas. De esta manera, se verifica que las tracciones estén bajo control.

4.4.7. Consideraciones para el diseño en concreto armado

A continuación, se presentan los alcances para el diseño del sistema estructural, se describen las propiedades para el modelo tridimensional y el análisis de irregularidad estructural, se describe el procedimiento de análisis modal espectral, el cálculo de las fuerzas laterales mínimas necesarias para el diseño, el establecimiento de los desplazamientos laterales mínimos de diseño, cálculo del efecto P-delta y presentación de la junta sísmica y las fuerzas laterales de diseño.

4.4.7.1. Modelo tridimensional para el diseño

En el diseño del sistema estructural de concreto armado, se consideran las propiedades máximas modificadas de los dispositivos del sistema de aislamiento para el modelo tridimensional debido a la mayor rigidez lateral efectiva del sistema de aislamiento, lo que ocasiona la mayor fuerza lateral en los pisos

Después de definir las propiedades laterales efectivas en el modelo tridimensional, es conveniente explicar cualquier irregularidad estructural para verificar que no existan irregularidades extremas y confirmar el factor de reducción del espectro.

Tabla 33

Propiedades laterales efectivas para el modelo tridimensional

Dispositivo	Propiedad	und	minimo	nominal	maximo
Deslizador plano	k	tonf/m	6.46	8.42	14.11
	c	tonf.s/m	4.75	5.39	7.48
Aislador Plano	k	tonf/m	55.60	73.42	106.69
	c	tonf.s/m	9.78	13.10	17.99

4.4.7.2. Análisis de irregularidad estructural.

Para determinar si alguno de los factores de irregularidad indicados en la Norma E.030 afectaría el coeficiente básico de reducción de la fuerza sísmica R_a , es necesario clasificar la superestructura como regular o irregular y analizar las irregularidades de rigidez, discontinuidad extrema en los sistemas resistentes y torsional extrema en planta, las cuales son detalladas en la

Norma E.030. Es importante que el pabellón del hospital no presente irregularidades extremas para la Norma E.031, ya que se trata de una edificación esencial ubicada en la zona 3.

Se considera que existe una irregularidad de rigidez si la rigidez lateral de un piso es menor al 70% de la rigidez del piso inmediatamente superior o al 80% de la rigidez promedio de los tres pisos superiores. En este caso, se ha confirmado que la estructura no presenta irregularidad de rigidez en los ejes X e Y y se ha realizado un análisis de irregularidad en la dirección Y-Y, el cual se muestra en la tabla 34.

Tabla 34

Análisis irregularidad de rigidez

Piso	Stiffness Y	70% de rigidez lateral	80% Promedio de rigidez lateral	(A)>(B)	(A)>(C)
	tonf/m (A)	del piso superior (tonf/m) (B)	tres niveles superiores (tonf/m) (C)		
4	31015.07				
3	44664.01	21710.55		ok	
2	48443.99	31264.81		ok	
1	72435.25	33910.79	33099.48	ok	ok

La presencia de una discontinuidad en los sistemas resistentes se determina si el elemento que resiste más del 10% de la fuerza cortante tiene un desalineamiento vertical. En este caso, se ha verificado que la edificación no presenta irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes, ya que los elementos son continuos en los cuatro pisos

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo de la estructura, teniendo en cuenta la excentricidad accidental, debe ser mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para que exista irregularidad torsional. Esta irregularidad se verifica si el desplazamiento relativo máximo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permitido en la norma E.030, para estructuras con diafragmas rígidos. Se ha confirmado para las direcciones X-X e Y-Y la ausencia de irregularidad torsional del edificio.

En la tabla 35 se presenta el análisis realizado en la dirección Y-Y

Tabla 35*Análisis irregularidad Torsional*

Piso	Maximo desplazamiento relativo de entrepiso	Desplazamiento relativo promedio de entrepiso	Ratio
	m	m	
4	0.0052	0.0047	1.093
3	0.0083	0.0077	1.086
2	0.0122	0.0112	1.092
1	0.0111	0.0102	1.092

De acuerdo con las irregularidades especificadas en la norma E.031, que se determinaron utilizando los criterios de la norma E.030, se confirmó que la estructura sobre el sistema de aislamiento se califica como regular. Por lo tanto, el factor de irregularidad estructural es uno.

4.4.7.3. Análisis modal espectral

El análisis modal espectral se utilizó para el diseño en concreto armado del sistema estructural, ya que se cumplen con los criterios especificados en el artículo 17.1 de la Norma E.031.

- La estructura debe estar ubicada en la zona sísmica tres y sobre suelo tipo S2. El periodo efectivo de la estructura aislada correspondiente al desplazamiento traslacional (3.24 s.) es menor que 5 s.
- La estructura sobre la interfaz de aislamiento tiene cuatro pisos y menos de 20 metros de altura desde el nivel de base.
- El amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento (19%) es menor que 30%. El periodo efectivo del edificio aislado (3.24 s.) es mayor que tres veces el periodo del edificio de base fija (0.80 s.).
- El edificio no presenta irregularidad estructural extrema.
- El sistema de aislamiento es capaz de producir la fuerza de restitución lateral mínima.

El espectro de pseudo-aceleraciones descrito en la norma E.031, que varía según se trate del sistema de aislamiento o de la superestructura, sirve como solicitud sísmica para propósitos de diseño. Dado que se asume que el sistema de aislamiento se comportará elásticamente, no se

utilizó ningún coeficiente de reducción para reducir el espectro. El coeficiente de reducción R_a si se empleó en el caso de la superestructura.

Calculado como $3/8R_0$, el factor R_a no es inferior a uno ni superior a dos. Según la norma E.030, el R_0 es el coeficiente fundamental para reducir las fuerzas sísmicas de las estructuras de base fija, en función de las características de la estructura. Dado que la superestructura es aporticada, el coeficiente R_0 asume el valor de ocho en base a esta suposición. Se ha comprobado que no hay irregularidades estructurales. Dado que $3/8R_0$ es tres y es mayor el valor máximo, el coeficiente de reducción R_a utilizado fue dos.

Figura 28

Espectro SaM para el Diseño de la Subestructura ($R_a=1$) y de la Superestructura ($R_a=2$)



Se creó el modelo tridimensional y se ingresó los espectros mostrados en la Figura 28. Tras la determinación de la solicitación sísmica y de las propiedades de los dispositivos, se desarrolló el análisis modal espectral de acuerdo con la norma E.031. Utilizando el espectro al 100% en la dirección de análisis y al 30% en la dirección perpendicular, se realizó el análisis en ambas direcciones.

Para cada dirección de análisis, se determinó el desplazamiento máximo como la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales. Se empleó el método SRSS para la combinación modal y se utilizaron los eigen modos para el tipo de combinación direccional.

Para analizar los resultados en términos de desplazamiento, deriva y aceleraciones de piso, es necesario tener en cuenta las propiedades nominales y modificadas de los dispositivos de aislamiento después de detallar las consideraciones del análisis modal del espectro.

Tabla 36

Respuestas máximas del análisis dinámico espectral (con excentricidad)

Parametro	Und	X-X			Y-Y		
		minimo	Nominal	maximo	minimo	Nominal	maximo
Desp.Plata.Aisl	m	0.314	0.300	0.285	0.369	0.347	0.326
Deriva		0.0017	0.0022	0.0030	0.0017	0.0021	0.0029
Aceleracion	g	0.11	0.14	0.19	0.12	0.16	0.22

Con las propiedades modificadas mínimas para los dispositivos, el desplazamiento de la plataforma de aislamiento es máximo (Tabla 36). Debido a la menor rigidez efectiva, que se da en el modelo con las propiedades mínimas. Los modelos con propiedades máximas hacen que la estructura se rigidice y produzca fuerzas laterales mayores, lo que da lugar a las mayores derivas y aceleraciones. Se obtuvieron derivas de 3‰, y se confirmó que no superan el límite de 3.5‰ especificado por la norma E.031.

Debido a que genera las mayores fuerzas laterales, las propiedades lineales efectivas modificadas máximas son las únicas que se tienen en cuenta en el análisis modal espectral realizado para fines de diseño.

4.4.7.4. Fuerzas laterales mínimos requeridos para el diseño.

La ecuación (4.45) debe ser utilizada para calcular la fuerza lateral de diseño del sistema de aislamiento y de los elementos que se encuentran debajo además que esta no sea menor al 90% de V_b calculado:

$$V_b = K_m * DM \quad (4.45)$$

donde K_m es la rigidez efectiva el sistema de aislamiento obtenido del análisis no lineal Tiempo-Historia con propiedades modificadas máximas y DM es el desplazamiento máximo calculado con la ecuación:

$$DM = \frac{S a_M T_M^2}{4\pi^2 B M} \quad (4.46)$$

La Tabla 37 presenta los parámetros necesarios para el cálculo de la fuerza lateral de diseño mínima en el sistema de aislamiento.

Tabla 37

Calculo de la fuerza lateral de diseño mínima en el sistema de aislamiento

Parametro	und	Valor
Pseudo-aceleracion espectral SaM	m/seg ²	2.60
Periodo efectivo TM	seg	2.62
Factor de amortiguamiento BM		1.54
Rigidez efectiva Km	tonf/m	3448.36
Desplazamiento maximo DM	tonf	0.29
Fuerza cortante Vb	tonf	1007.81
Fuerza lateral minima de diseño (90%Vb)	tonf	907.030

La fuerza lateral de diseño de la superestructura V_s es calculada con la ecuación:

$$V_s = \frac{V_{st}}{Ra} \quad (4.47)$$

Donde V_{st} es la fuerza cortante no reducida actuante sobre los elementos por encima del nivel de base calculada según la ecuación:

$$V_{st} = V_b \left(\frac{P_s}{P} \right)^{1-2.5\beta M} \quad (4.48)$$

Los parámetros del cálculo de la fuerza cortante mínima en la superestructura V_s se presentan en la Tabla 38.

Tabla 38

Parámetros para el cálculo de la fuerza cortante mínima V_s en la superestructura

Parametro	Und	Valor
Coeficiente de reduccion Ro		8
Coeficiente de reduccion Ra		2
Peso sismico total de la superestructura Ps	tonf	4441.74
Peso sismico total P	tonf	5863.33
Amortiguamiento efectivo Bm		0.22
Fuerza cortante no reducida Vst	tonf	800.63
Fuerza cortante minima Vs	tonf	400.31

El valor límite de la fuerza cortante en la superestructura V_s debe ser mayor o igual que el máximo valor de los siguientes criterios según el artículo 21.3 de la Norma E.031.

- Criterio 1: La fuerza sísmica lateral requerida por la Norma E.030 para una estructura con base fija de peso igual al peso sísmico efectivo P_s y un periodo igual al periodo del sistema de aislamiento T_M calculado con las propiedades correspondientes al límite superior (259.60 tonf).
- Criterio 2: La fuerza lateral sísmica V_{st} y con V_b igual a la fuerza requerida para activar plenamente el sistema de aislamiento utilizando el mayor resultado de los siguientes (a) las propiedades del sistema de aislamiento correspondientes al límite superior (414.47 tonf), (b) 1.5 veces las propiedades nominales, requeridas para activar completamente el sistema de aislamiento (386.64 tonf).

Se calcularon las fuerzas según los criterios presentados y los resultados para el valor límite de la fuerza cortante en la superestructura V_s se presentan en la Tabla 39.

Tabla 39

Valor límite de la fuerza cortante en la superestructura

	Criterio	Und	Valor
Criterio 1	Fuerza cortante en estructura de base fija - Norma E.030	tonf	259.60
	Fuerza V_b utilizando el mayor de:		
Criterio 2A	Fuerza maxima resultante de las propiedades lim superior	tonf	414.47
Criterio 2B	1.5 F_y del sistema de aislamiento - nominal	tonf	386.64
	Valor limite de V_b	tonf	414.47
	Fuerza V_{st} con valor limite V_b de criterio 2A y 2B	tonf	365.84
	Fuerza cortante V_s	tonf	259.60

Por lo tanto, se estableció que la fuerza lateral mínima de diseño para la superestructura es de 400.31 tonf y la fuerza lateral mínima de diseño para el sistema de aislamiento es de 907.03 tonf.

4.4.7.5. Desplazamiento lateral mínimo requerido para el diseño.

El desplazamiento lateral mínimo de diseño se determina como el mayor valor entre el desplazamiento total del sistema de aislamiento obtenido mediante análisis estático y dinámico. La Norma E.031 define el desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección de análisis (calculado en la Tabla 36) como DM y el

desplazamiento total del sistema de aislamiento, considerando la torsión real y accidental, calculado con un análisis estático según la ecuación (4.49), como DTM .

$$DTM = DM \left[1 + \left(\frac{y}{PT^2} \right) \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (4.49)$$

La Norma E.031 define la distancia y entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés, medida perpendicularmente, como y , la excentricidad tomada como el 5% de la mayor dimensión en planta del edificio como e , la dimensión menor de la proyección en planta de la estructura como b , la dimensión mayor de la proyección en planta como d y la razón entre el periodo traslacional efectivo y el periodo rotacional efectivo del sistema de aislamiento como PT . El desplazamiento total DTM no debe ser menor que $1.15 DM$

Tabla 40

Calculo del desplazamiento total del sistema de aislamiento según el tipo de análisis sísmico

Parametro	Valor	Unidad
Dimencion menor b	17.01	m
Dimension mayor d	56.45	m
Excentricidad e	2.82	m
Periodo traslacional T 1	3.70	seg
Periodo rotacional T rota	2.97	seg
Razon Pt	1.25	
Distancia y	28.23	m
Desplazamiento traslacional DM estatico	0.32	m
factor	1.18	
factor min	1.15	
Desplazamiento Total DTM	0.38	m

Según la Tabla 40, el desplazamiento total DTM es de 0.38 m y corresponde al análisis estático. La Tabla 41 presenta el desplazamiento total mínimo según el tipo de análisis sísmicos y el desplazamiento correspondiente obtenido del modelo tridimensional.

El Cálculo del desplazamiento máximo en el análisis Tiempo-historia se desarrolla en el Anexo 2.

Tabla 41

Calculo del desplazamiento total del sistema de aislamiento según el tipo de análisis sísmico

Origen	und	Estatico	Dinamico espectral	Dinamico tiempo-historia
Desplamiento del modelo tridimensional	m		0.37	0.28
Desplazamiento total mínimo (0.8 DTM)	m	0.30	0.30	0.30

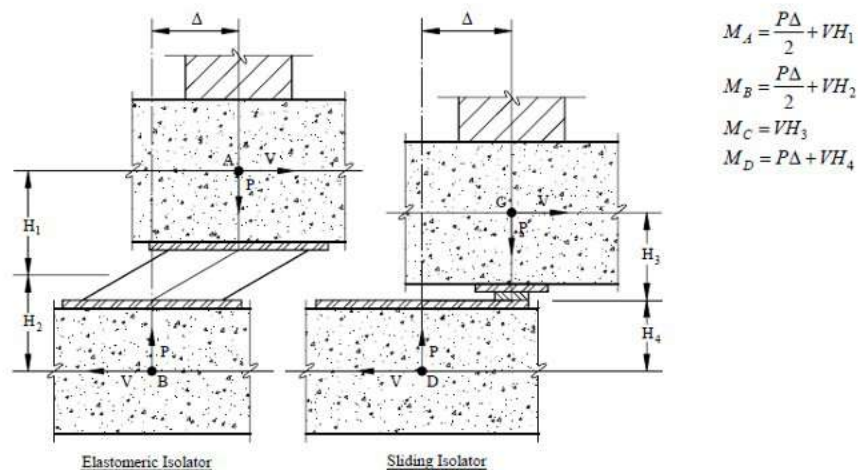
En consecuencia, el desplazamiento lateral mínimo requerido para el diseño es el mayor de los tres valores, que en este caso es de 0.37 m. Este valor se consideró como desplazamiento para efectos de segundo orden o P-delta.

4.4.7.6. Efecto P-Delta.

Es importante considerar los efectos de segundo orden (efecto P-Delta) en los edificios con base aislada debido a que las fuerzas axiales que llegan a los dispositivos pueden llegar excéntricamente al dispositivo, lo que produce momentos de segundo orden que deben ser considerados en el diseño de la plataforma de aislamiento. La Figura 29 muestra los momentos debidos al efecto P-Delta en un dispositivo de aislador elastomérico y en un deslizador plano.

Figura 29

Momentos debido al efecto P-Delta



Nota. Tomado de NEHRP Recommended Provisions: Design Examples (p.11-15), por A.Kircher,2003. FEMA 451.

Las cargas a tomar en cuenta son:

$$P_{max} = 1.25(D + L) + CSV + CSH \quad (4. 50)$$

$$VEH = K_{eff} * DTM \quad (4. 51)$$

Momentos de primer orden:

$$M1 = VEH * H \quad (4. 52)$$

Momento de segundo orden:

$$M2 = P_{max} * \frac{DTM}{2} \quad (4. 53)$$

Momento que toma en cuenta los de primer y segundo orden:

$$M_{p-\Delta} = M1 + M2 \quad (4. 54)$$

El momento de segundo orden se asignarán en los joint en donde se tienen los aisladores y deslizadores, esto con el fin de generar mayores momentos en las vigas de la losa de aislamiento. Esta es la razón por la cual las vigas del diafragma de aislamiento son de secciones transversales mayores a los niveles superiores.

Tabla 42*Efectos P-Delta en la dirección X-X e Y-Y*

Efecto P-Delta direccion x-x				Efecto P-Delta direccion y-y			
Aislador	Mto PD (tonf-m)	Aislador	Mto PD (tonf-m)	Aislador	Mto PD (tonf-m)	Aislador	Mto PD (tonf-m)
1	44.56	21	4.05	1	46.23	21	4.05
2	50.91	22	4.05	2	47.84	22	4.05
3	55.85	23	4.05	3	56.80	23	4.05
4	51.92	24	4.05	4	48.52	24	4.05
5	57.68	25	4.05	5	58.93	25	4.05
6	58.45	26	90.93	6	58.89	26	96.61
7	61.85	27	4.05	7	63.69	27	4.05
8	66.87	28	4.05	8	69.27	28	4.05
9	64.57	29	112.27	9	71.21	29	113.30
10	92.21	30	64.04	10	93.39	30	71.86
11	4.05	31	64.37	11	4.05	31	72.07
12	103.40	32	65.78	12	107.96	32	71.16
13	4.05	33	52.90	13	4.05	33	52.21
14	99.02	34	65.98	14	106.86	34	64.48
15	86.23	35	72.02	15	94.59	35	77.51
16	64.98	36	54.05	16	72.21	36	52.61
17	64.60	37	41.67	17	72.13	37	42.16
18	81.43	38	84.78	18	88.73	38	92.97
19	81.83	39	84.88	19	89.24	39	94.49
20	4.05	40	76.15	20	4.05	40	88.19
		41	57.20			41	60.88

4.4.7.7. Junta de diseño y fuerzas laterales de diseño.

La junta de separación sísmica entre el edificio aislado y los muros de contención o cualquier otro elemento que obstaculice su libre movimiento debe ser mayor o igual que el desplazamiento total.

En consecuencia, se vio conveniente considerar una junta sísmica de 40 cm. alrededor del edificio.

Las fuerzas laterales de diseño se obtuvieron a partir de las fuerzas laterales obtenidas del modelo tridimensional y de las fuerzas laterales mínimas. Las fuerzas del modelo tridimensional corresponden al análisis modal espectral para propósitos de diseño y, si es necesario, se multiplicarán por un factor de escalamiento para garantizar la fuerza cortante mínima de diseño.

Tabla 43*Fuerza lateral de diseño en el sistema de aislamiento*

Parametro	und	valor
Fuerza cortante minima de diseño (90% Vb)	tonf	907.03
Fuerza cortante en la base X-X Analisis modal espectral	tonf	974.38
Fuerza cortante en la base Y-Y Analisis modal espectral	tonf	953.87

Tabla 44*Fuerza lateral de diseño en la superestructura*

Parametro	und	valor
Fuerza cortante minima de diseño (Vs)	tonf	400.31
Fuerza cortante X-X Analisis modal espectral	tonf	377.66
Fuerza cortante Y-Y Analisis modal espectral	tonf	368.44
Factor de escalamiento X-X		1.06
Factor de escalamiento Y-Y		1.09

En esta sección se presentó el diseño final del sistema de aislamiento, el cual fue obtenido mediante un análisis no lineal Tiempo-Historia. Se verificó que las derivas, aceleraciones y fuerzas cumplen con los límites establecidos. Además, se calcularon las propiedades lineales efectivas para estimar el comportamiento elástico equivalente del edificio y se determinaron los factores de escalamiento de la fuerza cortante de diseño.

Capítulo 5. Diseño en concreto armado del sistema estructural

El método por resistencia, a menudo conocida como método de rotura, es el principio de diseño que sugiere la norma E.060 "Concreto armado". Las cargas aplicadas a la estructura deben incrementarse mediante factores de amplificación, y las resistencias nominales deben reducirse mediante factores de reducción de resistencia ϕ , con el fin de utilizar el método de diseño a la rotura.

$$\phi R_n \geq R_u \quad (5.1)$$

Donde:

ϕR_n : Resistencia de diseño

R_u : Resistencia requerida

La norma E.060 - 2009 indica que la resistencia requerida (R_u), para cargas muertas (CM), vivas (CV) y de sismo (CS) deberá ser como mínimo las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad (5.2)$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS \quad (5.3)$$

$$U = 0.9CM \pm CS \quad (5.4)$$

Asimismo, la norma E.060 – 2009 "Concreto Armado" indica que los factores de reducción de capacidad ϕ son los siguientes:

- Por flexión $\phi = 0.90$
- Por cortante y torsión $\phi = 0.85$
- Por flexo compresión $\phi = 0.75$ (*Columna con espirales*)
 $\phi = 0.70$ (*Columna estribadas*)

Es importante tener en cuenta lo siguiente:

- Calcular las cuantías de acero necesarias para permitir la distribución de momentos en los elementos continuos sujetos a tracción y compresión.
- En áreas donde se presenten compresiones significativas, se debe utilizar refuerzo transversal para confinar el concreto. La calidad del acero de refuerzo no debe ser superior a la especificada para el grado ARN 420 o 4200 kg/cm², ya que la norma establece este límite máximo para garantizar la ductilidad del material.

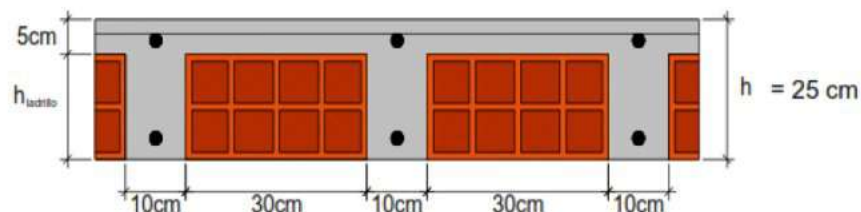
- En cuanto a las dimensiones de las vigas, se deben cumplir las siguientes condiciones: el ancho no puede ser inferior a 25 cm, el peralte efectivo "d" debe ser menor a una cuarta parte de la luz libre, y se deben evitar empalmes en las zonas donde se presenten esfuerzos elevados.
- La ubicación del punto de corte real del refuerzo longitudinal debe estar a una distancia igual o mayor que la longitud de desarrollo L_d , contada a partir del punto de corte teórico.
- El concreto debe tener una resistencia mínima de 210 kg/cm².

5.1. Diseño de losa aligerada bidireccional:

En el diseño de las losas, solo se tienen en cuenta las cargas de gravedad y se utilizan la combinación de cargas $U=1.4CM+1.7CV$. Además, se diseñan las losas por cada vigueta y en ambas direcciones.

Figura 30

Geometría de la losa aligerada en dos direcciones



Los diseños de flexión y cortante de las losas bidireccionales aligeradas se crearon teniendo en cuenta únicamente las cargas gravitatorias. Utilizando el software SAFE 2016 y las vigas como apoyos, se empleó el método de elementos finitos (MEF) para crear las losas bidireccionales aligeradas. Para una losa con una anchura de 0.40 m, se determinaron los momentos flectores y los esfuerzos cortantes.

5.1.1. Diseño por flexión

En el diseño a flexión de las losas aligeradas, se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Para los momentos negativos, se debe diseñar una viga de sección rectangular.

- Para los momentos positivos, se debe verificar si se diseña como una viga de sección rectangular o una viga "T"

Luego se procedió a calcular el acero requerido por el momento flector con las ecuaciones:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (5.5)$$

$$\phi M_n = \phi A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.6)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (5.7)$$

donde M_u es el momento último, M_n es el momento nominal, A_s es el área de acero requerido, f_y es el esfuerzo de fluencia del acero, f'_c es el esfuerzo de compresión del concreto, d es el peralte efectivo, b es el ancho de la sección rectangular y a es el bloque de compresiones.

$$A_{smin} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d \quad (5.8)$$

5.1.2. Diseño por cortante

En los aligerados, no se utiliza acero para resistir los esfuerzos cortantes, por lo que la sección debe ser capaz de absorber estos esfuerzos.

El diseño por fuerza cortante consistió en verificar si la sección de concreto resistente a fuerza cortante ϕV_c es mayor que la fuerza cortante última V_u como se muestra en la ecuación:

$$\phi V_c \geq V_u \quad (5.9)$$

Esto se debe a que las losas no cuentan con refuerzo de acero por fuerza cortante. La fuerza cortante última es hallada a una distancia d medida desde la cara de los apoyos. El cálculo de ϕV_c se realizó de acuerdo a la ecuación:

$$V_c = 1.10 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (5.10)$$

5.1.3. Ejemplo de diseño

Se presenta el modelo de la planta del piso 2 en el programa Safe 2016:

Figura 31

Planta del piso 2 en Safe 2016

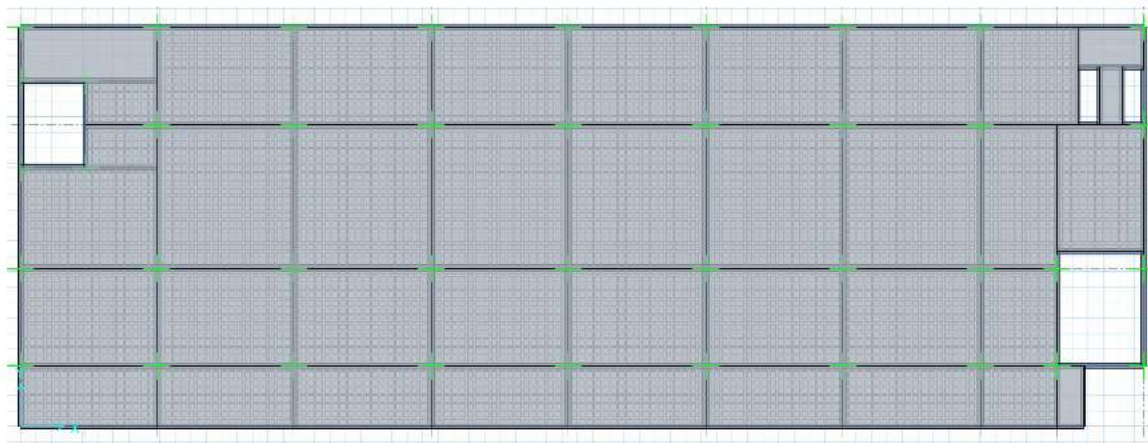


Figura 32

Diagrama de Momento Flector Mu

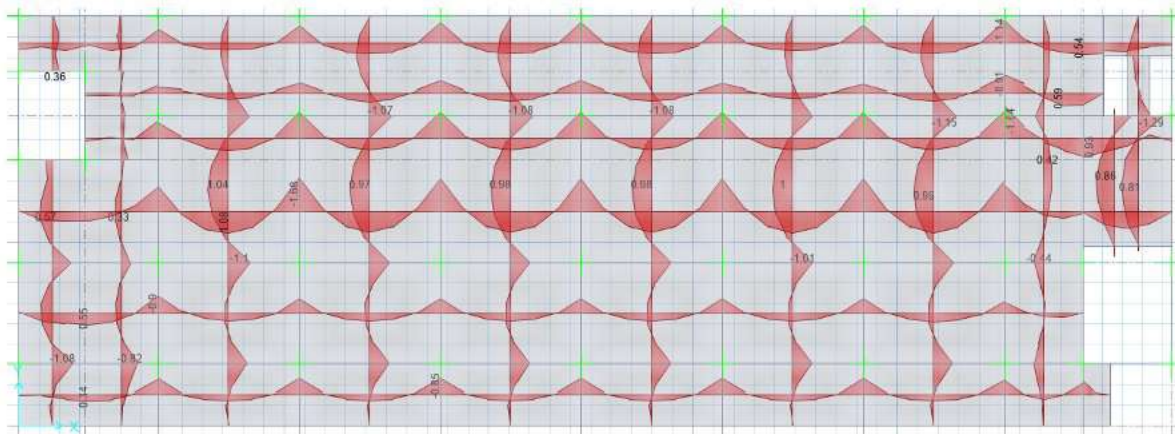
**Figura 33**

Diagrama de Fuerza cortante Vu

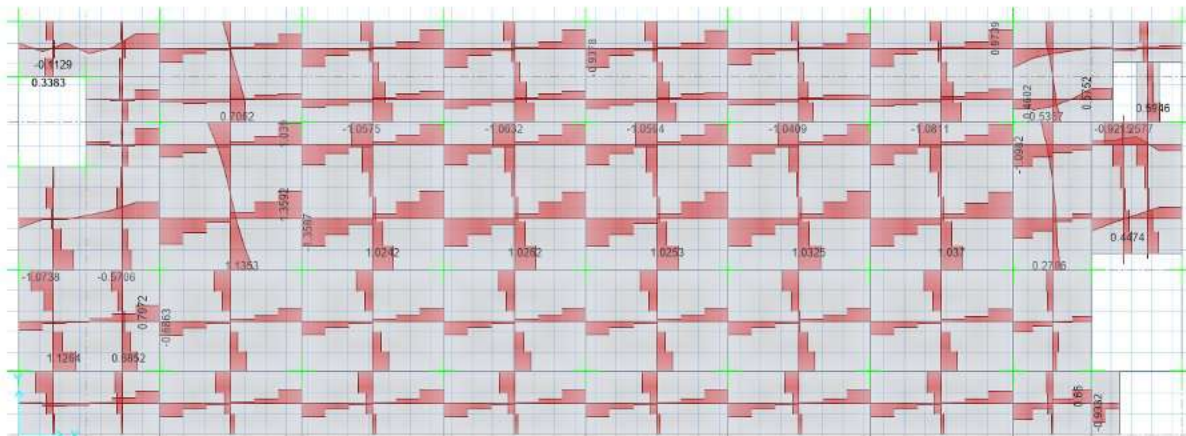
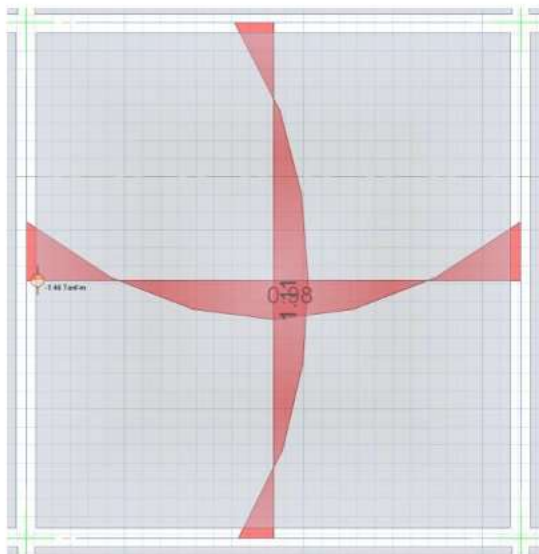
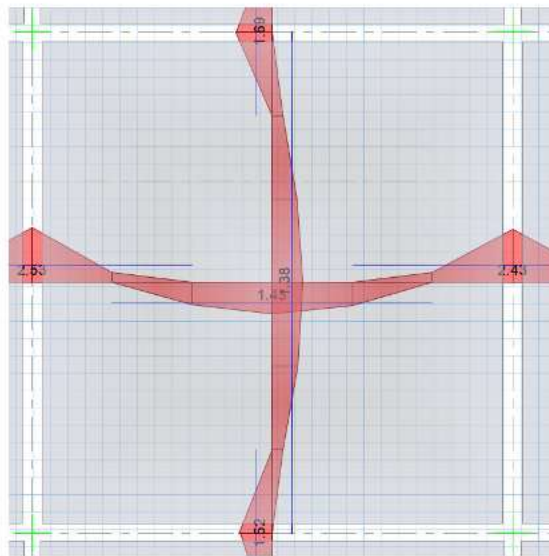


Diagrama de Momento Flector Mu:

Para una base de 40 cm para el analisis.

Mu^-_{xx} : 1.73 tonf-m Mu^-_{yy} : 1.07 tonf-m

Mu^+_{xx} : 1.11 tonf-m Mu^+_{yy} : 0.98 tonf-m

**Cuantía de acero calculado en cm2:****Acero Calculado:**

Dirección XX+: 1.45 cm²

Dirección XX-: 2.53 cm²

Acero Colocado:

1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"

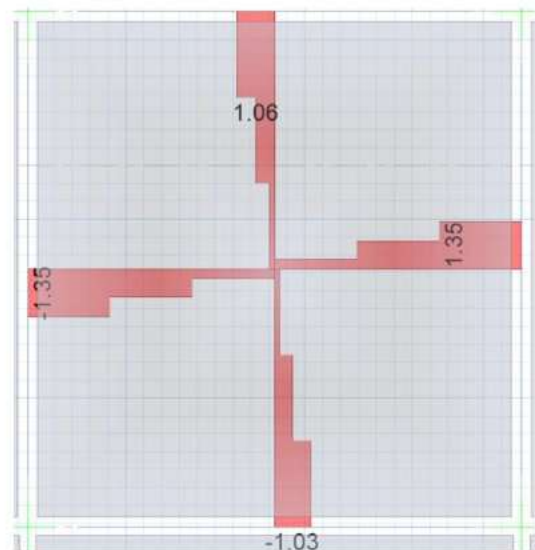
2 ϕ 1/2"

Dirección YY+: 1.38 cm²

Dirección YY-: 1.69 cm²

1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"

2 ϕ 1/2"

Valor de Cortante ultima: Vu = 1.35 tonf**1. Cortante Resistente Vc:**

$$V_c = 1.10 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 22 = 1858.7 Kgf$$

$$\therefore \phi V_c > V_u$$

$$1579.9 Kgf > 1350 Kgf \rightarrow ok$$

5.2. Diseño de vigas

El diseño de las vigas se realizará siguiendo los parámetros establecidos en la norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Los requerimientos de resistencia necesarios para asegurar el correcto funcionamiento de las vigas se detallan a continuación.

5.2.1. Refuerzo longitudinal mínimo y máximo

En el diseño de vigas en flexión, se deben cumplir los límites mínimo y máximo de acero longitudinal establecidos por la norma E.060. El acero mínimo asegura que la resistencia al momento calculado en una sección sea al menos un 20% mayor que la resistencia de la sección sin refuerzo antes de la fisuración, mientras que el acero máximo corresponde al 75% del máximo acero con el que se puede reforzar la viga sin que está presente una falla balanceada.

El refuerzo longitudinal mínimo y máximo se calculan con las ecuaciones:

$$A_{smin} = \frac{0.70\sqrt{f'c}}{f_y} * b * d \quad (5.11)$$

$$A_{smax} = 0.75\rho_{max} * b * d \quad (5.12)$$

Donde:

$f'c$: Resistencia a compresión del concreto.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

b : Base de la sección de la viga.

d : Peralte efectivo de la viga.

$\rho_{máx}$: Cuantía máxima de acero longitudinal.

5.2.2. Resistencia por corte

La capacidad de una viga para resistir el cortante está determinada por la capacidad del concreto y el refuerzo transversal para resistir las fuerzas transversales. En el caso de elementos en flexión, como las vigas, se determina la capacidad del concreto para desarrollar el cortante nominal V_c mediante una ecuación (5.13).

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad (5.13)$$

La resistencia del refuerzo transversal V_s se obtiene a partir de la fuerza axial máxima que los estribos pueden desarrollar para una separación específica S . Este valor se calcula mediante una ecuación (5.14).

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} \quad (5.14)$$

Donde A_v es el área del acero transversal.

El diseño de las secciones sometidas a fuerzas cortantes deberá basarse en la siguiente ecuación (5.15):

$$V_u \leq \phi V_n \quad (5.15)$$

Donde:

V_u : Resistencia requerida por corte en la sección analizada.

V_n : Resistencia nominal al corte de la sección, que estará conformada por la contribución del concreto y el acero transversal, ecuación:

$$V_n = V_c + V_s \quad (5.16)$$

También debemos considerar lo siguiente:

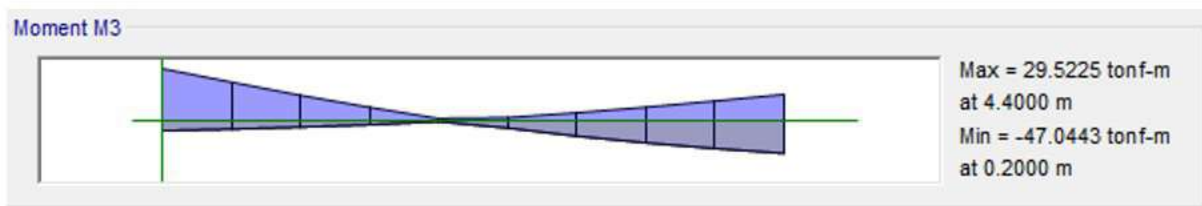
- La fuerza cortante es tomada a una distancia “d” de la cara del elemento de apoyo.
- Los estribos serán como mínimo $\Phi 3/8$ ”, para barras longitudinales de hasta $\Phi 1$ ”.
- La zona de confinamiento se considerará a 2 veces el peralte del elemento, medida desde su cara del elemento de apoyo hacia el centro de luz en ambos extremos del elemento.
- El primer estribo debe estar ubicado a una distancia no mayor de 10 cm de la cara del elemento de apoyo.
- Los estribos en la zona de confinamiento estarán espaciados como máximo a $d/4$, 10 veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña, 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento o 30cm.
- Fuera de la zona de confinamiento los estribos estarán espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

5.2.3. Ejemplo de diseño

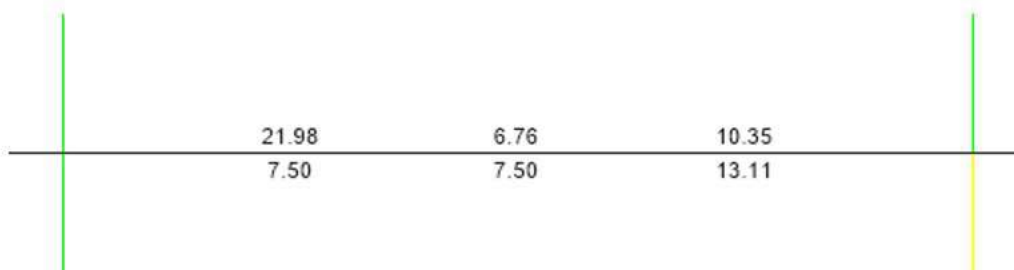
A continuación, se muestra el diseño realizado a la viga de dimensiones 35x70cm, y longitud 4.40 m ubicada en el Piso 1 eje D-D.

5.2.3.1. Diseño por Flexión.

Diagrama de Momento Flector: $M_u = -47.04$ tonf-m



Cuantía de acero calculado en cm²:



Se necesita 21.98 cm² de refuerzo y se colocó 5 ϕ 1" que equivalen a 25.5 cm².

5.2.3.2. Diseño por Corte.

Momentos Nominales:

Derecha:

M_{nSup} : 56.17 tonf-m

M_{nInf} : 25.94 tonf-m

Izquierda:

M_{nSup} : 25.94 tonf-m

M_{nInf} : 37.83 tonf-m

Cortantes debido al refuerzo colocado:

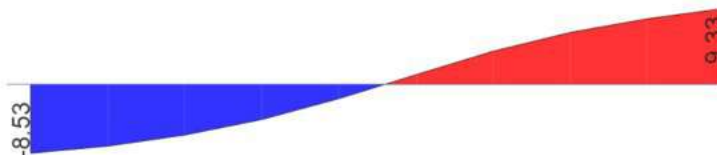
$$V\phi = \frac{(M_{ni} + M_{nd})}{l_n}$$

Momentos antihorarios:

$$V\phi = (56.17 + 37.83) / 4.4 = 21.36 \text{ tonf}$$

Momentos horarios:

$$V\phi = (25.94 + 25.94) / 4.4 = 11.79 \text{ tonf}$$

Cortantes isostáticos (tonf):**Cortantes de Diseño:****Momentos antihorarios:**

Derecha:

$$V_u = 8.53 + 21.36 = 29.71 \text{ tonf}$$

Izquierda:

$$V_u = 9.33 - 21.36 = -12.03 \text{ tonf}$$

Momentos horarios:

Derecha:

$$V_u = 8.53 - 11.79 = -3.26 \text{ tonf}$$

Izquierda:

$$V_u = 9.33 + 11.79 = 21.12 \text{ tonf}$$

Reduciendo a "d" de la cara: **$V_u = 23.92 \text{ tonf}$** **Cortante Resistido por el concreto:**

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \times 35 \times 61 = 16397.72 \text{ kgf}$$

Cortante Resistido por el refuerzo:

$$V_u < \phi V_n \quad \text{donde:} \quad V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{23920}{0.85} - 16397.72 = 11743.46 \text{ kgf}$$

Cálculo de espaciamiento "S":

$$S = \frac{1.42 \times 4200 \times 61}{11743.46} = 30.98 \text{ cm}$$

5.3. Diseño de Columnas:

La norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones establece requisitos de resistencia y detalles de refuerzo para garantizar el correcto desempeño de las columnas, al igual que para las vigas.

5.3.1. Refuerzo longitudinal.

Para el diseño de flexocompresión de las columnas se emplean diagramas de interacción que muestran el lugar geométrico de todos los valores de resistencia nominal a momento para diversas cargas axiales aplicadas. Cada punto del diagrama corresponde a una combinación de

carga-momento que la columna puede soportar, y estos valores se determinan utilizando las mismas hipótesis de cálculo de flexión, pero considerando la presencia de una carga axial. La cifra se ajusta mediante el factor de reducción Φ , que se supone que es de 0,70 para cargas superiores al 10% de la fuerza axial máxima ($0,10f_cA_g$), y aumenta linealmente hasta alcanzar 0,90 para la flexión pura o la fuerza axial nula.

Además, es importante tener en cuenta lo siguiente:

- La cuantía longitudinal no debe ser menor que 1% ni mayor que 6% del área total de la sección transversal del elemento. Cuando la cuantía sea mayor a 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.
- Las barras del refuerzo longitudinal sin apoyo lateral no deben estar espaciadas a más de 15cm.

5.3.2. Resistencia al corte

Al igual que en las vigas, la resistencia al cortante de las columnas se obtiene de la suma del aporte del concreto y el refuerzo transversal. El aporte del concreto, denominado " V_c ", puede variar según las cargas axiales que se apliquen. La ecuación (5.17) muestra el aporte del concreto para el cortante en columnas.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{P_u}{140A_g}\right) bd ; \quad (5.17)$$

Donde:

f'_c : Resistencia a compresión del concreto

P_u : Carga axial considerada

A_g : Área de la sección bruta.

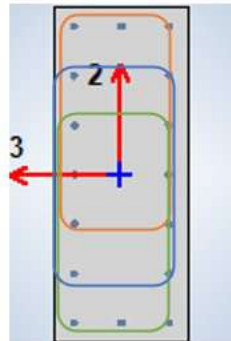
Además, es importante tener en cuenta lo siguiente:

- La zona de confinamiento se considera la mayor de: la mayor dimensión de la sección del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión, un sexto de la luz libre del elemento o 500mm.
- La separación máxima del refuerzo transversal en la zona de confinamiento no debe exceder la menor de: la mitad de la dimensión mínima del elemento, ocho veces el diámetro del refuerzo longitudinal o 100mm.
- La separación fuera de la zona de confinamiento no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300mm.

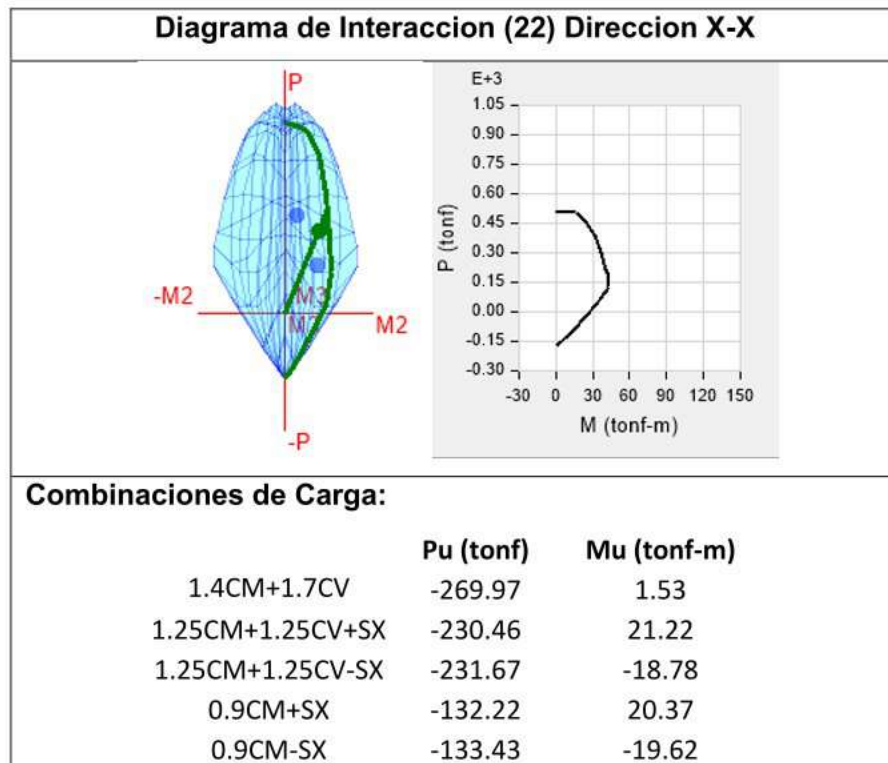
- La distancia, centro a centro, transversal al eje del elemento, entre las ramas de estribos cerrados de confinamiento múltiple o entre las grapas suplementarias, no deben exceder 350mm medidos centro a centro.

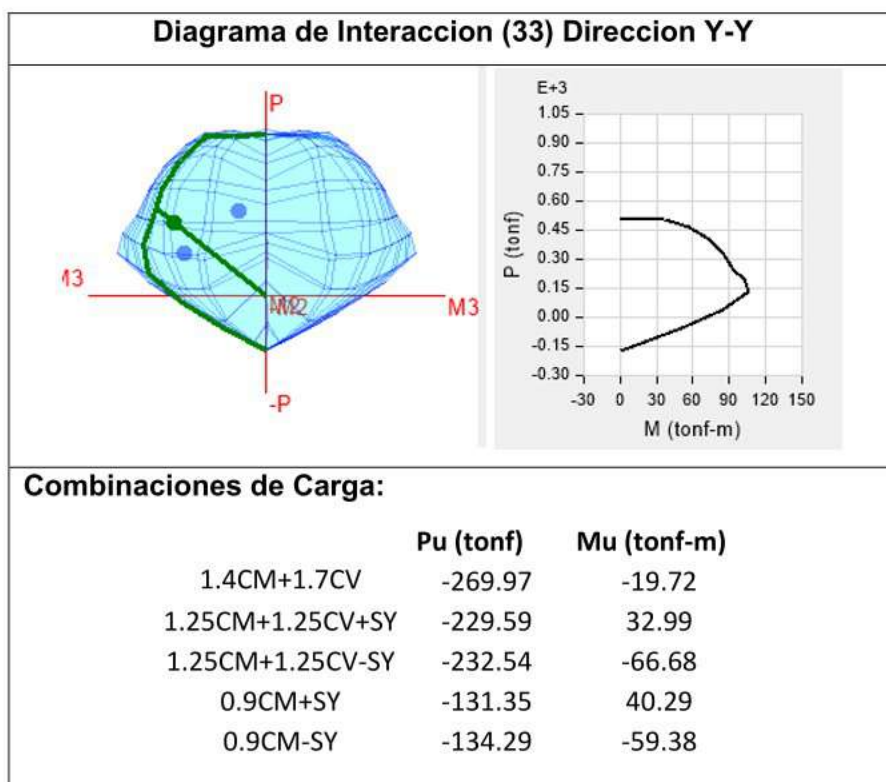
5.3.3. Ejemplo de diseño

A continuación, se muestra el diseño realizado a la columna de dimensiones 40x100cm, se ha considerado la columna más esforzada, para lo cual se le ha dado la siguiente distribución de acero: 16 Φ 3/4" y 3 estribos de Φ 3/8.



5.3.3.1. Diseño por Flexo compresión.

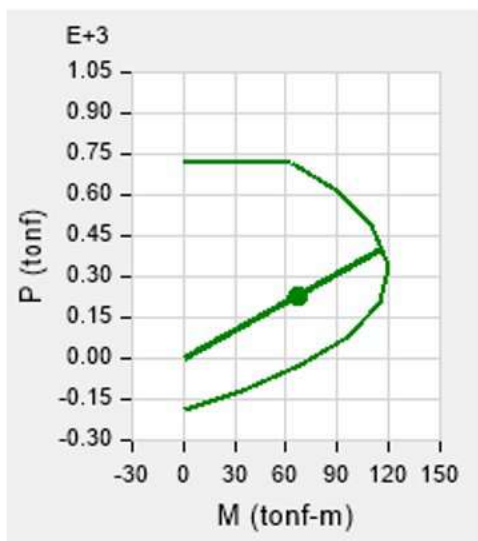




5.3.3.2. Diseño por Cortante.

El Momento Nominal: $M_n = 116.0 \text{ Tnf-m}$

Altura de columna: $H_n = 3.55 \text{ m}$



1. Cálculo de cortante de Diseño V_u :

$$V_u = (M_{ni} + M_{ns})/H_n$$

$$V_u = 65.35 \text{ tonf}$$

2. Cálculo de Cortante resistido por el concreto:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right) b_w d$$

$$V_c = 40.87 \text{ tonf}$$

3. Cálculo del cortante resistido por el refuerzo:

$$V_s = \frac{65352}{0.85} - 40870 = 36014.7 \text{ kgf}$$

4. Cálculo de la separación de estribos:

$$S = (6 * 0.71)(4200)(94)/36014.7$$

$$S = 46.69 \text{ cm}$$

5.4. Diseño de muro de contención:

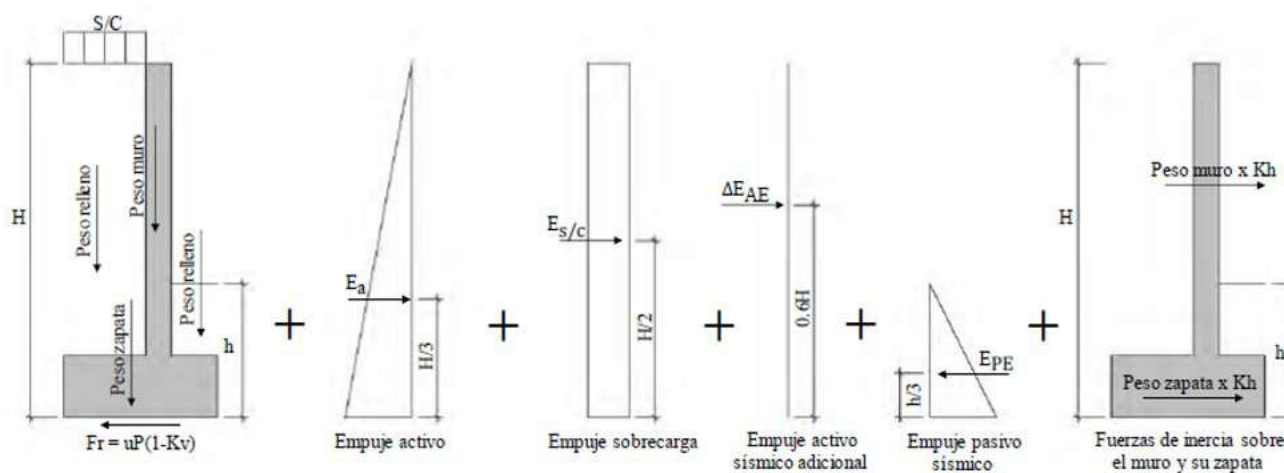
Se diseñará un muro para contener el terreno en el desnivel, permitiendo la inspección y el mantenimiento de los dispositivos de aislamiento y garantizando la funcionalidad de la junta sísmica. Se emplearon muros en voladizo como forma de muro de contención, y se evaluaron sus dimensiones para confirmar su estabilidad ante las presiones del suelo, el deslizamiento y el vuelco. Según la norma E.020, los factores de seguridad para el deslizamiento y el vuelco son 1,25 y 1,50, respectivamente.

5.4.1. Cargas de gravedad, empujes y sismo:

En el diseño se consideran las cargas por gravedad, que incluyen el peso propio del relleno y del muro, el empuje de la sobrecarga (S/C) y el empuje activo y pasivo del terreno. También se consideran las cargas por sismo, que comprenden el empuje sísmico activo, el empuje sísmico pasivo, la fuerza de inercia del muro y la fuerza de inercia de la zapata. La Figura 34 ilustra los empujes y cargas que actúan sobre el muro de contención.

Figura 34

Empujes y cargas que actúan sobre el muro de contención



Nota. Adaptado de www.abbings.com, por A. Blanco. Abbings.

El cálculo de las cargas de empuje y gravedad se realizó con las ecuaciones:

$$Ea = \frac{1}{2} Ka * \gamma * H^2 \quad (5.18)$$

$$Ep = \frac{1}{2} Kp * \gamma * h^2 \quad (5.19)$$

$$Es/c = s/c * Ka * H \quad (5.20)$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (5.21)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (5.22)$$

Donde E_a es el empuje activo, E_p es el empuje pasivo, $E_{s/c}$ el empuje de la sobrecarga, K_a es el coeficiente de empuje activo, K_p es el coeficiente de empuje pasivo, γ es el peso específico del suelo, H es la altura del relleno que ejerce el empuje activo, h es la altura del relleno que ejerce el empuje pasivo y ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo.

Las cargas sísmicas están asociadas al sismo máximo considerado y se realizó con la teoría de Mononobe-Okabe. El cálculo de las cargas sísmicas se realizó con las ecuaciones:

$$\Delta E_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} * \gamma * H^2 * (1 - K_v) - \frac{1}{2} K_a * \gamma * H^2 \quad (5.23)$$

$$E_{pe} = \frac{1}{2} K_{pe} * \gamma * h^2 (1 - K_v) \quad (5.24)$$

$$K_h = \frac{Z}{2} \quad (5.25)$$

$$K_v = \frac{2}{3} K_h \quad (5.26)$$

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right) \quad (5.27)$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad (5.28)$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta)} * \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad (5.29)$$

donde E_{AE} es el empuje sísmico adicional, E_{pe} es el empuje pasivo sísmico, K_h es el coeficiente de aceleración horizontal, K_v es el coeficiente de aceleración vertical, θ es el ángulo que está en función de los coeficientes de aceleraciones K_h y K_v , Z es el factor de zona sísmica según la Norma E.030, δ es el ángulo de fricción entre el terreno y el muro, i es la pendiente del terreno y β es la pendiente de la pantalla con la vertical.

Después de calcular los empujes y las fuerzas que actúan en el muro de contención, se procede a verificar los factores de seguridad contra el volteo y el deslizamiento, así como las

presiones en el suelo. Finalmente, se calculan los momentos flectores y las fuerzas cortantes para determinar el refuerzo necesario.

5.4.2. Ejemplo de diseño

Se diseñará el muro de contención que rodea la edificación como ejemplo de diseño. Según el Estudio de Mecánica de Suelos, el suelo tiene un esfuerzo admisible de 26.3 tonf/m², un ángulo de fricción interna de 31.8°, un peso específico de 1.83 tonf/m³ y un coeficiente de fricción $\mu=0.62$.

Para el cálculo de las cargas, se despreció el valor de la pendiente de la pantalla con la vertical β y del ángulo de fricción entre el terreno y el muro δ ; además, se consideró un relleno horizontal ($i = 0^\circ$).

Se considera una sobrecarga de 0.25 ton/m² y el valor de la aceleración de diseño es el que corresponde al de 2500 años. $Z=0.525$ g, con lo que se calcula las siguientes constantes:

$$kh = \frac{0.525}{2} = 0.26$$

$$kv = \frac{2}{3} 0.26 = 0.175$$

Además, se calcula:

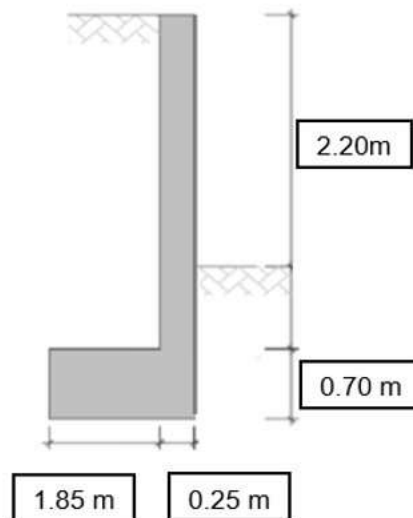
$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{kh}{1 - kv} \right) = 17.65^\circ$$

Con lo que, el valor de K_{ae} es:

$$K_{ae} = 0.55$$

Figura 35

Geometría de muro de contención



Cálculo de empuje activo estático:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.31$$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a * \gamma * H^2 = 2.38 \text{ tonf}$$

$$E_{s/c} = s/c * K_a * H = 0.22 \text{ tonf}$$

Cálculo de empuje activo dinámico e incremento dinámico:

$$E_{pe} = 3.51 \text{ tonf}$$

$$\Delta E_{ae} = 1.13 \text{ tonf}$$

Cálculo del momento de equilibrio:

Tabla 45

Momento de equilibrio

Elemento	Peso (tonf)	Brazo (m)	Momento (tonf-m)
Zapata	3.53	1.05	3.70
Pantalla	1.32	0.125	0.17
Suelo	7.45	1.175	8.75
Σ Peso =	12.30	Σ Mto=	12.62

Tabla 46

Momento desequilibrante

Fuerza	F (tonf)	Brazo (m)	Momento (tonf-m)
Ea	2.38	0.97	2.30
Es/c	0.22	1.45	0.33
Pmuro*kh	0.35	1.8	0.62
Pzap*kh	0.93	0.35	0.32
Δ Eae	1.13	1.74	1.97
Fact=	5.01	Σ Mto=	5.54

Cálculo de la ubicación de la resultante de las fuerzas verticales:

$$X = \frac{M_{\text{equilibrio}} - M_{\text{desequilibrio}}}{\sum \text{Peso}} = 0.58m$$

Donde el centroide de la base Cg es 1.05 m; así la excentricidad es 0.47 m que esta fuera del núcleo central (B/6) por lo que el esfuerzo se calculara el esfuerzo en el suelo con

$$\sigma_{max} = \frac{2(Pvg + \sum Peso)}{3(B/2 - e)} \text{ donde } Pvg \text{ es el componente vertical de la resultante de la presión del suelo}$$

durante el sismo.

$$\sigma_{max} = \frac{2(7.45 * 0.175 + 12.3)}{3(2.1/2 - 0.47)} = 15.75 \frac{tonf}{m^2} < 26.3 \frac{tonf}{m^2} \rightarrow ok$$

Cálculo del factor de seguridad al vuelco:

$$FS_{vuelco} = \frac{12.62}{5.54} = 2.28 > 1.50 \rightarrow ok$$

Cálculo del factor de seguridad al deslizamiento:

La fuerza resistente es:

$$F_{resistente} = \mu \sum Peso (1 - kv) = 6.29 \text{ tonf}$$

El factor de seguridad el deslizamiento es:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{6.29}{5.01} = 1.26 > 1.25 \rightarrow ok$$

Finalmente, se procedió con el diseño del muro a partir de los momentos y fuerzas cortantes en la longitud del volado, como se muestra en la Tabla 47:

Tabla 47

Parámetros de momento y fuerzas cortantes de diseño

Parámetro	Und.	Valor
Momento último en pantalla	Tonf.m	2.66
Cortante ultima en pantalla	tonf	3.05
Acero en pantalla	cm2	4.24
Acero mínimo	cm2	3.78
Resistencia al corte de la pantalla ϕVc	tonf	13.71
Momento último en zapata	Tonf.m	9.12
Cortante ultima en zapata	tonf	6.58
Acero en zapata	cm2	5.42
Acero mínimo	cm2	10.8
Resistencia al corte de la zapata ϕVc	tonf	39.17

5.5. Diseño de cimentación:

La cimentación es el conjunto de elementos estructurales que transfieren el peso de la estructura al suelo. Según el estudio de mecánica de suelos, la cimentación del edificio está compuesta por zapatas aisladas con una capacidad admisible del suelo (σ_{adm}) de 2,63 kg/cm² y un peso unitario (γ) de 1,83 tonf/m³.

En el cálculo de la presión sobre el suelo se consideran las cargas de gravedad y sismo, ambas en servicio. Las cargas del análisis sísmico se encuentran en condiciones de resistencia, por lo que se debe tomar sólo el 80% de sus valores según el artículo 15.2.5 de la Norma E.060. Se permite un incremento del 30% de la presión admisible cuando se incluyen los efectos del sismo.

El diseño de la cimentación consta de cinco etapas: dimensionamiento de la zapata, determinación de la reacción amplificada del suelo, verificación por fuerza cortante y punzonamiento, y cálculo del refuerzo por flexión. La cimentación estará compuesta principalmente por zapatas aisladas, por lo que se describen a continuación los requisitos a tener en cuenta en el diseño de concreto armado.

5.5.1. Dimensionamiento del área de cimentación

Para un primer tanteo para el dimensionamiento se usan las cargas axiales de gravedad (carga viva y muerta), usaremos la siguiente expresión para la verificación de esfuerzos en ambas direcciones:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{MY}{I} \quad (5.30)$$

Donde:

P: carga axial total ($P_{cm} + P_{cv} + p_{pzap}$).

A: Área de la zapata en planta.

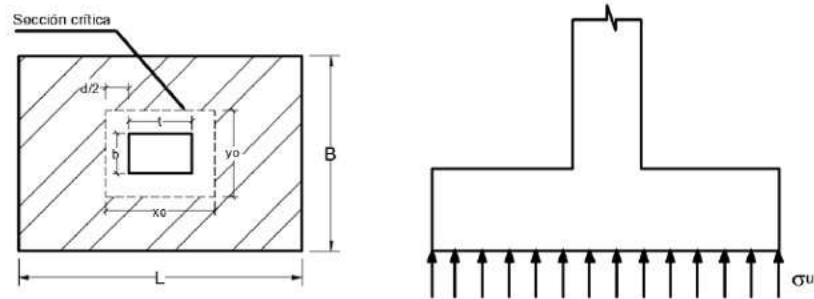
I: momento de inercia de la sección.

Y: distancia a la fibra más alejada de la sección.

En caso que el valor del esfuerzo calculado sea mayor a la capacidad portante del terreno se tendrá que aumentar la sección de la misma, esto tanto para el caso estático y dinámico.

5.5.2. Diseño por punzonamiento

En la zapata se produce un efecto de corte alrededor del perímetro de la columna en ambas direcciones. Según experimentos realizados, la falla por punzonamiento ocurre a una distancia $d/2$ de la cara de la columna.

Figura 36*Sección crítica para el punzonamiento*

Nota. Tomado de Diseño y construcción de cimentaciones (p.32), por A. Blanco, 1999. Colegio de Ingenieros del Perú.

Donde:

$$d = h_z - 10 \text{ cm}$$

$$x_0 = t + d; y_0 = b + d$$

$$A_0 = x_0 y_0$$

$$A = LB$$

$$b_0 = 2(x_0 + y_0)$$

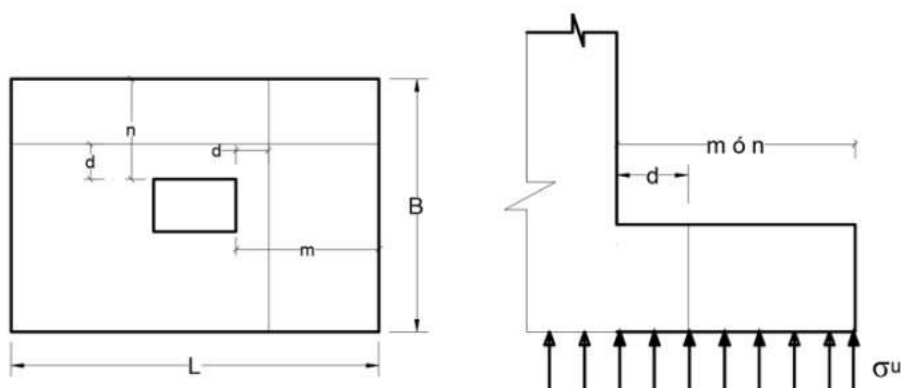
$$V_u = \sigma_u (A - A_0)$$

Entonces $V_u \leq \Phi V_c$, donde el cortante del concreto será el menor de los siguientes valores:

$$V_c = \begin{cases} 0.53 \sqrt{f'c} b_0 d \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \\ 0.27 \sqrt{f'c} b_0 d \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \\ 1.06 \sqrt{f'c} b_0 d \end{cases} \quad (5.31)$$

5.5.3. Diseño por corte

Para el chequeo de cortante en la zapata se verifica a una distancia "d" de la cara de la columna, figura 37. Para lo cual la verificaremos con las siguientes expresiones:

Figura 37*Ubicación del corte de la zapata*

Nota. Tomado de Diseño y construcción de cimentaciones (p.32), por A. Blanco, 1999. Colegio de Ingenieros del Perú.

$$Vu = \sigma u B (m - d)$$

$$Vu = \sigma u L (n - d)$$

$$Vc = 0.53 \sqrt{f'c} B d$$

$$Vc = 0.53 \sqrt{f'c} L d$$

$$Vu \leq \phi Vc$$

Si consideramos un ancho unitario:

$$Vu = \sigma u (m - d)$$

$$Vu = \sigma u (n - d)$$

El cortante que resiste el concreto será:

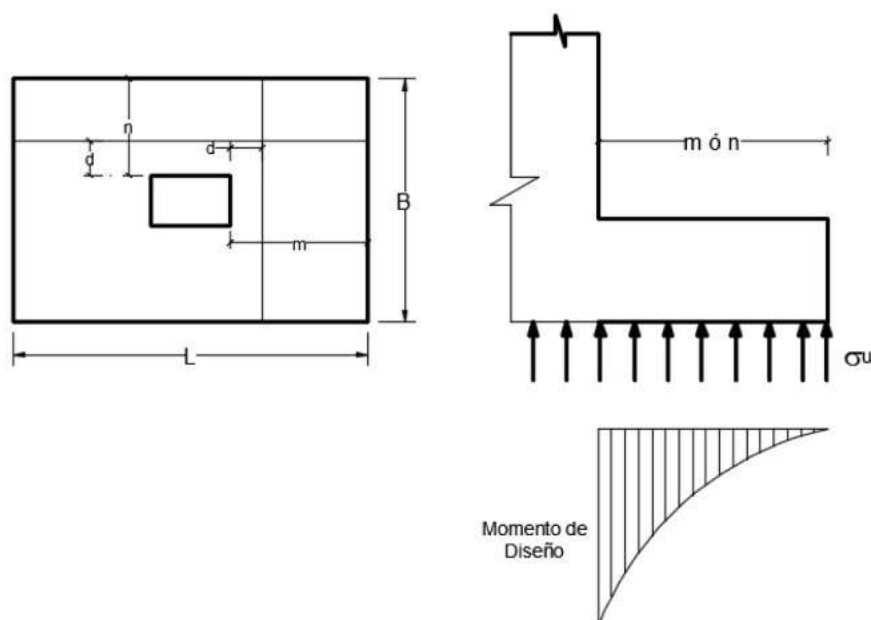
$$Vc = 0.53 \sqrt{f'c} * (B \text{ o } L) d \quad (5.32)$$

5.5.4. Diseño por Flexión

Una vez obtenido el peralte efectivo "d", definitivo, para que no ocurra punzonamiento ni corte en la zapata, pasamos a diseñar por flexión. El diseño por flexión se realiza con el momento obtenido en la cara de la columna y se siguen los mismos procedimientos que se utilizó en el diseño de vigas. El momento se puede obtener de la siguiente manera.

Figura 38

Momento para el diseño a flexión de la zapata



Nota. Tomado de Diseño y construcción de cimentaciones (p.33), por A. Blanco, 1999. Colegio de Ingenieros del Perú.

$$Mu = \frac{\sigma_u B m^2}{2}; Mu = \frac{\sigma_u L n^2}{2}$$

5.5.5. Ejemplo de Diseño

5.5.5.1 Verificación de presiones

La verificación de presiones se realiza con las combinaciones de carga:

$$U = CM + CV$$

$$U = CM + CV \pm SX$$

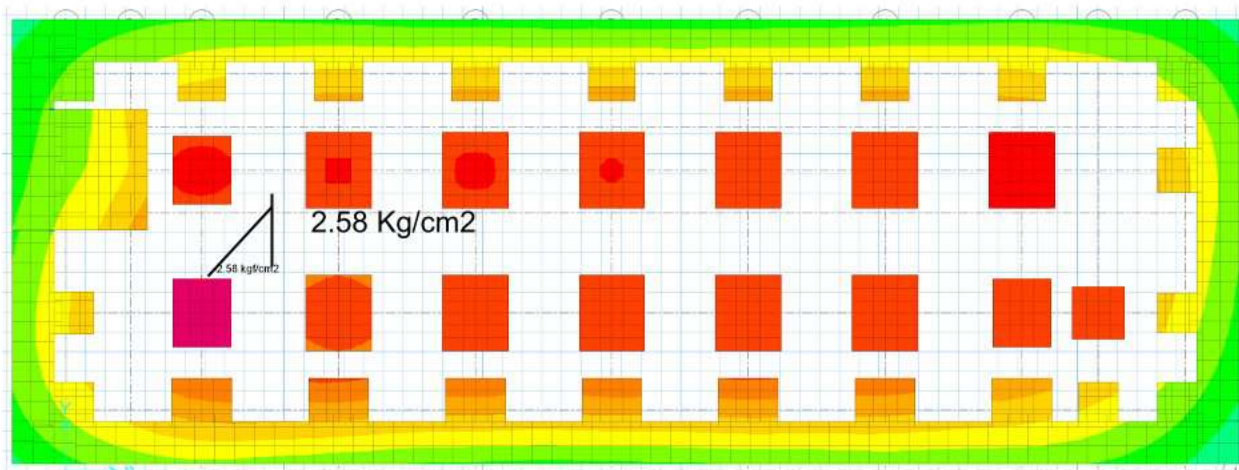
$$U = CM + CV \pm SY$$

y se ha usado el programa SAFE para el cálculo de dichas presiones. Para este caso se ha utilizado un valor para la presión admisible del terreno de 2.63 kg/cm², y un peso específico de 1.83 kg/m³, valores que representan una media en nuestra ciudad.

Las figuras presentadas a continuación muestran las presiones del terreno sometidas a las combinaciones de carga ya mencionadas:

Figura 39

Presiones debidas a la carga de gravedad (Cm+CV)

**Figura 40**

Presiones debidas a la carga de gravedad y el sismo en la dirección X (CM+CV+SX)

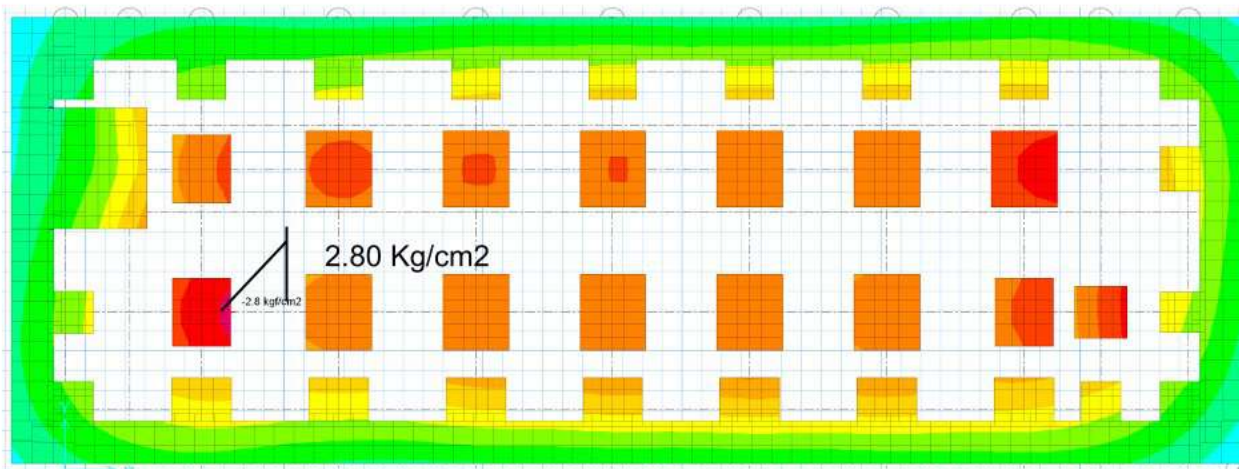
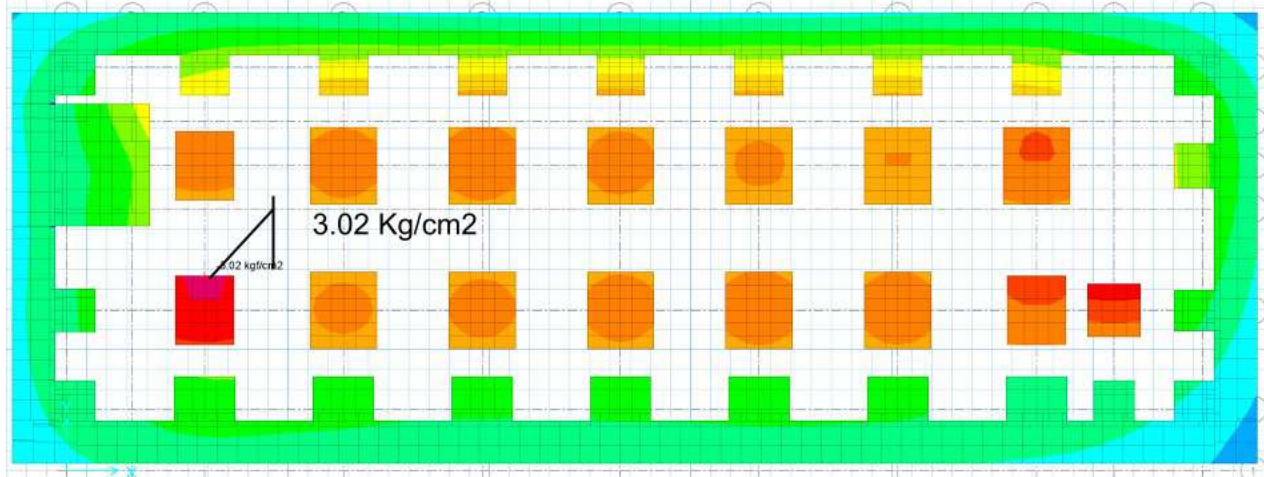


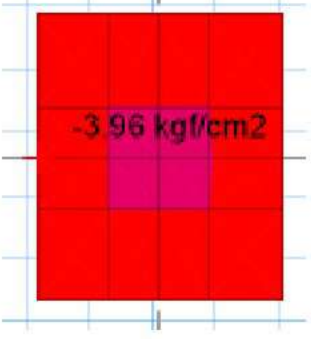
Figura 41

Presiones debidas a la carga de gravedad y el sismo en la dirección Y (CM+CV+SY)



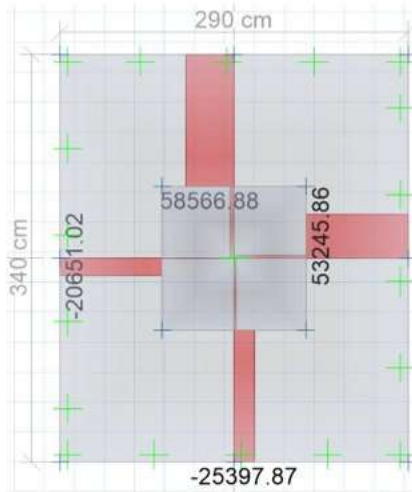
Los valores de presiones obtenidos, son menores a los límites especificados: Para cargas de gravedad los valores de las presiones deben ser menores a la capacidad portante admisible, en este caso a 2.63 Kg/cm²; y para condiciones de sismo, la capacidad portante se amplifica por un 30%, llegando este a un valor de 3.02 Kg/cm².

5.5.5.2. Diseño por punzonamiento.

Valor de Presion ultima: $\sigma_u = 3.96 \text{ Kg/cm}^2$ Pedestal: 120x120 cm. Peralte efectivo de Zapata: 60 cm  Siendo: $A_o = (120+60) \cdot (120+60) = 32400 \text{ cm}^2$ $b_o = 2(120+60) + 2(120+60) = 720 \text{ cm}$ $A_{total} = 340 \cdot 290 = 98600 \text{ cm}^2$	1. Cortante de Diseño por punzonamiento: $V_u = \sigma_u (A_{total} - A_o) = 262152 \text{ Kgf}$ 2. Cortante Resistente por punzonamiento Vc es el menor de: $0.53 \sqrt{f'c} b_o d \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) = 995383.69 \text{ Kgf}$ $0.27 \sqrt{f'c} b_o d \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) = 901479.56 \text{ Kgf}$ $1.06 \sqrt{f'c} b_o d = 663589.12 \text{ Kgf}$ $\therefore \phi V_c > V_u$ $564050.75 \text{ Kgf} > 262152 \text{ Kgf} \rightarrow ok$
--	---

5.5.5.3. Diseño por corte.

Valor de Cortante ultima: $V_u = 58566.88$ Kgf



3. Cortante Resistente V_c :

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * (B) d$$

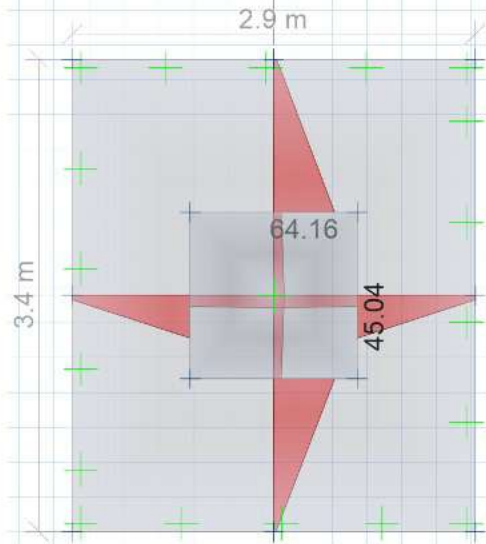
$$V_c = 0.53\sqrt{210} * (290) 60 = 133639.48 \text{ Kgf}$$

$$\therefore \phi V_c > V_u$$

$$113593.55 \text{ Kgf} > 58566.88 \text{ Kgf} \rightarrow \text{ok}$$

5.5.5.4. Diseño por Flexión.

Diagrama de Momento Flector para M_u :

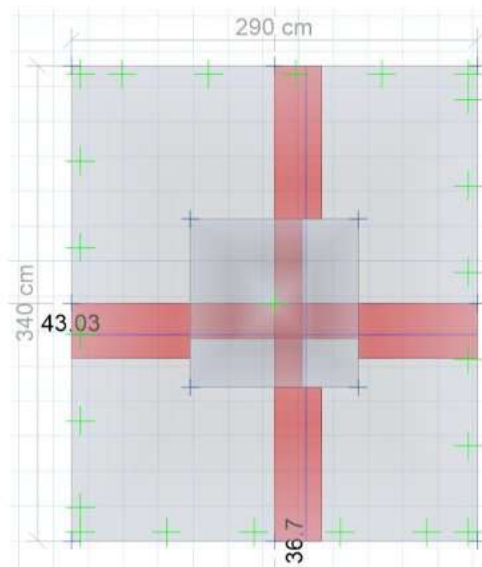


Momento Ultimo:

Dirección XX: 45.04 Tnf-m

Dirección YY: 64.16 Tnf-m

Cuantía de acero calculado en cm²:



Acero Calculado: Espaciamiento para #6:

Dirección XX: 43.03 cm² Cada 20.0 cm.

Dirección YY: 36.7 cm² Cada 20.0 cm.

Capítulo 6. Comparación en la Respuesta Sísmica entre el Edificio con Sistema de Aislamiento y el Edificio sin Sistema de Aislamiento.

En esta sección primero se calculará las respuestas estructurales (Deriva, Fuerza cortante y aceleración) del edificio en estudio sin el sistema de aislamiento sísmico mediante un análisis modal espectral, para luego comparar dichos resultados con las respuestas estructurales del edificio con sistema de aislamiento sísmico estudiado en los capítulos anteriores.

6.1. Parámetros sísmicos para el Edificio sin sistema de aislamiento sísmico de acuerdo a la Norma E.030:

6.1.1. Factor Zona (Z)

Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, por lo tanto, al encontrarse el edificio en estudio en la Región Arequipa, provincia de Arequipa, Distrito de José Luis Bustamante y Rivero, se encuentra en la zona 3 correspondiéndole un valor para el factor Z de 0.35.

6.1.2. Factor de Amplificación Sísmica (C)

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

$$\begin{array}{ll}
 & C = 2.5 \\
 T < T_p & C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \\
 T_p < T < T_L & \\
 T > T_L & C = 2.5 \left(\frac{T_p * T_L}{T^2} \right)
 \end{array} \quad (6.33)$$

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración respecto de la aceleración en el suelo.

6.1.3. Factor de Uso (U)

De acuerdo al factor Uso o importancia (U) el edificio (Hospital) califica como una edificación esencial correspondiéndole un valor para el factor U de 1.5.

6.1.4. Sistema Estructural

El edificio está conformado por pórticos de concreto armado en ambas direcciones correspondiéndole un coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R_o) de 8, la

edificación no tiene irregularidades tanto en planta como en altura por lo que los factores de irregularidad I_a e I_p son 1.00 respectivamente.

6.1.5. Estimación del Peso (P)

El peso (P) se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación de la carga viva, para las edificaciones de las categorías A y B se toma el 50% de la carga viva.

6.2. Espectro de pseudo-aceleraciones según la Norma E.030:

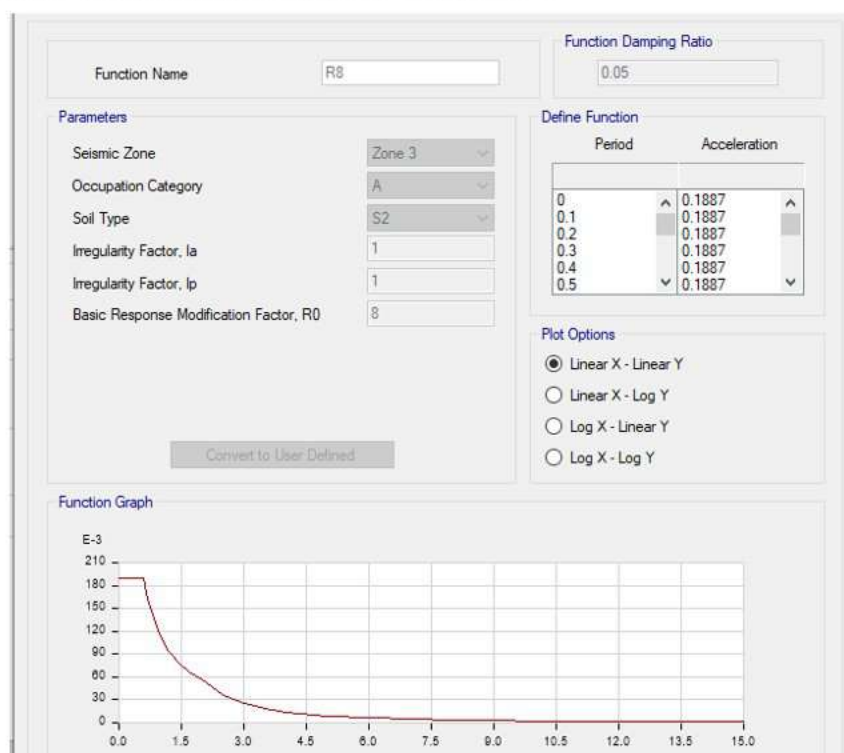
Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} g \quad (5.34)$$

El programa ETABS 2016 contiene el espectro de pseudo-aceleraciones para el Perú. A continuación, se muestra en la figura 42 el espectro de pseudo-aceleraciones para nuestra edificación.

Figura 42

Espectro de Pseudo-aceleraciones según la Norma E.030



6.3. Resultados del análisis modal espectral para el edificio sin sistema de aislamiento sísmico:

Después de realizar el análisis modal espectral se presentan en la tabla 48 los resultados de las respuestas estructurales para la edificación sin sistema de aislamiento sísmico.

Tabla 48

Respuestas Estructurales del edificio sin sistema de aislamiento (Fuerza cortante, deriva y aceleración)

Parametro	Und	Valor
Fuerza cortante en la base xx- Analisis modal espectral	tonf	501.06
Fuerza cortante en la base yy- Analisis modal espectral	tonf	524.85
Deriva en direccion x-x		0.0144
Deriva en direccion y-y		0.0179
Aceleracion x-x	g	1.39
Aceleracion y-y	g	1.84

6.4. Comparación de las respuestas estructurales entre el edificio sin sistema de aislamiento sísmico y el edificio con sistema de aislamiento sísmico:

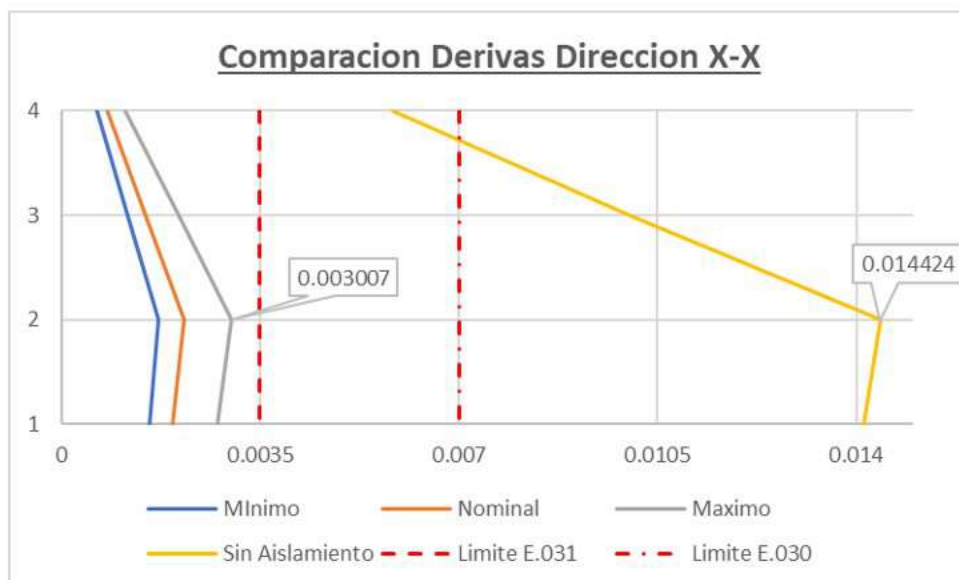
A continuación, se presentarán las comparaciones en las respuestas estructurales (deriva, fuerza cortante y aceleración).

6.4.1. Derivas entre el edificio sin sistema de aislamiento sísmico vs el edificio con sistema de aislamiento sísmico:

Se muestra en las figuras 43 y 44 la comparación de derivas para ambos edificios en cada dirección respectivamente:

Figura 43

Comparación de derivas en la Dirección X-X para ambos edificios.

**Figura 44**

Comparación de derivas en la Dirección Y-Y para ambos edificios.



6.4.2. Fuerza Cortante entre el edificio sin sistema de aislamiento sísmico vs el edificio con sistema de aislamiento sísmico:

Se muestra en las figuras 45 y 46 la comparación de Fuerza Cortante para ambos edificios en cada dirección respectivamente:

Figura 45

Comparación de Fuerza Cortante en la Dirección Y-Y para ambos edificios.

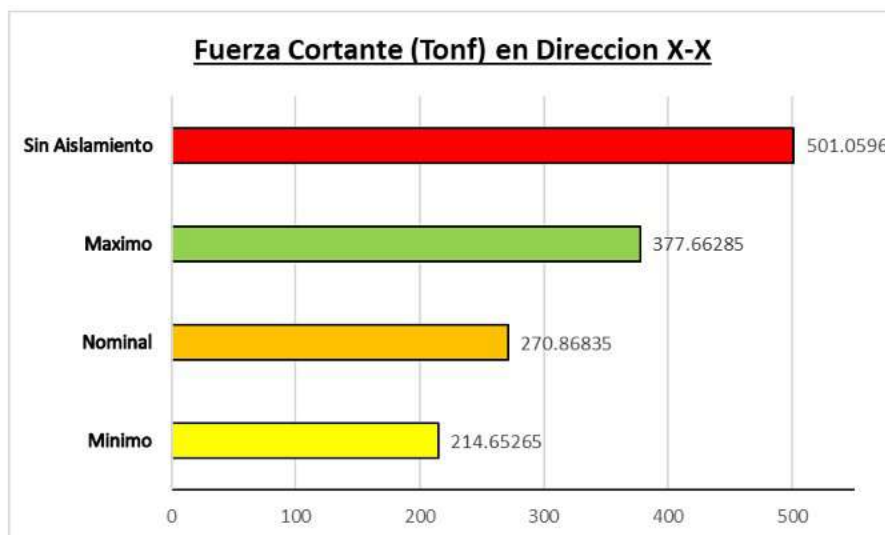
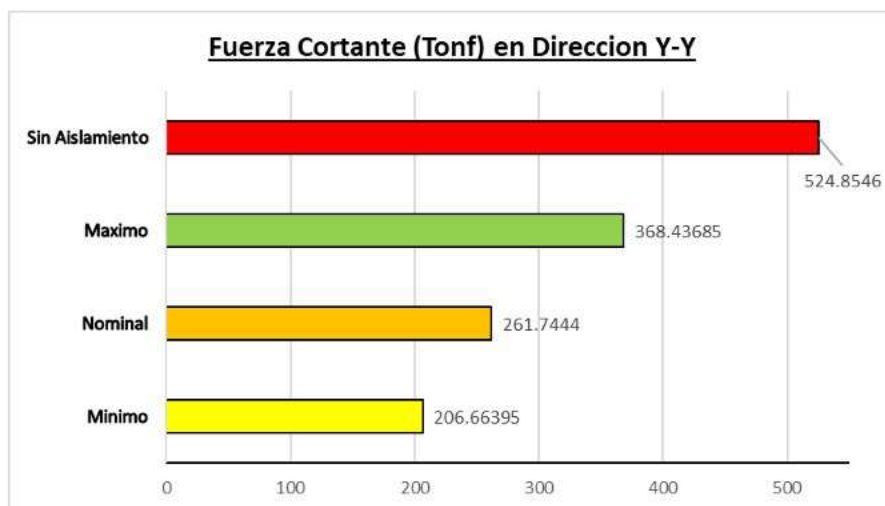


Figura 46

Comparación de Fuerza Cortante en la Dirección Y-Y para ambos edificios.



6.4.3. Aceleraciones entre el edificio sin sistema de aislamiento sísmico vs el edificio con sistema de aislamiento sísmico:

Se muestra en las figuras 47 y 48 la comparación de Fuerza Cortante para ambos edificios en cada dirección respectivamente:

Figura 47

Comparación de la Aceleración en la Dirección X-X para ambos edificios.

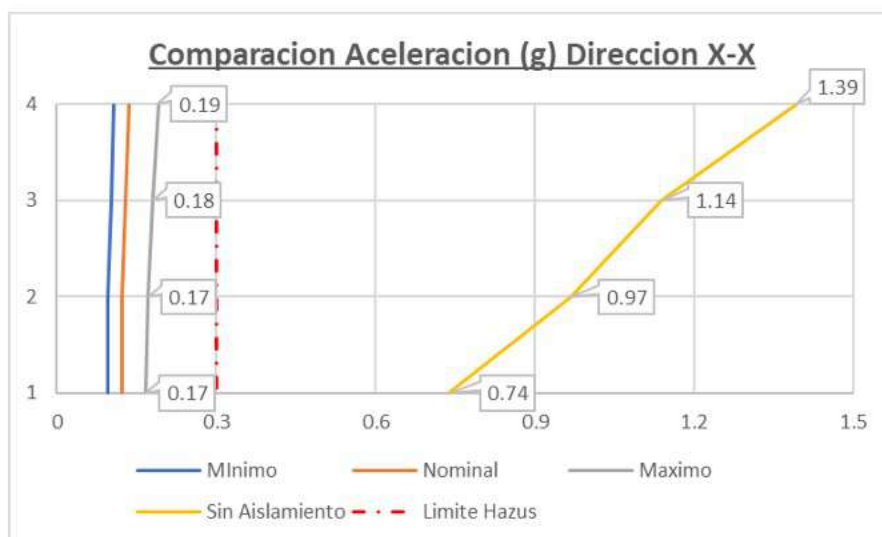
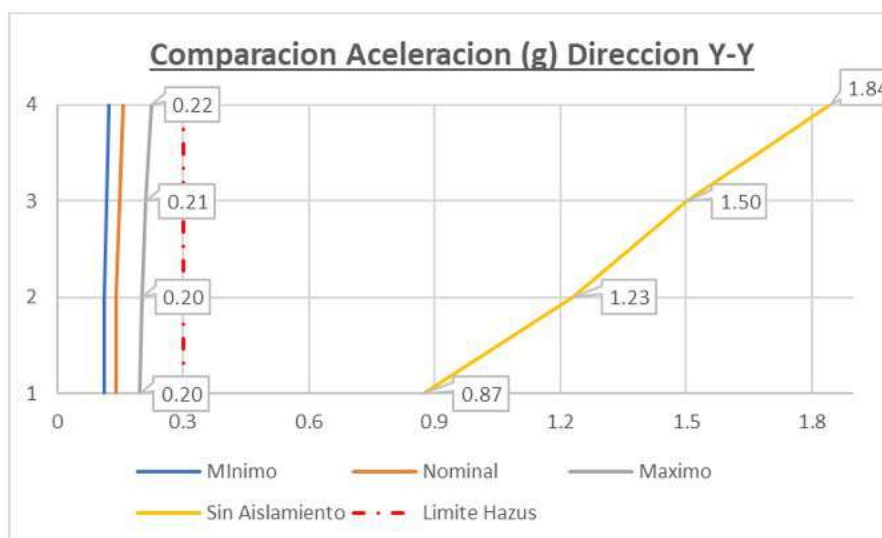


Figura 48

Comparación de la Aceleración en la Dirección Y-Y para ambos edificios.



Capítulo 7. Conclusiones

1. Se emplearon el periodo del edificio de base fija (0.804 s), el peso sísmico del edificio (5863.33 tonf) y la distribución de dispositivos (31 aisladores elastoméricos y 10 deslizadores planos) como información para realizar el prediseño del sistema de aislamiento.
2. Se obtuvo una rigidez lateral de 2166.74 tonf/m para el sistema de aislamiento, 67.40 tonf/m para el aislador elastomérico y 7.73 tonf/m para el deslizador plano como resultado del prediseño, asumiendo un periodo de base aislada de 4.1 veces el periodo de base fija (3.30 s) y un amortiguamiento efectivo del 15%.
3. Como resultado del diseño definitivo con propiedades nominales, se obtuvo un periodo de 3.16 seg, una razón de amortiguamiento efectivo del 19% y una rigidez efectiva del sistema de aislamiento de 2360.17 tonf/m, 73.42 tonf/m para el aislador elastomérico y 8.42 tonf/m para el deslizador plano.
4. Al modificar las propiedades máximas de los dispositivos, se registraron derivas de entrepiso de 3.2‰ dirección X-X y 2.9‰ dirección Y-Y para el análisis no lineal Tiempo-historia; para el análisis modal espectral de 3.0‰ dirección X-X y 2.9‰ para dirección Y-Y; siendo menores a las derivas máximas establecidas en la norma E.031 de 5‰ y de 3.5‰ para el análisis Tiempo-historia y análisis modal espectral respectivamente.
5. Al modificar las propiedades máximas de los dispositivos, se registraron aceleraciones de piso de 0.22g dirección X-X y 0.26g dirección Y-Y para el análisis no lineal Tiempo-historia; para el análisis modal espectral de 0.19 g para dirección X-X y 0.22 g para dirección Y-Y; siendo menores a la máxima aceleración de piso recomendadas por el manual HAZUS MR4 para tener un nivel de daño leve en elementos no estructurales la cual es de 0.3g.
6. La fuerza de restitución, calculada con las propiedades mínimas modificadas de los dispositivos de aislamiento, fue de 6.22% del peso sísmico del edificio, valor que no supera el porcentaje mínimo establecido por la Norma E.031 del 2.5%.
7. Se calculo una fuerza lateral mínima de diseño de 907.03 tonf para el sistema de aislamiento y de 400.31 tonf para la superestructura.

8. Se calculo un desplazamiento lateral de 0.37 m en la plataforma de aislamiento debido al sismo máximo considerado de diseño, considerando la torsión y la excentricidad accidental el cual pertenece al análisis modal espectral.
9. Debido a la falta de un apartado especial para el diseño de estructuras aisladas en la norma peruana E.060, se optó por diseñar el concreto armado de la estructura siguiendo las especificaciones para edificios con Pórticos intermedios resistentes a momentos.
10. Las columnas exteriores e interiores se diseñaron con cuantías bajas de acero (1.06% al 1.14% de la sección bruta, respectivamente), con lo que se pudo verificar la reducción de demanda sísmica del edificio de base aislada, a pesar del sismo máximo considerado de diseño con un periodo de retorno de 2500 años.
11. Las vigas típicas de la superestructura de dimensiones 35x65 cm y 35x70 están armadas con 2 aceros de 1" de diámetro con 2 bastones de 1" en la zona superior y 2 aceros de 1" de diámetro en la zona inferior y 2 aceros de 1" de diámetro con 3 bastones de 1" en la zona superior y 2 aceros de 1" de diámetro en la zona inferior respectivamente.
12. La cimentación del edificio está compuesta por zapatas aisladas y una zapata combinada en la zona del ascensor, armadas con un refuerzo de 3/4" de diámetro espaciadas a 20 cm (inf) tanto para las zapatas aisladas y la zapata combinada; además de refuerzo 3/4" de diámetro espaciadas a 17.5 cm (sup) para la zapata combinada.
13. Para garantizar el correcto funcionamiento de la junta sísmica, el diseño del muro de contención alrededor del edificio se realizó considerando las cargas de servicio y de sismo máximo considerado, con un factor de seguridad al deslizamiento de 1.25 y al volteo de 1.50 según la indicación de la Norma E.020 "cargas" y E.030 "Diseño Sismorresistente".
14. La máxima deriva en el Edificio sin sistema de aislamiento sísmico es de 0.0179 y se dio en la dirección Y-Y.
15. La Fuerza cortante en el edificio sin sistema de aislamiento sísmico es de 524.85 tonf en la dirección Y-Y.

Bibliografía

- Aguiar, R. (2018). Analisis Sismico de Hospital de Quininde con dos tipos de aisladores. *Revista Internacional de Ingenieria de Estructuras*, 141.
- Aguiar, R., Almazan, J., Dechent, P., & Suarez, V. (2008). *Aisladores de Base Elastomericos y FPS*. Ecuador: Centro de Investigaciones Cientificas. Escuela Politecnica del Ejercito.
- Barmo, A. (2015). The Behavior of Multi.story Buildins Seismically Isolated System Hybrid Isolation. *Scientific Researh Publishing*, 3.
- Bazan, E., & Meli, R. (2000). *Diseño Sismico de Edificios*. LIMUSA.
- Blanco, A. (1999). *Diseño y Construcccion de Cimentaciones*. Peru: Colegio de ingenieros del Peru.
- Chumpitaz, J. (2017). Procedimientos de Analisis y Diseño para Edificios Sismicamente Aislados en el Peru. *Titulo Profesional*. Pontificia Universidad Catolica del Peru, Peru.
- Computers and Structures. (2015). *Analysis references manual for sap2000,etabs,safe and csibridge*.
- FEMA. (2003). *Hazus MR4, Multi-hazard Loss Estimation Methodology*. EE.UU.
- Flores, F., Lopez, D., & Charney, F. (2015). Assessment of floor accelerations in special steel moment frames. *J.Constr. Steel Res*, 106.
- IGP. (2017). *Peligros Geodinamicos en la ciudad de Arequipa Cercado y zonas aledañas*. Arequipa.
- Janampa, B. (2018). Diseño del Sistema de Aislamiento Sismico de un Edificio Hospitalario usando Dispositivos HDR. *Tesis Profesional*. Pontificia Universidad Catolica del Peru, Peru.
- Kelly, T. (2001). *Base Isolation of Structures: Design Guidelines*. New Zealand: Holmes Consulting Group.
- Kircher, A. (2003). *NEHRP Recommended Provisions: Desing Examples*. FEMA 451.

- Korswagen, P., Arias, J., & Huaranga, P. (2012). Analisis y Diseño de Estructuras con Aisladores Sismicos en el Peru. *Tesis Profesional*. Pontificia Universidad Catolica del Peru, Peru.
- Mena, U. (2002). Evaluacion del Riesgo Sismico en Zonas Urbanas. *Tesis de Doctorado*. Universidad Politecnica de Cataluña, Barcelona.
- Mendo, A. (2015). Bases para la Implementacion de la Norma Peruana de Analisis y Diseño de Edificios con Aislacion Sismica. *Titulo de Magister*. Pontificia Universidad Catolica del Peru, Peru.
- Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. Peru: ICG.
- Muñoz, A. (2020). *Comentarios a la Norma Peruana E.030 "Diseño Sismorresistente"*. Peru: SENCICO.
- Naeim, F. (2001). *The Seismic Design Handbook* (2da ed.). United States of America: Springer.
- Naeim, F., & Kelly, J. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures*. United States of America: John Wiley & Sons.
- Olarte, J., & Lopez, D. (2001). *Sismicidad y peligrosidad sismica en la region sur-occidental del Peru*. Peru: CISMID.
- Olivos, O. (2018). Proteccion Sismica de Edificaciones Hospitalarias Peruanas por Aislamiento Sismico. *Titulo de Magister*. Pontificia Universidad Catolica del Peru, Peru.
- Safina, S. (2002). Vulnerabilidad Sismica de Edificaciones Esenciales Analisis de su Contribucion al Riesgo Sismico. *Tesis Doctoral*. Universidad Politecnica de Cataluña, Barcelona.
- SENCICO. (2006). *Norma Tecnica de Edificaciones NTE-E.020 "Cargas"*. Peru: Servicio Nacional de Normalizacion, Capacitacion e Investigacion para la Industria de la Construccion.

SENCICO. (2009). *Norma Técnica de Edificaciones NTE-E.060 "Concreto Armado"*. Peru:

Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción.

SENCICO. (2018). *Norma Técnica de Edificaciones NTE-E.030 "Diseño Sismorresistente"*. Peru:

Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción.

SENCICO. (2019). *Norma Técnica de Edificaciones NTE-E.031 "Aislamiento Sísmico"*. Peru:

Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción.

SISA. (2016). *Estudio de Peligro Sísmico y Vulnerabilidad*. Sedapar.

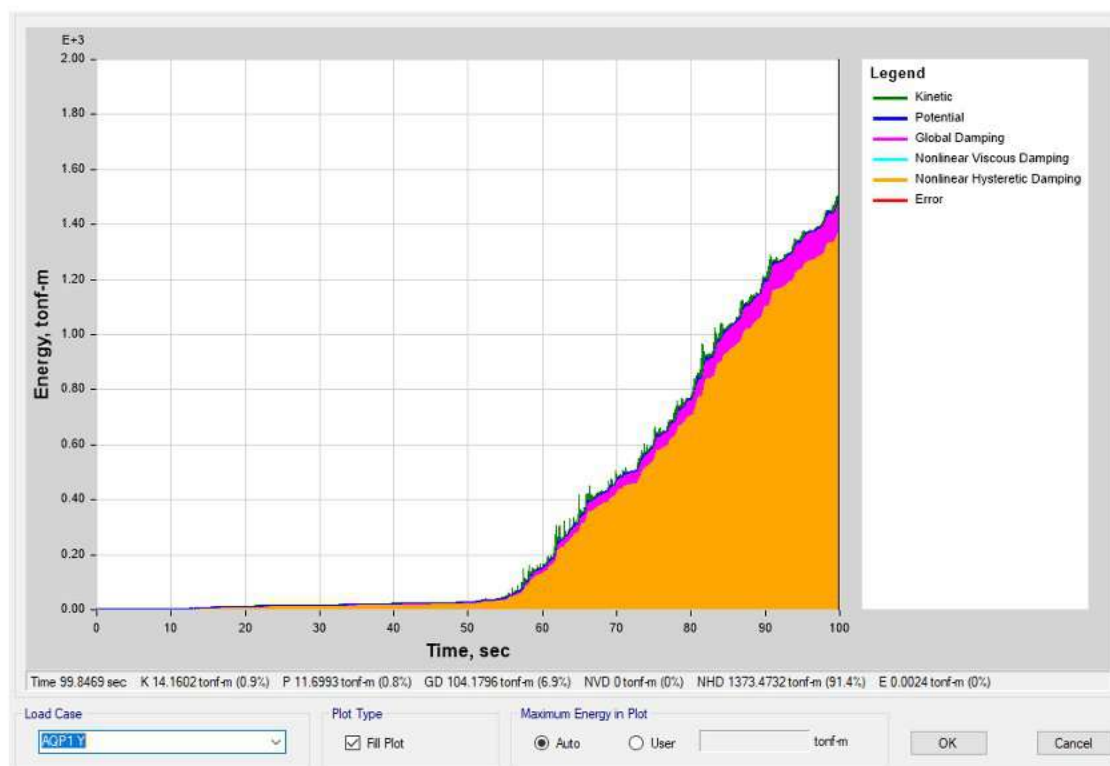
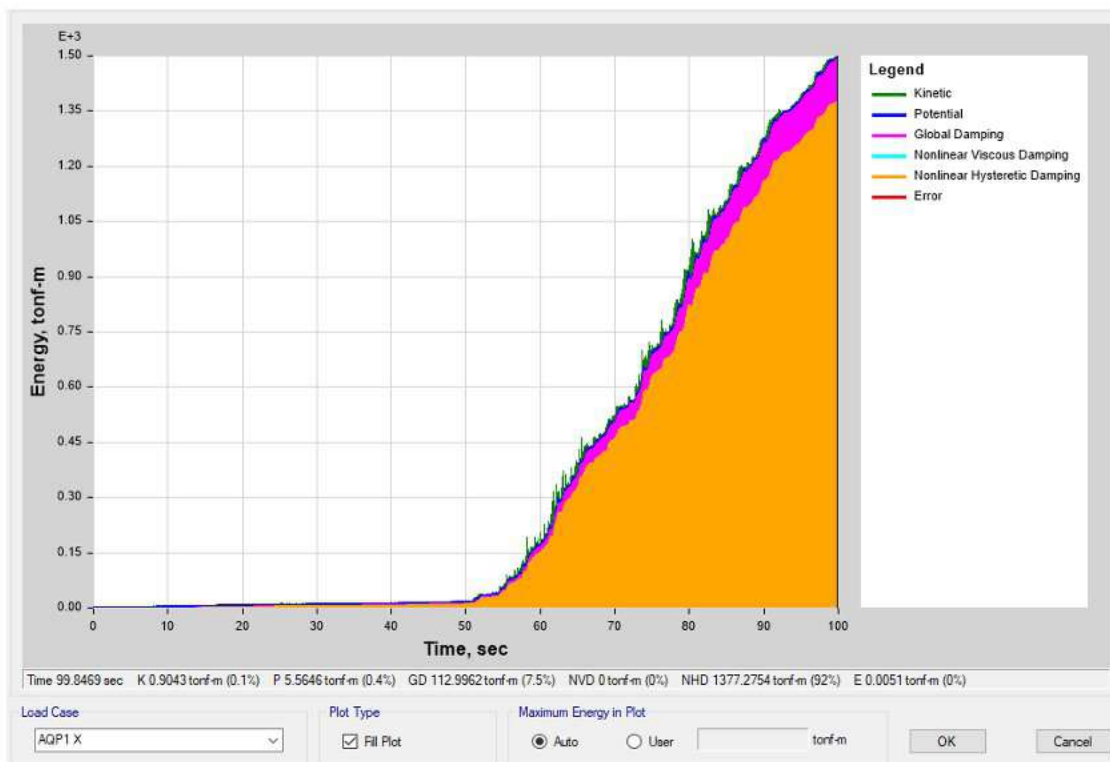
Symans, D. (2009). *Seismic Protective Systems: Seismic Isolation*. FEMA 451.

Tavera, H. (2014). *Zonificación Sísmica-Geotecnia de la Ciudad de Arequipa- Cercado (comportamiento Dinámico del Suelo)*. Peru: IGP.

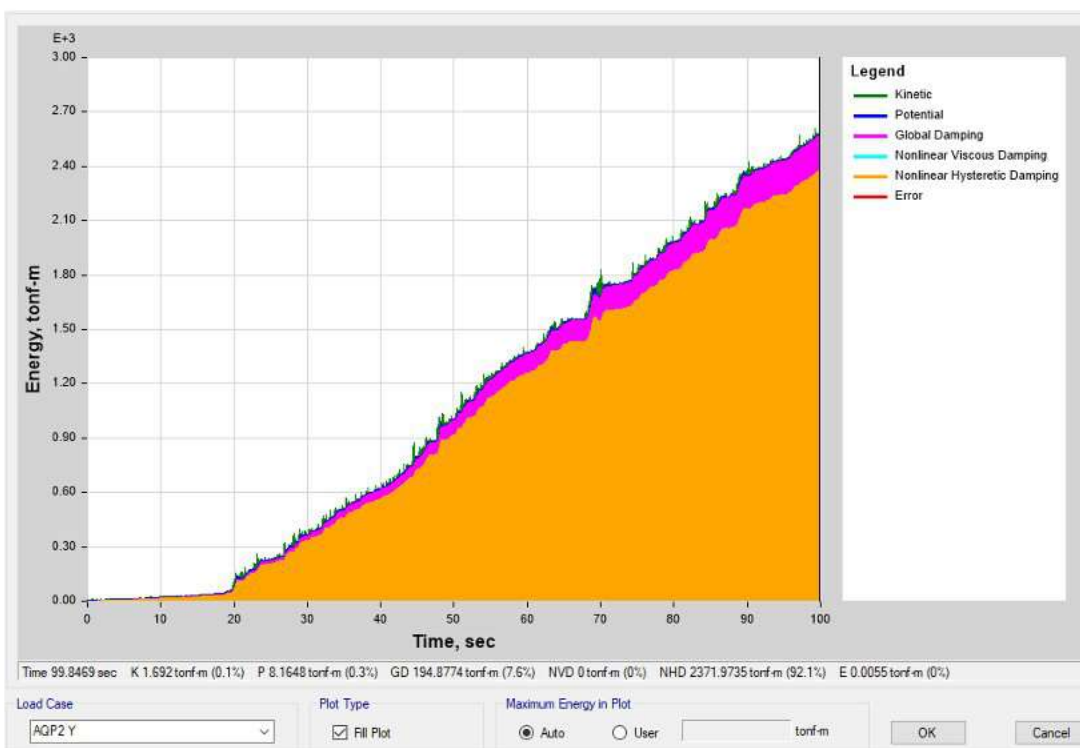
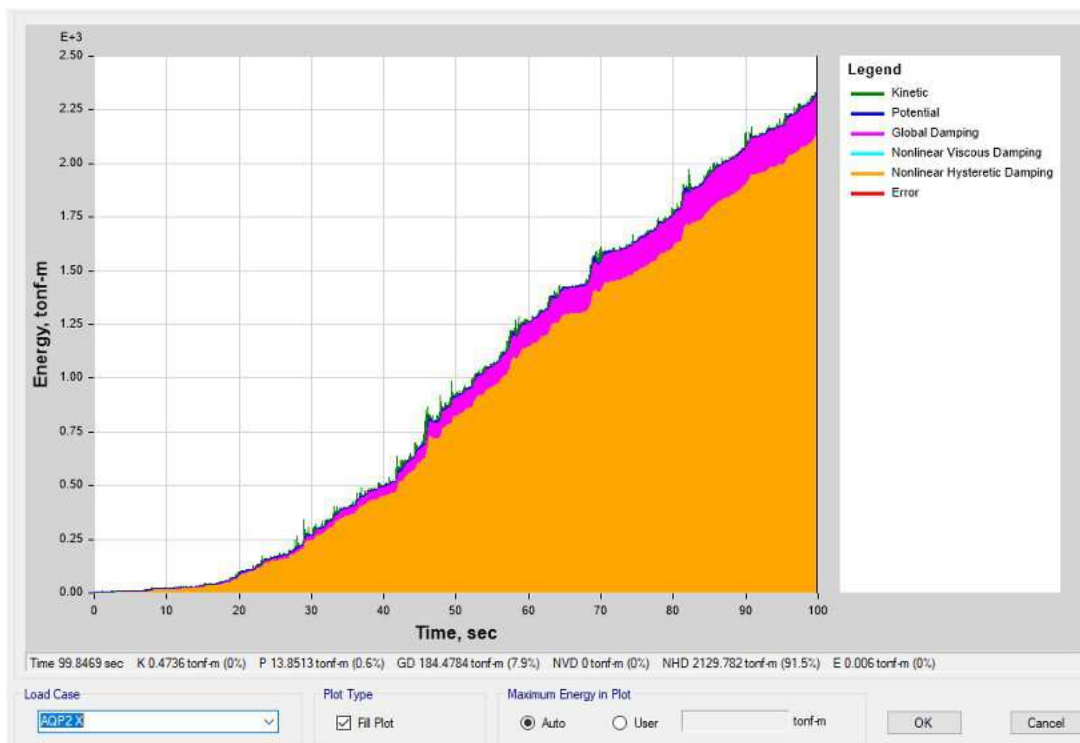
Vallecilla, C. (2003). *Fuerzas Sísmicas: principios y aplicaciones: NSR-98*. Colombia: Bauen.

ANEXO 1: Balance Energético-Nominal

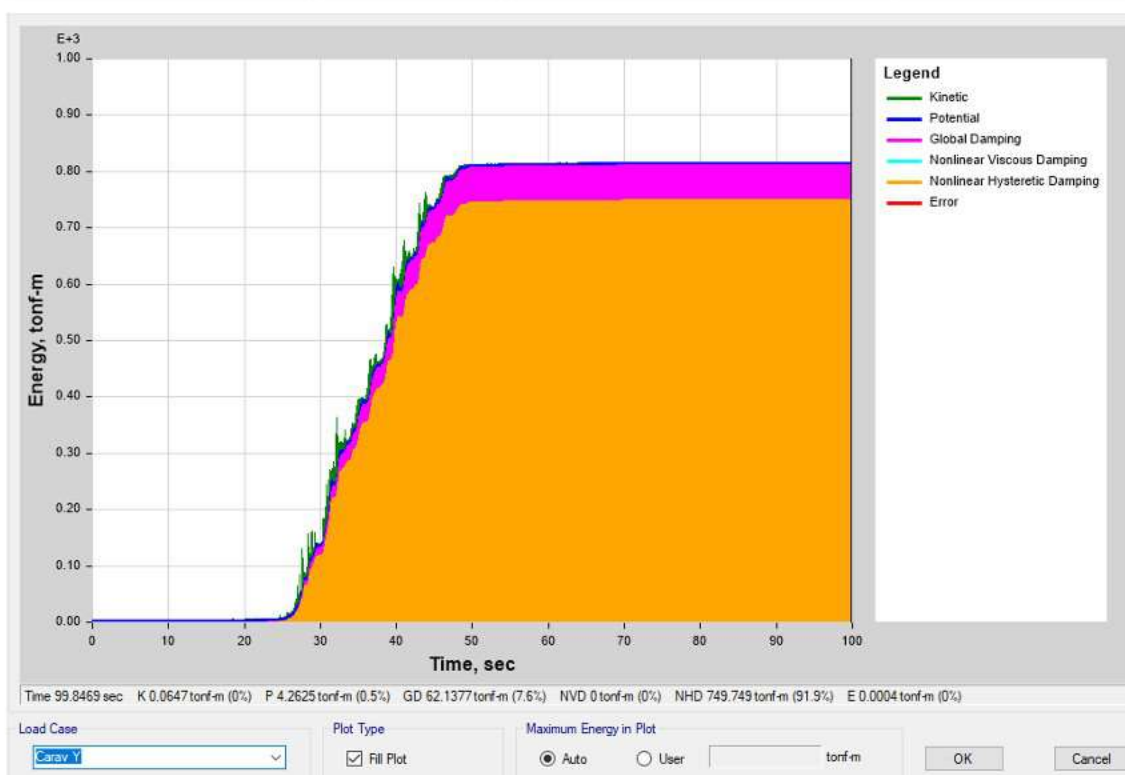
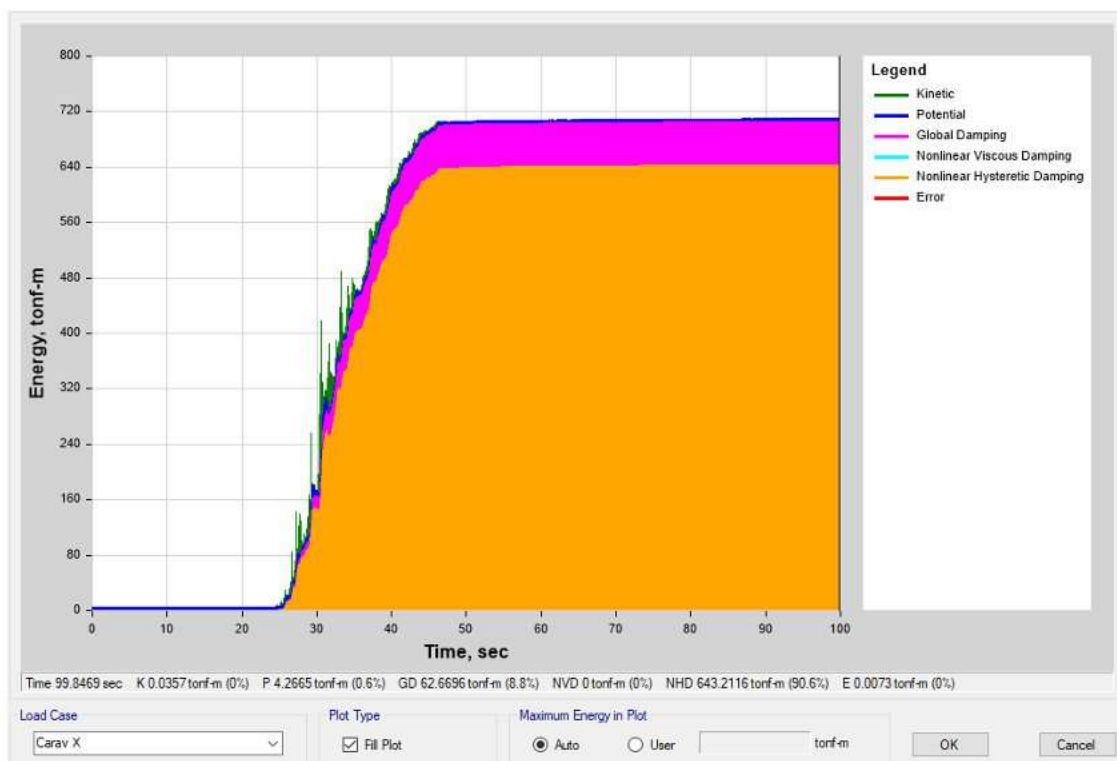
Registro Arequipa 2005



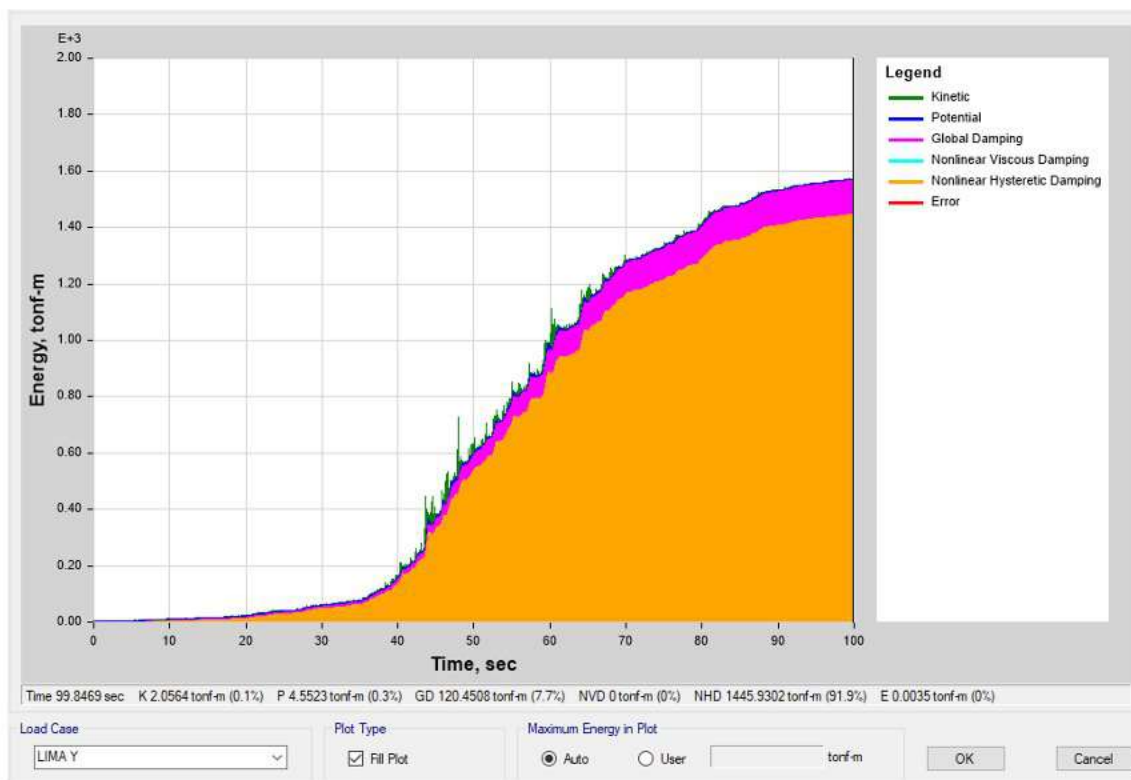
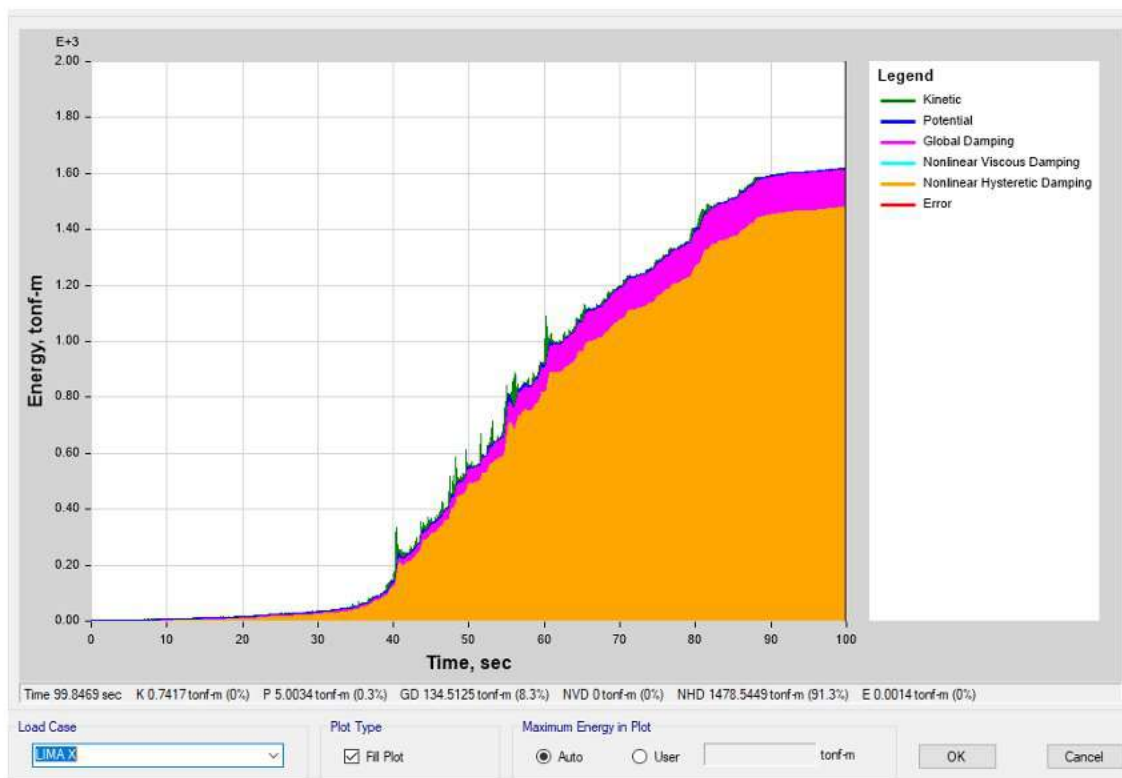
Registro Arequipa 2007



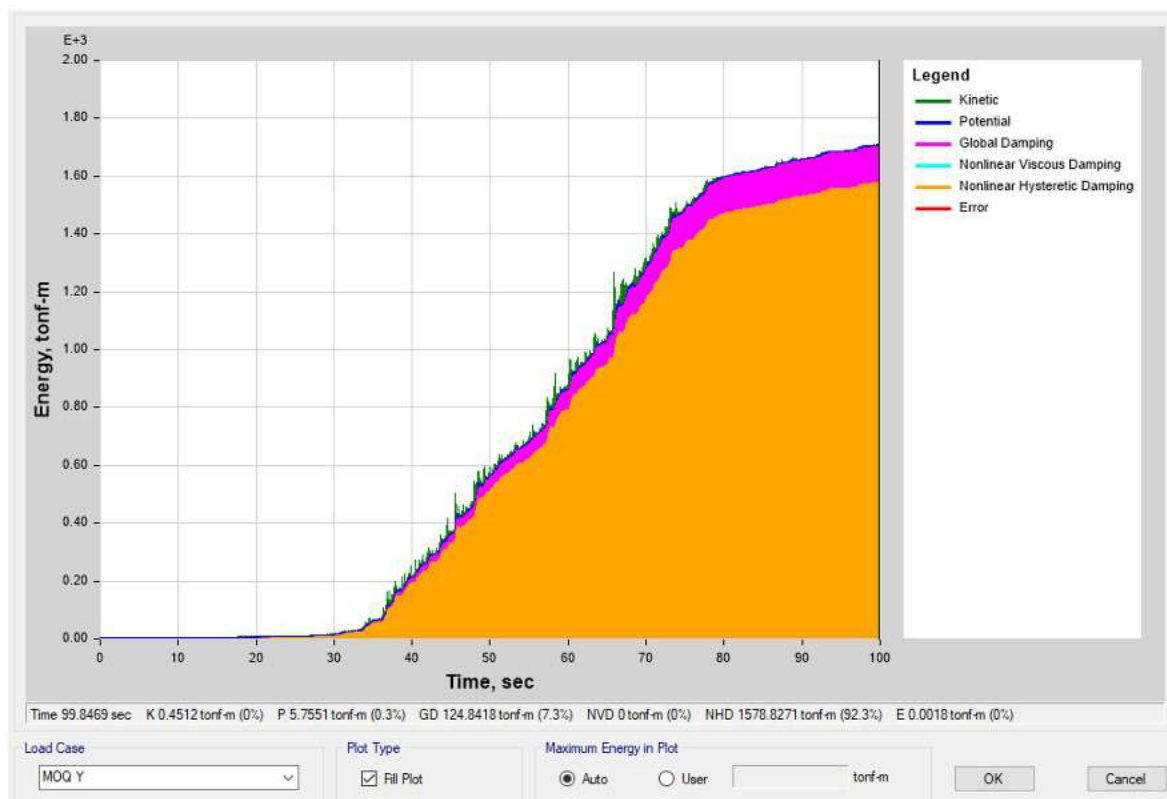
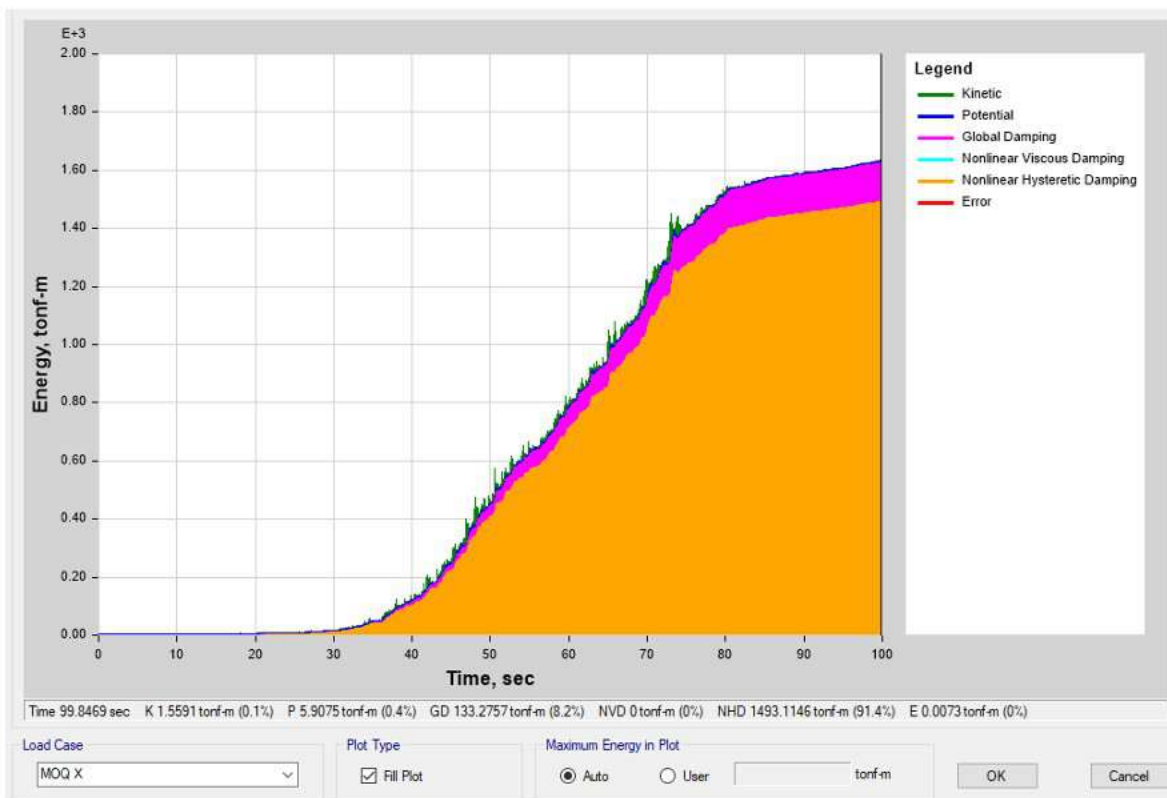
Registro Caraveli 2018



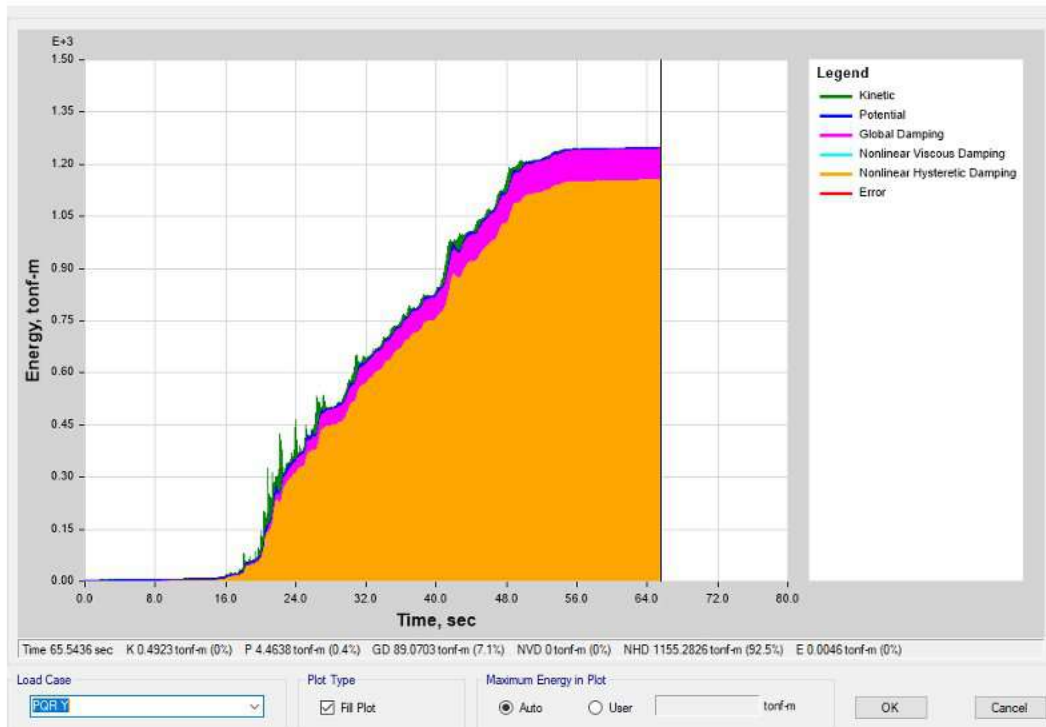
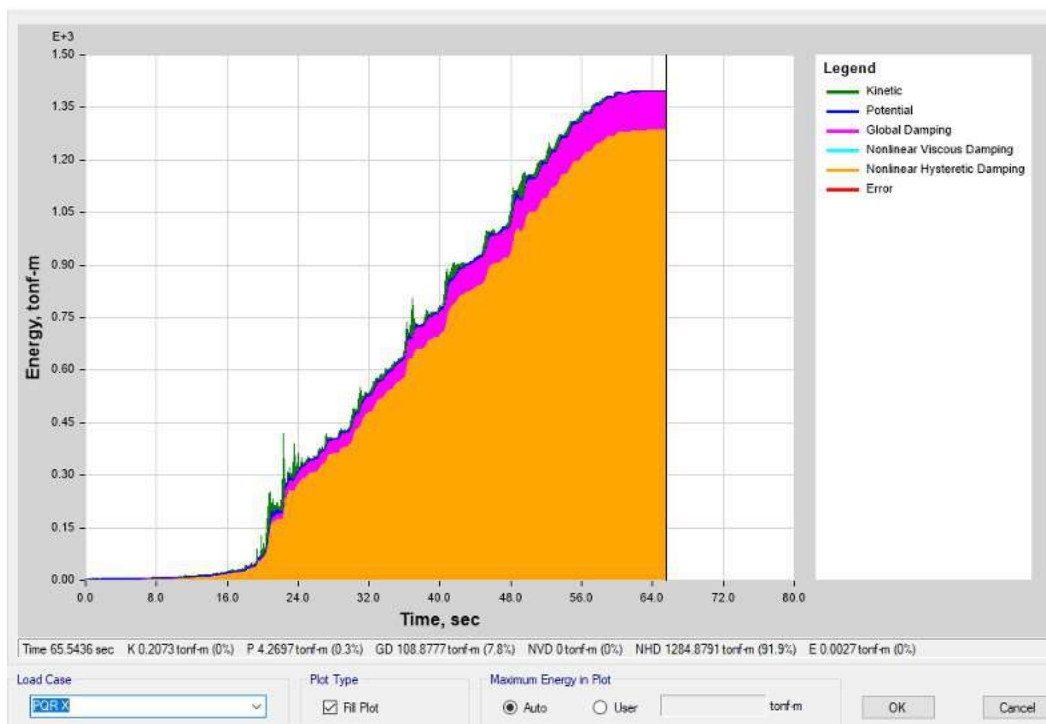
Registro Lima 2011



Registro Moquegua 2001

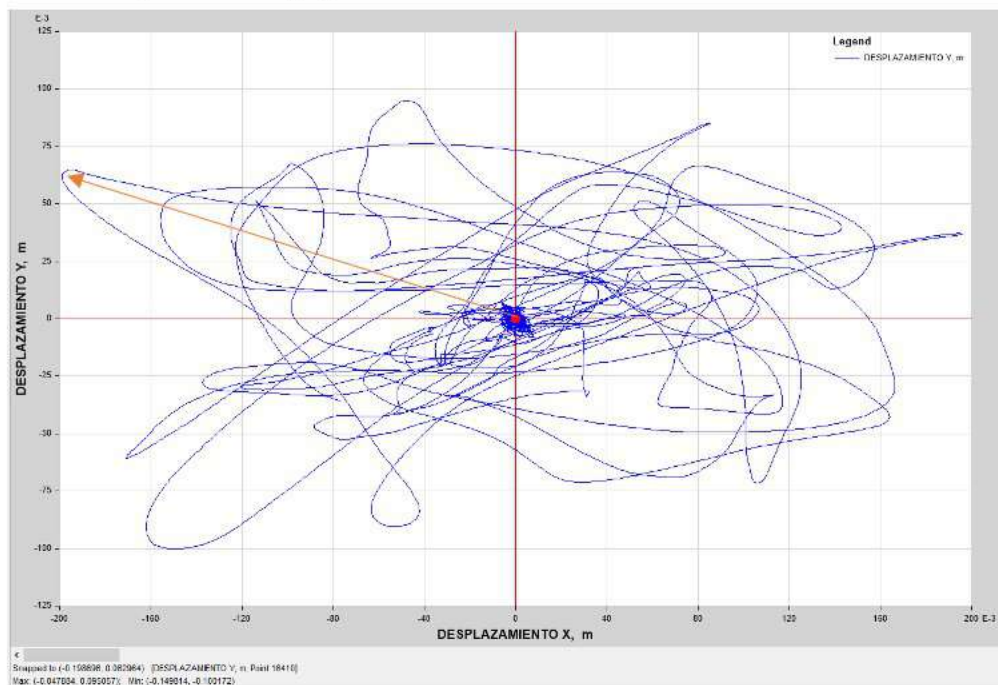


Registro Lima 1966

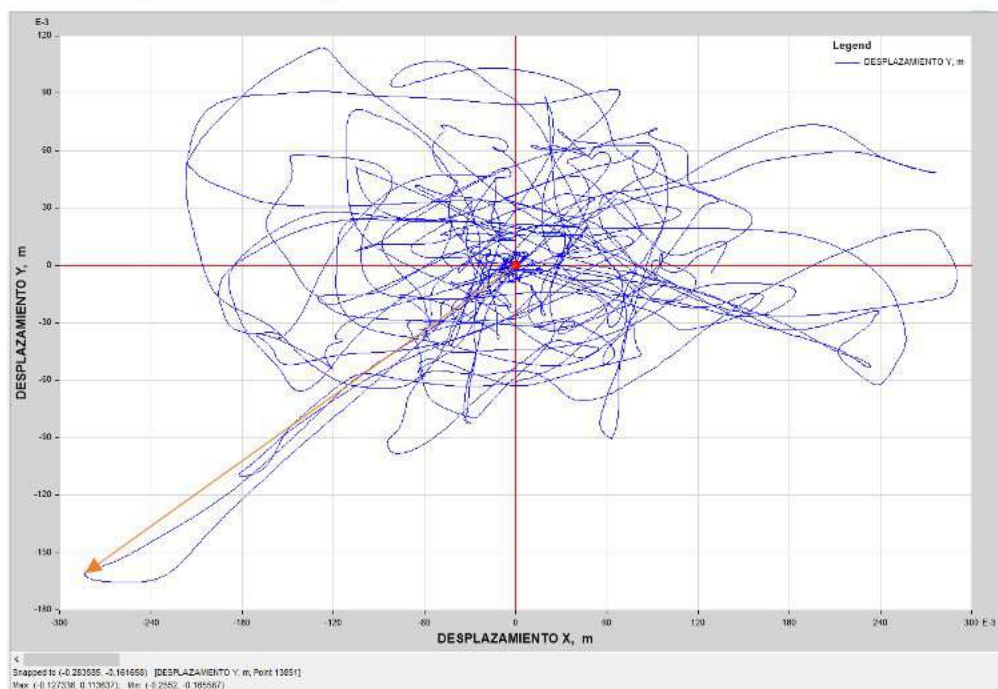


ANEXO 2: Desplazamiento Total Máximo del Sistema de Aislamiento – Propiedades mínimas

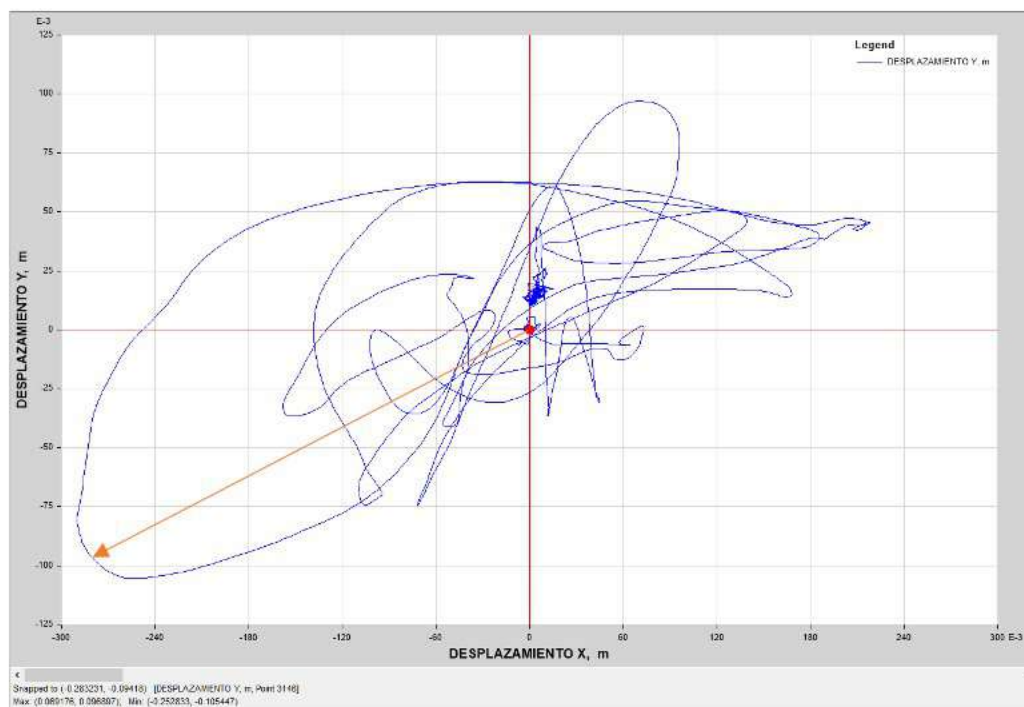
Registro Arequipa 2005



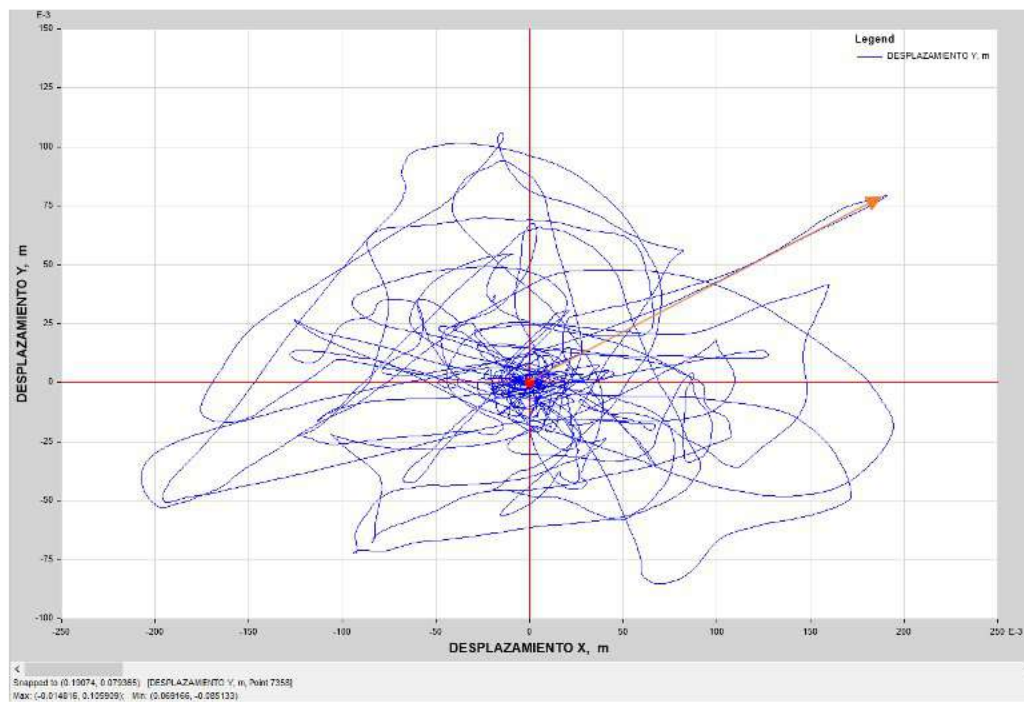
Registro Arequipa 2007



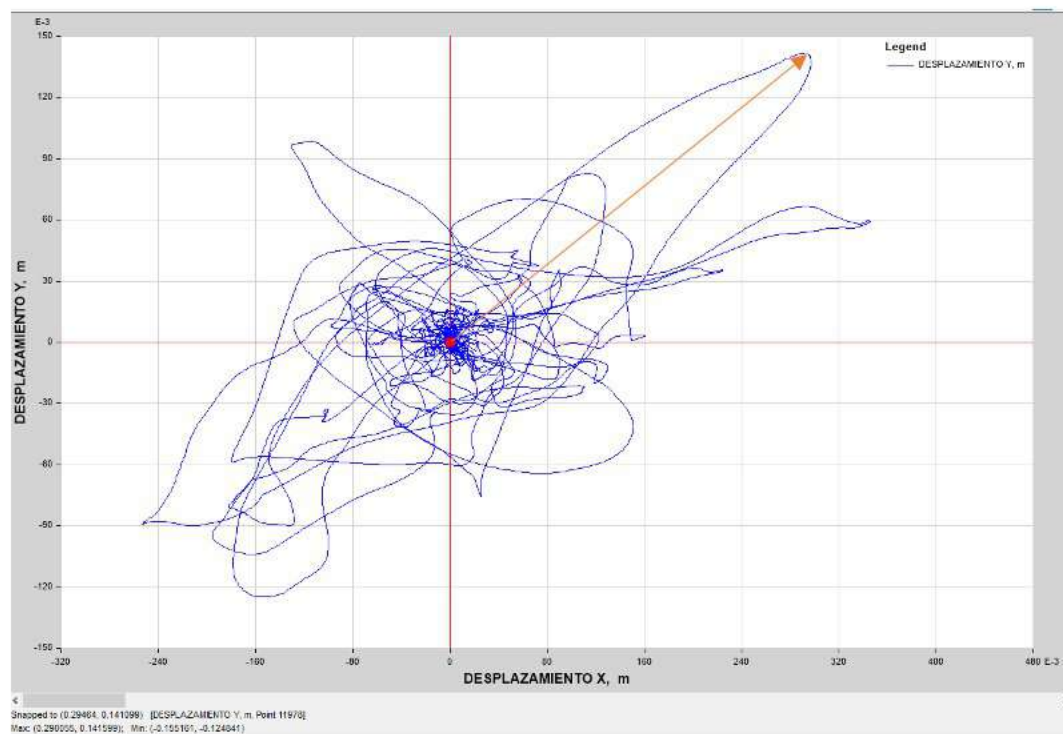
Registro Caraveli 2018



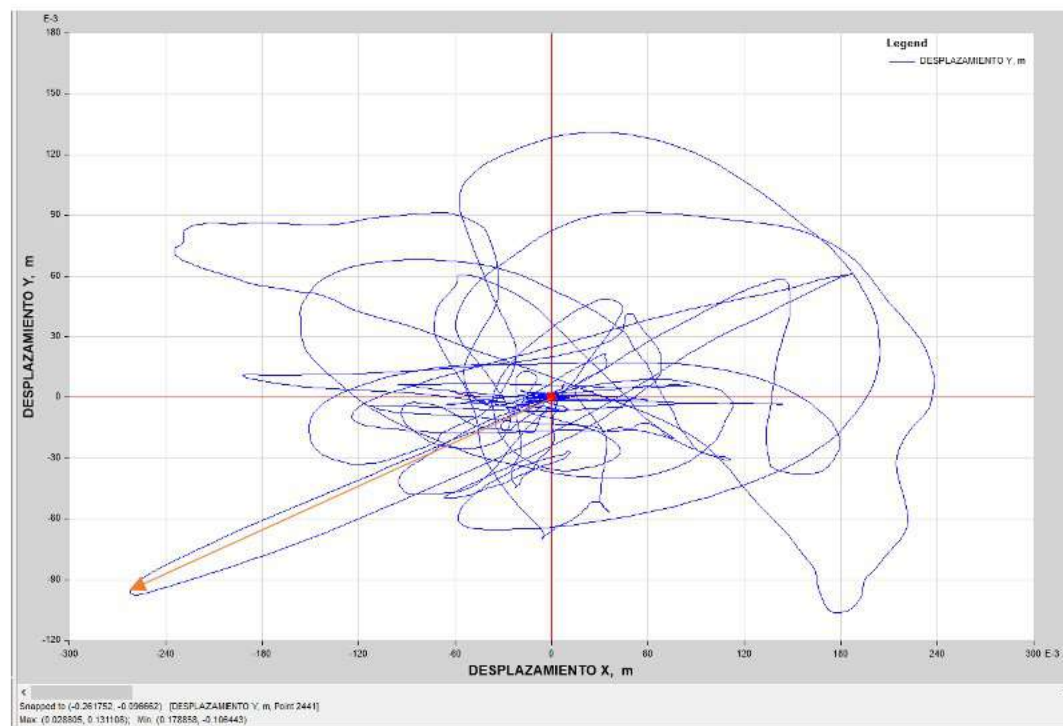
Registro Moquegua 2001



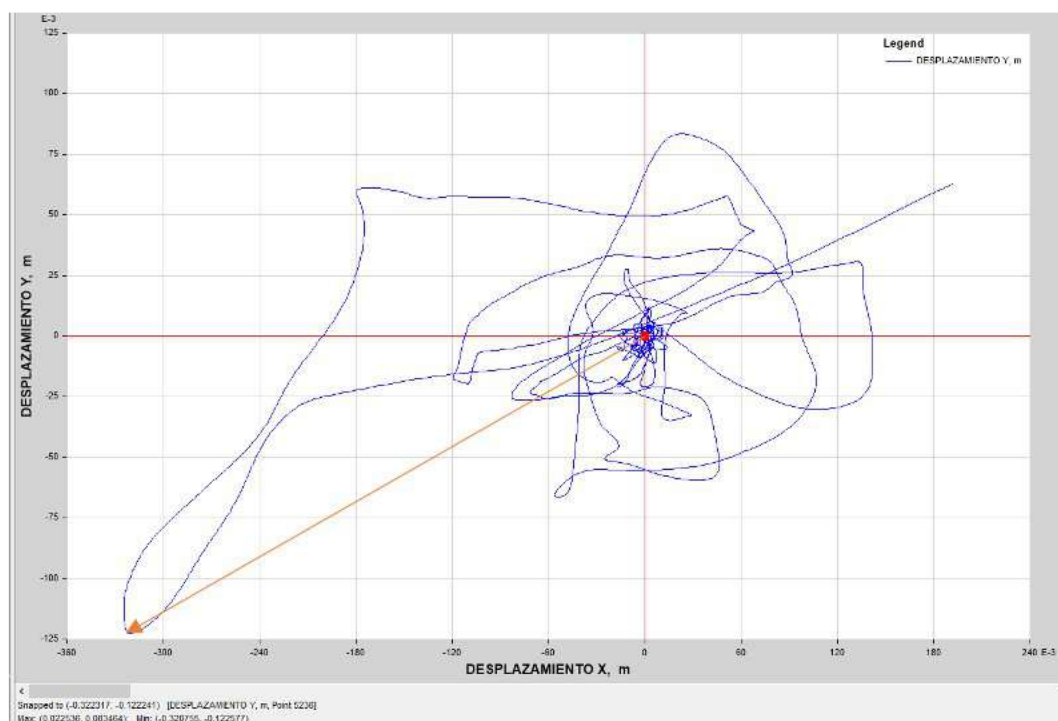
Registro Lima 2011



Registro Lima 1966



Registro Moyobamba 2005



Registro	AREQUIPA 2005	AREQUIPA 2007	Caraveli 2018	Moquegua 2001	Lima 2011	Lima 1966	Moyobamba 2005	
Desp. X (m)	0.198696	0.283585	0.283231	0.190740	0.294640	0.261752	0.322317	
Desp. Y (m)	0.062964	0.161658	0.094180	0.079365	0.141099	0.096662	0.122241	Promedio
Hipotenusa (m)	0.208434	0.326426	0.298479	0.206593	0.326683	0.279030	0.344719	0.284338

ANEXO 3: Planos Generales del Edificio Esencial Hospitalario Aislado

Relación de planos:

E-1 Plano – Especificaciones Técnicas y Cimentación

E-2 Plano – Cortes de Cimentación y Escaleras

E-3 Plano – Encofrado de techo del nivel de aislamiento superior y columnas

E-4 Plano – Encofrado de techo del 1er Piso

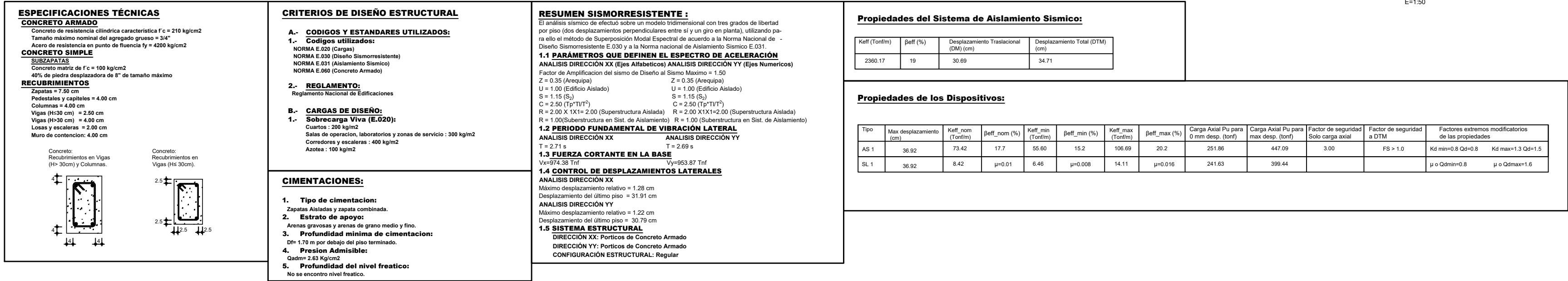
E-5 Plano – Encofrado de techo del 2do Piso

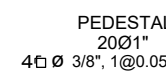
E-6 Plano – Encofrado de techo del 3er Piso

E-7 Plano – Encofrado de techo del 4to Piso

E-8,9,10,11,12,13 y 14 Planos – Vigas

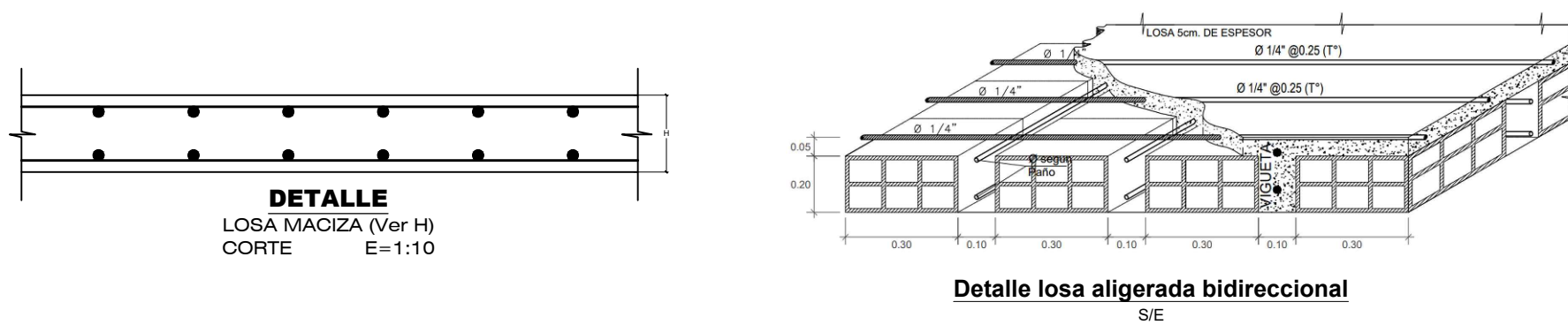
E-15 Plano – Detalles Generales



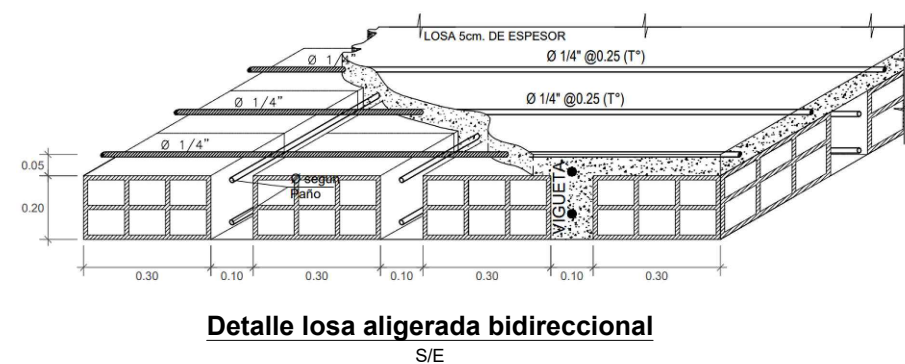
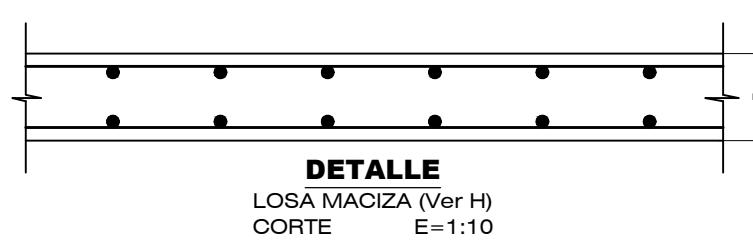
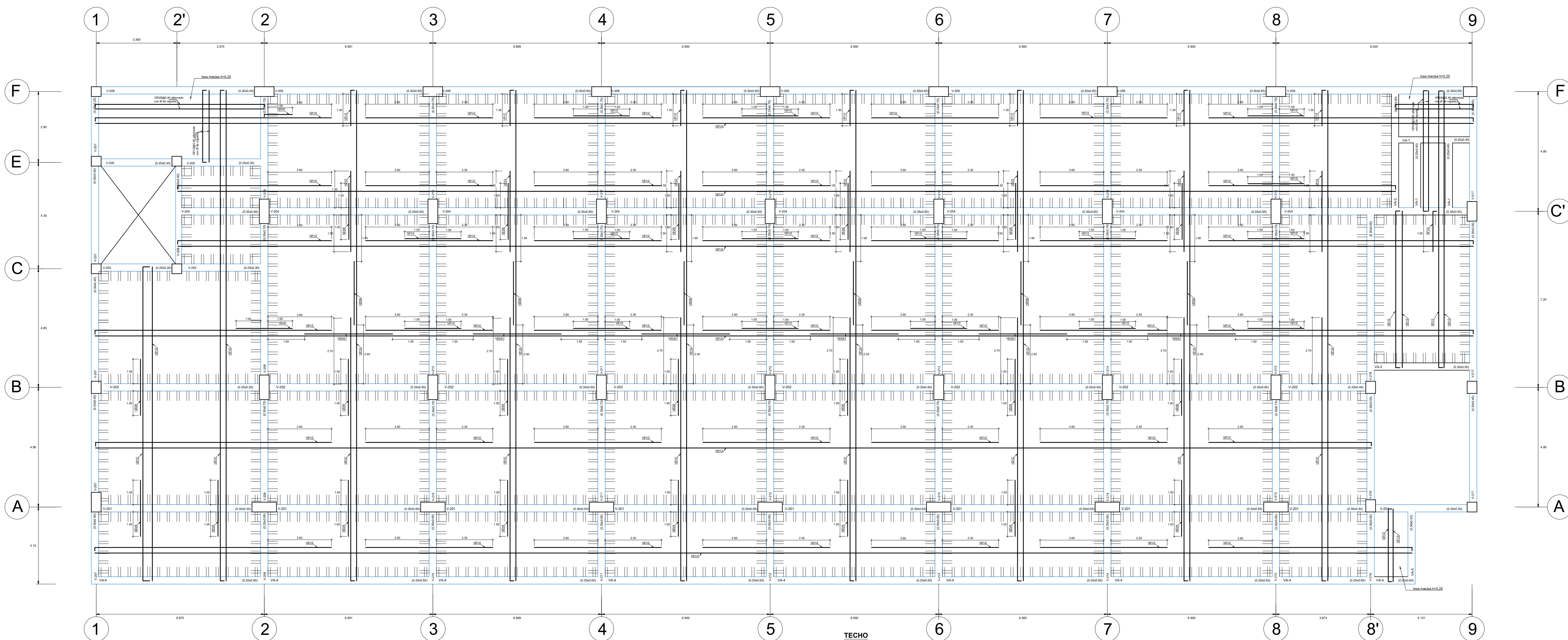


ESCALERA
TRAMO 3 y 5
S/C= 400 kg/m2
CORTE
E=1:25

CUADRO DE ESTRIBOS PARA COLUMNAS		
TIPO	ACERO	ESPACIAMIENTO
1	1 C Ø 3/8"	1 @ 0.05, 6 @ 0.10, Rto @ 0.15 en C/Ext.
2	2 C Ø 3/8" + 1 Ø 3/8"	1 @ 0.05, 6 @ 0.10, Rto @ 0.20 en C/Ext.
3	2 C Ø 3/8"	1 @ 0.05, 8 @ 0.10, Rto @ 0.20 en C/Ext.
4	3 C Ø 3/8"	1 @ 0.05, 10 @ 0.10, Rto @ 0.20 en C/Ext.

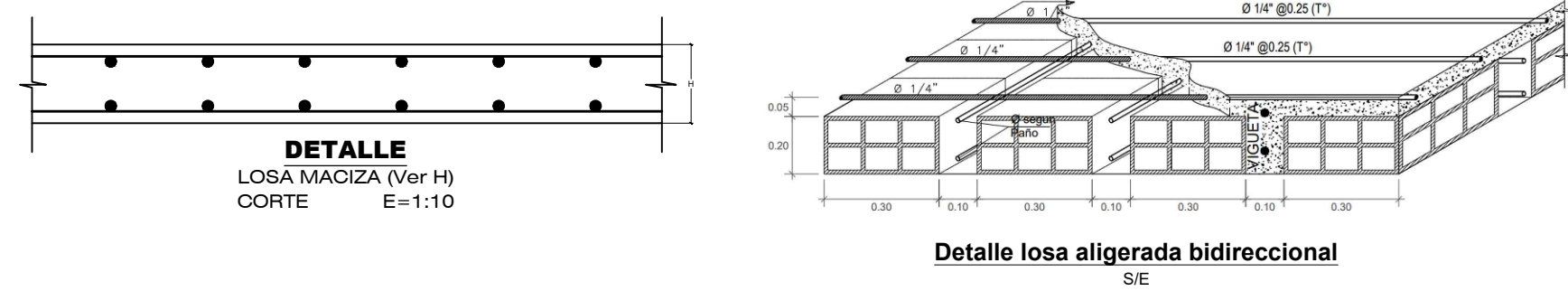


TECHO
PRIMERA PLANTA
LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL h=0.25 m
LOSA MACIZA h=0.25 m
S/C = 200kg/m² (cuartos)
S/C = 300kg/m² (laboratorios, zonas de servicio)
S/C = 400kg/m² (corredores)
E=1:50

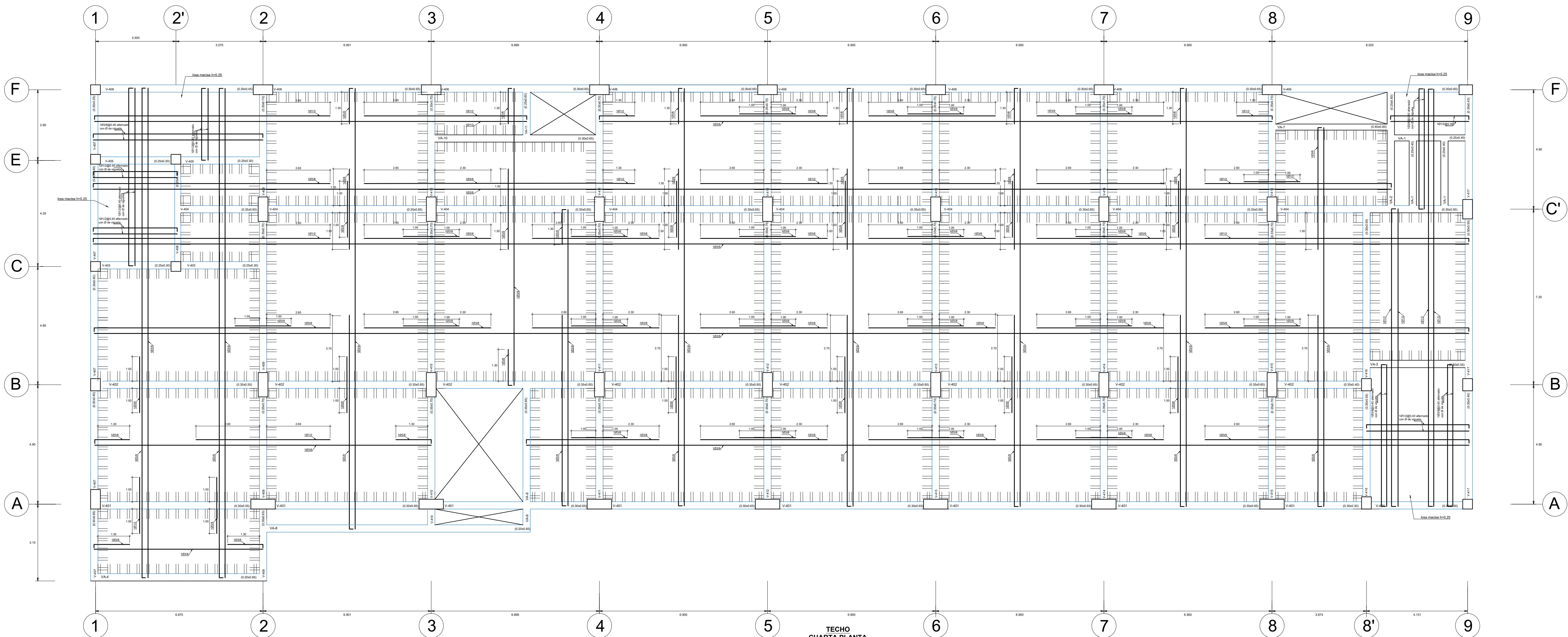


TECHO SEGUNDA PLANTA
LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL h=0.25 m
LOSA MACIZA h=0.25 m
SIC = 200kg/m2 (cuartos)
SIC = 300kg/m2 (laboratorios, zonas de servicio)
SIC = 400kg/m2 (corredores)
E=1:50

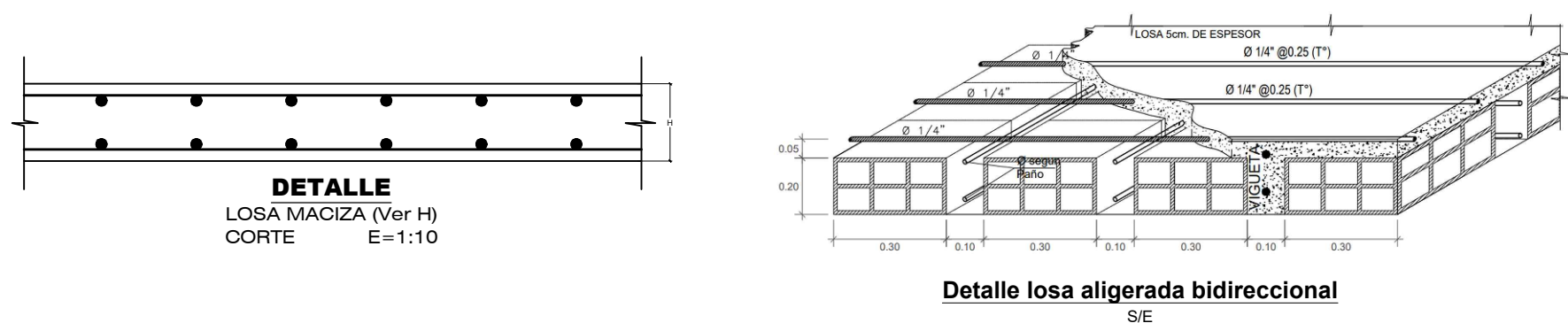
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESENCIAL CON AISLADORES SISMICOS DE ACUERDO A LA NORMA TECNICA PERUANA E.031 "AISLAMIENTO SISMICO" UBICADO EN LA CIUDAD DE AREQUIPA-PERU		
REALIZADO POR: Ing. Marco Aurelio Flores Zuñiga	CONTENIDO: TECHO DEL 2do PISO	FECHA: abril 2024
TUTOR: Phd.Nicolas R. Peralta		ESCALA: INDICADA Laminas E-5 DE 15



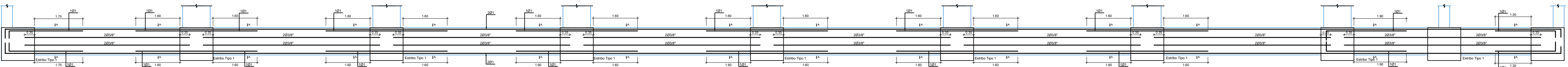
TECHO
TERCERA PLANTA
LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL h=0.25 m
LOSA MACIZA h=0.25 m
S/C = 200kg/m² (cuartos)
S/C = 300kg/m² (laboratorios, zonas de servicio)
S/C = 400kg/m² (corredores)
E=1:50



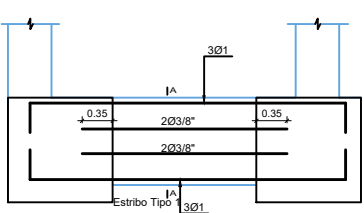
TECHO
CUARTA PLANTA
LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL h=0.25 m
LOSA MACIZA h=0.25 m
SIC = 100kg/m²
E=1:50



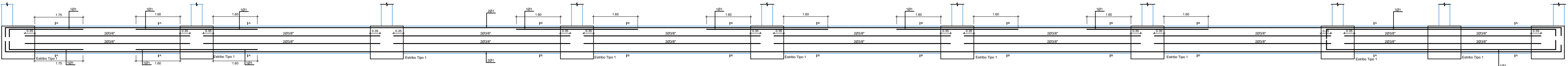
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESENCIAL CON AISLADORES SISMICOS DE ACUERDO A LA NORMA TECNICA PERUANA E.031 "AISLAMIENTO SISMICO" UBICADO EN LA CIUDAD DE AREQUIPA-PERU		
REALIZADO POR: Ing. Marco Aurelio Flores Zuñiga	CONTENIDO: TECHO DEL 4er PISO	FECHA: sept 2024
TUTOR: Phd.Nicolas R. Peralta		ESCALA: INDICADA
		LABELA E-7 DE 15



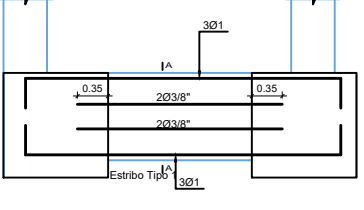
VIGA V-001
E=1:25



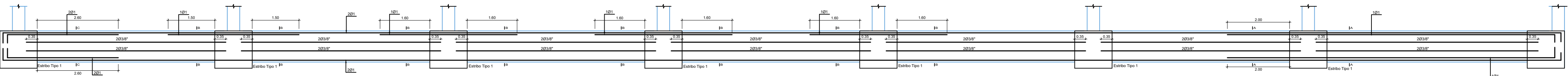
VIGA V-003
E=1:25



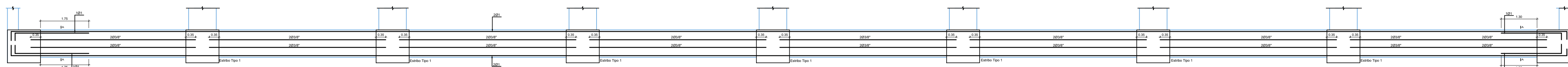
VIGA V-002
E=1:25



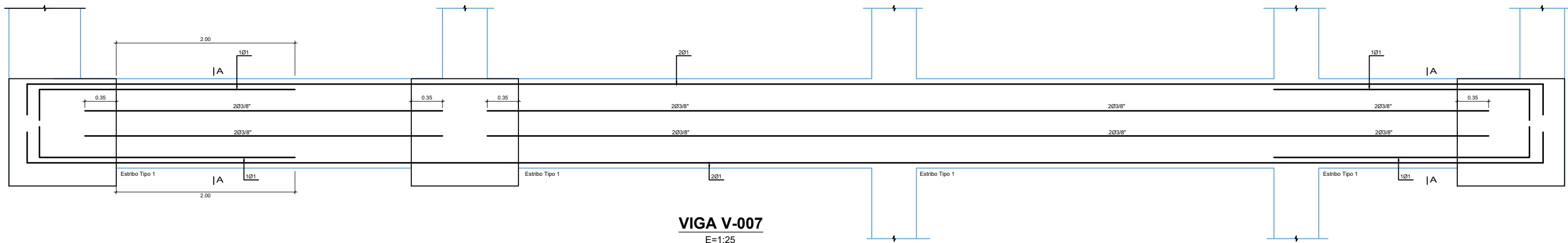
VIGA V-005
E=1:25



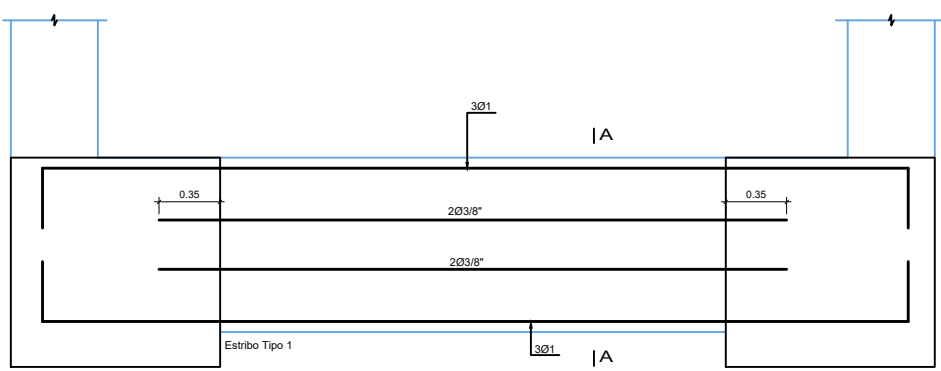
VIGA V-004
E=1:25



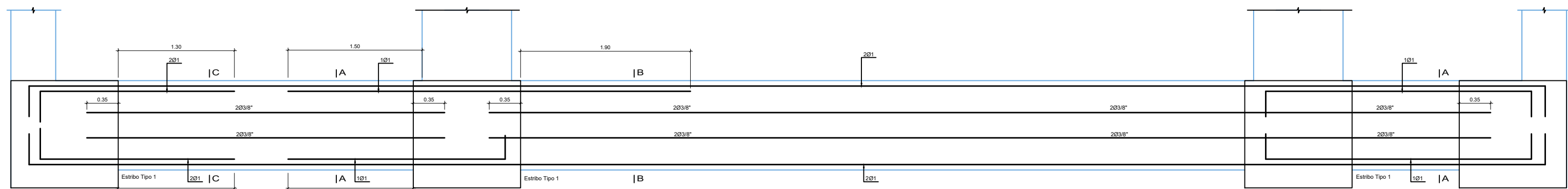
VIGA V-006
E=1:25



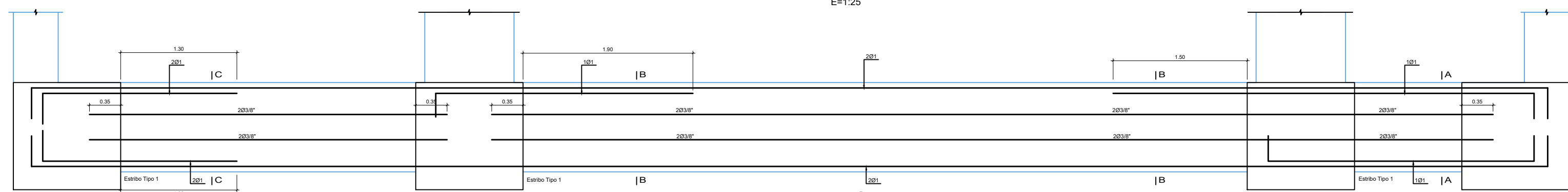
VIGA V-007
E=1:25



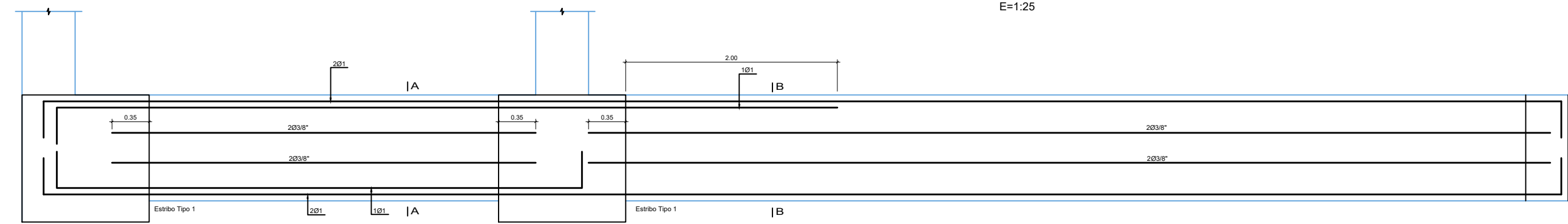
VIGA V-008
Y V-009
E=1:25



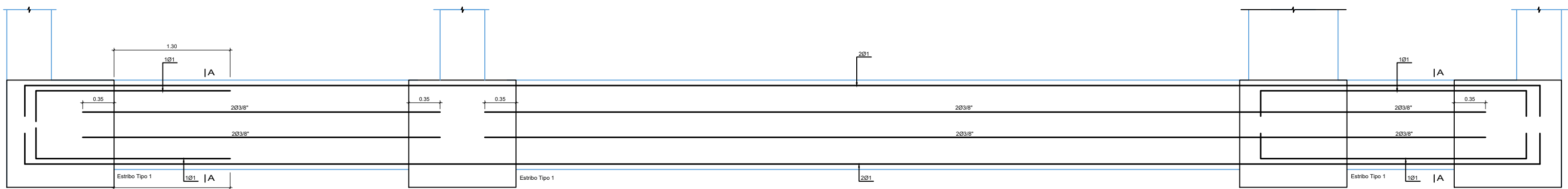
VIGA V-010
E=1:25



VIGA
V-011,V-012,V-013,V-014
, V-015 Y V-016
E=1:25



VIGA V-017
E=1:25



VIGA V-018
E=1:25

CUADRO DE ESTRIBOS PARA VIGAS		
TIPO	ACERO	DISTRIBUCION
1	3/8	1 @ 0.05; 20 @ 0.10; Rto @ 0.20 C/E
2	3/8	1 @ 0.05; 14 @ 0.10; Rto @ 0.15 C/E
3	3/8	1 @ 0.05; Rto @ 0.15 C/E
4	3/8	1 @ 0.05; 11 @ 0.10; Rto @ 0.20 C/E
5	3/8	1 @ 0.05; 8 @ 0.10; Rto @ 0.20 C/E



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESENCIAL CON AISLADORES SISMICOS DE ACUERDO A LA NORMA TECNICA PERUANA E.031 "AISLAMIENTO SISMICO" UBICADO EN LA CIUDAD DE AREQUIPA-PERU

REALIZADO POR:
Ing. Marco Aurelio Flores Zuñiga

CONTENIDO:

VIGAS

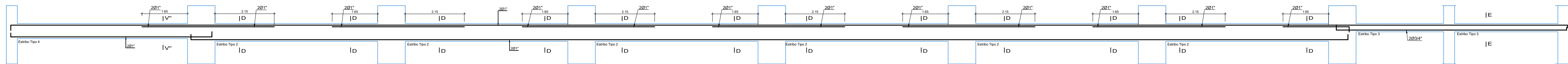
FECHA: abril 2024

ESCALA: INDICADA

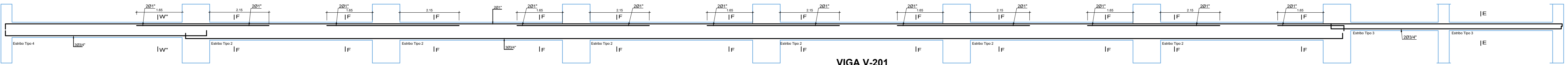
TUTOR:

Phd.Nicolás R. Peralta

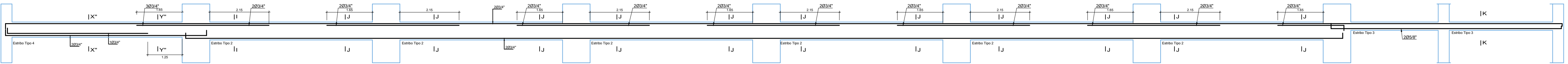
E-8
DE 15



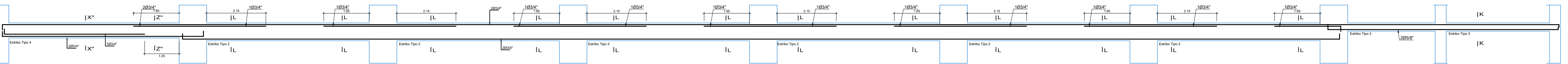
VIGA V-101
E=1:25



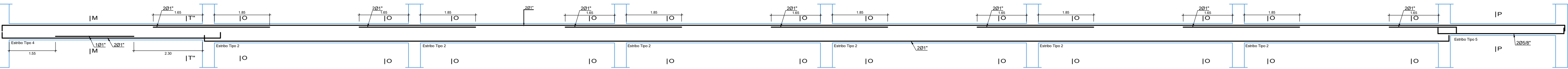
VIGA V-201
E=1:25



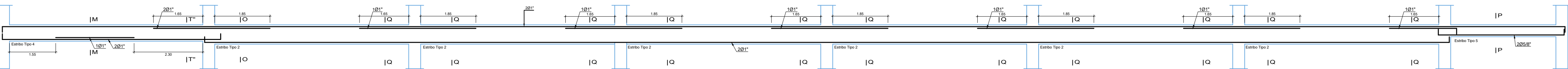
VIGA V-301
E=1:25



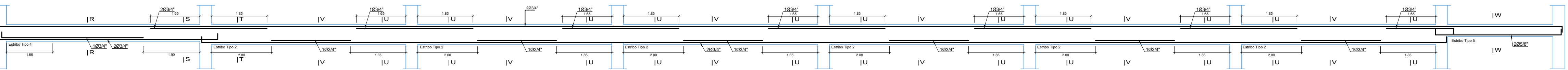
VIGA V-401
E=1:25



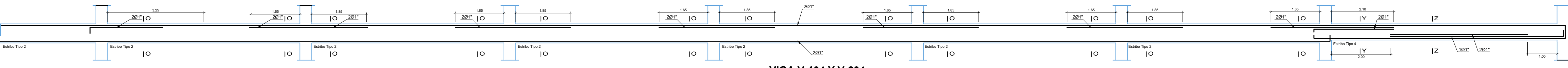
VIGA V-102 Y V-202
E=1:25



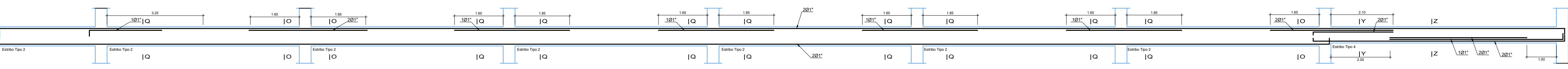
VIGA V-302
E=1:25



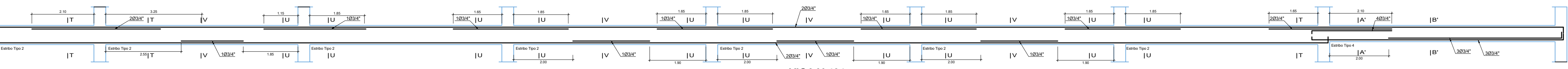
VIGA V-402
E=1:25



VIGA V-104 Y V-204
E=1:25

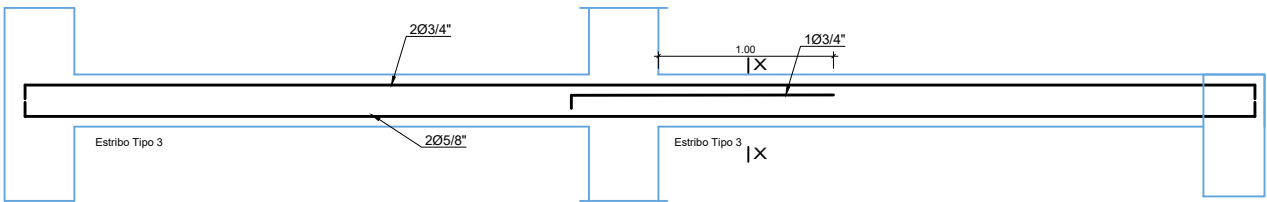


VIGA V-304
E=1:25

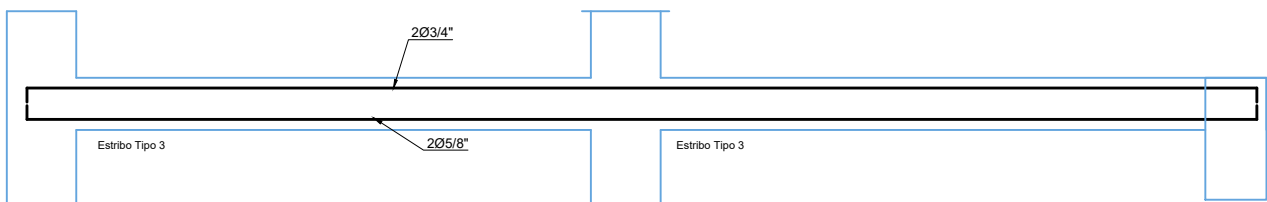


VIGA V-404
E=1:25

CUADRO DE ESTRIBOS PARA VIGAS		
TIPO	ACERO	DISTRIBUCION
1	3/8"	1 @ 0.05; 20 @ 0.10; Rm @ 0.20 - OE
2	3/8"	1 @ 0.05; 14 @ 0.10; Rm @ 0.15 - OE
3	3/8"	1 @ 0.05; Rm @ 0.15 - OE
4	3/8"	1 @ 0.05; 11 @ 0.10; Rm @ 0.20 - OE
5	3/8"	1 @ 0.05; 8 @ 0.10; Rm @ 0.20 - OE



VIGA V-103, V-203 Y V-303
E=1:25



VIGA V-403
E=1:25



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESENCIAL CON AISLADORES SISMICOS DE ACUERDO A LA NORMA TECNICA PERUANA E.031 "AISLAMIENTO SISMICO" UBICADO EN LA CIUDAD DE AREQUIPA-PERU

REALIZADO POR:

Ing. Marco Aurelio Flores Zuñiga

CONTENIDO:

VIGAS

FECHA: abril 2024

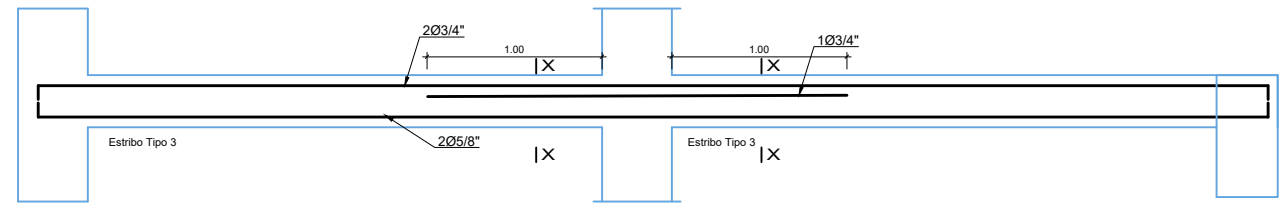
ESCALA: INDICADA

LABELA

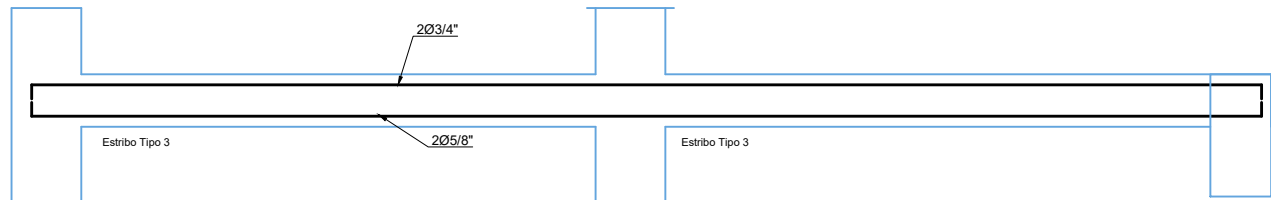
E-9

DE 15

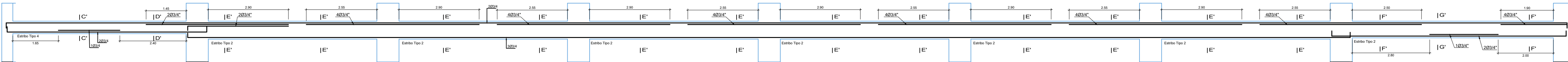
TUTOR:
Phd.Nicolás R. Peralta



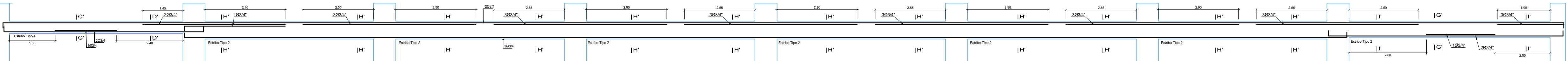
VIGA V-105, V-205 Y V-305
E=1/25



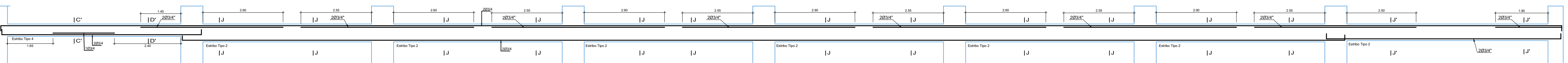
VIGA V-405
E=1/25



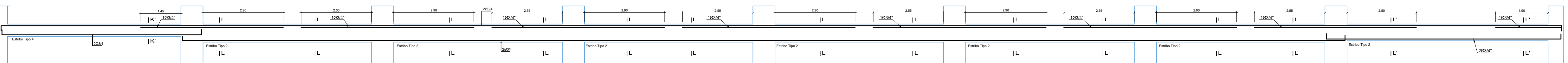
VIGA V-106
E=1/25



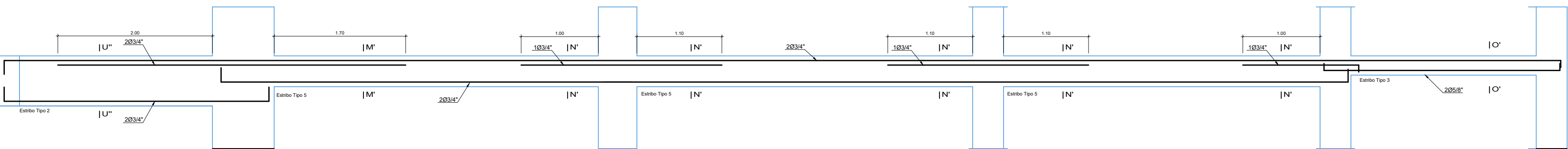
VIGA V-206
E=1/25



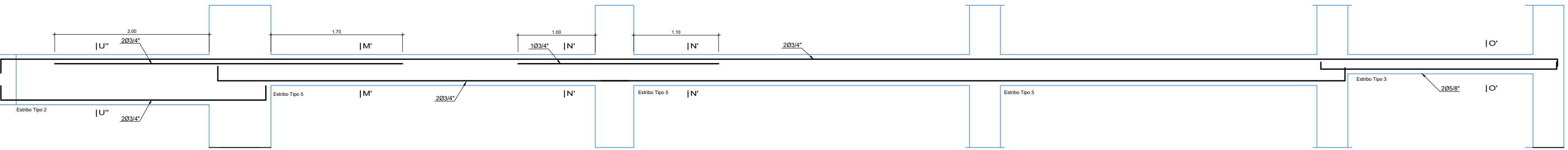
VIGA V-306
E=1/25



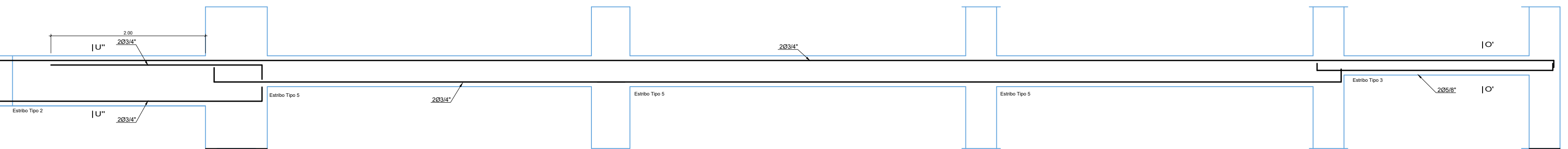
VIGA V-406
E=1/25



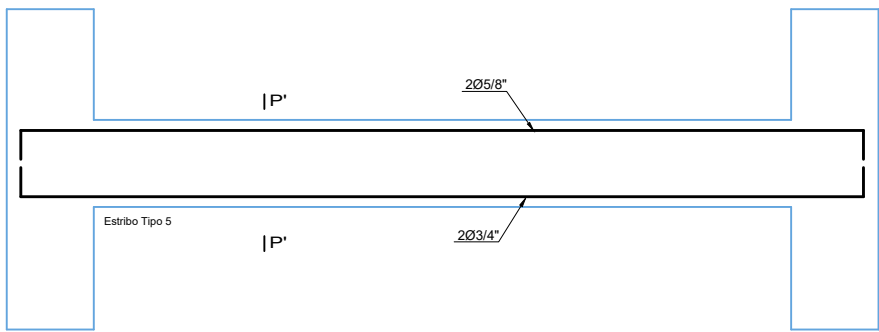
VIGA V-107 Y V-207
E=1/25



VIGA V-307
E=1/25



VIGA V-407
E=1/25



VIGA V-108, V-208, V-308 Y V-408
E=1/25

CUADRO DE ESTRIBOS PARA VIGAS		
TIPO	ACERO	DISTRIBUCION
1	3B	1 @ 0.05, 20 @ 0.10, Rto @ 0.20 C/E
2	3B	1 @ 0.05, 14 @ 0.10, Rto @ 0.15 C/E
3	3B	1 @ 0.05, Rto @ 0.15 C/E
4	3B	1 @ 0.05, 11 @ 0.10, Rto @ 0.20 C/E
5	3B	1 @ 0.05, 8 @ 0.10, Rto @ 0.20 C/E



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESENCIAL CON AISLADORES SISMICOS DE ACUERDO A LA NORMA TECNICA PERUANA E.031 "AISLAMIENTO SISMICO" UBICADO EN LA CIUDAD DE AREQUIPA-PERU

REALIZADO POR:

Ing. Marco Aurelio Flores Zuñiga

CONTENIDO:

VIGAS

FECHA: abril 2024

ESCALA: INDICADA

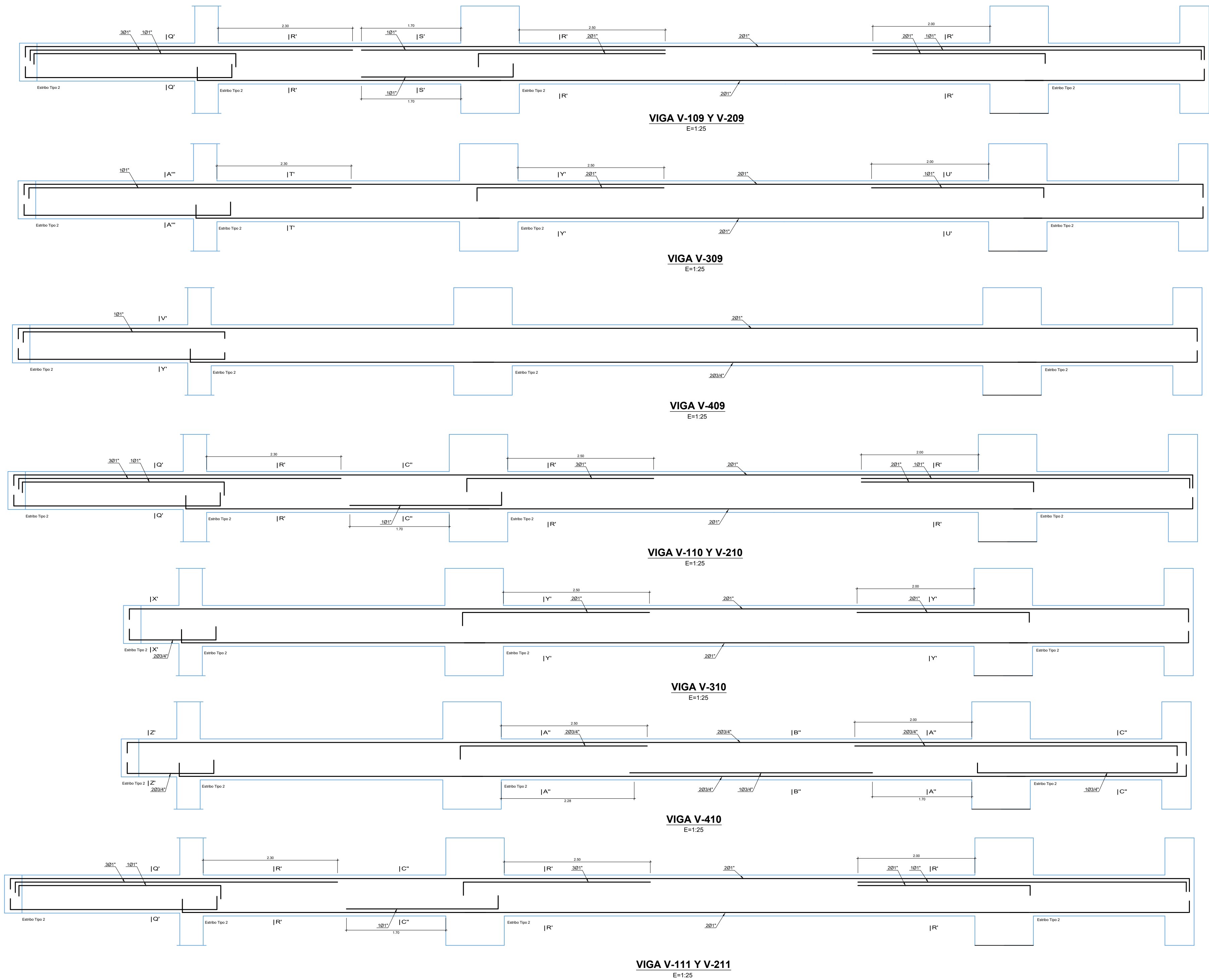
LÁMINA

E-10

DE 15

TUTOR:

Phd.Nicolas R. Peralta



CUADRO DE ESTRIBOS PARA VIGAS		
TIPO	ACERO	DISTRIBUCION
1	3/8	1 @ 0.05; 20 @ 0.10; Rto @ 0.20 C/E
2	3/8	1 @ 0.05; 14 @ 0.10; Rto @ 0.15 C/E
3	3/8	1 @ 0.05; Rto @ 0.15 C/E
4	3/8	1 @ 0.05; 11 @ 0.10; Rto @ 0.20 C/E
5	3/8	1 @ 0.05; 8 @ 0.10; Rto @ 0.20 C/E



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESENCIAL CON AISLADORES SISMICOS DE ACUERDO A LA NORMA TECNICA PERUANA E.031 "AISLAMIENTO SISMICO" UBICADO EN LA CIUDAD DE AREQUIPA-PERU

REALIZADO POR:

Ing. Marco Aurelio Flores Zuñiga

CONTENIDO:

VIGAS

FECHA: abril 2024

ESCALA: INDICADA

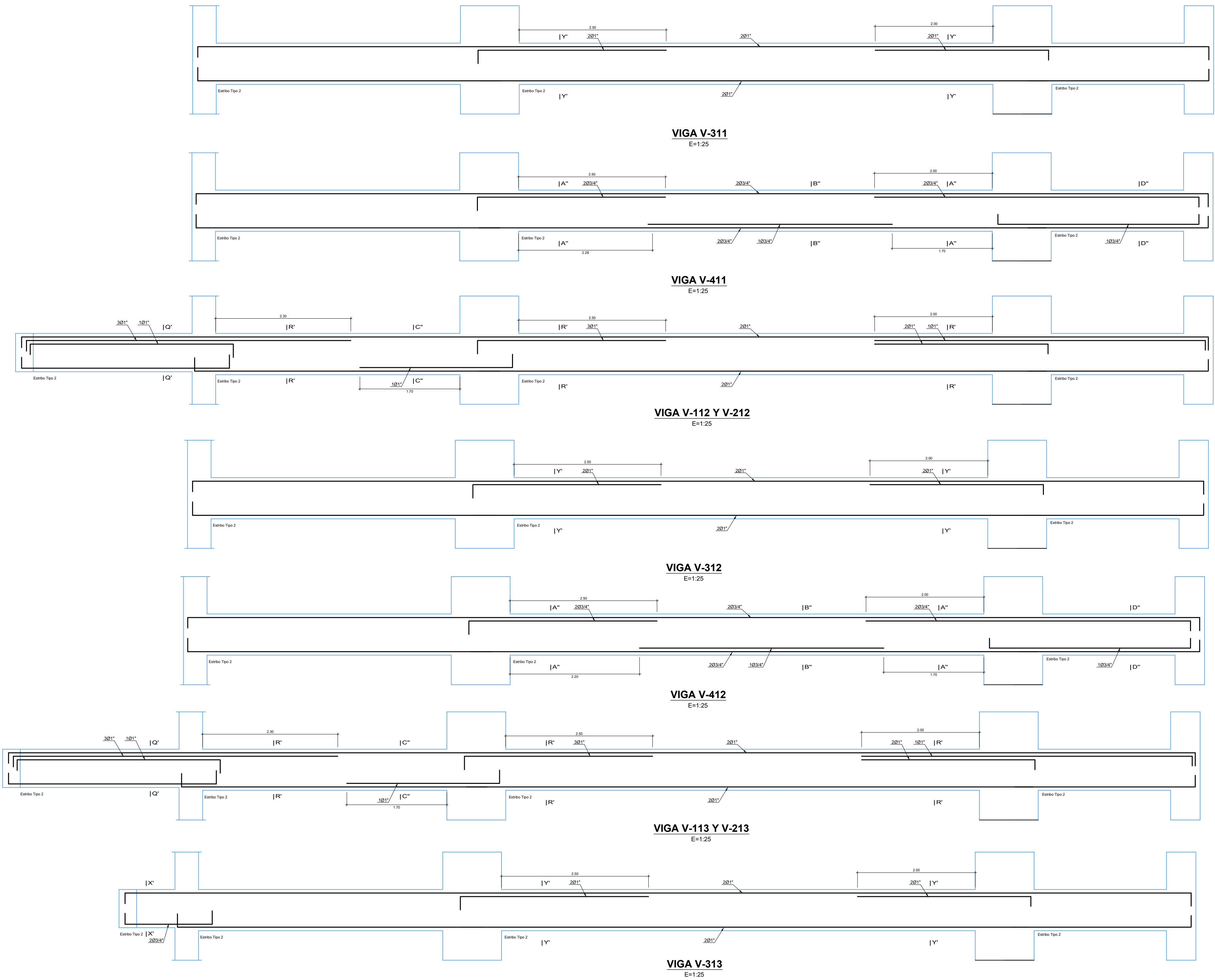
TUTOR:

Phd.Nicolas R. Peralta

LÁMINA

E-11

DE 15



CUADRO DE ESTRIBOS PARA VIGAS		
TIPO	ACERO	DISTRIBUCION
1	3/8"	1 @ 0.05, 20 @ 0.10, Rm @ 0.20 C/E
2	3/8"	1 @ 0.05, 14 @ 0.10, Rm @ 0.18 C/E
3	3/8"	1 @ 0.05, Rm @ 0.16 C/E
4	3/8"	1 @ 0.05, 11 @ 0.10, Rm @ 0.20 C/E
5	3/8"	1 @ 0.05, 8 @ 0.10, Rm @ 0.20 C/E



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESENCIAL CON AISLADORES SISMICOS DE ACUERDO A LA NORMA TECNICA PERUANA E.031 "AISLAMIENTO SISMICO" UBICADO EN LA CIUDAD DE AREQUIPA-PERU

REALIZADO POR:

Ing. Marco Aurelio Flores Zuñiga

CONTENIDO:

VIGAS

FECHA: abril 2024

ESCALA: INDICADA

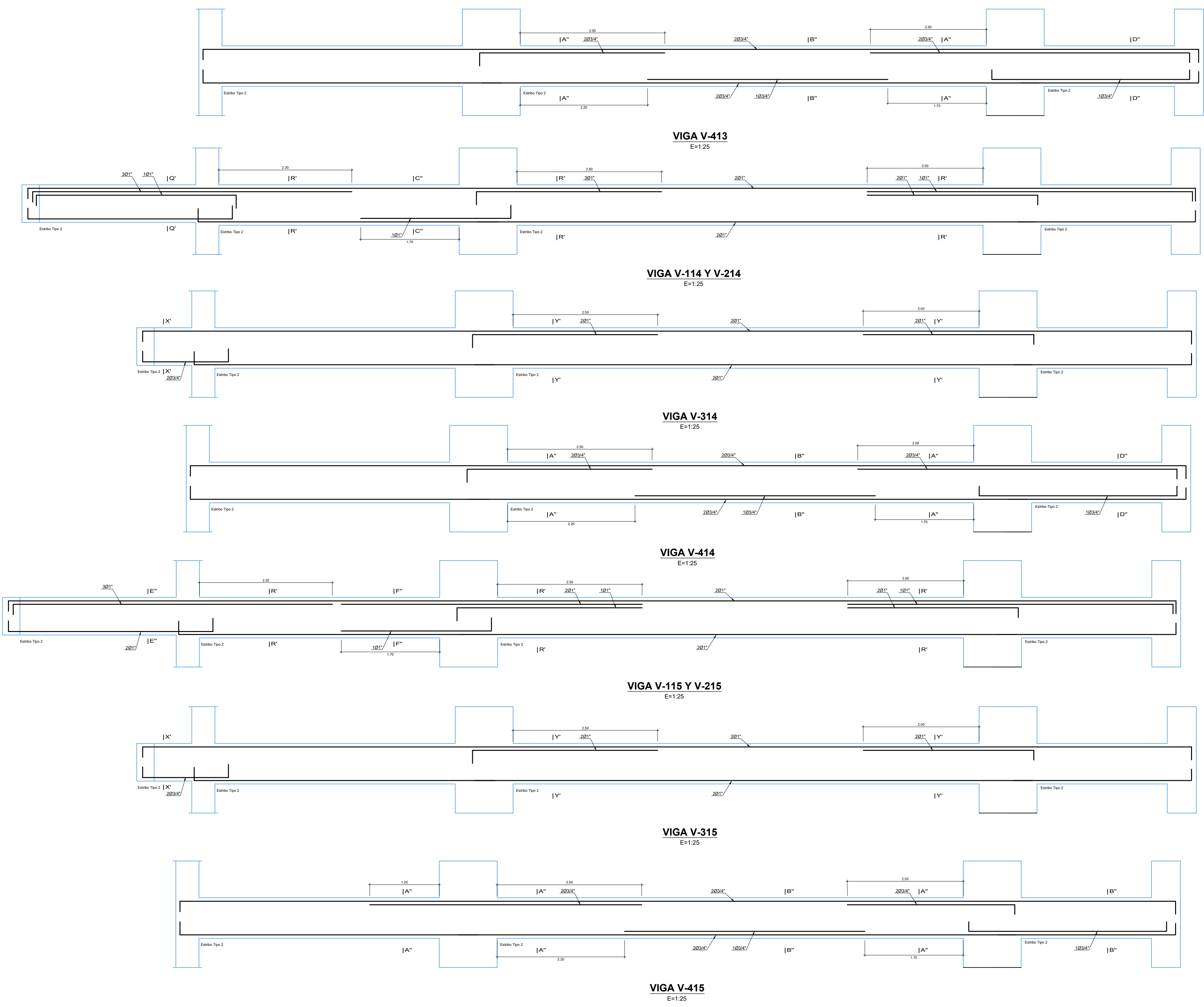
TUTOR:

Phd.Nicolas R. Peralta

LABELA

E-12

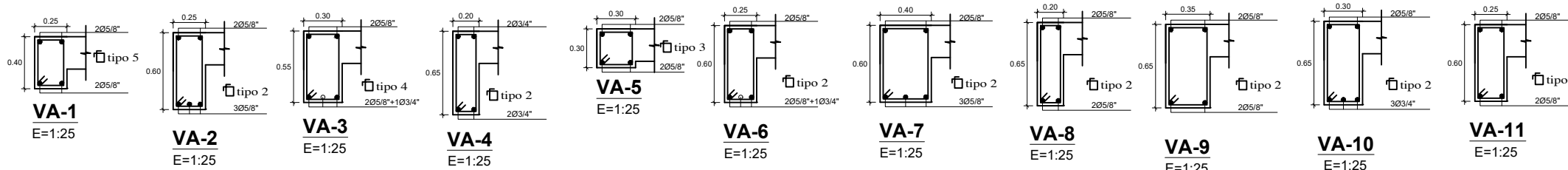
DE 15

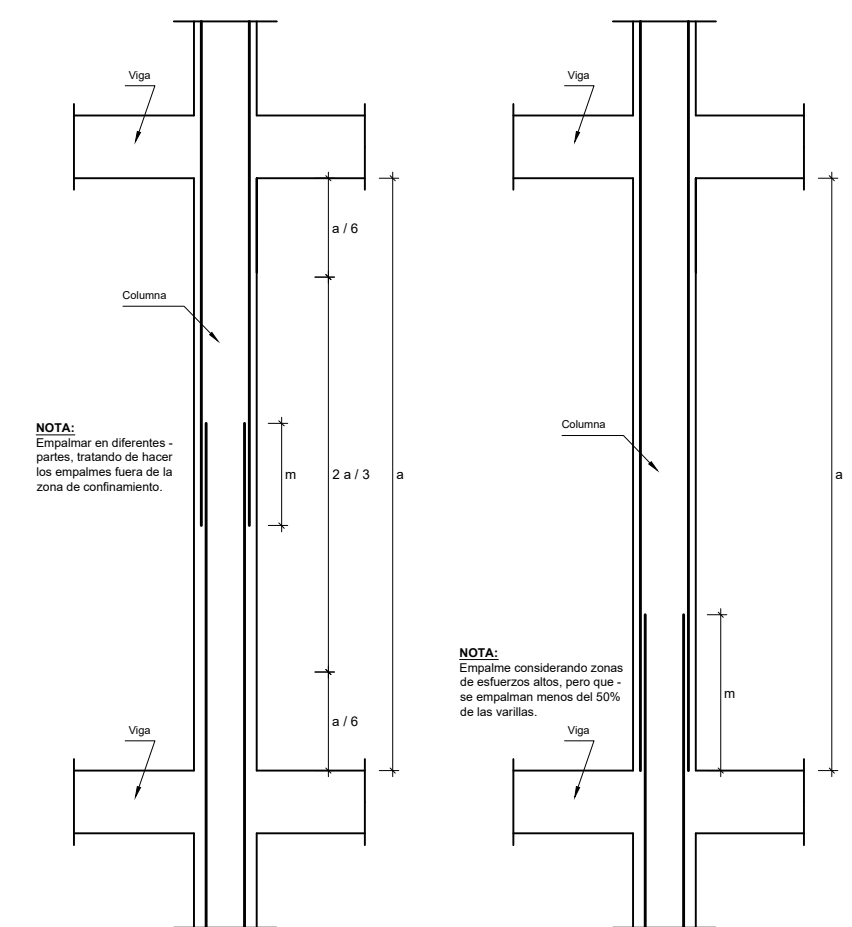


CUADRO DE ESTRIBOS PARA VIGAS		
TIPO	ACERO	DISTRIBUCION
1	3/8	1 @ 0.05; 20 @ 0.10; Rto @ 0.20 C/E
2	3/8	1 @ 0.05; 14 @ 0.10; Rto @ 0.15 C/E
3	3/8	1 @ 0.05; Rto @ 0.15 C/E
4	3/8	1 @ 0.05; 11 @ 0.10; Rto @ 0.20 C/E
5	3/8	1 @ 0.05; 8 @ 0.10; Rto @ 0.20 C/E



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA		
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESENCIAL CON AISLADORES SISMICOS DE ACUERDO A LA NORMA TECNICA PERUANA E.031 "AISLAMIENTO SISMICO" UBICADO EN LA CIUDAD DE AREQUIPA-PERU		
REALIZADO POR: Ing. Marco Aurelio Flores Zuñiga	CONTENIDO: VIGAS	FECHA: sept 2024
TUTOR: Phd.Nicolas R. Peralta		ESCALA: INDICADA
		LÁMINA E-13 DE 15

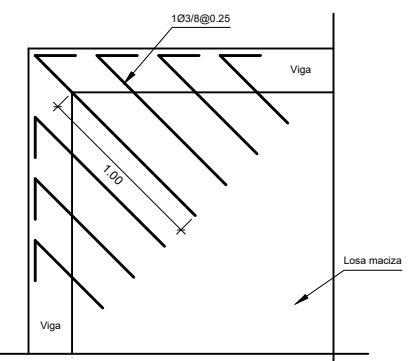




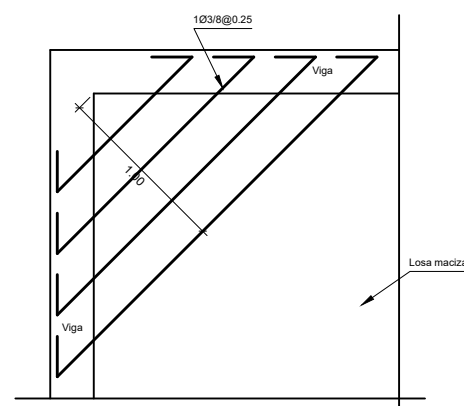
VALORES DE "m" (cm)	
3"	75 (300)
3 1/2"	90 (360)
4"	100 (400)
4 1/2"	112 (450)
5"	125 (500)
5 1/2"	137 (550)
6"	150 (600)

VALORES DE "m" (cm)	
3"	75 (300)
3 1/2"	90 (360)
4"	100 (400)
4 1/2"	112 (450)
5"	125 (500)
5 1/2"	137 (550)
6"	150 (600)

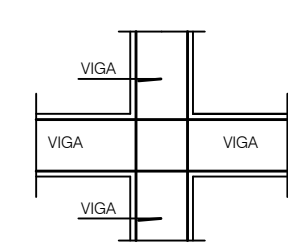
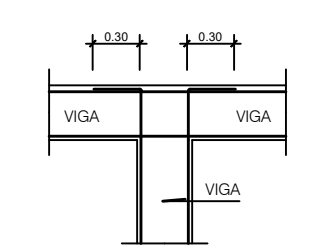
EMPALMES TRASLAPADOS PARA COLUMNAS



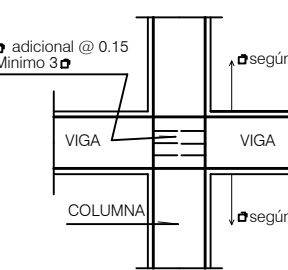
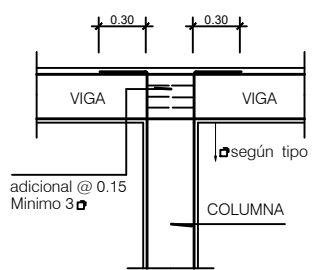
DETALLE A
REFUERZO EN LA CARA SUPERIOR DE LA LOSA MACIZA TÍPICO EN LAS ESQUINAS PLANTA E=1.25



DETALLE B
REFUERZO EN LA CARA INFERIOR DE LA LOSA MACIZA TÍPICO EN LAS ESQUINAS PLANTA E=1.25



DETALLE
ENCUENTRO DE VIGAS PLANTA



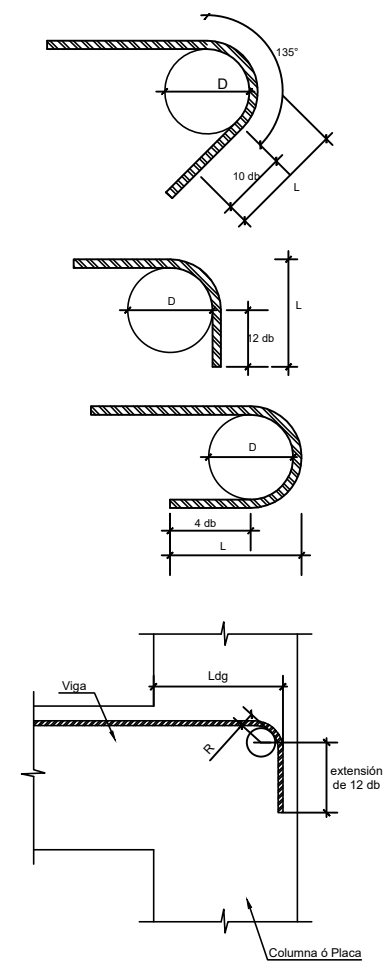
DETALLE
ENCUENTRO DE VIGA-COLUMNA ELEVACIÓN

LONGITUD MINIMA "L" EN ESTRIBOS DE 135°		
Diámetro de la barra Øb		
Pulgadas	mm	Ganchos a 135°
3/8"	9	9
1/2"	12	12
5/8"	15	15
3/4"	19	19

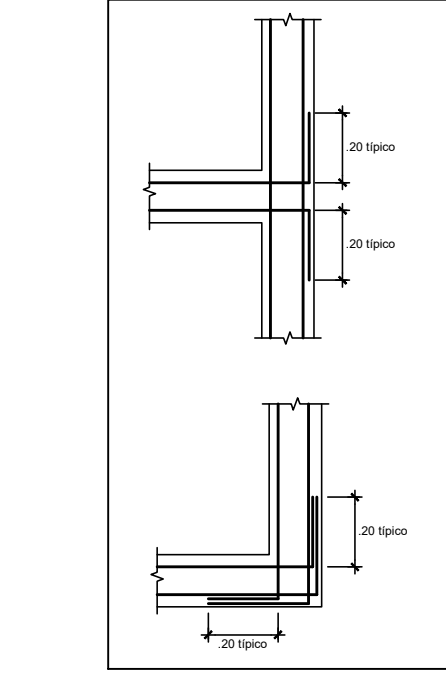
LONGITUD MINIMA "L" EN GANCHOS ESTANDARES		
Diámetro de la barra Øb		
Pulgadas	mm	Ganchos a 90° Ganchos a 180°
3/8"	9	13 10
1/2"	12	15 13
5/8"	15	18 15
3/4"	19	22 18

LONGITUD DE ANCLAJE CON GANCHO Ldg (cm)		
Ø	125	210
3/8"	21	21
1/2"	31	28
5/8"	38	35
3/4"	45	42
1"	51	50

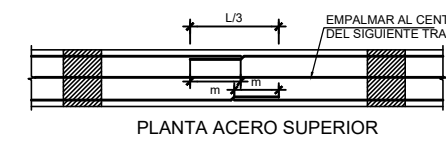
EXTENSION RECTA (12 db)		RADIO MINIMO DE DOBL	
3/8"	11 cm	3/8"	3 cm
1/2"	15 cm	1/2"	4 cm
5/8"	19 cm	5/8"	5 cm
3/4"	23 cm	3/4"	6 cm
1"	30 cm	1"	8 cm



Detalle de Gancho Estandar
NOTA: Cuando se usa anclaje con gancho no es necesario multiplicar por 1.4 la longitud requerida de los ferros ubicados



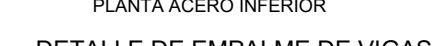
DETALLE DE DOBLEZ DE FIERRO EN MC



PLANTA ACERO SUPERIOR



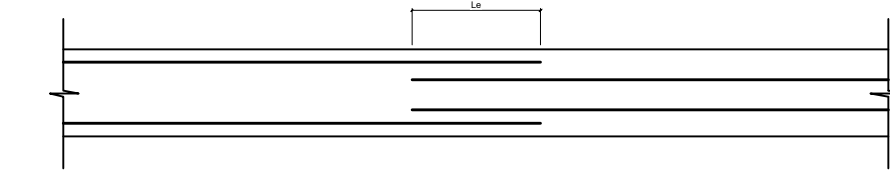
ELEVACION



PLANTA ACERO INFERIOR

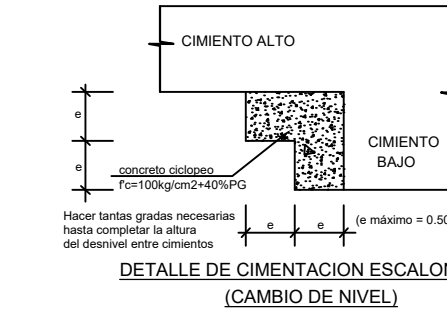
VALORES "m" (mm)		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	40	40
1/2"	50	50
5/8"	60	60
3/4"	75	75
1"	100	100

a) NO EMPALMAR MAS DE 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION
b) EN CASO DE NO EMPALMAR EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 10% Y CONSIDERAR CON EL PROYECTISTA
c) PARA ALCEBROS Y VIGAS CHATAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOES, RESCINDIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25cm PARA 3/8" Y DE 35cm PARA Ø DE 1/2" A 200"

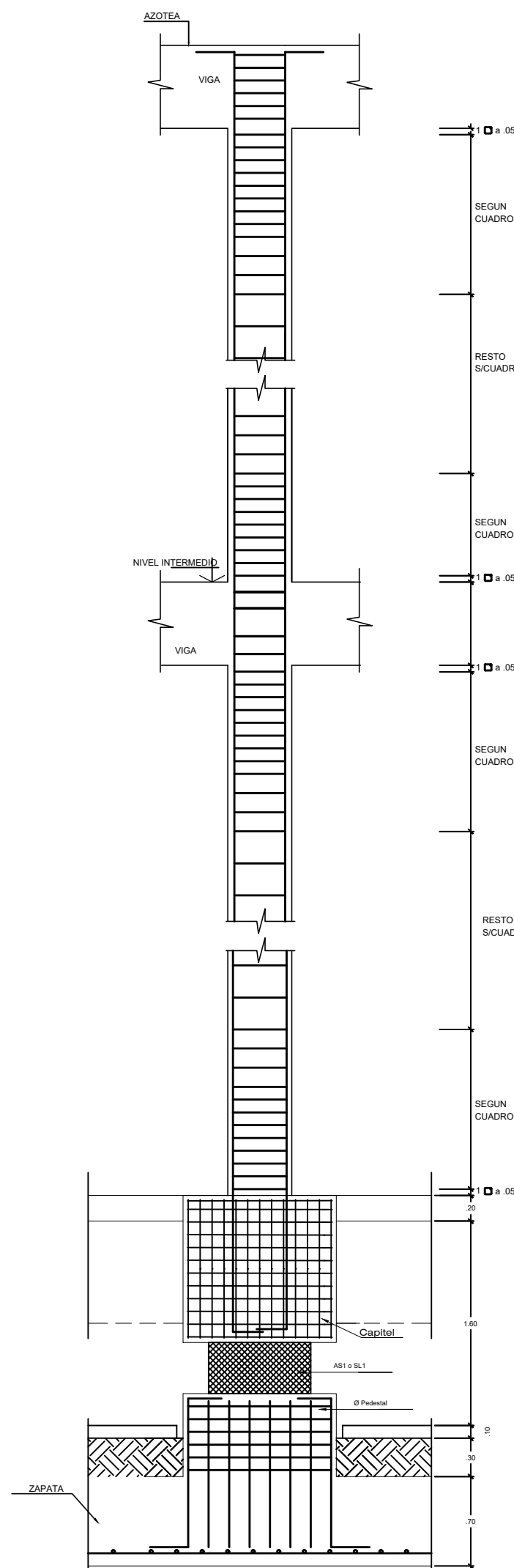


VALORES DE "L" (cm)	
Ø	100 (400)
3/8"	45 (180)
1/2"	60 (240)
5/8"	75 (300)
3/4"	90 (360)

DETALLE
Empalme de refuerzo en muros de sótano
CORTE S/E



DETALLE DE CIMENTACION ESCALONADA (CAMBIO DE NIVEL)



DETALLE DE CONFINAMIENTO TÍPICO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS