

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**

**DISEÑO DE UN HOSPITAL CON AISLAMIENTO SÍSMICO  
SEGÚN LA NORMATIVA PERUANA**

Tesis para optar el título de **INGENIERO CIVIL**, que presenta el bachiller:

**AYMAR RAÚL PORTILLO CAZORLA**

**Asesor: Juan Alejandro Muñoz Peláez**

Lima, Enero del 2019

## DEDICATORIA



*A mis padres, por los recuerdos felices  
de toda una vida*

## AGRADECIMIENTOS



*A mi asesor Alejandro Muñoz, por todas las horas compartidas durante el desarrollo de esta tesis.*

*A Paúl Ruiz, por el constante apoyo e invaluable amistad, sin su ayuda esta tesis no se hubiese terminado.*

## RESUMEN

En el presente trabajo se propone un procedimiento general de diseño para estructuras aisladas sobre la base de los requerimientos de la normativa peruana.

Primero, se estudia la dinámica de los edificios aislados y los efectos de usar el aislamiento sísmico en una estructura de base fija. Luego, se presentan los dispositivos de aislamiento disponibles en el mercado, así como las propiedades de los materiales que los componen y las ecuaciones necesarias para determinar el comportamiento no lineal de los dispositivos.

Después, se describen los métodos de análisis de estructuras aisladas y las maneras de representar el movimiento del terreno. Luego, se propone un procedimiento de diseño para edificios aislados sobre la base de los conceptos estudiados y se desarrolla un ejemplo.

El ejemplo que se desarrolla es un hospital de cuatro pisos ubicado en la ciudad de Huancayo (Z3S2). Para el diseño del sistema de aislamiento se utilizó un análisis tiempo historia no lineal con 8 señales espectro compatibles, mientras que para el diseño del concreto armado se usó un análisis modal espectral.

La solución propuesta para el sistema de aislamiento incluye dispositivos elastoméricos con un núcleo de plomo (LRB) y deslizadores planos. En cuanto a la superestructura, se ha propuesto un sistema estructural de pórticos.

## TEMA DE TESIS

**PARA OPTAR** : Título profesional de Ingeniero Civil  
**TEMA** : Diseño de un hospital con aislamiento sísmico según la normativa peruana  
**ÁREA** : Estructuras  
**ASESOR** : Alejandro Muñoz Peláez  
**ALUMNO** : Aymar Raúl Portillo Cazorla  
**FECHA** : 13/11/18  
**MÁXIMO** : 100 páginas

.....

### ANTECEDENTES:

El aislamiento sísmico es una tecnología de protección de edificaciones que se usa en el Perú desde la década del 2010. Mientras se desarrollaba la norma peruana de aislamiento E.031, los edificios aislados se diseñaron usando normas extranjeras con algunas modificaciones de acuerdo a la sismicidad peruana. Según la norma E.030, desde el 2014 los hospitales ubicados en las zonas sísmicas 3 y 4 deben ser construidos obligatoriamente con aislamiento sísmico. Hoy, los nuevos hospitales aislados que se construyan deberán seguir los lineamientos de la norma peruana de aislamiento E.031.

### OBJETIVOS:

Explicar los conceptos básicos sobre los que se fundamenta el análisis de edificios aislados

Desarrollar el diseño de un hospital con aislamiento sísmico según la normativa peruana

Desarrollar los planos de estructuras conteniendo las especificaciones técnicas de los dispositivos de aislamiento

### METODOLOGÍA:

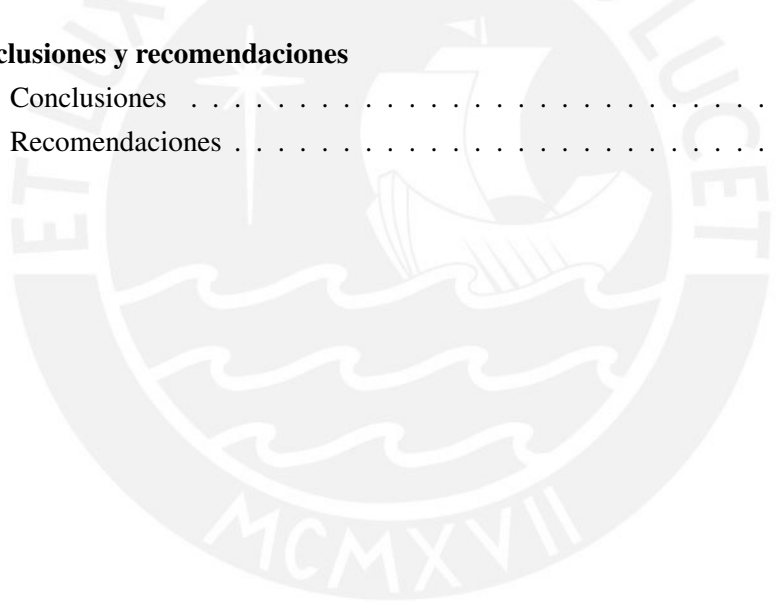
En primer lugar, se estudiará la dinámica de los edificios aislados y se investigará sobre los principales dispositivos de aislamiento disponibles en el mercado local. En segundo lugar, se propondrá un procedimiento de diseño sobre la base de los conocimientos adquiridos y las normas peruanas vigentes. En tercer lugar, se realizará el diseño de un hospital con aislamiento sísmico según los lineamientos establecidos en las normas E.030 y E.031. Finalmente, se diseñarán los elementos estructurales de la edificación, se desarrollarán los planos y se redactará el documento de tesis.

# Índice

<b>1. Introducción, objetivos y alcance</b>	<b>1</b>
1.1. Introducción . . . . .	1
1.2. Objetivos . . . . .	2
1.3. Alcance . . . . .	2
<b>2. Aislamiento sísmico en edificaciones</b>	<b>2</b>
2.1. Ejemplo de un edificio aislado en el Perú: Hospital de Llata . . . . .	2
2.2. Fundamentos del aislamiento sísmico . . . . .	4
2.2.1. Características dinámicas de un edificio aislado . . . . .	4
2.2.2. Geometría de la estructura de un edificio aislado . . . . .	5
2.2.3. Arquitectura de un edificio aislado . . . . .	5
2.3. Desempeño de un edificio aislado . . . . .	7
<b>3. Dispositivos de aislamiento</b>	<b>9</b>
3.1. Aisladores elastoméricos . . . . .	9
3.1.1. Propiedades de la goma natural y de alto amortiguamiento . . . . .	9
3.1.2. Tipos de aisladores elastoméricos . . . . .	11
3.1.3. Modelo bilineal para aisladores elastoméricos . . . . .	12
3.2. Aisladores friccionantes . . . . .	14
3.2.1. Propiedades de las superficies friccionantes . . . . .	14
3.2.2. Tipos de aisladores friccionantes . . . . .	15
3.2.3. Modelo bilineal para aisladores friccionantes . . . . .	17
3.3. Cargas mínimas y máximas en los aisladores . . . . .	19
<b>4. Análisis de edificios aislados</b>	<b>20</b>
4.1. Representación de la solicitación sísmica . . . . .	20
4.1.1. Fuerzas equivalentes . . . . .	20
4.1.2. Espectros de respuesta . . . . .	20
4.1.3. Registros de aceleración o acelerogramas . . . . .	21
4.2. Modelo sencillo de una estructura aislada . . . . .	23
4.2.1. Modelo de un grado de libertad . . . . .	23
4.2.2. Modelo de dos grados de libertad . . . . .	24
4.3. Modelo tridimensional de un edificio aislado . . . . .	27
4.3.1. Modelamiento de la estructura . . . . .	27
4.3.2. Modelo elástico . . . . .	27
4.3.3. Modelo inelástico . . . . .	28
4.4. Métodos de análisis . . . . .	28
4.4.1. Análisis estático o de fuerzas equivalentes . . . . .	28
4.4.2. Análisis modal espectral . . . . .	28
4.4.3. Análisis tiempo historia . . . . .	30
4.5. Consideraciones para el diseño: Efecto P delta . . . . .	30
4.6. Procedimientos de diseño . . . . .	33

4.6.1.	Procedimiento propuesto para el pre diseño de los dispositivos . . . . .	33
4.6.2.	Procedimiento propuesto para el diseño de los dispositivos . . . . .	33
4.6.3.	Procedimiento propuesto para el diseño de los elementos estructurales . . . . .	34
<b>5.</b>	<b>Norma peruana de aislamiento sísmico E.031</b>	<b>34</b>
5.1.	Requisitos generales de diseño . . . . .	34
5.1.1.	Requisitos para el sistema estructural . . . . .	34
5.1.2.	Consideraciones para el diseño del sistema de aislamiento . . . . .	35
5.1.3.	Elementos que cruzan la interfaz de aislamiento . . . . .	35
5.1.4.	Propiedades del sistema de aislamiento . . . . .	35
5.2.	Definición del movimiento del terreno . . . . .	36
5.2.1.	Espectro de diseño . . . . .	36
5.2.2.	Registros de aceleración del suelo . . . . .	37
5.3.	Procedimiento de fuerzas equivalentes . . . . .	37
5.3.1.	Periodo efectivo . . . . .	37
5.3.2.	Desplazamiento del sistema de aislamiento . . . . .	38
5.3.3.	Fuerzas laterales mínimas para el diseño . . . . .	38
5.3.4.	Límites de la deriva . . . . .	39
5.4.	Procedimiento de análisis dinámico . . . . .	39
5.4.1.	Procedimiento modal espectral . . . . .	39
5.4.2.	Análisis tiempo historia . . . . .	39
5.4.3.	Fuerzas y desplazamientos laterales mínimos . . . . .	40
5.4.4.	Límites de deriva . . . . .	40
5.5.	Ensayos en dispositivos . . . . .	40
<b>6.</b>	<b>Diseño del sistema de aislamiento sísmico de un hospital</b>	<b>41</b>
6.1.	Estructuración y pre diseño de los aisladores . . . . .	41
6.1.1.	Presentación del proyecto . . . . .	41
6.1.2.	Pre dimensionamiento de elementos estructurales . . . . .	41
6.1.3.	Modelamiento de la estructura . . . . .	42
6.1.4.	Pre dimensionamiento del sistema de aislamiento . . . . .	42
6.1.5.	Factores de modificación de las propiedades de los dispositivos . . . . .	45
6.2.	Análisis de la estructura . . . . .	46
6.2.1.	Generalidades . . . . .	46
6.2.2.	Resultados modales . . . . .	47
6.2.3.	Análisis de irregularidades . . . . .	47
6.2.4.	Análisis tiempo historia no lineal . . . . .	48
6.2.5.	Análisis estático . . . . .	51
6.2.6.	Análisis modal espectral . . . . .	53
6.2.7.	Discusión de resultados . . . . .	54
6.2.8.	Momentos P-delta . . . . .	55
6.2.9.	Fuerzas y desplazamientos mínimos de diseño . . . . .	55

<b>7. Diseño en concreto armado y otros elementos</b>	<b>56</b>
7.1. Diseño por resistencia . . . . .	56
7.1.1. Consideraciones para el diseño . . . . .	56
7.1.2. Diseño por flexión . . . . .	57
7.1.3. Diseño por corte . . . . .	59
7.1.4. Diseño por flexocompresión . . . . .	60
7.1.5. Verificación de condiciones de servicio . . . . .	61
7.2. Diseño por esfuerzos admisibles . . . . .	63
7.2.1. Elemento de sección rectangular sometido a flexión . . . . .	64
7.3. Memoria de Cálculo . . . . .	64
7.3.1. Diseño de losas macizas . . . . .	64
7.3.2. Diseño de vigas de aislamiento . . . . .	67
7.3.3. Diseño de columnas . . . . .	69
7.3.4. Diseño de escaleras . . . . .	71
7.3.5. Diseño de muros de contención . . . . .	73
7.3.6. Diseño de cimentaciones . . . . .	76
<b>8. Conclusiones y recomendaciones</b>	<b>79</b>
8.1. Conclusiones . . . . .	79
8.2. Recomendaciones . . . . .	81



## Lista de tablas

1.	Resultados de análisis para el hospital de Llata . . . . .	4
2.	Picos de aceleración de entrepiso (g) para definir el nivel de daño no estructural. Adaptado [HAZUS, 2003] . . . . .	8
3.	Índices de costos de reparación para hospitales (% de costo total del edificio). Adaptado [HAZUS, 2003] . . . . .	8
4.	Derivas promedio usadas para determinar el estado de daño en edificios apor- ticados de 4 a 7 pisos. Adaptado [HAZUS, 2003] . . . . .	8
5.	Módulo de elasticidad de la goma natural y sintética [FIP, 2015] . . . . .	10
6.	Restricción de irregularidades para edificios aislados . . . . .	34
7.	Factores de modificación máximos y mínimos para fabricantes desconocidos . .	35
8.	Factores de modificación máximos y mínimos para fabricantes conocidos . . .	36
9.	Límites del periodo del suelo . . . . .	36
10.	Factor de reducción por amortiguamiento $B_M$ . . . . .	38
11.	Resumen de masa sísmica por cada nivel . . . . .	43
12.	Parámetros pre dimensionados para el sistema de aislamiento del límite supe- rior de las propiedades de los dispositivos . . . . .	43
13.	Parámetros asumidos para calcular las propiedades bilineales de los dispositivos	44
14.	Pesos que soporta cada columna para cargas de servicio . . . . .	44
15.	Derivas máximas obtenidas de un análisis modal espectral para el límite supe- rior de las propiedades de los dispositivos . . . . .	45
16.	Parámetros del modelo lineal y bilineal del límite superior de los dispositivos .	46
17.	Parámetros del modelo lineal y bilineal del límite inferior de los dispositivos . .	47
18.	Parámetros del modelo lineal y bilineal de las propiedades nominales de los dispositivos . . . . .	47
19.	Resultados modales de la estructura sin excentricidad accidental . . . . .	47
20.	Resultados modales de la estructura con excentricidad accidental . . . . .	48
21.	Rigidez lateral en las direcciones X e Y . . . . .	48
22.	Peso sísmico en cada nivel . . . . .	48
23.	Derivas máximas y promedio para la dirección XX . . . . .	49
24.	Derivas máximas y promedio para la dirección Y . . . . .	49
25.	Factores de escalamiento para las señales espectro compatibles . . . . .	50
26.	Aceleraciones máximas del centro de masa de cada piso en las direcciones de análisis . . . . .	51
27.	Derivas máximas de entrepiso en las direcciones de análisis . . . . .	52
28.	Desplazamientos máximos de entrepiso en las direcciones de análisis . . . . .	52
29.	Rigidez y amortiguamiento efectivos promedio para el límite inferior de las propiedades de los dispositivos . . . . .	53
30.	Rigidez y amortiguamiento efectivos promedio para el límite superior de las propiedades de los dispositivos . . . . .	53
31.	Rigidez efectiva utilizada para cada dispositivo en el análisis modal espectral que se usará para el diseño . . . . .	54

32.	Fuerzas laterales resultantes del análisis modal espectral . . . . .	54
33.	Grupos de dispositivos para asignar los momentos P-delta . . . . .	55
34.	Factores de escalamiento para la dirección XX . . . . .	55
35.	Factores de escalamiento para la dirección YY . . . . .	56
36.	Factores de reducción de la resistencia nominal. Adaptado de [SENCICO, 2009]	57
37.	Combinaciones de diseño. Adaptado [SENCICO, 2009] . . . . .	57
38.	Propiedades mecánicas del acero de grado 60. ASTM A615 . . . . .	59
39.	Longitudes de anclaje en tracción según la norma E.060 para un concreto de $f'c = 280kg/cm^2$ . . . . .	59
40.	Deflexiones máximas permitidas. Adaptado de [SENCICO, 2009] . . . . .	62
41.	Metrado de cargas para el techo del primer piso . . . . .	65
42.	Fuerzas de diseño y acero colocado para el paño de ejemplo . . . . .	65
43.	Cálculo del parámetro Z de fisuración para el paño de ejemplo en la dirección 22	67
44.	Cálculo de la deflexión total para el paño de ejemplo . . . . .	68
45.	Refuerzo colocado en la viga VAIS.SUP-02 . . . . .	68
46.	Solicitaciones en el primer piso de la columna entre los ejes C y 3 . . . . .	71
47.	Cálculo de la resistencia a fuerza cortante de la columna entre los ejes C y 3 . .	72
48.	Metrado de cargas para la escalera pública . . . . .	72
49.	Fuerzas de diseño y acero colocado para el tramo de escalera usado de ejemplo	73
50.	Propiedades del suelo de cimentación . . . . .	74
51.	Resumen de cálculos realizados para determinar los factores de seguridad del muro de contención en condiciones de servicio . . . . .	75
52.	Resumen de cálculos realizados para determinar los factores de seguridad del muro de contención en condiciones sísmicas . . . . .	76
53.	Resumen de cálculos realizados para determinar los esfuerzos en el suelo en condiciones de servicio y sísmicas . . . . .	76
54.	Fuerzas consideradas para el diseño del concreto armado del muro de contención	77
55.	Fuerzas requeridas para el diseño en concreto armado de la cimentación del muro de contención . . . . .	77
56.	Cargas que recibe la cimentación de la columna ubicada entre los ejes D y 3 . .	78
57.	Esfuerzos en el suelo producidos por cargas sísmicas y de gravedad . . . . .	78

## Lista de figuras

1.	Configuración global del proyecto . . . . .	3
2.	Geometría típica de una estructura con aislamiento sísmico . . . . .	5
3.	Interfaz de aislamiento en distintos planos (Adaptado de FEMA 2012) . . . . .	6
4.	Detalle de muro de contención perimetral . . . . .	6
5.	Detalle de cimentación para ascensor . . . . .	7
6.	Módulo de corte de la goma natural. Adaptado de [Kelly, 2001] . . . . .	10
7.	Módulo de corte de la goma de alto amortiguamiento. Adaptado de [Kelly, 2001]	11
8.	Aislador elastomérico con núcleo de plomo. Adaptado de [Kelly, 2001] . . . . .	12

9.	Modelo bilineal para aisladores elastoméricos (Adaptado [Muñoz, 2016] . . . .	13
10.	Modelo de Coulomb extendido a velocidades altas. Adaptado [Muñoz, 2016] .	15
11.	Modelo simplificado para el coeficiente de fricción. Adaptado [Muñoz, 2016] .	15
12.	Variación del coeficiente de fricción estático conforme cambia el esfuerzo axial sobre la superficie. Adaptado [Mokha et al., 1990] . . . . .	16
13.	Variación del coeficiente de fricción dinámico de acuerdo a la velocidad y presión de una superficie de teflón. Adaptado [Mokha et al., 1990] . . . . .	17
14.	Aislador friccional de péndulo simple. Adaptado [Muñoz, 2016]) . . . . .	17
15.	Aisladores esféricos de fricción. Adaptado [Fenz and Constantinou, 2008]) . .	18
16.	Diagramas de análisis para un dispositivo FPS. Adaptado [Muñoz, 2016] . . . .	18
17.	Modelo bilineal para un dispositivo FPS. Adaptado [Muñoz, 2016] . . . . .	19
18.	Espectro de aceleración absoluta generado a partir de la señal Lima, 17-X-1966-N82W . . . . .	21
19.	Componente N 82° O del registro de aceleraciones del terremoto del 3 de octubre de 1974 en la costa central del Perú . . . . .	22
20.	Modelo de un grado de libertad . . . . .	23
21.	Oscilador de un grado de libertad . . . . .	23
22.	Modelo de dos grados de libertad . . . . .	24
23.	Modos de vibración de una estructura con dos grados de libertad . . . . .	26
24.	Sistemas de primer y segundo orden. Adaptado [Ottazzi, 2016a] . . . . .	31
25.	Efecto P delta en distintos dispositivos de aislamiento. Adaptado [Kircher, 2012]	32
26.	Modelo en ETABS de la estructura . . . . .	42
27.	Distribución en planta de los dispositivos de aislamiento . . . . .	45
28.	Espectro de diseño . . . . .	46
29.	Proceso para obtener un espectro de registro a partir de sus componentes . . . .	49
30.	Función de aceleración tipo rampa . . . . .	51
31.	Diagrama de una sección de concreto armado sometida a flexión pura . . . . .	58
32.	Modelo elastoplástico del acero de refuerzo . . . . .	58
33.	Detalle de doblado de gancho estándar. Adaptado [Ottazzi, 2016b] . . . . .	59
34.	Consideraciones para el corte de fierro en vigas. Adaptado [Ottazzi, 2016b] . .	60
35.	Diagrama para el cálculo de fisuración. Adaptado [SENCICO, 2009] . . . . .	61
36.	Casos para el cálculo de inercia efectiva en vigas . . . . .	63
37.	Factor dependiente del tiempo $\xi$ . Adaptado [SENCICO, 2009] . . . . .	63
38.	Modelo en SAP 2000 del techo del primer piso . . . . .	65
39.	Momentos últimos en la dirección 11 . . . . .	66
40.	Fuerzas cortante últimas en la losa de ejemplo . . . . .	66
41.	Viga de aislamiento VAIS.SUP-02 en planta . . . . .	69
42.	DMF de la viga VAIS.SUP-02 . . . . .	69
43.	DFC de la viga VAIS.SUP-02 . . . . .	70
44.	Columna C-01 de los ejes C3 en planta . . . . .	70
45.	Diagramas de interacción últimos . . . . .	71
46.	Modelo en SAP2000 de un tramo de la escalera pública . . . . .	72

47.	Diagrama de momento flector último requerido en un tramo de la escalera pública	73
48.	Diagrama de fuerza cortante última requerida en un tramo de la escalera pública	73
49.	Fuerzas actuantes en el muro de contención . . . . .	74
50.	Esfuerzos sobre la cimentación del muro de contención considerando sismo . .	75
51.	Área sometida a punzonamiento en una cimentación . . . . .	79



# **1. Introducción, objetivos y alcance**

## **1.1. Introducción**

En la actualidad, en el Perú existe un déficit considerable de infraestructura hospitalaria. Según la base de datos de la Organización Mundial de la Salud (OMS), actualizada hasta el año 2017, indicadores como el número de doctores, dentistas y camas por cada 1000 habitantes se encuentran por debajo del promedio de los países de América Latina y el Caribe y aún más en comparación con los números recomendados por este mismo organismo. En el 2016, el congreso de la república publicó un informe respecto al déficit de infraestructura hospitalaria y la precariedad de los hospitales existentes en el país, donde reconoce que algunos de estos serían incapaces de mantenerse en pie después de un eventual movimiento sísmico, lo que causaría el colapso del sistema de salud. Ante estos hechos, el gobierno ha propuesto un plan de inversión de más de 8 000 millones de soles para disminuir la brecha de infraestructura hospitalaria en el Perú [Cevallos, 2016].

Los nuevos hospitales que se construyan en el país deben ofrecer garantías contra el colapso después de una catástrofe natural, así como la continuidad de los servicios sanitarios. La OMS defiende el concepto de hospital seguro en todo el mundo, debido a que se ha demostrado a través de la experiencia que los servicios que brindan los mismos son esenciales no solo por su capacidad para atender heridos, sino por su potencial para albergar refugiados. Países como Japón y Chile, donde los terremotos han causado cuantiosos daños en el pasado, ahora construyen sus hospitales con técnicas de aislamiento en la base con resultados satisfactorios. El Perú debe tomar medidas para prevenir los efectos de un eventual movimiento telúrico, ya que está ubicado en una zona donde se concentra el 85 % de la actividad sísmica mundial.

El aislamiento sísmico no es una tecnología novedosa de protección sísmica; sin embargo, sus beneficios y su nivel de factibilidad han sido de reciente interés en el Perú, razón por la cual el grupo de especialistas capacitados en temas de construcción y diseño de edificios aislados es aún reducido. A partir del año 2014, con la publicación del decreto supremo que modifica la norma técnica E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, todos los hospitales de niveles 2 y 3, catalogados así por el Ministerio de Salud, deben implementar de manera obligatoria sistemas de aislamiento sísmico. Hasta la publicación del presente trabajo, todos los proyectos de edificaciones con aislamiento en la base fueron realizados de acuerdo a los lineamientos de normas extranjeras, lo que complica el desarrollo de los mismos. A fin de garantizar un adecuado desarrollo de los proyectos de ingeniería, es de vital importancia difundir los procedimientos de análisis y diseño de edificaciones aisladas.

En el presente trabajo de tesis, se explican los conceptos necesarios para entender los procedimientos utilizados para diseñar una edificación con aislamiento sísmico y evaluar su desempeño. En concreto, se realiza el análisis y diseño de un hospital con aislamiento sísmico de acuerdo a los lineamientos especificados en las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones, con un énfasis en el proyecto de norma de aislamiento sísmico E.031.

## 1.2. Objetivos

El objetivo general de este trabajo es realizar el diseño de un hospital con aislamiento sísmico en la base según la normativa del Reglamento Nacional de Edificaciones. Con el fin de alcanzar el objetivo general se plantean los siguientes objetivos específicos.

- Explicar los conceptos básicos sobre los que se fundamenta el análisis de edificios aislados
- Realizar una revisión de los principales dispositivos de aislamiento disponibles
- Desarrollar el diseño de un hospital con aislamiento sísmico según la normativa peruana
- Desarrollar los planos de estructuras

## 1.3. Alcance

El presente trabajo incluye una breve revisión de los conceptos físicos y matemáticos sobre los que se fundamenta el análisis de estructuras con aislamiento sísmico. Así mismo, se presentan las características de los principales dispositivos de aislamiento sísmico para luego proceder al análisis estructural y posterior diseño de un hospital ubicado en la ciudad de Huancayo (Zona sísmica 3 y suelo tipo S2).

La etapa de diseño incluye las propiedades máximas y mínimas de los aisladores y el diseño en concreto armado de la estructura. Los lineamientos que se siguen para el desarrollo de este trabajo son los establecidos en la norma peruana de aislamiento sísmico E.031 y el Reglamento Nacional de Edificaciones en general.

## 2. Aislamiento sísmico en edificaciones

### 2.1. Ejemplo de un edificio aislado en el Perú: Hospital de Llata

El hospital de Llata es un proyecto que implementará un moderno establecimiento de salud para el distrito de Llata, en la provincia de Huamalíes, región de Huánuco. Este hospital consiste de 8 500  $m^2$  de área construida que se distribuyen en tres bloques de hasta tres niveles y representa una inversión de más de 67 millones de soles. Debido a las dimensiones del mencionado establecimiento de salud, la cantidad de Unidades Productoras de Servicios de Salud (UPSS) que ofrecerá y de acuerdo a lo especificado por la norma E.030 de diseño sismo resistente para establecimientos de salud de categoría III, se diseñó la edificación con aislamiento sísmico a fin de alcanzar un desempeño sísmico acorde con la importancia del proyecto.

El estudio de Mecánica de Suelos especifica que los parámetros sísmicos para el proyecto son: zona sísmica Z3 y suelo tipo S1; en cuanto a la capacidad portante del suelo, esta tiene un valor de 4.5  $kg/cm^2$ . El emplazamiento escogido para la estructura se caracteriza por un desnivel importante, la diferencia de cotas entre extremos de la huella del proyecto es de 20 m; así mismo, algo similar ocurre con el estrato de cimentación, pues este tiene una diferencia de cotas entre

extremos de 16 m. El tercer bloque es el único que tiene sótanos además del bloque B1, estos limitan el diseño pues no es posible diseñar los muros de contención que se necesitarían si se coloca el sistema de aislamiento al nivel del fondo de los mismos. Los muros de contención deben estar alejados de la estructura una distancia mínima que permita el movimiento de la misma y deben ser diseñados con un alto factor de seguridad a fin de evitar posibles deslizamientos de tierra que afecten al sistema de aislamiento. En la figura 1 se muestra la configuración global del proyecto.

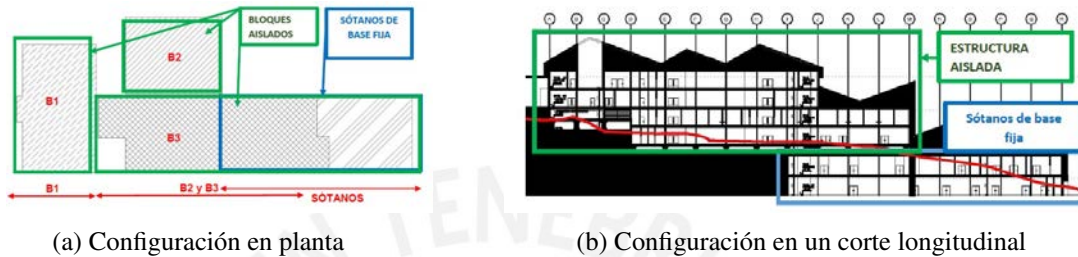


Figura 1: Configuración global del proyecto

El análisis estructural y el diseño del sistema de aislamiento se realizó de acuerdo a lo especificado en los siguientes códigos: norma peruana de diseño sísmo resistente E.030, se utilizó para determinar las solicitaciones por sísmo; Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures ASCE7-16, se utilizó como guía principal en lo que se refiere al análisis y metas de desempeño y la norma peruana de cargas E.020, la cual se consultó para estimar el peso sísmico de la estructura (de acuerdo a la norma E.030). En cuanto al diseño de la superestructura y la cimentación, estos fueron diseñados de acuerdo a las normas técnicas del Reglamento Nacional de Edificaciones E.60 y E.090. Se emplearon 7 registros sísmicos corregidos, filtrados y compatibles con el espectro de diseño determinado para el sitio en cuestión; estos registros fueron obtenidos a partir de sismos importantes que ocurrieron en Chile y los sismos peruanos de 1966, 1970 y 1974. Para obtener la respuesta en el tiempo de la estructura se obtuvo el promedio simple de los resultados de cada registro.

La solución escogida para el proyecto consistió en aislar el bloque B1 incluido el sótano; el sistema de cimentación incluye zapatas conectadas entre sí y a los muros del sótano. En el bloque B2 se implementó un sistema de aislamiento sin sótanos, para este bloque se usó el sistema estructural de pórticos de concreto armado y el sistema de cimentación consiste de zapatas aisladas. El bloque B3 se aisló al nivel de la planta del primer piso, una parte se apoya sobre el terreno y otra sobre los sótanos; la superestructura se compone de pórticos de concreto armado y los sótanos se han rigidizado con muros estructurales. En la tabla 1 se presentan los resultados obtenidos para cada bloque.

Bloque	$D_{TM}$ (cm)	Cortante en la interfaz (ton)	Deriva (‰)	Aceleración máxima (g)
B1	33.9	282	2.6	0.16
B2	34.0	203	2.5	0.15
B3	34.0	582	3.0	0.22

Tabla 1: Resultados de análisis para el hospital de Llata

## 2.2. Fundamentos del aislamiento sísmico

El aislamiento sísmico en la base consiste en interrumpir la continuidad estructural de la edificación mediante la inserción de una interfaz flexible [Chopra, 1995]. La inclusión de aisladores en la edificación cambia significativamente el comportamiento de la misma bajo cargas sísmicas, la geometría de la estructura y causa un impacto en las especialidades que participan en el proyecto.

### 2.2.1. Características dinámicas de un edificio aislado

- Aumento del periodo: Este aumento se debe al aumento de la flexibilidad horizontal producto de la inclusión del sistema de aislamiento.
- Disminución de derivas: Los efectos del sismo se concentran en el nivel flexible (nivel de aislamiento), lo que resulta en una disminución de los desplazamientos relativos de entrepiso en la superestructura.
- Disminución de aceleraciones: Esta disminución se debe al aumento del periodo asociado a una menor fuerza sísmica, de acuerdo a la forma que siguen los espectros de pseudo aceleración de sismos peruanos.
- Disminución de las fuerzas de diseño: Las fuerzas de diseño disminuyen a la par que las aceleraciones, pues se relacionan de manera directa mediante la masa y el factor de reducción de la fuerza sísmica  $R$ .
- Aumento del amortiguamiento: El aumento del amortiguamiento se debe a la disipación de energía en forma de calor producida por los dispositivos de aislamiento: los aisladores elastoméricos disipan energía al entrar en fluencia y los deslizadores mediante el rozamiento.
- Diseño elástico para la súper estructura: Debido a la disminución de la fuerza lateral de diseño y de las derivas en la superestructura es posible diseñar la estructura para que permanezca en régimen elástico.
- Aumento de los desplazamientos: Este aumento se debe a la forma que sigue el espectro de desplazamientos propio de los sismos peruanos. Para un mayor valor de periodo le corresponde un mayor desplazamiento. Sin embargo, para periodos largos el valor del desplazamiento se mantiene constante.

### 2.2.2. Geometría de la estructura de un edificio aislado

Al incluir el aislamiento sísmico en un proyecto de edificaciones se cambia considerablemente la geometría de la estructura en relación a una estructura convencional. Aunque cada proyecto presenta soluciones diferentes en cuanto a este aspecto, las partes que se describen a continuación están bien definidas para la mayoría de edificaciones con aislamiento sísmico.

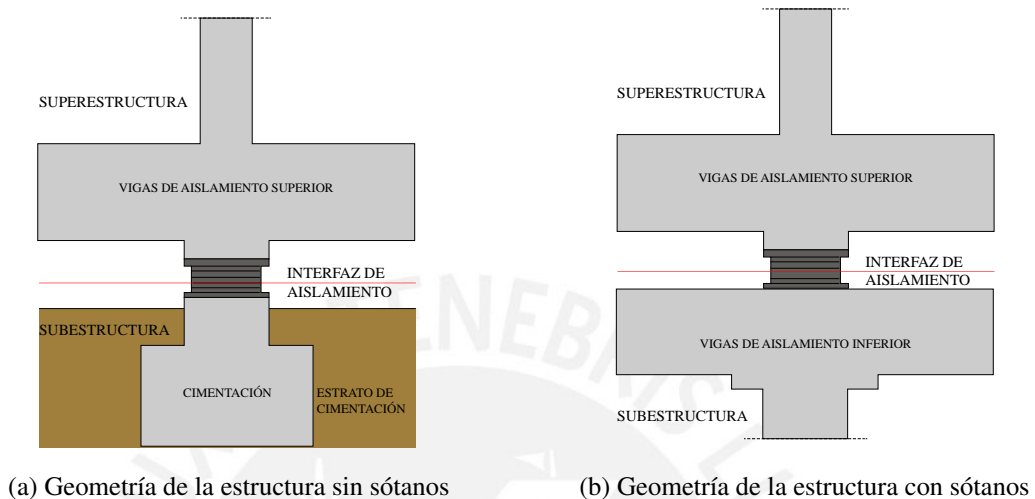


Figura 2: Geometría típica de una estructura con aislamiento sísmico

**Superestructura** La superestructura en un edificio aislado comprende todos los elementos estructurales por encima del nivel de aislamiento (ver figura 2). Para el diseño en concreto armado de la superestructura se usa un factor de reducción de la fuerza sísmica  $R$  igual a  $3/8 R_0$  o 2.

**Subestructura** La subestructura en un edificio aislado comprende todos los elementos estructurales por debajo del nivel de aislamiento; es decir, la cimentación; los sótanos y las vigas de cimentación, en caso las hubiese (ver figura 2). Para el diseño en concreto armado de la subestructura se usa un factor de reducción de la fuerza sísmica  $R$  igual a 1.

**Sistema de aislamiento** El sistema de aislamiento comprende los dispositivos de aislamiento, el sistema de vigas por encima, y por debajo de los aisladores (si es que las hubiese) y los pedestales de concreto que transmiten la carga de la superestructura a los aisladores y de los aisladores a la subestructura. Para el diseño en concreto armado del sistema de aislamiento se usa un factor de reducción de la fuerza sísmica  $R$  igual a 1.

Existen casos en los que el nivel de aislamiento no está contenido en un solo plano, esta particularidad se representa la figura 3.

### 2.2.3. Arquitectura de un edificio aislado

La implementación del aislamiento sísmico en un proyecto de edificaciones no solo restringe las posibles soluciones para las especialidades de arquitectura y estructuras, sino también para

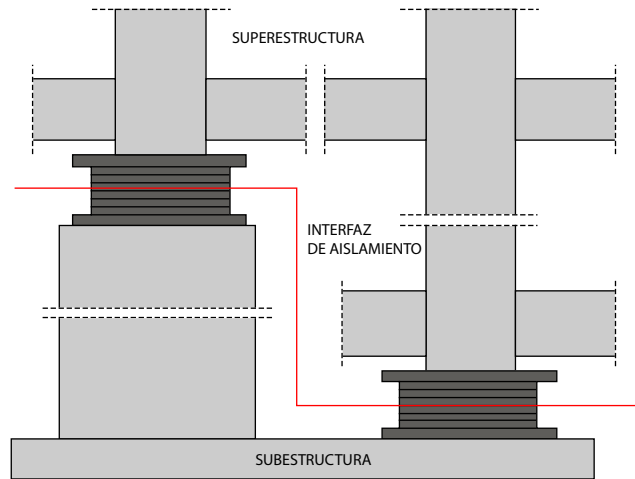


Figura 3: Interfaz de aislamiento en distintos planos (Adaptado de FEMA 2012)

todas las demás que intervienen en el proyecto. Aunque cada proyecto es diferente, existen algunas adaptaciones usuales, las cuales se enumeran a continuación.

**Muro de contención** El sistema de aislamiento debe estar dispuesto de tal forma que facilite una adecuada supervisión y mantenimiento. Es decir, los aisladores deben estar expuestos al ambiente y la altura disponible debe ser la adecuada para que una persona pueda caminar por el nivel de aislamiento. Una solución común es incluir muros de contención que protejan los aisladores de posibles deslizamientos de tierra en caso de sismo. Estos muros deben estar separados de la estructura una distancia tal que sea mayor al máximo desplazamiento calculado en la fase de diseño para el nivel de aislamiento. La figura 4 muestra como se distribuyen los elementos estructurales en las proximidades de un aislador perimetral.

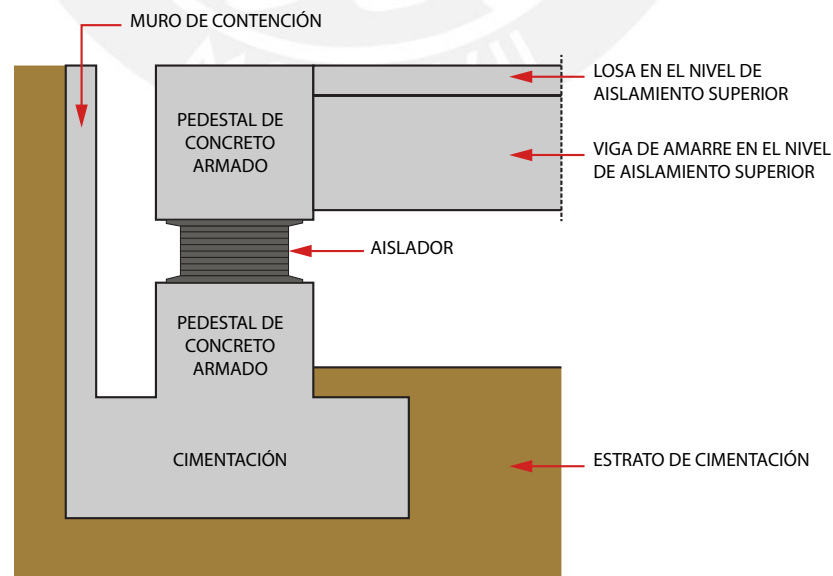


Figura 4: Detalle de muro de contención perimetral

**Tuberías flexibles en el nivel de aislamiento** En caso existan sótanos es usual utilizar tuberías flexibles en el nivel donde se desacoplan la sub y superestructura a fin de evitar la interrupción de los sistemas sanitarios y eléctricos durante un evento sísmico.

**Cortes en escaleras que van hacia los sótanos** En caso existan sótanos es usual construir las escaleras con una separación en el nivel donde se desacoplan la sub y super estructura a fin de evitar la rotura de las mismas durante un evento sísmico.

**Losa por encima del nivel de aislamiento** Al incluir el sistema de aislamiento sísmico en un proyecto, es necesaria la presencia de un diafragma rígido que compatibilice los desplazamientos en este nivel. Por este motivo se proyecta una losa por encima del nivel de aislamiento casi idéntica a los techos superiores; sin embargo, esta losa debe tener vigas de mayor peralte para que puedan soportar los momentos de segundo orden provenientes de los aisladores, al mismo tiempo que deben ser diseñados con un factor de reducción de la fuerza sísmica  $R$  igual a 1.

**Estructuración especial para los ascensores** Los ascensores deben ser continuos en toda su longitud a fin de lograr un adecuado funcionamiento. Por este motivo, una solución común es separar las paredes del ascensor del resto de la estructura una distancia igual al máximo desplazamiento del nivel aislamiento (ver figura 5).

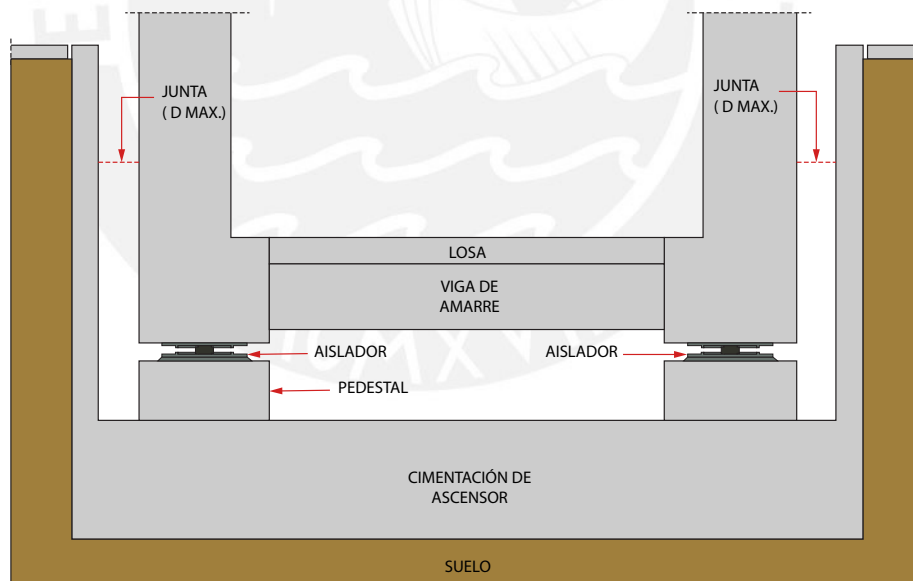


Figura 5: Detalle de cimentación para ascensor

### 2.3. Desempeño de un edificio aislado

El desempeño sísmico en edificaciones se cuantifica por medio del uso de parámetros tales como la aceleración y la deriva de entrepiso, estos parámetros se asocian al nivel de daño que sufriría la estructura después de un sismo y son fundamentales en la etapa de diseño. Existen

metodologías como HAZUS que contienen modelos para estimar las pérdidas que podrían resultar a causa de terremotos, inundaciones y huracanes. A partir de estas metodologías se obtienen límites para determinar objetivos de desempeño. En la tabla 2 se muestra el nivel de daño en elementos no estructurales asociados a una aceleración de entrepiso.

Nivel de sismo del diseño	Estado de daño			
	Leve	Moderado	Extendido	Completo
Alto	0.30	0.60	1.20	2.40
Moderado	0.25	0.50	1.00	2.00
Bajo	0.20	0.40	0.80	1.60
Pre diseño	0.20	0.40	0.80	1.60

Tabla 2: Picos de aceleración de entrepiso (g) para definir el nivel de daño no estructural. Adaptado [HAZUS, 2003]

De la tabla 2 se obtiene que una aceleración de entrepiso máxima igual al 30% el valor de gravedad no debería representar un peligro para elementos no estructurales susceptibles de ser dañados por aceleración. La aceleración de entrepiso es particularmente importante en edificaciones de uso hospitalario debido al alto costo que representa el equipamiento y contenido en general con relación al costo total del edificio (ver tabla 3).

Tipo de reparación	Estado de daño			
	Leve	Moderado	Extendido	Completo
Elementos estructurales	0.2	1.4	7.0	14.0
Elementos no estructurales sensibles a aceleración	1.0	5.1	15.4	51.3
Elementos no estructurales sensibles a derivas	0.8	3.5	17.4	34.7

Tabla 3: Índices de costos de reparación para hospitales (% de costo total del edificio). Adaptado [HAZUS, 2003]

En cuanto al daño estructural, este es descrito por valores promedio de derivas que corresponden a diferentes estados de daño: leve, moderado, extendido y completo. En general, las derivas que muestran el nivel de daño estimado dependen del tipo de edificación en cuestión y de la altura del mismo.

Nivel de sismo del diseño	Estado de daño			
	Leve	Moderado	Extendido	Completo
Alto	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533
Moderado	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
Bajo	0.0033	0.0053	0.0133	0.0333
Pre diseño	0.0027	0.0043	0.0107	0.0167

Tabla 4: Derivas promedio usadas para determinar el estado de daño en edificios apertados de 4 a 7 pisos. Adaptado [HAZUS, 2003]

**Niveles de sismo** El manual HAZUS clasifica los niveles de sismo de acuerdo a las zonas sísmicas existentes en la norma norte americana. En términos prácticos, pre diseño se refiere a

que el sismo de diseño es inexistente o muy pequeño, mientras que el nivel alto se refiere a un sismo de diseño alto.

**Estados de daño** Estado de daño leve: Se presentan fisuras debidas a flexión o corte en algunas vigas y columnas cercanas o dentro de los nudos.

Estado de daño moderado: La mayoría de las vigas y columnas presentan fisuras. En pórticos dúctiles podrían existir elementos que hayan alcanzado la fluencia, mientras que en pórticos no dúctiles podrían presentarse fisuras más grandes debidas a corte.

Estado de daño extendido: En pórticos dúctiles algunos elementos alcanzan su capacidad última, se ven fisuras largas debidas a flexión, concreto desconchado y refuerzo pandeado. En pórticos no dúctiles podrían presentarse fallas por cortante, estribos rotos, refuerzo pandeado en columnas y colapso parcial.

Estado de daño completo: La estructura está colapsada o inminente peligro de colapso.

### **3. Dispositivos de aislamiento**

Existe una amplia variedad de dispositivos de aislamiento disponibles en el mercado. Sin embargo, en el presente capítulo se discutirán solo los de uso más extendido. Así mismo, se hará una breve revisión de los materiales que los componen y los modelos utilizados para incluirlos en el análisis.

#### **3.1. Aisladores elastoméricos**

Estos dispositivos pueden estar hechos de caucho de alta rigidez axial o caucho reforzado con placas metálicas. El último, que es el más usado, consiste de caucho natural vulcanizado y depositado sobre placas delgadas de acero inoxidable. El caucho provee de una adecuada flexibilidad horizontal para soportar grandes deformaciones, mientras que el acero previene el pandeo del aislador y añade rigidez axial al dispositivo. Los aisladores elastoméricos no tienen partes móviles y tienen un buen comportamiento ante el envejecimiento y el intemperismo [Manohar and Madhekar, 2015].

##### **3.1.1. Propiedades de la goma natural y de alto amortiguamiento**

**Propiedades de la goma natural** El módulo de corte  $G$  de la goma natural, a diferencia de la goma de alto amortiguamiento, no varía demasiado conforme se incrementa el esfuerzo cortante. La figura 6 muestra el valor del módulo de corte en función del esfuerzo contante aplicado.

El módulo de corte  $G$  también depende de la carga axial que soporta el dispositivo. Sin embargo, para valores moderados de la carga axial el valor de  $G$  no varía por encima del 10% [Kelly, 2001].

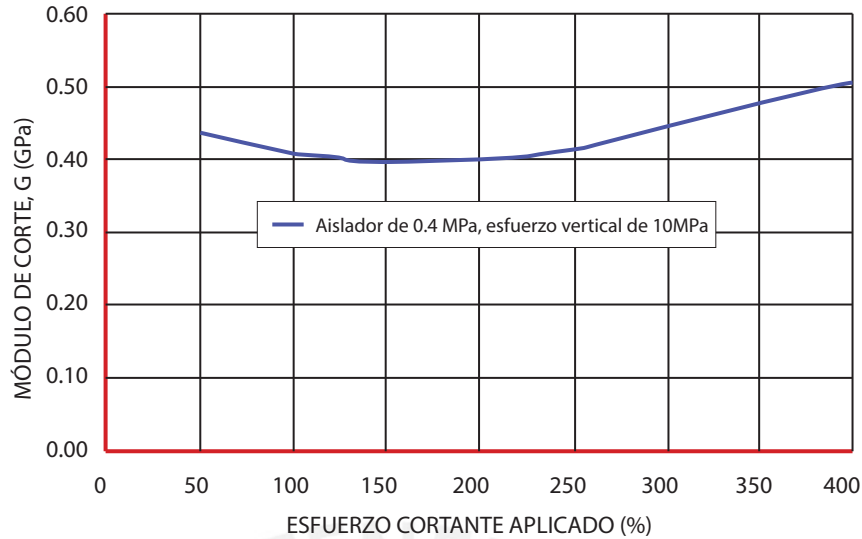


Figura 6: Módulo de corte de la goma natural. Adaptado de [Kelly, 2001]

El amortiguamiento viscoso equivalente de la goma natural oscila alrededor del 5%. Por esta razón se recomienda el uso de dispositivos elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) o, si se usan dispositivos elastoméricos de bajo amortiguamiento (LRD), la implementación de un sistema complementario de amortiguamiento. En la práctica, si se usan dispositivos LRB se considera para el diseño solo el amortiguamiento del núcleo de plomo.

El módulo de elasticidad de la goma depende de la dureza del caucho. En la tabla 5 se muestra el valor del módulo de elasticidad  $E$  de la goma en función a la dureza del mismo, los índices de dureza son los del IRHD (*International Rubber Hardness Degrees*).

IRHD	37	40	45	50	55	60
E (Mpa)	1.35	1.50	1.80	2.20	3.25	4.45

Tabla 5: Módulo de elasticidad de la goma natural y sintética [FIP, 2015]

**Propiedades de la goma de alto amortiguamiento** La goma de alto amortiguamiento está compuesto de elastómeros y otros aditivos que en su conjunto proveen un amortiguamiento de entre el 10 al 20%. Esta mezcla resulta en un material con propiedades que varían considerablemente dependiendo del fabricante, razón por la cual la información que se presenta a continuación es solo referencial y se corresponde con dispositivos diseñados para un proyecto en específico.

El módulo de corte  $G$  y el amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi$  dependen del valor del esfuerzo cortante aplicado, tal como se muestra en la figura 7. Conforme el esfuerzo cortante aumenta, tanto el amortiguamiento como el módulo de corte disminuyen hasta alcanzar los valores mínimos de 8% y 0.4 MPa respectivamente.

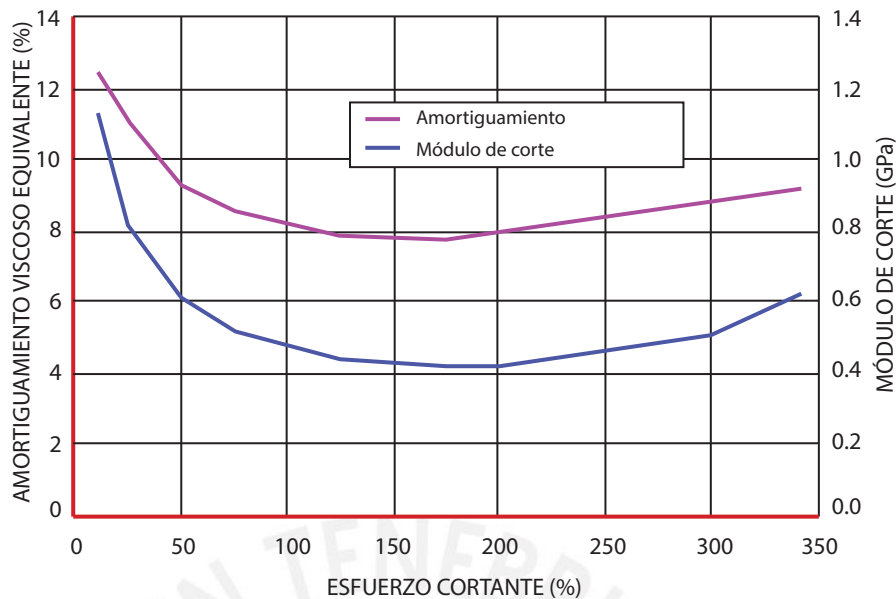


Figura 7: Módulo de corte de la goma de alto amortiguamiento. Adaptado de [Kelly, 2001]

Los dispositivos compuestos por goma de alto amortiguamiento resisten las cargas de viento sin desplazamientos excesivos debido al alto valor inicial del módulo de corte.

En cuanto al módulo de elasticidad  $E$ , este no se altera al modificar químicamente el material. Por lo tanto, los valores mostrados en la tabla 5 son válidos para la goma de alto amortiguamiento.

### 3.1.2. Tipos de aisladores elastoméricos

**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 and Kelly, 1999].

**Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento** Los dispositivos HDRB (*High Damping Rubber Bearing*) son similares a los dispositivos LRD; sin embargo, el caucho que lo compone ha sido modificado mediante la adición de aditivos: carbón ultra fino, aceites, resinas, entre otros. Estos aditivos incrementan el amortiguamiento efectivo suministrado a la estructura hasta un valor que oscila entre 10 y 20 %. A diferencia de los dispositivos LRD, los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento no requieren un sistema adicional complementario de

amortiguamiento. Una desventaja clara es que para varios ciclos de carga sus propiedades se degradan significativamente [Bridgestone, 2015].

**Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo** Los dispositivos LRB (*Lead Rubber Bearing*) incluyen en su centro un núcleo de plomo de forma cilíndrica. La fluencia de este núcleo de plomo para grandes desplazamientos permite alcanzar un amortiguamiento efectivo de hasta 30%; es decir, el doble del amortiguamiento suministrado por un dispositivo HDRB. Debido a su elevada capacidad para disipar energía, permite reducir significativamente los desplazamientos horizontales durante un evento sísmico en comparación con un sistema de aislamiento basado en otros dispositivos de menor amortiguamiento pero igual rigidez horizontal [FIP, 2015]. Cuando cesa el movimiento, el núcleo de plomo cristaliza al equilibrar su temperatura con el ambiente.

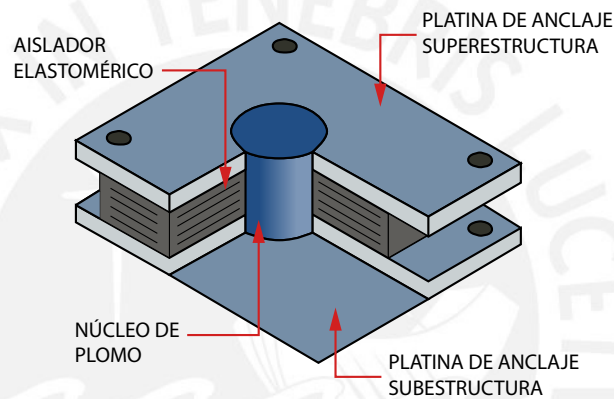


Figura 8: Aislador elastomérico con núcleo de plomo. Adaptado de [Kelly, 2001]

### 3.1.3. Modelo bilineal para aisladores elastoméricos

En la práctica, todos los dispositivos de aislamiento son introducidos en el análisis de la estructura por medio de un modelo bilineal. Este modelo queda bien definido a partir de cinco parámetros:  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $Q$ ,  $F_y$  y  $D_y$ . El parámetro  $K_1$  representa la rigidez elástica del dispositivo. Aunque usualmente se determina a partir de los diagramas de histéresis obtenidos en el ensayo de prototipos, también es posible estimarlo como un múltiplo de la rigidez pos fluencia.

El valor de  $Q$  corresponde a la fuerza característica del dispositivo, el cual se determina a partir de los diagramas de histéresis disponibles. En el caso de los aisladores elastoméricos con un núcleo de plomo en su núcleo, el valor de  $Q$  depende casi íntegramente del esfuerzo de fluencia del plomo y el área del núcleo [Kelly, 2001]. Los valores de  $F_y$  y  $D_y$  son los correspondientes a la fuerza de fluencia y el desplazamiento en el que se produce la fluencia respectivamente.

El modelo bilineal se debe obtener a partir de los tres parámetros del modelo lineal:  $K_{eff}$ ,  $\xi_{eff}$

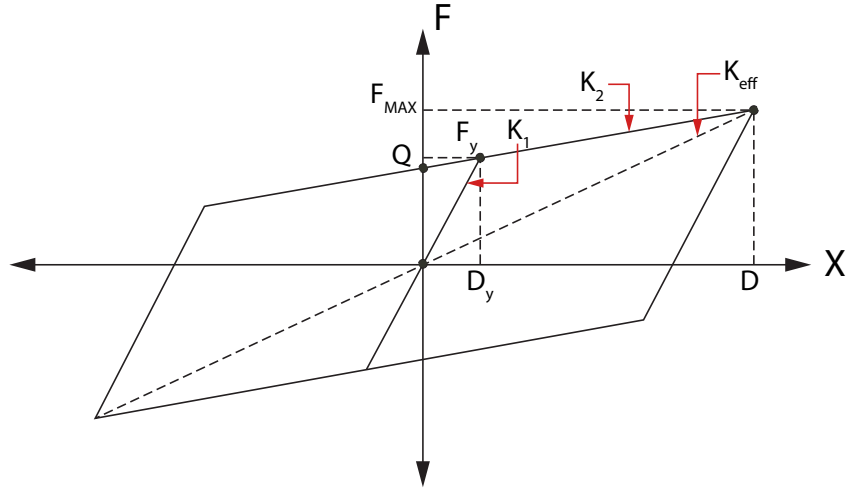


Figura 9: Modelo bilineal para aisladores elastoméricos (Adaptado [Muñoz, 2016])

y  $D$  y de algunos datos adicionales. De la figura se plantean las ecuaciones:

$$F_y = K_1 D_y \quad (3.1)$$

$$F_y = Q + K_2 D_y \quad (3.2)$$

La fuerza máxima y el área encerrada por el diagrama bilineal se calculan:

$$F_{MÁX} = F_y + K_2(D - D_y) \quad (3.3)$$

$$A_B = 4Q(D - D_y) \quad (3.4)$$

Si consideramos las ecuaciones del modelo elástico:

$$F_{MÁX} = K_{eff} D \quad (3.5)$$

$$A = 2\pi\xi K_{eff} D^2 \quad (3.6)$$

Luego, al igualar ambas ecuaciones:

$$K_{eff} D = K_1 D_y + K_2(D - D_y) \quad (3.7)$$

$$2\pi\xi K_{eff} D^2 = 4Q(D - D_y) \quad (3.8)$$

Para calcular la totalidad de los parámetros necesarios para construir el diagrama bilineal es necesaria una ecuación adicional. Por lo tanto, se añade como información conocida el ratio entre la rigidez elástica y la rigidez pos fluencia del dispositivo. El valor de  $\alpha$  se encuentra entre 7 y 15 [Muñoz, 2016].

$$K_1 = \alpha K_2 \quad (3.9)$$

Al incluir la ecuación (3.9) se obtiene:

$$2\pi\xi D - \frac{4D_y(\alpha - 1)(D - D_y)}{D + (\alpha - 1)D_y} = 0 \quad (3.10)$$

$$K_2 = \frac{K_{eff}D}{D + (\alpha - 1)D_y} \quad (3.11)$$

De la ecuación (3.10) se determina el valor de  $D_y$  y con las ecuaciones (3.11) y (3.9) se calculan los valores de  $K_2$  y  $K_1$  respectivamente.

### 3.2. Aisladores friccionantes

Al instalar aisladores friccionantes en una estructura, el edificio es soportado por superficies de acero inoxidable y un material de bajo coeficiente de fricción como el teflón. Esto permite que las únicas fuerzas que transmite la superestructura a la subestructura sean las fuerzas de fricción entre las superficies ya mencionadas.

El amortiguamiento efectivo que estos dispositivos suministran al sistema depende de la cantidad de energía disipada en forma de calor producto del rozamiento. Un sistema de aislamiento basado en dispositivos friccionantes es usualmente más económico que uno basado en aisladores elastoméricos. Además, la máxima aceleración que puede experimentar la superestructura depende íntegramente de la máxima fuerza que puede generar la interfaz de aislamiento [Manohar and Madhekar, 2015].

#### 3.2.1. Propiedades de las superficies friccionantes

La figura 10 muestra como varía el coeficiente de fricción de una superficie conforme varía la velocidad. Para iniciar el movimiento se debe superar la fuerza de fricción estática, que depende del coeficiente de fricción estática  $\mu_{est}$  y el peso sobre la superficie. Una vez iniciado el movimiento, el coeficiente de fricción disminuye hasta un valor mínimo  $\mu_{min}$  para luego aumentar hasta un valor  $\mu_{max}$  donde se estabiliza. En general, el valor de  $\mu_{max}$  es mayor que el valor de  $\mu_{est}$ .

En la práctica, el modelo mostrado en la figura 10 se simplifica al mostrado en la figura 11. Es decir, para el diseño se emplea únicamente el rango de coeficientes de fricción dinámicos [Muñoz, 2016].

**Coefficiente de fricción estático** El valor del coeficiente de rozamiento estático disminuye apreciablemente al aumentar la presión actuante en la superficie para luego estabilizarse tal y como muestra la figura 12.

**Coefficiente de fricción dinámico** La figura 13 muestra como varían los coeficientes de fricción dinámicos para diferentes presiones sobre un superficie de teflón conforme aumenta la velocidad.

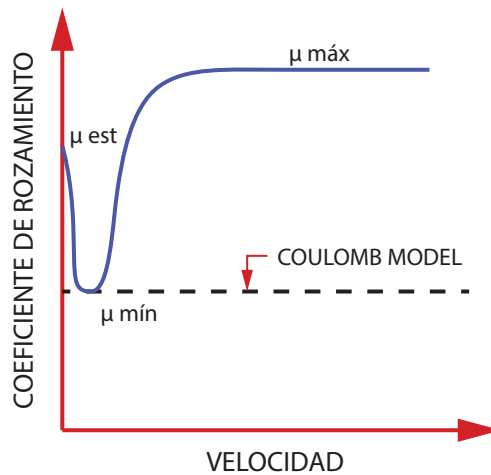


Figura 10: Modelo de Coulomb extendido a velocidades altas. Adaptado [Muñoz, 2016]

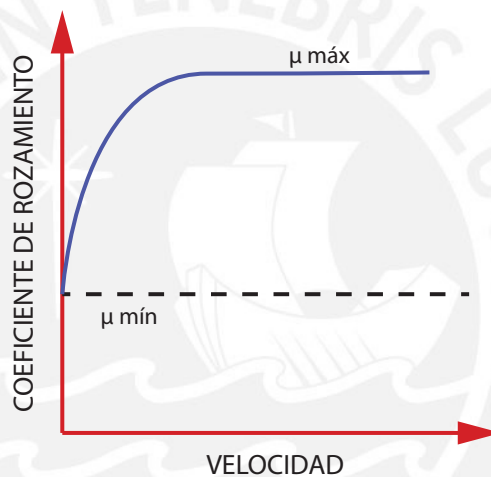


Figura 11: Modelo simplificado para el coeficiente de fricción. Adaptado [Muñoz, 2016]

### 3.2.2. Tipos de aisladores friccionantes

**Deslizador simple** Es el dispositivo de aislamiento disponible más simple que existe en el mercado. Consiste de un deslizador que se mueve sobre una superficie plana de bajo coeficiente de fricción. Debido a que carece de una fuerza restitutiva intrínseca, diseñar un sistema de aislamiento basado únicamente en deslizadores simples no es factible. Sin embargo, su uso resulta particularmente interesante debido a su bajo costo, la facilidad para incluirlo en el análisis y la baja rigidez horizontal efectiva que aporta al sistema de aislamiento. Por estas razones, este tipo de dispositivo es usado en conjunto con aisladores elastoméricos, los cuales aportan la fuerza restitutiva requerida para un correcto funcionamiento del sistema de aislamiento.

**Péndulo de fricción simple** Los dispositivos FPS (*Friction Pendulum System*) consisten de una superficie curva sobre la que se mueve un deslizador articulado. Su movimiento es similar al de un péndulo de gravedad invertido, de ahí proviene su nombre. Durante un evento sísmico, la estructura se desliza horizontalmente, pero debido a la naturaleza de los dispositivos de ais-

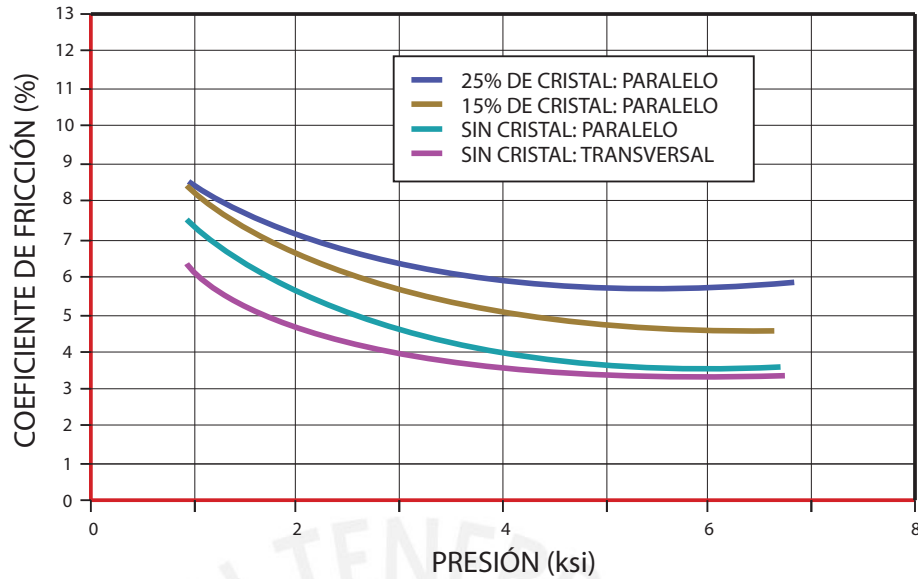


Figura 12: Variación del coeficiente de fricción estático conforme cambia el esfuerzo axial sobre la superficie. Adaptado [Mokha et al., 1990]

lamiento, la estructura se mueve ligeramente hacia arriba, lo que ocasiona que una fracción del peso funcione como fuerza restauradora [Manohar and Madhekar, 2015]. Debido a que los dispositivos tipo péndulo (simples, dobles y triples) permiten desplazamientos verticales, resulta imposible mezclar estos con aisladores elastoméricos o incluso los deslizadores simples.

**Péndulo de fricción doble y triple** Los dispositivos de péndulo de fricción doble se caracterizan por estar compuestos por dos superficies esféricas, cada una con su respectivo radio de curvatura y coeficiente de fricción, las cuales permiten el desplazamiento y la rotación. El desplazamiento total horizontal permitido por el dispositivo es igual a la suma de los desplazamientos permitidos por cada superficie  $d_1 + d_2$  mientras que en un dispositivo FPS sería únicamente  $d_1$  o  $d_2$ . Esto significa una reducción importante del tamaño del dispositivo en planta del dispositivo; así mismo, los momentos producidos por el efecto P-delta son disminuidos debido a la reducción de la excentricidad de la carga [Fenz and Constantinou, 2008].

Los dispositivos de péndulo de fricción triple consisten de dos superficies esféricas de acero inoxidable separadas por un deslizador interno anidado. El deslizador articulado consiste de dos superficies esféricas separadas por un deslizador rígido. Cada superficie externa e interna tiene su propio radio de curvatura y coeficiente de fricción. Aunque el deslizador interior es rígido, el sistema global tiene la capacidad de rotar y adoptar diferentes posiciones. Al igual que los dispositivos de péndulo doble, los dispositivos de péndulo triple disminuyen considerablemente sus dimensiones en planta sin disminuir el máximo desplazamiento total permitido [Fenz and Constantinou, 2008].

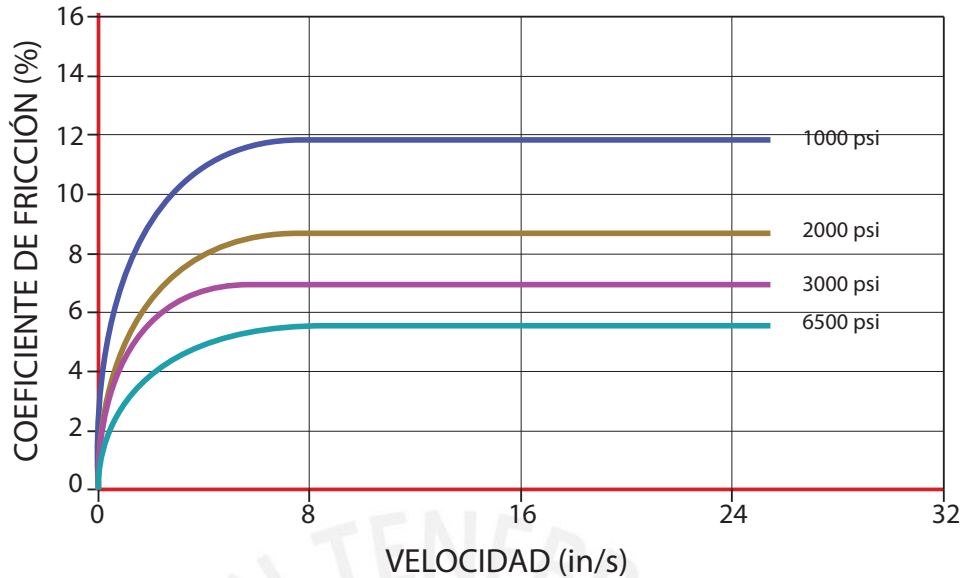


Figura 13: Variación del coeficiente de fricción dinámico de acuerdo a la velocidad y presión de una superficie de teflón. Adaptado [Mokha et al., 1990]

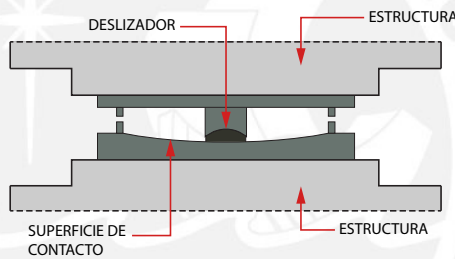


Figura 14: Aislador friccional de péndulo simple. Adaptado [Muñoz, 2016])

### 3.2.3. Modelo bilineal para aisladores friccionantes

Si bien es cierto que el modelo bilineal para los deslizadores simples y los aisladores de péndulo simple son en esencia iguales al modelo de los aisladores elastoméricos, los parámetros  $K_2$  y  $Q$  se determinan mediante el uso de ecuaciones diferentes, mientras que los parámetros  $F_y$ ,  $D_y$  y  $K_1$  no existen como tales. En cuanto a los dispositivos de aislamiento de péndulo doble y triple, estos siguen diagramas de fuerza - desplazamiento mucho más complejos y no se detallarán en el presente trabajo. Sin embargo, el mismo razonamiento que se utiliza para deducir el diagrama de fuerza - desplazamiento en dispositivos FPS es aplicable a cada régimen de movimiento de los aisladores de péndulo doble y triple.

En la figura 16 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:

$$W_t = W \operatorname{sen} \theta \quad (3.12)$$

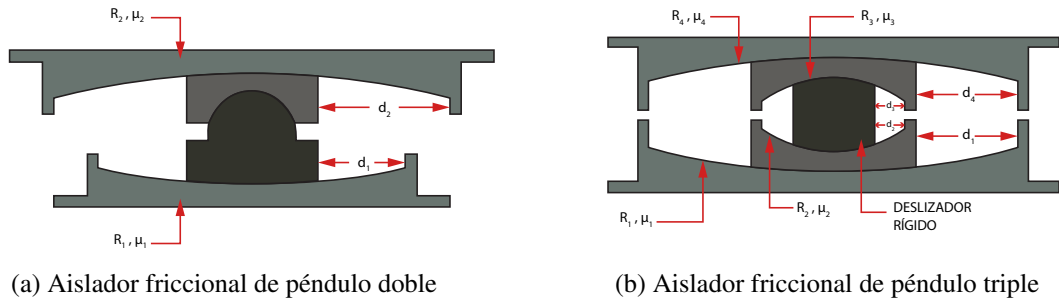
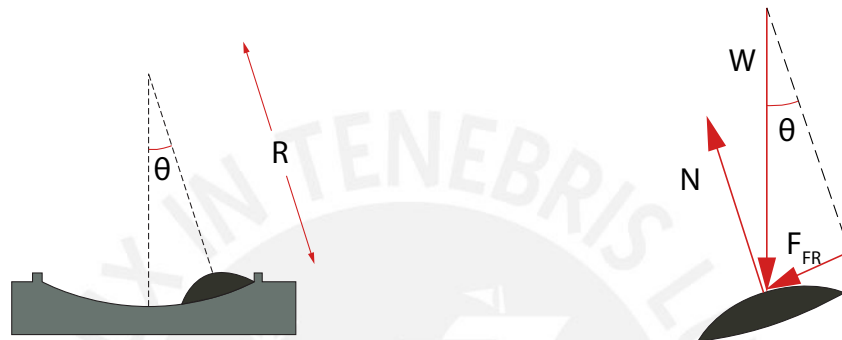


Figura 15: Aisladores esféricos de fricción. Adaptado [Fenz and Constantinou, 2008])



(a) Radio de curvatura de un dispositivo FPS (b) Diagrama de fuerzas que actúan en el cojinete móvil de un dispositivo FPS

Figura 16: Diagramas de análisis para un dispositivo FPS. Adaptado [Muñoz, 2016]

Además, se plantean las siguientes ecuaciones:

$$N = W \cos \theta \quad (3.13)$$

$$F_{FR} = \mu N \quad (3.14)$$

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

Debido a que el radio de curvatura del dispositivo es mucho mayor que la máxima distancia disponible para el desplazamiento del cojinete móvil, es admisible suponer que el ángulo  $\theta$  es muy pequeño, de tal forma que se cumple:

$$\text{sen} \theta = \frac{x}{R} = \theta \quad (3.15)$$

$$\text{cos} \theta = 1 \quad (3.16)$$

Luego, para cualquier posición  $x$  del cojinete se cumple:

$$W_t = \frac{W}{R}x(t) \quad (3.17)$$

$$F_{FR} = \pm \mu W \quad (3.18)$$

$$(3.19)$$

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

$$F = \frac{W}{R}x(t) \pm \mu W \quad (3.20)$$

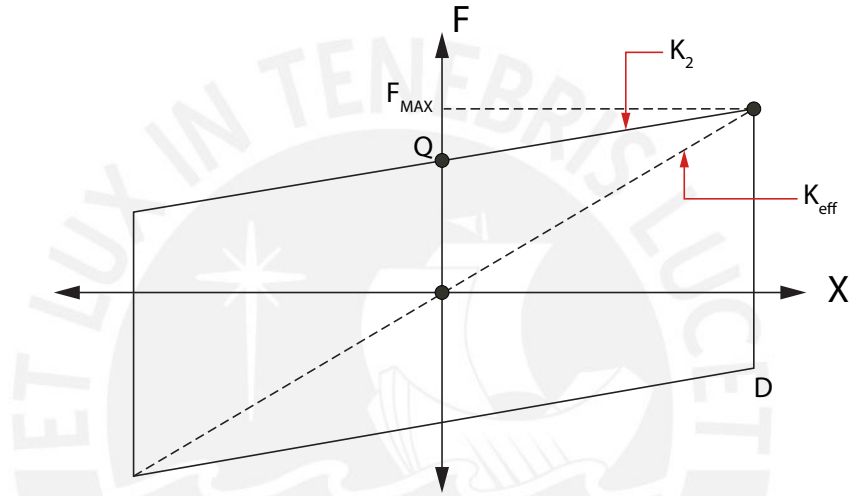


Figura 17: Modelo bilineal para un dispositivo FPS. Adaptado [Muñoz, 2016]

Al evaluar los valores de cero y  $D$  en la ecuación (3.20) se obtienen los parámetros  $Q$  y  $F_{MAX}$  respectivamente. Mientras que para el cálculo de  $K_2$  y  $K_{eff}$  bastará con obtenerlos directamente de la figura. Finalmente, el amortiguamiento efectivo  $\xi_{eff}$  se determina a partir del área encerrada en el diagrama de fuerza - desplazamiento (ver figura).

$$K_{eff} = \frac{\mu W}{D} + \frac{W}{R} \quad (3.21)$$

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} \left( \frac{\mu}{\xi + \frac{D}{R}} \right) \quad (3.22)$$

### 3.3. Cargas mínimas y máximas en los aisladores

Las cargas que se consideran sobre los aisladores son de tres tipos: carga mínima, máxima y promedio.

**Carga vertical máxima** La carga vertical máxima se determina según la ecuación (3.23).

$$P_{max} = 1.25(CM + CV) + 1.0(CSH + CSV) + 0.2CN \quad (3.23)$$

**Carga vertical mínima** La carga vertical mínima se determina según la ecuación (3.24).

$$P_{min} = 0.9 CM - 1.0(CSH + CSV) \quad (3.24)$$

**Carga vertical promedio** La carga vertical promedio se determina según la ecuación (3.25).

$$P_{prom} = 1.0 CM + 0.5 CV \quad (3.25)$$

Donde  $CM$ ,  $CV$ ,  $CSH$  y  $CSV$  son las cargas muerta, viva, de sismo horizontal y vertical respectivamente.

## 4. Análisis de edificios aislados

### 4.1. Representación de la solicitación sísmica

Existen tres formas diferentes de representar los efectos del movimiento del suelo en una estructura: fuerzas equivalentes, espectros de respuesta y registros de aceleración. Cada manera posee un nivel de confiabilidad diferente respecto a la respuesta obtenida, además de estar asociadas a un procedimiento de análisis distinto.

#### 4.1.1. Fuerzas equivalentes

Los efectos del movimiento del suelo se representan por medio de fuerzas estáticas equivalentes que actúan en los centros de masa de cada diafragma de la estructura. La sumatoria de todas las fuerzas equivalentes es igual al peso sísmico del edificio multiplicado por el coeficiente sísmico, el cual se determina a partir de un espectro de respuesta. La distribución de las fuerzas en cada piso depende del peso del piso en cuestión y varía exponencialmente con la altura.

Esta forma de representar el movimiento del terreno es la más simple y sus resultados son conservadores aunque poco precisos. Además, debido a que se espera que los dispositivos trabajen fuera de su rango elástico durante un evento sísmico, es recomendable usar registros de aceleraciones con el fin de obtener los diagramas de histéresis de los dispositivos así como historias de aceleración de entre piso.

#### 4.1.2. Espectros de respuesta

La representación del movimiento del suelo y sus efectos en las estructuras por medio de espectros de respuesta fue introducida por M.A. Biot en 1932. Este tipo de representación es una manera práctica de resumir los máximos resultados de una componente del movimiento del suelo en particular, como puede ser el desplazamiento, la velocidad y la aceleración. La respuesta espectral se genera al obtener la máxima respuesta de una estructura de periodo  $T$  y amortiguamiento constante  $\xi$  [Chopra, 1995].

Es posible obtener un espectro de respuesta para cualquier registro de aceleraciones y un amortiguamiento como datos de entrada. Entonces, se buscará obtener registros de aceleraciones

característicos del sitio donde se emplazará la estructura en cuestión con el fin de obtener sus espectros de respuesta. La figura 18 muestra un espectro de aceleración absoluta con 5 % de amortiguamiento.

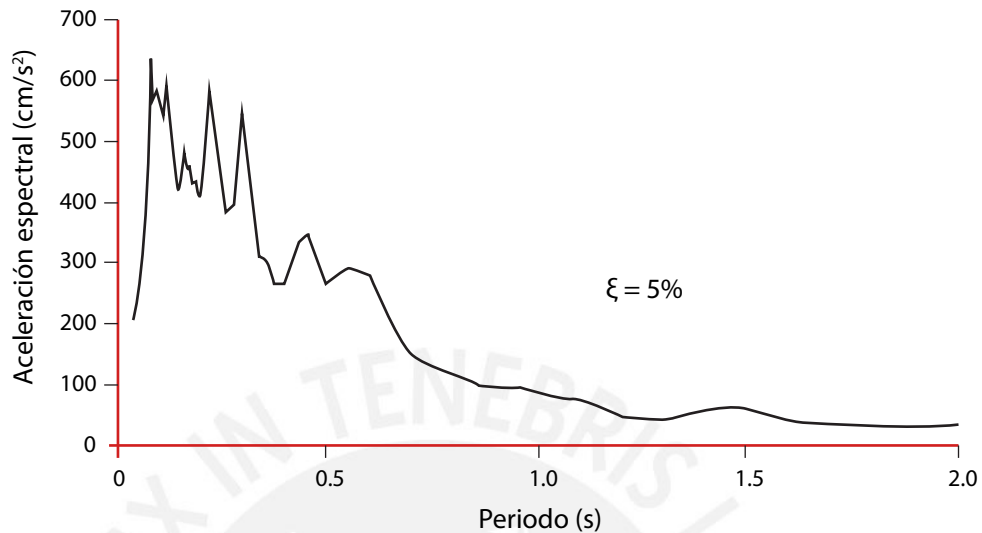


Figura 18: Espectro de aceleración absoluta generado a partir de la señal Lima, 17-X-1966-N82W

#### 4.1.3. Registros de aceleración o acelerogramas

Los registros de aceleraciones se obtienen por medio del uso de un instrumento llamado acelerógrafo, el cual permite obtener la aceleración del suelo durante un evento sísmico en función del tiempo. El acelerógrafo está diseñado de tal forma que su periodo natural de vibración se encuentre entre 0 y 0.1 s con el fin de mejorar su sensibilidad a movimientos de alta frecuencia. Además, posee un amortiguamiento comprendido entre el 50 y el 100 % del amortiguamiento crítico para que después de cada oscilación esté listo para registrar nuevos movimientos [Carreño et al., 1999].

Una vez obtenido el registro de aceleraciones de un evento sísmico, los datos deben ser tratados adecuadamente antes de ser utilizados en el análisis de la estructura. Con este fin, deben aplicarse las correcciones y filtros correspondientes a todas las componentes del registro. La figura 19 muestra un acelerograma de un terremoto ocurrido en la costa central del Perú.

**Correcciones sobre acelerogramas** Existen dos tipos de correcciones que se aplican a los acelerogramas:

- Corrección instrumental: Consiste en una convolución del registro original con la función de transferencia del instrumento. Para ello es necesario conocer la sensibilidad del acelerómetro, la frecuencia natural  $w$  y el amortiguamiento  $\xi$ .

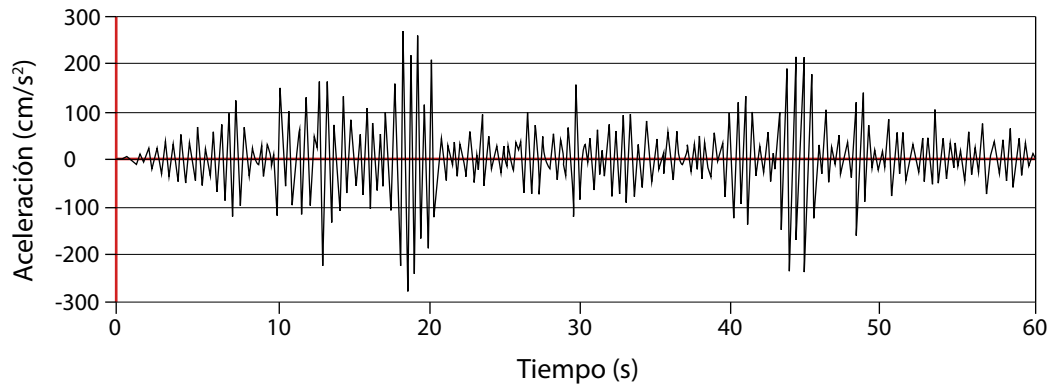


Figura 19: Componente N 82° O del registro de aceleraciones del terremoto del 3 de octubre de 1974 en la costa central del Perú

- Corrección de la línea base o corrección de ceros: Esta corrección se aplica cuando los valores del acelerograma están desplazados respecto de la línea base de la aceleración (aceleración cero). Aunque podría no existir un error apreciable en cuanto a la aceleración, no aplicar una corrección de línea base puede generar un error importante al obtener la velocidad y desplazamiento por métodos de integración.

**Filtros en acelerogramas** En un registro de aceleraciones, el ruido se presenta tanto por fenómenos naturales como por el tratamiento de los datos. En la ecuación (4.1) la función  $a(t)$  representa el acelerograma obtenido,  $s(t)$  la señal que se desea obtener y  $r(t)$  el ruido presente en el registro.

$$a(t) = s(t) + r(t) \quad (4.1)$$

El ruido presente en un acelerograma puede ser de alta frecuencia y de baja frecuencia respecto al rango de frecuencias con el que se trabaja. El primero afecta principalmente a los picos de aceleración, aunque no incide de manera importante cuando se obtienen la velocidad y el desplazamiento por métodos de integración. Mientras que el segundo afecta principalmente al proceso de integración. El propósito del filtrado es eliminar las frecuencias por encima y/o por debajo de una frecuencia objetivo. Existen 3 tipos diferentes de filtros ideales, en los cuales se basan los métodos de filtrado que se usan [Carreño et al., 1999].

- Filtro ideal paso-bajas: Elimina todas las frecuencias superiores a una frecuencia dada  $w$ . En cuanto a las frecuencias por debajo de  $w$ , estas pasan sin atenuación.
- Filtro ideal paso-altas: Elimina todas las frecuencias inferiores a una frecuencia dada  $w$ . En cuanto a las frecuencias por encima de  $w$ , estas pasan sin atenuación.
- Filtro ideal paso-banda: Elimina todas las frecuencias que no están comprendidas entre un rango dado  $[w_1, w_2]$ . En cuanto a las frecuencias dentro del rango dado, estas pasan sin atenuación.

En la práctica, no es posible utilizar filtros ideales debido a que su función de transferencia en el tiempo es de longitud infinita. En cambio, se emplean aproximaciones a ellos.

## 4.2. Modelo sencillo de una estructura aislada

### 4.2.1. Modelo de un grado de libertad

En la figura 20 se presenta un modelo reducido de un edificio de un piso, se considera que la rigidez de la superestructura es muy grande en comparación con 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.

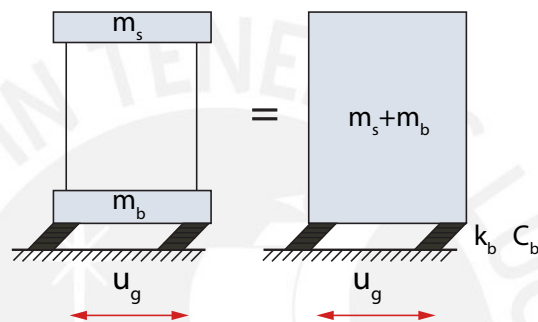


Figura 20: Modelo de un grado de libertad

El sistema presentado en la figura 20 es equivalente al mostrado en la figura 21. Entonces, se cumplen las relaciones de la teoría de vibraciones:

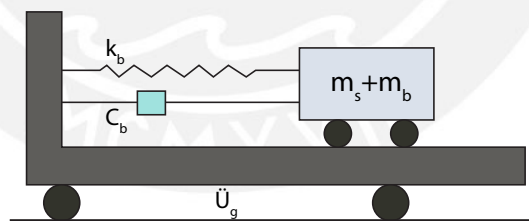


Figura 21: Oscilador de un grado de libertad

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{m_s + m_b}{k_b}} \quad (4.2)$$

$$C_b = 2\xi_b \sqrt{m_s + m_b k_b} \quad (4.3)$$

Si se conoce la aceleración del suelo en función del tiempo ( $\ddot{u}_g$ ), es posible determinar la respuesta de la estructura al resolver la integral de Duhamel:

$$x(t) = -\frac{1}{w_b} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi w_b(t-\tau)} \sin[w_b(t-\tau)] \cdot d\tau \quad (4.4)$$

#### 4.2.2. Modelo de dos grados de libertad

La figura 22 muestra un modelo reducido de dos grados de libertad de una estructura con aislamiento sísmico. Las variables  $m_s$  y  $m_b$  representan las masas de la superestructura y el sistema de aislamiento respectivamente. En cuanto a las rigideces de la superestructura y el sistema de aislamiento, estas se representan por  $k_s$  y  $k_b$ , mientras que  $C_b$  y  $C_s$  representan el coeficiente de viscosidad equivalente del sistema de aislamiento y la estructura.

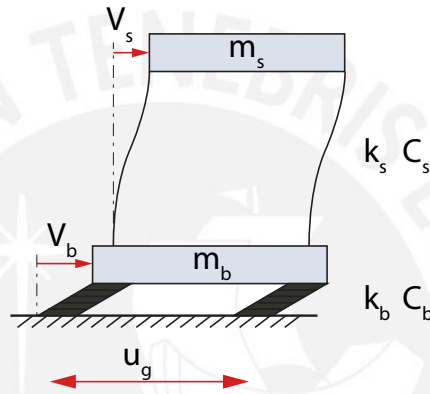


Figura 22: Modelo de dos grados de libertad

Para simplificar los cálculos se plantea un sistema de coordenadas que considere los desplazamientos relativos entre el techo de la estructura y el nivel de aislamiento ( $V_s$ ), y el nivel de aislamiento y el suelo ( $V_b$ ) según la figura 22. Entonces, la ecuación 4.5 describe el equilibrio dinámico del sistema.

$$\widehat{M}\ddot{V} + \widehat{C}\dot{V} + \widehat{K}V = -\widehat{M}\widehat{r}\ddot{u}_g \quad (4.5)$$

Donde  $\widehat{M}$ ,  $\widehat{K}$  y  $\widehat{C}$  son las matrices de masa, rigidez y coeficiente de viscosidad del sistema y  $\widehat{r}$  es un vector de transformación, los cuales se definen de la siguiente manera:

$$\widehat{M} = \begin{pmatrix} m_s + m_b & m_s \\ & m_s & m_s \end{pmatrix} \quad \widehat{K} = \begin{pmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{pmatrix}$$

$$\widehat{C} = \begin{pmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C_s \end{pmatrix} \quad \widehat{r} = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Para estimar la respuesta de la estructura en vibración libre se supondrá que no hay amortiguamiento. Entonces la ecuación (4.5) se reduce a la ecuación (4.6).

$$\widehat{M}\ddot{V} + \widehat{K}V = 0 \quad (4.6)$$

La solución a la ecuación (4.6) en función de un tiempo  $t$  se presenta en (4.7)

$$V = A \sin(\omega t)\phi \quad (4.7)$$

A partir de (4.7) es posible obtener la aceleración  $\ddot{V}$  en función de un tiempo  $t$ .

$$\ddot{V} = -\omega^2 A \sin(\omega t)\phi \quad (4.8)$$

En las ecuaciones (4.7) y (4.8)  $\phi$  representa la forma con la que se mueve la estructura mientras que  $A$  es la amplitud o máximo valor posible de la función de posición.

Luego, al reemplazar (4.7) y (4.8) en (4.6) se obtiene:

$$(\widehat{K} - \omega^2 \widehat{M})\phi = 0 \quad (4.9)$$

La ecuación (4.9) se resuelve con la teoría de autovalores y autovectores de una matriz, en tanto se parece a la ecuación (4.10):

$$(A - \lambda I) \cdot v = 0 \quad (4.10)$$

Para encontrar los autovectores de la matriz  $A$  en la ecuación (4.10), el sistema debe ser compatible indeterminado. Por lo tanto, la determinante de la matriz de coeficientes debe ser nula. Luego, bastará con evaluar las soluciones de  $\lambda$  en (4.10).

Si se considera:

$$\begin{aligned} w_b^2 &= \frac{k_b}{m_b + m_s} & w_s^2 &= \frac{k_s}{m_s} \\ \gamma &= \frac{m_s}{m_b + m_s} & \epsilon &= \left(\frac{w_b}{w_s}\right)^2 \\ \lambda &= w^2 \end{aligned}$$

Entonces, la determinante de la matriz de coeficientes en la ecuación (4.6) se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{1 - \gamma}{w_s^2} \lambda^2 - (1 + \epsilon)\lambda + w_b^2 = 0 \quad (4.11)$$

Al resolver la ecuación cuadrática en (4.11) para  $\lambda$ , se tiene:

$$\lambda = \frac{(1 + \epsilon) \pm \sqrt{(1 + \epsilon)^2 - 4(1 - \gamma)\epsilon}}{2(1 - \gamma)} w_s^2 \quad (4.12)$$

Para valores pequeños de  $\epsilon$ :

$$\lambda_1 = w_b^2(1 - \epsilon\gamma) \quad (4.13)$$

$$\lambda_2 = \frac{1 + \epsilon\gamma}{1 - \gamma} w_s^2 \quad (4.14)$$

**Modos de vibración** Los modos de vibración se componen de una forma  $\phi_i$  y un periodo  $T_i$  asociado al mismo.

– Primer modo

$$T_1 = T_b \frac{1}{\sqrt{1 - \epsilon\gamma}} \quad \phi_1 = \begin{pmatrix} 1 \\ \epsilon \end{pmatrix} \quad \frac{L_1}{M_1} = 1 - \gamma\epsilon$$

– Segundo modo

$$T_2 = T_s \sqrt{\frac{1 - \gamma}{1 + \gamma\epsilon}} \quad \phi_2 = \begin{pmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma} \end{pmatrix} \quad \frac{L_2}{M_2} = \gamma\epsilon$$

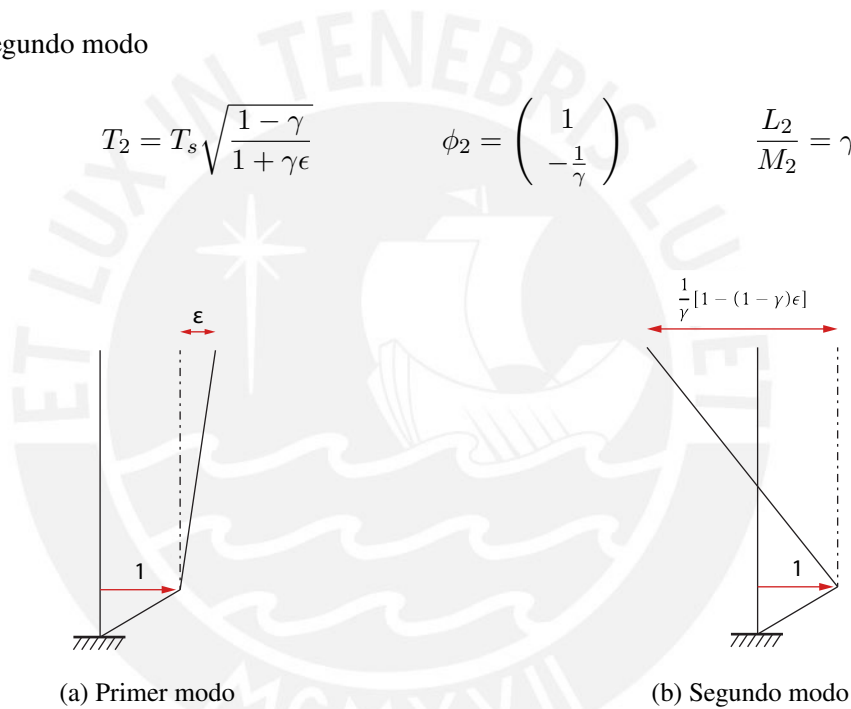


Figura 23: Modos de vibración de una estructura con dos grados de libertad

La forma del primer modo de vibración en la figura 23a muestra que el desplazamiento relativo de la azotea respecto a la plataforma de aislamiento es  $\epsilon$ . Por lo tanto, se busca que la relación entre el periodo de la estructura con base aislada y fija sea la mayor posible con el fin de reducir los efectos del movimiento del suelo en la superestructura. Además, el factor de participación del primer modo es notablemente mayor que el del segundo modo, pues  $\gamma\epsilon$  es muy pequeño. En este caso, el primer modo determinará la respuesta espectral de la estructura.

**Respuesta espectral** La respuesta espectral se obtiene mediante un método de combinación modal. Se considera el método SRSS (raíz cuadrada de la suma de cuadrados).

– Máximo desplazamiento de la estructura

$$v_{max} = \epsilon(Sd_1^2 + Sd_2^2)^{\frac{1}{2}} \quad (4.15)$$

Por lo general  $Sd_1^2 \gg Sd_2^2$ , entonces:

$$v_{max} = \epsilon Sd_1 \quad (4.16)$$

– Máximo desplazamiento de la plataforma de aislamiento

$$v_{max} = [(1 - \gamma\epsilon)^2(Sd_1)^2 + (\gamma\epsilon)^2(Sd_2)^2]^{\frac{1}{2}} \quad (4.17)$$

Si  $\gamma^2\epsilon^2$  es pequeño, se cumple:

$$v_{max} = (1 - \gamma\epsilon)Sd_1 \quad (4.18)$$

### 4.3. Modelo tridimensional de un edificio aislado

#### 4.3.1. Modelamiento de la estructura

Para la estructura se realiza un modelo tridimensional que considera las propiedades de los materiales correspondientes, las dimensiones reales de los elementos estructurales y su distribución tanto en planta como en altura y la distribución de la carga.

#### 4.3.2. Modelo elástico

El modelo elástico de la estructura considera los elementos estructurales como linealmente elásticos, susceptibles de experimentar deformaciones por flexión, corte y carga axial. Además, los techos se consideran diafragmas rígidos que compatibilizan los desplazamientos de los elementos verticales.

Los dispositivos de aislamiento se modelan como elementos tipo *link* debajo de la estructura y se distribuyen en planta de acuerdo a la configuración real adoptada. En su conjunto, el sistema de aislamiento representa la rigidez  $K_M$  y el amortiguamiento  $\beta_M$  efectivos del sistema.

El amortiguamiento  $\beta_M$  del sistema puede representarse de tres formas diferentes en el modelo elástico. En caso se escoja uno u otro método se debe evitar el uso de las otras maneras con el fin de no obtener resultados erróneos.

- Coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente  $C$ : Esta forma de representar el amortiguamiento del sistema consiste en calcular el coeficiente  $C$  de cada tipo de dispositivo a partir del amortiguamiento objetivo.
- Amortiguamiento en el caso modal: Esta forma consiste en incluir el amortiguamiento del sistema en los tres primeros modos del caso modal, esto se debe a que es en estos modos donde predomina la deformación del sistema de aislamiento.
- Modificación de la función espectral: Esta forma consiste en reducir la función espectral utilizada en el análisis por un factor  $B$  que depende del valor del amortiguamiento

$\xi_{eff}$  del sistema. Esta reducción se debe realizar únicamente en la zona de periodos del sistema de aislamiento.

### 4.3.3. Modelo inelástico

Los edificios aislados son diseñados para permanecer en su rango elástico de deformaciones. Por lo tanto, en el modelo de la estructura no se añaden consideraciones especiales para determinar la respuesta no lineal del concreto. Sin embargo, los dispositivos sí se deforman más allá de su límite elástico, razón por la cual deben definirse parámetros adicionales de los dispositivos para obtener la respuesta de la estructura en un análisis tiempo historia no lineal.

Para todos los dispositivos es necesario definir la curva teórica de histéresis tal y como se muestra en los apartados 3.1.3 y 3.2.3. Cuando se usan las propiedades no lineales, es decir, en un análisis tiempo historia no lineal, el amortiguamiento está integrado en las curvas de histéresis. Por lo tanto, el amortiguamiento asignado en los tres primeros modos deberá ser nulo.

## 4.4. Métodos de análisis

### 4.4.1. Análisis estático o de fuerzas equivalentes

El análisis estático o de fuerzas equivalente es un método simple que consiste en resolver la estructura cuando es sometida a fuerzas laterales que actúan en los centros de masa de cada techo o diafragma. Este método es usualmente utilizado para establecer valores mínimos de desplazamientos y fuerzas por los códigos de diseño. Este método no permite obtener información sobre la aceleración de piso.

### 4.4.2. Análisis modal espectral

El análisis modal espectral es un método estadístico de solución de edificios que determina la máxima respuesta probable de una estructura sometida a cargas sísmicas. En cuanto a la aceleración, esta 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.

Los resultados obtenidos a partir de un análisis modal espectral para dos parámetros diferentes de respuesta no tienen correspondencia entre sí; es decir, no es posible determinar una a partir de la otra, sino que cada una debe calcularse por separado. Esto se debe a que las respuestas espectrales de cada modo de vibración son los valores máximos que puede tomar un determinado parámetro de respuesta y ocurren en instantes diferentes [Computers and Structures, 2015].

Como se mencionó anteriormente, las respuestas espectrales de cada modo ocurren en instantes diferentes y es poco probable que coincidan en el tiempo. Por lo tanto, se plantean diversos métodos de combinación de resultados modales:

- Método CQC (*Complete Quadratic Combination*): Descrito por primera vez por Wilson, Der Kiureghian y Bayo en 1981, es el método de combinación modal más usado. Este

método toma en consideración el acople estadístico entre modos cercanos causado por el amortiguamiento. Es igual al método SRSS si el amortiguamiento es cero para todos los modos.

- Método SRSS (*Square Root of the Sum of the Squares*): Consiste en calcular la combinación modal al 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.
- Método suma de los valores absolutos: Es el método más conservador de todos los mencionados. Consiste en calcular la combinación modal al obtener la suma de los valores absolutos de las respuestas espectrales de cada modo de vibración.

**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].

Los modos de la estructura usando vectores Eigen se obtienen al resolver la ecuación (4.19). Donde  $K$  es la matriz de rigidez,  $M$  es la matriz diagonal de masa,  $\Omega^2$  es la matriz diagonal de valores de Eigen y  $\Phi$  es la matriz de vectores de Eigen.

$$[K - \Omega^2 M] \Phi = 0 \quad (4.19)$$

**Vectores Ritz para el análisis modal** Investigaciones realizadas indican que el uso de modos naturales no es la mejor manera para resolver una estructuras bajo cargas dinámicas. En ese sentido, el método Rayleigh Ritz es una alternativa al método de Eigen para resolver el análisis modal de una estructura.

El método de Rayleigh Ritz consiste en reducir artificialmente los grados de libertad de la estructura en cuestión al seleccionar únicamente los modos con la mayor probabilidad de ser excitados por alguna carga en específico [Mosquera Maguiña, 2012]. Este procedimiento permite obtener un mismo porcentaje de masa participante con un menor número de modos en comparación con el método de Eigen, lo que se traduce en un menor tiempo de cálculo para resolver la estructura.

Una diferencia importante entre ambos métodos es que aunque algunos de los modos obtenidos mediante el método de Ritz se asemejen a los modos naturales obtenidos mediante el método de Eigen; en general, estos no representan las características intrínsecas de la estructura como los modos naturales lo hacen.

En el ejemplo que se realiza se utilizarán los vectores Ritz para el análisis de la estructura.

#### 4.4.3. Análisis tiempo historia

El análisis tiempo historia es un tipo de análisis dinámico que resuelve la estructura para intervalos cortos de tiempo tomando en cuenta las condiciones iniciales o anteriores de la estructura para el instante en que se resuelve. En ese sentido, los resultados de desplazamientos, aceleraciones y fuerzas actuantes en la estructura se muestran como funciones del tiempo [Computers and Structures, 2015].

La carga que actúa sobre la estructura se define como una función del tiempo y, para el caso de análisis de edificios aislados, será un registro de aceleración corregido, filtrado, escalado y compatible con el terreno donde se emplaza la estructura.

El análisis tiempo historia puede ser lineal o no lineal, pero este último es el que se usa para diseñar los dispositivos de aislamiento.

Bajo el supuesto que la superestructura se mantiene elástica ( $R = 2$ ), la no linealidad de la estructura es proporcionada por el sistema de aislamiento. Por lo tanto, es necesario definir las curvas teóricas de histéresis de los dispositivos.

**Rampa de aceleración** En el programa de análisis ETABS es necesario definir una función tipo rampa 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. Esta consideración es necesaria únicamente si el sistema de aislamiento incluye dispositivos de tipo friccionante.

#### 4.5. Consideraciones para el diseño: Efecto P delta

Una de las hipótesis básicas del análisis estructural es que los desplazamientos producto de las cargas que actúan en el sistema son tan pequeños, que es posible formular las ecuaciones de equilibrio sobre la geometría no deformada sin incurrir en errores significativos [Ottazzi, 2016a]. Sin embargo, existen situaciones en las que los desplazamientos que sufre la estructura no son lo suficientemente pequeños para ignorarlos y es necesario considerar la geometría deformada de la estructura a fin de determinar la respuesta del sistema ante las solicitaciones correspondientes (ver figura 24). Este tipo de análisis es llamado de segundo orden y está asociado a grandes desplazamientos.

En una estructura con aislamiento sísmico, los momentos de segundo orden en el nivel de aislamiento pueden ser significativos y deberán ser incluidos en el diseño de los elementos estructurales correspondientes. Estos efectos también llamados P delta, deben ser determinados de una manera u otra de acuerdo al tipo de dispositivo. En cuanto a la fuerza y el desplazamiento máximos que se utilizan en el cálculo de los momentos de segundo orden, estos deben ser determinados a partir de un análisis de la estructura, de acuerdo al código normativo que se emplee en el diseño.

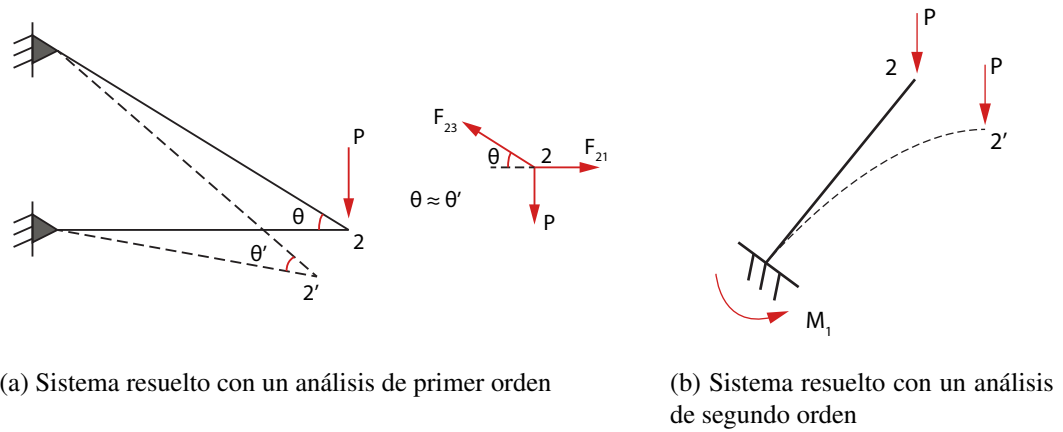


Figura 24: Sistemas de primer y segundo orden. Adaptado [Ottazzi, 2016a]

Los momentos de segundo orden se calculan de la siguiente manera (ver figura 25):

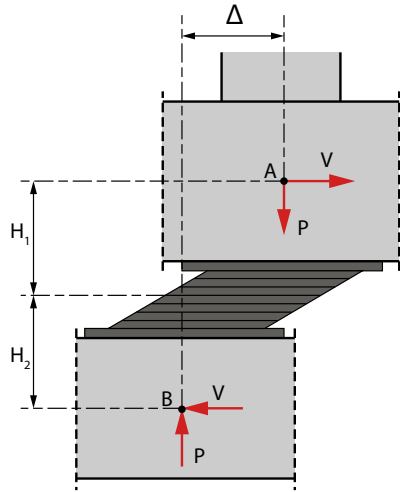
$$M_A = VH_1 + P\Delta/2 \quad M_B = VH_2 + P\Delta/2 \quad (4.20)$$

$$M_C = VH_3 \quad M_D = VH_4 + P\Delta \quad (4.21)$$

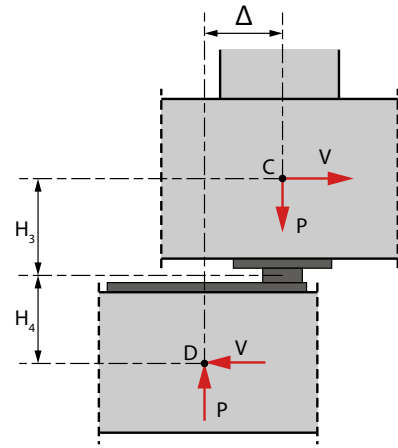
$$M_E = VH_5 + P\Delta/2 \quad M_F = VH_6 + P\Delta/2 \quad (4.22)$$

$$M_G = VH_7 \quad M_H = VH_8 + P\Delta \quad (4.23)$$

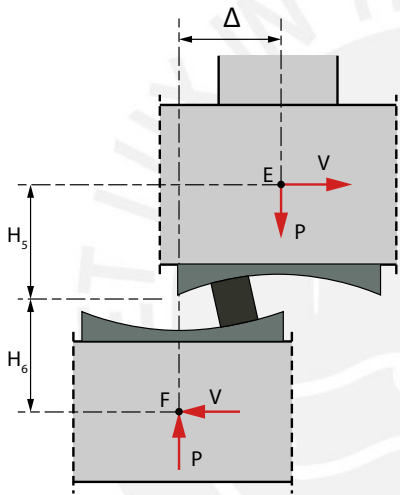
Es importante mencionar que en la práctica solo se considera el aporte a momento de la carga axial que recibe el aislador  $P$  y el máximo desplazamiento  $\Delta$  del sistema de aislamiento.



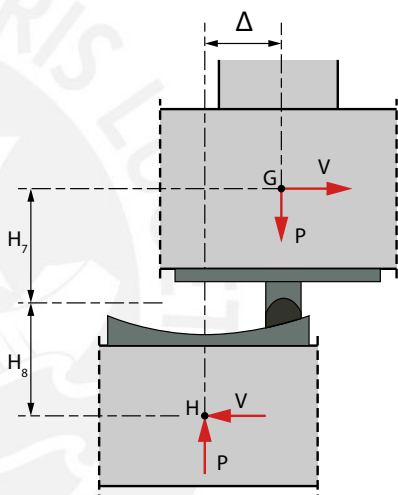
(a) Efecto P delta para un aislador elastomérico



(b) Efecto P delta para un deslizador simple



(c) Efecto P delta para un aislador friccionante de péndulo doble

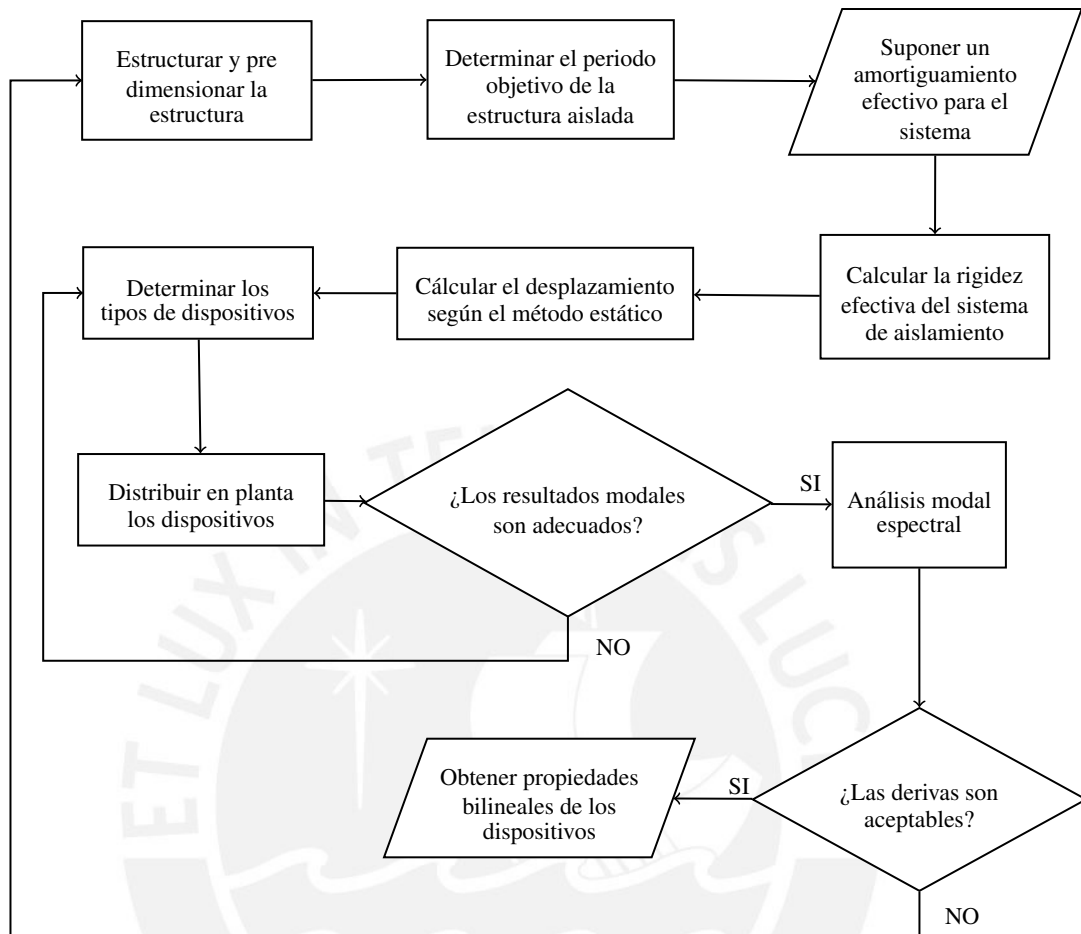


(d) Efecto P delta para un aislador friccionante de péndulo simple

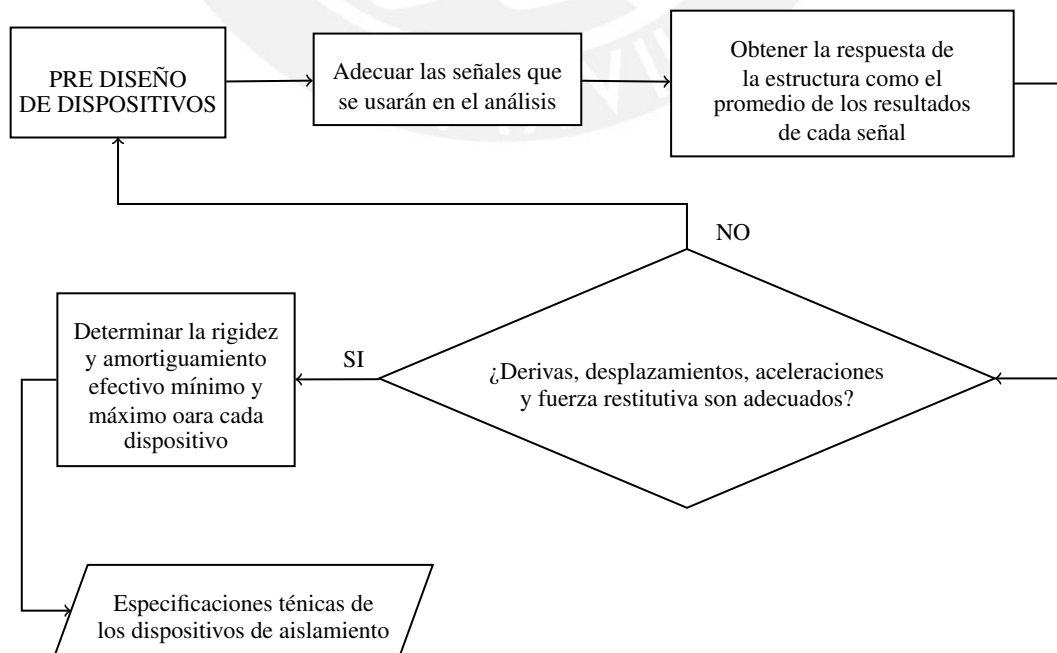
Figura 25: Efecto P delta en distintos dispositivos de aislamiento. Adaptado [Kircher, 2012]

## 4.6. Procedimientos de diseño

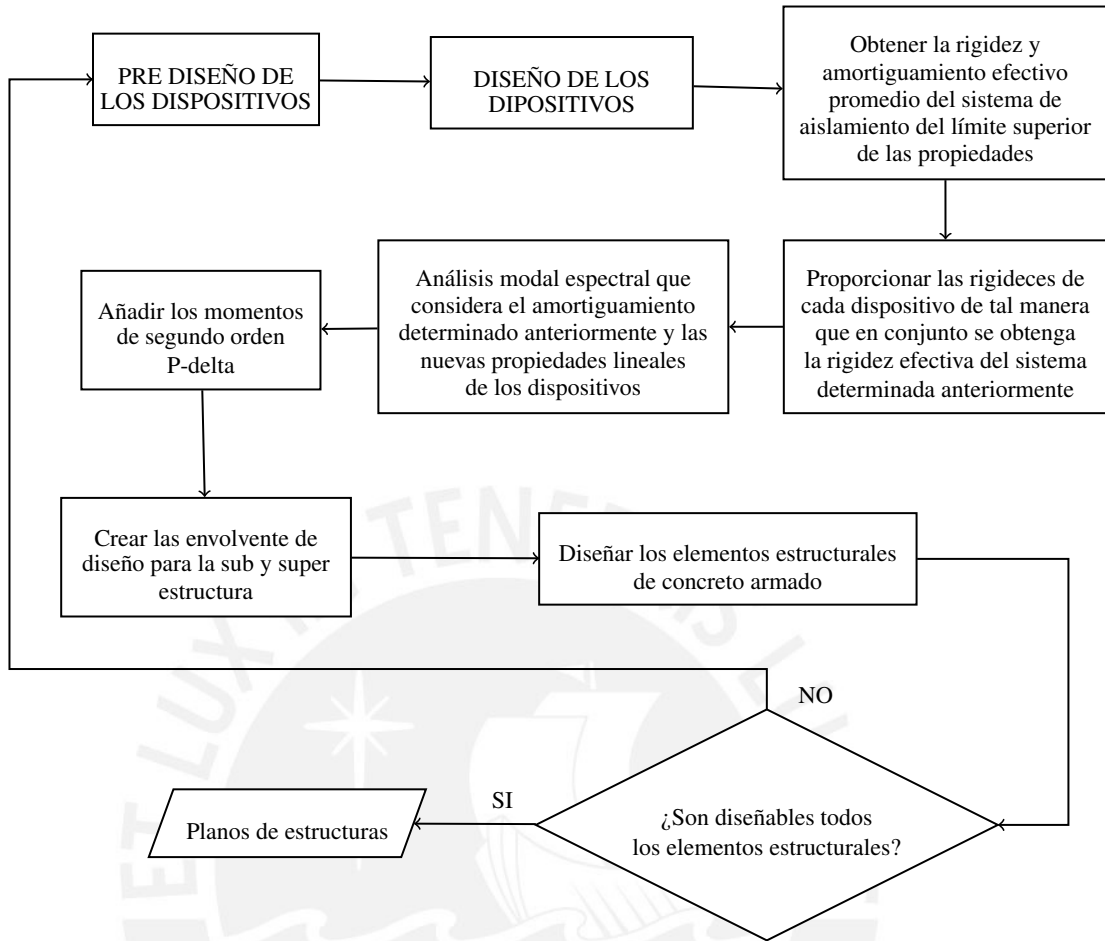
### 4.6.1. Procedimiento propuesto para el pre diseño de los dispositivos



### 4.6.2. Procedimiento propuesto para el diseño de los dispositivos



#### 4.6.3. Procedimiento propuesto para el diseño de los elementos estructurales



## 5. Norma peruana de aislamiento sísmico E.031

### 5.1. Requisitos generales de diseño

#### 5.1.1. Requisitos para el sistema estructural

La estructura sobre el sistema de aislamiento debe ser calificada como regular o irregular según lo establecido en la norma E.030 de diseño sismo resistente vigente. Existen restricciones respecto a las irregularidades permitidas de acuerdo al uso del edificio en cuestión, estas se presentan en la tabla 6.

Categoría de uso	Zona sísmica (Z)	Restricciones
A y B	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
A y B	2 y 1	Sin restricciones
C	4	No se permiten irregularidades extremas
C	1,2 y 3	Sin restricciones

Tabla 6: Restricción de irregularidades para edificios aislados

Por encima del nivel de aislamiento debe existir un diafragma que provea de continuidad a la estructura. Además, este debe poseer resistencia y ductilidad adecuadas para transmitir las

fuerzas laterales entre distintas partes del edificio.

En cuanto a la separación mínima entre la estructura aislada y obstáculos fijos como los muros de contención, esta no debe ser menor al desplazamiento total máximo  $D_{TM}$ .

### 5.1.2. Consideraciones para el diseño del sistema de aislamiento

- Fuerzas de viento: Las estructuras con aislamiento sísmico deben incluir un sistema de restricción que limite los desplazamientos del sistema de aislamiento a un valor igual a los permitidos para los entresijos de la superestructura. Las cargas de viento se determinan según las especificaciones de la norma de cargas E.020.
- Fuerza de restitución lateral: El sistema de aislamiento debe ser capaz de producir una fuerza de restitución en el desplazamiento máximo que debe ser como mínimo el valor de la fuerza lateral para el 50 % del desplazamiento máximo aumentado en  $0.025P$ .  $P$  es el peso sísmico determinado según la norma E.030. Esta limitación debe verificarse tanto para las propiedades mínimas como máximas del sistema de aislamiento.
- Verificación por volteo: Se debe verificar que el factor de seguridad por volteo en la interfaz de aislamiento sea mayor que 1 para todas las condiciones posibles de carga. La fuerza equilibrante será el peso sísmico de la estructura  $P$  sin factorar.

### 5.1.3. Elementos que cruzan la interfaz de aislamiento

Todos los elementos no estructurales que crucen la interfaz de aislamiento deben ser diseñados para no sufrir daños frente al máximo desplazamiento total  $D_{TM}$ . Entre estos elementos se encuentran las escaleras que conectan con sótano, tuberías e instalaciones y el ducto del ascensor.

### 5.1.4. Propiedades del sistema de aislamiento

**Factores de modificación de las propiedades** Los factores de modificación de propiedades  $\lambda$  superior e inferior se determinan a partir de la contribución de factores más específicos como las condiciones ambientales, el envejecimiento, velocidad de carga, temperatura y variabilidad en la fabricación. Estos factores de modificación deben estar contenidos entre los extremos especificados en las tablas 7 y 8.

	Interfaz sin lubricación	Interfaz lubricada	LRD	LRB	LRB	HDRB	HDRB
Variable	$\mu$ o $Qd$	$\mu$ o $Qd$	$K$	$Kd$	$Qd$	$Kd$	$Qd$
Mínimo factor de modificación $\lambda_{max}$	2.1	3.2	1.8	1.8	1.8	2.2	1.8
Mínimo factor de modificación $\lambda_{min}$	0.6	0.6	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Tabla 7: Factores de modificación máximos y mínimos para fabricantes desconocidos

	Interfaz sin lubricación	Interfaz lubricada	LRD	LRB	LRB	HDRB	HDRB
Variable	$\mu$ o $Qd$	$\mu$ o $Qd$	$K$	$Kd$	$Qd$	$Kd$	$Qd$
Mínimo factor de modificación $\lambda_{max}$	1.6	2.25	1.3	1.3	1.5	2.0	1.7
Mínimo factor de modificación $\lambda_{min}$	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Tabla 8: Factores de modificación máximos y mínimos para fabricantes conocidos

**Propiedades del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo** La rigidez efectiva  $K_M$  del sistema de aislamiento para el desplazamiento traslacional  $D_M$  se calcula según la ecuación (5.1). Mientras que el amortiguamiento efectivo  $\beta_M$  se calcula según la ecuación (5.2).

$$K_M = \frac{\sum |F_M^+| + \sum |F_M^-|}{2D_M} \quad (5.1)$$

$$\beta_M = \frac{\sum E_M}{2\pi K_M D_M^2} \quad (5.2)$$

En la ecuación (5.1),  $\sum |F_M^+|$  y  $\sum |F_M^-|$  representan las sumatorias de los valores absolutos de las fuerzas en los dispositivos para un desplazamiento  $D_M$  positivo y negativo respectivamente. Mientras que en la ecuación 5.2,  $\sum E_M$  representa la energía total disipada por el sistema de aislamiento.

## 5.2. Definición del movimiento del terreno

### 5.2.1. Espectro de diseño

El espectro de diseño se define mediante un estudio de sitio según las especificaciones de la norma E.030. En caso se decida utilizar el espectro de la norma se debe verificar que el periodo fundamental del Suelo  $T_s$  obtenido mediante ensayos de micro trepidación corresponda con lo indicado en la tabla 9

Tipo de suelo	$T_s$ (s)
S0 Roca dura	$\leq 0.15$
S1 Suelos muy rígidos	$\leq 0.30$
S2 Suelos intermedios	$\leq 0.40$
S3 Suelos blandos	$\leq 0.60$

Tabla 9: Límites del periodo del suelo

Si el periodo del suelo  $T_s$  corresponde con los valores de la tabla 9 entonces el espectro de diseño se determina de acuerdo a la ecuación.

$$S_{aM} = 1.5ZCSg \quad (5.3)$$

En la ecuación (5.3)  $Z$  y  $S$  son los factores de sitio definidos en la norma E.030 y  $C$  se determina según las ecuaciones siguientes:

$$T < 0.2T_p \quad C = 1 + 7.5 \cdot \frac{T}{T_p} \quad (5.4)$$

$$0.2T_p < T < T_p \quad C = 2.5 \quad (5.5)$$

$$T_p < T < T_l \quad C = 2.5 \cdot \frac{T_p}{T} \quad (5.6)$$

$$T > T_l \quad C = 2.5 \cdot \frac{T_p \cdot T_l}{T^2} \quad (5.7)$$

El espectro obtenido a partir del estudio de sitio no debe ser menor al determinado según la ecuación (5.3)

### 5.2.2. Registros de aceleración del suelo

Cuando se emplee el procedimiento de tiempo historia, el movimiento del suelo se representa con un mínimo de siete registros de aceleración escalados de tal manera que se cumple con la ecuación 5.8 para periodos comprendidos entre  $0.75T_M$  y  $1.25T_M$  para señales naturales y  $0.2T_M$  y  $1.25T_M$  para señales espectro compatibles.  $T_M$  es el periodo de la estructura cuando se consideran las propiedades superiores o inferiores.

$$S_{aprom} \geq S_{aM} \quad (5.8)$$

En la ecuación 5.8,  $S_{aprom}$  es la ordenada del espectro obtenido al promediar los espectros de cada registro. El espectro de un registro se obtiene al combinar los espectros de los dos componentes del mismo registro mediante el método SRSS.

## 5.3. Procedimiento de fuerzas equivalentes

### 5.3.1. Periodo efectivo

El periodo efectivo de la estructura aislada  $T_M$  que corresponde al desplazamiento  $D_M$  se calcula según la ecuación (5.9). Alternativamente, el periodo puede obtenerse a partir de un modelo tridimensional de la estructura. El periodo fundamental se determina tanto para el límite superior como inferior de las propiedades del sistema de aislamiento.

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{P}{K_M g}} \quad (5.9)$$

En la ecuación (5.9),  $P$  representa el peso sísmico de la estructura determinado según la norma E.030,  $K_M$  es la rigidez efectiva del sistema de aislamiento calculada según la ecuación (5.1) y  $g$  es la aceleración de la gravedad.

### 5.3.2. Desplazamiento del sistema de aislamiento

**Desplazamiento máximo** El desplazamiento máximo se calcula según la ecuación (5.10) tanto para el límite superior como inferior de las propiedades del sistema de aislamiento.

$$D_M = \frac{S_{aM} T_M^2}{4\pi^2 B_M} \quad (5.10)$$

En la ecuación (5.10),  $S_{aM}$  es la ordenada del espectro calculada según la ecuación (5.3) para el periodo  $T_M$  y  $B_M$  es un factor de reducción asociado al amortiguamiento efectivo  $\beta_M$  calculado según (5.2). El valor de  $B_M$  se determina de acuerdo a la tabla 10.

Amortiguamiento efectivo ( $\beta_M$ )	Factor $B_M$
0.02	0.8
0.05	1.0
0.10	1.2
0.20	1.5
0.30	1.7
0.40	1.9

Tabla 10: Factor de reducción por amortiguamiento  $B_M$

**Desplazamiento total** El desplazamiento total  $D_{TM}$  debe incluir el desplazamiento adicional producido por la torsión real y accidental. El valor de  $D_{TM}$  no será menor al calculado según la ecuación (5.11).

$$D_{TM} = D_M \left( 1 + \frac{y}{\rho_T^2} \cdot \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \quad (5.11)$$

En la ecuación (5.11),  $D_M$  es el desplazamiento máximo calculado según (5.10),  $y$  es la distancia entre el centro de rigidez y el elemento de interés,  $e$  es la excentricidad total en el nivel de aislamiento,  $b$  es la dimensión menor de la proyección en planta de la estructura perpendicular a la dimensión mayor  $d$ ,  $\rho_T^2$  se calcula según la ecuación (5.12).

$$\rho_T = \frac{1}{r_a} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}} \quad (5.12)$$

$$r_a = \frac{1}{12} \cdot \sqrt{b^2 + d^2} \quad (5.13)$$

En la ecuación (5.12),  $r_a$  es el radio de giro del sistema de aislamiento y se calcula según (5.13) y  $x_i^2$  e  $y_i^2$  son las distancias ortogonales entre el de centro de masas y el dispositivo de aislamiento  $i$ -ésimo.

### 5.3.3. Fuerzas laterales mínimas para el diseño

**Fuerza de diseño para la subestructura** El sistema de aislamiento, la cimentación y todos los elementos estructurales bajo el nivel de base deberán ser diseñados para resistir un fuerza lateral mínima  $V_b$  que se calcula según la ecuación (5.14).

$$V_b = K_M \cdot D_M \quad (5.14)$$

En la ecuación (5.14),  $K_M$  representa la rigidez efectiva calculada según (5.1) y  $D_M$  el desplazamiento máximo calculado según (5.10).

**Fuerza de diseño para la superestructura** La estructura por encima del nivel de base debe ser diseñada para resistir una fuerza mínima  $V_s$  calculada según la ecuación 5.15

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} \quad (5.15)$$

En la ecuación (5.15),  $R_a$  es igual a  $3R_o/8$  según la norma E.030, pero no será mayor a 2 ni menor que 1 y  $V_{st}$  se calcula según la ecuación (5.16).

$$V_{st} = V_b \left( \frac{P_s}{P} \right)^{1-2.5\beta_M} \quad (5.16)$$

En la ecuación (5.16),  $P$  es el peso sísmico calculado según la norma E.030,  $P_s$  es el peso sísmico sin incluir el nivel de base y  $\beta_M$  es el amortiguamiento efectivo del sistema calculado según (5.2).

La fuerza  $V_s$  no será menor a la cortante mínima de diseño calculada según la norma E.030 para una estructura de base fija con un periodo fundamental de vibración igual a  $T_M$ .

#### 5.3.4. Límites de la deriva

Las derivas por encima del nivel de base se calculan al multiplicar por 2 los resultados de un análisis lineal elástico y no deben ser mayores a 0.0035.

### 5.4. Procedimiento de análisis dinámico

#### 5.4.1. Procedimiento modal espectral

El análisis modal espectral debe considerar el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento en los modos fundamentales de vibración, en estos modos se permite un máximo de 30 % del amortiguamiento crítico. En cuanto al resto de modos, estos considerarán un amortiguamiento modal consistente con una estructura de base fija. Para cada dirección de análisis se considera el 100 % del espectro de diseño y un 30 % adicional en la dirección perpendicular.

#### 5.4.2. Análisis tiempo historia

El análisis tiempo historia se desarrolla con un grupo de pares de registros de aceleración correctamente adecuados para su uso de acuerdo a las disposiciones de la norma E.031. Cada par de componentes se aplican simultáneamente y deben considerar la excentricidad accidental más desfavorable. Los parámetros de interés se calculan como el promedio de los resultados obtenidos para cada par de registros en la dirección de estudio.

### 5.4.3. Fuerzas y desplazamientos laterales mínimos

**Fuerza de diseño para la subestructura** El sistema de aislamiento, la cimentación y todos los elementos estructurales bajo el nivel de base deberán ser diseñados para resistir una fuerza lateral mínima igual al 90 % de la fuerza  $V_b$  calculada según la ecuación (5.14).

**Desplazamiento total del sistema de aislamiento** El desplazamiento total del sistema de aislamiento no será menor al 80 % del desplazamiento total  $D_{TM}$  calculado según la ecuación (5.11).

**Fuerza de diseño para la superestructura** La fuerza de diseño mínima para estructuras regulares e irregulares por encima del nivel de aislamiento es igual al 100 % de  $V_s$  calculada según la ecuación (5.15).

### 5.4.4. Límites de deriva

- La máxima deriva obtenida según el procedimiento modal espectral no debe ser mayor a 3.5‰.
- La máxima deriva obtenida según el procedimiento tiempo historia, considerando las características no lineales del sistema de aislamiento, no será mayor a 5‰.

## 5.5. Ensayos en dispositivos

Los ensayos de los dispositivos tienen por objetivo validar las propiedades utilizadas en el diseño final de los aisladores. En ese sentido, todos los componentes del sistema de aislamiento deben ser ensayados, incluyendo el sistema de restricción de viento si es que lo hubiese. Los ensayos en aisladores se dividen en dos tipos: ensayo de aisladores prototipo y ensayo de aisladores a instalarse en obra.

Los ensayos de aisladores prototipo son destructivos y requieren la fabricación de dos dispositivos adicionales por cada tipo de dispositivo diferente, a escala natural e idénticos a los aisladores que se instalarán en obra. Los aisladores usados en los ensayos de prototipo no deben usarse en la construcción.

Las secuencias de carga para los ensayos y la manera de determinar las propiedades de los aisladores prototipo son especificadas por la norma E.031. Una vez determinadas las propiedades de rigidez efectiva, rigidez post fluencia y energía disipada se debe verificar que se cumplan los requisitos de calidad establecidos en la norma. Solo después de obtener los resultados de los ensayos prototipo se procede con la fabricación de los aisladores que se usarán en obra.

Se deben ensayar la totalidad de los aisladores que se emplearán en la construcción bajo la acción combinada de compresión y corte hasta un desplazamiento de 0.67DM. Las propiedades de los aisladores se determinan a partir de los resultados obtenidos en los tres últimos ciclos.

## 6. Diseño del sistema de aislamiento sísmico de un hospital

### 6.1. Estructuración y pre diseño de los aisladores

#### 6.1.1. Presentación del proyecto

El hospital que se usa como ejemplo es un edificio de cuatro pisos con luces de aproximadamente 7 m y una altura de entrepiso constante de 4.2 m. En planta ocupa un área de  $909 \text{ m}^2$  y sus dimensiones en las direcciones de análisis son 32 y 33 m. Con el fin de incluir el sistema de aislamiento sísmico, se han variado ligeramente las posiciones de ambas escaleras y de la caja del ascensor.

El estudio de suelos indica que los factores Z y S son 0.30 y 1.2 respectivamente; además, al suelo le correspondería un valor de  $t_p$  igual a 0.6. Conforme a los factores actuales de la norma E.030, se asume que los parámetros de sitio Z y S son 0.35 y 1.15 (Z3S2). Adicionalmente, del estudio de suelos se obtiene la capacidad portante y el ángulo de fricción interna iguales a  $1.34 \text{ kg/cm}^2$  y  $26.3^\circ$  respectivamente.

#### 6.1.2. Pre dimensionamiento de elementos estructurales

**Losas macizas** El sistema de techado en todos los niveles será el de losas macizas. Para una losa apoyada en sus cuatro bordes de perímetro  $P$  se determina un peralte aproximado según la ecuación (6.1).

$$h = \frac{P}{180} \quad (6.1)$$

Para un perímetro de 26 m, le corresponde un peralte de 0.14 m. Sin embargo, debido a que los hospitales deben soportar cargas mayores a un edificio de viviendas se usará un peralte de 0.20 m.

**Vigas** Las vigas por encima del nivel de aislamiento se pre dimensionan según la ecuación (6.2).

$$h = \frac{L}{13} \quad (6.2)$$

Para una viga de luz libre  $L$  de 6.3 m le corresponde un peralte de 0.5 m. Sin embargo, debido a que las vigas de la superestructura se diseñan con un factor de reducción de la fuerza sísmica igual a 2 se adopta un peralte de 0.6 m.

Las vigas en el nivel de aislamiento deben ser diseñadas con un factor  $R$  igual a 1, por lo que deben ser de un peralte mayor. Por esta razón, se usarán vigas de  $35 \times 90 \text{ cm}$  en el nivel de aislamiento.

**Columnas** Para predimensionar las columnas se usará la ecuación (6.3).

$$A = \frac{P}{0.35 \cdot f'_c} \quad (6.3)$$

El área  $A$  para una columna central que soporta una carga  $P$  en servicio de 254 ton es  $2591 \text{ cm}^2$ . Si se consideran columnas cuadradas, entonces se tienen columnas de  $51 \times 51 \text{ cm}$ . Sin embargo, para aumentar la rigidez de la estructura y garantizar el anclaje de barras de refuerzo de hasta 1" se usarán columnas de  $60 \times 60 \text{ cm}$ .

**Pedestales** Los dispositivos de aislamiento se conectan a la sub y superestructura en los pedestales. Estos deberán poseer mayor tamaño en planta que la platina usada para anclar los aisladores y una altura mayor que las vigas de aislamiento en al menos 10 cm. En el ejemplo que se desarrolla se usarán pedestales de  $100 \times 100 \text{ cm}$ .

Todos las dimensiones asumidas se verifican durante el diseño de cada elemento.

### 6.1.3. Modelamiento de la estructura

Los materiales que se usarán son concreto de  $f'_c$  igual a  $280 \text{ kg/cm}^2$  y acero de grado 60 para el refuerzo. Para la asignación de la carga muerta se considera el peso propio de las losas y  $0.1 \text{ ton/m}^2$  de piso terminado. En cuanto a la carga viva, la asignación de cargas se realiza de acuerdo a la arquitectura y la norma de cargas E.020. Adicionalmente, la tabiquería presente se ha añadido a la estructura como peso uniformemente distribuido en caso estén sobre la losa y como una carga lineal en caso estén sobre una viga.

Los dispositivos de aislamiento se modelan como elementos tipo *link* y se colocan por debajo de los pedestales superiores, se asume una altura promedio de 0.4 m. Una vez se decida los tipos de dispositivos que se usarán, estos se deben actualizar individualmente. En la figura 26 se muestra el modelo realizado.

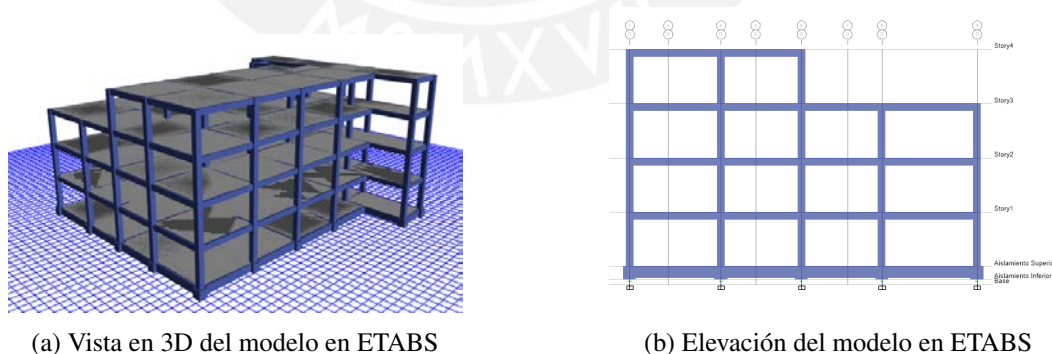


Figura 26: Modelo en ETABS de la estructura

### 6.1.4. Pre dimensionamiento del sistema de aislamiento

En el presente apartado se presentan los procedimientos seguidos para pre dimensionar los aisladores solo para el límite superior de las propiedades, ya que el procedimiento es análogo para

el límite inferior y las propiedades nominales. En la práctica se comienza por el límite superior ya que se espera que los análisis de las propiedades nominales y del límite inferior cumplan con los requisitos de derivas y aceleraciones.

El periodo objetivo de la estructura aislada se determinará como tres veces el periodo de la superestructura, este último se obtiene directamente del modelo tridimensional y es igual a 0.77 s. En la ecuación (6.4) se calcula el periodo objetivo  $T_{obj}$ .

$$T_{obj} = 3 \times 0.77 = 2.31 \text{ s} \quad (6.4)$$

El amortiguamiento del sistema de aislamiento  $\beta_M$  se supondrá igual a 23 %. A partir de la tabla 10 se obtiene el valor del coeficiente de reducción  $B$  que es igual a 1.55.

La rigidez efectiva de la estructura  $K_M$  se calcula según la ecuación (5.9). El peso de la estructura se obtiene directamente del modelo tridimensional. En la tabla 11 se presentan las masas consideradas para cada nivel y el peso total.

Nivel	Masa (ton $s^2/m$ )
Piso 4	44.8
Piso 3	90.2
Piso 2	98.7
Piso 1	98.0
Aislamiento superior	105.2
Total	436.8
Total (ton)	4285

Tabla 11: Resumen de masa sísmica por cada nivel

Entonces, la rigidez  $K_M$  es igual a 3248 ton/m. A continuación, se calcula el desplazamiento máximo  $D_M$  según la ecuación (5.10). En la tabla 12 se muestran los valores de los parámetros calculados y supuestos para la estructura aislada.

Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
$T_{fija}$	0.77 s	$K_M$	3248 ton/m
$T_{obj}$	2.91 s	P	4285 ton
$\beta_M$	23 %	Sa	0.34g
$B_M$	1.55	$D_M$	0.28 m

Tabla 12: Parámetros pre dimensionados para el sistema de aislamiento del límite superior de las propiedades de los dispositivos

**Tipos de dispositivos** Se decide utilizar tres tipos de dispositivos: dos elastoméricos y un deslizador plano. Las propiedades de cada dispositivo se determinan a partir de las ecuaciones presentadas en los apartados 3.1.3 y 3.2.3. En la tabla 13 se resumen los parámetros asumidos para los dispositivos que permitirán determinar las propiedades bilineales. Las rigideces efectivas se han elegido de tal manera que su sumatoria es igual a la rigidez pre dimensionada para

el sistema de aislamiento.

Código	Tipo	$K_{eff}$ (ton/m)	$\xi$	D (m)	$\alpha$ o $\mu$	W (ton)
AS1	Elastomérico	96	0.15	0.28	8	150
AS2	Elastomérico	144	0.15	0.28	8	150
SL1	Deslizador	64	-	0.28	0.1	-

Tabla 13: Parámetros asumidos para calcular las propiedades bilineales de los dispositivos

En la tabla 13 el valor de  $W$  representa el peso promedio que recibe el dispositivo proveniente de la columna que está por encima del mismo. En la tabla 14 se muestran los pesos en condiciones de servicio para todas las columnas.

Columna	Peso (ton)	Columna	Peso (ton)	Columna	Peso (ton)
C1	75.5	C2	131.9	C3	124.0
C4	127.3	C5	115.9	C6	56.5
C7	128.2	C8	223.6	C9	211.4
C10	202.6	C11	159.8	C12	101.1
C13	80.6	C14	79.4	C15	91.1
C16	156.1	C17	146.3	C18	168.9
C19	156.2	C20	271.3	C21	254.7
C22	256.6	C23	123.8	C24	216.2
C25	210.2	C26	153.1	C27	72.3
C28	82.4	C29	66.9	C30	139.3
C31	202.3	C32	116.5	C33	76.7
C34	99.5				

Tabla 14: Pesos que soporta cada columna para cargas de servicio

**Distribución de los dispositivos** La distribución de los dispositivos debe ser tal que disminuya lo más posible la excentricidad natural en la plataforma de aislamiento. Así mismo, se debe buscar que los resultados modales sean los adecuados para una estructura aislada. Se recomienda un porcentaje de 80 % o más para los tres primeros modos. En la figura 27 se muestra la distribución de los dispositivos adoptada.

**Verificación de derivas** La verificación de la máxima deriva de entrepiso se realiza mediante un análisis modal espectral de acuerdo a las especificaciones de la norma E.031 y las propiedades de la tabla 13. El espectro de diseño se define de acuerdo a la ecuación (5.3). La figura 28 muestra el espectro de diseño utilizado.

En la tabla 15 se muestran las máximas derivas obtenidas para las direcciones de análisis. Se verifica que las máximas derivas de la estructura mostradas en la tabla 15 están por encima de los valores permitidos en la sección 5.4.4. Sin embargo, es posible continuar con el diseño de los dispositivos siempre que el análisis tiempo historia no lineal compruebe que las derivas están por debajo del límite permitido por la norma E.031.

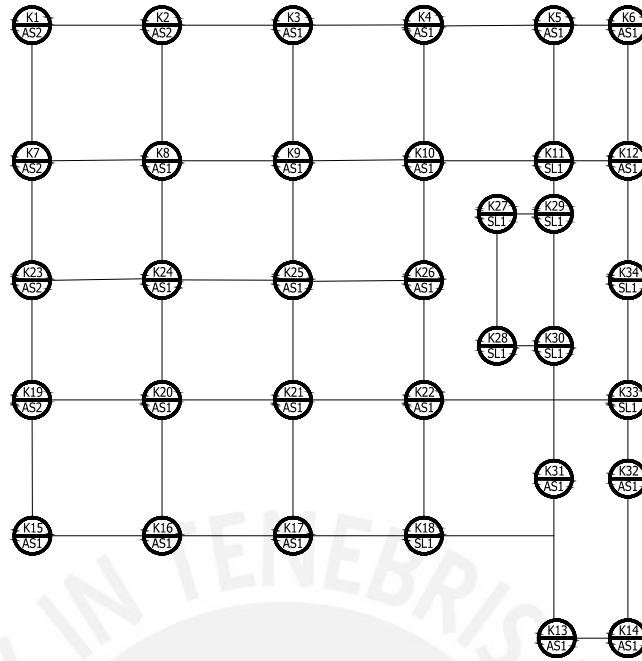


Figura 27: Distribución en planta de los dispositivos de aislamiento

Nivel	Dirección XX (%)	Dirección YY (%)
Piso 4	1.6	1.8
Piso 3	2.9	3.0
Piso 2	4.0	4.2
Piso 1	3.5	4.0
Aislamiento superior	1.7	2.1

Tabla 15: Derivas máximas obtenidas de un análisis modal espectral para el límite superior de las propiedades de los dispositivos

### 6.1.5. Factores de modificación de las propiedades de los dispositivos

Los factores de modificación de las propiedades de los dispositivos deben verificar los valores mínimos de las tablas 7 y 8. Bajo el supuesto que los dispositivos que se usarán son aisladores con núcleo de plomo y deslizadores sin lubricación, ambos de fabricantes conocidos. se asumen valores de  $\lambda_{sup}$  y  $\lambda_{inf}$  iguales a 1.6 y 0.8 respectivamente para todos los dispositivos.

El procedimiento de pre dimensionamiento descrito en 6.1.4 se realiza para cada límite de las propiedades de los dispositivos. En las tablas 16, 17 y 18 se resumen los parámetros de las curvas lineales y bilineales de los dispositivos para los límites superior, inferior y las propiedades nominales respectivamente.

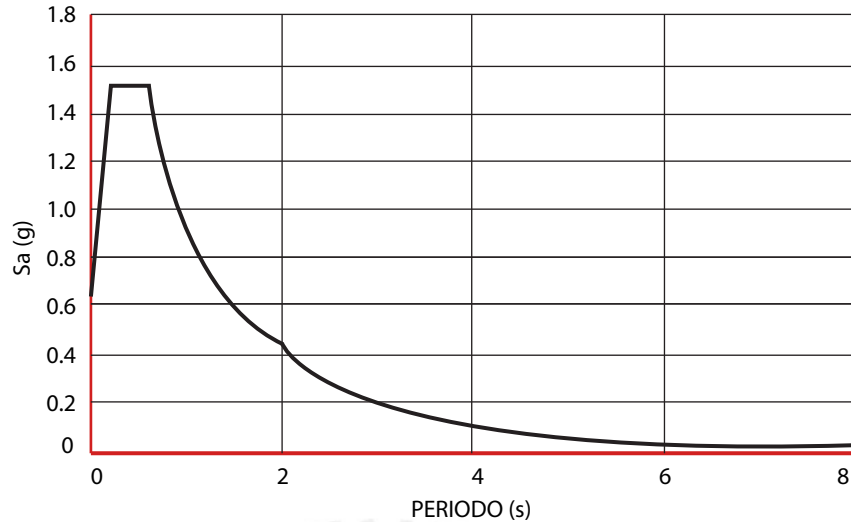


Figura 28: Espectro de diseño

Código	$K_{eff}$ (ton/m)	$c$ (ton s/m)	$\alpha$ o $\mu$	$K_2$ (ton/m)	$F_y$ (ton)	$Q$ (ton)
AS1	96	11.49	8	72.3	7.6	6.65
AS2	144	14.08	8	108.4	11.4	9.97
SL1	64	34.42	0.16	-	-	17.92

Tabla 16: Parámetros del modelo lineal y bilineal del límite superior de los dispositivos

## 6.2. Análisis de la estructura

### 6.2.1. Generalidades

- La norma E.030 indica que debe añadirse una excentricidad accidental igual al 5 % de la longitud de la estructura en planta para cada dirección de análisis. Para el caso del ejemplo que se desarrolla se ha determinado que la posición más desfavorable en cuanto a derivas es  $X - Y$ .
- El peso sísmico se ha definido según lo especificado en la norma E.030. Es decir, 100 % de la carga muerta más 50 % de la carga viva.
- El espectro de diseño utilizado es el definido según la ecuación (5.3) para un suelo catalogado como Z3S2. En la figura 28 se muestra el espectro de diseño resultante.
- Los registros de aceleraciones que se usan en el análisis son en su mayoría de origen chileno, por lo que se han modificado para que sean compatibles con el espectro de la norma. Es decir, son espectro compatibles.
- Los periodos fundamentales de una estructura que considera los límites superior e inferior de los dispositivos de aislamiento son 2.48 y 3.45 s.
- Las envolventes de diseño se obtienen a partir de un análisis modal espectral del límite superior de las propiedades de los dispositivos.

Código	$K_{eff}$ (ton/m)	$c$ (ton s/m)	$\alpha$ o $\mu$	$K_2$ (ton/m)	$F_y$ (ton)	$Q$ (ton)
AS1	48	8.13	8	36.1	3.8	3.32
AS2	72	9.95	8	54.2	5.7	4.98
SL1	32	24.34	0.08	-	-	8.96

Tabla 17: Parámetros del modelo lineal y bilineal del límite inferior de los dispositivos

Código	$K_{eff}$ (ton/m)	$c$ (ton s/m)	$\alpha$ o $\mu$	$K_2$ (ton/m)	$F_y$ (ton)	$Q$ (ton)
AS1	60	9.09	8	45.17	4.75	4.15
AS2	90	11.13	8	67.75	7.12	6.23
SL1	40	27.21	0.1	-	-	11.20

Tabla 18: Parámetros del modelo lineal y bilineal de las propiedades nominales de los dispositivos

### 6.2.2. Resultados modales

Al distribuir los dispositivos en planta se debe tomar en cuenta la excentricidad natural que se refleja en los modos fundamentales de vibración. En edificios aislados es recomendable buscar masas participantes por encima del 90 % para ambas direcciones en los dos primeros modos. En las tablas 20 y 19 se muestran los modos de la estructura con y sin excentricidad accidental.

Modo	T (s)	UX	UY	RZ
1	2.3	0.85	0.07	0.08
2	2.3	0.07	0.93	0.00
3	2.0	0.07	0.01	0.92
4	0.5	0.00	0.00	0.00
5	0.4	0.00	0.00	0.00
6	0.4	0.00	0.00	0.00

Tabla 19: Resultados modales de la estructura sin excentricidad accidental

### 6.2.3. Análisis de irregularidades

El análisis de irregularidades se realiza según lo especificado en la norma E.030 tanto en altura como en planta. De acuerdo a la norma E.031, no se permiten irregularidades extremas en hospitales ubicados en la zona sísmica 3 (ver tabla 6).

#### Irregularidades en altura

- Irregularidad de rigidez: Existe irregularidad de rigidez si en cualquiera de las direcciones de análisis la rigidez de un entrepiso es menor al 70 % de la rigidez del entrepiso inmediato superior o es menor al 80 % de la rigidez promedio de los 3 pisos superiores. En la tabla se verifican ambos criterios.

En la tabla 21, ninguno de los criterios supera el valor de 0.7. Por lo tanto, no existe irregularidad de rigidez

- Irregularidad de peso: Existe irregularidad de peso cuando el peso de un piso es mayor

Modo	T (s)	UX	UY	RZ
1	2.4	0.62	0.16	0.22
2	2.3	0.20	0.80	0.00
3	1.9	0.18	0.04	0.78
4	0.5	0.00	0.00	0.00
5	0.4	0.00	0.00	0.00
6	0.4	0.00	0.00	0.00

Tabla 20: Resultados modales de la estructura con excentricidad accidental

Piso	Rigidez XX (ton/m)	Cr. 1	Cr. 2	Rigidez YY (ton/m)	Cr. 1	Cr. 2
4	20 362	-	-	19 205	-	-
3	29 612	1.45	-	30 543	1.59	-
2	33 004	1.11	-	33 671	1.10	-
1	49 179	1.49	1.78	49 283	1.46	1.77

Tabla 21: Rigidez lateral en las direcciones X e Y

que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica para azoteas o sótanos. En la tabla 22 se verifica este criterio.

Piso	Peso (ton)	Criterio
4	439	-
3	885	2.01
2	968	1.09
1	962	0.99

Tabla 22: Peso sísmico en cada nivel

En la tabla 22, ninguno de los criterios supera el valor de 1.5 a excepción del criterio del piso 3; sin embargo, esto se debe a que el peso de la azotea es notablemente menor respecto al piso 3. Entonces, la estructura no es irregular por peso.

### Irregularidades en planta

- Irregularidad torsional: Existe irregularidad torsional cuando la máxima deriva de un entrepiso es mayor que 1.3 veces la deriva promedio de ese entrepiso. En las tablas 23 y 24 se verifica esta irregularidad para ambas direcciones de análisis.

En las tablas 23 y 24 ninguno de los ratios obtenidos supera el valor de 1.3. Entonces, la estructura no es irregular por torsión.

En conclusión, el edificio es regular según las disposiciones de la norma E.030 y por lo tanto se usarán un  $Ra$  igual a 2.

### 6.2.4. Análisis tiempo historia no lineal

**Registros de aceleración** Para el análisis tiempo historia se utilizaron 8 pares de registros de aceleración escalados según las especificaciones de la norma E.031 resumidas en 5.2.2. Cada

Piso	Deriva max (m)	Deriva prom (m)	ratio
4	0.038	0.032	1.21
3	0.064	0.051	1.26
2	0.081	0.066	1.23
1	0.062	0.051	1.22

Tabla 23: Derivas máximas y promedio para la dirección XX

Piso	Deriva max (m)	Deriva prom (m)	Ratio
4	0.042	0.033	1.29
3	0.062	0.051	1.22
2	0.082	0.067	1.23
1	0.065	0.053	1.23

Tabla 24: Derivas máximas y promedio para la dirección Y

par está compuesto por las direcciones este-oeste y norte-sur de un evento sísmico en específico.

Los registros de aceleración utilizados poseían únicamente la corrección instrumental. El procedimiento seguido para obtener los registros de aceleración finales y los factores de escalamiento se detalla a continuación.

Primero, debido a que los registros no tenían otra corrección además de la instrumental, se utilizó el programa *Seismo Signal* para realizar la corrección de línea base y una filtración de banda de frecuencias de todas las señales. Una vez obtenidos los registros corregidos y filtrados se utilizó el programa *Seismo Match* para obtener señales espectro compatibles con el espectro de la norma.

Luego, se obtienen los espectros de todas las señales espectro compatibles, 16 en total, y se multiplica cada "espectro de registro" por un factor  $FE$  de escalamiento. Estos factores deben ser tales que el promedio de los espectros calculados debe verificar la ecuación (5.8) entre los periodos 0.5 y 4.31 s. Adicionalmente, se han añadido los factores 0.90 y 0.44 que afectan a la componente con mayor y menor contenido de aceleraciones respectivamente. En la figura 29 se ilustra el procedimiento para obtener el "espectro de registro" de cada par de señales.

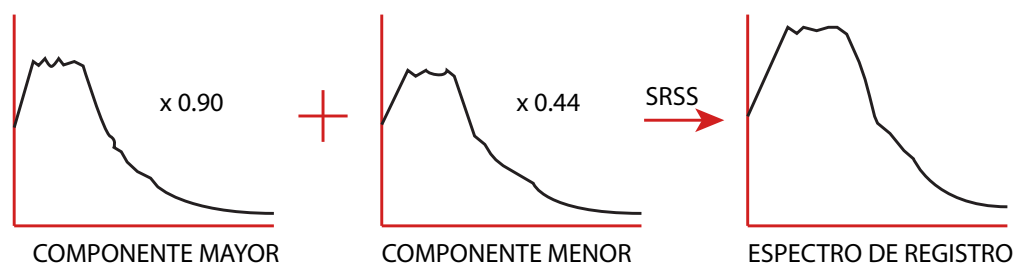


Figura 29: Proceso para obtener un espectro de registro a partir de sus componentes

Los periodos de 0.5 y 4.31 s se calculan al multiplicar por 0.2 y 1.25 a los periodos funda-

mentales de una estructura que considera los límites mayor y menor de las propiedades de los dispositivos respectivamente.

Finalmente, en la 25 tabla se presentan los factores de escalamiento  $FE$  para cada par de registros, los factores  $FT$  para cada señal y los factores utilizados en ETABS para definir los casos de carga.

Señal	FE	FT	Factor ETABS
Curico1	1.05	0.95	9.27
Curico3	1.05	0.46	4.53
Hualane1	1.00	0.90	8.83
Hualane3	1.00	0.44	4.32
Santiago1	1.05	0.95	9.27
Santiago3	1.05	0.46	4.53
Talca1	1.00	0.90	8.83
Talca3	1.00	0.44	4.32
Tocopilla1	1.04	0.94	9.18
Tocopilla2	1.04	0.46	4.49
T66-EW	1.05	0.95	9.27
T66-NS	1.05	0.46	4.53
T70-EW	1.08	0.97	9.54
T70-NS	1.08	0.48	4.66
T74-EW	1.01	0.91	8.92
T74-NS	1.01	0.44	4.36

Tabla 25: Factores de escalamiento para las señales espectro compatibles

**Rampa de aceleración para los deslizadores** Debido a que se usan dispositivos de aislamiento de tipo friccionante es necesario definir una función de aceleración del tipo rampa con el fin de cargar los deslizadores. Adicionalmente, se debe crear un caso de carga FNA (*Fast Nonlinear Analysis*) que use la función rampa e implemente un amortiguamiento del orden del 90 % en todos los modos para evitar que el edificio permanezca vibrando verticalmente. Todos los casos FNA de aceleración horizontal deben continuar del caso FNA de la rampa. En la figura se muestra la función rampa.

**Resultados del análisis tiempo historia no lineal** Los resultados de los parámetros de interés se determinan al promediar los resultados obtenidos para cada registro en el modelo que corresponda; es decir, el de los límites superiores o inferiores de las propiedades de los dispositivos.

- Aceleraciones: Las aceleraciones en las direcciones X e Y se obtienen del modelo que considera las propiedades superiores de los dispositivos. En la tabla 26 se resumen las aceleraciones en X e Y para cada piso.
- Derivas: Las máximas derivas de entrepiso para las direcciones X e Y se obtienen del modelo que considera las propiedades superiores de los dispositivos. En la tabla 27 se resumen las máximas derivas para X e Y para cada entrepiso.

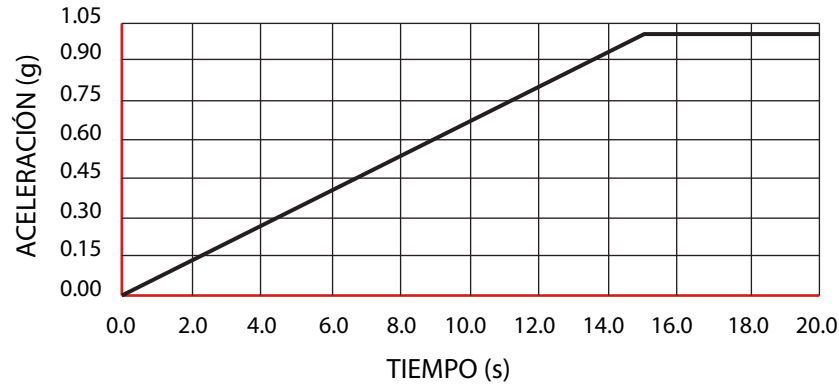


Figura 30: Función de aceleración tipo rampa

Nivel	Aceleración XX (g)	Aceleración YY (g)
Aislamiento superior	0.25	0.24
Piso 1	0.20	0.20
Piso 2	0.18	0.18
Piso 3	0.25	0.25
Piso 4	0.37	0.35

Tabla 26: Aceleraciones máximas del centro de masa de cada piso en las direcciones de análisis

- Desplazamientos: Los desplazamientos de cada nivel para las direcciones X e Y se obtienen del modelo que considera las propiedades inferiores de los dispositivos. En la tabla 28 se resumen los desplazamientos máximos en las direcciones X e Y para cada nivel.
- Rigidez y amortiguamiento efectivos del sistema: La rigidez y el amortiguamiento efectivos del sistema de aislamiento se calculan para ambas direcciones de ambos modelos. En las tablas 29 y 30 se resumen las rigideces y amortiguamientos efectivos del sistema de aislamiento para los límites inferior y superior de las propiedades de los dispositivos respectivamente.

### 6.2.5. Análisis estático

**Límite inferior de las propiedades de los dispositivos** El desplazamiento máximo  $D_M$  se calcula según la ecuación (5.10), mientras que el periodo  $T_M$  se obtiene del modelo 3D de la estructura y el amortiguamiento  $\beta_M$  de la tabla 29. El valor del factor de reducción por amortiguamiento  $B_M$  se calcula al interpolar un valor de la tabla 10 para  $\beta_M$ .

A partir de los valores de  $T_M = 3.33$  s,  $\beta_M = 0.14$  y  $B_M = 1.32$ , en (6.5) se determina el valor de  $D_M$  en la dirección X para el límite inferior de las propiedades de los dispositivos.

$$D_M = 34 \text{ cm} \quad (6.5)$$

El desplazamiento total  $D_{TM}$  se calcula según la ecuación (5.11). Para ello, se conoce que las dimensiones en las direcciones X e Y son  $b = 32$  y  $d = 27.5$  m y que las posiciones del centro de masa y de rigidez de la estructura son (16.51, 18.52) y (16.25, 18.68). Entonces, los

Nivel	Deriva máx. XX (‰)	Deriva máx. YY (‰)
Piso 1	2.72	3.08
Piso 2	3.59	3.81
Piso 3	3.12	3.03
Piso 4	2.09	2.27

Tabla 27: Derivas máximas de entrepiso en las direcciones de análisis

Nivel	Desplazamiento máx. XX (cm)	Desplazamiento máx. YY (cm)
Aislamiento superior	28	28
Piso 1	28	29
Piso 2	29	30
Piso 3	30	30
Piso 4	30	31

Tabla 28: Desplazamientos máximos de entrepiso en las direcciones de análisis

valores de  $r_a$  y  $\rho_T$  para un número de total de dispositivos  $N$  igual a 34 se calculan según las ecuaciones (5.13) y (5.12) y son iguales a 3.52 m y 4.23 respectivamente.

Luego, la posición del punto más alejado  $y$  es 18.68 m y la excentricidad  $e = (18.68 - 18.52) + 0.05 \cdot 27.5 = 1.54$  m. Finalmente, en (6.6) se determina el desplazamiento total  $D_{TM}$  en la dirección X para el límite inferior de las propiedades de los dispositivos.

$$D_{TM} = 1.011D_M \rightarrow 1.15D_M = 39.1 \text{ cm} \quad (6.6)$$

En (6.6) el valor de  $D_{TM}$  es  $1.011D_M$ ; sin embargo, este no puede ser menor a  $1.15D_M$ .

En la dirección Y, el periodo  $T_M$  y el amortiguamiento  $\beta_M$  son los mismos que para la dirección X. Entonces, el valor de  $D_M$  será también el mismo.

Para el cálculo de  $D_{TM}$ , el punto más alejado  $y$  es igual a 16.25 y la excentricidad  $e = (16.51 - 16.25) + 0.05 \cdot 32 = 1.86$  m, mientras que el resto de parámetros son iguales a los calculados para la dirección X. Finalmente, el desplazamiento total  $D_{TM}$  es igual a  $1.011D_M$  y se determinará como  $1.15D_M = 39.1$  cm.

**Límite superior de las propiedades de los dispositivos** El desplazamiento máximo  $D_M$  se calcula según la ecuación (5.10), mientras que el periodo  $T_M$  se obtiene del modelo 3D de la estructura y el amortiguamiento  $\beta_M$  de la tabla 30. El valor del factor de reducción por amortiguamiento  $B_M$  se calcula al interpolar un valor de la tabla 10 para  $\beta_M$ .

A partir de los valores de  $T_M = 2.26$  s,  $\beta_M = 0.18$  y  $B_M = 1.44$ , en (6.7) se determina el valor de  $D_M$  en la dirección X para el límite superior de las propiedades de los dispositivos.

$$D_M = 31 \text{ cm} \quad (6.7)$$

Dirección	$K_{eff}$ (ton/m)	$\xi_{eff}$
XX	1 624	0.13
YY	1 629	0.15

Tabla 29: Rigidez y amortiguamiento efectivos promedio para el límite inferior de las propiedades de los dispositivos

Dirección	$K_{eff}$ (ton/m)	$\xi_{eff}$
XX	3 630	0.17
YY	3 687	0.18

Tabla 30: Rigidez y amortiguamiento efectivos promedio para el límite superior de las propiedades de los dispositivos

A partir del valor de  $D_M$  calculado en (6.7), en (6.8) se determina el valor de la fuerza lateral de diseño  $V_b$  calculado según la ecuación (5.14). La rigidez efectiva del sistema de aislamiento  $K_M$  se obtiene de la tabla 30 y es igual a 3687 ton/m.

$$v_b = 1152 \text{ ton} \quad (6.8)$$

Luego, en (6.9) y (6.10) se determinan los valores de  $V_{st}$  y  $V_s$  calculados según las ecuaciones (5.16) y (5.15) respectivamente. Para ello, de la tabla 11 se obtienen los pesos  $P = 436.8$  y  $P_s = 331.6 \text{ ton s}^2/m$ .

$$V_{st} = 990.5 \text{ ton} \quad (6.9)$$

$$V_s = 495.3 \text{ ton} \quad (6.10)$$

En cuanto a la dirección Y, los valores de periodo  $T_M$ , rigidez efectiva  $K_M$  y amortiguamiento  $\beta_M$  son iguales a los de la dirección X. Por lo tanto, los resultados del análisis estático serán también iguales.

### 6.2.6. Análisis modal espectral

El análisis modal espectral toma en consideración únicamente las propiedades lineales de los dispositivos, como son la rigidez efectiva  $K_{eff}$  y el coeficiente de viscosidad  $c$ . Sin embargo, con el fin de introducir los resultados obtenidos en el análisis tiempo historia en el análisis modal espectral se plantean las siguientes consideraciones.

- Amortiguamiento en los modos: En ambos casos de carga se introduce un amortiguamiento de 0.18 en los tres primeros modos, dicho amortiguamiento se obtiene de la tabla 30. Los valores de  $c$  de los dispositivos se definen como nulos.
- Rigidez efectiva de los dispositivos: Las rigideces de los dispositivos serán proporcionales a como se definen en la tabla 16, de tal forma que la rigidez efectiva del sistema, obtenida como la suma aritmética de las rigideces efectivas de todos los dispositivos, sea igual a 3687 ton/m (ver tabla 30).

En la tabla 31 se muestran las propiedades lineales de los dispositivos  $K_{eff}$  que se introducen en el programa para el análisis modal espectral, así como los valores que se usaron en el pre dimensionamiento de los dispositivos.

Código	$K_{eff}$ inicial (ton/m)	$K_{eff}$ (ton/m)
AS1	96	109.0
AS2	144	163.5
SL1	64	72.5

Tabla 31: Rigidez efectiva utilizada para cada dispositivo en el análisis modal espectral que se usará para el diseño

Finalmente, en la tabla 32 se muestran las fuerzas laterales en los niveles del sistema de aislamiento y en la base para cada dirección de análisis.

Nivel	Dirección XX (ton)	Dirección YY (ton)
Aislamiento superior	751	790
Base	976	1022

Tabla 32: Fuerzas laterales resultantes del análisis modal espectral

### 6.2.7. Discusión de resultados

Las derivas obtenidas del análisis tiempo historia no lineal para las direcciones X e Y (ver tabla 27) no superan el máximo valor permitido de 5% de la norma E.031. Además, de acuerdo a la tabla 4, a un edificio aperticado de 4 pisos con derivas de entrepiso del orden de 3% le correspondería un nivel de daño entre sin daño y leve para un nivel de sismo alto y un costo de reparación para los elementos estructurales de alrededor de 1 % del costo total del edificio.

En el ejemplo realizado, las aceleraciones de todos los techos están por debajo de 0.3g, a excepción del último nivel, que alcanza una aceleración de 0.37g (ver tabla 26) . De acuerdo a la tabla 2, para un nivel de sismo alto, el estado de daño de elementos no estructurales (equipamiento) ubicados en los primeros pisos y el último nivel serían sin daño y leve respectivamente. Sin embargo, el uso del último techo es de azotea y no alberga equipamientos o componentes susceptibles de ser dañados por aceleración.

Los desplazamientos que se muestran en la tabla 28 son resultados usuales para edificios aislados. El máximo desplazamiento de la plataforma de aislamiento determina la separación a los muros de contención y los momentos P-delta con los que se debe diseñar la estructura. La norma E.031 no establece límites para los desplazamientos permitidos en una estructura aislada.

Las rigideces y amortiguamientos efectivos del sistema mostrados en las tablas 29 y 30 no difieren demasiado de los valores obtenidos durante la etapa del pre dimensionamiento de los dispositivos: 1624 ton/m para el límite inferior y 3248 ton/m para el límite superior. El aumento de la rigidez del sistema de aislamiento para el límite superior de las propiedades de los dispositivos aumentará las fuerzas de diseño para la estructura.

### 6.2.8. Momentos P-delta

Los momentos P-delta se calculan en función al peso que soporta el dispositivo y el desplazamiento de diseño  $D_{dis}$  según las ecuaciones (4.20) y (4.21) para los aisladores elastoméricos y deslizadores simples respectivamente. Para añadir los momentos P-delta en el modelo que se usará para el diseño de la estructura se dividirá a los dispositivos en tres grupos según el peso que soportan. En la tabla 33 se muestra como se ha dividido los dispositivos y el peso promedio considerado para cada grupo.

Grupo	Dispositivos	Peso promedio (ton)
1	K8, K9, K10, K20, K21, K22, K24, K25, K31	230
2	K2, K3, K4, K5, K7, K11, K12, K16, K17, K18, K19, K23, K26, K30, K32	140
3	K1, K6, K13, K14, K15, K27, K28, K29, K33, K34	80

Tabla 33: Grupos de dispositivos para asignar los momentos P-delta

### 6.2.9. Fuerzas y desplazamientos mínimos de diseño

Las fuerzas mínimas de diseño se determinan según lo indicado en la sección 5.4.3. A partir de las fuerzas obtenidas en el análisis modal espectral que se muestran en la tabla 32 y las fuerzas  $V_s$  y  $V_b$  determinadas en las ecuaciones (6.10) y (6.8), se calculan los factores de escalamiento para el análisis modal espectral. En las tablas 34 y 35 se resumen las fuerzas actuantes en el análisis modal espectral y los factores de escalamiento correspondientes para ambas direcciones.

Nivel	F. Etabs (ton)	$0.9V_b$ o $1.0V_s$ (ton)	Factor de escalamiento
Aislamiento superior	751	495	0.66
Base	976	1036	1.06

Tabla 34: Factores de escalamiento para la dirección XX

El desplazamiento mínimo de la plataforma de aislamiento es el mayor entre  $0.8D_{TM}$  y el calculado en la tabla 28 para cada dirección. Entonces, el desplazamiento de diseño  $D_{dis}$  de la plataforma de aislamiento se calcula en (6.11).

$$D_{dis} = 0.8D_{TM} = 31.3 \text{ cm} \geq 28 \text{ cm} \quad (6.11)$$

Nivel	F. Etabs (ton)	$0.9V_b$ o $1.0V_s$ (ton)	Factor de escalamiento
Aislamiento superior	790	495	0.63
Base	1022	1036	1.01

Tabla 35: Factores de escalamiento para la dirección YY

El resultado obtenido para  $D_{dis}$  en (6.11) se usa para calcular los momentos P-delta; sin embargo, la separación a los muros de contención se considera como 35 cm.

## 7. Diseño en concreto armado y otros elementos

Los procedimientos de análisis y diseño para el método de diseño por resistencia son establecidas en la norma peruana E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). El código de diseño peruano está notablemente influenciado por su homólogo norte americano ACI 318. Aunque existen diferencias entre ambos códigos, en el ámbito profesional, el uso de la norma americana es aceptada para casos en lo que lo dictaminado por la norma peruana es ambiguo o inexistente. A la fecha de publicación de este trabajo la última versión de la norma de Concreto Armado E.060 es la del 2009.

### 7.1. Diseño por resistencia

El diseño por resistencia consiste en afectar la resistencia nominal del elemento por un factor de reducción  $\phi$  que depende del tipo de sollicitación que se analiza. En cuanto a los requerimientos del elemento, estos se obtienen por medio de un análisis linealmente elástico de la estructura y son amplificados por factores que dependen del tipo de carga que afecta a la estructura. La ecuación (7.1) resume el método por resistencia.

$$\phi Rn \geq Ru \quad (7.1)$$

Donde  $Rn$  representa la resistencia nominal,  $\phi$  es el factor de reducción de la resistencia y  $Ru$  es la resistencia requerida.

#### 7.1.1. Consideraciones para el diseño

**Factores de reducción para la resistencia nominal** Los factores de reducción  $\phi$  para la resistencia nominal repender del tipo de sollicitación que se analiza. El valor de  $\phi$  varía de acuerdo al nivel de confiabilidad asociado a las ecuaciones utilizadas para estimar la resistencia del elemento. En la tabla 36 se presentan los factores de reducción especificados en el artículo 9.3.2 de norma E.060.

**Combinaciones de diseño** La resistencia requerida para una sección de concreto armado se define como la envolvente de varias combinaciones de diseño, las cuales se muestran en la tabla

Solicitación	Factor de reducción $\phi$
Flexión sin carga axial	0.9
Tracción con o sin flexión	0.9
Compresión con o sin flexión	0.7
Corte y torsión	0.85

Tabla 36: Factores de reducción de la resistencia nominal. Adaptado de [SENCICO, 2009]

37.

Combinaciones de diseño
$1.4D + 1.7L$
$1.25(D + L) \pm S$
$0.9D \pm S$

Tabla 37: Combinaciones de diseño. Adaptado [SENCICO, 2009]

### 7.1.2. Diseño por flexión

#### Hipótesis básicas para el estudio de elementos sometidos a flexión

- Las deformaciones del concreto y el refuerzo son proporcionales a la distancia al eje neutro.
- La deformación unitaria de falla es 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo es igual al producto de su deformación unitaria por su módulo de elasticidad. En caso se sobrepase la deformación unitaria de fluencia, el esfuerzo en el acero es igual al esfuerzo de fluencia (modelo elastoplástico).
- El concreto no tiene resistencia a la tracción.
- Es posible asumir un bloque de compresiones rectangular para el concreto (modelo propuesto por Whitney).

**Bloque de compresiones para el concreto** El valor del parámetro  $\beta_1$  depende del valor de  $f'c$  según el artículo 10.2.7.1 de la norma E.060. En el caso de este trabajo, para un valor de  $f'c = 280\text{kg/cm}^2$  le corresponde un valor de  $\beta_1 = 0.85$ . En la figura 31 se muestra el bloque de compresiones para el concreto y el análisis para determinar el momento resistente de una sección de concreto armado.

**Modelo elastoplástico para el acero** En la figura 32 se muestra el modelo elastoplástico del acero de refuerzo. Este modelo se utiliza para determinar la resistencia nominal de una sección de concreto armado y simplifica los cálculos implicados.

El acero de uso más extendido en la construcción es el de grado 60. En la tabla 38 se muestran las propiedades mecánicas de este.

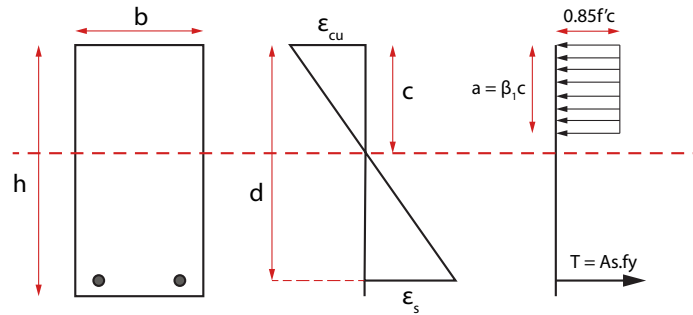


Figura 31: Diagrama de una sección de concreto armado sometida a flexión pura

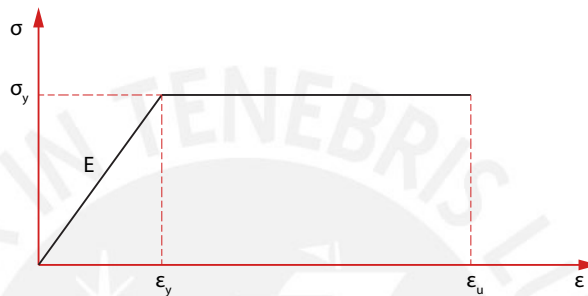


Figura 32: Modelo elastoplástico del acero de refuerzo

**Ecuación fundamental del diseño por flexión** A partir de la figura 31 se obtiene la ecuación (7.2).

$$Mn = As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (7.2)$$

**Acero mínimo y acero máximo** De acuerdo al artículo 10.3.4 de la norma E.060 el acero máximo en una sección de concreto armado sometida a flexión es tal que la deformación unitaria de la fibra en tracción más alejada del eje neutro sea igual a 0.004. Este criterio aplica al considerar o no acero en compresión. En cuanto al acero mínimo, la cantidad de acero en tracción presente en una sección sometida a flexión debe ser tal que el momento nominal sea como mínimo 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección. Según la norma E.060 el acero mínimo se calcula según la ecuación (7.3).

$$As_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}bd}{fy} \quad (7.3)$$

Para un valor de  $f'c = 280kg/cm^2$  el acero mínimo se puede aproximar como 0.0024 multiplicado por la sección bruta.

El acero mínimo para losas y zapatas será 0.0018 multiplicado por el área bruta.

**Longitud de anclaje del acero de refuerzo** Se define la longitud de anclaje como la longitud mínima de acero que debe ir embebida en el concreto con el fin de que el refuerzo desarrolle

Propiedad	Valor ( $kg/cm^2$ )
Esfuerzo de fluencia ( $\sigma_y$ )	4 280
Esfuerzo último a la tracción	6 320
Módulo de elasticidad	2 000 000

Tabla 38: Propiedades mecánicas del acero de grado 60. ASTM A615

su resistencia de diseño [Harmsen, 2005]. La longitud de anclaje depende de factores como la resistencia del concreto, el diámetro de la barra, el tratamiento que se le da a las barras de refuerzo, entre otros. En la tabla 39 se muestra un resumen de las longitudes de gancho estándar y longitudes de anclaje recto para tracción de barras de acero corrugadas; así mismo, en la figura 33 se presenta un detalle de doblado de hierro para un gancho estándar.

Diámetro de barra	Ldg (cm)	Ld inferior(cm)	Ld superior
8 mm	15	24	32
3/8"	18	29	38
1/2"	24	39	51
5/8"	30	49	63
3/4"	36	58	76
1"	48	97	126
1 3/8"	68	136	177

Tabla 39: Longitudes de anclaje en tracción según la norma E.060 para un concreto de  $f'c = 280kg/cm^2$

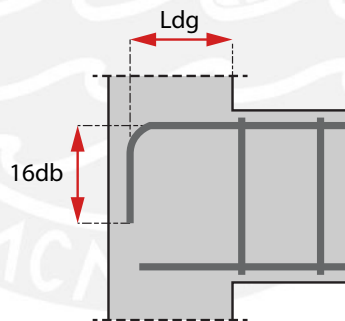


Figura 33: Detalle de doblado de gancho estándar. Adaptado [Ottazzi, 2016b]

**Corte de fierro** La longitud de acero de refuerzo colocado en un elemento de concreto armado sometido a flexión debe considerar una longitud adicional a la mínima teórica obtenida a partir de la envolvente de diseño y la ecuación (7.2). En la figura 34 se presentan las consideraciones para el corte de fierro en una viga.

### 7.1.3. Diseño por corte

La resistencia nominal al corte  $V_n$  de una sección de concreto armado se determina como la suma de los aportes del concreto y el acero según la ecuación (7.4).

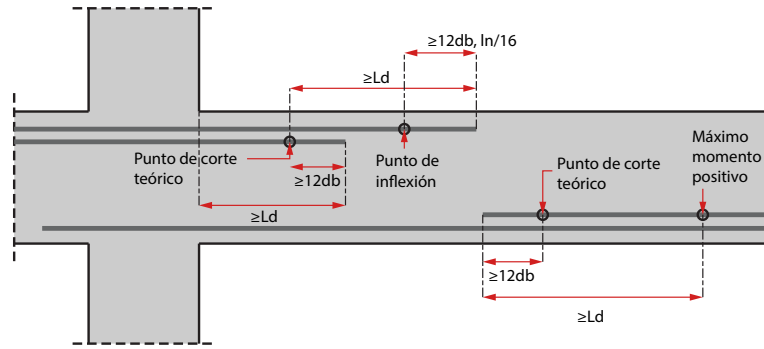


Figura 34: Consideraciones para el corte de hierro en vigas. Adaptado [Ottazzi, 2016b]

$$V_n = V_c + V_s \quad (7.4)$$

Debido a que resulta complicado determinar el aporte  $V_c$  del concreto a la resistencia total de la sección, la norma E.060 especifica las siguientes expresiones para calcular dicho aporte. La ecuación (7.5) se utiliza cuando la sección no está sometida a compresión y la ecuación (7.6) en los casos en que la sección esté sometida a compresión.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (7.5)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g}\right) \cdot b \cdot d \quad (7.6)$$

Respecto al aporte  $V_s$  del acero a la resistencia total al corte de la sección, esta se determina de acuerdo a la ecuación (7.7).

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (7.7)$$

La norma E.060 establece un límite para la resistencia que se puede suministrar a la sección por medio de estribos:

$$V_{s_{max}} = 2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (7.8)$$

#### 7.1.4. Diseño por flexocompresión

El diseño de elementos estructurales sometidos a flexión y carga axial al mismo tiempo es llamado diseño por flexocompresión. El procedimiento utilizado para diseñar estos elementos básicamente consiste en obtener el diagrama de interacción de la sección y verificar que todos los pares de solicitaciones momento - carga axial se encuentren dentro del diagrama.

El diagrama de interacción se obtiene al variar el eje de flexión a lo largo de toda la sección bajo los mismos supuestos que se explican en la figura 31 para flexión. Es importante mencio-

nar que el diagrama de interacción es un lugar geométrico de tres dimensiones, aunque en la práctica sea común utilizar solo las direcciones de los ejes locales de la sección a las que en adelante se llamará direcciones de interés.

La obtención del diagrama de interacción para las direcciones de interés puede resultar trivial para secciones rectangulares pero para formas más variadas el cálculo se torna tedioso. Sin embargo, la mayoría de programas de análisis de edificios incluyen procedimientos automáticos para obtener el diagrama de interacción de la sección en cuestión.

### 7.1.5. Verificación de condiciones de servicio

**Control de la fisuración** La norma E.060 establece el parámetro  $Z$  para controlar la fisuración debida a esfuerzos de tracción producto de la flexión. Bajo condiciones de servicio, el parámetro  $Z$  no debe superar el valor de  $26\ 000\ kg/cm$ .

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}} \quad (7.9)$$

En la ecuación (7.9)  $f_s$  representa el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio,  $d_c$  es la distancia entre la fibra en tracción más alejada y el eje de la barra en tracción más cercana a esa fibra y  $A_{ct}$  es el área de concreto en tracción que rodea al refuerzo principal en tracción dividida entre el número de barras  $n$  (ver figura 35). El cálculo de  $f_s$  y  $A_{ct}$  se realiza de acuerdo a las ecuaciones (7.10) y (7.11) respectivamente.

$$f_s = \frac{M_s}{0.9d \cdot A_s} \quad (7.10)$$

$$A_{ct} = \frac{2y_s b}{n} \quad (7.11)$$

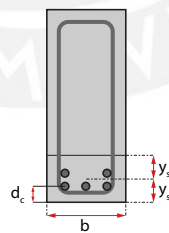


Figura 35: Diagrama para el cálculo de fisuración. Adaptado [SENCICO, 2009]

**Control de deflexiones** La norma E.060 establece procedimientos para estimar las deflexiones en condiciones de servicio de elementos de concreto armado sometidos a flexión. La tabla 40 muestra los límites de deflexión de acuerdo al tipo de elemento en cuestión.

Las deflexiones inmediatas se calculan mediante los métodos usuales para deflexiones elásticas; es decir, se considera el módulo de elasticidad del material  $E$  y la inercia efectiva de la sección transformada agrietada  $I_e$ . Cuando el momento actuante en la sección  $M_s$  para condiciones de

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\frac{L}{180}$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\frac{L}{360}$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales	$\frac{L}{480}$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales	$\frac{L}{240}$

Tabla 40: Deflexiones máximas permitidas. Adaptado de [SENCICO, 2009]

servicio no supere el momento de agrietamiento  $M_{cr}$  podrá usarse como inercia efectiva  $I_e$  la inercia no agrietada  $I_g$ .

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \quad (7.12)$$

Para concretos de peso normal puede considerarse la resistencia a tracción del concreto  $f_r$  igual a  $2\sqrt{f'_c}$ .

Si el momento actuante en la sección  $M_s$  supera el momento de agrietamiento  $M_{cr}$ , la inercia efectiva se calcula según las ecuaciones (7.13) y (7.14).

$$I_e = \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot A_s(d - c)^2 \quad (7.13)$$

$$I_e = \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot A_s(d - c)^2 + (2n - 1)A_s'(c - d)^2 \quad (7.14)$$

Las deflexiones se calculan bajo el supuesto que la rigidez a la flexión del elemento permanece constante a lo largo de los tramos de estudio. La inercia efectiva se determina para cada caso que se muestra en la figura según las ecuaciones.

$$I_e = \frac{I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3}}{4} \quad (7.15)$$

$$I_e = \frac{I_{e4} + 2I_{e5}}{3} \quad (7.16)$$

$$I_e = I_{e6} \quad (7.17)$$

$$I_e = I_{e7} \quad (7.18)$$

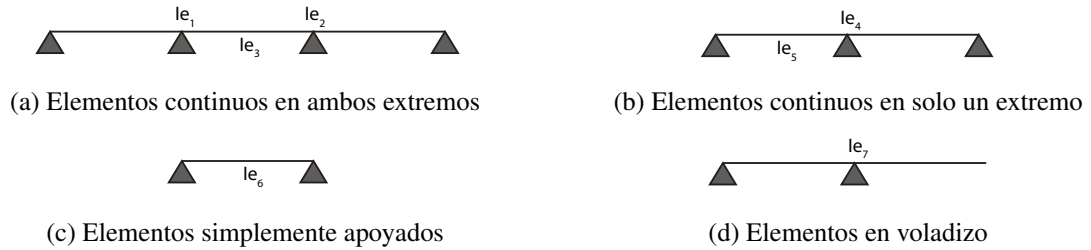


Figura 36: Casos para el cálculo de inercia efectiva en vigas

Adicional a la deflexión inmediata producto de las cargas de servicio, se debe determinar la deflexión diferida resultante del flujo plástico del concreto y de la retracción. Esta puede estimarse como el producto de un factor  $\lambda\Delta$  multiplicado por la deflexión inmediata causada por las cargas que se prevé actuarán permanentemente.

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (7.19)$$

En la ecuación (7.19),  $\rho'$  representa la cuantía de acero en compresión en la mitad de la luz para tramos simplemente apoyados o continuos y en el punto de apoyo para tramos en voladizo. El valor de  $\xi$  se determina según el diagrama que se muestra en la figura 37.

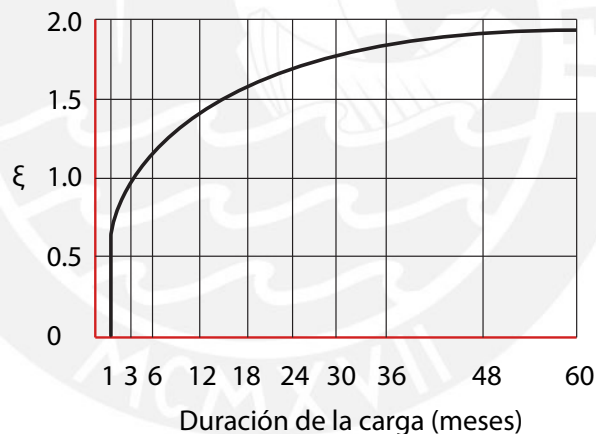


Figura 37: Factor dependiente del tiempo  $\xi$ . Adaptado [SENCICO, 2009]

## 7.2. Diseño por esfuerzos admisibles

El diseño por esfuerzos admisibles consiste en disminuir el esfuerzo de falla del material que forma el elemento por un factor de seguridad para obtener el esfuerzo admisible. A diferencia del diseño por resistencia, el diseño por esfuerzos admisibles no amplifica las cargas que soporta el elemento en cuestión sino que reduce el esfuerzo de falla o rotura por un factor que depende del grado de importancia del elemento o de la confiabilidad en el procedimiento utilizado para determinar los esfuerzos actuantes. Un elemento diseñado por el método de

esfuerzos admisibles debe verificar la ecuación (7.20).

$$\sigma_{act} \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{falla}}{FS} \quad (7.20)$$

En la ecuación (7.20),  $\sigma_{act}$  y  $\sigma_{adm}$  representan el esfuerzos actuante y admisible en el elemento respectivamente, mientras que  $FS$  representa el factor de seguridad asociado al tipo de esfuerzo analizado.

### 7.2.1. Elemento de sección rectangular sometido a flexión

Si se tiene un elemento de sección rectangular sometido a flexión, los esfuerzos actuantes en la sección en una posición determinada se calculan según la ecuación (7.21).

$$\sigma_x = -\frac{M \cdot y}{I} \quad (7.21)$$

En la ecuación (7.21),  $\sigma_x$  representa el esfuerzo axial en una altura  $y$ ,  $M$  representa el momento actuante en la sección e  $I$  representa el segundo momento de inercia respecto al eje de neutro. En general, los esfuerzos axiales que actúan en una sección sometida a carga axial y flexión en dos ejes se calculan según la ecuación.

$$\sigma_x = \frac{P}{A} + \frac{M_z \cdot y}{I_z} + \frac{M_y \cdot z}{I_y} \quad (7.22)$$

Para una sección rectangular de lados  $L$  y  $B$ , los esfuerzos críticos se calculan de acuerdo a la ecuación (7.23).

$$\sigma = \frac{P}{B \cdot L} \pm \frac{6M_z}{B \cdot L^2} \pm \frac{6M_y}{B^2 \cdot L} \quad (7.23)$$

## 7.3. Memoria de Cálculo

### 7.3.1. Diseño de losas macizas

**Modelamiento** Las fuerzas actuantes en la losa se obtuvieron mediante el método de elementos finitos. En ese sentido, se modelaron los techos en SAP2000 considerando las dimensiones reales de los elementos estructurales, una discretización para la losa de 0.40 m, las vigas como elementos tipo *frame* con sus dimensiones reales y los elementos verticales como apoyos simples. En la figura 38 se muestra el modelo en SAP2000 del techo del primer piso y el paño que se diseñará a manera de ejemplo.

**Metrado de cargas** El metrado de cargas para el techo de la figura 38 se muestra en la tabla 41.

(\*) La tabiquería se introduce en el modelo al asignar sobre una viga sin sección *none* la carga correspondiente al peso lineal de la tabiquería, se considera  $\gamma = 1.8 \text{ ton}/\text{m}^3$ . (\*\*) La sobre carga para cada paño se determina de acuerdo a los planos de arquitectura y la norma E.020.

**Diseño por flexión** Primero, se deciden las mallas superior e inferior que se instalarán en la losa:  $\phi 3/8'' @ .40$  y  $\phi 3/8'' @ .20$ , de tal forma que cumplan con la cuantía mínima de 0.0018.

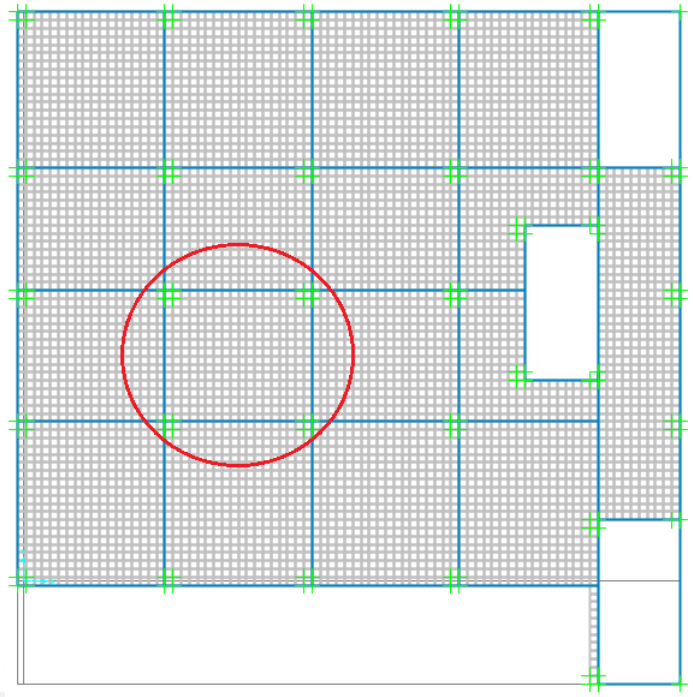


Figura 38: Modelo en SAP 2000 del techo del primer piso

Nombre	Tipo de carga	Carga ( $\text{ton}/\text{m}^2$ )
Peso propio	Muerta	$0.20 \times 2.4 = 0.48$
Piso terminado	Muerta	0.1
Tabiquería	Muerta	(*)
Sobre carga	Viva	0.3, 0.4 o 0.5 (**)

Tabla 41: Metrado de cargas para el techo del primer piso

Luego, para el diseño del refuerzo adicional se usa la ecuación (7.2) y las fuerzas requeridas se obtienen del modelo. En la figura 39 se muestran los momentos actuantes en la dirección 11. Todas las secciones de análisis deben cumplir la ecuación (7.1). En la tabla 42 se resumen las fuerzas requeridas y el acero colocado en cada sección de análisis del paño de ejemplo

Dirección	Mu (ton.m)	Refuerzo total colocado	$\phi M_n$ (ton.m)
11	-2.7	$\phi 3/8'' @ .40 + \phi 3/8'' .20$	-3.2
11	-2.5	$\phi 3/8'' @ .40 + \phi 3/8'' .20$	-3.2
11	1.6	$\phi 3/8'' @ .20$	2.2
22	-2.7	$\phi 3/8'' @ .40 + \phi 3/8'' .20$	-3.2
22	-2.4	$\phi 3/8'' @ .40 + \phi 3/8'' .20$	-3.2
22	1.7	$\phi 3/8'' @ .20$	2.2

Tabla 42: Fuerzas de diseño y acero colocado para el paño de ejemplo

**Diseño por corte** La resistencia al corte de losa depende íntegramente del concreto y se calcula según la ecuación (7.5). En la ecuación (7.24) se calcula  $\phi V_c$  para la losa de ejemplo, se considera un recubrimiento de 3 cm.

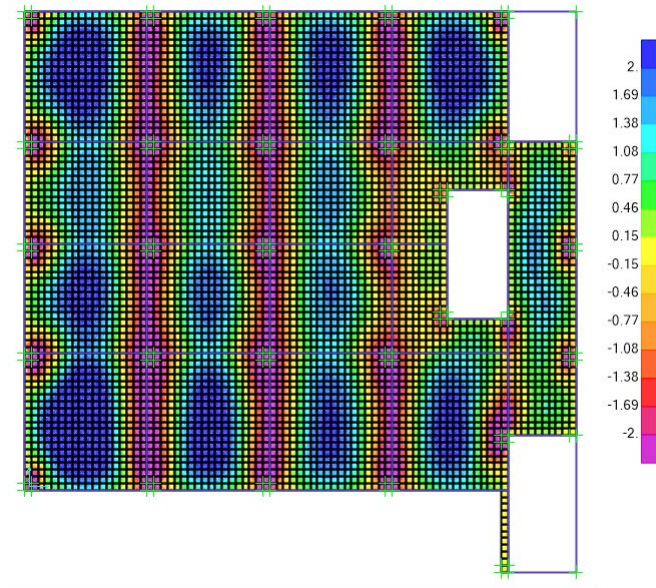
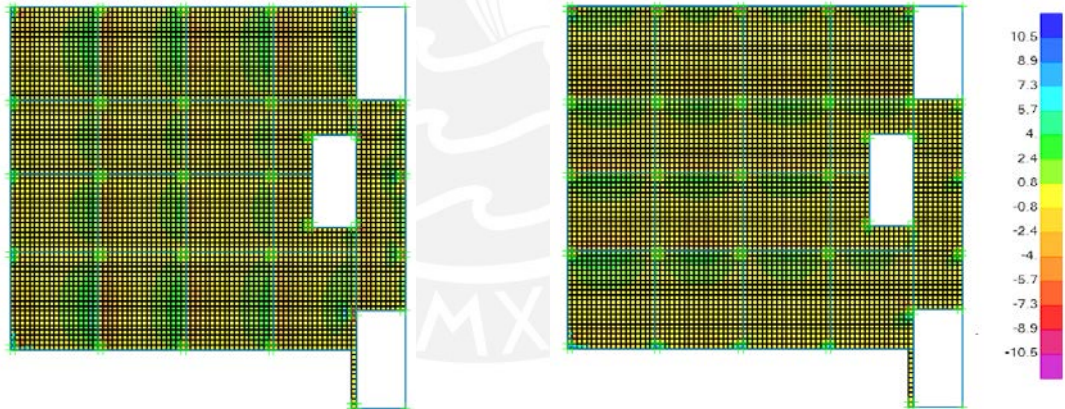


Figura 39: Momentos últimos en la direccion 11

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 17 = 12\,800 \text{ kg} = 12.8 \text{ ton} \quad (7.24)$$

En la figura 40 se muestran las fuerzas cortantes últimas en la losa para las direcciones 13 y 23. Se verifica el diseño por corte según (7.1).



(a) Fuerzas cortantes últimas en la dirección 13

(b) Fuerzas cortantes últimas en la dirección 23

Figura 40: Fuerzas cortante últimas en la losa de ejemplo

**Verificación de fisuración** Los momentos de servicio en el centro del paño usado como ejemplo son 1.0 y 1.2 ton.m para las direcciones 11 y 22 respectivamente. En la tabla se muestra el procedimiento de cálculo del parámetro  $Z$  para mayor momento de servicio según las consideraciones mencionadas en 7.1.5.

A partir del valor de  $Z$  calculado en la tabla 43, se verifica que  $Z < 26\,000 \text{ kg/cm}$ . Por lo tanto, el paño de ejemplo cumple con los requisitos de fisuración de la norma E.060.

Descripción	Símbolo	Valor
Ancho	b	100 cm
Altura	h	20 cm
Área de acero en tracción	As	3.55 cm <sup>2</sup>
Momento de servicio en el centro del paño	Ms	1.2 ton.m
Distancia entre la fibra en tracción más alejada y el eje de la barra en tracción más cercana a esa fibra	dc	3 cm
Número de barras en tracción	n	5
Centroide del del área de concreto en tracción	y <sub>s</sub>	3.0 cm
Esfuerzo del acero de refuerzo en condiciones de servicio	f <sub>s</sub>	2 209 kg/cm <sup>2</sup>
Área total del concreto en tracción	Act	120 cm <sup>2</sup>
Parámetro de fisuración	Z	15 717 kg/cm

Tabla 43: Cálculo del parámetro Z de fisuración para el paño de ejemplo en la dirección 22

**Control de deflexiones** La limitación para la máxima deflexión total permitida en el paño de ejemplo se obtiene de la tabla 40. En este caso, la deflexión permitida es  $L/480 = 1.44$  cm. En la tabla 44 se resume el procedimiento para el cálculo de la deflexión en el centro del paño de ejemplo.

### 7.3.2. Diseño de vigas de aislamiento

Las vigas de aislamiento se diseñan por flexión y fuerza cortante. A continuación se muestra a manera de ejemplo el diseño de un tramo de la viga VAIS.SUP-02 ubicada sobre el eje B (ver figura 41). Esta viga tiene una sección de 35 × 90.

**Diseño por flexión** La figura 42 muestra el diagrama de momentos correspondiente a la envolvente de diseño utilizada para la subestructura.

Se coloca un refuerzo corrido de 3φ1” y 2φ1” para las zonas superior e inferior de la viga respectivamente, así como refuerzo corrido en el alma de φ3/8”. Adicional al refuerzo corrido se colocan bastones de φ1” de tal forma que se satisfacen los momentos últimos mostrados en la figura 42. En la tabla 45 muestra el acero colocado y el momento φMn que suministra.

El acero mínimo para una viga de sección 35 × 90 es 7.56 cm<sup>2</sup>, el cual es menor a la mínima área de acero corrido. En cuanto al acero máximo, en ningún caso se ha incumplido el criterio de ε mínimo en la fibra más alejada en tracción.

**Diseño por fuerza cortante** La figura 43 muestra el diagrama de fuerza cortante correspondiente a la envolvente de diseño utilizada para la subestructura.

La fuerza cortante máxima requerida es de 35.8 ton, mientras que el concreto resiste una fuerza cortante φVc calculada según (7.5) igual a 22.16 ton. Entonces, es necesario reforzar la viga

Descripción	Símbolo	Valor
Módulo de elasticidad del acero	Es	2 000 000 $kg/cm^2$
Módulo de elasticidad del concreto	Ec	250 000 $kg/cm^2$
Relación entre los módulos de elasticidad del concreto y del acero	n	7.97
Altura de la sección	h	20 $cm$
Ancho de la sección	b	100 $cm$
Acero en tracción	As	3.55 $cm^2$
Acero en compresión	As'	1.78 $cm^2$
Momento en condiciones de servicio	Ms	1.2 $ton.m$
Inercia bruta	Ig	66 667 $cm^4$
Momento de fisuración	Mcr	2.2 $ton.m$
Inercia efectiva	Ie	66 667 $cm^4$
Deflexión instantánea para el 100 % de la carga muerta (obtenido del modelo)	$\delta_M$	0.63 $cm$
Deflexión instantánea para el 100 % de la carga viva (obtenido del modelo)	$\delta_V$	0.34 $cm$
Cuantía de acero en compresión	$\rho'$	0.001
$\lambda$ considerando un valor de $\xi$ igual a 1.75	$\lambda$	1.68
Deflexión total al considerar que actúa 30 % de la carga viva	$\delta_T$	1.30 $cm$

Tabla 44: Cálculo de la deflexión total para el paño de ejemplo

Posición	Mu (ton.m)	Refuerzo total colocado	$\phi M_n$ (ton.m)	$\epsilon$
Izq. sup.	-75.3	3 $\phi 1''$ + 4 $\phi 1''$	-103.5	0.0129
Izq. inf.	+47.1	2 $\phi 1''$ + 3 $\phi 1''$	+74.6	0.0196
Der. sup.	-68.5	3 $\phi 1''$ + 2 $\phi 1''$	-75.2	0.0196
Der. inf.	+50.9	2 $\phi 1''$ + 2 $\phi 1''$	+60.3	0.0246

Tabla 45: Refuerzo colocado en la viga VAIS.SUP-02

con estribos cerrados.

Para el refuerzo con estribos cerrados se tiene en consideración lo especificado en la norma E.060 de concreto armado:

- Se deben utilizar estribos de por lo menos  $\phi 3/8''$
- La zona de confinamiento debe extenderse desde la cara del apoyo hasta una distancia igual a dos veces el peralte de la viga. En esta zona el espaciamiento entre estribos no será menor al peralte efectivo dividido por cuatro.
- El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento debe ser por lo menos el peralte efectivo dividido por dos.

Adicionalmente, la resistencia a fuerza cortante instalada en la viga debe ser tal que sea mayor a la fuerza cortante que actuaría cuando la viga está rotulada; es decir, la fuerza que aparece debido a 1.25 veces los momentos nominales en los extremos más 1.25 veces la fuerza debida

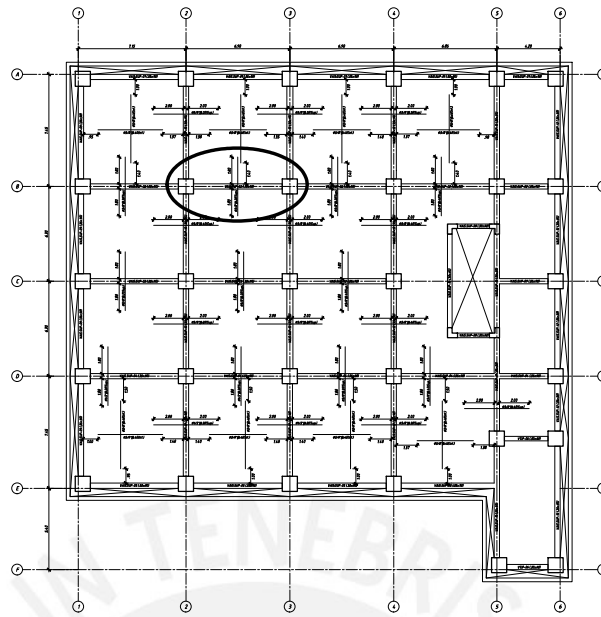


Figura 41: Viga de aislamiento *VAIS.SUP-02* en planta

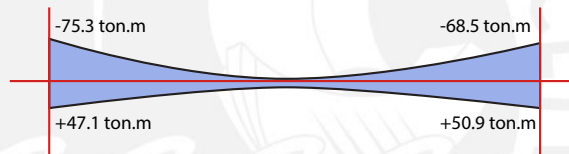


Figura 42: DMF de la viga *VAIS.SUP-02*

a cargas isostáticas.

La cortante  $V_u$  por capacidad que considera las cargas actuantes y los refuerzos instalados es 50.0 ton. Se propone una distribución de estribos:  $1\phi 3/8'' : 1@.05, 12@.15, rto@.20$  desde cada extremo, esta suministra una fuerza cortante de 51.0 ton. Por lo tanto, se concluye que el diseño es satisfactorio. La figura muestra el diseño final del tramo usado de ejemplo.

### 7.3.3. Diseño de columnas

Las columnas se diseñan por flexocompresión y fuerza cortante. A continuación se muestra a manera de ejemplo el diseño de la columna *C-01* ubicada en la intersección de los ejes C y 3 (ver figura 44). Esta columna tiene una sección de  $60 \times 60$ .

En la tabla 46 se muestran las solicitaciones provenientes del análisis estructural. Los casos de sismo ya incluyen los momentos de segundo orden P-delta.

**Diseño por flexocompresión** Se verifica la columna para un armado de refuerzo longitudinal:  $4\phi 1'' + 8\phi 3/4''$  que equivale a una cuantía de 1.2 %. En la figura 45 se muestran los diagramas

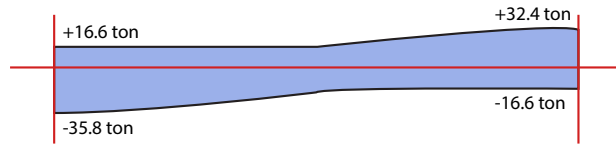


Figura 43: DFC de la viga VAIS.SUP-02

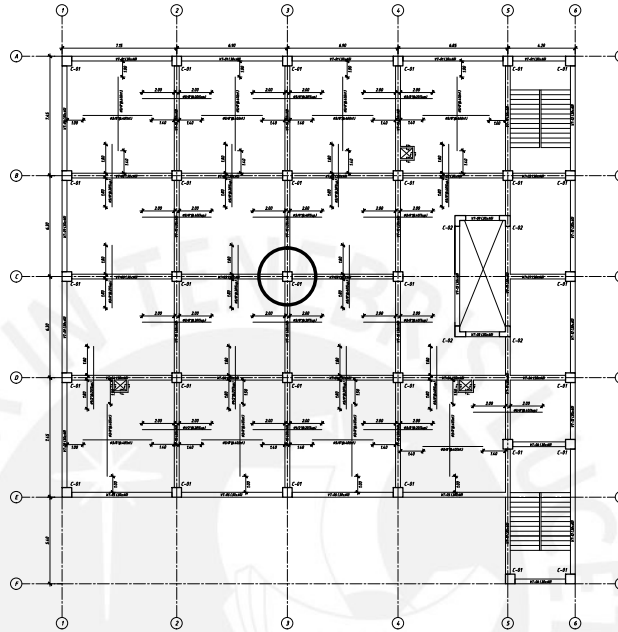


Figura 44: Columna C-01 de los ejes C3 en planta

de flexocompresión últimos de la columna, así como las solicitaciones obtenidas de la tabla 46 con las combinaciones de diseño de la tabla 37.

En la figura 45 se observa que todos los puntos están dentro de los diagramas de interacción. Por lo tanto, el refuerzo colocado satisface las solicitaciones por flexocompresión.

Adicionalmente, todas las columnas deben cumplir con la condición columna fuerte viga débil descrita en la ecuación (7.25).

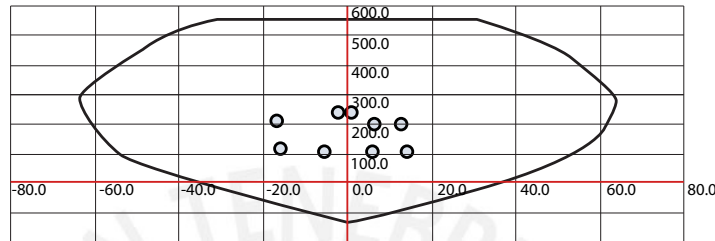
$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \cdot \Sigma M_{nv} \quad (7.25)$$

En el ejemplo que se realiza, la sumatoria de momentos nominales más desfavorables en la columna es igual a 122 ton.m, mientras que 1.2 veces la sumatoria de momentos nominales en las vigas en las direcciones X e Y son iguales a 63 y 101 ton.m respectivamente. Por lo tanto, se verifica la ecuación (7.25).

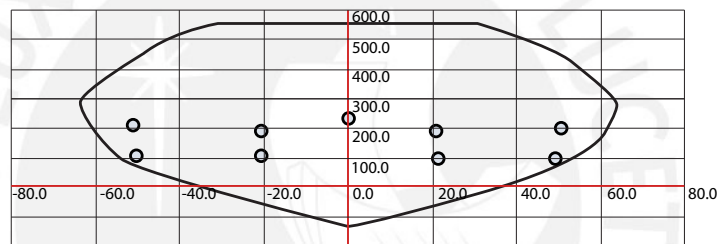
**Diseño por fuerza cortante** El valor máximo de  $V_u$  de acuerdo a las combinaciones de diseño es 19.3 ton para la dirección 33 y la resistencia al corte que proporciona el concreto es 24.4 ton. En este caso, se colocan estribos mínimos según la norma de concreto armado:  $4\phi 1/2'' : 1@.05, 6@.10, rto@.20$ . Sin embargo, es necesario verificar que la resistencia a cor-

Carga	Ubicación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Muerta	0.0	-124.1	-0.4	0.0	0.0	-1.2
Viva	0.0	-39.1	-0.2	0.0	0.0	-0.5
Sismo	0.0	2.9	5.5	19.3	49.9	14.9
Muerta	4.0	-120.9	-0.4	0.0	-0.1	0.2
Viva	4.0	-39.1	-0.2	0.0	0.0	0.1
Sismo	4.0	2.9	5.5	19.3	21.4	5.7

Tabla 46: Solicitaciones en el primer piso de la columna entre los ejes C y 3



(a) Diagrama de interacción último en la dirección 33



(b) Diagrama de interacción último en la dirección 22

Figura 45: Diagramas de interacción últimos

tante instalada sea mayor a la cortante máxima asociada al refuerzo instalado por flexión según la ecuación (7.26).

$$V_u = \frac{1.25 \cdot (M_{ni} + M_{ns})}{h_n} \quad (7.26)$$

En la tabla 47 se muestra el resumen de los cálculos realizados para verificar la resistencia al corte de la columna.

### 7.3.4. Diseño de escaleras

Las escaleras se diseñan por flexión y fuerza cortante. A continuación se muestra a manera de ejemplo el diseño de un tramo de la escalera pública ubicada entre los ejes 5, 6 y F. En la tabla 48 se muestran las cargas por metro de ancho que se consideran para el análisis por cargas de gravedad.

El peso propio para el tramo inclinado se calculó de acuerdo a la ecuación (7.27) [San Bartolomé, 1998].

$$w_{pp} = \gamma \left( \frac{cp}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right) \quad (7.27)$$

Descripción	Símbolo	Valor
Resistencia a la compresión del concreto	$f'c$	280 $kg/cm^2$
Máximo momento nominal de la columna	$Mn$	90 $ton.m$
Altura libre de la columna	$hn$	3.6 $m$
Fuerza cortante asociada al refuerzo longitudinal instalado	$Vu$	62.5 $ton$
Ancho de la columna	$bw$	60 $cm$
Peralte efectivo de la columna	$d$	54 $cm$
Resistencia al corte que proporciona el concreto	$\phi Vc$	24.41 $ton$
Área de acero instalado	$Av$	1.29 $cm^2$
Esfuerzo de fluencia de los estribos	$fy$	4200 $kg/cm^2$
Espaciamiento entre los estribos	$s$	20 $cm$
Resistencia al corte que proporcionan los estribos	$\phi Vs$	49.7 $ton$
Resistencia al corte de la columna	$\phi Vn$	74.2 $ton$

Tabla 47: Cálculo de la resistencia a fuerza cortante de la columna entre los ejes C y 3

Carga	Tipo de carga	tramo inclinado ( $ton/m^2$ )	tramo recto ( $ton/m^2$ )
Peso propio	Muerta	0.74	0.48
Piso terminado	Muerta	0.1	0.1
Sobrecarga	Viva	0.4	0.4

Tabla 48: Metrado de cargas para la escalera pública

En la ecuación (7.27),  $cp$ ,  $p$ ,  $t$  y  $\gamma$  representan la longitud del contrapaso, el paso, la garganta y el peso específico del concreto de la escalera en cuestión.

Las fuerzas que actúan en la escalera se obtienen a partir de un modelo simple de una viga simplemente apoyada en sus extremos. En la figura 46 se muestra el modelo realizado en SAP2000, se consideran las dimensiones reales y las cargas presentadas en la tabla 48.

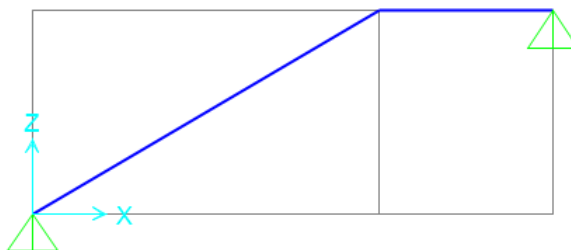


Figura 46: Modelo en SAP2000 de un tramo de la escalera pública

**Diseño por flexión** El cálculo del refuerzo de acero se realiza según (7.2) considerando un ancho de 1  $m$  y un recubrimiento de 3  $cm$ . En la figura 47 se muestra el diagrama de momento flector último para el tramo de la escalera que se analiza.

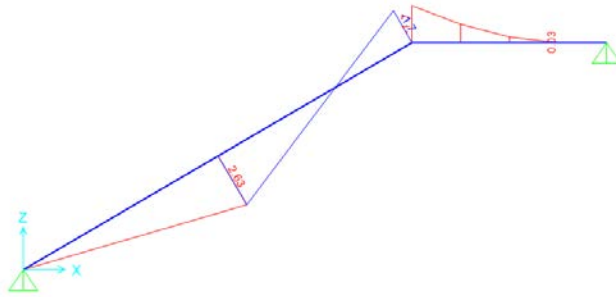


Figura 47: Diagrama de momento flector último requerido en un tramo de la escalera pública

El refuerzo transversal debe cumplir con la cuantía mínima de acero de 0.0018. En ese sentido se decide colocar  $\phi 3/8'' @ .30$  en la zona superior e inferior. En cuanto a la dirección principal de flexión, se decide colocar un refuerzo inferior corrido de  $\phi 3/8'' @ .20$ . En la tabla 49 se muestra el resumen de las fuerzas requeridas y el acero colocado.

Mu (ton.m)	Refuerzo total colocado	$\phi Mn$ (ton.m)
+2.6	$\phi 3/8'' @ .20 + \phi 3/8'' .20$	+4.3
-1.7	$\phi 3/8'' @ .40 + \phi 3/8'' .20$	-3.3

Tabla 49: Fuerzas de diseño y acero colocado para el tramo de escalera usado de ejemplo

**Diseño por fuerza cortante** El concreto proporciona una resistencia al corte  $\phi V_c$  igual a 12.8 ton, calculado según (7.5). Para un correcto diseño por fuerza cortante, se debe verificar la ecuación (7.1). En la figura 48 se muestra el diagrama de fuerza cortante último para el tramo de la escalera que se analiza.

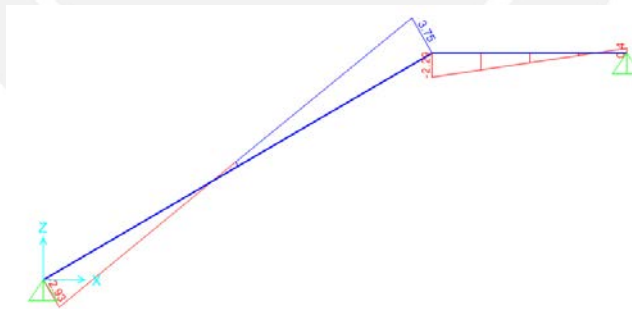


Figura 48: Diagrama de fuerza cortante última requerida en un tramo de la escalera pública

### 7.3.5. Diseño de muros de contención

Los muros de contención se diseñan por flexión y fuerza cortante. Además, se deben verificar condiciones de volteo y deslizamiento, así como los esfuerzos actuantes en el suelo. A continuación se muestra el diseño del muro de contención en un metro de ancho.

A partir del estudio de mecánica de suelos se obtienen los datos que se muestran en la tabla 50.

Descripción	Símbolo	Valor
Peso específico del suelo	$\gamma$	$1.68 \text{ ton}/m^3$
Ángulo de fricción interna	$\phi$	$26.3^\circ$
Coefficiente de rozamiento	$\mu$	0.45
Factor de zona	$Z$	$0.53 \cdot g$

Tabla 50: Propiedades del suelo de cimentación

Las fuerzas que actúan en el muro de contención se muestran en la figura 49. La fuerza sísmica se representa según el método de Mononobe-Okabe.

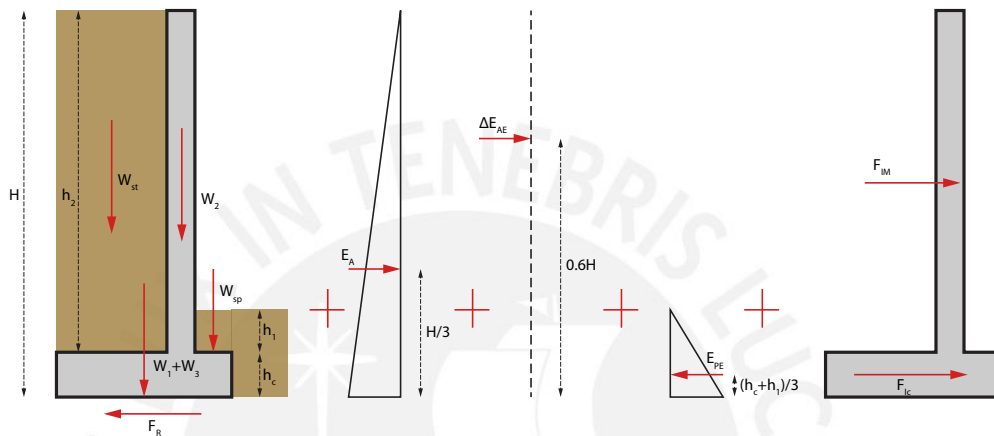


Figura 49: Fuerzas actuantes en el muro de contención

**Verificación de los factores de seguridad de volteo y deslizamiento** En las tablas 51 y 52 se resumen los cálculos realizados para determinar los factores de seguridad por volteo y deslizamiento para las condiciones de servicio y sísmica respectivamente.

En la tabla 52, el factor de deslizamiento es menor a 1. Este valor se ha permitido debido a que el muro está arriostrado cada 7 m aproximadamente.

**Verificación de los esfuerzos del suelo** En la tabla 53 se muestra el resumen de los cálculos realizados para determinar los esfuerzos actuantes en el suelo. La distribución de los esfuerzos en el suelo se calculan según la ecuación 7.23.

**Diseño del concreto armado del muro de contención** Para determinar las fuerzas actuantes en el muro, se considera el mismo como una viga en voladizo sobre la que actúan las fuerzas de inercia del muro, empuje activo y empuje activo sísmico. En la tabla 54 se resumen las fuerzas actuantes y los coeficientes de amplificación considerados para el diseño del concreto armado del muro de contención.

De acuerdo a los resultados mostrados en la tabla 54. En la dirección principal de flexión se decide instalar un refuerzo corrido de  $\phi 1/2'' @ .30$  en ambas caras y bastones de  $\phi 1/2'' @ .30$  para el lado sometido a tracción. El momento resistente suministrado  $\phi Mn$  es 6.82 ton.m. En cuanto al refuerzo transversal, se coloca  $\phi 3/8'' @ .30$  en ambas caras, que equivale a una cuantía

Descripción	Símbolo	Valor
Espesor del muro	$t$	25 cm
Longitud de la punta	$t_p$	60 cm
Longitud del talón	$t_t$	160 cm
Altura de la cimentación	$h_c$	70 cm
Altura del suelo sobre la punta	$h_1$	30 cm
Altura del suelo sobre el talón	$h_2$	220 cm
Peso de la punta	$W_1$	1.01 ton
Peso del muro	$W_2$	1.92 ton
Peso del talón	$W_3$	2.69 ton
Peso del suelo sobre la punta	$W_{sp}$	0.30 ton
Peso del suelo sobre el talón	$W_{st}$	5.91 ton
Empuje activo	$E_A$	3.32 ton
Empuje pasivo	$E_P$	2.18 ton
Factor de seguridad por deslizamiento	$FS_D$	2.26
Factor de seguridad por volteo	$FS_V$	4.72

Tabla 51: Resumen de cálculos realizados para determinar los factores de seguridad del muro de contención en condiciones de servicio

de 0.0019.

La fuerza cortante proporcionada por el concreto  $\phi V_n$  es 14.36 ton, que es mayor al  $V_u$  requerido 7.61 ton.

**Diseño del concreto armado de la cimentación** A partir de los resultados obtenidos en la tabla 53, se determina el máximo esfuerzo  $\sigma_{max}$  para la punta y para el talón según la figura 50.

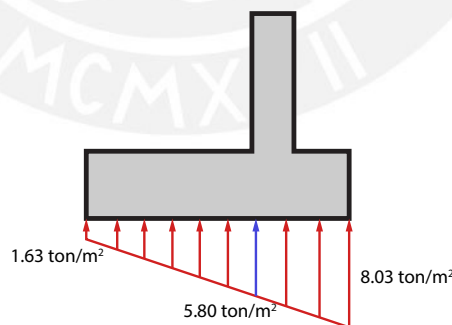


Figura 50: Esfuerzos sobre la cimentación del muro de contención considerando sismo

Para obtener las fuerzas requeridas para el diseño del concreto de la cimentación se multiplican las fuerzas actuantes por un factor promedio de 1.55. Entonces, se obtienen esfuerzos de 12.45 y 9.00  $\text{ton}/\text{m}^2$  para la punta y el talón respectivamente. El momento flector y fuerza cortante requeridas se muestran en la tabla 55.

Se decide colocar un refuerzo inferior corrido de  $\phi 3/4'' @ .20$  que suministra un  $\pi M_n$  igual a 31.3 ton.m y representa un 0.002 de cuantía. La resistencia a corte la proporciona únicamente

Descripción	Símbolo	Valor
Aceleración horizontal	$K_H$	$0.26 \cdot g$
Aceleración vertical	$K_V$	$0.18 \cdot g$
Factor de empuje activo sísmico	$K_{AE}$	0.67
Factor de empuje pasivo sísmico	$K_{PE}$	1.99
Empuje activo sísmico	$\Delta E_{AE}$	1.46 ton
Empuje pasivo sísmico	$\Delta E_{PE}$	0.68 ton
Fuerza de inercia en la punta	$F_{IP}$	0.26 ton
Fuerza de inercia en el muro	$F_{IM}$	0.50 ton
Fuerza de inercia en el talón	$F_{IT}$	0.71 ton
Factor de seguridad por deslizamiento	$FS_D$	0.81
Factor de seguridad por volteo	$FS_V$	2.51

Tabla 52: Resumen de cálculos realizados para determinar los factores de seguridad del muro de contención en condiciones sísmicas

Descripción	Símbolo	Valor en servicio	Valor para sismo
Momento total desde el punto de falla por volteo	$M_V$	13.16 ton.m	11.29 ton.m
Carga axial total	$P_T$	11.83 ton	11.83 ton
Excentricidad del momento total	$e$	1.11 m	0.95 m
Longitud total de la cimentación	$B$	2.45 m	2.45 m
Esfuerzo en el suelo 1	$\sigma_1$	6.16 ton/m <sup>2</sup>	8.03 ton/m <sup>2</sup>
Esfuerzo en el suelo 2	$\sigma_2$	3.50 ton/m <sup>2</sup>	1.63 ton/m <sup>2</sup>

Tabla 53: Resumen de cálculos realizados para determinar los esfuerzos en el suelo en condiciones de servicio y sísmicas

el concreto y se calcula según la ecuación (7.5),  $\phi V_n$  es igual 39.2 ton.

### 7.3.6. Diseño de cimentaciones

Para el diseño de las cimentaciones se consideran las cargas provenientes de las columnas con un factor de reducción de la fuerza sísmica  $R$  igual a 1, así como el peso propio de las zapatas. La capacidad admisible del suelo se obtiene del Estudio de Mecánica de Suelos, el cual indica un valor de 1.34 kg/cm<sup>2</sup>. Además, de acuerdo a la norma E.060 de concreto armado, se considera que el suelo tiene una capacidad adicional de carga del 30 % ante cargas sísmicas.

A manera de ejemplo se presenta el cálculo de una zapata aislada correspondiente a la columna ubicada sobre el aislador  $K21$  entre los ejes D y 3.

La tabla 56 muestra las cargas que recibe la cimentación. Los casos de carga de sismo ya consideras los momentos de segundo orden P-delta.

**Verificación de esfuerzos en el suelo** Se predimensiona la zapata como un elemento cuadrado. Para obtener las dimensiones se estima el área necesaria a partir de las cargas axiales en

Descripción	Símbolo	Valor	Coefficiente de amplificación
Fuerza de inercia del muro	$F_{IM}$	0.50 ton	1
Empuje activo	$E_A$	3.32 ton	1.7
Empuje activo sísmico	$\Delta E_A$	1.46 ton	1
Momento último de diseño	$M_u$	6.60 ton.m	-
Cortante última de diseño	$V_u$	7.61 ton	-

Tabla 54: Fuerzas consideradas para el diseño del concreto armado del muro de contención

Zona	Mu (ton.m)	Vu (ton)
Punta	2.24	7.47
Talón	11.53	14.41

Tabla 55: Fuerzas requeridas para el diseño en concreto armado de la cimentación del muro de contención

servicio y la capacidad admisible del suelo. Debido a que no se considera el peso de la zapata se multiplica al peso total por 1.05 y a la capacidad portante por 0.9, ya que no se consideran momentos. La ecuación (7.28) se utiliza para el predimensionamiento de zapatas.

$$A = \frac{P_T \cdot 1.05}{0.9 \cdot q} \quad (7.28)$$

A partir de la ecuación (7.28) se estima un área  $21.9 \text{ m}^2$ ; por lo tanto, se decide proseguir el diseño con una zapata de  $4.5 \times 4.5 \text{ m}$ .

Los esfuerzos en el suelo producidos por las cargas muerta y viva de la tabla 56 se determinan según la ecuación (7.23), los cuales no deben superar la capacidad admisible del suelo de  $1.34 \text{ kg/cm}^2$ .

En este caso particular, los cuatro esfuerzos actuantes en los 4 esquinas de la zapata son todos iguales a  $13.06 \text{ ton/m}^2$  debido a que los momentos en servicio en ambas direcciones son nulos.

En la tabla 57 se muestran los esfuerzos en el suelo cuando se consideran las cargas de sismo en X e Y por separado. Se debe verificar que todos los esfuerzos actuantes son menores a 1.3 veces el valor de la capacidad admisible del suelo; es decir,  $17.4 \text{ ton/m}^2$ .

En conclusión, una zapata de  $4.5 \times 4.5 \text{ m}$  cumple con la capacidad admisible del suelo.

**Diseño por punzonamiento** El punzonamiento se verifica en una área delimitada a  $d/2$  de la cara de la columna o pedestal tal y como muestra la figura 51. Para determinar la fuerza de punzonamiento  $V_u$ , se considera que sobre la zapata actúa un esfuerzo constante  $\sigma_u$  igual 1.5 veces el valor del máximo esfuerzo de la tabla 57, que resulta en un esfuerzo último  $\sigma_u$  igual a  $25.3 \text{ ton/m}^2$ . La fuerza de punzonamiento  $V_u$  se calcula según la ecuación (7.29).

$$V_u = \sigma_u \cdot (A - (B + d) \cdot (H + d)) \quad (7.29)$$

Carga	P (ton)	MX (ton.m)	MY (ton.m)
Muerta	190.8	0.0	0.0
Viva	61.1	0.0	0.0
Sismo XX	6.6	4.0	48.7
Sismo YY	4.3	48.3	3.8

Tabla 56: Cargas que recibe la cimentación de la columna ubicada entre los ejes D y 3

Posición	$\sigma_1$ Sismos X positivo ( $ton/m^2$ )	$\sigma_2$ Sismos X negativo ( $ton/m^2$ )	$\sigma_1$ Sismos Y positivo ( $ton/m^2$ )	$\sigma_2$ Sismos Y negativo ( $ton/m^2$ )
1	16.5	9.6	16.5	9.6
2	16.0	10.1	10.1	16.0
3	10.1	16.0	16.0	10.1
4	9.6	16.5	9.6	16.5

Tabla 57: Esfuerzos en el suelo producidos por cargas sísmicas y de gravedad

En la ecuación (7.29),  $B$  y  $H$  representan las dimensiones de la zapata y  $d$  el peralte efectivo de la zapata. Si se asume una altura para la cimentación de 0.8 m ( $d = 0.7m$ ), el valor de  $V_u$  es igual a 430 ton. En cuanto a la resistencia al punzonamiento de la zapata, esta se determina según la ecuación .

$$\phi V_n = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \quad (7.30)$$

En la ecuación (7.30),  $b_0$  representa el perímetro del área donde se evalúa el punzonamiento. Entonces, la resistencia al punzonamiento suponiendo un peralte efectivo de 0.7 m es 621 ton.

**Diseño por fuerza cortante** La fuerza cortante última  $V_u$  se obtiene al resolver el volado de la cimentación como una viga empotrada en un extremo sobre la que actúa una fuerza distribuida  $\sigma_u = 25.27 ton/m^2$ . Entonces,  $V_u$  se calcula en la ecuación (7.31).

$$V_u = \frac{(4.5 - 1.0)}{2} \cdot 25.3 = 40.4 ton \quad (7.31)$$

En cuanto a la resistencia del concreto al corte  $\phi V_c$ , esta se calcula según la ecuación (7.5) considerando un metro de ancho. Entonces  $\phi V_c$  es igual a 41.1 ton. Se concluye que el diseño por fuerza cortante es satisfactorio.

**Diseño por flexión** El momento requerido último  $M_u$  se calcula al resolver el volado de la cimentación como una viga empotrada en un extremo, similar a lo hecho en el diseño por fuerza cortante. El momento  $M_u$  se calcula en la ecuación (7.32).

$$M_u = \left( \frac{4.5 - 1.0}{2} \right)^2 \cdot \frac{25.3}{2} = 32.3 ton.m \quad (7.32)$$

Se decide colocar un refuerzo de acero inferior en ambas direcciones de  $\phi 3/4'' @ .20$  que representa una cuantía de 0.0019 y suministra un momento resistente  $\phi M_n$  igual a 32.9 ton.m.

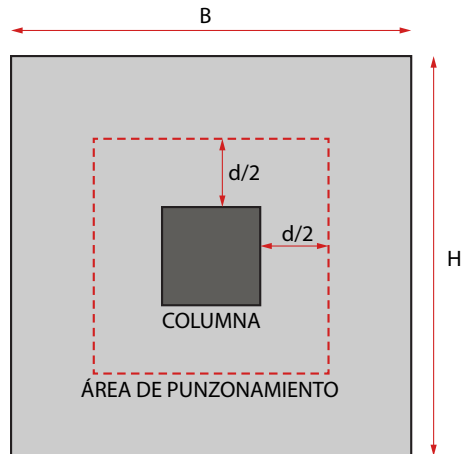


Figura 51: Área sometida a punzonamiento en una cimentación

## 8. Conclusiones y recomendaciones

### 8.1. Conclusiones

**Del análisis realizado** Se logró cumplir los requisitos de derivas y resistencia para un sismo de 2500 años usando un sistema aperticado y dispositivos de LRD y deslizadores planos para el sistema de aislamiento.

Los criterios de pre dimensionamiento que se utilizaron son usados en estructuras convencionales (base fija). Sin embargo, en el presente trabajo no han proporcionado buenos resultados, ya que en todos los casos ha sido necesario aumentar las dimensiones estimadas como mínimo en un 17 % debido a requisitos de rigidez.

Los métodos de análisis estático y modal espectral han demostrado ser útiles para predimensionar el sistema de aislamiento y optimizar el tiempo empleado en el análisis y diseño definitivo de la estructura.

En el presente trabajo se utilizó el método estático para predimensionar el sistema de aislamiento y obtener las fuerzas y desplazamientos mínimos de diseño para la estructura.

Las fuerzas de diseño de la sub y superestructura se han determinado igual a 1036 ( $0.9V_b$ ) y 495 ton ( $1.0V_s$ ) respectivamente para ambas direcciones. Estas fuerzas de diseño son equivalente al 24 % y 11 % del peso sísmico de la estructura.

El máximo desplazamiento de la plataforma de aislamiento determinado mediante un análisis tiempo historia no lineal ( $\lambda_{inf}$ ) es igual a 28 cm para ambas direcciones y es menor al desplazamiento mínimo de 31.3 cm ( $0.8D_{TM}$ ). Por lo tanto, se ha dispuesto una junta de separación alrededor de la estructura de 35 cm en ambas direcciones.

Las derivas obtenidas por el método modal espectral

Las máximas aceleraciones de piso determinadas mediante un análisis tiempo historia no lineal ( $\lambda_{sup}$ ) oscilan entre 0.18 y 0.25g, estos valores cumplen con las recomendaciones de HAZUS para hospitales (0.3g), debajo del cual no se dañarían los elementos no estructurales. En cuanto a la azotea, se ha determinado una aceleración máxima de 0.37g. A pesar de que la azotea sobrepasa el límite recomendado por HAZUS, se acepta este valor ya que la azotea no alberga elementos susceptibles de ser dañados por aceleración.

Las máximas derivas de entrepiso determinadas mediante un análisis tiempo historia no lineal ( $\lambda_{sup}$ ) oscilan entre 2.1 y 3.8‰. Estos valores cumplen con los requisitos de la norma E.031 (5‰). En cuanto a los valores recomendados de HAZUS, algunas de las máximas derivas de entrepiso sobrepasan el valor de 3.3‰, por lo que le correspondería un estado de daño leve (derivadas menores a 6.7‰).

Las máximas derivas obtenidas por el método tiempo historia no lineal son menores en un 20 % respecto a las obtenidas mediante el método modal espectral. Esta reducción solo está presente en los dos primeros entrepisos. El tercer entrepiso no presenta un cambio apreciable entre el análisis tiempo historia y el análisis espectral, mientras que el último entrepiso aumenta en un 20 %.

**Del diseño estructural** Se diseñó el concreto armado de las estructuras según las especificaciones de la norma peruana E.060 para edificios apertados, ya que no existe (en la norma E.060) un apartado especial para el diseño de estructuras aisladas.

Las columnas se han dimensionado de tal manera que sea posible anclar refuerzo de hasta 1" con gancho estándar (60x60cm). Adicionalmente, estas dimensiones han mejorado los efectos del aislamiento al aumentar la rigidez de la superestructura respecto de las dimensiones obtenidas según el criterio de predimensionamiento (50x50cm).

Las columnas han sido diseñadas con el acero mínimo permitido según la norma E.060, ya que sus dimensiones corresponden a requisitos de rigidez y consideraciones constructivas (longitud de anclaje).

Los momentos P delta obtenidos para las vigas del nivel de aislamiento alcanzan valores de hasta 36 ton.m para los aisladores elastoméricos. Estos valores representan en promedio el 30 % del momento último total en las caras de las vigas. Por esta razón, se concluye que en el ejemplo realizado los momentos de segundo orden son importantes en el diseño de las vigas en el nivel de aislamiento.

Una viga típica del nivel de aislamiento está armada con dos fierros corridos de 1" de diámetro en las zonas superior e inferior y bastones de 1". Además, se han colocado seis varillas de  $\phi 3/8$ " distribuidas uniformemente en el alma de la viga. Estas varillas se han colocado con el

fin de controlar los cambios volumétricos que podrían ocurrir en vigas de gran peralte (90 cm o más).

Una viga típica de la superestructura está armada con dos fierros corridos de 3/4" de diámetro en las zonas superior e inferior y bastones de 3/4".

El momento requerido en las vigas del nivel de aislamiento debido a la carga sísmica (momentos P delta y acción lateral) es en promedio el 75 % del total.

Las cimentaciones de las columnas se diseñaron considerando una distribución lineal de la presión sobre el suelo. En todas las zapatas aisladas se colocó el mínimo refuerzo permitido según la norma E.060.

La cimentación del muro de contención se analizó como una viga en voladizo considerando las cargas en servicio y la acción sísmica. En el caso de la acción sísmica se aceptó un factor de seguridad contra el deslizamiento de 1.0 debido a que el muro está arriostrado por las cimentaciones de las columnas perimetrales. El resto de factores de seguridad en cualquiera de los casos están por encima de 2.3

## **8.2. Recomendaciones**

El coeficiente de reducción B debido al amortiguamiento del sistema de aislamiento especificado en la norma E.031 es el mismo que el de la norma norte americana ASCE7 16. Se recomienda ajustar los valores de B a la sismicidad nacional.

Las normas ASCE7 16 y NCh2745 usan sismos de diseño con periodos de retorno de 2500 y 1000 años. Se recomienda hacer un estudio costo beneficio de emplear un sismo de diseño de 1500 años en la norma E.031.

Se recomienda estudiar la posibilidad de incluir un apartado especial en la norma peruana de concreto armado para el diseño de estructuras aisladas, ya que hasta la fecha de publicación de este trabajo la norma E.060 no especifica ninguna consideración especial para el diseño de tales estructuras.

Se recomienda incluir un límite a la máxima aceleración de piso en estructuras que contienen instrumentos o componentes susceptibles de ser dañado por aceleración como lo son los hospitales, ya que hasta la fecha de publicación de este trabajo la norma E.031 de aislamiento sísmico no especifica ningún límite a la aceleración.

## Bibliografía

- [Bridgestone, 2015] Bridgestone (2015). Seismic isolation product line-up.
- [Carreño et al., 1999] Carreño, E., Bravo, B., Suarez, A., and Tordesillas, M. (1999). Registro y tratamiento de acelerogramas. *Física de la Tierra*, 11:81–111.
- [Cevallos, 2016] Cevallos, J. (2016). La infraestructura hospitalaria pública en el Perú. *Congreso de la República*.
- [Chopra, 1995] Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures: theory and applications to earthquake engineering*, chapter Earthquake Dynamics of Base Isolated Buildings. Prentice Hall.
- [Computers and Structures, 2015] Computers, C. and Structures, I. (2015). Analysis reference manual for sap2000, etabs, safe and csbridge.
- [Connor and Laflamme, 2014] Connor, J. and Laflamme, S. (2014). *Base Isolation Systems*, pages 279–344. Springer International Publishing, Cham.
- [Fenz and Constantinou, 2008] Fenz, D. and Constantinou, M. (2008). Mechanical behavior of multi-spherical sliding bearings. *MCEER - Earthquake Engineering to Extreme Events*.
- [FIP, 2015] FIP (2015). Anti-seismic devices: Seismic isolators.
- [Harmsen, 2005] Harmsen, T. E. (2005). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Fondo Editorial PUCP.
- [HAZUS, 2003] HAZUS (2003). Multi-hazard loss estimation methodology, earthquake model, hazus® mh technical manual.
- [Kelly, 2001] Kelly, T. E. (2001). Base isolation of structures: Design guidelines. *Holmes Consulting Group Ltd*.
- [Kircher, 2012] Kircher, C. (2012). *Chapter 12: Seismically Isolated Structures*, pages 1–63.
- [Manohar and Madhekar, 2015] Manohar, S. and Madhekar, S. (2015). *Base Isolation*, pages 387–416. Springer India, New Delhi.
- [Mokha et al., 1990] Mokha, A., Constantinou, M., and Reinhorn, A. (1990). Teflon bearings in base isolation i: Testing. *Journal of Structural Engineering*, 116(2):438–454.
- [Mosquera Maguiña, 2012] Mosquera Maguiña, D. E. (2012). Análisis dinámico de estructuras usando vectores de ritz.
- [Muñoz, 2004] Muñoz, A. (2004). Apuntes del curso ingeniería antisísmica. No publicado.
- [Muñoz, 2016] Muñoz, A. (2016). Clases del curso de técnicas avanzadas de protección sísmica. Maestría en Ingeniería Civil - Escuela de Posgrado.

- [Naeim and Kelly, 1999] Naeim, F. and Kelly, J. M. (1999). *Design of seismic isolated structures: from theory to practice*. John Wiley & Sons.
- [Ottazzi, 2016a] Ottazzi, G. (2016a). *Apuntes del Curso Análisis Estructural 1*. Publicaciones para la Docencia.
- [Ottazzi, 2016b] Ottazzi, G. (2016b). *Apuntes del Curso Concreto Armado 1*. Publicaciones para la Docencia.
- [PRISMA, 2017] PRISMA (2017). *Diseño de concreto armado*. No publicado.
- [San Bartolomé, 1998] San Bartolomé, Á. (1998). *Análisis de edificios*. Pontificia Universidad Católica del Perú Fondo Editorial.
- [SENCICO, 2006a] SENCICO (2006a). *Norma E.020 Cargas*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- [SENCICO, 2006b] SENCICO (2006b). *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- [SENCICO, 2006c] SENCICO (2006c). *Norma E.070 Albañilería*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- [SENCICO, 2009] SENCICO (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- [SENCICO, 2018a] SENCICO (2018a). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- [SENCICO, 2018b] SENCICO (2018b). *Norma E.031 Aislamiento Sísmico*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**

**DISEÑO DE UN HOSPITAL CON AISLAMIENTO SÍSMICO  
SEGÚN LA NORMATIVA PERUANA**

**ANEXOS**

Tesis para optar el título de **INGENIERO CIVIL**, que presenta el bachiller:

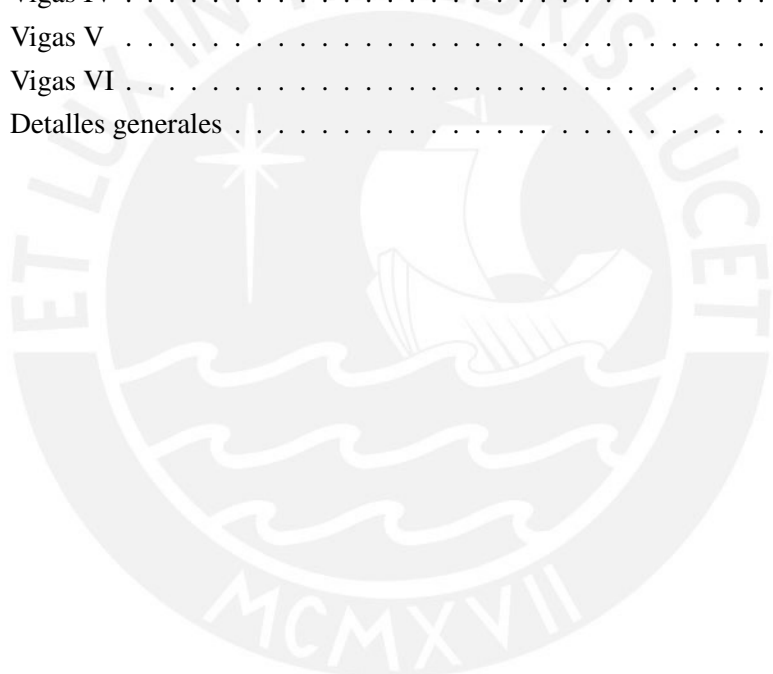
**AYMAR RAÚL PORTILLO CAZORLA**

**Asesor: Juan Alejandro Muñoz Peláez**

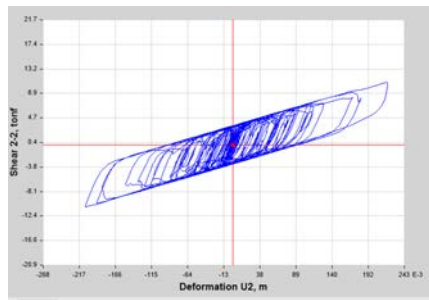
Lima, Noviembre del 2018

# Índice

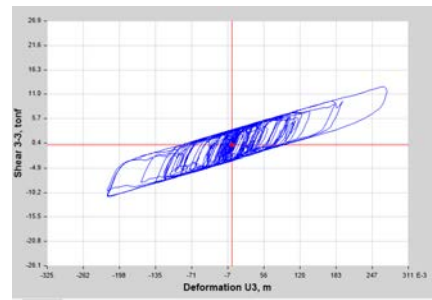
<b>1. Diagramas de histéresis de los dispositivos</b>	<b>3</b>
<b>2. Planos de estructuras</b>	<b>15</b>
2.1. Planta de cimentación y vigas de cimentación . . . . .	15
2.2. Cortes de cimentación y escaleras . . . . .	15
2.3. Encofrado de techo del nivel de aislamiento superior . . . . .	15
2.4. Encofrado de techo del primer y segundo piso . . . . .	15
2.5. Encofrado de techo del tercer piso . . . . .	15
2.6. Encofrado de techo del cuarto piso . . . . .	15
2.7. Vigas I . . . . .	15
2.8. Vigas II . . . . .	15
2.9. Vigas III . . . . .	15
2.10. Vigas IV . . . . .	15
2.11. Vigas V . . . . .	15
2.12. Vigas VI . . . . .	15
2.13. Detalles generales . . . . .	15



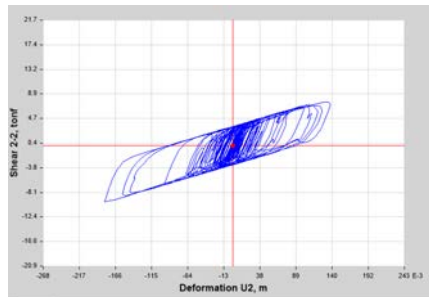
# 1. Diagramas de histéresis de los dispositivos



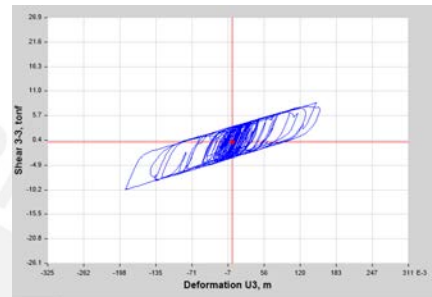
(a) K16 - CURICO XX



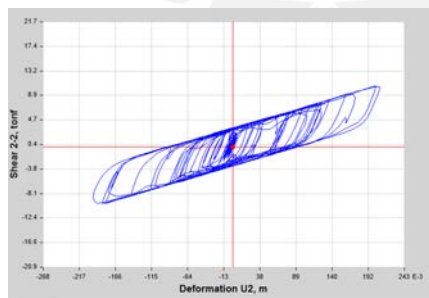
(b) K16 - CURICO YY



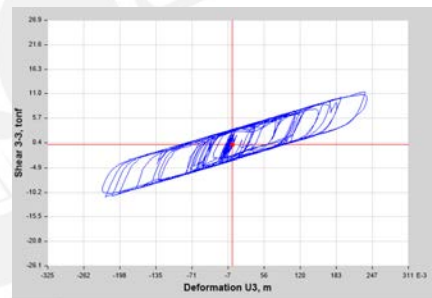
(c) K16 - HUALANE XX



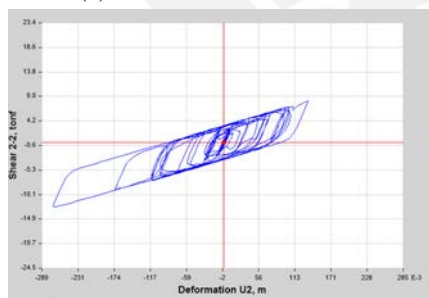
(d) K16 - HUALANE YY



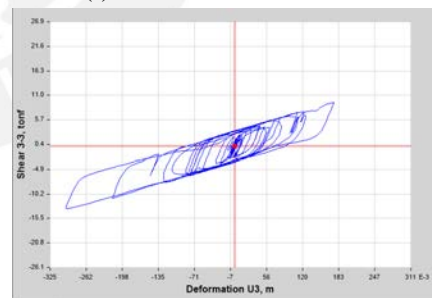
(e) K16 - SANTIAGO XX



(f) K16 - SANTIAGO YY

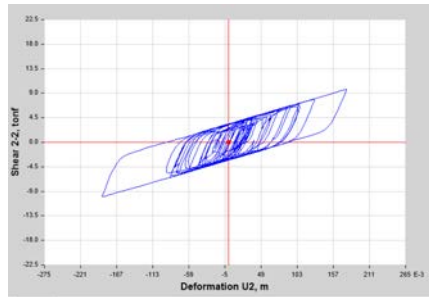


(g) K16 - T66 XX

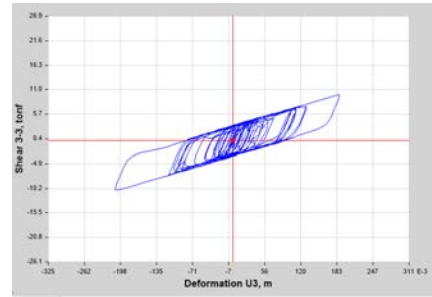


(h) K16 - T66 YY

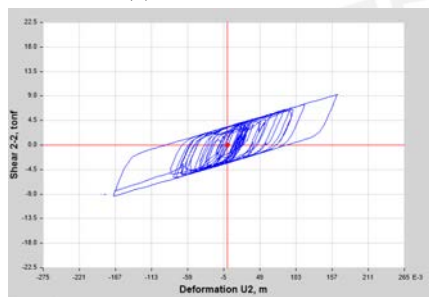
Figura 1: Diagramas de histéresis del dispositivo K16 (AS1) - límite inferior



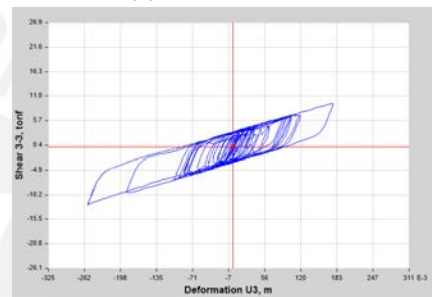
(a) K16 - T70 XX



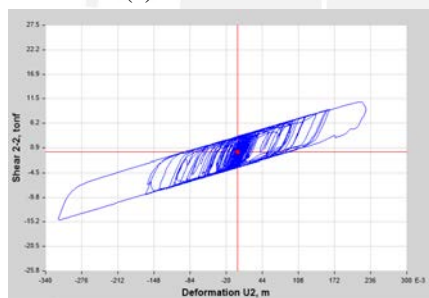
(b) K16 - T70 YY



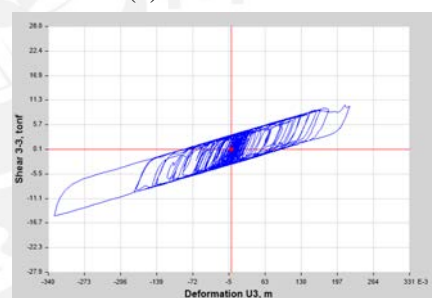
(c) K16 - T74 XX



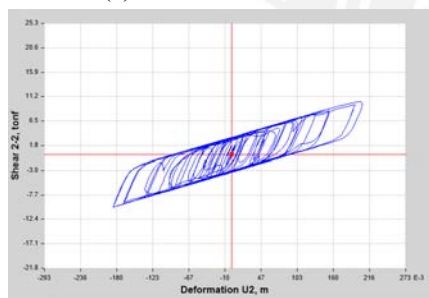
(d) K16 - T74 YY



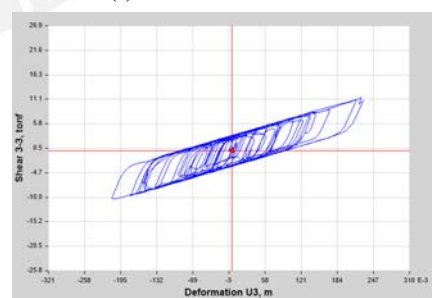
(e) K16 - TALCA XX



(f) K16 - TALCA YY

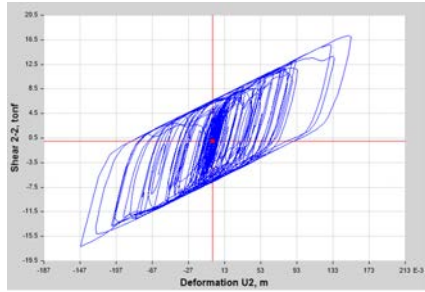


(g) K16 - TOCOPILLA XX

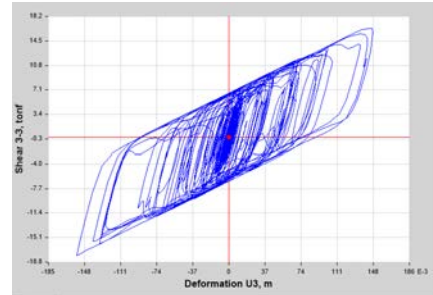


(h) K16 - TOCOPILLA YY

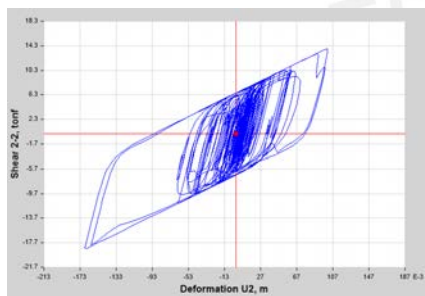
Figura 2: Diagramas de histéresis del dispositivo K16 (AS1) - límite inferior



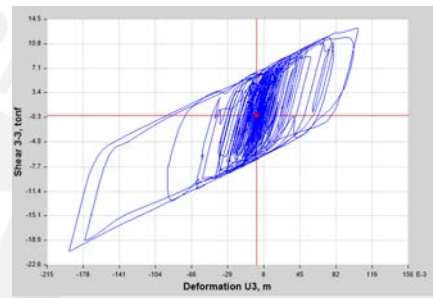
(a) K16 - CURICO XX



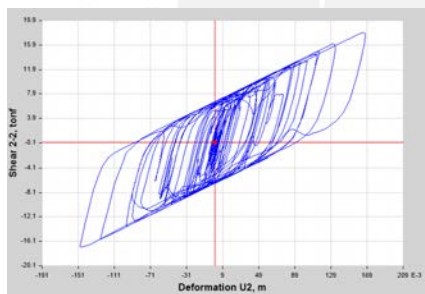
(b) K16 - CURICO YY



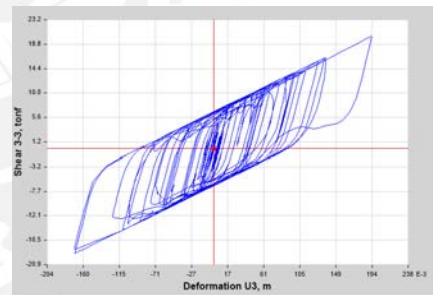
(c) K16 - HUALANE XX



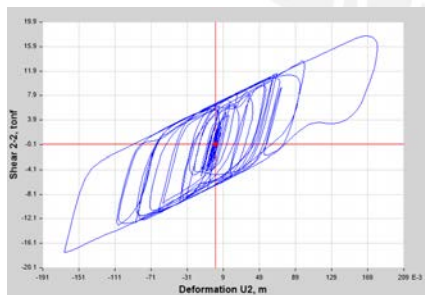
(d) K16 - HUALANE YY



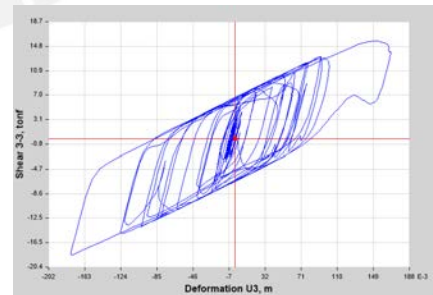
(e) K16 - SANTIAGO XX



(f) K16 - SANTIAGO YY

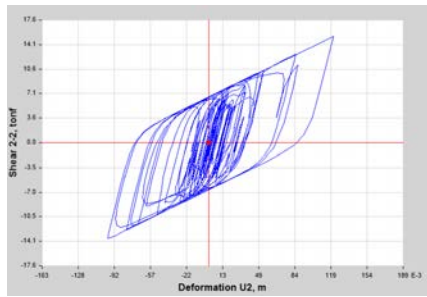


(g) K16 - T66 XX

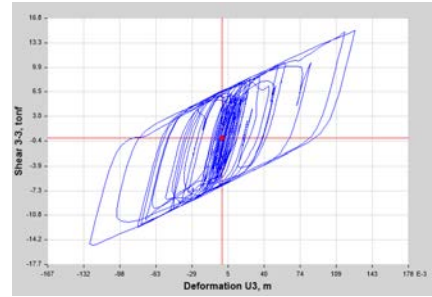


(h) K16 - T66 YY

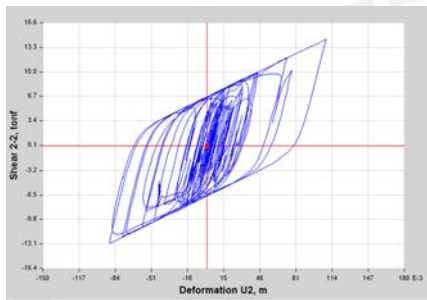
Figura 3: Diagramas de histéresis del dispositivo K16 (AS1) - límite superior



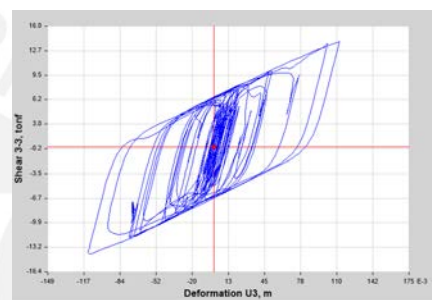
(a) K16 - T70 XX



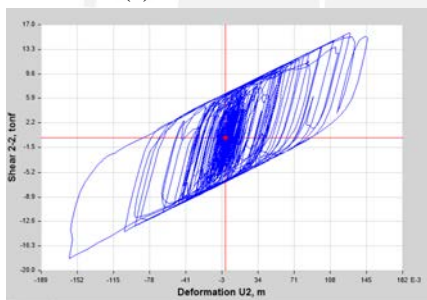
(b) K16 - T70 YY



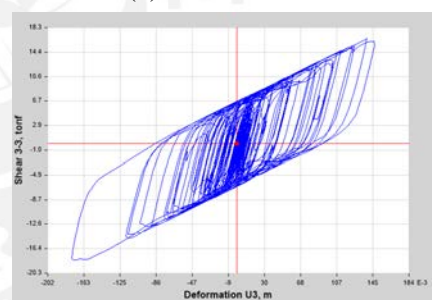
(c) K16 - T74 XX



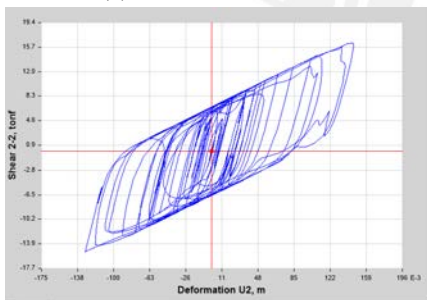
(d) K16 - T74 YY



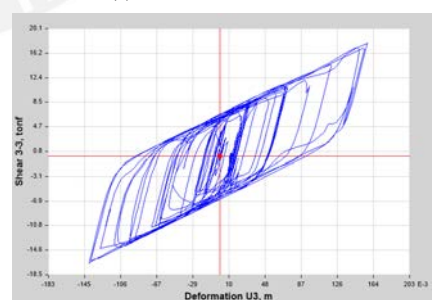
(e) K16 - TALCA XX



(f) K16 - TALCA YY

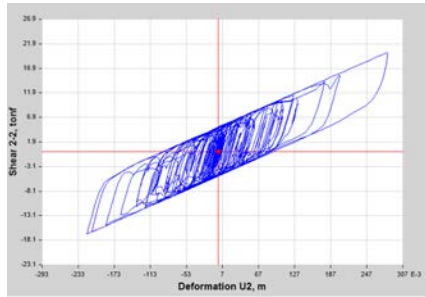


(g) K16 - TOCOPILLA XX

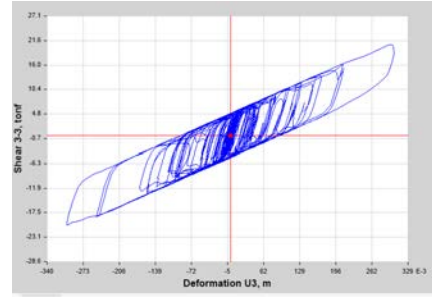


(h) K16 - TOCOPILLA YY

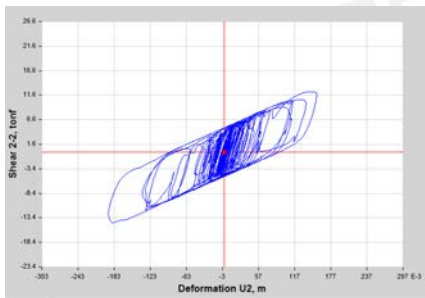
Figura 4: Diagramas de histéresis del dispositivo K16 (AS1) - límite superior



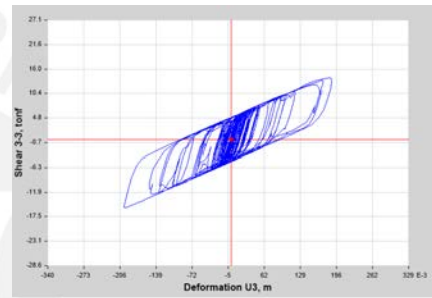
(a) K2 - CURICO XX



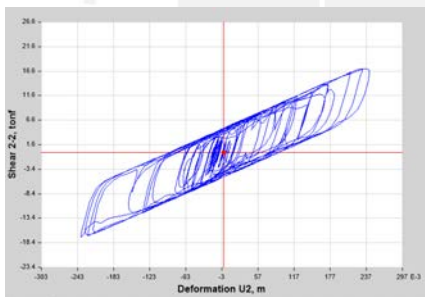
(b) K2 - CURICO YY



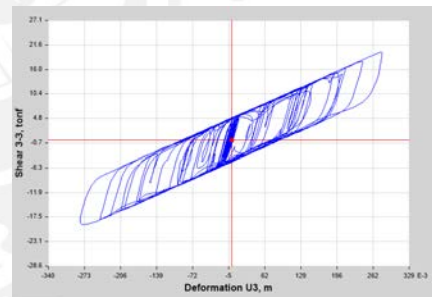
(c) K2 - HUALANE XX



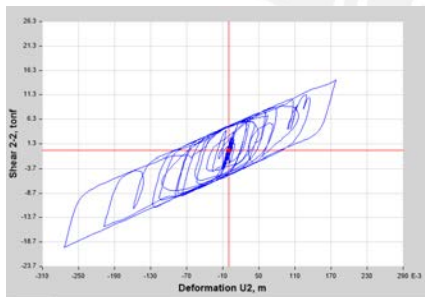
(d) K2 - HUALANE YY



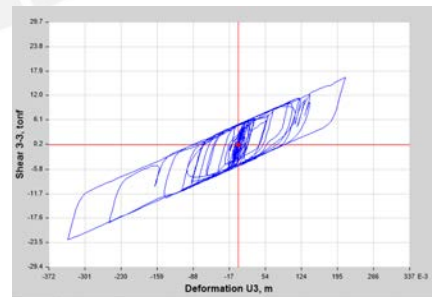
(e) K2 - SANTIAGO XX



(f) K2 - SANTIAGO YY

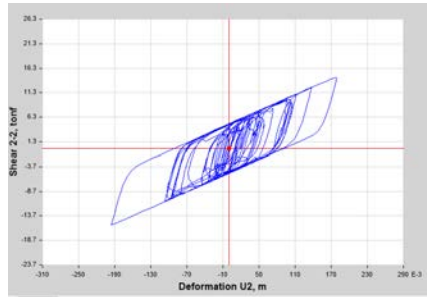


(g) K2 - T66 XX

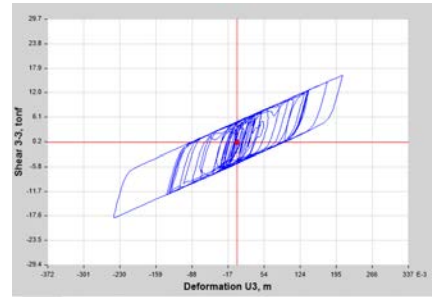


(h) K2 - T66 YY

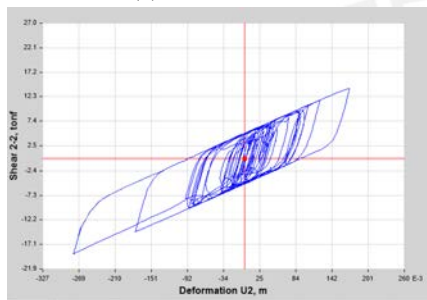
Figura 5: Diagramas de histéresis del dispositivo K2 (AS2) - límite inferior



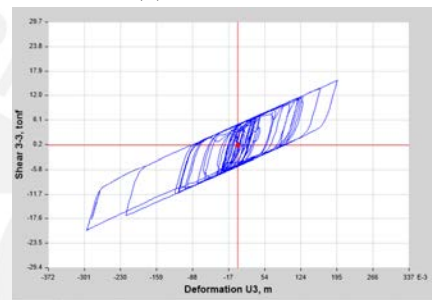
(a) K2 - T70 XX



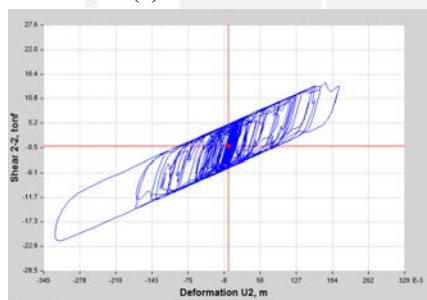
(b) K2 - T70 YY



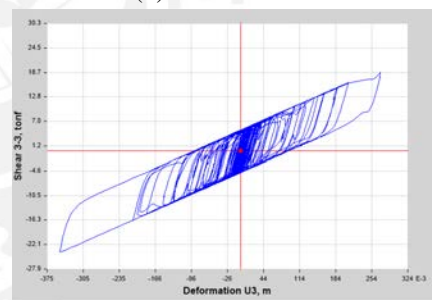
(c) K2 - T74 XX



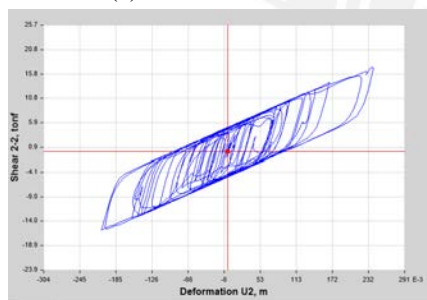
(d) K2 - T74 YY



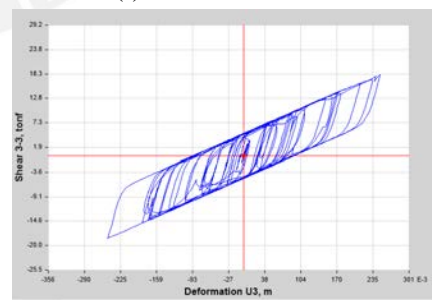
(e) K2 - TALCA XX



(f) K2 - TALCA YY

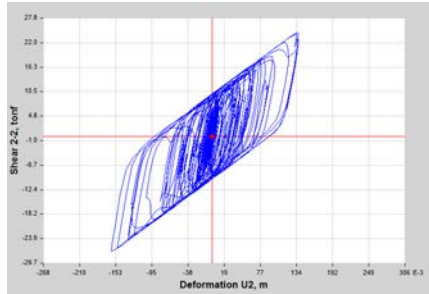


(g) K2 - TOCOPILLA XX

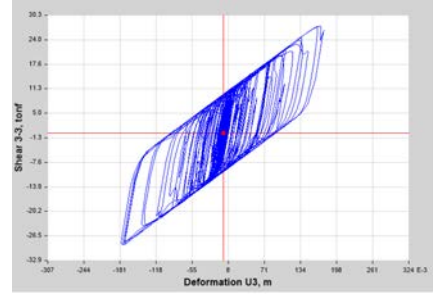


(h) K2 - TOCOPILLA YY

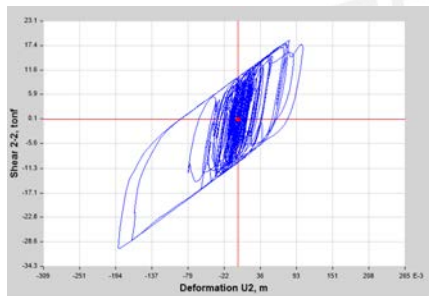
Figura 6: Diagramas de histéresis del dispositivo K2 (AS2) - límite inferior



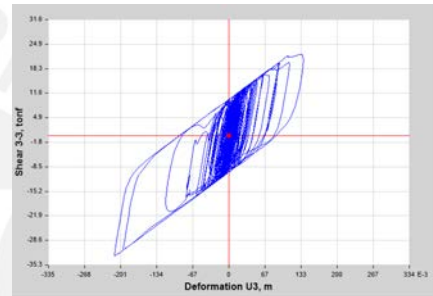
(a) K2 - CURICO XX



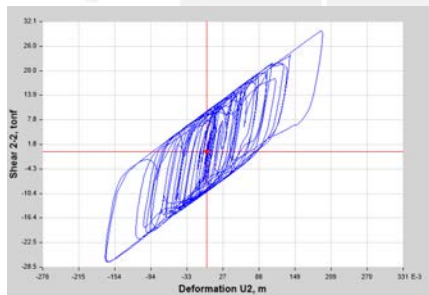
(b) K2 - CURICO YY



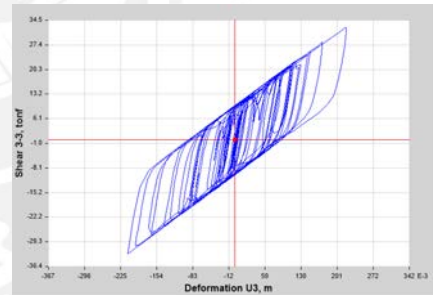
(c) K2 - HUALANE XX



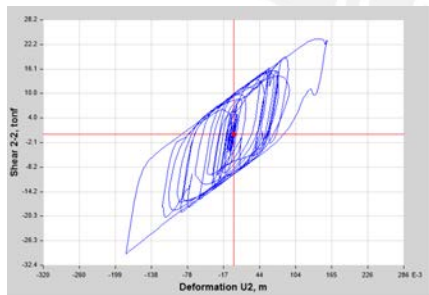
(d) K2 - HUALANE YY



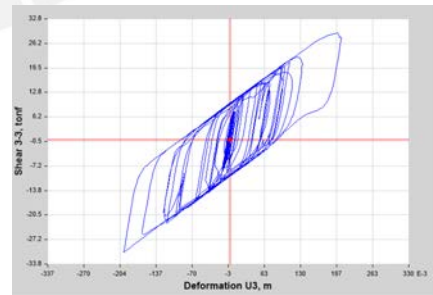
(e) K2 - SANTIAGO XX



(f) K2 - SANTIAGO YY

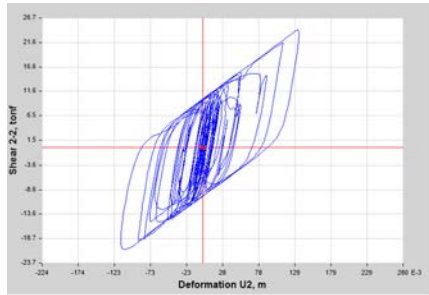


(g) K2 - T66 XX

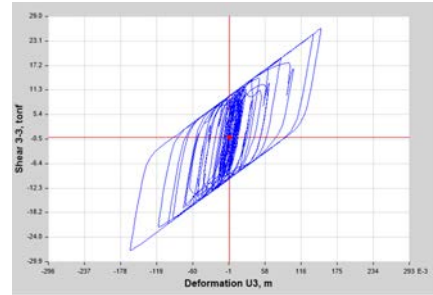


(h) K2 - T66 YY

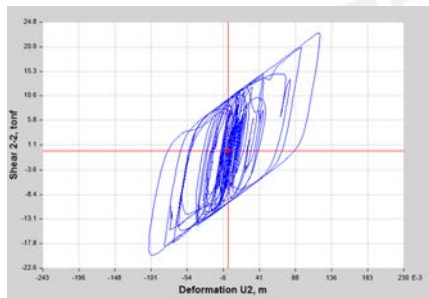
Figura 7: Diagramas de histéresis del dispositivo K2 (AS2) - límite superior



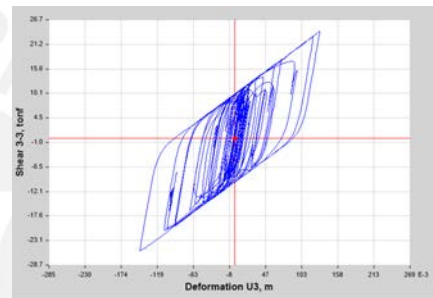
(a) K2 - T70 XX



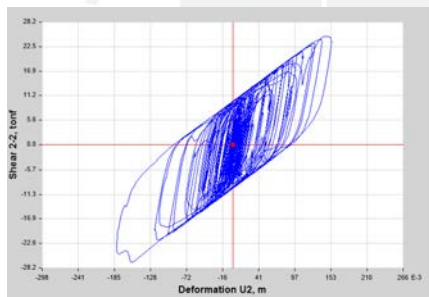
(b) K2 - T70 YY



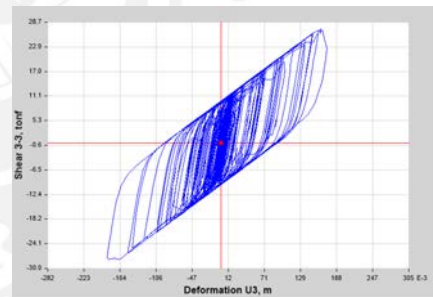
(c) K2 - T74 XX



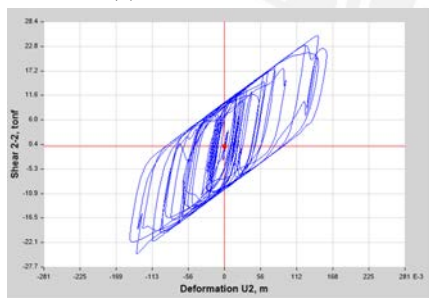
(d) K2 - T74 YY



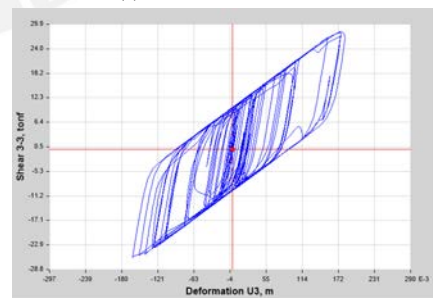
(e) K2 - TALCA XX



(f) K2 - TALCA YY

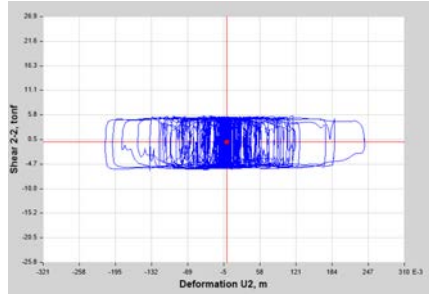


(g) K2 - TOCOPILLA XX

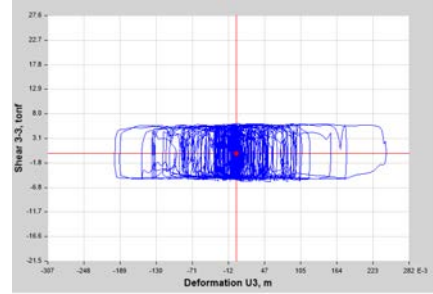


(h) K2 - TOCOPILLA YY

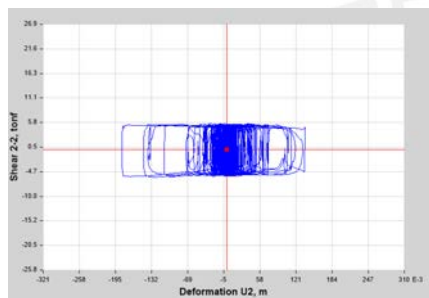
Figura 8: Diagramas de histéresis del dispositivo K2 (AS2) - límite superior



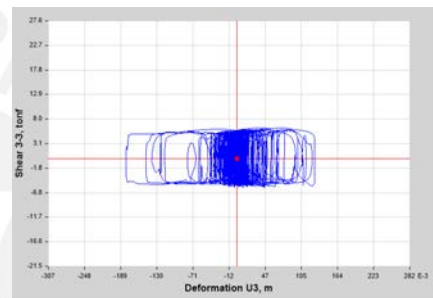
(a) K27 - CURICO XX



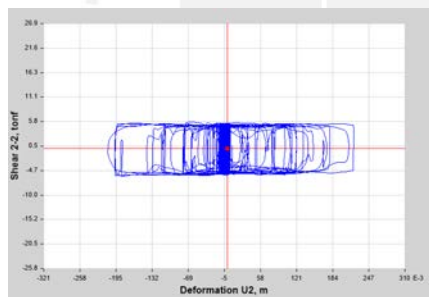
(b) K27 - CURICO YY



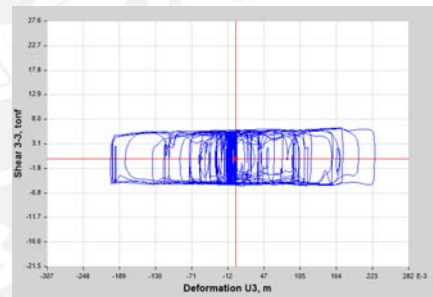
(c) K27 - HUALANE XX



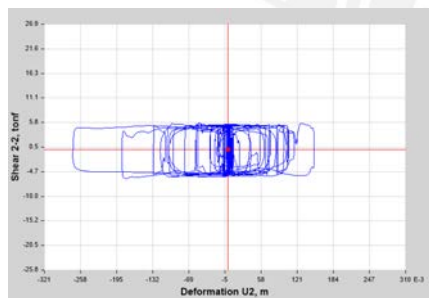
(d) K27 - HUALANE YY



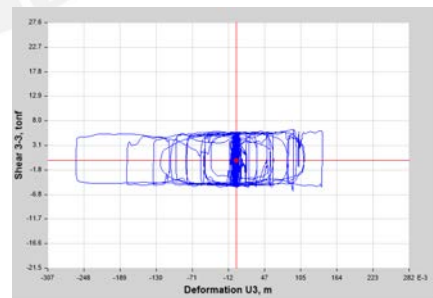
(e) K27 - SANTIAGO XX



(f) K27 - SANTIAGO YY

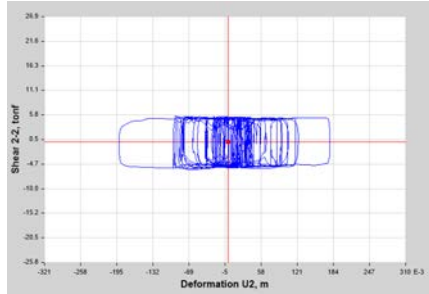


(g) K27 - T66 XX

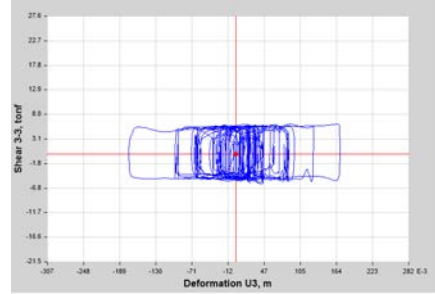


(h) K27 - T66 YY

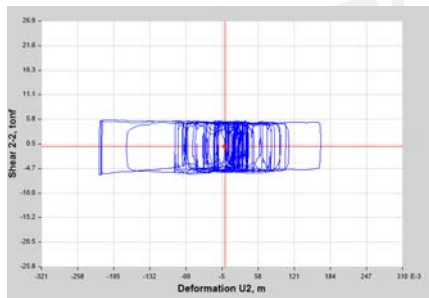
Figura 9: Diagramas de histéresis del dispositivo K27 (SL1) - límite inferior



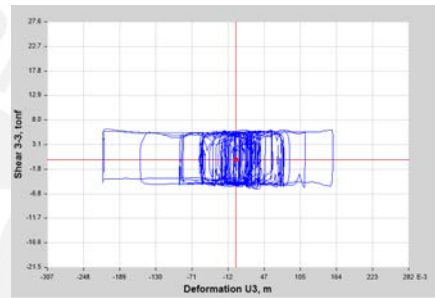
(a) K27 - T70 XX



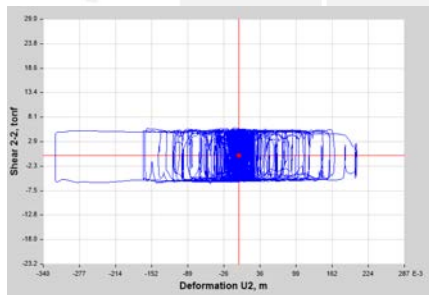
(b) K27 - T70 YY



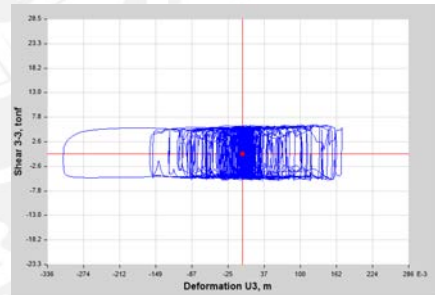
(c) K27 - T74 XX



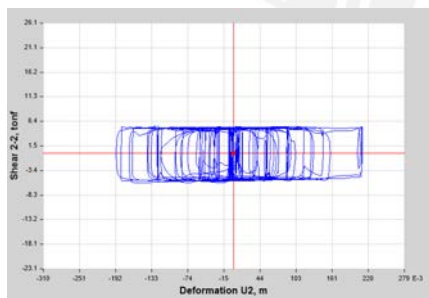
(d) K27 - T74 YY



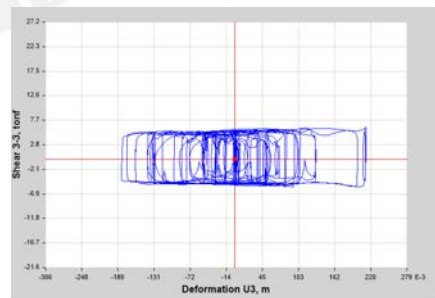
(e) K27 - TALCA XX



(f) K27 - TALCA YY

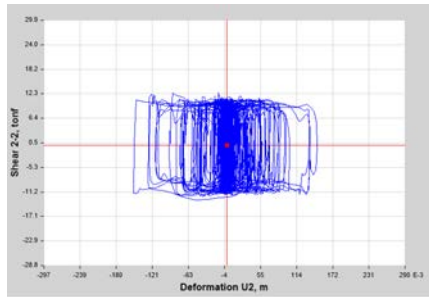


(g) K27 - TOCOPILLA XX

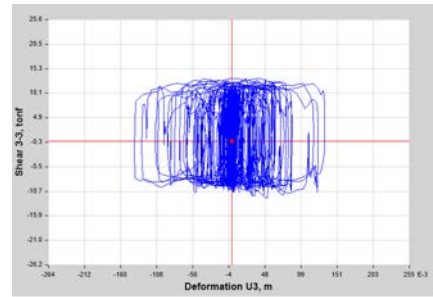


(h) K27 - TOCOPILLA YY

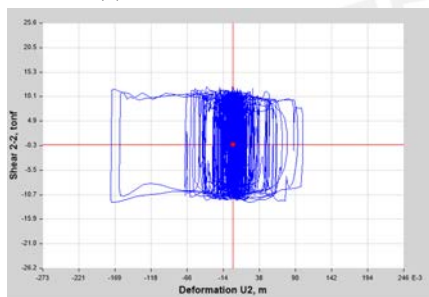
Figura 10: Diagramas de histéresis del dispositivo K27 (SL1) - límite inferior



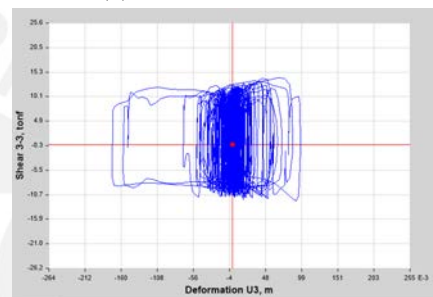
(a) K27 - CURICO XX



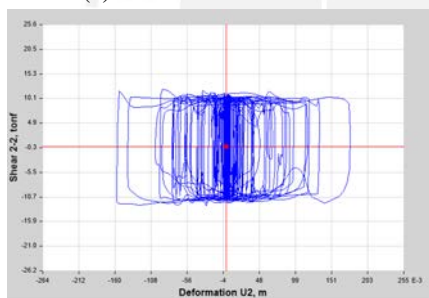
(b) K27 - CURICO YY



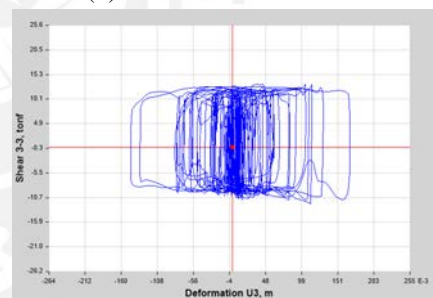
(c) K27 - HUALANE XX



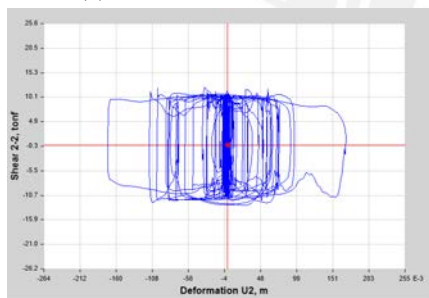
(d) K27 - HUALANE YY



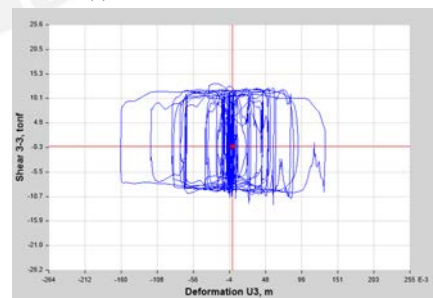
(e) K27 - SANTIAGO XX



(f) K27 - SANTIAGO YY

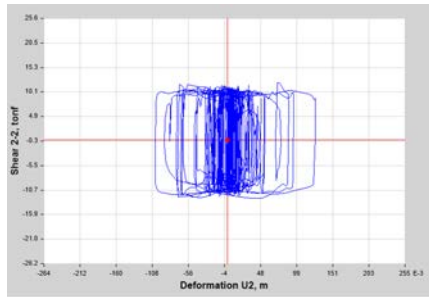


(g) K27 - T66 XX

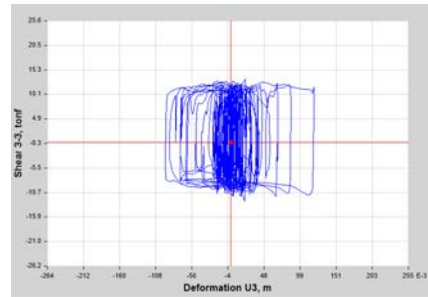


(h) K27 - T66 YY

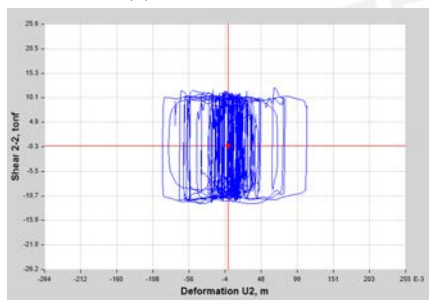
Figura 11: Diagramas de histéresis del dispositivo K27 (SL1) - límite superior



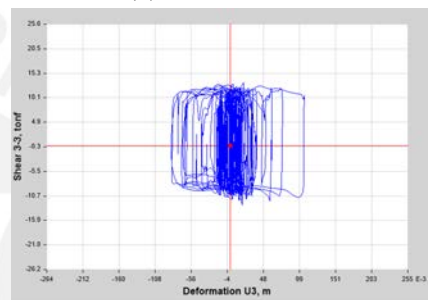
(a) K27 - T70 XX



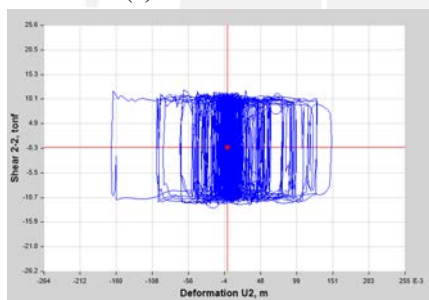
(b) K27 - T70 YY



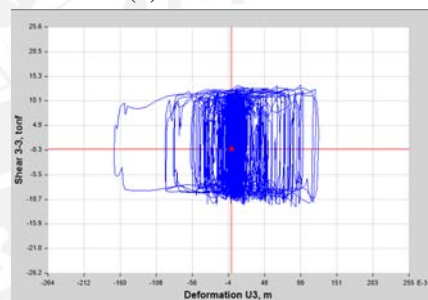
(c) K27 - T74 XX



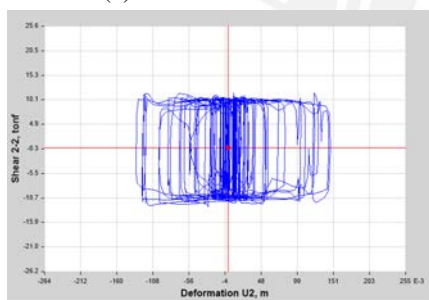
(d) K27 - T74 YY



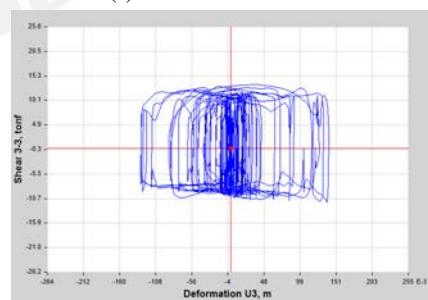
(e) K27 - TALCA XX



(f) K27 - TALCA YY



(g) K27 - TOCOPILLA XX



(h) K27 - TOCOPILLA YY

Figura 12: Diagramas de histéresis del dispositivo K27 (SL1) - límite superior

## **2. Planos de estructuras**

**2.1. Planta de cimentación y vigas de cimentación**

**2.2. Cortes de cimentación y escaleras**

**2.3. Encofrado de techo del nivel de aislamiento superior**

**2.4. Encofrado de techo del primer y segundo piso**

**2.5. Encofrado de techo del tercer piso**

**2.6. Encofrado de techo del cuarto piso**

**2.7. Vigas I**

**2.8. Vigas II**

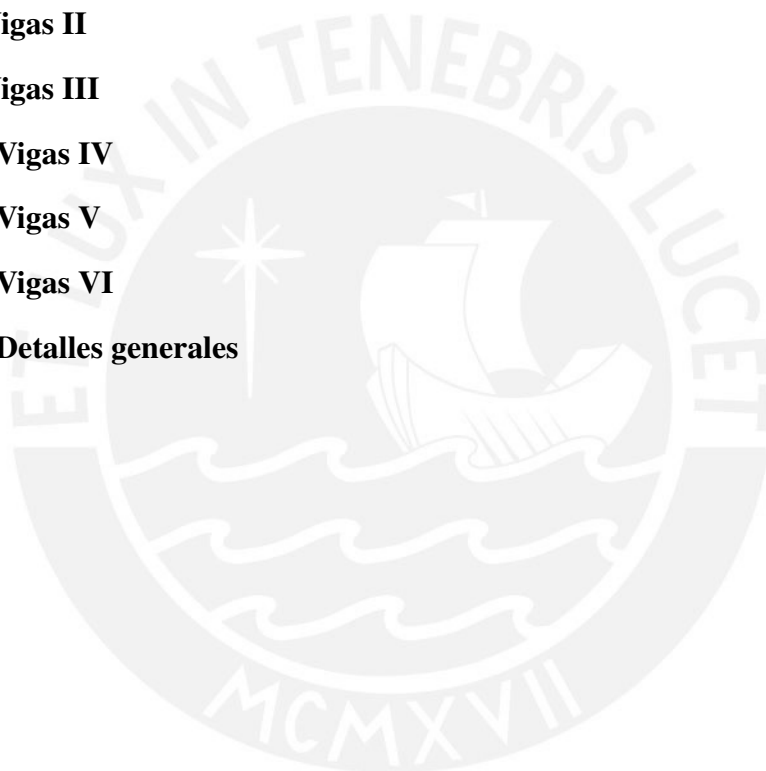
**2.9. Vigas III**

**2.10. Vigas IV**

**2.11. Vigas V**

**2.12. Vigas VI**

**2.13. Detalles generales**



# HOSPITAL HAMILTON MAKI CON AISLAMIENTO SÍSMICO

## DISTRITO DE HUANCAYO, REGIÓN JUNÍN

### RELACIÓN DE PLANOS

PLANO No.	TÍTULO
E-01	PLANTA DE CIMENTACIÓN Y VIGAS DE CIMENTACIÓN
E-02	CORTES DE CIMENTACIÓN Y ESCALERAS
E-03	ENCORRADO DE TECHO DEL NIVEL DE AISLAMIENTO SUPERIOR
E-04	ENCORRADO DE TECHO DEL 1ER Y 2DO PISO
E-05	ENCORRADO DE TECHO DEL 3ER PISO
E-06	ENCORRADO DE TECHO DEL 4TO PISO
E-07	VIGAS I
E-08	VIGAS II
E-09	VIGAS III
E-10	VIGAS IV
E-11	VIGAS V
E-12	VIGAS VI
E-13	DETALLES GENERALES

### ÍNDICE DE NOMENCLATURAS

N	NIVEL
N.T	NIVEL DE TERRENO
N.P.T	NIVEL DE PISO TERMINADO
N.S.L	NIVEL SUPERIOR DE LOSA
N.J.T	NIVEL DE JARDÍN TERMINADO
N.F.Z	NIVEL DE FONDO DE ZAPATA
N.F.S	NIVEL DE FONDO DE SOLADO
N.F.Z	NIVEL DE FONDO DE FALSA ZAPATA
N.F.C.C	NIVEL DE FONDO DE CEMENTO CORRIDO SUPERIOR
INF	INTERIOR
IMP	TIPO
MIN	MÍNIMO
MAX	MÁXIMO
ESC	ESCALA
S/E	SIN ESCALA
@	A CADA/MÁSTRA
Ø	DIÁMETRO
RTO	RESTO
EXTR	EXTREMO

### ESPECIFICACIONES GENERALES

- ADemás de estos planos, DEBEN CONSIDERARSE ADUELOS DE LAS OTRAS ESPECIALIDADES DEL PROYECTO.
- ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS, CUALQUIER DISCREPANCIA DEBE SER REPORTADA OPORTUNAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
- LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y SUS REFUERZOS NO DEBEN SER OBTENIDOS DE UNA MEDICIÓN DIRECTA EN ESTOS PLANOS.
- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBEN SER CONSTATADAS POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR CON LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
- DURANTE LA OBRA, EL CONTRATISTA ES RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN.
- LOS MATERIALES Y LA MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS INDICADOS EN LAS EDICIONES VIGENTES DE LOS REGLAMENTOS RELEVANTES PARA EL PERÚ.
- REVISAR LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS QUE SE ADJUNTAN PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS.

### CARGAS

CARGAS VIVAS:-	E-020
REGLAMENTO	
CUARTOS	200 kg/m <sup>2</sup>
SALAS DE OPERACIÓN, LABORATORIOS Y ZONAS DE SERVICIO	300 kg/m <sup>2</sup>
OFICINAS Y SALAS DE COMPUTACIÓN	250 kg/m <sup>2</sup>
CORRIDORES Y ESCALERAS	400 kg/m <sup>2</sup>
ESTACIONAMIENTOS	250 kg/m <sup>2</sup>
SALAS DE ARCHIVO	300 kg/m <sup>2</sup>
AMBIENTES PARA ASAMBLEA Y DEPÓSITOS	400 kg/m <sup>2</sup>
CUARTOS DE MÁQUINAS	300 kg/m <sup>2</sup>
AZOTEAS SIN EQUIPOS	100 kg/m <sup>2</sup>

PARAMETROS SÍSMICOS	E-0.20E-0.30, E-0.31
REGLAMENTO	
FACTOR DE ZONA, Z (SISMO DE DISEÑO)	0.35
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DEL SISMO DE DISEÑO AL MÁXIMO	15
FACTOR DE USO, U	1.00 (PARA EDIFICIOS AISLADOS)
FACTOR DE SUELO, S	1.0
COEFICIENTES DE REDUCCIÓN PARA LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS, R	R <sub>v</sub> =2.00 (SUPERESTRUCTURA AISLADA) R <sub>v</sub> =1.00 (SUPERESTRUCTURA EN SISTEMA DE AISLAMIENTO)

DESEMPEÑO	DERIVA MÁXIMA PERMISIBLE
3.5/1000	ANÁLISIS ESPECTRAL
5.0/1000	ANÁLISIS TIEMPO DE HISTORIA

REGLAMENTO	E-0.30
FACTOR DE ZONA, Z	0.35
FACTOR DE USO, U	1.00
FACTOR DE SUELO, S	1.00
COEFICIENTES DE REDUCCIÓN PARA LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS, R	R <sub>v</sub> =2.00 (REGULAR, PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO) R <sub>v</sub> =1.00 (REGULAR, PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO)
RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO	
DIRECCIÓN X-X'	
-T <sub>ax</sub> = 2402 kgp	
-V <sub>ax(isub)</sub> = 1036 Ton	-V <sub>ax(isup)</sub> = 495 Ton
-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 30.0 cm	
-MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.00339 in	
DIRECCIÓN Y-Y'	
-T <sub>yx</sub> = 2263 kgp	
-V <sub>yx(isub)</sub> = 1036 Ton	-V <sub>yx(isup)</sub> = 495 Ton
-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 31.0 cm	
-MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.00381 in	

### CIMENTACIONES

TIPO DE CIMENTACIÓN	ZAPATAS AISLADAS Y LOSAS DE CIMENTACIÓN
ESTRATO DE APORTE	ARENA ARENOSA, SER COMPACTA
PROFUNDIDAD MÍNIMA DE CIMENTACIÓN	120cm por debajo del piso terminado
PRESIÓN ADMISIBLE	134 kg/cm <sup>2</sup>
MÁXIMO ASENTAMIENTO ESPERADO	2.54 cm
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO	NO SE ENCONTRÓ NIVEL FREÁTICO

### CONCRETO

- COLOCACIÓN:-**
  - EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MÁS CERCA POSIBLE DE SU UBICACIÓN FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACIÓN DEBIDA A SU MANIPULACIÓN O TRANSPORTE.
  - LA COLOCACIÓN DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLÁSTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FACILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE LOS REFUERZOS.
  - NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRANOS.
  - NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUÉS DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO LUEGO DE SU FRAGUADO INICIAL.
  - UNA VEZ INICIADA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, ÉSTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACIÓN CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCIÓN DEFINIDA POR SUS LÍMITES O JUNTAS ESPECIFICADAS.
  - LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS COLOCADAS ENTRE ENCORRADOS VERTICALES DEBE ESTAR A NIVEL.
  - TODO CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACIÓN Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO AL REDEDOR DEL REFUERZO, DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESCUINAS DE LOS ENCORRADOS.
- CURADO:-**
  - A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-02, EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10° C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS DÍAS DESPUÉS DEL VACIADO (EXCEPTO CUANDO SE EMPLEE CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).
  - EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL DEBE MANTENERSE POR ENCIMA DE 10° C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS LOS 3 PRIMEROS DÍAS DESPUÉS DEL VACIADO, A EXCEPCIÓN DE CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-02.
- ENCORRADO:-**
  - LOS ENCORRADOS PARA EL CONCRETO DEBEN SER DISEÑADOS Y CONSTRUIDOS POR UN PROFESIONAL RESPONSABLE, DE ACUERDO A LOS REGLAMENTOS VIGENTES. EL CONSTRUCTOR SERÁ EL RESPONSABLE DE SU SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA PROYECTADA.
- CALIDAD DEL CONCRETO:-**

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS, (f' <sub>c</sub> )	TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MÁXIMO
FALSAS ZAPATAS (CONCRETO CICLOPEO) + BLOQUE PIEDRA GRANDE EN VOLUMEN	100 kg/cm <sup>2</sup>	6"	4"
CEMENTOS CORRIDOS DE CONCRETO SIMPLE (CONCRETO CICLOPEO) + BLOQUE PIEDRA GRANDE EN VOLUMEN	140 kg/cm <sup>2</sup>	4"	4"
ZAPATAS AISLADAS DE LAS COLUMNAS	280 kg/cm <sup>2</sup>	2"	4"
ZAPATAS CORRIJAS DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN	280 kg/cm <sup>2</sup>	2"	4"
MUROS DE CONTENCIÓN	280 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
COLUMNAS	280 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
VIGAS DE CIMENTACIÓN	280 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
VIGAS Y LOSAS EN LOS ENCORRADOS DE TECHO	280 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
VIGAS DEL NIVEL DE AISLACIÓN	280 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
DADOS DEL NIVEL DE AISLACIÓN	280 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"

### ACERO DE REFUERZO

- El esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo es 4200 kg/cm<sup>2</sup>
- El acero antes del vaciado no deberá contar problemas de oxidación

### TABQUERÍA O MUROS NO ESTRUCTURALES

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS KING BLOCK (X1X19-39) MUROS INTERIORES	
ANCHO	0.74 m
ALTO	0.19 m
LARGO	0.19 m
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIN CONCRETO	7 Mpa
DENSIDAD	2.1 ton/m <sup>3</sup>
PESO POR UNIDAD	12.5 kg
PESO DEL MURO SIN CONCRETO LIGADO	168 kg/m <sup>2</sup>

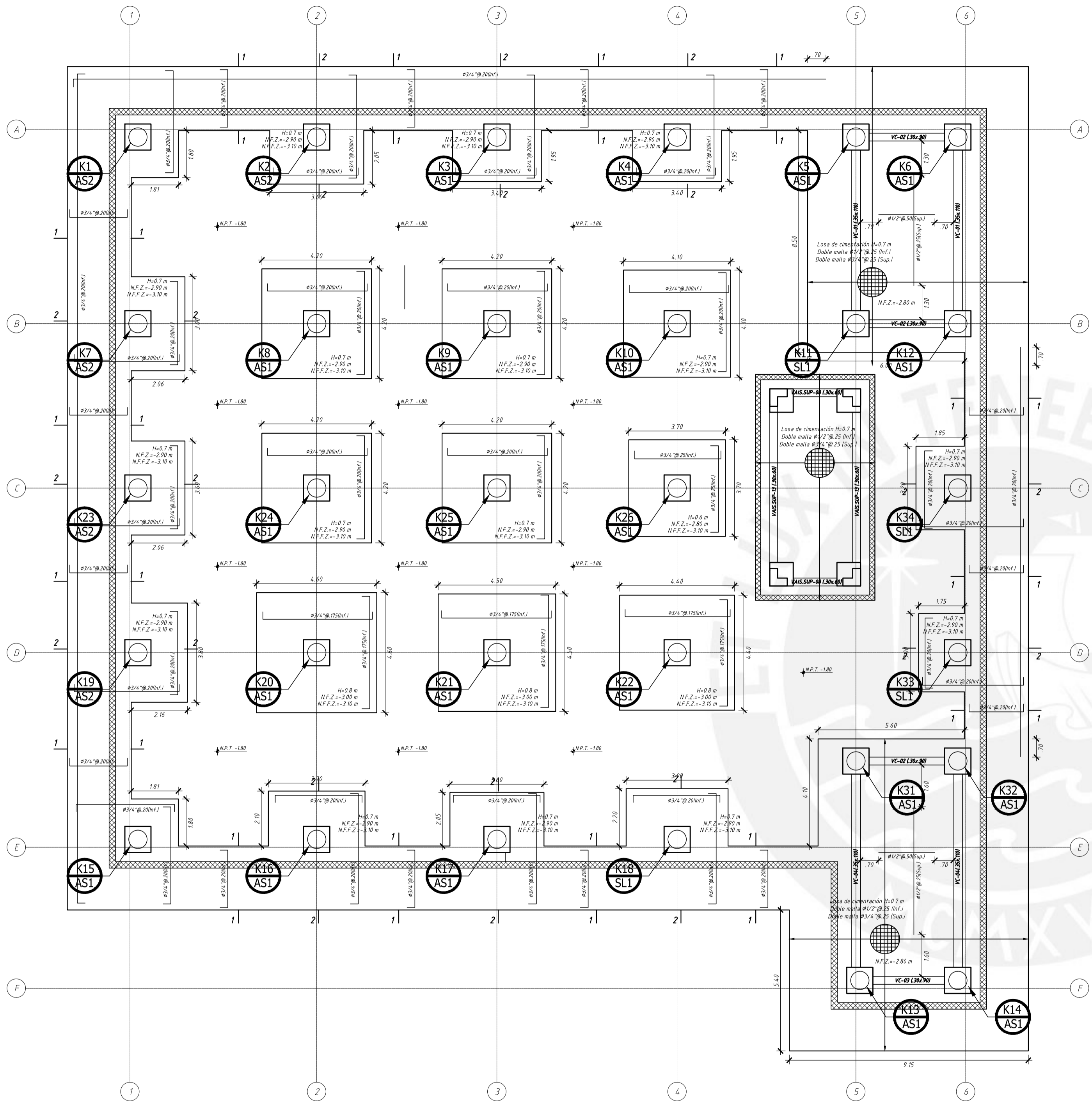
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS KING BLOCK TIPO IV (CERCO PERIMÉTRICO)	
ANCHO	0.09 m
ALTO	0.15 m
LARGO	0.23 m
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	13 Mpa
DENSIDAD	1.8 ton/m <sup>3</sup>
PESO POR UNIDAD	2.7 kg

### PROPIEDADES MÍNIMAS Y MÁXIMAS DE LOS DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO

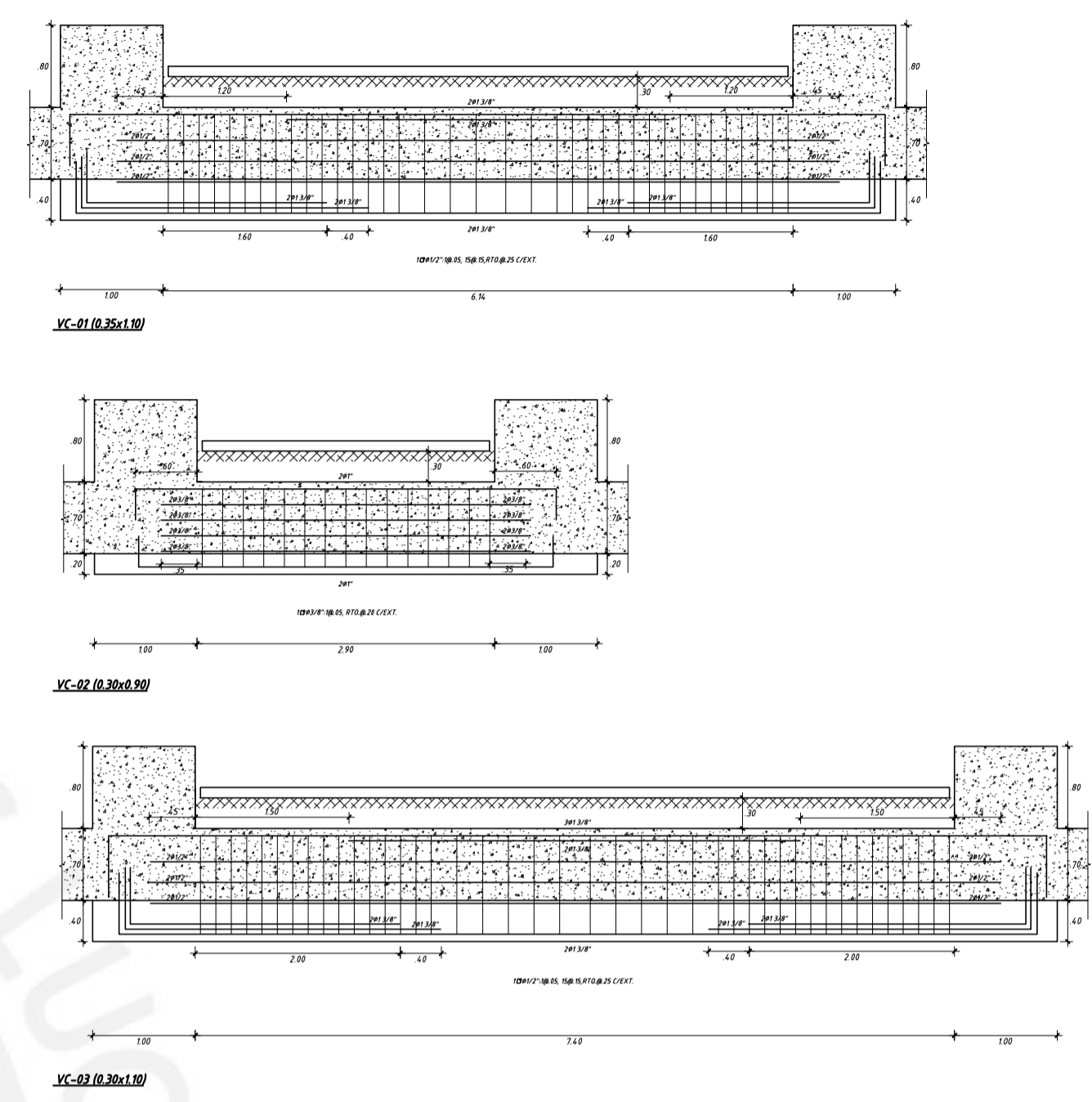
DISPOSITIVO	R MIN (Ton/m)	R MAX (Ton/m)	Ø MÍNIMO	Ø MÁXIMO
AS1	50	110	16	18
AS2	72	170	14	20
SL1	28	76	67	64

### CONSIDERACIONES PARA LOS DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO QUE SE INSTALARÁN EN OBRA

- TODO LOS DISPOSITIVOS DEBERÁN SER ENSAYADOS ANTES DE SER INSTALADOS SEGÚN LAS DISPOSICIONES DE LA NORMA E.021
- LAS PROPIEDADES MÍNIMAS Y MÁXIMAS DE LOS DISPOSITIVOS INCLUYEN FACTORES DE TEMPERATURA, ENTENDIMIENTO, ENVEJECIMIENTO, VARIACIÓN DE LA CARGA Y VARIACIONES EN LA FABRICACIÓN.
- LOS ENSAYOS DE LOS DISPOSITIVOS DEBERÁN SER VALIDADOS POR EL ESPECIALISTA RESPONSABLE DEL DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO.

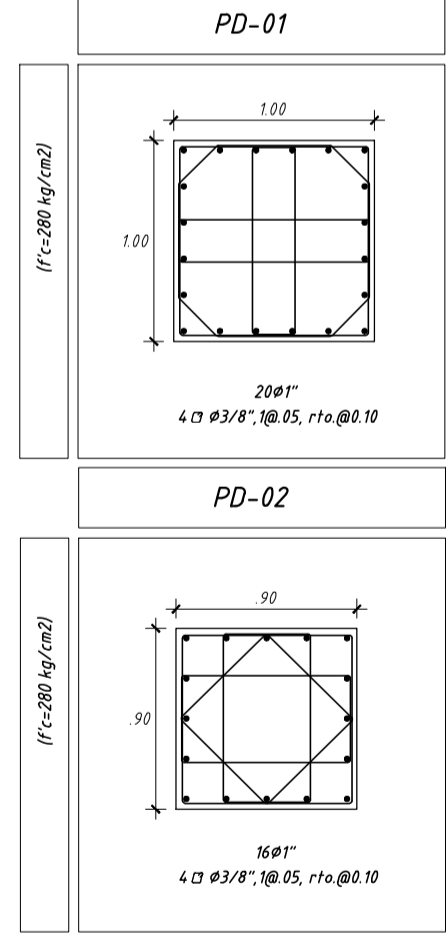


PLANTA CIMENTACIÓN  
ESCALA 1:75

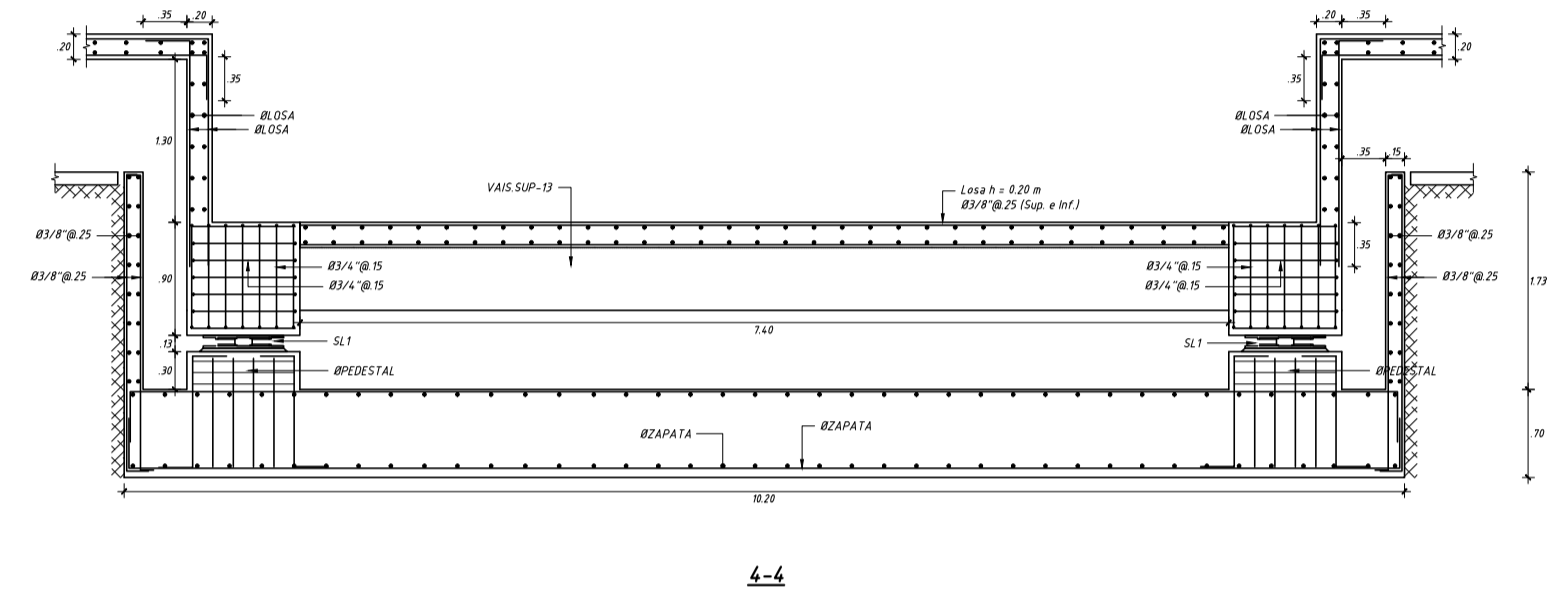
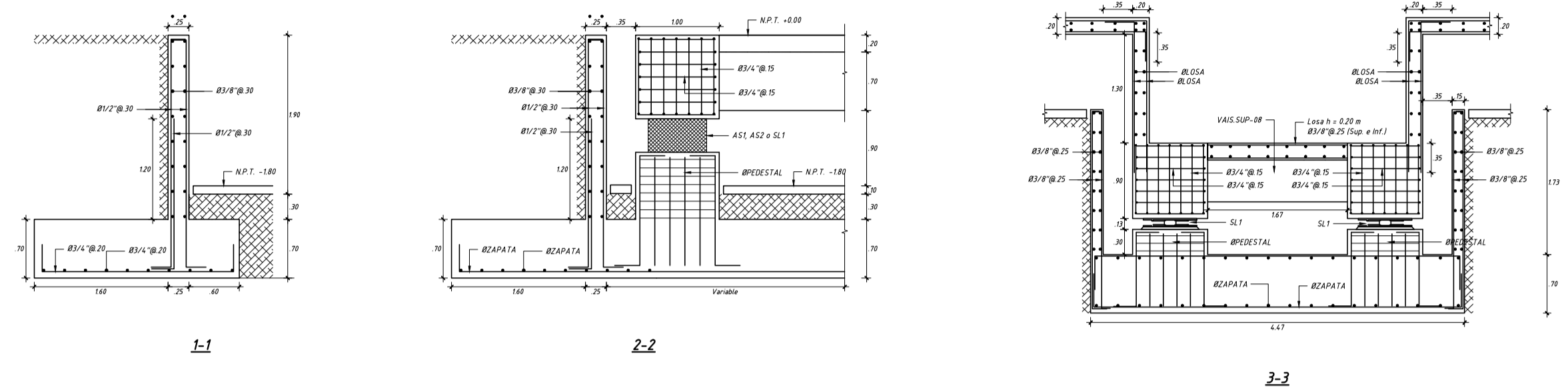


VIGAS DE CIMENTACIÓN  
ESCALA 1:40

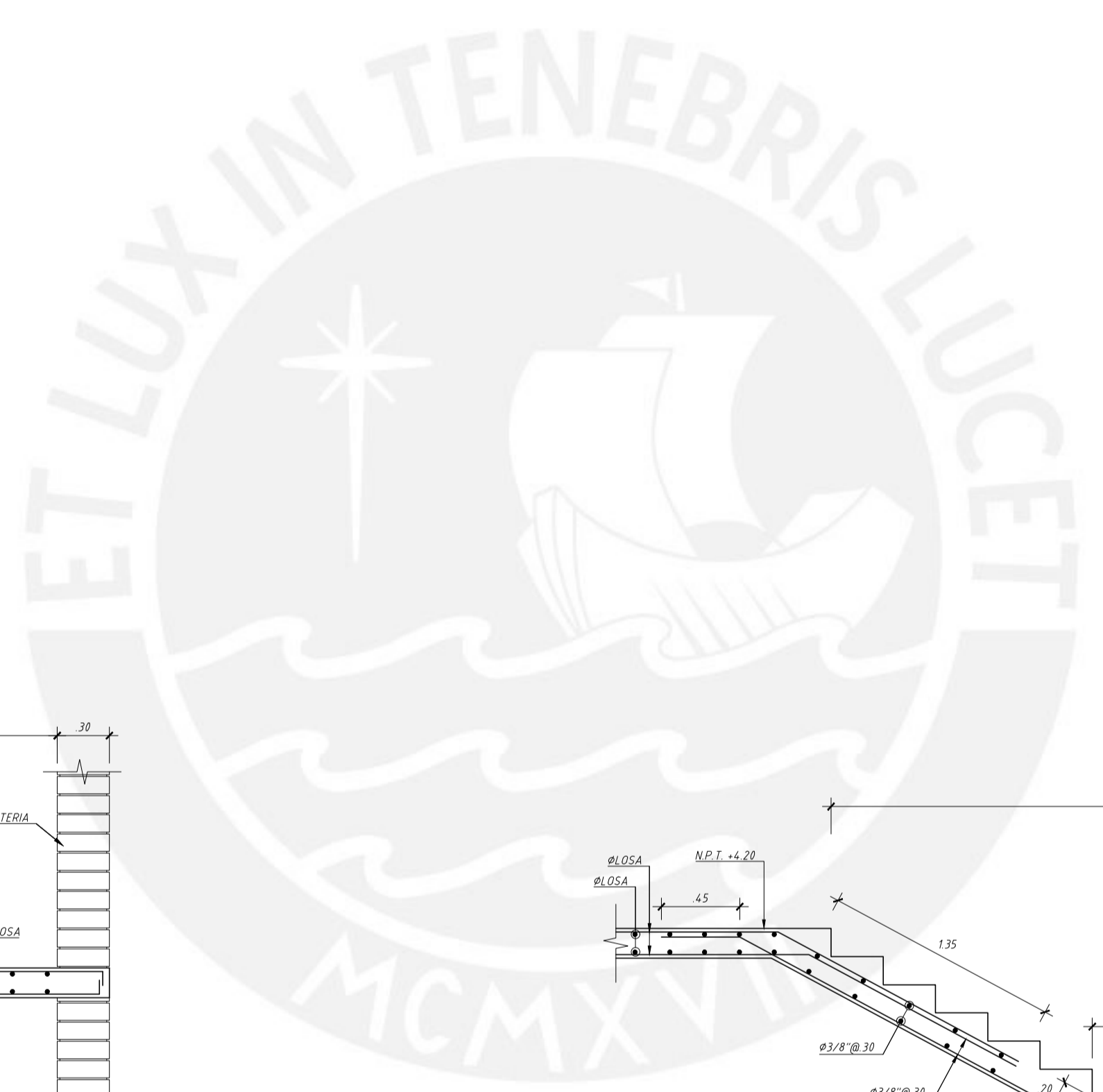
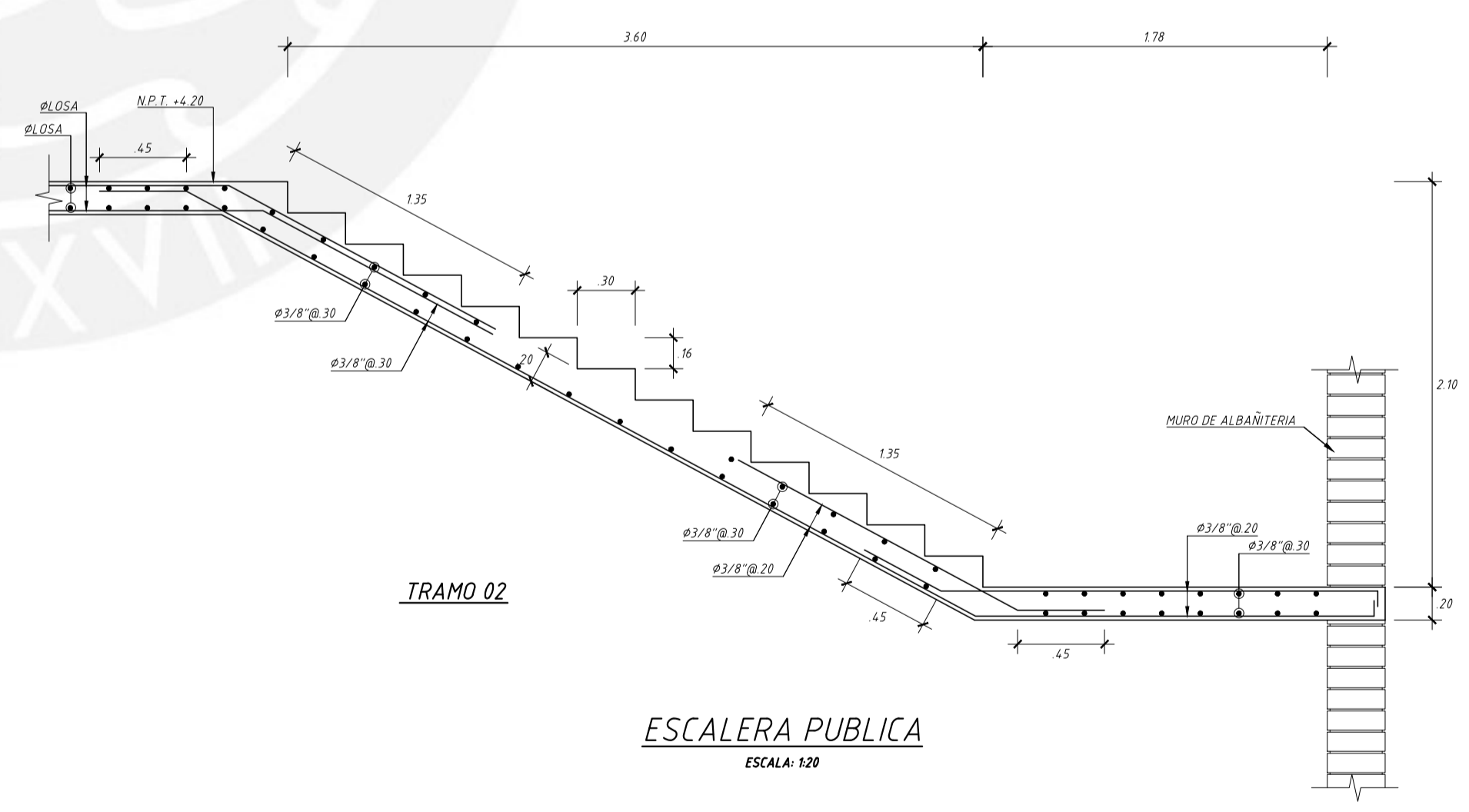
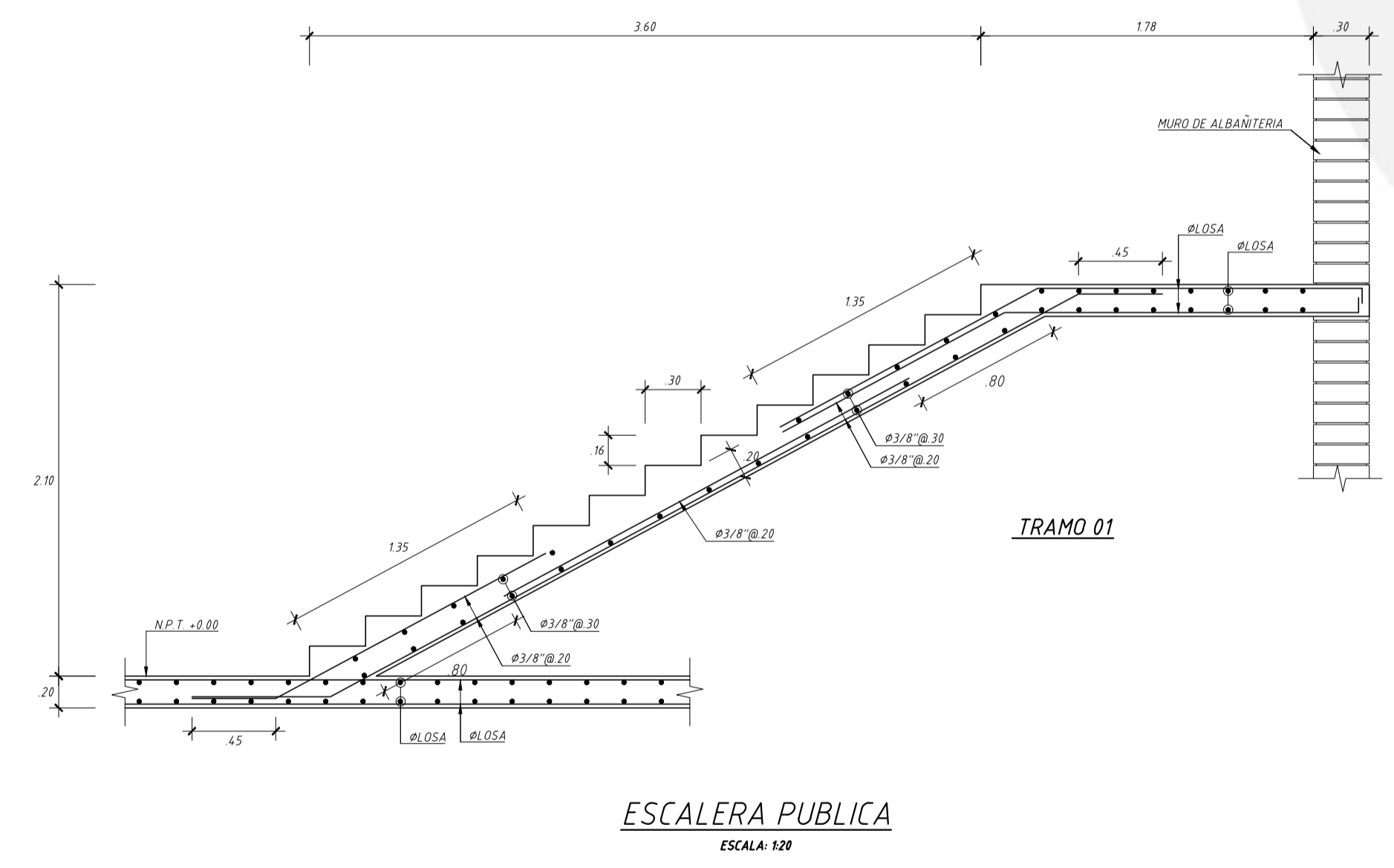
CUADRO DE PEDESTALES

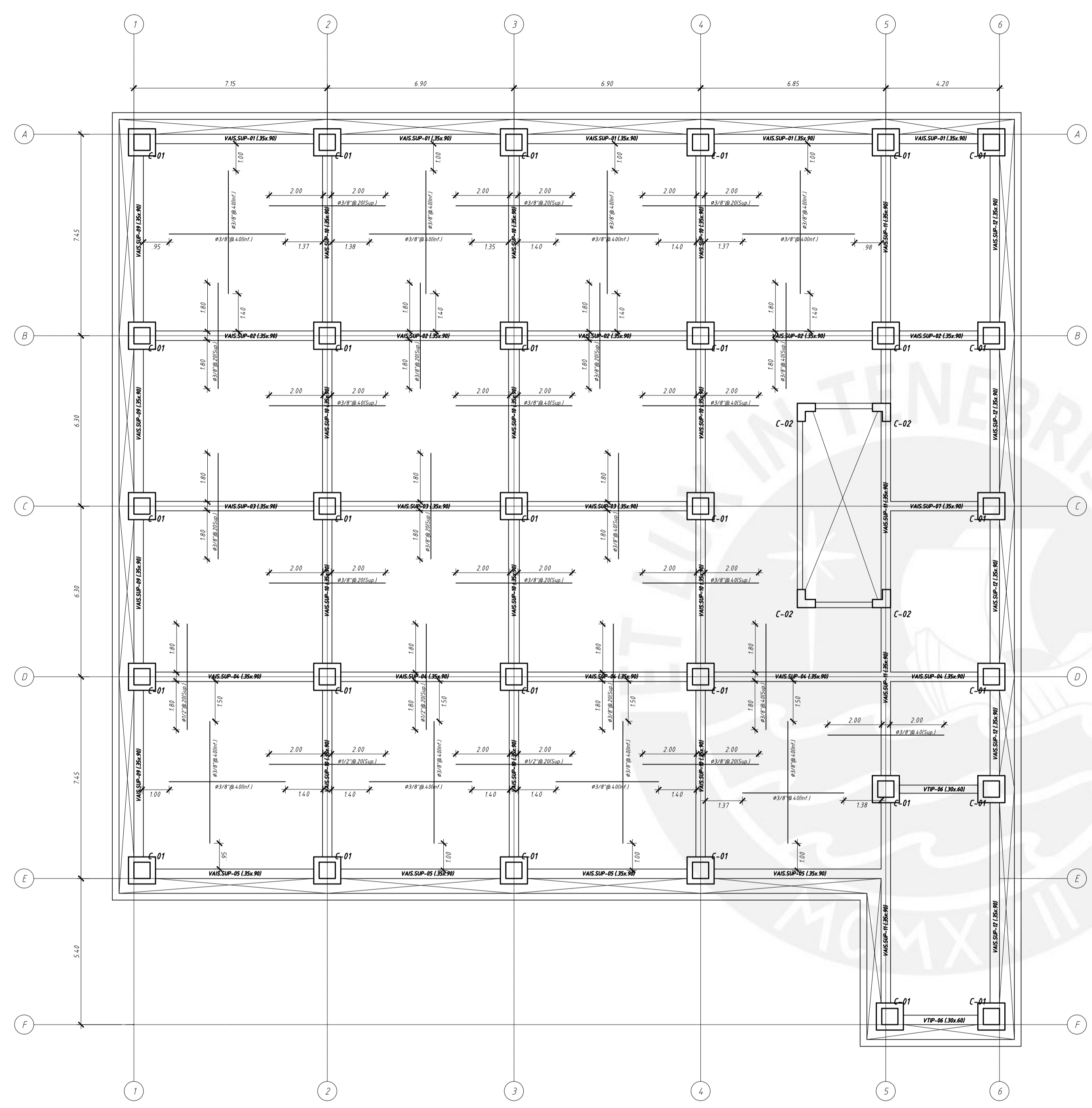


PEDESTALES  
ESCALA 1:25

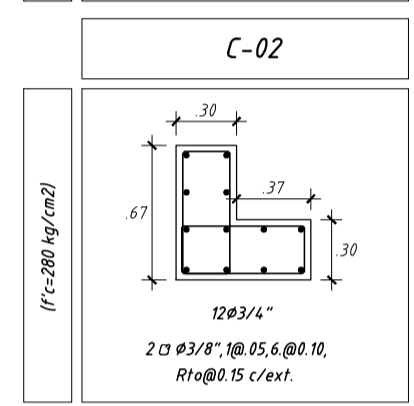
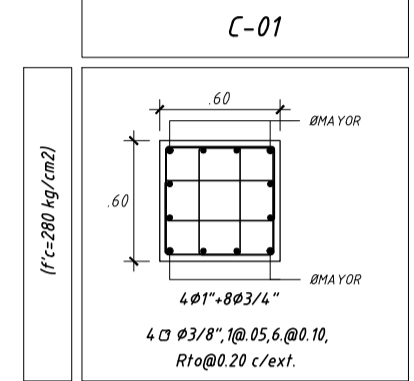


CORTES DE CIMENTACIÓN  
ESCALA 1:40





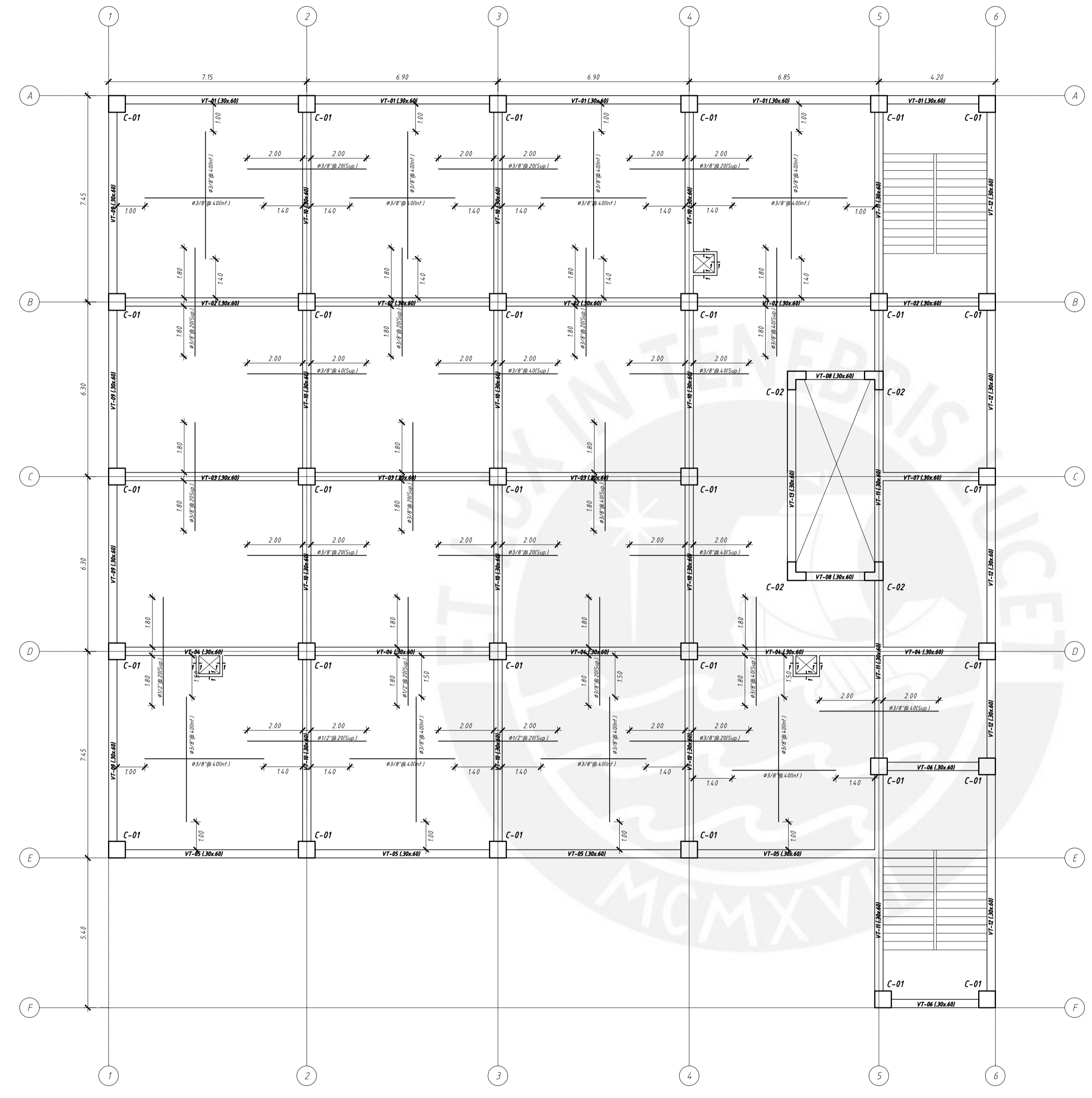
CUADRO DE COLUMNAS



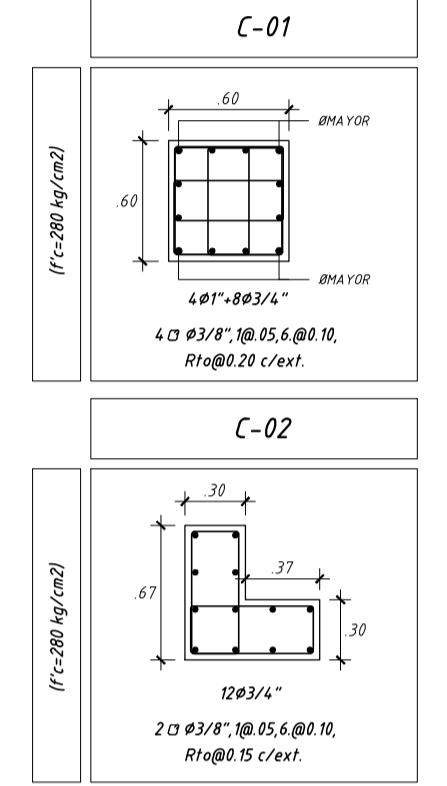
COLUMNAS  
ESCALA 1:25

ENCOFRADO DE TECHO DEL NIVEL DE AISLAMIENTO SUPERIOR N.P.T. +0.00

LOSA DE H=0.20m:  
LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR  $\phi 3/8'' @ 4.0$   
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR  $\phi 3/8'' @ 2.0$   
(En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)  
S/C = 300 kg/cm<sup>2</sup>



CUADRO DE COLUMNAS

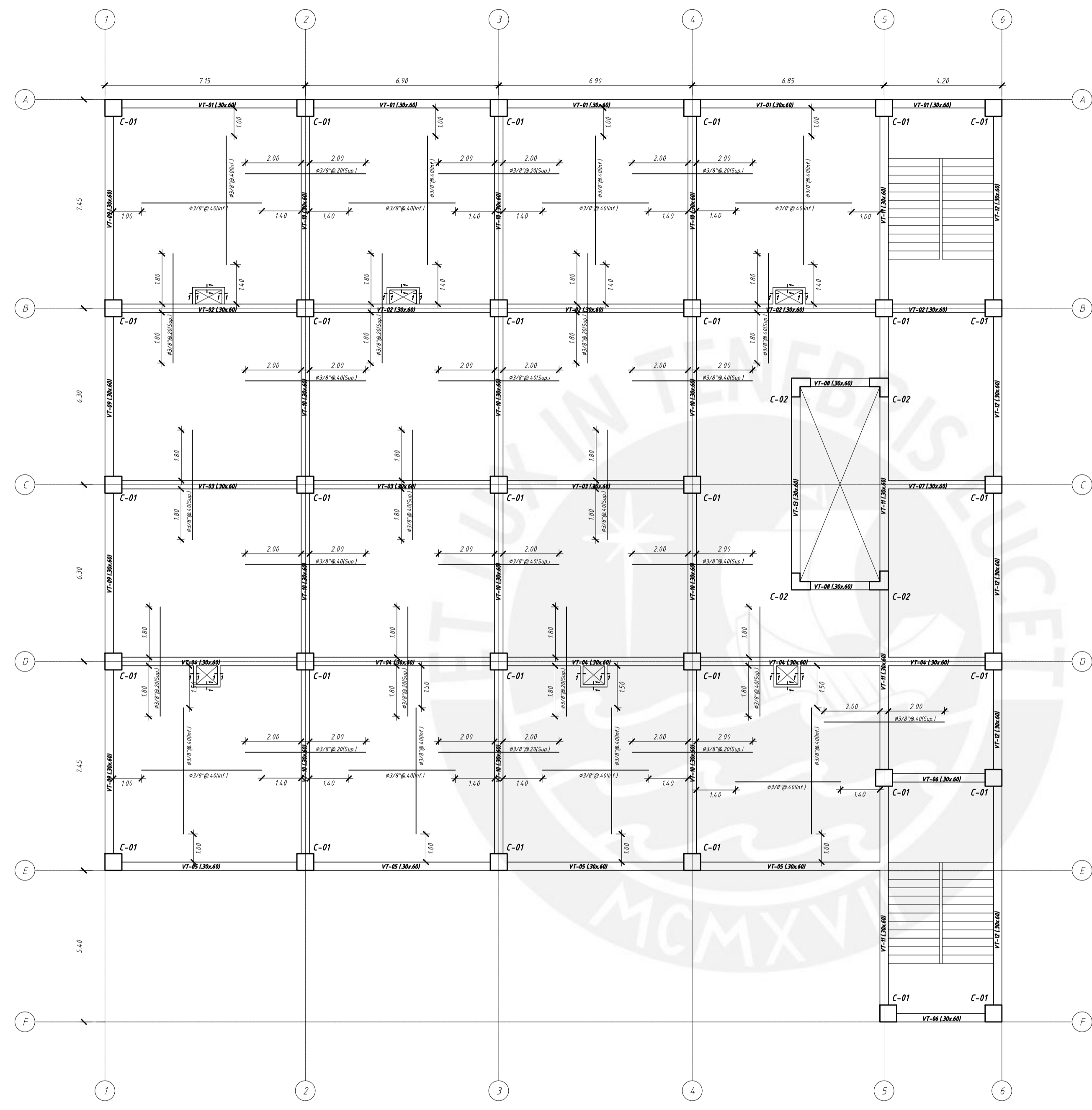


COLUMNAS  
ESCALA 1:25

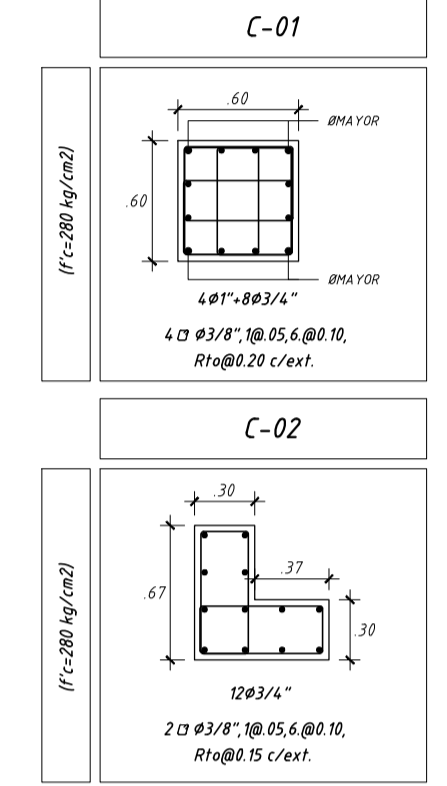
ENCOFRADO DE TECHO DEL 1ER Y 2DO NIVEL N.P.T. +4.20, N.P.T. +8.40

LOSA DE H=0.20m:  
LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø3/8" @.40  
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8" @.20

(En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)  
S/C = 300 kg/cm²



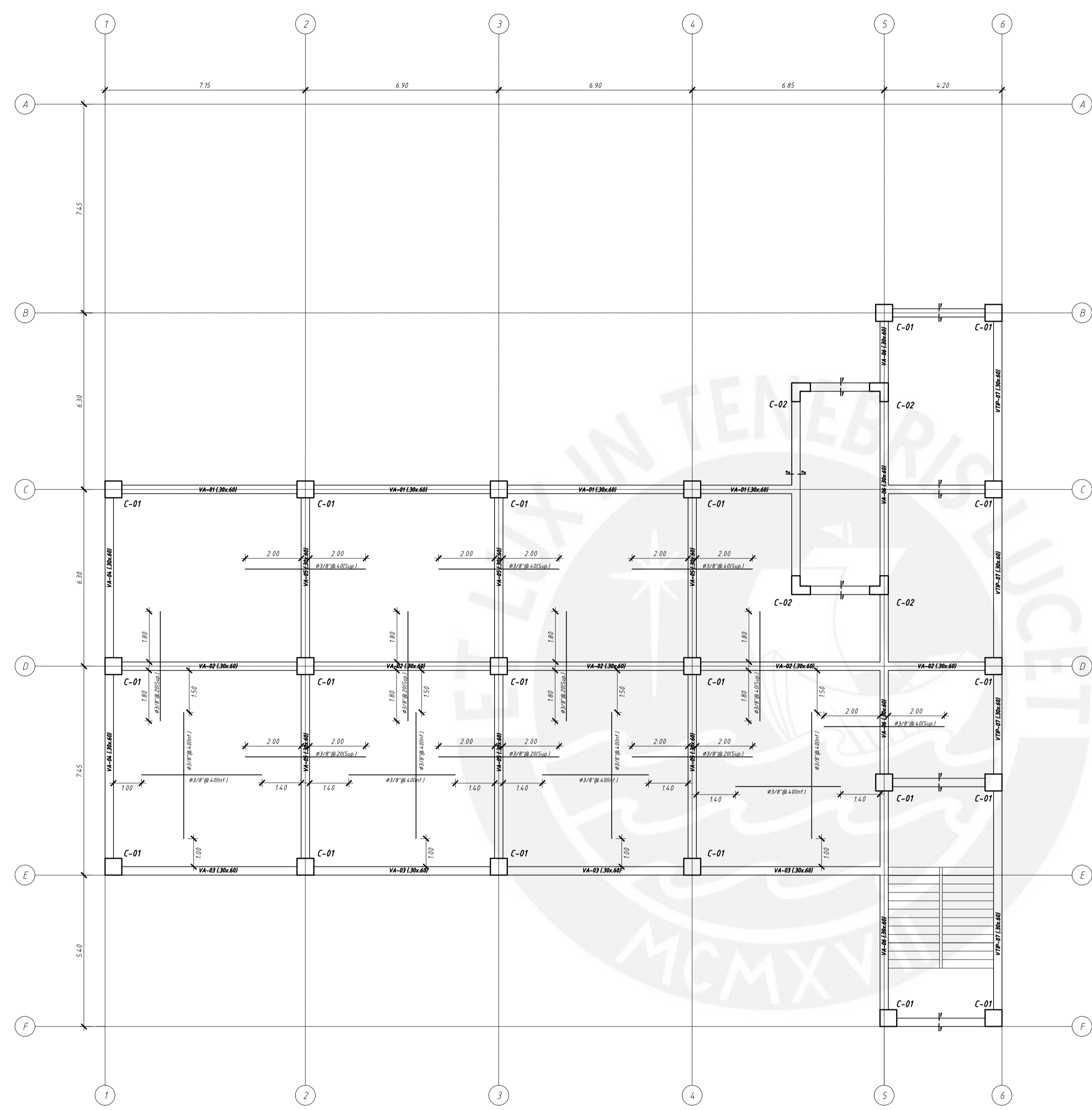
CUADRO DE COLUMNAS



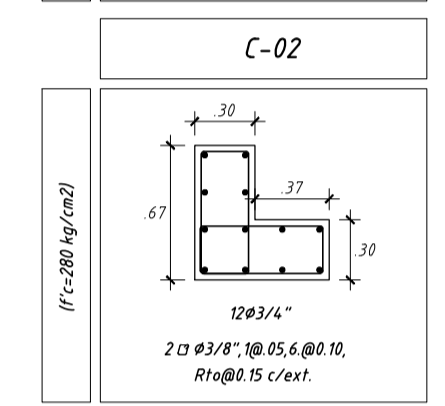
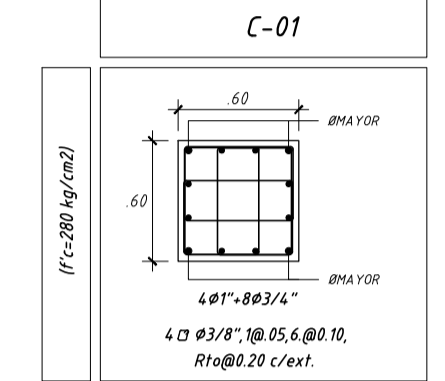
COLUMNAS  
ESCALA 1:25

ENCOFRADO DE TECHO DEL 3ER NIVEL N.P.T. +12.60

LOSA DE H=0.20m  
LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR  $\phi 3/8'' @ 40$   
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR  $\phi 3/8'' @ 20$   
(En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)  
S/C = 300 kg/cm<sup>2</sup>



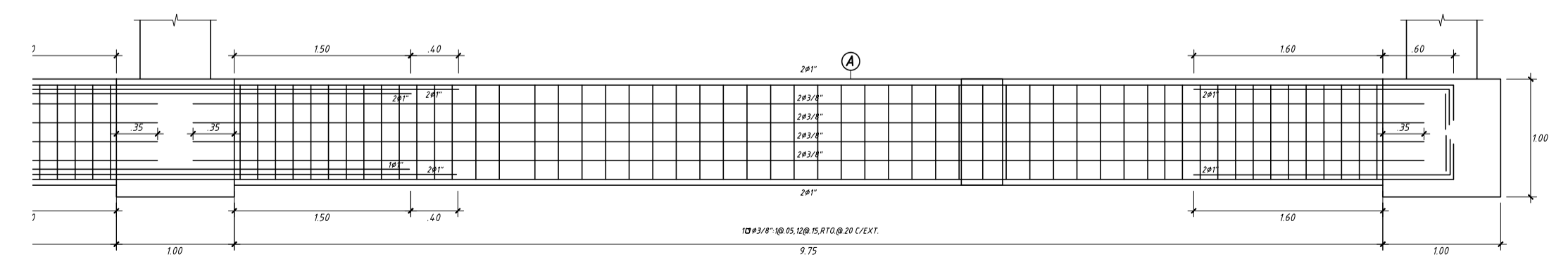
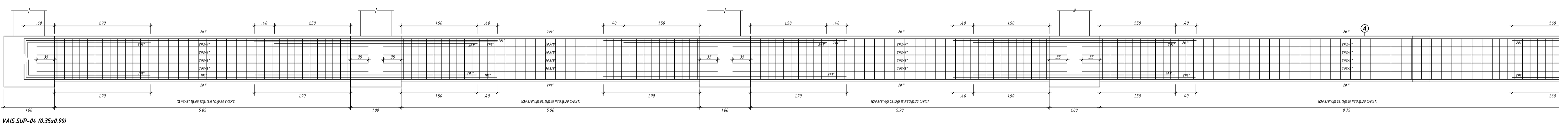
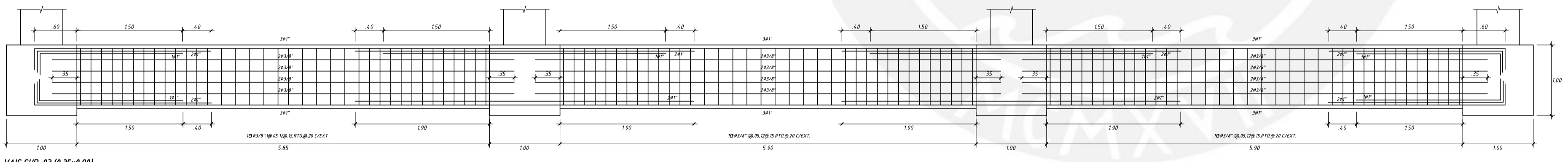
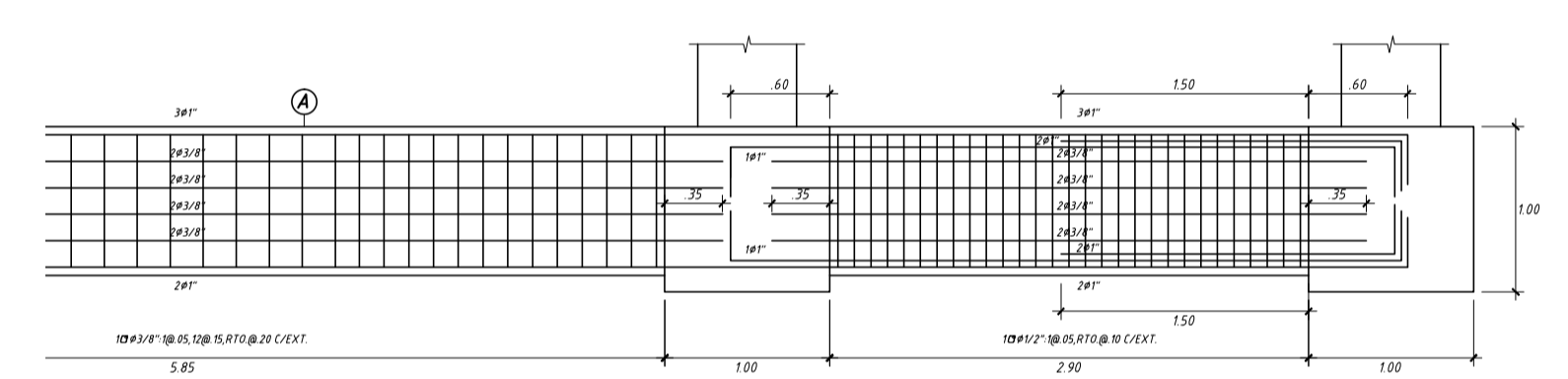
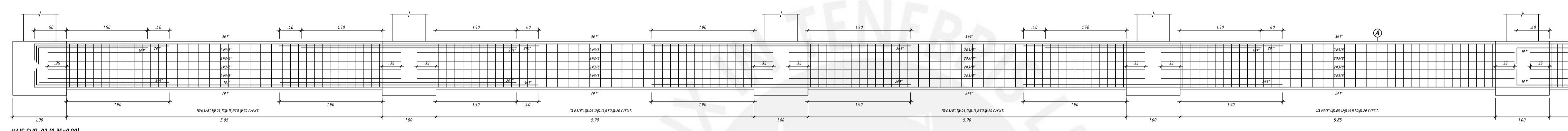
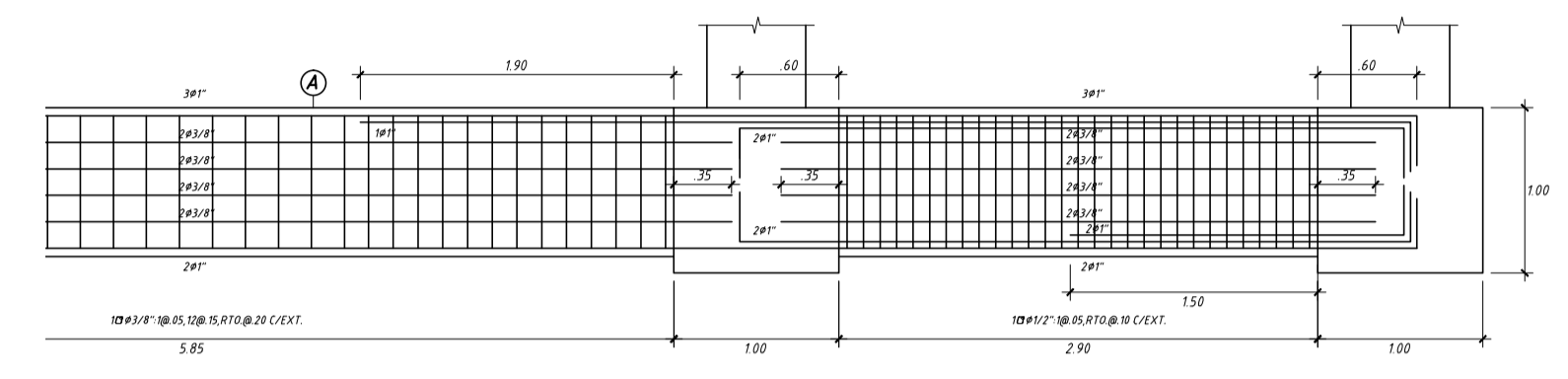
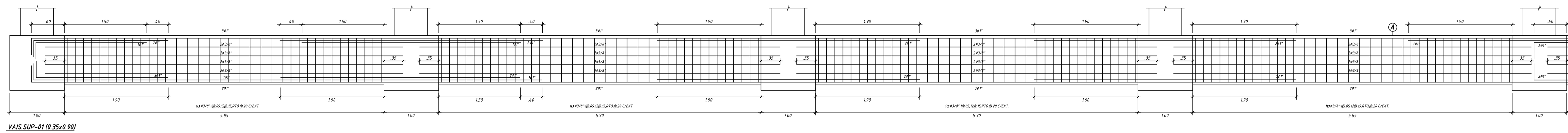
CUADRO DE COLUMNAS



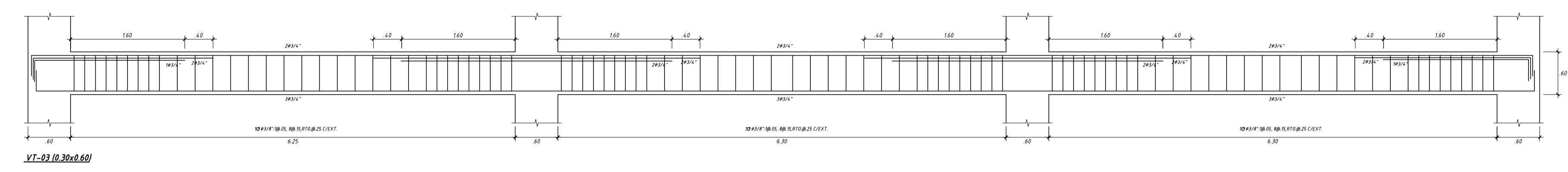
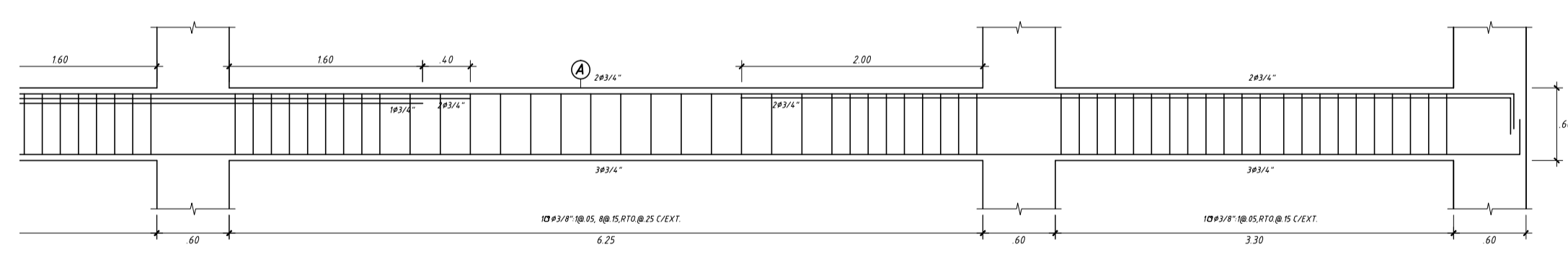
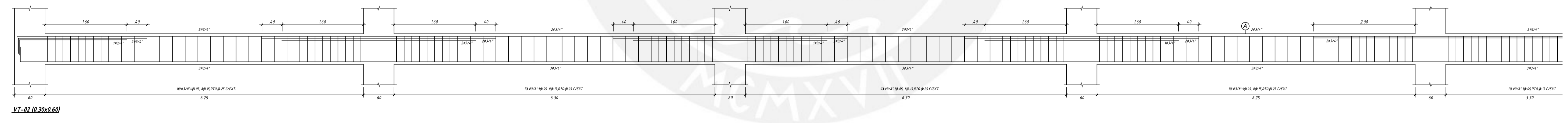
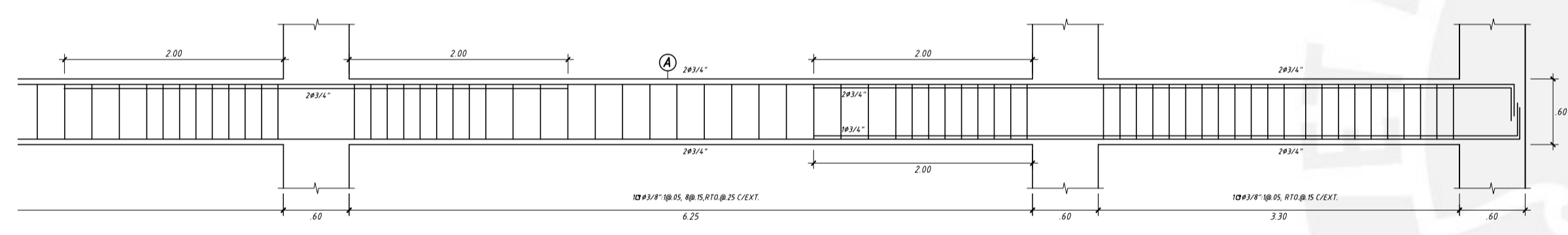
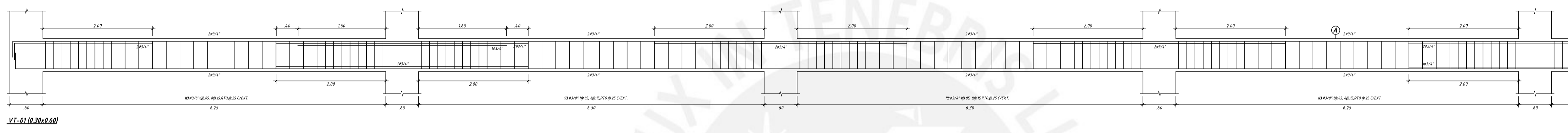
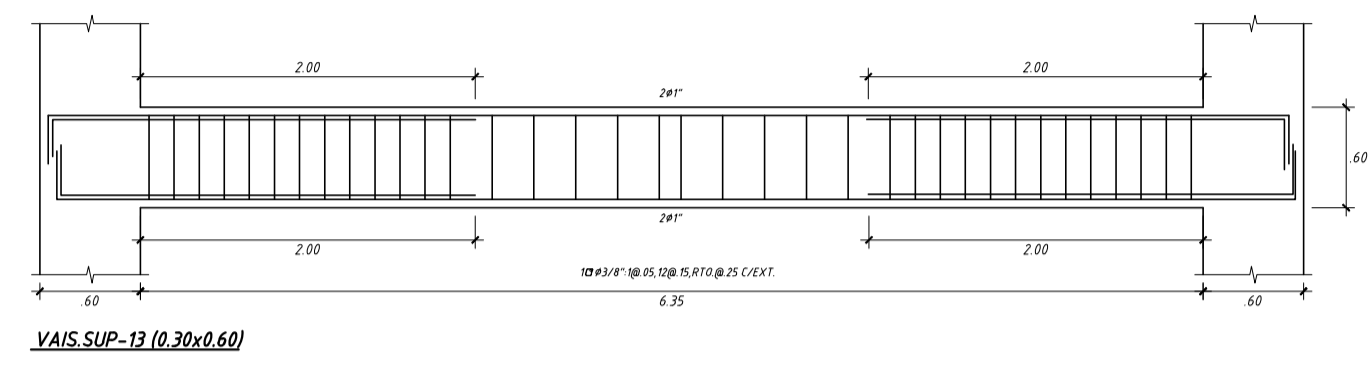
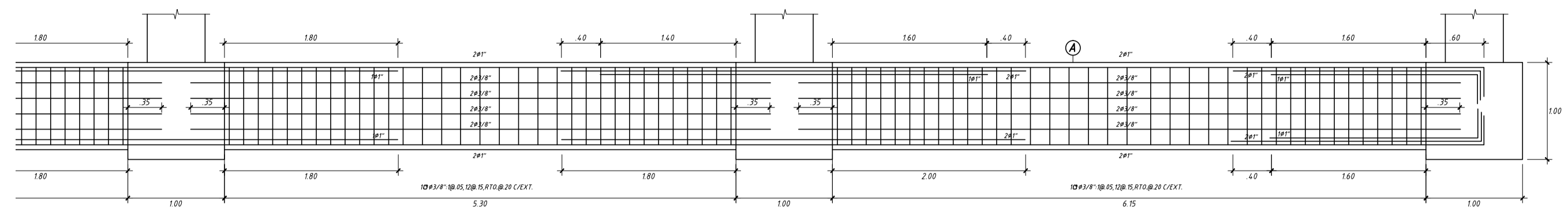
COLUMNAS  
ESCALA 1:25

ENCOFRADO DE TECHO DEL 4 TO NIVEL N.P.T. +16.80

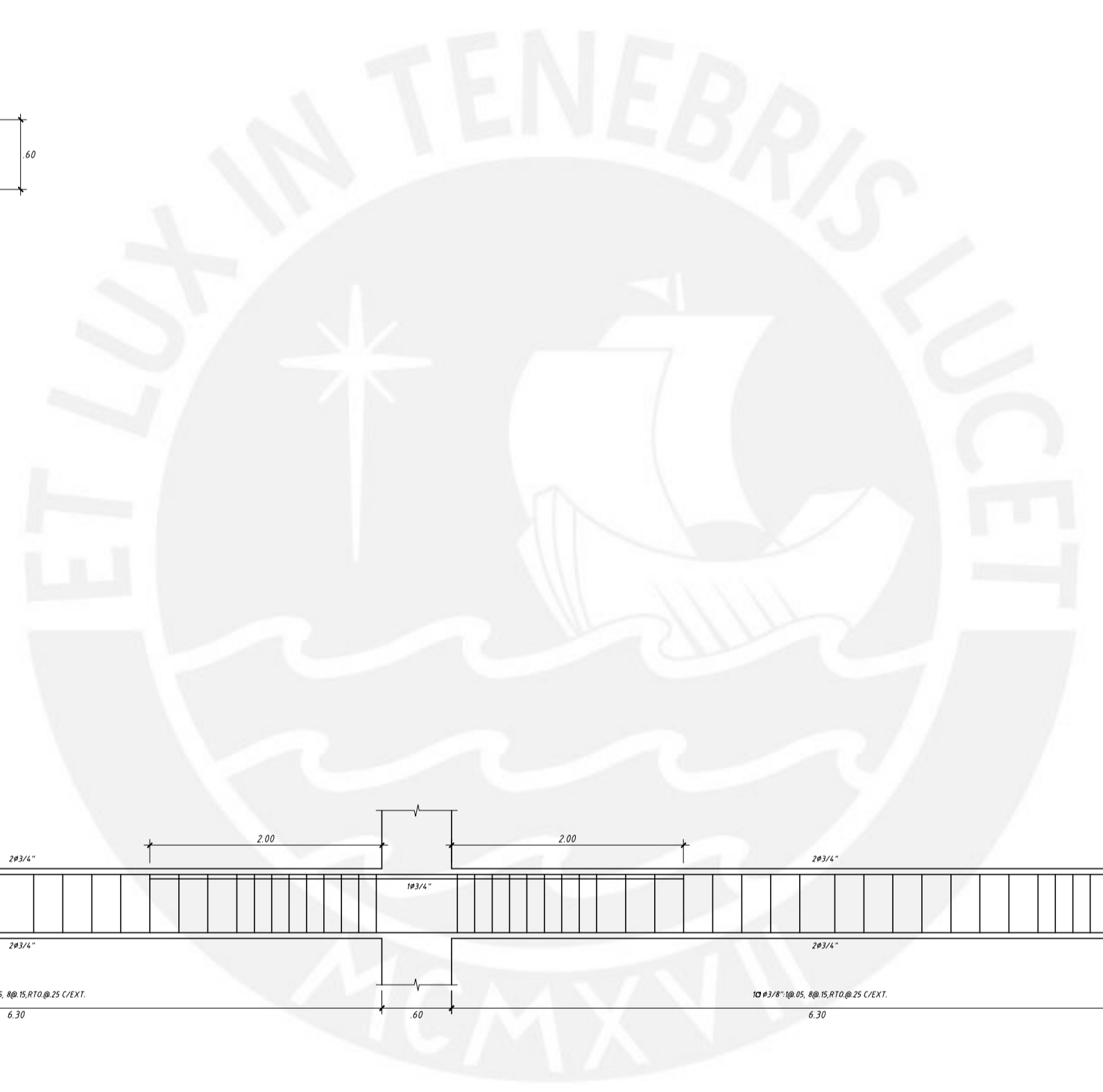
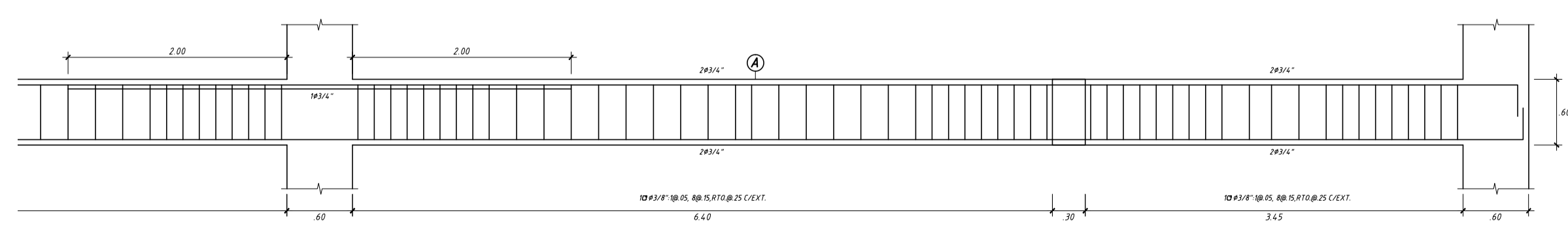
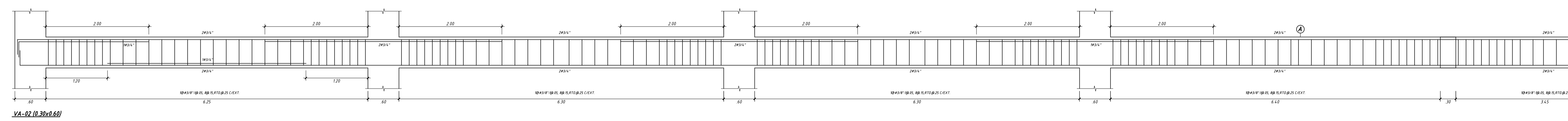
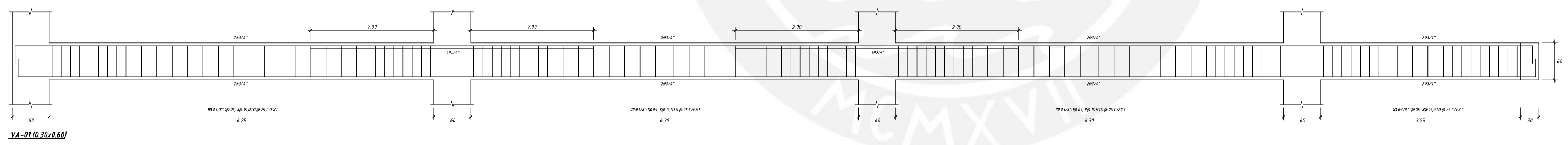
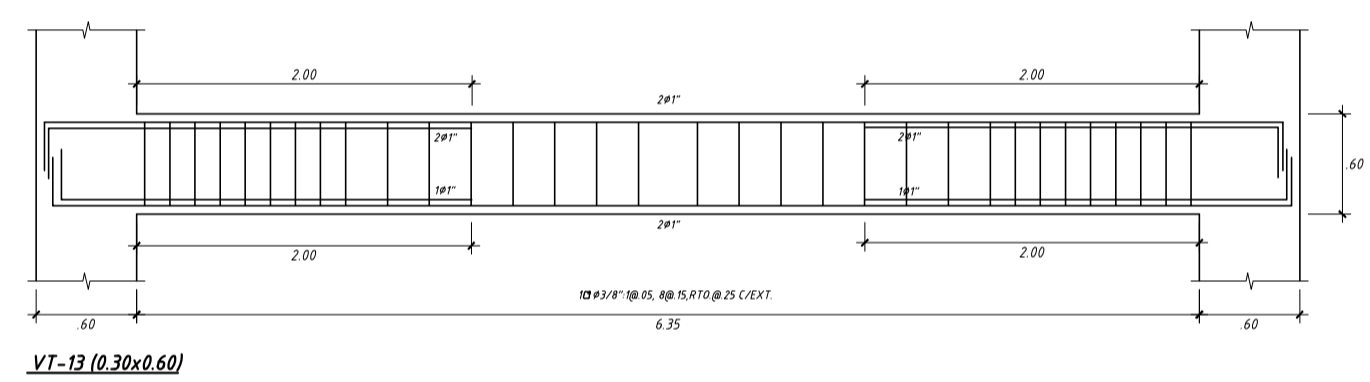
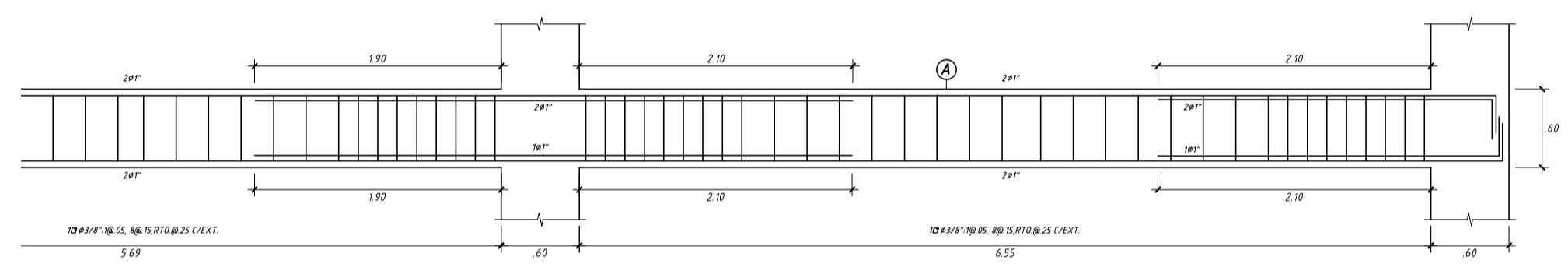
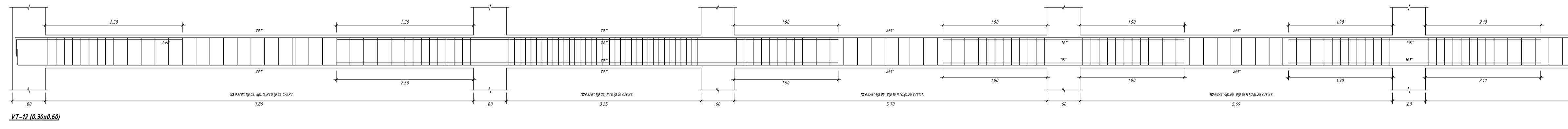
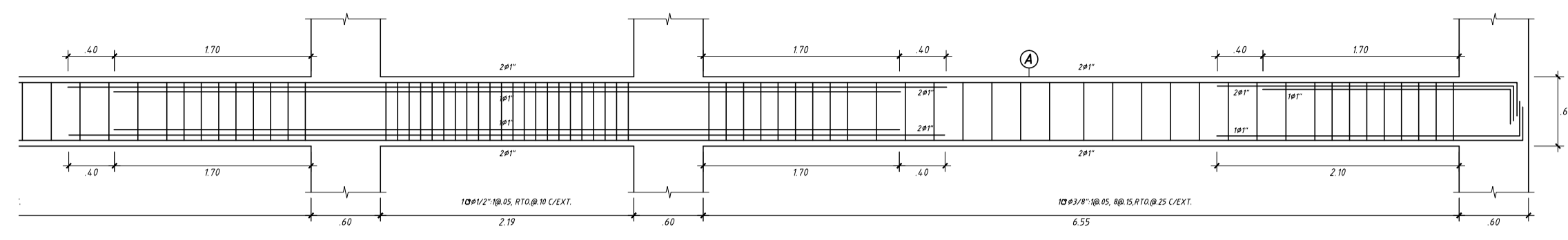
LOSA DE H=0.20m.  
LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR  $\phi 3/8"$  @ 4.0  
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR  $\phi 3/8"$  @ 2.0  
(En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)  
S/C = 100 kg/cm<sup>2</sup>













FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL

LAS COTAS PREVALECEAN SOBRE EL DIBUJO  
CUALQUIER DISCREPANCIA O COMENTARIO  
SOBRE ESTE PLANO DEBE SER CONSULTADO  
CON EL PROYECTISTA

PROYECTO:  
HOSPITAL HAMILTON MAKI CON AISLAMIENTO  
SÍSMICO

UBICACIÓN:  
HUANCAYO - JUNÍN

ESPECIALIDAD:  
ESTRUCTURAS

PLANO:  
VIGAS VI

DISEÑO:  
AYMAR RAÚL PORTILLO CAZORLA

SUPERVISIÓN:  
JUAN ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ

ESCALA: 1:30  
DIBUJO: A.R.P.C.  
FECHA: 27/11/18

CÓDIGO DE PLANO:  
E-12

