

**UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS
GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL
DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

**"ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE UNA EDIFICACIÓN
CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS
DE BASE, UTILIZANDO EL *ASCE/SEI* 7-10 Y LA *E* 030-2014."**

PRESENTADO POR BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL:

ALEXANDER GÓMEZ LLALLAHUI

PARA OPTAR EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

ASESOR:

Msc. Ing. CRISTIAN CASTRO PÉREZ

AYACUCHO-PERÚ

2017

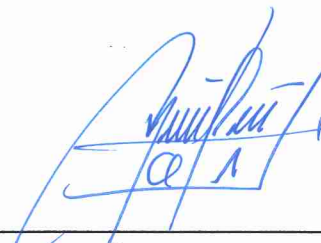
**“ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE UNA EDIFICACIÓN CON Y SIN
LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS DE BASE, UTILIZANDO EL
ASCE/SEI 7-10 Y LA E030-2014”**

RECOMENDADO : 08 DE FEBRERO DE 2017.

APROBADO : 30 DE MARZO DE 2017.



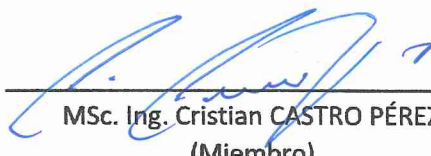
MSc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO
(Presidente)



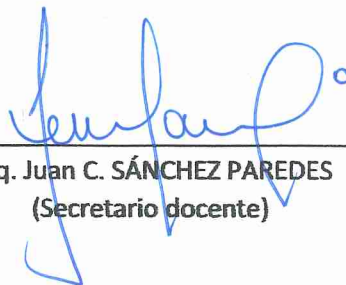
MSc. Ing. Norbert L. QUISPE AUCCAPUCLLA
(Miembro)



MSc. Ing. Hemerson LIZARBE ALARCÓN
(Miembro)

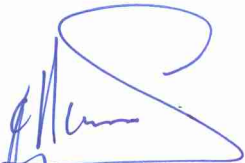


MSc. Ing. Cristian CASTRO PÉREZ
(Miembro)



Arq. Juan C. SÁNCHEZ PAREDES
(Secretario docente)

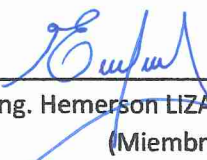
Según el acuerdo constatado en el Acta, levantado el 30 de marzo de 2017, en la sustentación de tesis presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Sr. Alexander GÓMEZ LLALLAHUI, con la tesis titulado: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE UNA EDIFICACIÓN CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS DE BASE, UTILIZANDO EL ASCE/SEI 7-10 Y LA E030-2014", fue calificado con la nota de DIECISÉIS (16) por lo que se da la respectiva APROBACIÓN.



MSc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO
(Presidente)



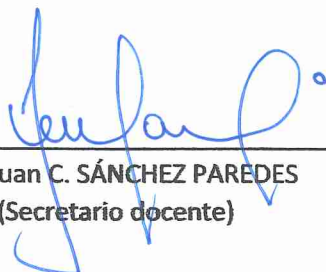
MSc. Ing. Norbert L. QUISPE AUCCAPUCLLA
(Miembro)



MSc. Ing. Hemerson LIZARBE ALARCÓN
(Miembro)



MSc. Ing. Cristian CASTRO PÉREZ
(Miembro)



Arq. Juan C. SÁNCHEZ PAREDES
(Secretario docente)

Presentación

La presente tesis lleva por título "*Análisis comparativo de costos de una edificación con y sin la incorporación de aisladores sísmicos de base, utilizando el ASCE/SEI 7–10 y la E 030–2014*", la realización de ésta investigación surge a partir de la necesidad de contar con este tipo de estructuras en nuestro país por ser una zona altamente sísmica, así como la carencia de material básico, tal como una normativa, que brinde los parámetros básicos de diseño de estructuras aisladas sísmicamente en su base en nuestro país. La nueva norma de diseño sismorresistente *E 030–2014* contempla el uso del *STANDARD ASCE/SEI 7–10* para el diseño de este tipo de estructuras, con la presente tesis se estudia el ámbito de aplicabilidad de dicha norma teniendo en cuenta la realidad sísmica peruana, para ello se escoge el sector "*C1*" (diagnóstico por imágenes) del *Hospital Regional Miguel Ángel Mariscal Llerena de la ciudad de Ayacucho*, para el cual se realiza el diseño de dicha edificación con y sin la incorporación de aisladores sísmicos de base, para luego realizar un análisis comparativo de costos y secciones en la edificación, posteriormente se procede a realizar un análisis costo beneficio a futuro para así determinar las ventajas de la implementación de este tipo de edificaciones en el territorio nacional. Con la elaboración del presente trabajo de investigación, se pretende que sirva como una contribución en cuanto a los criterios para lograr el diseño óptimo de este tipo de estructuras (sub y superestructura) y analizar su ámbito de aplicabilidad en las diferentes regiones del Perú. Esperando que su aplicación sirva a todos aquellos profesionales y estudiantes inmersos en el área de la Ingeniería Sismorresistente.

Alexander Gómez Llallahui.

agomez11@outlook.es

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA.

Ayacucho, Febrero de 2017.

A mis padres, Emiliano Gomez Taboada y Cesárea Llallahui Rojas, por su apoyo incondicional en mi formación académica. A mis hermanos y como obviar mi alma mater, la UNSCH por acogerme en sus aulas y contribuir en mi desarrollo académico y profesional.

Agradecimientos

- A los docentes de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga—Facultad de Ingeniería de Minas Geología y Civil, por sus sabias instrucciones académicas y consejos, contribuyendo así en gran medida en mi formación académica y profesional, del cual me encuentro profundamente agradecido.
- A mis padres, Emiliano Gómez Taboada y Cesárea Llallahui Rojas, por ser una constante con sus consejos y apoyo incondicional durante mi formación profesional, agradezco a Dios por ponerlos en mi camino.
- Al Ingeniero Cristian Castro Pérez, por su orientación contante en la elaboración de la presente tesis, excelente Ingeniero, siempre mostrando interés y atención de manera desinteresada a sus alumnos.
- Como dejar de agradecer de manera especial al Ing. Aurelio De La Cruz Huamán, por la oportunidad concedida en la ejecución de diferentes trabajos, ahondando aún más mis conocimientos con sus sabios consejos y orientaciones.
- En general, agradecer a todos aquellos que no menciono, que de una manera u otra contribuyeron en mi formación académico—profesional, del cual me siento profundamente agradecido, muchas gracias a todos ustedes.

Resumen

Se presenta el diseño de un sistema de aislación sísmica de base para el módulo correspondiente al block *C1 "diagnóstico por imágenes"* del nuevo hospital regional Miguel Ángel Mariscal Llerena de la ciudad de Ayacucho. Se determinan las dimensiones, cantidad y ubicación de los aisladores. El análisis sísmico del sistema aislado se realiza con el *Standard ASCE/SEI 7–10* (capítulo 17) en concordancia con las disposiciones de la norma peruana de diseño sismorresistente *NTE 030–2014*. Se compara la respuesta de la estructura aislada y de base fija a través de un análisis dinámico modal espectral. Se realiza el diseño de los elementos adicionales propios de las estructuras aisladas tales como podios superiores e inferiores, vigas y losas del sistema de aislamiento y los muros de retención que circundan el edificio. Posteriormente se realiza la comparación de los parámetros de respuesta de la estructura aislada y base fija, tales como: desplazamientos y derivas de entrepiso, cortante basal de la estructura y aceleración absoluta de entrepiso. Por último, se realiza la estimación de los costos directos, indirectos y totales del edificio convencional y aislado realizándose el análisis costo beneficio. Se concluye que es factible aislar el edificio obteniéndose importantes reducciones de los esfuerzos sísmicos, los costos directos varían teniendo en cuenta la concepción inicial del proyecto sin aislamiento sísmico.

Palabras clave: Aisladores elastoméricos (análisis y diseño), comportamiento estructural, análisis de costos.

Abstract

Design of a base seismic isolation system for the module corresponding to block *C1 "diagnostic by images"* of the Miguel Ángel Mariscal Llerena hospital in Ayacucho city is presented. The dimensions, quantity and location of the isolators are determined. Seismic analysis of the isolated system is performed with *Standard ASCE/SEI 7–10* (Chapter 17) in accordance with the provisions of the Peruvian standard for seismic design *NTE 030–2014*. The response of the isolated and fixed base structure is compared through a dynamic modal spectral analysis. The design of the additional elements of the isolated structures such as upper and lower podiums, beams and slabs of the isolation system and the retaining walls surrounding the building are made. Subsequently, the comparison of the response parameters of the isolated structure and fixed base, such as: displacements and drifts of story, basal shear of the structure and absolute acceleration of story are performed. Finally, the estimation of the direct, indirect and total costs of the conventional and isolated building is carried out (cost–benefit analysis). It is concluded that it is feasible to isolate the building obtaining important reductions of the seismic efforts, the direct costs vary taking into account the initial conception of the project without seismic isolation.

Keywords: Elastomeric isolators (analysis and design), structural behavior, cost analysis.

Índice general

Presentación	I
Dedicatoria	II
Agradecimientos	III
Resumen	IV
Índice general	V
Índice de figuras	X
Índice de tablas	XII
Lista de símbolos	XIV
I Introducción	1
I. INTRODUCCIÓN	2
1.1. Antecedentes	2
1.2. Planteamiento del problema.	3
1.3. Formulación del problema.	5
1.3.1. Problema general.	5
1.3.2. Problemas secundarios.	5
1.4. Justificación de la investigación.	6
1.5. Importancia de la investigación.	7
1.6. Objetivos de la investigación.	7
1.6.1. Objetivo general.	7
1.6.2. Objetivos específicos.	7
1.7. Hipótesis de la investigación.	8
1.7.1. Hipótesis principal.	8
1.7.2. Hipótesis secundarios.	8

1.8. Variables e indicadores.	9
1.9. Metodología del trabajo de investigación.	9
1.10. Fuentes de información.	10
1.11. Instrumentos utilizados.	10
1.12. Técnicas de recolección de datos.	10
1.13. Organización del estudio.	11
II Marco teórico	12
II. ESTADO DEL ARTE	13
2.1. Fundamentos de aislamiento sísmico.	13
2.1.1. Antecedentes generales.	13
2.1.2. Sistemas de aislamiento sísmico.	13
2.1.3. Principios del aislamiento sísmico.	15
2.1.4. Requerimientos para la aislación sísmica basal.	16
2.1.5. Amortiguamiento en los sistemas aislados.	17
2.2. Ecuaciones de movimiento.	18
2.2.1. Modelos con base fija.	18
2.2.2. Modelos con aislamiento sísmico de base.	20
2.3. Sistema de dos grados de libertad con aisladores elastoméricos.	22
2.3.1. Ecuación diferencial del movimiento	22
2.3.2. Vibraciones libres sin amortiguamiento.	23
2.3.2.1. Cálculo de los modos de vibración.	25
2.3.2.2. Cálculo de los factores de participación modal.	27
2.3.2.3. Cálculo de los factores de amortiguamiento.	28
2.4. Tipos de aisladores basales.	29
2.4.1. Introducción.	29
2.4.2. Aislador elastomérico convencional.	30
2.4.2.1. Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento (LDR).	31
2.4.2.2. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR).	32
2.4.3. Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB).	32
2.4.4. Aislador de péndulo de fricción FPS.	33
2.5. Características mecánicas de aisladores elastoméricos.	35
2.6. Estabilidad de aisladores elastoméricos.	38
2.6.1. Estabilidad al pandeo.	38
2.6.2. Estabilidad al volcamiento.	40

III	Materiales y métodos	42
III.	MATERIALES Y MÉTODOS	43
3.1.	Norma de diseño sismorresistente <i>E030-2014</i>	43
3.1.1.	Consideraciones sísmicas.	43
3.2.	Standard ASCE/SEI 7-10.	46
3.2.1.	Análisis estático o de fuerza lateral equivalente.	47
3.2.1.1.	Consideraciones generales para el diseño de sistemas de aislamiento.	48
3.2.2.	Análisis dinámico.	52
3.2.2.1.	Parámetros para la obtención del espectro de diseño (DBE).	53
3.3.	Modelo no lineal para aisladores sísmicos.	53
3.3.1.	Modelo no lineal para aisladores elastoméricos.	54
3.3.2.	Parámetros del modelo bilineal.	54
3.3.3.	Modelo bilineal del aislador con núcleo de plomo (LRB).	56
3.4.	Diseño de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).	58
3.5.	Comentarios a una nueva norma de aislamiento sísmico en el Perú.	60
IV	Resultados	63
IV.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON BASE FIJA Y AISLADA.	64
4.1.	Análisis y diseño de la estructura con base fija.	65
4.1.1.	Descripción del proyecto.	65
4.1.2.	Normas empleadas.	65
4.1.3.	Cargas de diseño.	66
4.1.4.	Consideraciones sísmicas.	68
4.1.5.	Modelamiento estructural y análisis del edificio convencional.	70
4.1.6.	Verificación del modelo estructural.	71
4.1.6.1.	Verificación de fuerza cortante mínima en la base.	71
4.1.6.2.	Máximos desplazamientos y derivas de entrepiso.	72
4.1.7.	Diseño estructural.	72
4.2.	Análisis y diseño de la estructura aislada en su base.	75
4.2.1.	Descripción del proyecto.	75
4.2.2.	Diseño del sistema de aislamiento del edificio.	76
4.2.3.	Análisis sísmico estático y dinámico del edificio aislado.	86
4.2.3.1.	Análisis estático.	86
4.2.3.2.	Análisis dinámico modal espectral.	86

4.2.3.2.1.	Obtención del espectro de diseño.	86
4.2.3.3.	Análisis dinámico tiempo historia no lineal.	88
4.2.3.3.1.	Registros sísmicos seleccionados.	89
4.2.4.	Modelamiento estructural y análisis del edificio aislado.	92
4.2.5.	Verificación del modelo estructural.	94
4.2.5.1.	Verificación de fuerza cortante mínima en la base.	94
4.2.5.2.	Desplazamiento del sistema de aislación.	95
4.2.5.3.	Derivas de entrepiso.	96
4.2.6.	Diseño estructural.	97

V Discusión de resultados. 102

V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS. 103

5.1.	Comportamiento estructural del edificio aislado y base fija.	103
5.1.1.	Desplazamientos relativos de la estructura aislada y base fija.	103
5.1.2.	Derivas de piso de la estructura aislada y base fija.	105
5.1.3.	Cortante basal de la estructura aislada y base fija.	105
5.1.4.	Aceleración absoluta de la estructura aislada y base fija.	107
5.2.	Análisis y comparación de costos del edificio aislado y base fija.	109
5.2.1.	Estimación de costos totales del edificio convencional y aislado.	109
5.2.1.1.	Estimación de costo directo del edificio convencional y aislado.	110
5.2.1.2.	Estimación de costo indirecto del edificio convencional y aislado.	110
5.2.1.3.	Resumen de costos totales.	114
5.3.	Evaluación de costos de los aisladores.	115
5.4.	Comparación de volúmenes de concreto y acero.	117
5.5.	Contrastación de hipótesis.	118

Conclusiones y recomendaciones. 121

5.6.	Conclusiones.	121
5.6.1.	De la teoría.	121
5.6.2.	De la metodología.	121
5.6.3.	De los resultados.	121
5.6.4.	De los resultados del expediente y de la tesis.	125
5.6.5.	De la tesis.	126
5.7.	Recomendaciones.	127
5.8.	Futuras líneas de investigación.	127

Referencias bibliográficas.	132
Anexos.	135
I. Diseño de elementos estructurales.	135
II. Cotización de aisladores.	135
III. Metrado y presupuesto.	135
IV. Planos estructurales.	135

Índice de figuras

2.1. Técnica de aislamiento sísmico en la base.	14
2.2. Componentes de un sistema aislado en la base.	14
2.3. Aceleración típica del espectro de respuesta.	15
2.4. Espectro de aceleración sismo de México 1985, $\xi = 5\%$	16
2.5. Respuesta de estructuras aisladas en suelos firmes y suaves.	17
2.6. Espectro de aceleración para $\xi = 5, 10, 15\%$	17
2.7. Reducción de desplazamiento para un aumento de amortiguamiento.	18
2.8. Modelo sísmico de edificio con base fija.	18
2.9. Modelo sísmico del edificio con aislamiento de base.	21
2.10. Modelo numérico de un sistema de dos grados de libertad.	22
2.11. Modos de vibración con aislamiento de base.	27
2.12. Aislador elastomérico convencional.	31
2.13. Esquema de aislador de bajo y alto amortiguamiento.	32
2.14. Corte esquemático de aislador con núcleo de plomo (LRB).	33
2.15. Esquema aislador de péndulo de fricción FPS.	34
2.16. Relleno de caucho entre placas rígidas en flexión pura.	37
2.17. Condiciones de contorno para un aislador bajo carga vertical.	39
2.18. Mecánica de volcamiento en soportes enclavijados.	40
3.1. Análisis estático o de fuerza lateral equivalente.	48
3.2. Estimación de desplazamientos en el aislador.	51
3.3. Modelo no lineal de aisladores elastoméricos.	54
3.4. Parámetros que definen el modelo bilineal.	55
4.1. Ubicación BLOCK C1-A del hospital.	65
4.2. Espectro de diseño estructura convencional.	69
4.3. Modelo estructural tridimensional con base fija.	70
4.4. Modos de vibración estructura con base fija.	71
4.5. Detallado sección típica de viga.	73
4.6. Secciones típicas de placas.	74
4.7. Distribución de sistema de aislación propuesto.	77

4.8. Denominación de los elementos del aislador.	83
4.9. Ventana ETABS V15.0 para definición de parámetros del aislador. . .	85
4.10. Espectro de diseño estructura aislada.	88
4.11. Acelerogramas sintéticos EW y NS ajustados según NTE E.030. . . .	90
4.12. Comparación de espectros de diseño según NTE E.030 Ajustados. . .	91
4.13. Modelo tridimensional del edificio aislado.	92
4.14. Modos de vibración del edificio aislado.	93
4.15. Secciones típicas de viga.	98
4.16. Secciones típicas de columnas.	98
4.17. Criterios para el predimensionamiento de los pedestales.	99
4.18. Momentos debido a la fuerza de corte y efecto $P-\Delta$	100
4.19. Tipos de pedestales y zapatas.	101
5.1. Respuesta comparativa de desplazamientos de entrepiso.	104
5.2. Respuesta comparativa de desplazamientos de entrepiso total.	104
5.3. Respuesta comparativa de cortante de entrepiso para el edificio con- vencional y aislado.	106
5.4. Respuesta comparativa de aceleración de entrepiso para el edificio convencional y aislado.	107
5.5. Resumen de parámetros analizados.	108
5.6. Componentes para la estimación de costos directo e indirecto.	110
5.7. Resumen de costos totales.	115
5.8. Estimación de costos de aisladores según su tamaño.	116

Índice de tablas

3.1. Factor de zona "Z"	43
3.2. Factor de suelo "S"	44
3.3. Periodos " T_P " y " T_L "	44
3.4. Coeficiente "U" de uso e importancia.	45
3.5. Coeficiente " R_O " de reducción de fuerzas sísmicas.	45
3.6. Coeficiente " I_a " de irregularidades estructurales en altura.	46
3.7. Coeficiente " I_P " de irregularidades estructurales en planta.	46
3.8. Factores " B_D " y " B_M " (coeficientes de amortiguamiento).	50
3.9. Fuerzas laterales mínimas.	52
3.10. Desplazamientos laterales mínimos.	53
3.11. Aceleraciones para periodos cortos S_S e intermedios S_1	61
3.12. Factor de amplificación de suelo para periodos cortos F_a	61
3.13. Factor de amplificación de suelo para periodos intermedios F_v	61
3.14. Propuesta de los factores " B_D " y " B_M ".	62
4.1. Pesos equivalentes de tabiquería por m^2	66
4.2. Factores de reducción de resistencia " ϕ ".	67
4.3. Cortantes obtenidos del análisis estático y dinámico "X" y "Y".	72
4.4. Derivas de entrepiso, dirección "X".	72
4.5. Derivas de entrepiso, dirección "Y".	72
4.6. Cantidad y tipo de aisladores (<i>Bridgestone Isolators</i>).	77
4.7. Aisladores TIPOS I, II y III.	83
4.8. Parámetros del modelo bilineal.	84
4.9. Análisis sísmico estático y dinámico.	86
4.10. Distribución de fuerza cortante por piso.	86
4.11. Información básica de los registros sísmicos.	89
4.12. Periodo y frecuencia del sistema aislado.	93
4.13. Fuerza cortante " V_s " obtenido del análisis.	94
4.14. Fuerza cortante " V_b " obtenido del análisis.	94
4.15. Fuerza cortante " V_s " obtenido del análisis.	94
4.16. Fuerza cortante " V_b " obtenido del análisis.	95

4.17. Desplazamientos obtenidos del análisis de la estructura aislada.	95
4.18. Desplazamientos obtenidos del análisis de la estructura aislada.	96
4.19. Derivas de entrepiso, dirección "X".	96
4.20. Derivas de entrepiso, dirección "Y".	96
5.1. Derivas de piso estructura convencional y aislada.	105
5.2. Fuerza cortante estructura convencional y aislada.	106
5.3. Aceleración de entrepiso estructura convencional y aislada.	107
5.4. Metrado y costo, estructura convencional y aislada.	111
5.5. Relación entre nivel y grado de daño (Park et al., 1985.)	113
5.6. Determinación de costos por concepto de daño a la estructura.	113
5.7. Costo de los equipos inmersos en la estructura.	114
5.8. Costo por daños en los contenidos del edificio.	114
5.9. Resumen de costos totales del edificio.	115
5.10. Comparación de costos de aisladores	116
5.11. Volúmenes de obra - subestructura.	117
5.12. Volúmenes de obra - subestructura.	117
5.13. Volúmenes de obra - superestructura.	118
5.14. Comparación de fuerza cortante basal.	125
5.15. Desplazamientos y derivas de entrepiso, dirección "X".	126
5.16. Desplazamientos y derivas de entrepiso, dirección "Y".	126

Lista de símbolos

\mathbf{M} :	Matriz de masa.
\mathbf{C} :	Matriz de amortiguamiento.
\mathbf{K} :	Matriz de rigidez.
\mathbf{D}_c :	Vector de desplazamiento.
$\dot{\mathbf{D}}_c$:	Vector de velocidad.
$\ddot{\mathbf{D}}_c$:	Vector de aceleración.
\mathbf{J}_c :	Vector de colocación.
$\mathbf{a}(\mathbf{t})$:	Aceleración del suelo.
m_b :	Masa de la base de la superestructura.
m_s :	Masa de la superestructura.
k_b :	Rigidez del aislador.
k_s :	Rigidez de la estructura con base fija.
c_b :	Amortiguamiento del sistema de aislamiento.
c_s :	Amortiguamiento de la superestructura.
ζ_b :	Factor de amortiguamiento del sistema de aislamiento.
ω :	Frecuencia natural del sistema con aisladores de base.
ω_s :	Frecuencia de vibración de la superestructura con base fija.
ω_b :	Frecuencia de vibración del sistema de aislamiento.
ϕ :	Vector que contiene los modos de vibración.
L_j :	Factor de participación modal del modo j .
G :	Módulo de corte del elastómero del aislador.
ϕ :	Diámetro del aislador.
A :	Area de la seccion transversal del aislador.
t :	Espesor de una sola capa de elastómero en el aislador.
t_r :	Espesor total del elastómero en el aislador.
t_s :	Espesor de una sola placa interna de acero en el aislador.
t_{ext} :	Espesor de las placas superior e inferior del aislador.
n :	Número de placas internas de elastómero en el aislador.
h :	Altura del aislador. ($h = t_r + (n - 1)t_s$)
H :	Altura total del aislador. ($H = h + 2t_{ext}$)
γ :	Módulo de deformación por corte del aislador.
K_V :	Rigidez vertical del aislador.
K_H :	Rigidez horizontal del aislador.
E_C :	Módulo de compresión del conjunto acero—goma.
S :	Factor de forma del aislador.
K :	Módulo de compresibilidad del elastómero del aislador.
γ_c :	Deformación de corte debido a la compresión.

Parte I

Introducción

Capítulo I

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

La sismicidad en el Perú está caracterizada por el mapa de zonificación sísmica el cual contempla cuatro zonas cada uno con sus propias características sísmicas, hay que tener en claro que los efectos adversos generados por los terremotos no son directas del mecanismo del sismo, más bien de las fallas de estructuras construidas por el ser humano, por lo que aunque los sismos son inevitables, está en nuestras manos reducir sus consecuencias a límites aceptables mediante el control del medio construido.

Una de las alternativas para poder disipar la energía que transmiten los sismos sobre las estructuras, son los aisladores sísmicos de base, los cuales son un sistema de control pasivo que se ha venido desarrollando en las últimas décadas que logran mitigar y controlar todos los tipos de daños que generan los terremotos. La experiencia internacional demuestra que este tipo de sistema de aislación basal presenta un buen comportamiento ante los eventos sísmicos, es por ello que en el presente trabajo de investigación se pretende analizar la aplicabilidad de este sistema en nuestro territorio, analizando los diversos parámetros que intervienen para su análisis.

Antecedentes bibliográficos.

El aislamiento sísmico de edificaciones no es un tema nuevo, data de los años noventa teniendo sus primeras aplicaciones en países como EE.UU y Japón. En Sudamérica uno de los primeros países en utilizar este tipo de tecnologías es Chile, el cual ya cuenta con una norma que regule el diseño de edificaciones con aislación sísmica (NCh2745, 2003), y con empresas certificadas en la fabricación de aisladores sísmicos, tales como: Vulco, Sistemas de Protección Sísmica Limitada (SPS), etc.

En nuestro país, este tema empezó a tener gran acogida hace aproximadamente diez años , aún no se cuenta con una norma para el diseño de edificios con aisladores de base, pero en enero de 2016 la NTE E.030 (2014) dispone oficialmente que el diseño

de éste tipo de estructuras sean reguladas por el Standard ASCE/SEI 7-10 (2010). Surge entonces la necesidad de contar material bibliográfico para el diseño de este tipo de estructuras, a nivel internacional se cuentan con buenos libros para el diseño de edificios con aislación sísmica, tales como: Naeim y Kelly (1999), Aguiar et al. (2008), Skinner y Kelly (2010), etc.

A nivel nacional no se cuentan con libros, pero si con trabajos de investigación realizados en las diferentes universidades nacionales:

(Meza y Sanchez, 2010), nos brinda ejemplos puntuales para el diseño de aisladores sísmicos de base segun el Standard ASCE 7 – 05, no se realiza el diseño de los demás elementos propios del sistema de aislación como: diseño de las conexiones del aislador, diseño de los pedestales de apoyo, etc.

(Korswagen et al., 2012), desarrolla el diseño de todo el sistema de aislación: aisladores sísmicos, pedestales de apoyo, losa de aislamiento, etc. Además se realiza un análisis de costos de los aisladores (valores referenciales) y se adjuntan planos estructurales de los diseños realizados.

(Benavente y Traverso, 2013), desarrolla el diseño de la super y subestructura del edificio, se brindan criterios básicos para el diseño de los diferentes elementos estructurales. Además, se realiza un análisis somero de costos del edificio con y sin aislamiento sísmico de base.

(Carmona y Rosas, 2015), hacen un estudio de las escalas de daño de acuerdo al EERI *Earthquake Engineering Research Institute. Oakland—California*, con la finalidad de cuantificar el daño impuesto a los elementos estructurales de un edificio con y sin la incorporación de aisladores sísmicos base, para luego realizar el análisis de costos directos, indirectos y totales del edificio aislado y sin aislar.

(Ramsey, 2015), propone una norma para el análisis y diseño de edificios con aislamiento sísmicos en nuestro país. Además se realiza el diseño de aisladores LRB y deslizadores friccionales planos utilizando el ASCE/SEI 7 – 2010, la NCh2745 – 2003 y la propuesta de la nueva normativa.

1.2. Planteamiento del problema.

El Perú se encuentra ubicado en el cinturón de fuego del pacífico y es por ello que es un país que está propenso a sufrir sismos de pequeña, mediana y gran intensidad. El 20 de mayo 2012, el Ingeniero *Julio Kuroiwa*¹, especialista en el tema, manifestó que el largo silencio sísmico avizora un sismo de gran intensidad, ante ello la incertidumbre que tenemos como Ingeniero Civiles es la siguiente; las estructuras construidas y que se vienen construyendo de acuerdo a la nueva *filosofía de diseño*

¹Sismólogo, profesor emérito de la UNI, miembro honorario de la Asociación Internacional de Ingeniería Sísmica con sede en Tokyo, Japón, desde 2004.

sismo resistente ¿tendrán un adecuado comportamiento ante un sismo de gran intensidad?, es algo que solo el tiempo nos dará la respuesta.

En el sismo de Pisco (agosto—2007), los daños materiales y pérdidas económicas que se produjeron fueron cuantiosos y si a ello incorporamos los daños psicológicos que se produjeron en las personas post sismo , los daños que genera un sismo son considerables, es por ello que como Ingenieros Civiles nos vemos obligados a construir estructuras mucho más resistentes que presenten un adecuado comportamiento ante un evento de tal magnitud, sobretodo resguardar aquellas estructuras que son esenciales según el RNE E.030 (Diseño Sismorresistente) para no ver opacados su funcionamiento y seguir al servicio de la comunidad en aquellos eventos extremos en que más se necesitan de éstas estructuras.

Debido a lo comentado líneas arriba, En el mes de marzo del año 2014, la Comisión Permanente de Actualización del RNE E.030, por medio del Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (MVCS), disponen la incorporación del Anexo 03 *"Sistemas de Protección Sísmica, específica para el caso de Establecimientos de Salud"* a la Norma Técnica de Edificación E.030 "Diseño Sismorresistente", del Reglamento Nacional de Edificaciones. El cual manifiesta que los establecimientos de salud, como hospitales, institutos o similares según clasificación del Ministerio de Salud, ubicados en las zonas sísmicas 3 y 2 del mapa sísmico del Perú, deben ser diseñados con sistemas de protección sísmica: *aislación de base o dispositivos de disipación de energía*. Las edificaciones que alojen las unidades productoras de servicios de salud , deberán necesariamente ser dotadas de sistemas de aislación sísmica. En tanto que en el Perú no existe una norma técnica en cuanto al diseño de estructuras aisladas en su base, el diseño se deberá llevar acabo de acuerdo al estándar ASCE/SEI 7—10 *Minimum Design Loads for Building and Other Structures*.

El 20 de enero del 2014, la Comisión Permanente de Actualización del RNE propone la nueva norma de diseño sismorresistente E.030 —2014, el cual fue puesto a discusión pública hasta el mes de Junio del mismo año, recibiendo una gran cantidad de observaciones y sugerencias por parte de los Ingenieros Civiles a nivel nacional, es por eso que hasta la fecha, a un año de terminado la consulta pública y a la fecha de presentación de éste trabajo de investigación, dicho proyecto de norma no fue aprobado oficialmente por el (MVCS), pero su implementación es inminente.

Al ser necesario el estándar ASCE/SEI 7—10 para el diseño de estructuras aisladas sísmicamente en su base, con el desarrollo del presente trabajo de investigación se analizará si nuestra normativa E.030 cuenta con los parámetros de diseño suficientes para este tipo de estructuras, considerando que la norma americana cuenta con el respaldo de años de estudios sobre aislamiento sísmico de estructuras pero aplicados a su propia realidad de riesgo sísmico, es decir, cuentan con otros tipos de zonas

sísmicas, otro tipos de parámetros para determinar su espectro de diseño, el cual depende de mapas de zonificación propias de dicho país para periodos cortos (0.1 seg.) y periodos largos (1.0 seg.) con probabilidades de excedencia de 1 % en 50 años, metodología que no se usa en el Perú.

En el presente trabajo de investigación se realizará el diseño de una estructura aislado en su base segun la normativa americana y realizar un análisis de costos de una estructura aislado sísmicamente y de la misma con base unida al terreno, ¿en realidad resultan tan caras? en comparación con los daños que se generan post sismo, es decir, teniendo en cuenta la rehabilitación y/o construcción de estructuras nuevas que se realizan después de un evento sísmico, así como las pérdidas humanas, económicas y los traumas psicológicos en las personas, sobretodo los daños que se generan en la calidad de vida de éstas. Adicional a ello, se realizará una comparación de la forma en que se ven reducidas las secciones de los elementos estructurales en una edificación aislado en su base, los cuales influyen en forma directa en la determinación del peso sísmico de la estructura y al de su comportamiento durante un evento sísmico.

1.3. Formulación del problema.

1.3.1. Problema general.

- a) ¿De qué manera la implementación de aisladores sísmicos de base influyen en los costos en el análisis sísmico de una edificación esencial?

1.3.2. Problemas secundarios.

- a) ¿Es posible el uso de una norma extranjera (STANDARD ASCE/SEI 7–10) para el análisis de una edificación esencial aislada sísmicamente en su base, teniendo en cuenta la realidad sísmica peruana?
- b) ¿De qué manera se ven reducidos las secciones de los elementos estructurales de una edificación con y sin aisladores sísmicos de base?
- c) ¿De qué manera se ven influenciados en su comportamiento sísmico una edificación con y sin aislamiento sísmico de base?
- d) ¿Resultan ser las estructuras aislados sísmicamente en su base demasiado caras al realizar un análisis costo - beneficio a largo plazo?
- e) ¿Bajo qué condiciones y/o restricciones pueden ser incorporados las edificaciones aislados en su base teniendo en cuenta la realidad sísmica del territorio peruano?

1.4. Justificación de la investigación.

Los criterios de aislación sísmica de estructuras en su base no son recientes, se remontan de muchos años atrás en Irlanda en donde se propusieron los primeros criterios para el diseño de este tipo de estructuras, desde entonces se fueron recopilando mucho más información y a partir de ellos la elaboración de normas nacionales para el diseño sísmico de estructuras aisladas en su base, con el fin de lograr que la estructura no vea interrumpida su función durante y después de un evento sísmico, es decir, un mejor comportamiento sísmico.

En las últimas décadas múltiples países fueron incorporando en su respectiva normativa, criterios que permitan el diseño de estructuras aislada sísmicamente en su base, tal es el caso de la norma de aislamiento sísmico de Chile la Nch 2745, el cual fue aprobado en el año 2003, también se cuenta con la norma de ASCE/SEI 7–10 en EE.UU que también permite el diseño de estructuras con aisladores sísmicos en su base, claro está que dichas normas fueron elaborados teniendo en cuenta la propia realidad sísmica de los países mencionados.

Con la incorporación de estas normas en dichos países, se vienen construyendo estructuras aisladas sísmicamente y cuyas construcciones se vienen propagando debido al buen comportamiento que éstas presentan durante el evento sísmico. La normativa Peruana carece de una norma que presenten los parámetros mínimos para el diseño de estructuras aisladas sísmicamente en su base, quizá por ello es que en la actualidad no se cuente con ninguna construcción de este tipo, y peor aún si no se elabora una norma teniendo en cuenta la realidad sísmica de nuestro territorio, el Perú nunca evidenciará el diseño y construcción de estructuras que cuenten con aisladores sísmicos en su base.

Teniendo en cuenta que siempre está latente el problema de que en cualquier momento se presente un evento sísmico, el MVCS manifiesta que para el diseño de estructuras aisladas en su base se haga referencia a la norma americana ASCE/SEI 7–10, pero ya es hora de que en el Perú se implante una norma para el diseño de estructuras aisladas sísmicamente en su base teniendo en cuenta el riesgo sísmico del Perú, ya que las estructuras que son considerados como esenciales según el RNE –E.030 Diseño Sismorresistente, deben seguir en funcionamiento y cumpliendo adecuadamente su función así como de servir de albergue de personas durante un evento sísmico.

Es necesario la incorporación de este tipo de estructuras, ya que nadie nos garantiza el tipo de sismo que nos avizora, así como nadie nos garantiza si las estructuras construidas cumplirán adecuadamente su función, es por eso que nuestra función es garantizar ese óptimo funcionamiento, pero si no contamos con los medios suficientes (normativos, económicos, etc), nos vemos limitados a lograr ese óptimo

funcionamiento sísmico, aparte de todo ello debemos tener en cuenta las cuantiosas muertes que se generan post sismo y para garantizar pérdidas mínimas nuestros diseños deben ser lo más resistente posible.

1.5. Importancia de la investigación.

En la actualidad la nueva filosofía de diseño sismo resistente, nos exige construir estructuras más resistentes con la finalidad de evitar pérdidas de vidas humanas, para ello la incorporación de los diferentes tipos de aisladores sísmicos de base, constituyen una de las alternativas para llegar a cumplir dichos objetivos.

Con la información que se pretende presentar en el presente trabajo de investigación, se tiene como objetivo fundamental ahondar mucho más en la información que se cuenta actualmente sobre el diseño de estructuras aislados sísmicamente, así como la factibilidad acerca de la incorporación de dichos aisladores teniendo en cuenta nuestra realidad sísmica, socioeconómica, etc.

Al realizar el análisis comparativo de costos de estructuras con y sin aislamiento sísmico de base, se determinará si los costos de construcción son tan elevados en comparación con los gastos en rehabilitación, construcción, etc, que se realizan post sismo.

Al realizar la comparación de las secciones de los elementos estructurales, se pretende mostrar que las secciones de las estructuras aisladas sísmicamente son considerablemente más reducidas en comparación de otro que no cuente con aislamiento de base, una reducción en las secciones de los elementos estructurales, equivale a decir un decremento del costo total de la estructura, así como un mejor comportamiento sísmico, debido a la reducción en peso de la estructura aislado sísmicamente.

1.6. Objetivos de la investigación.

1.6.1. Objetivo general.

- a) Realizar el diseño sísmico de una edificación esencial , con y sin aislamiento sísmico de base, para luego realizar un análisis comparativo en la incidencia de costos de la edificación.

1.6.2. Objetivos específicos.

- a) Analizar y diseñar una edificación esencial utilizando una norma extranjera de aislamiento sísmico de base (ASCE/SEI 7–10) , teniendo en cuenta la realidad sísmica peruana.

- b) Realizar un análisis comparativo de las secciones de los elementos estructurales de una edificación esencial, con y sin la incorporación de aisladores sísmicos de base.
- c) Analizar comparativamente la respuesta en cuanto al comportamiento sísmico de una estructura con y sin aislamiento sísmico de base.
- d) Realizar el análisis costo–beneficio a largo plazo de una edificación esencial aislado sísmicamente en su base.
- e) Determinar las condiciones y/o restricciones para los cuales son favorables el aislamiento sísmico de base y las zonas que son aplicables a nivel nacional.

1.7. Hipótesis de la investigación.

1.7.1. Hipótesis principal.

- a) El costo de una edificación esencial aislado sísmicamente en su base, resulta ser un 25 % mayor del costo de la misma edificación pero con base fija.

1.7.2. Hipótesis secundarios.

- a) Al utilizar una norma extranjera para el diseño de una edificación esencial aislado en su base , nos encontraremos con parámetros de diseño no contemplados por nuestra norma y que deben ser motivo de análisis.
- b) Al incorporar aisladores sísmicos de base en una edificación esencial, se ven reducidos las secciones de los elementos estructurales de la superestructura, lo cual representa una reducción en costos.
- c) Las estructuras aisladas sísmicamente en su base presentan un mejor comportamiento sísmico en comparación de las que no cuentan con aisladores de base.
- d) Al realizar el análisis costo–beneficio a largo plazo, las estructuras aislados en su base resultan ser de gran beneficio y su implementación es inminente a nivel nacional.
- e) Al analizar las edificaciones aislados en su base ha de encontrarse condiciones y/o restricciones que impidan la aplicabilidad de éstas en el territorio peruano.

1.8. Variables e indicadores.

Variables	Indicadores
Directas	
• Estructuración	◦ Comportamiento estructural.
• Cargas de diseño	◦ Esfuerzos en elementos estructurales.
• Parámetros de sitio	◦ Amplificación sísmica del suelo.
Indirectas	
• Desplazamientos y derivas	◦ Diferencias en desplazamientos y derivas.
• Cortante basal	◦ Diferencias en fuerza cortante basal.
• Aceleraciones de entrepiso	◦ Diferencias en aceleraciones de entrepiso.
• Esfuerzos en elementos estructurales	◦ Secciones en elementos estructurales.
• Costos de construcción	◦ Costos directos, indirectos y totales.

1.9. Metodología del trabajo de investigación.

- **Tipo de la investigación:** Por el tipo de investigación, el presente estudio es *exploratorio* con un enfoque *cuantitativo*, ya que se pretende medir y verificar el grado de asociación entre las variables por medio de la recolección de información existente, con base en la medición numérica para probar hipótesis.
- **Diseño de la investigación:** El diseño de la investigación es *no experimental* del tipo *transversal–correlacional*, ya que se analizan la relación de las variables y el comportamiento de éstas para poder comprobar las hipótesis planteadas.
- **Nivel de investigación:** De acuerdo a la naturaleza del estudio de investigación, reúne por su nivel las características de un estudio *descriptivo, explicativo y correlacionado*.

La metodología seguida para el desarrollo del presente trabajo de investigación, se basa en la definición estrictamente del estado del arte de los aisladores sísmicos en el Perú, así como de los diferentes tipos de aisladores sísmicos de base existentes, su campo de aplicación, la formulación matemática para el análisis, diseño y modelamiento de estructuras con la incorporación de aisladores sísmicos de base.

El trabajo de investigación se complementará con el diseño sísmico de una estructura aislada en su base considerada esencial según el RNE E.030 con el uso del programa ETABS v15.1, para el cual se tomará el módulo correspondiente al sector "C1" del

Hospital Regional Miguel Ángel Mariscal Llerena de la ciudad de Ayacucho, se toma el diseño de este sector por tratarse del módulo de *Diagnóstico por imágenes*, el cual en el primer piso se encuentra la sala de tomografía, resonancia, rayos X, mamografía, etc. El segundo nivel está destinado a Unidad de Cuidados Intensivos (UCI), el tercer y cuarto nivel están destinados a hospitalización (medicina y pediatría). El colapso de dicho sector frente a un evento sísmico severo representarían grandes pérdidas económicas debido a los costosos equipos que almacenan, además significaría daños a las personas que se encontrarían hospitalizados.

Para el diseño de dicho sector aislado sísmicamente en su base se utilizará los alcances de la norma americana STANDARD ASCE/SEI 7–10, en el proceso de diseño se realizará la comparación de parámetros entre ésta norma y los contemplados por el RNE –E.030 y de ser necesario, proponer soluciones técnicas para alcanzar con los fines del presente trabajo de investigación.

Por último se ha de realizar el *análisis comparativo de costos* del módulo modelado con y sin aislamiento sísmico de base, para así llegar a las conclusiones y recomendaciones finales.

1.10. Fuentes de información.

Para la recolección de la información se utilizaron las fuentes de información del tipo documental, tales como: artículos científicos (papers), trabajos de investigación (tesis) y la información recogida de libros especializados en el tema de investigación. Para el análisis y diseño del edificio aislado, se realizó la consulta a expertos relacionados en la materia de investigación.

1.11. Instrumentos utilizados.

Para el análisis y diseño de la estructura se utilizó el programa de análisis y diseño estructural *ETABS 2015 v15.0*, para el dibujo de los planos estructurales se utilizó el software *AutoCAD 2015*, para la elaboración del presupuesto del edificio convencional y aislado fue necesario el uso del programa para costos y presupuestos *S10–2005*. Por último, para la elaboración del presente trabajo se hizo uso del programa para la redacción de documentos científicos \LaTeX .

1.12. Técnicas de recolección de datos.

Se realizó una revisión extensa de la bibliografía mediante la técnica de la *documentación*, los cuales fueron complementados por medio de *observaciones* del proceso constructivo de edificaciones con aislamiento sísmico en nuestro país, también

se realizó la técnica de recolección de datos por medio de *entrevistas* a Ingenieros especialistas en la materia.

1.13. Organización del estudio.

Una vez planteado el problema de investigación, estructuramos el presente trabajo en 5 capítulos, tal como sigue:

Capítulo I: Introducción. Es el capítulo presente, en ésta se justifica la oportunidad que presenta el tema de tesis, se formula el problema de investigación, se definen los objetivos, se plantean las hipótesis y se pone en manifiesto la estructura del texto.

Capítulo II: Estado del arte. Aborda la fundamentación teórica para el análisis de edificios con aisladores de base, se presenta la teoría dinámica para el análisis de edificios aislados, culminándose con la caracterización (ventajas y desventajas) de los diferentes tipos de aisladores de base.

Capítulo III: Materiales y métodos. Aborda lo referente a los parámetros contemplados por la NTE E.030 y el Standard ASCE/SEI 7-10, para el análisis y diseño de edificios aislados en su base, se presentan breves conceptos sobre el modelamiento bilineal de los aisladores elastoméricos para describir el comportamiento histerético del aislador, culminándose con comentarios respecto a las normas mencionadas.

Capítulo IV: Resultados. En ella se presenta el caso de estudio (aplicación real), se realiza el análisis y diseño estructural de un edificio considerado *esencial* por el reglamento para dos casos: fija en su base y con aislamiento sísmico de base, se presenta de manera detallada el modelamiento y diseño de los aisladores de base.

Capítulo V: Discusión de resultados. Se realiza la discusión de los resultados obtenidos en cuanto a comportamiento estructural y costos directos e indirectos, del edificio aislado y sin aislar, se realiza la contrastación de las hipótesis planteadas.

Posteriormente se presentan las conclusiones y recomendaciones finales, las referencias bibliográficas, culminándose con los apéndices respectivos en los cuales se adjuntan, diseños, cotización de aisladores, metrados y planos estructurales de los diseños obtenidos.

Parte II

Marco teórico

Capítulo II

ESTADO DEL ARTE

2.1. Fundamentos de aislamiento sísmico.

2.1.1. Antecedentes generales.

Nuestro país presenta múltiples desafíos ante el problema sísmico y toma una relevancia importante la investigación de estructuras resistentes a los sismos tanto del punto de vista estructural como funcional, ya que se presta un servicio directo a toda la población del país, por lo que nuestro país constituye un laboratorio natural excepcional para entender los fundamentos de los procesos sísmicos y comprobar el buen funcionamiento de múltiples dispositivos que se puedan generar para el control de las vibraciones producidas por los sismos sobre las estructuras, tal como son los aisladores basales, los cuales son un sistema de control pasivo que se ha venido desarrollando en las últimas décadas que logran mitigar y controlar todos los tipos de daños que generan los terremotos.

Con el objetivo de crear un documento que contribuya a aumentar el conocimiento en esta rama de la Ingeniería, este trabajo nace para presentar un enfoque que no es nuevo, ya que este tipo de sistemas de protección sísmica se viene aplicando en diversos países ya hace un buen tiempo, nuestro enfoque como Ingenieros Civiles es el de crear una estructura que sea capaz de resistir un sismo de gran intensidad y después de éste seguir siendo operable sin daños mayores que pequeñas fisuras que no provoquen ningún debilitamiento estructural y el contenido se encuentre operando sin interrupciones.

2.1.2. Sistemas de aislamiento sísmico.

En el sistema de aislamiento sísmico en la base se instalan dispositivos, generalmente en el nivel más bajo del edificio, con el fin de que absorban, de forma parcial, la energía impuesta por el sismo antes de que sea transmitida a la superestructura

(Fig. 2.1). Entre los dispositivos empleados en la técnica de aislamiento sísmico en la base se cuenta con los aisladores flexibles y los aisladores de fricción deslizantes o basculantes, combinados con amortiguadores (Oviedo y Duque, 2006).

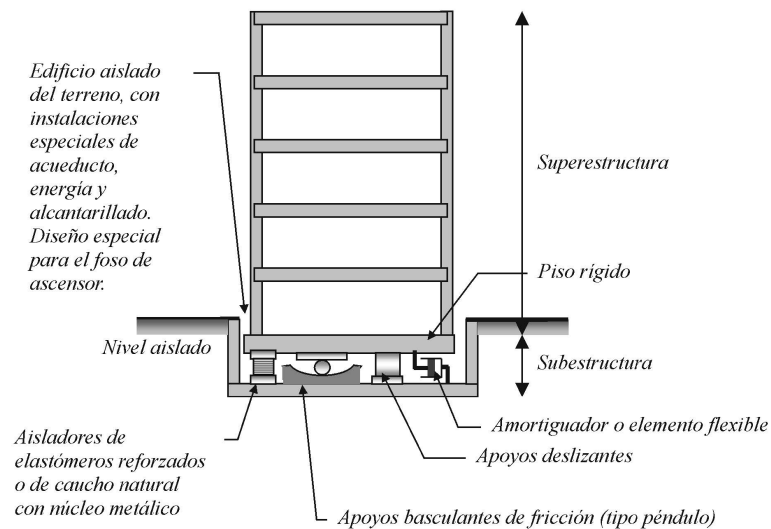


Figura 2.1: Técnica de aislamiento sísmico en la base.
Fuente: Oviedo y Duque (2006).

El trabajo de esta combinación de los aisladores como elementos flexibles que trabajan en el rango elástico y los amortiguadores como elementos rígidos con comportamiento elasto—plástico hace que la energía sísmica se atenúe, de forma parcial, antes de ser transmitida a la superestructura.

Los dispositivos de aislamiento sísmico separan la estructura del suelo, en la Fig.2.2 se encuentran representados los componentes de toda estructura aislada, independientemente del tipo que sea.

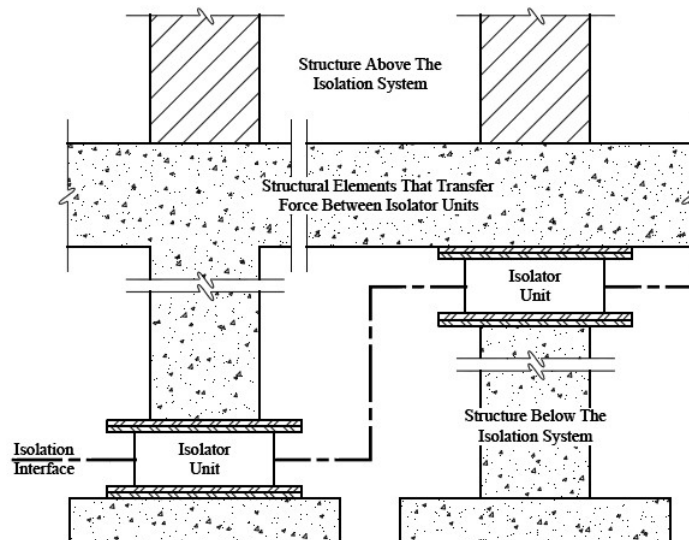


Figura 2.2: Componentes de un sistema aislado en la base.
Fuente:ASCE/SEI 7-10 (2010).

El ASCE/SEI 7-10 (2010), define los siguientes términos:

- **Unidad de Aislamiento:** Es un elemento estructural muy flexible en la dirección horizontal y sumamente rígido en la dirección vertical que permite grandes deformaciones bajo carga sísmica.
- **Interfaz de Aislamiento:** Es el límite imaginario que existe entre la parte superior de la estructura, la cual está aislada, y la inferior que se mueve rígidamente con el terreno.
- **Sistema de Aislamiento:** Es el conjunto sistemas estructurales que incluye a todas las unidades de aislamiento, disipadores de energía y sistemas de restricción de desplazamientos.

2.1.3. Principios del aislamiento sísmico.

El aislamiento sísmico está orientado a reducir las fuerzas inducidas por el sismo en una estructura, esto se logra mediante la modificación de las siguientes propiedades dinámicas de la estructura (Aguiar, 2004):

- El incremento de su periodo fundamental, a valores que pueden estar comprendidos entre 2 y 2.5 seg.(Fig.(2.3)).¹
- El aumento de su amortiguamiento (a valores del orden de 10% o mayores).

Las modificaciones de las características dinámicas de una estructura a los niveles antes mencionados derivan en una mayor capacidad de esta para disipar energía o en una disminución de la energía de entrada en la estructura inducida por el sismo.

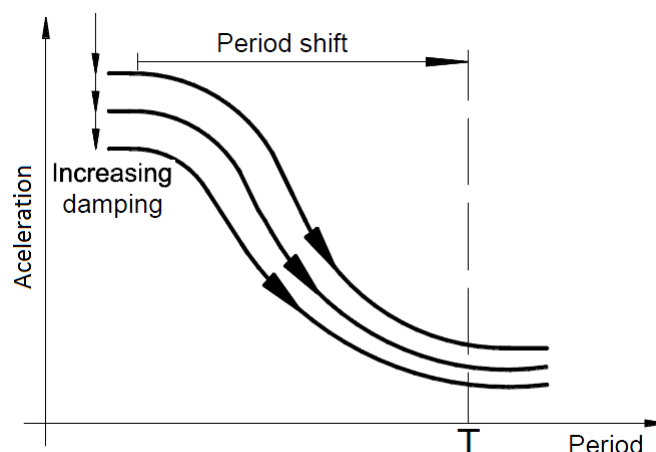


Figura 2.3: Aceleración típica del espectro de respuesta.
Fuente: Wang (2010).

¹En el caso de aisladores FPS se pueden tener períodos de vibración mayores, comprendidos de 2.5 a 3.5 seg.

Es claro que esto no sería posible en estructuras convencionales, pues para obtener tales valores, sería necesario reducir las dimensiones de los elementos estructurales hasta el punto en el que con certeza no podrían soportar ni siquiera su peso propio.

La conveniencia de usar aisladores de base también depende de las formas de los espectros, en la Fig. 2.4 se presenta el espectro de respuesta elástico del sismo de México 1985, vemos claramente que en este caso la utilización de aisladores de base es inadecuada, ya que por la forma del espectro, las ordenadas espectrales son mayores y la respuesta sísmica se incrementa cuando tenemos un periodo fundamental cercano a 2 seg, que coincide con los valores de periodo que se tiene en estructuras con aislamiento de base.

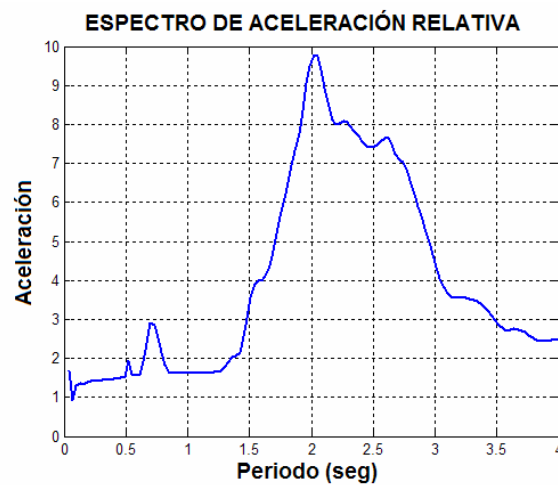


Figura 2.4: Espectro de aceleración sismo de México 1985, $\xi = 5\%$.
Fuente: Aguiar (2004).

2.1.4. Requerimientos para la aislación sísmica basal.

Aguiar (2004). Manifiesta que los sistemas de aislación sísmica presentan alta efectividad cuando son aplicados en:

- Edificaciones cuya cimentación se encuentra sobre *suelos firmes*.
- Edificaciones con *periodo bajo* y de *pocos pisos* (estructuras rígidas).

Es recomendable que los sistemas de aislación sísmica de base no sean aplicados en:

- Edificaciones cuya fundación se encuentra sobre suelos blandos, es decir, suelos del *tipo S_3* según el RNE E030–2014.
- Edificaciones con periodos altos (edificios altos).

En la Fig. 2.5, la línea roja representa la respuesta del suelo suave y la línea azul la respuesta del suelo firme, aquí se aprecia de manera grafica lo que habíamos mencionado anteriormente, las estructuras flexibles estarían sometidas a mayores fuerzas cortantes en el caso de suelos suaves.

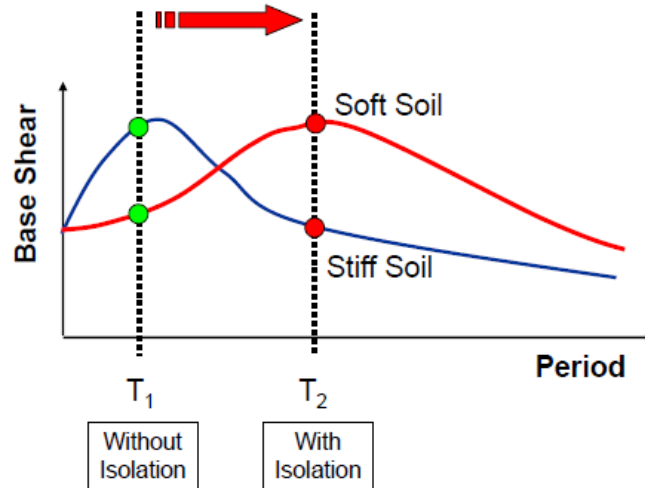


Figura 2.5: Respuesta de estructuras aisladas en suelos firmes y suaves.
Fuente: Symans (2011).

2.1.5. Amortiguamiento en los sistemas aislados.

En la Fig. 2.6 se muestra un espectro de aceleración para razones de amortiguamiento de $\xi = 5, 10, 15\%$. La flexibilización de la estructura, y el consecuente incremento de su período fundamental, hacen que la estructura incurra en rangos en los cuales las ordenadas espectrales son mucho menores, con ello se reduce su demanda de deformaciones y se reducen los esfuerzos en los elementos estructurales.

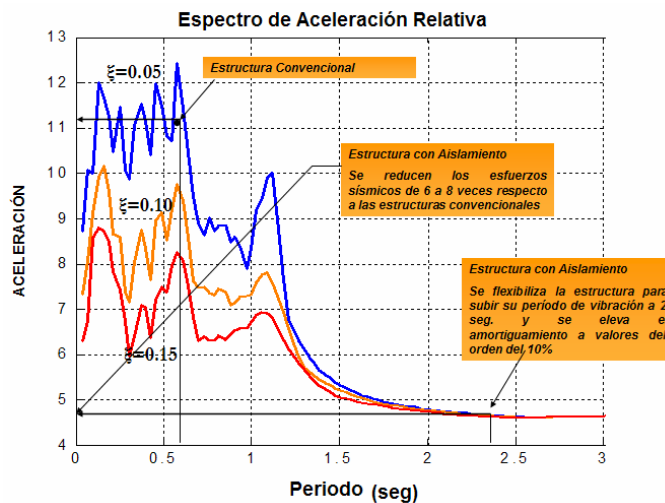


Figura 2.6: Espectro de aceleración para $\xi = 5, 10, 15\%$.
Fuente: Aguiar (2004).

Pues bien, al analizar la Fig. (2.6), es claro que la reducción de las aceleraciones espectrales al incrementar el amortiguamiento implica la reducción de las fuerzas laterales, esta disminución en las fuerzas laterales también se ve beneficiada con una reducción de los desplazamientos necesarios para llegar a dichas fuerzas sin incurrir en un incremento del periodo, tal como se muestra en la Fig. 2.7.

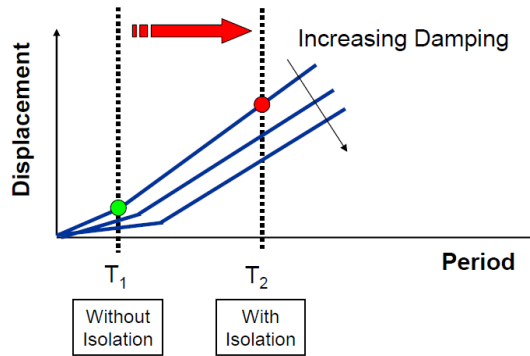


Figura 2.7: Reducción de desplazamiento para un aumento de amortiguamiento.
Fuente: Symans (2011).

2.2. Ecuaciones de movimiento.

2.2.1. Modelos con base fija.

En esta sección se realiza el planteamiento desarrollado por Jané y Barbat (1992). Despreciando la deformación por esfuerzo axial de las columnas (axialmente rígidas) y suponiendo que la rigidez de las losas es tal que permite aceptar como igual el desplazamiento horizontal de todos los puntos de una planta se puede modelar el edificio tal como se indica en la Fig. 2.8.

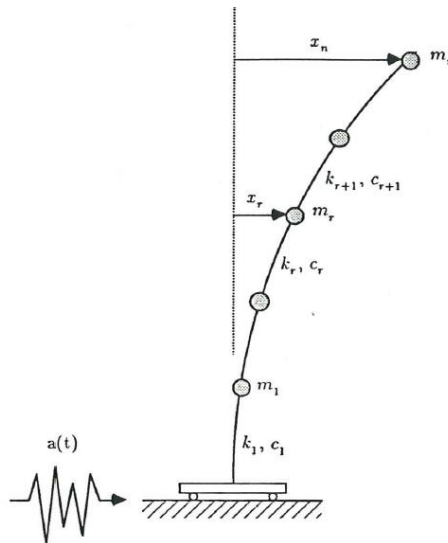


Figura 2.8: Modelo sísmico de edificio con base fija.
Fuente: Jané y Barbat (1992)

y la matriz de amortiguamiento \mathbf{C} es de la forma:

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 & & & & & \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 & 0 & & & 0 & \\ 0 & -c_3 & c_3 + c_4 & -c_4 & 0 & & & \\ & & & \ddots & & & & \\ & & & & 0 & -c_r & c_r + c_{r+1} & -c_{r+1} & 0 \\ & 0 & & & & & & \ddots & \\ & & & & & & & & c_n \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

Al conocerse las masas y rigideces de la estructura, se pueden obtener las matrices \mathbf{M} y \mathbf{K} mediante un sencillo proceso numérico. No ocurre lo mismo con la matriz de amortiguamiento \mathbf{C} donde los coeficientes c_i son de difícil estimación, requiriendo la matriz de amortiguamiento algunas hipótesis simplificativas que permitan una representación razonable de las propiedades de amortiguamiento de la estructura. Aguiar (2006), desarrolla la matriz de amortiguamiento mediante el algoritmo de *Wilson y Penzien (1972)*, dado en la Ec. 2.6:

$$\mathbf{C}_i = \frac{2\xi_i W_{ni}}{\mathbf{M}_i^*} (\mathbf{M}\phi_i) (\phi_i^t \mathbf{M}) \quad \mathbf{M}_i^* = \Phi^T \mathbf{M} \Phi \quad (2.6)$$

Siendo ϕ_i , el modo de vibración i , finalmente el amortiguamiento se obtiene mediante la sumatoria indicado en la Ec. 2.7.

$$\mathbf{C} = \sum_{i=1}^n \mathbf{C}_i \quad (2.7)$$

2.2.2. Modelos con aislamiento sísmico de base.

El aislamiento sísmico de base se materializa mediante la colocación de aparatos de apoyo debajo de la base del edificio, por lo que se modeliza del modo que se presenta en la Fig. 2.9. Los corrimientos x_i del i -ésimo grado de libertad del modelo se miden tomando la base como referencia. Los corrimientos x_b de la base se dan con respecto al terreno. De este modo el movimiento queda descrito mediante el siguiente sistema de ecuaciones (Jané y Barbat, 1992):

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{K}\mathbf{X} = -\mathbf{M}\mathbf{J} [\ddot{x}_b + a(t)] \quad (2.8)$$

$$m_b [\ddot{x}_b + a(t)] + k_b x_b + c_b \dot{x}_b + \sum_{i=1}^n m_i [\ddot{x}_i + a(t)] = 0 \quad (2.9)$$

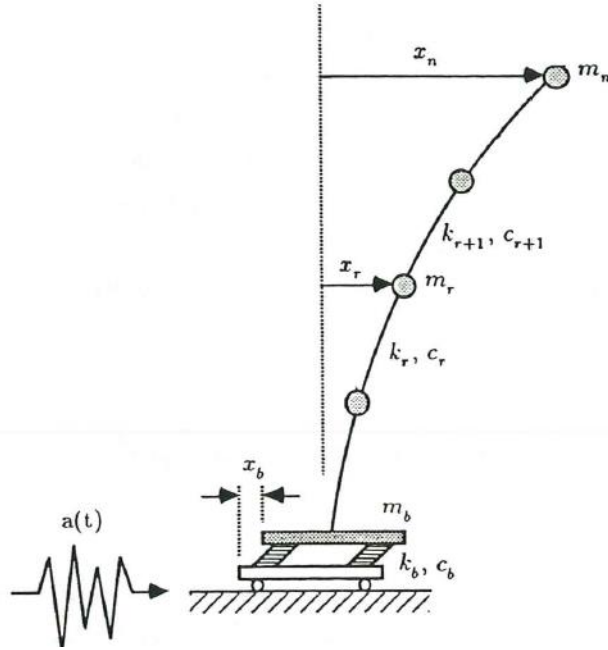


Figura 2.9: Modelo sísmico del edificio con aislamiento de base.
Fuente: Jané y Barbat (1992).

El sistema de Ecs. 2.8 corresponde al antes expuesto (Ec. 2.1) mientras que la Ec. 2.9 es el resultado de sumar las ecuaciones de equilibrio dinámico de todas las masas, incluida la de la base. El sistema de Ecs. 2.8 y 2.9 pueden expresarse en la misma forma compacta que la Ec. 2.1, escribiéndose ahora las matrices \mathbf{M} , \mathbf{K} y \mathbf{C} y los vectores \mathbf{J} y \mathbf{X} del siguiente modo:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \left[\sum_{i=1}^n m_i \right] & m_1 & \cdots & m_r & \cdots & m_n \\ m_1 & m_1 & & & & 0 \\ \vdots & & \ddots & & & \\ m_r & & & m_r & & \\ \vdots & 0 & & & \ddots & \\ m_n & & & & & m_n \end{bmatrix} \quad (2.10)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_b & 0 & 0 & & & & \\ 0 & k_1 + k_2 & -k_2 & & & & 0 \\ 0 & -k_2 & k_2 + k_3 & & & & \\ & & & \ddots & & & \\ & & 0 & -k_r & k_r + k_{r+1} & -k_{r+1} & 0 \\ & 0 & & & & \ddots & \\ & & & & & & k_n \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & \mathbf{C}_C \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

Donde:

$$c_b = 2\xi_b \sqrt{k_b \sum_{i=1}^n m_i} \quad (2.13)$$

Siendo ξ_b factor de amortiguamiento crítico de los aparatos de apoyo.

$$\mathbf{J}^T = \begin{bmatrix} 1 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & 0 \end{bmatrix} \quad (2.14)$$

$$\mathbf{X}^T = \begin{bmatrix} x_b & x_1 & x_2 & \cdots & x_r & \cdots & x_n \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

2.3. Sistema de dos grados de libertad con aisladores elastoméricos.

2.3.1. Ecuación diferencial del movimiento

De entre la variedad de aparatos de apoyo propuestos en la literatura de especialidad se ha escogido el del tipo elastomérico por ser el más difundido, este se modeliza del modo que puede verse en la Fig. 2.10, es decir, como la combinación de un resorte mas un amortiguador.

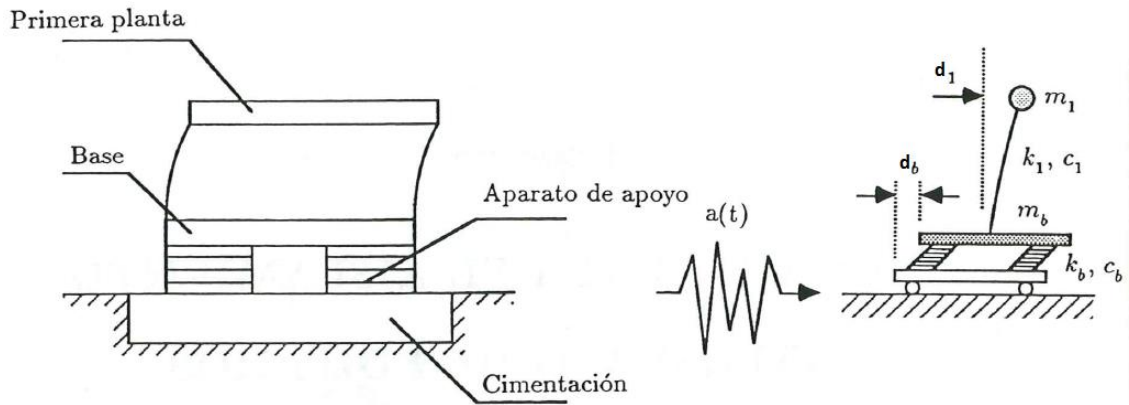


Figura 2.10: Modelo numérico de un sistema de dos grados de libertad.

Fuente: Aguiar et al. (2008).

(Aguiar et al., 2008), resuelven la ecuación diferencial del movimiento para el modelo, Se define el \mathbf{D}_c como:

$$\mathbf{D}_c = \begin{bmatrix} d_b \\ d_1 \end{bmatrix}$$

El sistema de ecuaciones diferenciales que gobierna el problema dinámico está definido por:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{D}}_C + \mathbf{C}\dot{\mathbf{D}}_C + \mathbf{K}\mathbf{D}_C = -\mathbf{M}\mathbf{J}_C\mathbf{a}(t) \quad (2.16)$$

La matriz de masas se obtiene evaluando la energía cinética de la estructura T_C :

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

La matriz de masas se obtiene de la derivada de la energía cinética con respecto a la velocidad para cada grado de libertad.²

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_b + m_s & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix}$$

La evaluación de la matriz de rigidez y amortiguamiento es directa y resultan:

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix}$$

El vector \mathbf{J}_C toma la forma:

$$\mathbf{J}_C = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix}$$

2.3.2. Vibraciones libres sin amortiguamiento.

Para el caso de vibración libre sin amortiguamiento, el sistema de ecuaciones diferenciales a resolver es:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{D}}_C + \mathbf{K}\mathbf{D}_C = 0 \quad (2.17)$$

La solución de (2.17) conduce a resolver el determinante siguiente:

$$\det |\mathbf{K} - \lambda\mathbf{M}| = 0$$

$$\mathbf{K} - \lambda\mathbf{M} = \begin{vmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{vmatrix} - \lambda \begin{vmatrix} m_b + m_s & m_s \\ m_s & m_s \end{vmatrix} = \begin{bmatrix} k_b - \lambda(m_b + m_s) & -\lambda m_s \\ -\lambda m_s & k_s - \lambda m_s \end{bmatrix}$$

²Nótese que cuando se trabaja con coordenadas relativas la matriz de masa no es diagonal y las matrices de rigidez y amortiguamiento son diagonales, este planteamiento es llevado a cabo por: Jané y Barbat (1992), Aguiar et al. (2008), Naeim y Kelly (1999).

Donde λ es el valor propio. Al encontrar el determinante e igualar a cero se halla el polinomio característico , este es:

$$k_b k_s - \lambda k_s (m_b + m_s) - \lambda k_b m_s + \lambda^2 m_s (m_b + m_s) - \lambda^2 m_s^2 = 0$$

Al dividir para $m_s(m_b + m_s)$, se obtiene:

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

Si se define:

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

El polinomio característico queda:

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

La frecuencia natural del sistema ω se obtiene sacando la raiz cuadrada del valor propio, luego el polinomio característico en funcion de la frecuencia natural resulta:

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

Se definen los parámetros:

$$\omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}} \quad \omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{m_b + m_s}} \quad \varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2}$$

Por lo tanto, las raíces del polinomio característico són:

$$\omega^2 = \frac{\omega_b^2 + \omega_s^2}{2(1 - \gamma)} \left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{4(1 - \lambda)\varepsilon}{(1 + \varepsilon)^2}} \right]$$

La frecuencia fundamental del sistema resulta:

$$\omega_1^2 = \frac{(\omega_b^2 + \omega_s^2) - \sqrt{(\omega_b^2 + \omega_s^2)^2 - 4(1 - \gamma)\omega_b^2\omega_s^2}}{2(1 - \gamma)}$$

La frecuencia máxima del sistema es:

$$\omega_2^2 = \frac{(\omega_b^2 + \omega_s^2) + \sqrt{(\omega_b^2 + \omega_s^2)^2 - 4(1 - \gamma)\omega_b^2\omega_s^2}}{2(1 - \gamma)}$$

Al desarrollar las ecuaciones indicadas y luego de algún trabajo algebraico y aproximaciones en base a suponer pequeños valores para ε se obtiene:

$$\omega_1^2 \approx \omega_b^2 \left(1 - \gamma \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2}\right) \approx \omega_b^2 (1 - \gamma\varepsilon) \approx \omega_b^2 \Rightarrow \omega_1^2 \approx \omega_b^2 \quad (2.18)$$

$$\omega_2^2 \approx \frac{\omega_s^2}{(1 - \gamma)} \left(1 + \gamma \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2}\right) \approx \frac{\omega_s^2}{(1 - \gamma)} (1 + \gamma\varepsilon) \approx \frac{\omega_s^2}{(1 - \gamma)} \Rightarrow \omega_2^2 \approx \frac{\omega_s^2}{(1 - \gamma)} \quad (2.19)$$

Estas expresiones aproximadas se realizan con la finalidad de comprender el comportamiento de estructuras con aislamiento de base, es así que de las Ecs. 2.18 y 2.19 se desprende:

- ω_1 es función de la frecuencia de vibración del sistema de aislamiento y de la frecuencia de vibración de la superestructura pero se acostumbra considerar que:

$$\omega_1^2 \approx \omega_b^2 \quad (2.20)$$

(Aguiar et al., 2008), utilizan la Ec.2.20 para definir el tamaño de los aisladores. El proyectista se impone un período objetivo T_D , que desea tenga la estructura con el aislamiento. Entonces se tiene:

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

De donde:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{m_b + m_s}{k_b}}$$

- La segunda frecuencia resulta mayor que la frecuencia correspondiente a la superestructura con base empotrada y se incrementa significativamente en la medida que la masa de la superestructura es cada vez más dominante comparada a la del nivel de aislación.

2.3.2.1. Cálculo de los modos de vibración.

Para el cálculo de los modos de vibración se debe reemplazar λ en:

$$(\mathbf{K} - \lambda\mathbf{M})\phi = \mathbf{0}$$

Donde el vector ϕ esta compuesto por:

$$\phi = \begin{bmatrix} \phi_b \\ \phi_1 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} k_b - \lambda(m_b + m_s) & -\lambda m_s \\ -\lambda m_s & k_s - \lambda m_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_b \\ \phi_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Al dividir la primera ecuación para $m_b + m_s$ y la segunda para m_s se obtiene:

$$\begin{bmatrix} \omega_b^2 - \lambda & -\lambda\gamma \\ -\lambda & \omega_s^2 - \lambda \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_b \\ \phi_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Para calcular la primera forma modal se reemplaza $\lambda = \omega_1^2$. Como el sistema de ecuaciones es linealmente dependiente, solo se puede trabajar con la primera o con la segunda ecuación, con lo que se obtiene:

$$(\omega_b^2 - \lambda) \phi_b - \lambda\gamma\phi_1 = 0$$

$$(\omega_b^2 - \omega_1^2) \phi_b - \omega_1^2\gamma\phi_1 = 0$$

$$\omega_1^2 = \omega_b^2(1 - \gamma\varepsilon)$$

Si $\phi_b = 1$ al reemplazar ω_1^2 se halla:

$$(\omega_b^2 - \omega_b^2 + \omega_b^2\gamma\varepsilon) 1 - [\omega_b^2(1 - \gamma\varepsilon)] \gamma\phi_1 = 0$$

De donde:

$$\phi_1 = \frac{\omega_b^2\gamma\varepsilon}{\omega_b^2\gamma(1 - \gamma\varepsilon)} = \frac{\varepsilon}{1 - \gamma\varepsilon} \approx \varepsilon$$

Luego el primer modo de vibración resulta:

$$\phi^{(1)} = \begin{bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{bmatrix}$$

Para encontrar el segundo modo se reemplaza $\lambda = \omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} (1 + \gamma\varepsilon)$ en la primera ecuación, obteniéndose:

$$\left[\omega_b^2 - \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} (1 + \gamma\varepsilon) \right] 1 - \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} (1 + \gamma\varepsilon) \gamma\phi_1 = 0$$

Luego de algunas simplificaciones y aproximaciones (Aguar et al., 2008) se llega a:

$$\phi_1 \approx -\frac{1}{\gamma} [1 - (1 - \gamma)\varepsilon] \approx -\frac{1}{\gamma}$$

Por lo tanto:

$$\phi^{(2)} = \begin{bmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma} \end{bmatrix}$$

Se han encontrado los modos de vibración en función de: $\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2}$ y $\gamma = \frac{m_s}{m_b+m_s}$
 En la Fig. 2.11, se presenta los modos de vibración de la estructura con aislamiento en la base.

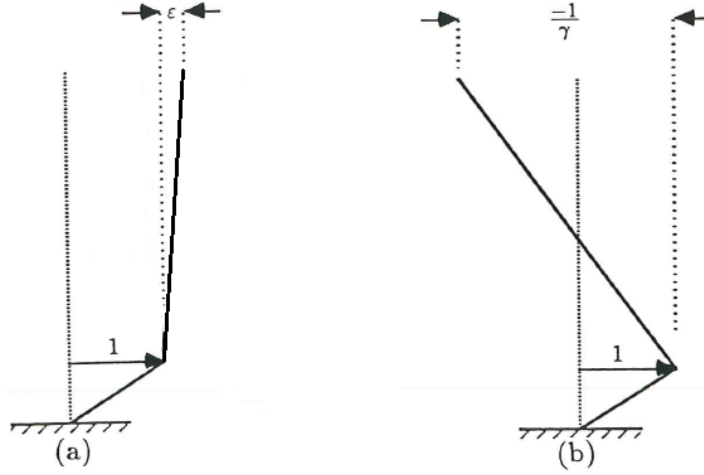


Figura 2.11: Modos de vibración del modelo. (a) $\phi^{(1)}$ —primer modo de vibración; (b) $\phi^{(2)}$ —segundo modo de vibración.

Fuente: Jané y Barbat (1992).

2.3.2.2. Cálculo de los factores de participación modal.

El factor de participación modal se obtiene con la siguiente ecuación.

$$L_j = \frac{\phi^{(j)\text{T}}\mathbf{M}\mathbf{J}_C}{\phi^{(j)\text{T}}\mathbf{M}\phi^{(j)}} \quad (2.21)$$

$$\mathbf{J}_C = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Para encontrar el factor de participación asociado al primer modo de vibración $\phi^{(1)}$ se tiene que el denominador de (2.21) se obtiene de la siguiente manera:

$$\phi^{(1)\text{T}}\mathbf{M}\phi^{(1)} = \begin{bmatrix} 1 & \varepsilon \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m_b + m_s & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{bmatrix} = (m_b + m_s) + 2\varepsilon m_s + \varepsilon^2 m_s$$

El numerador de (2.21) para el primer modo de vibración se halla como se indica a continuación:

$$\phi^{(1)\text{T}}\mathbf{M}\mathbf{J}_C = \begin{bmatrix} 1 & \varepsilon \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m_b + m_s & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} = (m_b + m_s) + \varepsilon m_s$$

Al dividir el numerador y denominador de L_1 por $m_b + m_s$ se tiene que el factor de participación modal del primer modo vale:

$$L_1 = \frac{1 + \gamma\varepsilon}{1 + 2\gamma\varepsilon + \varepsilon^2} \approx \frac{1 + \gamma\varepsilon}{1 + 2\gamma\varepsilon}$$

Se puede demostrar que el factor de participación del primer modo es aproximadamente igual a:

$$L_1 = 1 - \gamma\varepsilon \quad (2.22)$$

Para el segundo modo se procede en forma similar (Aguiar et al. (2008), Jané y Barbat (1992)) y se halla que:

$$L_2 = \gamma\varepsilon \quad (2.23)$$

2.3.2.3. Cálculo de los factores de amortiguamiento.

Al desacoplar el sistema de ecuaciones diferenciales que gobiernan los problemas de dinámica de estructuras y considerando la ortogonalidad de los modos con respecto a la matriz de amortiguamiento se halla lo siguiente para el primer modo de vibración:

$$2\omega_1\xi_1 = \frac{\phi^{(1)\mathbf{T}}\mathbf{C}\phi^{(1)}}{\phi^{(1)\mathbf{T}}\mathbf{M}\phi^{(1)}}$$

Donde ω_1 es la frecuencia natural de vibración del primer modo, ξ_1 es el factor de amortiguamiento del primer modo. En el apartado anterior se acaba de demostrar que:

$$\phi^{(1)\mathbf{T}}\mathbf{M}\phi^{(1)} = (m_b + m_s) + 2\varepsilon m_s$$

Para el numerador se tiene:

$$\phi^{(1)\mathbf{T}}\mathbf{C}\phi^{(1)} = \begin{bmatrix} 1 & \varepsilon \end{bmatrix} \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{bmatrix} = c_b + \varepsilon^2 c_s$$

Luego:

$$2\omega_1\xi_1 = \frac{c_b + \varepsilon^2 c_s}{(m_b + m_s) + 2\varepsilon m_s}$$

Pero:

$$c_b = 2(m_b + m_s)\omega_b\xi_b$$

$$c_s = 2(m_s)\omega_s\xi_s$$

Al reemplazar en la última ecuación se tiene:

$$2\omega_1\xi_1 = \frac{2(m_b + m_s)\omega_b\xi_b + \varepsilon^2 2m_s\omega_s\xi_s}{(m_b + m_s) + 2\varepsilon m_s}$$

Al dividir numerador y denominador por $(m_b + m_s)(1 - 2\varepsilon\gamma)$ se tiene:

$$2\omega_1\xi_1 = \frac{2\omega_b\xi_b(1 - 2\varepsilon\gamma) + \varepsilon^2 2\gamma\omega_s\xi_s(1 - 2\varepsilon\gamma)}{1 - 4\varepsilon^2\gamma^2}$$

Al despreciar los términos de ε^2 se tiene:

$$2\omega_1\xi_1 = 2\omega_b\xi_b(1 - 2\varepsilon\gamma)$$

Al reemplazar el valor de $\omega_1 = \omega_b\sqrt{1 - \gamma\varepsilon}$ y despejando ξ_1 se tiene:

$$\xi_1 = \frac{\omega_b\xi_b(1 - 2\varepsilon\gamma)}{\omega_b\sqrt{1 - \gamma\varepsilon}} = \frac{\xi_b(1 - 2\varepsilon\gamma)(\sqrt{1 - \gamma\varepsilon})}{\sqrt{1 - \gamma\varepsilon}(\sqrt{1 - \gamma\varepsilon})} = \frac{\xi_b(1 - 2\varepsilon\gamma)(1 - \frac{1}{2}\varepsilon\gamma - \frac{1}{8}\varepsilon^2\gamma^2 \dots)}{1 - \gamma\varepsilon}$$

Despreciando nuevamente los términos de ε^2 se obtiene:

$$\xi_1 = \frac{\xi_b(1 - \frac{5}{2}\varepsilon\gamma)}{1 - \gamma\varepsilon}$$

Al multiplicar numerador y denominador por $1 + \gamma\varepsilon$ se encuentra:

$$\xi_1 = \frac{\xi_b(1 - \frac{5}{2}\varepsilon\gamma)}{1 - \gamma\varepsilon} \frac{1 + \gamma\varepsilon}{1 + \gamma\varepsilon} = \frac{\xi_b(1 - \frac{3}{2}\varepsilon\gamma - \frac{5}{2}\varepsilon^2\gamma^2)}{1 - \gamma^2\varepsilon^2}$$

Despreciando los términos de ε^2 se obtiene:

$$\xi_1 \approx \xi_b \left(1 - \frac{3}{2}\varepsilon\gamma\right) \approx \xi_b \quad (2.24)$$

Procediendo en forma similar se halla el factor de amortiguamiento asociado al segundo modo ξ_2 , (Aguiar et al., 2008), se obtiene:

$$\xi_2 \approx \frac{\sqrt{\varepsilon}\xi_b\gamma + \xi_s}{\sqrt{1 - \gamma}} \left(1 - \frac{\varepsilon\gamma}{2}\right) \approx \frac{\sqrt{\varepsilon}\xi_b\gamma + \xi_s}{\sqrt{1 - \gamma}} \quad (2.25)$$

2.4. Tipos de aisladores basales.

2.4.1. Introducción.

Existen diversos tipos de sistemas de aislación basal, cada uno con sus características propias en cuanto a sus mecanismos de acción, materiales que lo componen, costos de implementación, estudios teóricos acerca de ellos y tipos de estructuras en donde es más conveniente usar. Todos ellos buscan el mismo fin, *desacoplar la estructura del movimiento del suelo*, pero en este trabajo de tesis se decidió estudiar tres sistemas de aislación:

- Aislador elastomérico convencional.
- Aislador elastomérico con núcleo de plomo.
- Aislador de péndulo friccional.

Las razones que fundamentan esta decisión son que:

- a) El respaldo teórico y experimental que existe en los tres sistemas, existen estudios de importantes autores y universidades que permiten contar con datos confiables y comprobados. Además estos estudios y experimentaciones se vienen realizando hace ya bastantes años.
- b) Muchos de los otros mecanismos combinan las características tanto de los aisladores elastoméricos y friccionales, por lo tanto entendiendo los principios de éstos, será más fácil comprender los mecanismos de acción de otros sistemas, ya que tienen un fundamento común.
- c) La mayoría de los edificios aislados en el mundo están sobre algún tipo de estos aisladores, existiendo parámetros de comportamiento. Ellos han demostrado proporcionar un buen desempeño sísmico en las estructuras en que se han implementado, visto tanto en los sismos de *Northridge (Los Ángeles, 1994)* y *Kobe (Kobe, 1995)*, mostrando las bondades de esta alternativas en cuanto a aumentar considerablemente el nivel de seguridad para las estructura, las personas y la operatividad después de un sismo.

2.4.2. Aislador elastomérico convencional.

En la Fig. 2.12 se ilustra un aislador elastomérico. Este apoyo está compuesto por capas alternadas de goma y placas de acero unidas entre sí por un proceso de vulcanización. De este modo, la rigidez del apoyo es controlada por el espesor de las capas de goma. Así, mientras más gruesas son estas capas más flexibles es el apoyo en la dirección horizontal. En cambio, la rigidez vertical del apoyo es controlada por la alta rigidez en planta de las placas de acero que inhibe la expansión lateral de la goma que resulta de la presión vertical.

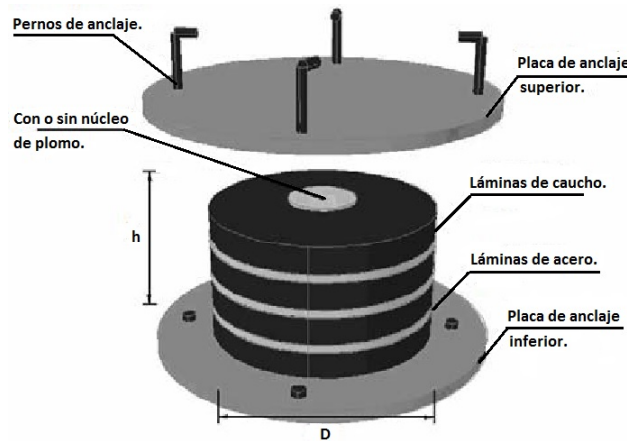


Figura 2.12: Aislador elastomérico convencional.
Fuente: Aguiar et al. (2008).

A objeto de aumentar la capacidad de disipación de un sistema de aislación basal como el mostrado, se puede elegir entre varias alternativas tales como:

- Agregar aditivos a la goma para aumentar sus propiedades de amortiguamiento.
- Incorporar un corazón de plomo en el centro del disipador para aprovechar las propiedades disipativas del plomo y así aumentar la disipación del aislador.
- Acoplar a los aisladores otros dispositivos tales como los amortiguadores viscosos, de fricción o por extrusión de plomo.

Alrededor del mundo existen varias empresas que se han dedicado a fabricar este tipo de aisladores, una de las más importantes es la gigante japonesa *Bridgestone*, conocida mundialmente por la fabricación de neumáticos para vehículos. Otros proveedores son *André (Inglaterra)*, *Skellerup-Oiles (Nueva Zelandia)*, *DIS (Estados Unidos)*, *Algasism* en Italia y *VULCO (Chile)*.

Entre los tipos de aisladores elastoméricos podemos distinguir los siguientes:

2.4.2.1. Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento (LDR).

Los aisladores elastomérico de bajo amortiguamiento (*Low Damping Rubber*) Consisten en aisladores que utiliza goma natural con un punto bajo de amortiguación (2 – 5 % como máximo), poseen las mismas características mencionadas en el punto anterior con la salvedad que se utiliza una goma de baja capacidad de amortiguación, las laminas de acero impiden las expansiones laterales de la goma y proveen de alta rigidez vertical, pero no tienen efecto sobre la rigidez horizontal que es controlada por el bajo modulo al esfuerzo de corte que posee el elastómero. Un esquema de un aislador LDR se presenta en la Fig. 2.13.

2.4.2.2. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR).

El aislador elastomérico de alto amortiguamiento (*High Damping Rubber*) tiene la misma disposición mencionada en el punto anterior de ir intercalando láminas de goma con delgadas capas de acero, Los HDR son aisladores elastoméricos cuyas láminas de elastómeros son fabricados adicionando elementos como carbón, aceites y resinas, con el fin de aumentar el amortiguamiento de la goma hasta niveles cercanos al 10 – 15 %.

Los aisladores tipo HDR presentan mayor sensibilidad a cambios de temperatura y frecuencia que los aisladores tipo LDR y LRB. A su vez, los aisladores HDR presentan una mayor rigidez para los primeros ciclos de carga, que generalmente se estabiliza luego del tercer ciclo de carga. Estos dispositivos, al igual que los dispositivos tipo LRB, combinan la flexibilidad y disipación de energía en un solo elemento, con la característica de ser, relativamente, de fácil fabricación. Un esquema de un aislador HDR se presenta en la Fig. 2.13.

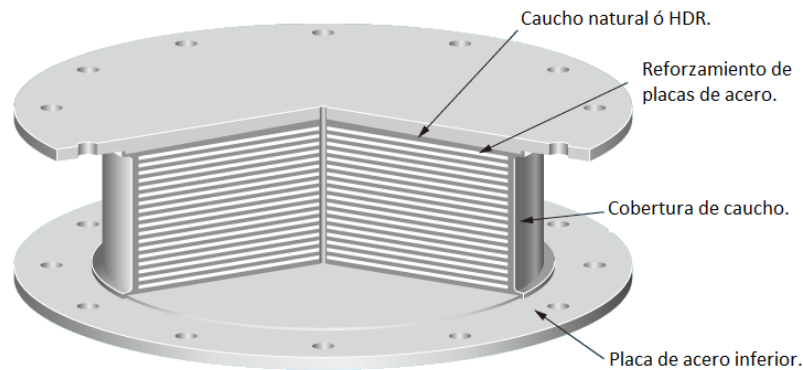


Figura 2.13: Esquema de aislador de bajo y alto amortiguamiento.
Fuente: Bridgestone seismic isolation product line—up (2013).

2.4.3. Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB).

Los aisladores con núcleo de plomo son conexiones multicapas de goma y acero intercaladas parecidas al LDR, pero estos tienen uno o más orificios circulares en donde se introducen los tapones de plomo, para entregar mayor amortiguación al sistema de aislación. Por lo general el sistema cuenta con un solo núcleo de plomo inserto en el centro del aislador. Un corte esquemático de un LRB es presentado en la Fig. 2.14.

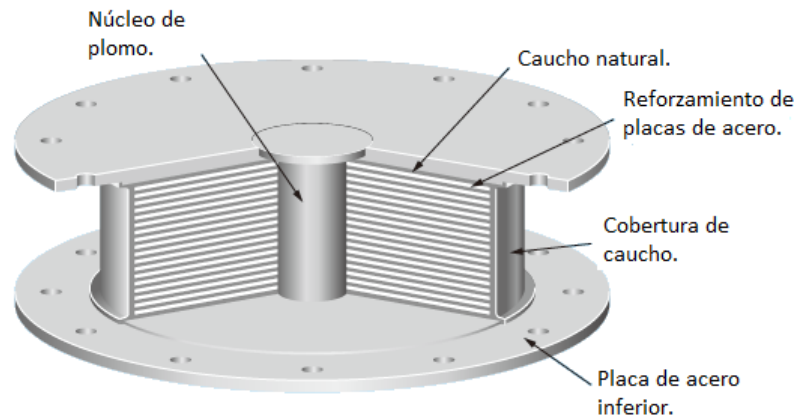


Figura 2.14: Corte esquemático de aislador con núcleo de plomo (LRB).
Fuente: Bridgestone seismic isolation product line—up (2013).

Una de las empresas más importantes dedicadas a la fabricación de los aisladores LRB, es *Algasism*, empresa radicada en Italia, y que desde 1985 ha venido fabricando aisladores elastoméricos. Entre las características principales de los aisladores LRB producidos por la empresa italiana podemos mencionar:

- Capacidad de carga superior a $15000KN$.
- Dimensiones desde 300mm hasta 1200mm de diámetro.
- Alta protección contra envejecimiento, características y propiedades constantes.
- Poca necesidad de mantenimiento y facilidad de instalación.

2.4.4. Aislador de péndulo de fricción FPS.

Dentro de los sistemas de aislación basal existen los sistemas deslizantes (friccionales). Uno de los representantes más conocidos de esta clase es el sistema de péndulo friccional FPS (*Frictional Pendulum System*).

El apoyo FPS consiste de un deslizador (resbalador) articulado sobre una superficie de acero inoxidable esférico como se muestra esquemáticamente en la Fig. 2.15. Características de estos apoyos son la superficie deslizante esférica de acero inoxidable pulido y el deslizador articulado, que está revestido con un material compuesto de alta capacidad de soporte basado en *politetrafluoroetileno* (teflón) que tiene un bajo coeficiente de fricción (aprox. 5 – 7%). Los apoyos están sellados e instalados con la superficie deslizante boca abajo para evitar la contaminación de la interface de deslizamiento.

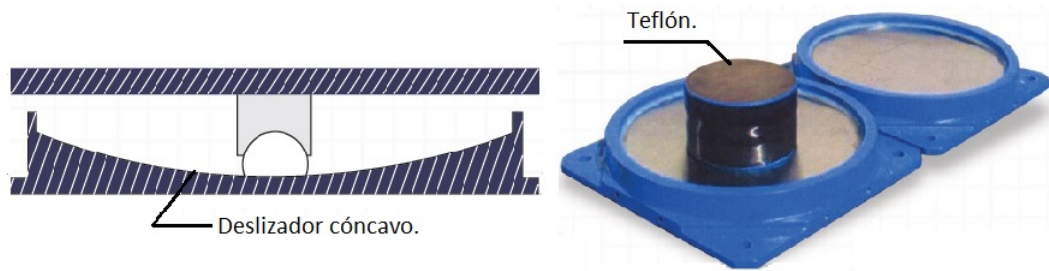


Figura 2.15: Esquema aislador de péndulo de fricción FPS.
Fuente: Aguiar et al. (2008).

El apoyo FPS es activado sólo cuando la fuerza de corte sobre la interface de aislación, debida a las fuerzas sísmicas, supera la fuerza de fricción estática. Una vez en movimiento, el cursor articulado (deslizador) se mueve a lo largo de la superficie esférica cóncava, causando la elevación de la masa soportada, con movimientos equivalentes a los de un péndulo simple. Los resultados de aislación basal deseados se alcanzan por la geometría del apoyo y la gravedad. Durante la elevación a lo largo de la superficie esférica, el apoyo desarrolla una fuerza resistente lateral igual a la combinación de la fuerza friccional movilizada y una fuerza de restauración inducida por la gravedad. Verdaderamente, esta última fuerza es la fuerza de restauración del sistema.

En base a lo indicado, en el párrafo anterior se tienen dos fases en un sistema FPS, la primera denominada de *agripamiento* en que el deslizador no se mueve y la segunda que corresponde al deslizador en movimiento.

Ventajas de los aisladores FPS sobre los elastoméricos.

- Un aspecto muy importante de los FPS es que el período de la estructura es independiente de la masa de la estructura soportada, lo cual es una gran ventaja sobre los aisladores de tipo elastomérico, ya que menos factores son involucrados en la selección del aislador. Es así que en los aisladores elastoméricos, para incrementar el periodo de un aislador sin variar las dimensiones en planta, uno tiene que incrementar la altura del aislador, la cual está limitada por requerimientos de estabilidad. Para los FPS, uno puede variar el periodo simplemente cambiando el radio de la superficie cóncava, en tal virtud el tamaño del aislador será principalmente controlado por el máximo desplazamiento de diseño.
- Los aisladores FPS es que tiene una muy alta capacidad de carga vertical, unos 130000 KN, una capacidad muy superior a la de los aisladores elastoméricos, que como se citó anteriormente alcanzan valores de 15000 KN.

2.5. Características mecánicas de aisladores elastoméricos.

Las características mecánicas de aisladores elastoméricos de múltiples capas han sido estudiados por muchas décadas, y mientras análisis exactos usando técnicas no lineales son aún bastante dificultosas, simples predicciones basados en la teoría elástica han sido desarrollados por muchos investigadores y verificados por pruebas de laboratorio y más recientemente por análisis de elementos finitos (Naeim y Kelly, 1999). La propiedad mecánica más importante de los soportes de aislación es su rigidez horizontal dado por la Ec. 2.26.

$$K_H = \frac{GA}{t_r} \quad (2.26)$$

El desplazamiento horizontal máximo " D " es relacionado a la máxima deformación por corte " γ " por:

$$\gamma = \frac{D}{t_r}$$

La rigidez vertical " K_V " y la rigidez a la flexión expresado como " EI " por analogía con la teoría de vigas, son dados por una simple teoría lineal elástica y son necesarios para el diseño de los aisladores. La rigidez vertical de un aislador elastomérico es dado por la Ec. 2.27.

$$K_V = \frac{E_c A}{t_r} \quad (2.27)$$

El valor de " E_c " para una sola capa de goma es controlado por el factor de forma " S " definido como:

$$S = \frac{\text{area cargada}}{\text{area libre de carga}}$$

La cual es una cantidad adimensional, el factor de forma " S " permite al diseñador del sistema decidir si el material puede ser considerado incompresible o si el módulo de compresibilidad podría ser tomado en cuenta, para valores moderados bajos de " S " ($S \leq 15$), el material puede ser asumido incompresible pero mas allá de este valor ($S > 15$), el material debe ser asumido como compresible, un hecho que considerablemente complica el análisis, para un aislador circular de diámetro " ϕ " o radio " R " y espesor " t ", se tiene:

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

Y para un aislador elastomérico cuadrado de lado "a" y espesor "t", el factor de forma está dado por:

$$S = \frac{a}{4t}$$

Para un aislador circular con un moderado factor de forma "S" ($S \leq 15$), el módulo de compresión está dado por la ecuación (2.28).

$$E_c = 6GS^2 \quad (2.28)$$

Para un aislador cuadrado, éste resulta:

$$E_c = 6.73GS^2$$

(Kelly y Konstantinidis, 2011), analizan la deformación por corte debido a los efectos de compresión y flexión en aisladores elastoméricos.

- **Deformación de corte debido a la compresión.**

Bajo compresión directa se produce una deformación por corte en la goma, la cual es denotado por " γ_c ", la deformación nominal por compresión está dado por:

$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= \frac{\Delta}{t_r} \\ \gamma_c &= 6S\varepsilon_c \end{aligned} \quad (2.29)$$

La Ec. 2.29, es la máxima deformación por corte desarrollada en los bordes del relleno de caucho del aislador y a menudo utilizado en el diseño.

- **Deformación de corte debido a la flexión.**

La rigidez a la flexión se calcula asumiendo a la goma cargado por un momento " M ", y la deformación es asumido como una rotación de las placas de acero superior e inferior del aislador, como los mostrado en la Fig. 2.16. El ángulo relativo entre las placas de acero superior e inferior es denotado por " α " y el radio de curvatura " ρ " generado por la deformación es relacionado a " α " por la ecuación (2.30).

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\alpha}{t} \quad (2.30)$$

Por analogía con la teoría de viga, donde:

$$M = \frac{EI}{\rho} \quad (2.31)$$

Reemplazando la Ec. 2.30 en la Ec. 2.31, se tiene:

$$M = (EI)_{eff} \frac{\alpha}{t} \quad (2.32)$$

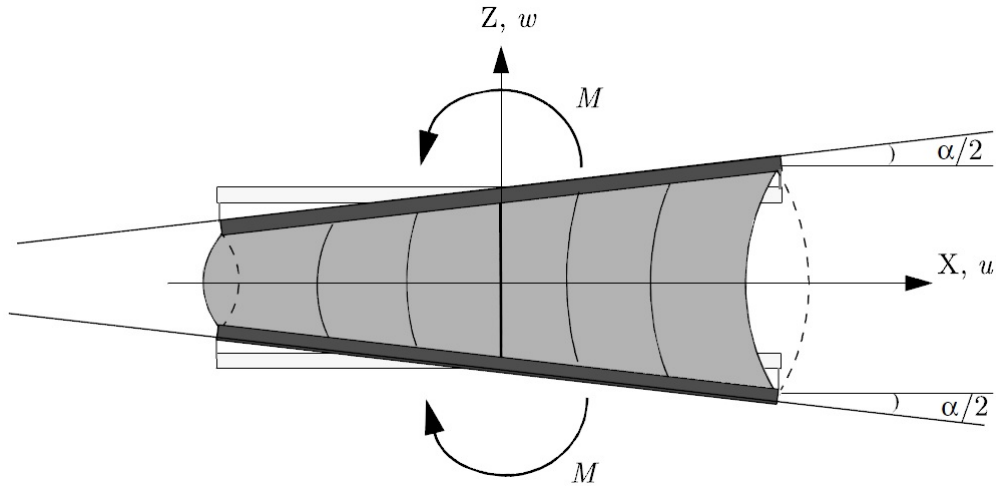


Figura 2.16: Relleno de caucho entre placas rígidas en flexión pura.
Fuente: Kelly y Konstantinidis (2011).

Para un relleno de caucho circular de radio "R", la Ec. 2.32 resulta:

$$M = \frac{3\alpha G \pi R^6}{2t^3} \frac{1}{12}$$

Y para una viga de sección circular se tiene:

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

La deformación por corte inducido por la flexión está dado por:

$$\gamma_b = 6S\varepsilon_b$$

Donde $\varepsilon_b = R(\alpha/t)$ es la deformación de compresión en el borde del caucho producido por flexión.

- **Inclusión del módulo de compresibilidad de la goma.**

La ecuación (2.27) es la fórmula general para K_V donde E_c depende de "S", cuando el factor de forma es relativamente grande ($S > 15$), tenemos que considerar el efecto del módulo de compresibilidad del elastómero "K"³, éste valor es calculado como lo muestra la Ec. 2.33.

$$\frac{1}{E_c} = \frac{1}{E_c^\infty} + \frac{1}{K} \quad (2.33)$$

³El valor de "K" varía ampliamente en referencia al material, que van desde un mínimo de 1000MPa a 2500MPa, el valor comúnmente usado y que parece encajar en los resultados de pruebas de laboratorio sobre aisladores es de 2000MPa.

Donde " E_c^∞ " es el módulo de compresión efectivo asumiendo incompresibilidad en el aislador, reemplazando la Ec. 2.28 en la Ec. 2.33 y despejando el valor de E_c se obtiene la Ec. 2.34.

$$E_c = \frac{6GS^2K}{6GS^2 + K} \quad (2.34)$$

Al tener en cuenta el valor de " K " en el análisis, en la Ec. 2.27 se debe de utilizar el valor de E_c de la Ec. 2.34 y no el de la Ec. 2.28.

2.6. Estabilidad de aisladores elastoméricos.

2.6.1. Estabilidad al pandeo.

Los aisladores elastoméricos pueden ser susceptibles a inestabilidad por pandeo similar a una columna ordinaria pero dominado por la baja rigidez al corte de los aisladores, el análisis previo de la deformación completa de una sola capa de goma de espesor " t ", puede ser usado en el análisis de pandeo que trata a los aisladores como un sistema compuesto continuo. Este análisis considera que los aisladores pueden ser modelados como una viga, y la deformación es asumido ser de tal manera que la sección plana normal al eje central indeformado permanece plana pero no necesariamente normal al eje deformado.

El método que plantea el autor (Kelly y Konstantinidis, 2011), corresponde al análisis elástico lineal de la carga de pandeo de *Euler* para una columna, para modelar el aislador elastomérico como una viga continua, es necesario introducir ciertas modificaciones a las cantidades definidas en la sección previa. Considerando el aislador como una columna de longitud " h ", con un área de sección transversal " A ", definimos la rigidez de corte por unidad de longitud como $P_S = GA_S$, donde A_S es un área de corte efectivo dado por la Ec. 2.35:

$$A_S = A \frac{h}{t_r} \quad (2.35)$$

En la Ec. 2.35, el incremento del valor de " A " se necesita tener en cuenta debido al hecho que las placas de acero no se deforman en el sistema compuesto, por ello la rigidez a la flexión $(EI)_{eff}$ es similarmente modificado, así que la rigidez a la flexión de una sola capa de goma de espesor " t " se convierte en EI_S , donde:

$$EI_S = E_c \left(\frac{1}{3} \right) I \frac{h}{t_r}$$

En términos de estas cantidades, la rigidez horizontal total K_H (lo cual es GA/t_r), se convierte en:

$$K_H = \frac{GA_S}{h}$$

Y la carga de pandeo de *Euler* para una columna despreciando la deformación por corte se define como:

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

Una configuración usual de un aislador en un sistema de aislamiento es mostrado en la Fig. 2.17 en ella se muestra que el aislador es restringido contra rotación en ambos extremos de las placas de acero y es libre de moverse lateralmente en la parte superior.

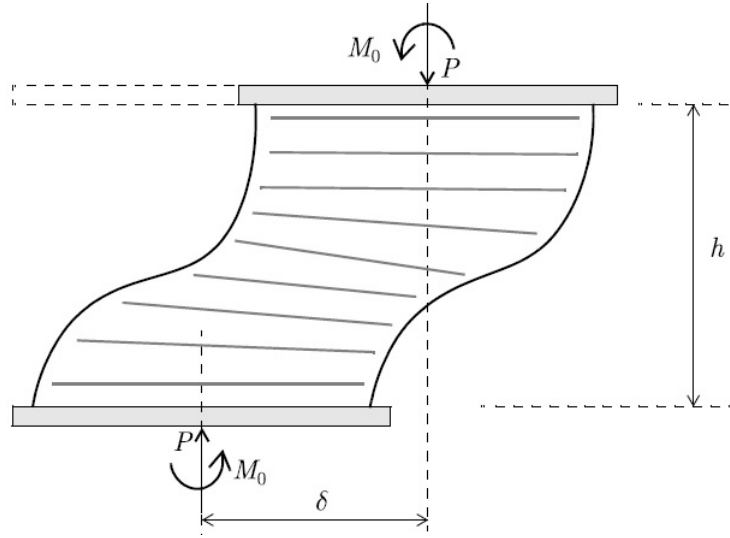


Figura 2.17: Condiciones de contorno para un aislador bajo carga vertical.
Fuente: Kelly y Konstantinidis (2011).

La carga de pandeo crítica P_{crit} , es la solución de la Ec. 2.36:

$$P^2 + PP_S - P_S P_E = 0 \quad (2.36)$$

La Ec. 2.36, es de segundo orden en la variable "P", la solución corresponde a la carga crítica y está dado por:

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

Si asumimos $P_S \approx GA$ y:

$$P_E \approx \frac{1}{3} \frac{6GS^2 I \pi^2}{h^2} \approx GA \left(\frac{2\pi^2 S^2 I}{A} \right)$$

Para varios tipos de aisladores donde $S \geq 5$, $P_E \gg P_S$ la carga crítica puede ser

aproximado por la Ec. 2.37:

$$P_{crit} = (P_S P_E)^{1/2} \quad (2.37)$$

2.6.2. Estabilidad al volcamiento.

Las conexiones del tipo "enclavijado o empotrado", incluso si éstos son estables contra el pandeo bajo la carga de diseño, pueden experimentar otra forma de inestabilidad llamado "volcamiento ó roll-out", que es asociado con el desplazamiento lateral máximo que el soporte puede sostener, ya que los soportes no pueden sostener esfuerzos de tensión, el momento de equilibrio en la parte superior e inferior del soporte es producido por un cambio en la línea de acción de la resultante de la carga vertical como lo mostrado en la Fig. 2.18—a. ⁴

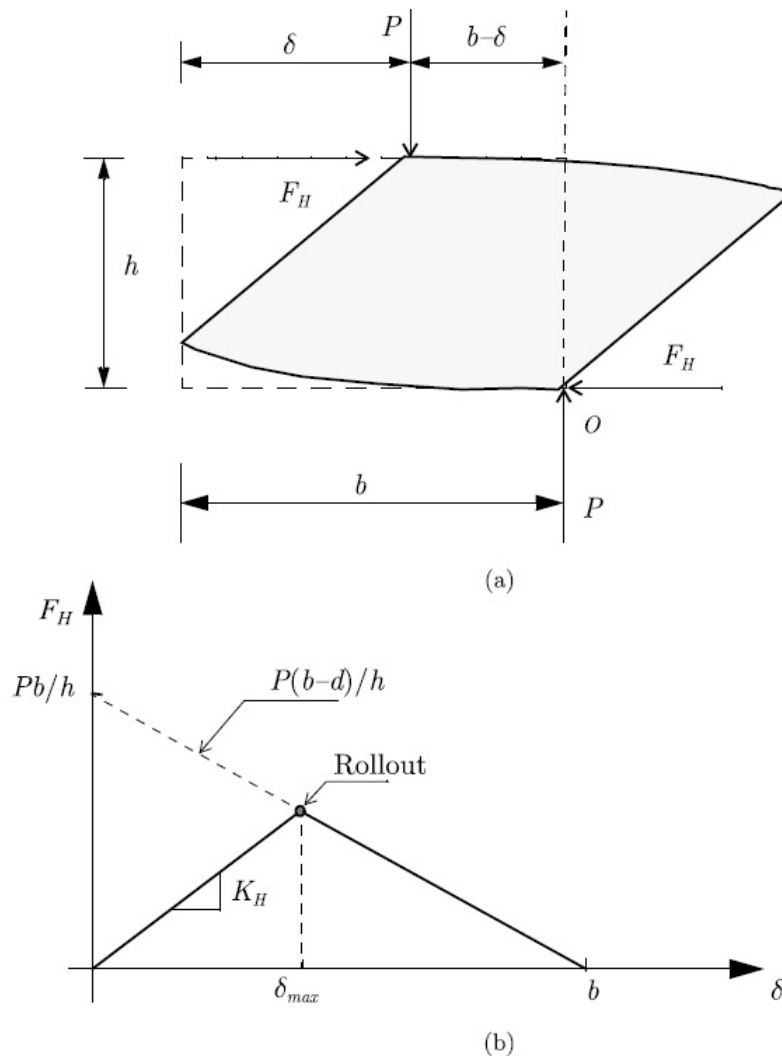


Figura 2.18: Mecánica de volcamiento en soportes enclavijados.

Fuente: Kelly y Konstantinidis (2011).

⁴En la Ec. 2.38 "b" es el ancho del soporte, para el caso de un aislador cuadrado corresponde a la longitud del lado "a" y para un soporte circular al diámetro " ϕ ".

Tomando momentos con respecto al punto "O" tenemos:

$$P(b - \delta_{\text{máx}}) = hF_H \quad (2.38)$$

La relación entre la fuerza lateral " F_H " y el desplazamiento " δ " se muestra en la Fig. 2.18-b, por lo tanto, si nosotros tomamos $F_H = K_H\delta$, la Ec. 2.38 se convierte en:

$$\frac{\delta_{\text{máx}}}{b} = \frac{P}{P + K_H h} \quad (2.39)$$

Si tomamos $K_H = GA/t_r$ y la presión $p = P/A$, la Ec. 2.39 se convierte:

$$\frac{\delta_{\text{máx}}}{b} = \frac{1}{1 + \frac{G h}{p t_r}} \quad (2.40)$$

En aisladores elastoméricos típicos donde $G \approx 0.828 \text{ Mpa}$, $p \approx 6.90 \text{ Mpa}$ y $h \approx 1.2 t_r$, reemplazando en la Ec. 2.40 tenemos:

$$\frac{\delta_{\text{máx}}}{b} = 0.88$$

Por lo tanto, si el desplazamiento lateral es menos que el 88 % de la menor dimensión en planta de un soporte enclavijado, se espera que el soporte sea estable contra el volcamiento. Conservadoramente si el soporte es empernado, tensión no significativa se desarrollará en el soporte hasta que el desplazamiento exceda este valor.

Parte III

Materiales y métodos

Capítulo III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Norma de diseño sismorresistente E030-2014.

3.1.1. Consideraciones sísmicas.

La nueva norma de diseño sismorresistente (NTE E.030, 2014) ¹ trae consigo nuevas modificaciones en los parámetros de obtención del espectro de diseño para el análisis modal espectral, se comentan los aspectos más importantes a continuación.

- a) Zonificación sísmica: El Reglamento considera dividido el territorio nacional en cuatro zonas sísmicas, a cada zona se le asigna un factor "Z" según se indica en la tabla 3.1.

Tabla 3.1: Factor de zona "Z".

ZONA	"Z"
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: NTE E.030 (2014).

- b) Parámetros de sitio (S , T_P y T_L): El Reglamento considera que los tipos de perfiles de suelo son cinco, a cada una de ellas se le asigna un factor "S" de amplificación del suelo en concordancia con la tabla 3.2.

¹En adelante a dicha norma se le referirá con la palabra "Reglamento" en este documento.

Tabla 3.2: Factor de suelo "S".

ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
	Z ₄	0.80	1.00	1.05
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: NTE E.030 (2014).

En la tabla 3.2 se observa que el factor "S" también depende de la zonificación sísmica. El perfil de suelo S_0 corresponde específicamente a roca dura, los perfiles de suelo del S_1 al S_4 son concordantes con los de la anterior norma (2006). Los periodos T_P y T_L se muestran en la tabla 3.3.

Tabla 3.3: Periodos " T_P " y " T_L ".

	Perfil de suelo.			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T_P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: NTE E.030 (2014).

El valor del periodo T_P define el inicio de la zona del factor "C" con desplazamiento constante, es decir, en ésta nueva norma se cuenta con una zona de desplazamientos constante, cosa que no ocurría con la anterior normativa.

c) Factor de amplificación sísmica "C".

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

$$\begin{aligned}
 T < T_P & \quad C = 2.5 \\
 T_P < T < T_L & \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right) \\
 T > T_L & \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.1}$$

Donde "T" es el periodo fundamental de vibración de la estructura, el cual se debe estimar para cada dirección con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean pórticos de concreto armado sin muros de corte, pórticos dúctiles

de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras, pórticos de acero arriostrado.

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

- d) Categoría de la edificación "U": Las edificaciones esenciales se dividen en dos grupos A1 y A2, edificaciones de categoría A1 deberán contar obligatoriamente con aislamiento sísmico en la base si se encuentran en las zonas 4 y 3, en las zonas 1 y 2, la entidad es el responsable de decidir si se incorpora o no el aislamiento a la estructura. En la tabla 3.8 se indican los nuevos factores de "U" plasmados en el reglamento.

Tabla 3.4: Coeficiente "U" de uso e importancia.

Categoría		"U"
A: Edificaciones esenciales	A1	1.0
	A2	1.5
B: Edificaciones importantes		1.3
C: Edificaciones comunes		1.0
D: Edificaciones temporales		(*)

Fuente: NTE E.030 (2014).

(*) En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

- e) Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas "R".

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección. El coeficiente "R" se determina como el producto de los coeficientes R_O , I_a e I_p mostrados en las tablas 3.5, 3.6 y 3.7 respectivamente.

Tabla 3.5: Coeficiente "R_O" de reducción de fuerzas sísmicas.

Sistema estructural	"R _O "
Acero: pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos	8
Acero: arriostres excéntricos	7
Acero: arriostres concéntricos	6
Concreto Armado: pórticos	8
Concreto Armado: dual	7
Concreto Armado: muros estructurales	6
Concreto Armado: muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (por esfuerzos permisibles)	7

Fuente: NTE E.030 (2014).

Tabla 3.6: Coeficiente " I_a " de irregularidades estructurales en altura.

Irregularidades estructurales en altura	" I_a "
01. Regular	1.00
02. Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	0.75
03. Irregularidades de Resistencia - Piso Débil	0.75
04. Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
05. Irregularidad Extrema de Resistencia	0.50
06. Irregularidad de Masa o Peso	0.90
07. Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
08. Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80
09. Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60

Fuente: NTE E.030 (2014).

Tabla 3.7: Coeficiente " I_P " de irregularidades estructurales en planta.

Irregularidades estructurales en planta	" I_P "
01. Regular	1.00
02. Irregularidad Torsional	0.75
03. Irregularidad Torsional Extrema	0.75 $\left(3.0 \frac{\Delta_{\min}}{\Delta_{\max}}\right)$
04. Esquinas Entrantes	0.90
05. Discontinuidad del Diafragma	0.85
06. Sistemas no Paralelos	0.90

Fuente: NTE E.030 (2014).

Donde:

$$R = R_0 I_a I_p \quad (3.2)$$

3.2. Standard ASCE/SEI 7-10.

El Reglamento de diseño sismorresistente en su acápite 3.1 establece lo siguiente: *Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de "U" será como mínimo 1.5.*

El mismo Reglamento en su acápite 3.9 manifiesta que: *En la medida que sean "APLICABLES" se utilizarán los requisitos del documento "Minimum Design Loads for Building and Other Structures", ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010*². Se destaca la palabra "APLICABLE" ya que no todos los parámetros de diseño del Standard son aplicables a la realidad sísmica del Perú, de acuerdo a dicha norma se presentan las siguientes definiciones:

²En adelante a dicha norma se le referirá con la palabra "Standard" en este documento.

- Desplazamiento de diseño D_D : Desplazamiento calculado para el sismo de diseño³, sin contar desplazamientos adicionales por torsión.
- Desplazamiento total de diseño D_{TD} : Desplazamiento calculado para el sismo de diseño, incluyendo desplazamientos adicionales por torsión.
- Desplazamiento máximo D_M : Desplazamiento calculado para el sismo máximo considerado, sin contar desplazamientos adicionales por torsión.
- Desplazamiento total máximo D_{TM} : Desplazamiento calculado para el sismo máximo considerado, incluyendo desplazamientos adicionales por torsión, requerido para la verificación de la estabilidad y la determinación de la separación a estructuras adyacentes.
- Amortiguamiento efectivo β_{eff} : Valor de amortiguamiento viscoso equivalente correspondiente a la energía disipada durante la respuesta cíclica del sistema de aislamiento.
- Rigidez efectiva K_{eff} : Valor de la fuerza lateral en el sistema de aislamiento dividido entre el desplazamiento lateral correspondiente.
- Interfaz de aislamiento: Es el límite entre la porción superior de la estructura la cual se encuentra aislada, y la parte inferior de la estructura el cual se mueve rígidamente con el terreno.

3.2.1. Análisis estático o de fuerza lateral equivalente.

El Standard acepta el uso del análisis estático o dinámico, el método estático es mucho más restrictivo limitándose en general a estructuras regulares de baja altura y ubicados sobre un suelo rígido. El método consiste en aplicar un sistema de fuerzas equivalentes al edificio aislado, que se distribuyen en altura, aceptando que la estructura tiene una demanda de ductilidad mucho menor que un sistema fijo en la base, éste análisis es utilizado como un diseño preliminar, su cálculo es similar al análisis realizado en una estructura convencional con base fija, con la diferencia que las alturas de piso son medidos a partir del nivel de aislamiento (aisladores), la Fig. 3.1 muestra claramente el proceso de cálculo al aplicar el análisis estático. La fuerza a distribuir en altura corresponde a la fuerza cortante de la superestructura "Vs", el cual ya se encuentra afectado por el factor de reducción de fuerzas sísmica

³El Standard define dos tipos de sismos:

Sismo de diseño (DBE): Probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años (PR=475 años).

Sismo máximo considerado (MCE): Probabilidad de 2% de ser excedida en 50 años (PR=2475 años).

MCE=1.5DBE.

" R_I ", antes de realizar la distribución de la fuerza cortante " V_s ", es necesario que cumplan tres condiciones propuestos por el Standard.

- 1) " V_s " no debe ser menor que la fuerza cortante de una estructura de base fija con el mismo peso sísmico y con el periodo objetivo del sistema de aislamiento.
- 2) " V_s " no debe ser menor que 1.5 veces la fuerza requerida para activar el sistema de aislamiento.
- 3) " V_s " no debe ser menor que la fuerza de corte basal correspondiente a la carga de diseño por viento.

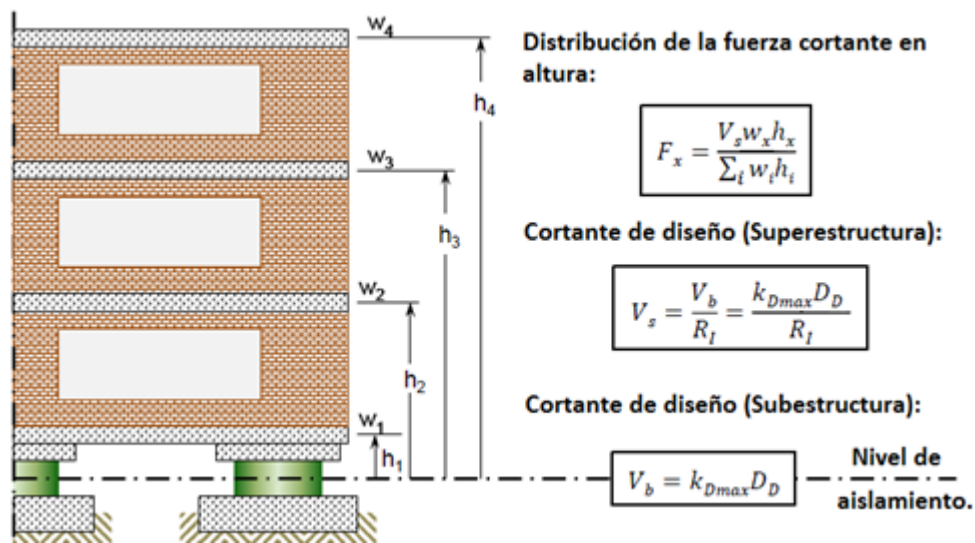


Figura 3.1: Análisis estático o de fuerza lateral equivalente.

Fuente: Kircher (2013).

3.2.1.1. Consideraciones generales para el diseño de sistemas de aislamiento.

El planteamiento que se realiza es acorde a las exigencias del Standard, para mas detalle véase (ASCE/SEI 7-10, 2010).

Para realizar el diseño de cualquier tipo de aisladores sísmicos se comienza fijando un periodo objetivo del sistema de aislamiento, el cual permitirá determinar la rigidez efectiva necesaria para alcanzar el periodo objetivo del sistema. Otros parámetros requeridos son los desplazamientos totales de diseño y máximo probable definidos en el Standard. Finalmente, para el diseño de los elementos de la sub y superestructura, es importante determinar las fuerzas de corte " V_b " y " V_s " definidos en esta sección.

a) Determinación de las propiedades del sistema de aislación.

Como se manifestó anteriormente, el diseño empieza imponiendo un periodo objetivo " T_D " para el sismo de diseño (DBE), que generalmente varía de 2

a 3 seg. El periodo de vibración para el sismo máximo considerado " T_M " es proporcional al periodo de vibración de diseño " T_D " según la Ec. (3.3).

$$T_M = 1.5T_D \quad (3.3)$$

Una vez definido los valores de T_D y T_M se calculan la rigidez efectiva mínima del sistema de aislación para el sismo de diseño (Ec. 3.4) y para el sismo máximo posible (Ec. 3.5), posteriormente la rigidez máxima del sistema de aislación se determina fijando un porcentaje de variación de la rigidez mínima del sistema de aislación, comúnmente varía de (1.22 a 1.25) K_{Dmin} . Las ecuaciones 3.6 y 3.7 determinan la rigidez máxima del sistema de aislamiento para el sismo de diseño y sismo máximo respectivamente.

$$K_{D\text{mín}} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g} \quad (3.4)$$

$$K_{M\text{mín}} = \frac{4\pi^2 W}{T_M^2 g} \quad (3.5)$$

$$K_{D\text{máx}} = (1.22 @ 1.25) K_{D\text{mín}} \quad (3.6)$$

$$K_{M\text{máx}} = (1.22 @ 1.25) K_{M\text{mín}} \quad (3.7)$$

El peso de la estructura (W) que considera el aporte de la carga sísmica, se determina sumando la carga muerta DL (*dead load*) más un porcentaje de la carga viva LL (*live load*) y la carga sísmica EL (*earthquake load*), según la ecuación 3.8.

$$W = DL + \%LL + EL \quad (3.8)$$

En la ecuación 3.8, inicialmente se puede tomar $EL = 30\%DL$ para poder iniciar el diseño.

b) **Determinación de los desplazamientos de diseño.**

El desplazamiento de diseño D_D , el desplazamiento máximo D_M , el desplazamiento total de diseño D_{TD} y el desplazamiento total máximo D_{TM} , corresponden al desplazamiento espectral del suelo, que es modificado mediante un factor "B", que permite modificar el desplazamiento espectral calculado para un grado de amortiguamiento de 5% al correspondiente valor de amortiguamiento efectivo del sistema de aislación.

El desplazamiento de diseño y desplazamiento máximo queda definido por las Ecs. 3.9 y 3.10 respectivamente.

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_{D1} T_D}{B_D} \quad (3.9)$$

$$D_M = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_{M1}T_M}{B_M} \quad (3.10)$$

S_{D1} y S_{M1} corresponden a la aceleración espectral correspondiente a un amortiguamiento del 5% y un periodo de 1 seg, para el sismo de diseño y máximo respectivamente, los factores " B_D " y " B_M " quedan definidos por la tabla 3.8.

Tabla 3.8: Factores " B_D " y " B_M " (coeficientes de amortiguamiento).

Amortiguamiento efectivo β_D, β_M (porcentaje crítico) ^{a,b}	Factor B_D ó B_M
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

Fuente: ASCE/SEI 7-10 (2010).

(^a) El coeficiente de amortiguamiento puede basarse en el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento.

(^b) El coeficiente de amortiguamiento puede basarse en una interpolación lineal para valores de amortiguamiento efectivo diferentes a los dados.

Otros parámetros que son importantes de estimar, son el desplazamiento total de diseño y el desplazamiento total máximo. Estos desplazamientos consideran la suma del desplazamiento horizontal y el desplazamiento producido por el giro que sufre el edificio ante la ocurrencia de una fuerza externa, dichas ecuaciones quedan definidos por las ecuaciones 3.11 y 3.12 respectivamente.

$$D_{TD} = D_D \left(1 + y \frac{12e}{a^2 + b^2} \right) \quad (3.11)$$

$$D_{TM} = D_M \left(1 + y \frac{12e}{a^2 + b^2} \right) \quad (3.12)$$

En las ecuaciones 3.11 y 3.12, se tiene:

- D_D y D_M : Desplazamientos de diseño y máximo en el centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección considerada.
- y : Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento seleccionado medido perpendicularmente a la dirección de análisis.
- e : Excentricidad horizontal entre el centro de masa de la estructura y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más la excentricidad accidental, tomada como el 5% de la dirección más larga de la estructura perpendicular a la dirección en la que se está considerando el análisis.

- b : Dimensión más pequeña de la estructura en planta.
- d : Dimensión más larga de la estructura en planta.

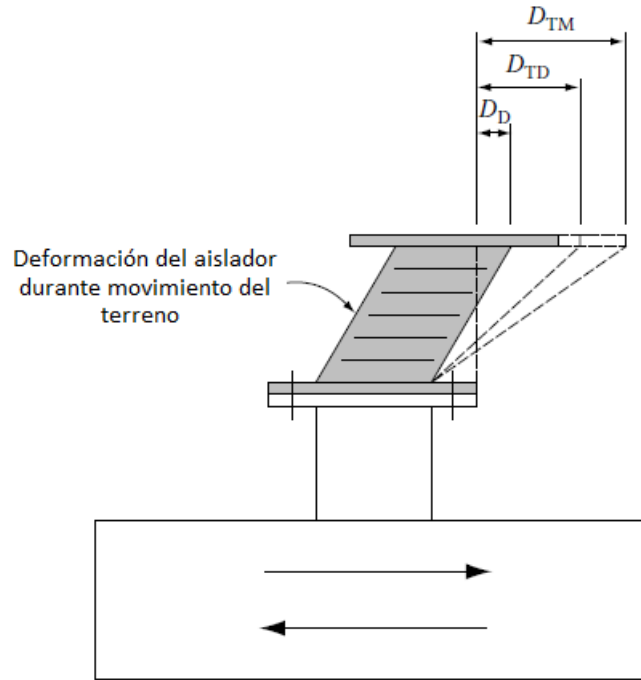


Figura 3.2: Estimación de desplazamientos en el aislador.

Fuente: Taranath (2010).

c) **Fuerzas de diseño del sistemas de aislación y elementos estructurales bajo el sistema de aislación.**

El sistema de aislación, la cimentación y todos los elementos estructurales bajo el sistema de aislación se deben diseñar en forma conservadora, para resistir una fuerza sísmica lateral mínima V_b , calculada considerando la máxima rigidez efectiva del sistema según la Ec. 3.13.

$$V_b = K_{D\text{máx}} D_D \quad (3.13)$$

d) **Cálculo de las fuerzas de diseño de los elementos de la superestructura.**

La fuerza de corte sobre el sistema de aislación V_s , se obtiene considerando el factor de modificación de respuesta R_I de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{K_{D\text{máx}} D_D}{R_I} = \frac{V_b}{R_I} \quad (3.14)$$

Como se definió anteriormente, el factor de reducción de respuesta utilizado R_I para estructuras con aislación sísmica normalmente no supera el valor 2, para asegurar que la estructura permanezca elástica durante el sismo de diseño,

antes de que el sistema de aislación sea activado. Factores mayores a 2 de R_I no son deseables, debido a que el movimiento de la estructura está controlado por pulsos de duración entre 2 y 3 seg, que podrían inducir grandes deformaciones inelásticas en la superestructura.

3.2.2. Análisis dinámico.

El análisis dinámico es utilizado para todos los casos, estructuras regulares e irregulares. El Standard contempla el uso del análisis modal espectral o del análisis tiempo historia.

a) Fuerzas laterales mínimas.

Los elementos que conforman el sistema de aislación, las cimentaciones y los elementos estructurales bajo el sistema de aislación, deben ser diseñados usando los requerimientos para una estructura no aislada, en el caso de estructuras regulares, al utilizar el análisis espectral, la fuerza no debe ser tomada menor al 90 % de V_b determinado de acuerdo al análisis estático, al utilizar el análisis tiempo historia no debe ser tomada menor al 80 % de V_b ; en estructuras irregulares se ha de tomar el 100 % de V_b para ambos casos de análisis.

Los límites mínimos para las fuerzas de diseño de elementos sobre el sistema de aislación, en el caso de estructuras regulares se tomarán como 80 % de V_s empleando el método de análisis modal espectral y 60 % de V_s empleando el análisis tiempo historia; para las estructuras irregulares se debe tomar el 100 % en el caso de análisis empleando el espectro de respuesta y 80 % empleando el análisis tiempo historia. En la tabla 3.9 se muestran dichos factores.

Tabla 3.9: Fuerzas laterales mínimas.

Procedimiento de análisis.	Estructura regular		Estructura irregular	
	V_s	V_b	V_s	V_b
Modal espectral	80 %	90 %	100 %	100 %
Tiempo historia	60 %	80 %	80 %	100 %

Fuente: Villagómez (2015).

b) Desplazamientos laterales mínimos.

El desplazamiento total de diseño no debe ser menor al 90 % de D_{TD} , el desplazamiento total máximo del sistema de aislación, no debe ser tomado menor al 80 % de D_{TM} tanto para el análisis modal espectral y tiempo historia, en la tabla 3.10 se muestran dichos factores.

Tabla 3.10: Desplazamientos laterales mínimos.

Procedimiento de análisis.	Desplazamientos	
	D_{TD}	D_{TM}
Modal espectral	90 %	80 %
Tiempo historia	90 %	80 %

Fuente: Villagómez (2015).

3.2.2.1. Parámetros para la obtención del espectro de diseño (DBE).

- a) Factor de zona "Z": Se usó lo definido en la tabla 3.1.
- b) Parámetros de sitio "S", "T_P", "T_L": Se usó lo definido en la tabla 3.2 y la tabla 3.3.
- c) Factor de uso e importancia "U": Se toma el valor de 1 para estructuras aisladas en su base, se reconoce que existe mayor certeza sobre el verdadero nivel de demanda impuesto a la superestructura, debido a que la mayor parte de las fuerzas sísmicas son disipados por los aisladores de base.
- d) Factor de amplificación sísmica "C": Se usaron las Ecs. 3.1 definidas anteriormente.
- e) Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas "R_I": Es el coeficiente numérico relacionado con el tipo de sistema estructural resistente a las fuerzas sísmicas sobre el sistema de aislación. A los valores de "R_o" definidos en la tabla 3.5, se le tiene que afectar por el término 3/8, tal como lo mostrado en la Ec. 3.15.

$$R_I = \frac{3}{8}R_o \quad ; \quad R_I \leq 2 \quad (3.15)$$

Se toman los valores correspondientes a R_o , ya que el Reglamento destaca que no debe existir irregularidades tanto en planta y elevación en estructuras aislados sísmicamente en su base. Valores de $R_I \leq 2$, asegura que esencialmente la respuesta de la estructura es elástica comportándose como cuerpo rígido.

3.3. Modelo no lineal para aisladores sísmicos.

El modelo no lineal permite representar la incursión inelástica del sistema de aislación al alcanzar elevados desplazamientos laterales. Aunque los dispositivos de aislación permiten incrementar el período fundamental de vibración de la estructura y alejarlo del período de vibración predominante del suelo, esto no garantiza la protección de la estructura debido a posibles fenómenos de resonancia con otras frecuencias naturales de vibración más altas.

3.3.1. Modelo no lineal para aisladores elastoméricos.

El comportamiento de los aisladores elastoméricos es determinado experimentalmente sometiendo a los dispositivos a carga axial constante y carga lateral sinusoidal. La Fig. 3.3 muestra los lazos de histéresis que representan el comportamiento de los aisladores elastoméricos y se observa además que los amortiguadores de bajo amortiguamiento presentan lazos de histéresis cerrados con una reducida capacidad para disipar energía. En contraste, los aisladores de alto amortiguamiento presentan lazos de histéresis más amplios con mayor capacidad para disipar cantidades significativas de energía. Para un pico de desplazamiento dado, los aisladores con núcleo de plomo presentan alta rigidez inicial y mayor área de histéresis (energía de disipación) que los aisladores con alto amortiguamiento. En general, los aisladores elastoméricos presentan alta rigidez a bajas deformaciones de corte, reducida rigidez a deformaciones intermedias e incremento de rigidez a altas deformaciones (Ramsey, 2015).

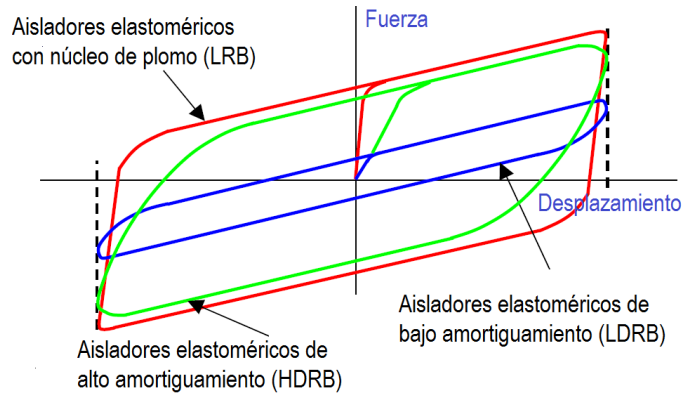


Figura 3.3: Modelo no lineal de aisladores de bajo amortiguamiento (LDRB), alto amortiguamiento (HDRB) y aisladores con núcleo de plomo (LRB).

Fuente: Ramsey (2015).

3.3.2. Parámetros del modelo bilineal.

Para varios tipos de aisladores, las características fuerza—deformación (obtenidos por ensayos a prototipos) pueden ser aproximadas por la curva de histéresis bilineal, denominado comúnmente modelo bilineal. El modelo bilineal usado para expresar la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento lateral, puede definirse por tres parámetros básicos.

- 1) La fuerza lateral correspondiente a un desplazamiento nulo Q (fuerza característica).
- 2) La fuerza de fluencia F_y correspondiente al desplazamiento de fluencia D_y .
- 3) La rigidez inicial K_1 .

La fuerza característica Q se emplea a menudo para estimar la estabilidad del comportamiento histerético cuando el aislador experimenta muchos ciclos de carga. Éstos tres parámetros reflejan adecuadamente las características mecánicas de los aisladores de una forma simple y suministran una estimación satisfactoria del comportamiento no lineal de un aislador. En la Fig. 3.4 se muestran los parámetros que definen el modelo bilineal histerético.

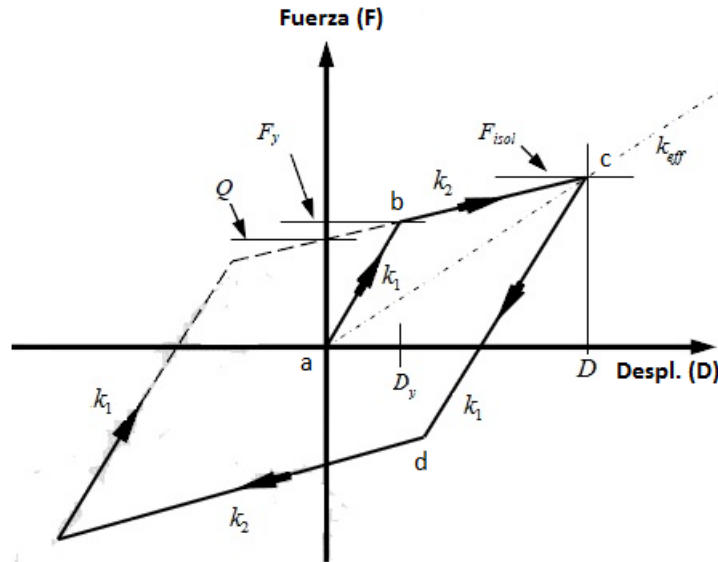


Figura 3.4: Parámetros que definen el modelo bilineal.
Fuente: Guerrero (2011).

La Fig. 3.4 muestra un modelo bilineal idealizado, cuando una fuerza cortante empieza a aplicarse sobre el aislador existe una relación lineal hasta antes de llegar al punto b , si la fuerza cortante decrece se espera que la descarga sea lineal de b hacia a . Una vez la fuerza cortante aumente hasta el punto b se produce la fluencia del aislador. Más allá del punto b el aislador experimenta grandes desplazamientos con pequeños incrementos de la fuerza cortante y su rigidez se define como la rigidez post fluencia K_2 . Si la descarga se produce en el punto c la trayectoria de descarga no regresa por el mismo camino, en su lugar regresa por la trayectoria cd con la misma rigidez inicial K_1 . Cuando el cortante continúe mas allá del punto d , la trayectoria es paralela a la línea bc y la rigidez es la rigidez post fluencia K_2 . La rigidez efectiva K_{eff} en la región de post fluencia puede ser expresada en términos de la rigidez post fluencia K_2 y la fuerza característica Q con el correspondiente desplazamiento lateral D (Ec. 3.16), de esta manera tenemos (Guerrero, 2011):

- **Rigidez efectiva en un sistema bilineal.**

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad (3.16)$$

El desplazamiento de fluencia D_y , también se deriva de K_1 , K_2 y Q .

- **Desplazamiento de fluencia en un sistema bilineal.**

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2} \quad (3.17)$$

La fuerza de fluencia F_y , en el desplazamiento de fluencia D_y se determina a través de la Ec. 3.18.

- **Fuerza de fluencia en un sistema bilineal.**

$$F_y = Q + K_2 D_y \quad (3.18)$$

El amortiguamiento efectivo β_{eff} se define como:

- **Amortiguamiento efectivo en un sistema bilineal.**

$$\beta_{eff} = \frac{E_D}{2\pi K_{eff} D^2} \quad (3.19)$$

Donde E_D es el área del ciclo de histéresis y corresponde a la energía disipada por ciclo limitados por los desplazamientos laterales $-D$ y $+D$ en cada ciclo, por lo tanto:

- **Energía disipada por ciclo de histéresis.**

$$E_D = 4Q(D - D_y) \quad (3.20)$$

- **Amortiguamiento efectivo en un sistema bilineal.**

En el diseño estructural, tanto la rigidez efectiva como el amortiguamiento efectivo se determinan a partir del desplazamiento de diseño D_D y el desplazamiento máximo D_M , los cuales se definen para un periodo fundamental del sistema T_D . Reemplazando la Ec. 3.20 en la Ec. 3.19, se tiene:

$$\beta_{eff} = \frac{4Q(D - D_y)}{2\pi K_{eff} D^2} = \frac{2Q(D - D_y)}{\pi K_{eff} D^2} \quad (3.21)$$

3.3.3. Modelo bilineal del aislador con núcleo de plomo (LRB).

La fuerza característica "Q" de los aisladores con núcleo de plomo es controlado principalmente por la fuerza cortante del núcleo de plomo. El cortante de fluencia ocurre en el núcleo de plomo a bajos niveles de esfuerzo cortante. Sin embargo, el comportamiento histerético del aislador es bastante estable inclusive cuando éste es sometido a muchos ciclos de carga. La Ec. 3.22 muestra la relación que existe entre

la fuerza característica "Q" y el producto del esfuerzo de fluencia del plomo τ_{ylead} por el área del núcleo de plomo A_{lead} , en los diferentes catálogos de diseño este dato es característico para el aislador con núcleo de plomo.

- **Fuerza característica para un aislador LRB.**

$$Q = \tau_{ylead} A_{lead} \quad (3.22)$$

La rigidez post fluencia del aislador LRB queda definido por la Ec. 3.23.

- **Rigidez plástica o post fluencia para un aislador LRB.**

$$K_2 = \frac{A_{rubber} G_{rubber}}{H} \quad (3.23)$$

Donde: A_{rubber} es el área del caucho, G_{rubber} es el módulo de corte del caucho y H es el grosor total del caucho. La rigidez elástica K_1 no es de fácil cálculo ya que depende de pruebas dinámicas realizadas al aislador, la Ec. 3.24 es una ecuación empírica con el cual se puede obtener un valor aproximado de K_1 , en la Ec. 3.24 la rigidez elástica se define como un múltiplo de la rigidez post fluencia K_2 .

- **Rigidez elástica en un aislador LRB.**

$$K_1 = mK_2 \quad ; \quad m = (10@15) \quad (3.24)$$

En base a esta condición podemos establecer el desplazamiento de fluencia D_y , sustituyendo la Ec. 3.24 en la Ec. 3.17, obtenemos la Ec. 3.25.

- **Desplazamiento de fluencia para un aislador LRB.**

$$D_y = \frac{Q}{K_2 - K_1} \approx \frac{Q}{(m - 1)K_2} \quad (3.25)$$

Sustituyendo la Ec. 3.16 y Ec. 3.25 en la Ec. 3.21, podemos encontrar el amortiguamiento efectivo para un aislador LRB.

- **Amortiguamiento efectivo para un aislador LRB.**

$$\beta_{eff} = \frac{2Q(D - D_y)}{\pi K_{eff} D^2} = \frac{2Q [(m - 1)K_2 D - Q]}{\pi (m - 1)K_2 (K_2 D + Q) D} \quad (3.26)$$

El modelo bilineal presentado anteriormente se puede emplear para realizar el análisis no lineal de una estructura con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

3.4. Diseño de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).

En el diseño de los aisladores sísmicos se calcula la rigidez del sistema de aislación (fijando un valor del periodo fundamental del sistema) con las Ecs. 3.4 al 3.7 y los desplazamientos de diseño, máximos y totales con las Ecs. 3.9 al 3.12. Para el cálculo de los desplazamientos de diseño, los códigos de diseño de aislamiento sísmico proporcionan el factor de modificación de amortiguamiento "B". Una vez definidos estos parámetros, se define la geometría del aislador y se realizan las verificaciones para lograr que los dispositivos tengan una rigidez vertical adecuada y no sufran excesivas deformaciones, fallas por pandeo y daños por volteo. Ramsey (2015), plantea los siguientes pasos para el diseño de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

- **Paso 1: Determinación de la geometría del aislador.**

De acuerdo a las solicitaciones sísmicas obtenidos del análisis estructural, se determina una geometría preliminar del aislador en conformidad con los catálogos de diseño⁴. Dichos catálogos nos muestran parámetros iniciales de diseño tales como: diámetro del aislador, capacidad admisible de ésta, deformación de corte de diseño, rigidez efectiva, etc.

- **Paso 2:** Calcular la carga máxima W_{max} (Ec. 3.8), la rigidez de diseño mínima K_{Dmin} (Ec. 3.4) y el desplazamiento de diseño D_D (Ec. 3.9), se asume el valor del grado de amortiguamiento efectivo β_{eff} y se calcula B_D según la tabla 3.8.
- **Paso 3:** Se calcula la fuerza a cero deformación del aislador "Q", (Ec. 3.27).

$$Q = \frac{\pi K_{Dmin} D_D^2 \beta_{eff}}{2(D_D - D_y)} \quad ; \quad D_y = 0 \quad (3.27)$$

- **Paso 4:** Calcular la rigidez pos fluencia K_2 considerando (Ec. 3.28).

$$K_2 = K_{Dmin} - \frac{Q}{D_D} \quad (3.28)$$

- **Paso 5:** Calcular el desplazamiento a la fuerza de fluencia (Ec. 3.29), asumiendo que $K_1 = (10-15)K_2$; $K_1 = mK_2$.

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2} \quad (3.29)$$

⁴En el mercado se cuenta con una gran variedad de catálogos, por ejemplo: catálogos DIS-Dynamic Isolation Systems (DIS, 2007), catálogos Bridgestone isolators (Bridgestone, 2013), etc.

- **Paso 6:** Calcular el área transversal de núcleo de plomo y proponer el área del núcleo considerando los catálogos del fabricante. Con el área propuesta A_{lead} se debe recalcular Q_{lead} (Ecs. 3.30).

$$\begin{aligned} A_{lead} &= \frac{Q}{\tau_{ylead}} \\ Q_{lead} &= A_{lead} \cdot \tau_{ylead} \end{aligned} \quad (3.30)$$

Donde τ_{ylead} es la fuerza de fluencia del plomo.

- **Paso 7:** Calcular la rigidez del núcleo de plomo (Ec. 3.31).

$$K_{lead} = \frac{Q_{lead}}{D_D} \quad (3.31)$$

- **Paso 8:** Se considera a la rigidez del elastómero igual a la rigidez post fluencia (Ec. 3.32).

$$K_{rubber} = K_2 \quad (3.32)$$

- **Paso 9:** Se calcula la altura del aislador H (Ec. 3.33), seleccionando el área de la goma y la rigidez al corte de los catálogos de los fabricantes.

$$H = \frac{G_{rubber}}{K_{rubber}} A \quad (3.33)$$

- **Paso 10:** Se propone la altura de los elastómeros considerando los catálogos del fabricante y con las dimensiones definitivas del aislador verificar la frecuencia vertical del sistema, deformación angular máxima, el pandeo y volcamiento. Posteriormente calcular las propiedades del modelo bilineal de acuerdo a los siguientes pasos.

- **Paso 11:** Calcular la Rigidez real de la goma (Ec. 3.34).

$$K_{rubber} = \frac{G_{rubber} \cdot A_{rubber}}{H} \quad (3.34)$$

- **Paso 12:** Calcular la rigidez del núcleo de plomo (Ec. 3.35).

$$K_{lead} = \frac{G_{lead} \cdot A_{lead}}{H} \quad (3.35)$$

- **Paso 13:** Cálculo de la rigidez post fluencia (Ec. 3.36).

$$K_2 = K_{rubber} + K_{lead} \quad (3.36)$$

- **Paso 14:** Cálculo de la Rigidez inicial (Ec. 3.37).

$$K_1 = mK_2 \quad (3.37)$$

- **Paso 15:** Cálculo de la Rigidez equivalente (Ec. 3.38).

$$K_{eq} = \frac{Q}{H} + K_2 \quad (3.38)$$

- **Paso 16:** Cálculo del amortiguamiento efectivo (Ec. 3.39).

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} + \frac{Q \left(H - \frac{Q}{(m-1)K_2} \right)}{K_{eq}H^2} \quad (3.39)$$

3.5. Comentarios a una nueva norma de aislamiento sísmico en el Perú.

El Reglamento reconoce que los parámetros para el diseño de estructuras con aislamiento sísmico en el Perú, que el Standard propone, deben ser utilizados en la medida que éstos sean aplicables. El espectro de diseño del Standard contempla las aceleraciones espectrales para periodos de vibración de 0.2 seg (S_S) y 1.0 seg (S_1), es decir, se realiza el uso mapas de zonificación para periodos cortos (0.2 seg) y periodos largos (1.0 seg) con probabilidades de 1 % de excedencia en 50 años (1/50), metodología que no utilizamos en el Perú.

En nuestro país y en muchos otros aún se usan mapas de riesgo sísmico con un 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años (475 años de periodo de retorno), esto hace que no se tengan parámetros para poder comparar y poder usar algunos requisitos de la ASCE/SEI, nuestra normativa debería de mencionar algunos criterios mínimos para poder, por analogía, obtener los parámetros que el Standard utiliza, con lo explicado anteriormente surge la necesidad de saber cómo calcular dichos parámetros para el diseño de estructuras aisladas en nuestro país.

(Toledo, 2014), realizó un estudio del proyecto de norma E030—2014 y propone los parámetros S_S y S_1 para una probabilidad sísmica de 1 % de excedencia en 50 años. (Ramsey, 2015), realizó un estudio más exhaustivo, en ella se plantean los factores S_S y S_1 descritos anteriormente, también podemos encontrar los parámetros F_a y F_v los cuales son los factores de amplificación de suelo para periodos cortos y periodos largos respectivamente, también se propone el factor de modificación de amortiguamiento B_D para el diseño de edificios con aislación sísmica nuestro país, en este trabajo, se tomaron los factores descritos por Éste último y son descritas a continuación.

a) **Aceleraciones para periodos cortos S_S e intermedios S_1 .**

En la tabla 3.11 se resume las aceleraciones de diseño y aceleraciones máximas para el diseño de edificios con aislación sísmica en el Perú.

Tabla 3.11: Aceleraciones para periodos cortos S_S e intermedios S_1 .

Zona	Aceleraciones		CR	Aceleraciones máximas SM	
	$S_S(0.20\text{seg.})$	$S_1(1.00\text{seg.})$		$CR \times S_S$	$CR \times S_1$
Z4	1.35	0.58	1.25	1.69	0.73
Z3	1.05	0.46		1.31	0.57
Z2	0.75	0.35		0.94	0.44
Z1	0.30	0.13		0.38	0.16

Fuente: Ramsey (2015).

b) **Factor de amplificación de suelo F_a y F_v .**

Los factores F_a son factores de amplificación del suelo para periodos cortos, el autor (Ramsey, 2015), propone adoptar como factores F_a los correspondientes a los factores "S" del Reglamento los cuales son mostrados en la tabla 3.12.

Tabla 3.12: Factor de amplificación de suelo para periodos cortos F_a .

Perfil \ Zona	$Z_1 = 0.10$	$Z_2 = 0.25$	$Z_3 = 0.35$	$Z_4 = 0.45$	$T_P[\text{seg}]$	$T_L[\text{seg}]$
	S_0	0.80	0.80	0.80	0.80	0.30
S_1	1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	2.50
S_2	1.60	1.20	1.15	1.05	0.60	2.00
S_3	2.00	1.40	1.20	1.10	1.00	1.60
S_4	Condiciones excepcionales.					

Fuente: Ramsey (2015).

Los factores F_v son factores de amplificación del suelo para periodos intermedios, dichos factores son los mostrados en la tabla 3.13.

Tabla 3.13: Factor de amplificación de suelo para periodos intermedios F_v .

Perfil \ Zona	$V_{S30} [\text{m/seg}]$	$Z_1 = 0.10$	$Z_2 = 0.25$	$Z_3 = 0.35$	$Z_4 = 0.45$
	S_0	> 1500	0.80	0.80	0.80
S_1	500 a 1500	1.00	1.00	1.00	1.00
S_2	180 a 500	2.05	1.75	1.60	1.45
S_3	< 180	3.50	3.00	2.60	2.40
S_4	Condiciones excepcionales.				

Fuente: Ramsey (2015).

Los factores S_{DS} y S_{D1} son obtenidos por las Ecs. 3.40 y 3.41 respectivamente.

$$S_{DS} = S_S F_a \quad (3.40)$$

$$S_{D1} = S_1 F_v \quad (3.41)$$

La Ec. 3.41 utilizado para la obtención de S_{D1} es utilizado para el cálculo del desplazamiento de diseño D_D en la Ec. 3.9.

c) Factor de modificación de amortiguamiento B_D .

Se propone las siguientes ecuaciones para el cálculo del factor de modificación de amortiguamiento B_D .

- **Parámetro en función del grado de de amortiguamiento β .**

$$f[\beta] = -0.031Ln \left[\frac{\beta(\%)}{5} \right]^2 + 0.386Ln \left[\frac{\beta(\%)}{5} \right] \quad (3.42)$$

- **Factor de reducción modificación de amortiguamiento B_D .**

$$B_D = \frac{1}{1 - f[\beta] \frac{T_D^{8.85}}{(T_D + 0.01)^{8.94}}} \quad (3.43)$$

Teniendo como dato el grado de amortiguamiento efectivo β del aislador y haciendo uso de las Ecs. 3.42 y 3.43, se obtienen los factores mostrados en la tabla 3.14, el cual resume el cálculo del factor B_D en función del grado de amortiguamiento efectivo β .

Tabla 3.14: Propuesta de los factores " B_D " y " B_M ".

Amortiguamiento efectivo β.	Factor B_D ó B_M
≤ 2	0.80
5	1.00
10	1.25
15	1.50
20	1.70
30	2.05
40	2.35
≥ 50	2.65

Fuente: Ramsey (2015).

Parte IV

Resultados

Capítulo IV

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON BASE FIJA Y AISLADA.

El trabajo de investigación realizado en la presente, nace a partir de la necesidad de garantizar la funcionalidad continua del edificio después de un evento sísmico severo, sobre todo de aquellos considerado esenciales según el Reglamento, para ello se cogió el block *C1–A* “Diagnóstico por imágenes” del nuevo hospital regional *Miguel Ángel Mariscal Llerena de la ciudad de Ayacucho* (GRA, 2014), y se realizó el diseño de la estructura convencional y aislándolo sísmicamente en su base.

Para realizar una comparación más acorde a la realidad en cuanto al diseño estructural, comportamiento sísmico, costos de construcción, etc. Se tomó como referencia el expediente técnico aprobado para la construcción del hospital en mención, en este trabajo se realizó la comprobación del diseño estructural del edificio convencional, realizando los controles mínimos en cuanto a fuerza cortante mínima en la base, desplazamientos límites de los pisos, derivas de entrepiso, etc. Llegándose a la conclusión de que cumplen en cuanto a valores máximos y mínimos de los parámetros antes mencionados, luego del cual se procedió al diseño estructural. Se notó pequeñas diferencias no significativas en cuanto al diseño realizado como comprobación y al diseño plasmado en el proyecto del hospital, por lo que se optó en tomar los planos estructurales, para el bloque en mención, del expediente técnico aprobado, se realizó los metrados respectivos del edificio convencional. Se presenta entonces una pequeña descripción del edificio convencional detallándose el sistema estructural utilizado, los controles mínimos, etc., es decir, una caracterización general del edificio convencional, el cual va ser tomado para la comparación con el edificio aislado, cuyo análisis y diseño se presentará más adelante.

4.1. Análisis y diseño de la estructura con base fija.

4.1.1. Descripción del proyecto.

El edificio tiene como sistema estructural predominante el de muros de concreto armado en ambos sentidos ($R = 6$), adicionalmente se tiene pórticos de concreto armado formado por columnas y vigas. Los muros y placas de concreto armado son en su mayoría de 30cm de espesor y están dispuestos en el perímetro del edificio de forma simétrica a fin de evitar efectos de torsión ante solicitaciones sísmicas. En la Fig.4.1, se presenta la ubicación dentro del esquema general del hospital del block C1-A objeto de análisis.

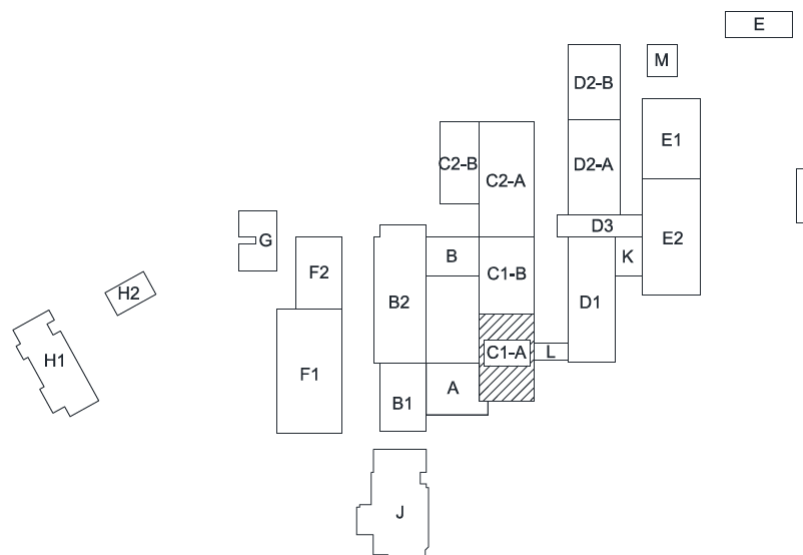


Figura 4.1: Ubicación BLOCK C1-A del hospital.
Fuente: Expediente técnico de proyecto (GRA, 2014).

4.1.2. Normas empleadas.

Las cargas de gravedad y de sismo que se utilizarán para el análisis estructural del edificio y en el diseño de los diferentes elementos estructurales, cumplen con lo señalado en las siguientes normativas:

- NTE E.020 de cargas.
- NTE E.030 de diseño sismorresistente.
- NTE E.050 de suelos y cimentaciones.
- NTE E.060 de concreto armado.

- STANDARD ASCE/SEI 7–2010 (Cap. 17), en el caso de aislamiento sísmico.

4.1.3. Cargas de diseño.

La NTE E.020 recomienda valores mínimos para las cargas que se deben considerar en el diseño de una estructura, dependiendo del uso al cual está orientada la misma. Las cargas a considerar son las denominadas: muertas, vivas y sismo.

Consideramos como carga muerta (CM) al peso de los materiales, tabiques y otros elementos soportados por la estructura, incluyendo su peso propio que se suponen serán permanentes. Como carga viva (CV), al peso de los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles, finalmente las cargas de sismo (CS) que son aquellas que se generan debido a la acción sísmica sobre la estructura. En el proyecto de estudio, tenemos:

a) Cargas vivas mínimas repartidas en entrepiso (Tabla 3.1.1—RNE E.020) Hospitales.

Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	: 300Kgf/m ² (Nivel 1)
Cuartos	: 200Kgf/m ² (Nivel 2 y 3)
Corredores y escaleras	: 400Kgf/m ² (Nivel 1 al 4)

b) Cargas vivas mínimas repartidas en azotea.

Carga viva mínima en techo	: 150Kgf/m ² (Nivel 4)
----------------------------	-----------------------------------

c) Cargas muertas.

Debido a piso acabado	: 100Kgf/m ² (Nivel 1 al 4)
-----------------------	--

Debido a tabiquería: Ya que la tabiquería de entrepiso no es solidario con la estructura, para estos se considera un peso de 14kg/m² por centímetro de espesor de muro (incluye tarrajeo ambas caras), la tabla 4.1 nos proporciona pesos equivalentes de la tabiquería interna, por m² que debemos asignar.

Tabla 4.1: Pesos equivalentes de tabiquería por m².

Peso del tabique (Kg/m)	Carga equivalente (Kg/m ²)
≤ 74	30
75-149	60
150-249	90
250-399	150
400-549	210
550-699	270
700-849	330
850-1000	390

Fuente: Palomino (2016).

Teniendo una altura de entrepiso típica de 4.15m y un espesor de muro de

15cm, tenemos:

$$\begin{aligned} \left(14 \frac{kg}{m^2 * cm}\right) (15cm) &= 210 \frac{kg}{m^2} \\ \left(210 \frac{kg}{m^2}\right) (4.15m) &= 871.5 \frac{kg}{m} \end{aligned}$$

Segun la tabla 4.1 a 871.5kg/m le corresponde una carga equivalente de 390kg/m², que sumados a la carga muerta por acabados tenemos:

$$CM = 490kg/m^2$$

d) Combinaciones de carga.

Para determinar la resistencia nominal requerida, se emplearon las siguientes combinaciones de carga:

$$\begin{aligned} -1.4M + 1.7V \\ -1.25(M + V) + S \\ -1.25(M + V) - S \\ -0.90 + S \\ -0.90 - S \end{aligned} \quad \begin{aligned} &M: \text{Carga muerta.} \\ &V: \text{Carga viva.} \\ &S: \text{Carga de sismo.} \end{aligned}$$

e) Factores de reducción de resistencia.

La NTE E.060 de Concreto Armado plasma los siguientes factores de resistencia, los cuales se encuentran plasmados en la tabla 4.2.

Tabla 4.2: Factores de reducción de resistencia " ϕ ".

Solicitación	Factor " ϕ "
-Flexión	0.90
-Tracción y tracción + flexión	0.90
-Cortante	0.85
-Torsión	0.85
-Cortante y torsión	0.85
-Compresión y flexo compresión	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con estribos	0.70

Fuente: NTE E.060 (2009).

Para el diseño de los elementos estructurales se debe cumplir que:

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida (U)}$$

$$\text{Resistencia de diseño} = \phi \text{ Resistencia nominal}$$

Las cargas de gravedad y de sismo que se utilizarán para el análisis estructural del edificio y en el diseño de los diferentes elementos estructurales, cumplen con lo señalado en las siguientes normativas:

f) Materiales.

Para realizar el diseño se han considerado los siguientes materiales:

- **Acero de refuerzo.**

Se usó barras de acero corrugado ASTM A615 grado 60, las principales propiedades de estas barras son las siguientes:

$$\text{Límite de fluencia} \quad : \quad f_y = 4200 \text{kg/cm}^2.$$

$$\text{Resistencia a la tracción} \quad : \quad f_u = 6320 \text{kg/cm}^2.$$

$$\text{Peso por unidad de volumen} \quad : \quad 7850 \text{kg/m}^3.$$

$$\text{Módulo de elasticidad} \quad : \quad E_s = 2000000 \text{Kg/cm}^2.$$

- **Concreto.**

El concreto empleado presenta las siguientes características:

$$\text{Resistencia a la compresión} \quad : \quad f_c = 245 \text{Kg/cm}^2$$

$$\text{Peso por unidad de volumen} \quad : \quad 2400 \text{kg/m}^3.$$

$$\text{Módulo de Poisson} \quad : \quad \nu = 0.15$$

$$\text{Módulo de elasticidad} \quad : \quad 15000\sqrt{f_c} = 234787.14 \text{kg/cm}^2$$

- **Albañilería.**

Dentro de los tipos de albañilería empleados en nuestro edificio tenemos los muros no portantes; Muro diseñado y construido en forma tal que sólo lleva cargas provenientes de su peso propio. Este tipo de albañilería de usa en parapetos y tabiques.

4.1.4. Consideraciones sísmicas.

Para la obtención del espectro de diseño se utilizó la NTE E.030–2014, el análisis dinámico realizado es el correspondiente al modal espectral, el cual está basado en la utilización de periodos naturales y modos de vibración, que podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de masas de la estructura. A continuación se muestra la obtención del espectro de diseño usado en el análisis.

a) **Factor de zona:** La edificación se encuentra ubicado en la zona 3, según la tabla 3.1 corresponde un factor de:

$$Z = 0.35g$$

b) **Parámetros de sitio "S", "T_P" y "T_L":** Según los estudios de mecánica de suelos, la fundación corresponde a un perfil de suelo "S1", según la tabla 3.2 y 3.3, tenemos:

$$S = 1.00$$

$$T_P = 0.40 \text{seg}$$

$$T_L = 2.50 \text{seg}$$

c) **Categoría de la edificación "U"**: La edificación es catalogada como esencial, según la tabla 3.8 corresponde:

$$U = 1.50$$

d) **Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas "R"**.

d.1) **Coefficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas "R₀"**.

Corresponde al sistema estructural de muros estructurales, según la tabla 3.5 tenemos:

$$R_0 = 6$$

d.2) **Restricciones de irregularidades en planta y elevación "I_a", "I_p"**.

Según las tablas 3.6 y 3.7 se tiene:

$$I_a = 1.00$$

$$I_p = 1.00$$

De donde según la Ec. 3.16 se tiene:

$$R = R_0 I_a I_p \Rightarrow R = 6$$

La Fig.4.2 muestra el espectro obtenido según a los parámetros obtenidos anteriormente.

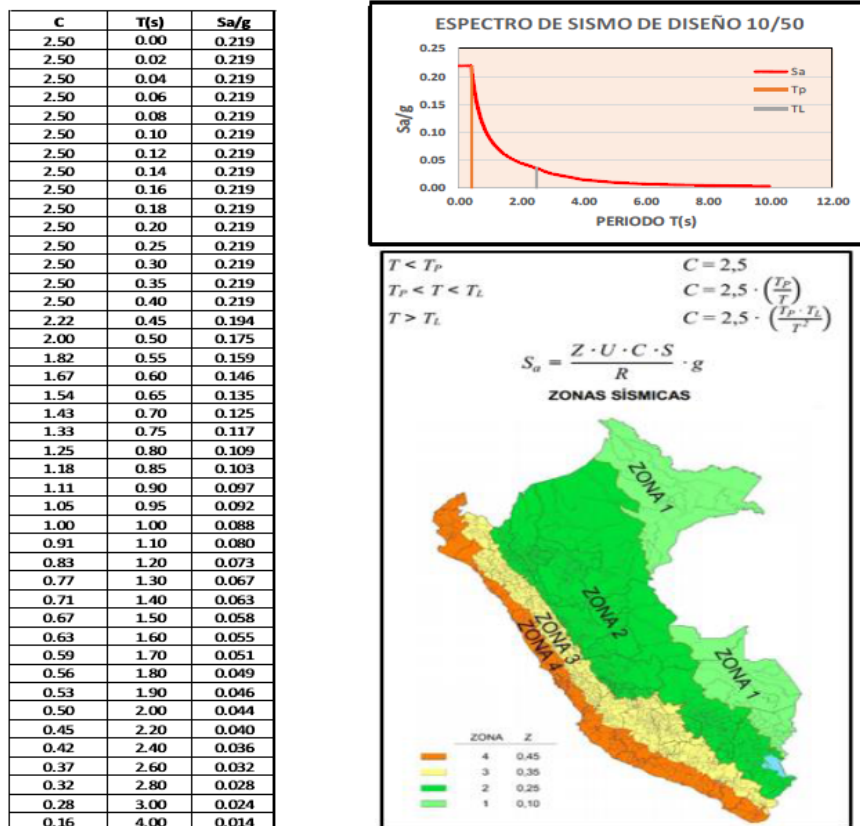


Figura 4.2: Espectro de diseño estructura convencional.

Fuente: Propia.

4.1.5. Modelamiento estructural y análisis del edificio convencional.

Para la obtención del modelo estructural se usó el programa ETABS v15.0, la modulación interna del edificio presenta un espaciamiento máximo de ejes de 7.20 a 7.60m y un mínimo de 2.60m, el edificio consta de cuatro pisos con una altura de entrepiso típico de 4.42m, el sistema estructural predominante es de muros de concreto armado en ambos sentidos, las placas en su mayoría son de 30cm de espesor, las columnas que conforman los pórticos son de sección cuadrada de 0.50x0.50m, según las luces predominantes se tienen secciones de vigas de 0.30x0.65m, las losas empleados son aligerados en una y dos direcciones ($h = 25cm$) dependiendo de las luces a cubrir, los muros y tabiques interiores no son solidarios estructuralmente con el sistema principal por lo que están separados por juntas de 3cm de espesor y debidamente confinados con columnetas y viguetas de amarre, la resistencia característica del concreto utilizado es de $f_c = 245kg/cm^2$ en vigas, columnas, placas y losas. En la Fig.4.3 se muestra el modelo tridimensional de la estructura con base fija.

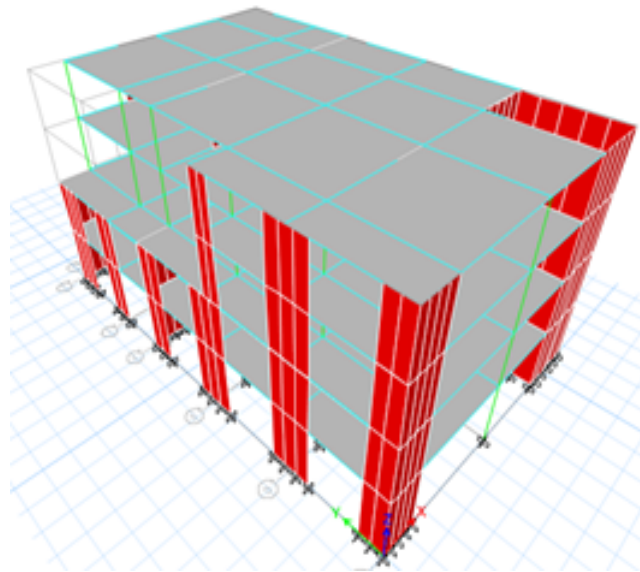


Figura 4.3: Modelo estructural tridimensional con base fija.
Fuente: Propia.

La respuesta estructural se concentra principalmente en los tres primeros modos de vibrar, los periodos en estos tres primeros modos son 0.307, 0.273 y 0.191seg respectivamente, en la Fig.4.4 se muestran dichos modos de vibración.

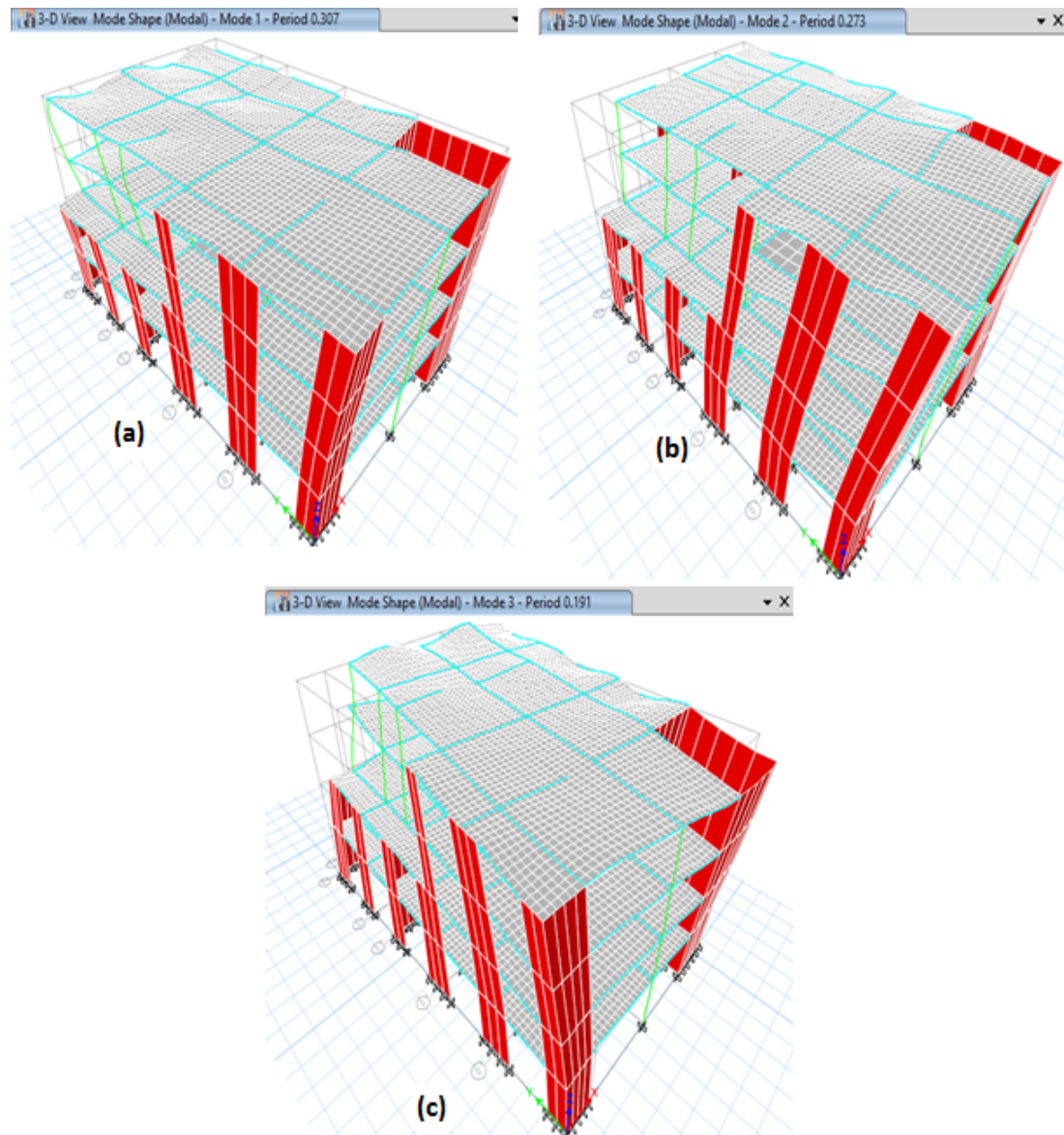


Figura 4.4: Modos de vibración estructura con base fija.

(a) Primer modo traslacional en "X", $T = 0.307\text{seg.}$ (b) Segundo modo traslacional en "Y", $T = 0.273\text{seg.}$ (c) Tercer modo rotacional en "Z", $T = 0.191\text{seg.}$

Fuente: Propia.

4.1.6. Verificación del modelo estructural.

4.1.6.1. Verificación de fuerza cortante mínima en la base.

En la tabla 4.3 se tienen los valores de la fuerza cortante basal en las direcciones "X" y "Y", tanto para el análisis estático y dinámico obtenidos del análisis, notamos que existe la necesidad de escalar la fuerza cortante, ello se realizó para efectos de diseño, mas no para la evaluación de los desplazamientos y derivas de piso.

Tabla 4.3: Cortantes obtenidos del análisis estático y dinámico "X" y "Y".

	Análisis estático.	Análisis dinámico.	Factor de escala.
V_x (ton)	693.06	458.73	1.21
V_y (ton)	693.06	408.93	1.36

Fuente: Propia.

4.1.6.2. Máximos desplazamientos y derivas de entrepiso.

En las tablas 4.4 y 4.5 se tienen los valores de las derivas de piso obtenidos para el edificio convencional, en las direcciones "X" y "Y" respectivamente.

Tabla 4.4: Derivas de entrepiso, dirección "X".

PISO	Altura (m)	R	0.75R	Desp. (mm)	Δ (Elástico)	Δ (Inelástico)= $0.75R\Delta$ (Elástico)	Δ Máxima	Obs.
Piso 4	18.33	6	4.5	8.192	0.000585	0.002632	0.007	OK
Piso 3	13.91			5.607	0.000578	0.002602	0.007	OK
Piso 2	9.49			3.051	0.000445	0.002004	0.007	OK
Piso 1	5.07			1.083	0.000214	0.000961	0.007	OK

Fuente: Propia.

Tabla 4.5: Derivas de entrepiso, dirección "Y".

PISO	Altura (m)	R	0.75R	Desp. (mm)	Δ (Elástico)	Δ (Inelástico)= $0.75R\Delta$ (Elástico)	Δ Máxima	Obs.
Piso 4	18.33	6	4.5	6.829	0.000473	0.002128	0.007	OK
Piso 3	13.91			4.739	0.000483	0.002174	0.007	OK
Piso 2	9.49			2.603	0.000374	0.001683	0.007	OK
Piso 1	5.07			0.950	0.000187	0.000843	0.007	OK

Fuente: Propia.

4.1.7. Diseño estructural.

Para el diseño de los elementos de concreto armado se usó el reglamento ACI 318–11, se usaron los factores de mayoración de cargas y reducción de resistencia según la tabla 4.2, previo al diseño se aplicó los factores de escala mostrados en la tabla 4.3, como diseño preliminar se utilizó el comando *sección designer* del ETABS v.15.0, comprobándose que las secciones planteadas cumplen con el ratio de capacidad para las sollicitaciones sísmicas impuestas, luego se procedió al diseño estructural de las vigas, columnas, placas, losas de entrepiso, zapatas, etc., para la combinación máxima de envolvente de cargas. En el anexo 4.1 se adjuntan los planos estructurales del edificio convencional.

a) Diseño de losas aligeradas.

Las losas aligeradas son de gran aceptación en nuestro medio, son una variante de las losas nervadas, con la principal diferencia que los espacios dejados entre las viguetas se rellenan con bloques de arcilla (ladrillos de techo). Estos elementos se diseñan para resistir los requerimientos a flexión y corte debido a su peso propio, piso terminado, tabiques y sobrecarga, siendo el diseño a flexión el más importante.

En el edificio convencional, del primer al cuarto piso se optó por una combinación de losa aligerada en una y dos direcciones, entre los ejes CA–CB y CD–CE, se optaron por el uso de losa aligerada en una sola dirección ($h=0.25\text{m}$), ya que el espaciamiento entre ejes es corta (2.60m y 4.20m respectivamente) y las solicitaciones pequeñas, para las losas intermedias (entre los ejes CB–CD y C1–C6), se optó por el uso de losa aligerada en dos direcciones ya que las luces a cubrir son relativamente grandes (de 7.20m y 7.60m).

b) Diseño de vigas.

Las vigas se diseñan para resistir los esfuerzos tanto de flexión como de corte, considerando para ello las cargas de gravedad y de sismo, el diseño a flexión y corte se realizó en función al momento último de la envolvente de esfuerzos. Las vigas presentan una sección típica de $0.30 \times 0.65\text{m}$ en ambas direcciones, del primer al cuarto piso. Para el diseño estructural se tomó la viga del pórtico más solicitado y se procedió con el diseño, en el anexo 1.3 se presenta el cálculo estructural detallado de la viga típica de la superestructura y el detallado de acero se encuentra en la lámina E–05 del anexo 4.1.5. En la Fig. 4.5 se observa un detallado típico de viga y anclaje en las placas utilizadas en el edificio convencional.

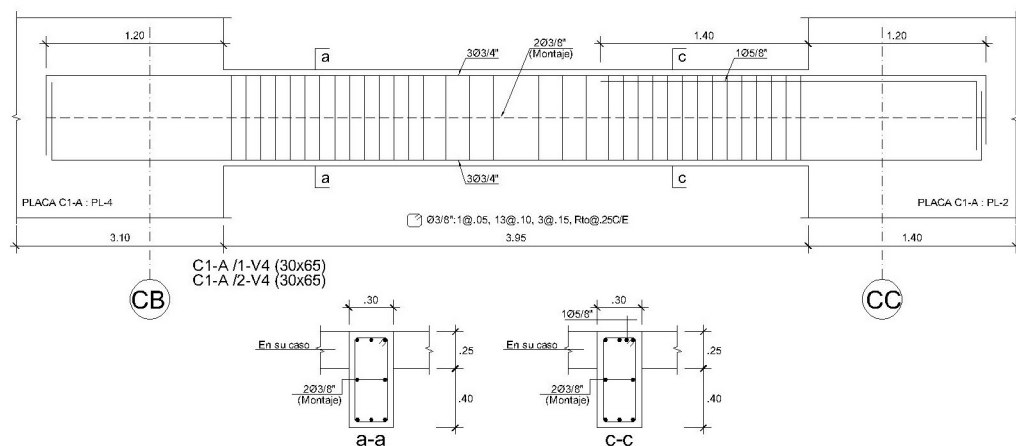


Figura 4.5: Detallado sección típica de viga.

Fuente: Propia.

c) Diseño de columnas y placas.

Las columnas son elementos estructurales que se diseñan por compresión y flexión simultánea además de corte, solicitaciones que son muy frecuentes en casi todos los tipos de estructuras de concreto, el diseño de columnas se realizó por flexocompresión sobre la base de las mismas hipótesis del diseño en flexión.

La estructura convencional consta de placas en sus dos direcciones acompañados de columnas de 0.50x0.50m, un ejemplo del diseño de placas se muestra en el anexo 1.6 y de columnas en el anexo 1.5, el detallado del refuerzo lo encontramos en las láminas E-02 y E-03 del anexo 4.1.2 y 4.1.3 respectivamente. En la Fig.4.6 se presentan secciones típicas de placas en la estructura convencional.

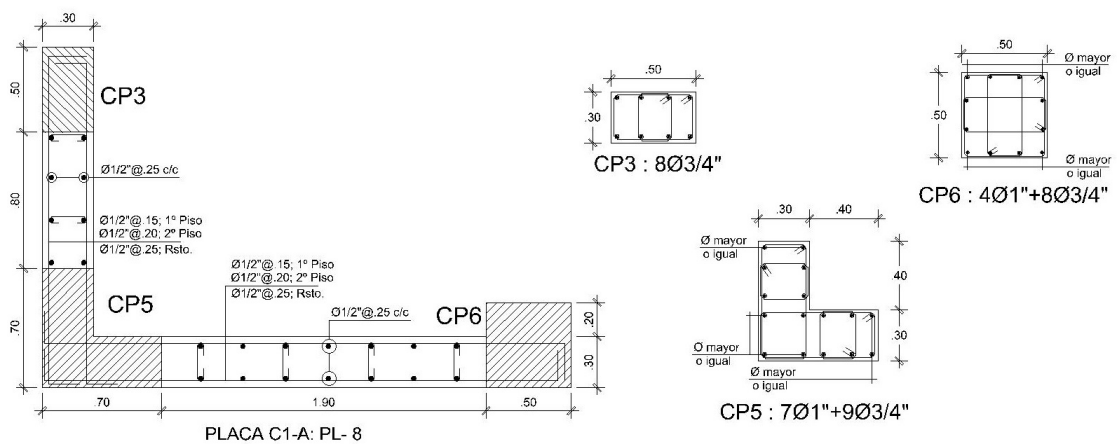


Figura 4.6: Secciones típicas de placas.

Fuente: Propia.

d) Diseño de la cimentación.

Las cimentaciones son los elementos que transmiten las cargas de la estructura al terreno, en el caso de la estructura convencional, dichas cargas son transmitidas al terreno por medio de zapatas aisladas, como se mencionó anteriormente los muros no son solidarios con la estructura, éstos transmiten las cargas al terreno por medio de cimientos corridos armados. Un ejemplo de diseño de zapatas aisladas lo encontramos en el anexo 1.7, el detallado de acero en zapatas la encontramos en la lámina E-01 del anexo 4.1.1.

4.2. Análisis y diseño de la estructura aislada en su base.

4.2.1. Descripción del proyecto.

En esta sección se realiza la incorporación de aisladores sísmicos de base al módulo anteriormente descrito, una vez realizada esta operación, se dan paso a los controles respectivos para luego realizar el diseño de los diferentes elementos estructurales. En general, el bloque considerado tiene como sistema estructural predominante el de pórticos de concreto armado en ambos sentidos, se utilizaron en total 30 aisladores sísmicos de base, de las cuales 12 son aisladores de base con núcleo de plomo (LRB) con diámetro externo de 60cm y un diámetro interno de 10cm (TIPO I), 8 son aisladores de base con núcleo de plomo (LRB) con diámetro externo de 65cm y un diámetro interno de 11cm (TIPO II) las restantes son aisladores sísmicos planos friccionales con un diámetro interno de 30cm (TIPO III), la disposición de los diferentes tipos de aisladores en la interface de aislamiento se realizó de tal manera que los aisladores más rígidos (LRB) se encuentren ubicados perimetralmente a la estructura y los menos rígidos (deslizadores planos) en la parte interna, todo ello con el fin de evitar y/o en el peor de los casos, minimizar los efectos de torsión en la estructura.

La NTE E.030—2014, contempla que para el diseño de Edificaciones Esenciales, no se permiten irregularidades tanto en planta como en elevación, el módulo seleccionado no cumple con estos requisitos, es por ello que el factor "R" de reducción de fuerzas sísmicas es afectado por los factores I_p e I_a , que penalizan tanto irregularidades en planta y elevación respectivamente. Recalcándose que la norma no permite irregularidades en este tipo de estructuras, se realiza el planteamiento plasmado con fines de realizar el análisis comparativo de costos, lo cual es uno de los fines del trabajo de investigación.

Al realizar el uso de los aisladores sísmicos de base, la cimentación planteada consiste en zapatas aisladas y combinadas, podios y/o pedestales superiores e inferiores sobre los cuales se encuentran los aisladores sísmicos, sobre éstas se ubican las vigas de conexión arriostrados por los podios superiores complementados por una losa rígida en ambas direcciones, supliendo así la losa rígida el uso de cimientos corridos y sobre cimientos en una estructura convencional con base fija. Es indispensable el buen confinamiento de la superestructura (vigas de conexión, podios superiores y losa rígida) para garantizar el comportamiento como cuerpo rígido de éstos, lo cual es primordial en el diseño de estructuras aisladas sísmicamente.

El módulo presenta cuatro pisos, con un espaciamiento máximo de ejes de 7.60m y un espaciamiento mínimo de 2.60m, la altura de entrepiso es de 4.42m, los muros

perimetrales y tabiques interiores no son solidarios estructuralmente con el sistema principal, ya que se encuentran separados de éstas mediante juntas de 3cm de espesor y debidamente confinados con columnetas y viguetas de amarre.

4.2.2. Diseño del sistema de aislamiento del edificio.

A continuación se describe el diseño del sistema aislamiento sísmico de la edificación usando los catálogos de aisladores sísmicos con núcleo de plomo y deslizadores sísmicos de la línea *BRIDGESTONE ISOLATORS*. Se usaran los pasos descritos en la sección 3.2.1.1.

A) Datos iniciales.

W	=	38681.97	[kN]	Peso sísmico del edificio sobre el sistema de aislación.
T_D	=	2.50	[s]	Periodo objetivo.
β_{LRB}	=	25	[%]	Amortiguamiento efectivo del aislador LRB.
τ_y	=	7.967	[MPa]	Tensión de fluencia del plomo (Catálogo).
γ	=	1.50	[s]	Deformación de corte de diseño [$0 < \gamma < 2.5$].




B) Disposición de los aisladores en planta.

La distribución de los aisladores se efectúa considerando los siguientes criterios:

- Se diseña un solo tipo de aislador circular con cargas gravitacionales semejantes entre sí. Con esto se logra pequeñas diferencias en los valores de la rigidez horizontal de cada aislador, minimizando el acoplamiento entre los modos de oscilación traslacional y torsional de la estructura.
- El centro de rigidez de los aisladores debe coincidir en lo posible con el centro de masa del edificio para que los modos torsionales del edificio aislado no sean fácilmente excitados, esto se consigue ubicando los aisladores más rígidos (LRB) en la periferia de la estructura.
- En el caso se tengan muros de concreto armado, los aisladores deben de estar ubicados preferentemente en los extremos de cada muro para que formen un par de fuerzas axiales que resistan los momentos volcantes.

En la tabla 4.6 se muestra la cantidad y tipo de aisladores utilizados en el sistema de aislación y la Fig. 4.7 muestra la distribución de los aisladores en planta, se obtiene un total de 30 aisladores, considerando que su distribución sea lo más simétricamente posible.

Tabla 4.6: Cantidad y tipo de aisladores (*Bridgestone Isolators*).

Aislador TIPO I	: 12 unidades (LH060G4-C)	
Aislador TIPO II	: 8 unidades (LH065G4-C)	
Aislador TIPO III	: 10 unidades (SK030GC)	

Fuente: Propia.

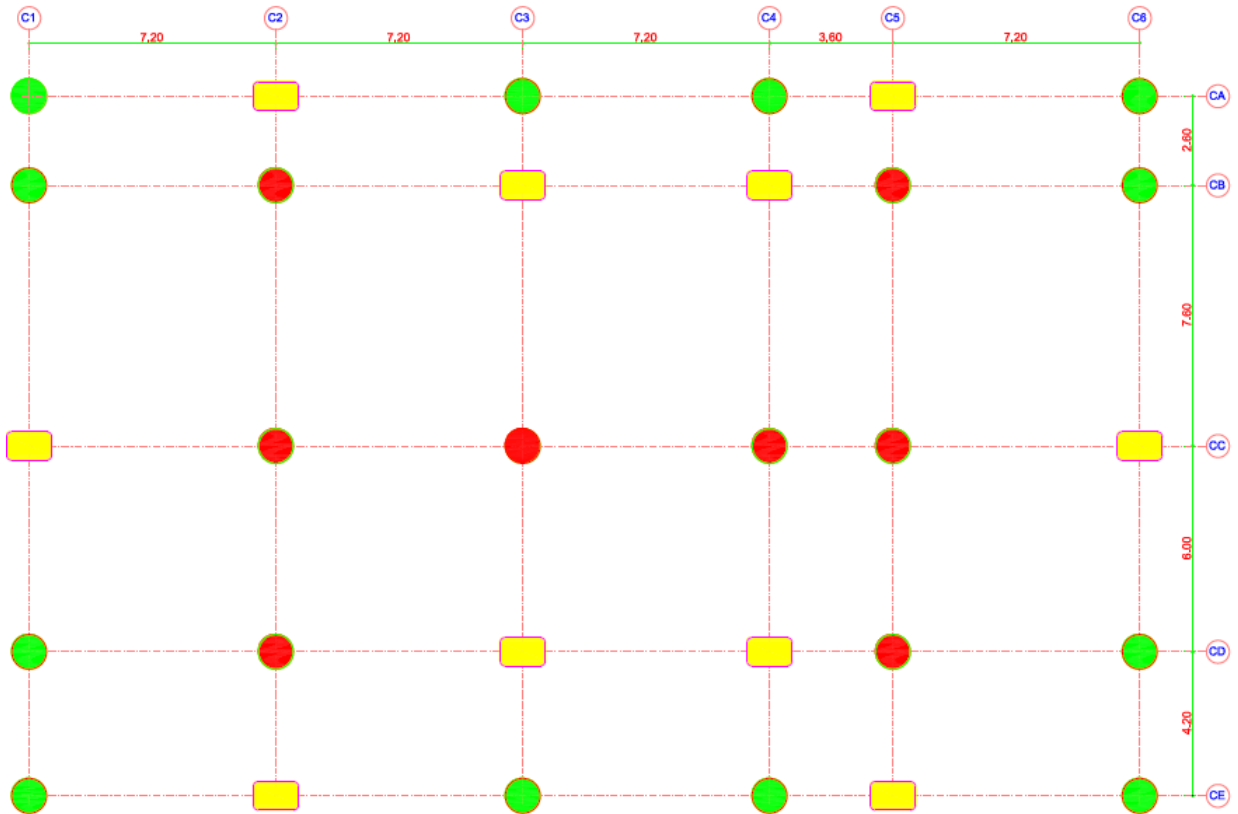


Figura 4.7: Distribución de sistema de aislación propuesto.

Fuente: Propia.

C) Diseño de los aisladores.

En el anexo 1.1 *Diseño de aisladores sísmicos*, se presenta en forma detallada los pasos para el diseño de los aisladores usados en este trabajo, en la lámina E-05 del anexo 4.2.5 se presentan los planos con la características de los aisladores obtenidos.

- 1) Determinamos la rigidez horizontal de todo el sistema de aislamiento.

Tratando todo el sistema de aislación como una unidad, la rigidez requerida correspondiente al periodo objetivo ($T_D = 2.50$ s) es:

$$\text{Rigidez total: } K_{total} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g} \quad \Rightarrow \quad K_{total} = 24906.88 \quad [\text{kN/m}]$$

2) Cálculo del desplazamiento de diseño D_D .

Aceleración de diseño para periodo de 0.2 seg.	$S_S =$	1.05	[g]
Aceleración de diseño para periodo de 1 seg.	$S_1 =$	0.46	[g]
Factor de amplificación del suelo para periodo de 0.2 seg.	$F_a =$	1.00	
Factor de amplificación del suelo para periodo de 1 seg.	$F_v =$	1.00	
Aceleración de diseño ampli. para periodo de 0.2 seg.	$S_{DS} =$	1.05	[g]
Aceleración de diseño ampli. para periodo de 1 seg.	$S_{D1} =$	0.46	[g]
Factor para el sismo máximo posible.	$C_R =$	1.25	
Parámetro en función del grado de de amortiguamiento	$f[\beta] =$	0.54	
Factor de reducción modificación de amortiguamiento	$B_D =$	1.93	
Desplazamiento de diseño.	$D_D =$	148.36	[mm]
Desplazamiento máximo.	$D_M =$	185.45	[mm]
Desplazamiento total de diseño.	$D_{TD} =$	163.19	[mm]
Desplazamiento total máximo:	$D_{TM} =$	203.99	[mm]

3) Determinación de la rigidez aportada por los deslizadores sísmicos.

Del catálogo de aisladores sísmicos de la línea *BRIDGESTONE ISO-LATORS*, utilizamos un deslizador plano del tipo "SK030GC" con las siguientes características:

	Deslizador (SK030GC)		
Diámetro del deslizador:	$D_i =$	300	[mm]
Área del deslizador:	$A_{desl.} =$	70700	[mm ²]
Módulo de corte:	$G_{eq} =$	0.49	[MPa]
Altura del deslizador:	$H =$	42	[mm]
Rigidez lateral del deslizador:	$K_{desl.} =$	824.83	[kN/m]
Número de deslizadores:	$n_{desl.} =$	10	[und]
Rigidez total de los deslizadores:	$KT_{desl.} =$	8248.30	[kN/m]

La rigidez requerida para los aisladores con núcleo de plomo es:

$$K_{LRB} = K_{total} - KT_{desl.} \Rightarrow K_{LRB} = 16658.55[\text{kN/m}]$$

4) Cálculo del área requerida para el núcleo de plomo " A_{pb} ".

Procedemos a realizar el cálculo de la energía disipada por ciclo " E_D ":

$$E_D = 2\pi K_{LRB} D_D^2 \beta_{eff} \Rightarrow E_D = 575.94[\text{kN} - \text{m}]$$

La energía disipada por ciclo es también dado por:

$$E_D = 4Q_d(D_D - D_Y) \quad D_Y \approx 0 \quad (\text{Muy bajo})$$

Por lo tanto:

$$Q_d \cong \frac{W_D}{4D_D} \Rightarrow Q_d = 970.53[\text{kN}]$$

Calculamos el área requerida de núcleo de plomo "A_{pb}" para todo el sistema de aislamiento.

$$A_{pb}^{total} = \frac{Q_d}{\tau_y^{pb}} \Rightarrow A_{pb}^{total} = 121818.27[\text{mm}^2]$$

5) Área propuesta para el núcleo de plomo.

Del catálogo de aisladores sísmicos de la línea *BRIDGESTONE ISOLATORS*, escogemos dos tipos de aisladores con las siguientes características:

	Ais. LRB T-I (LH060G4-C)	Ais. LRB T-II (LH065G4-C)	
Tension de fluencia del plomo:	$\tau_{ylead} = 7.967$	7.967	[MPa]
Diámetro del núcleo de plomo:	$D_i = 100$	110	[mm]
Área del núcleo de plomo:	$A_{lead} = 7853.98$	9503.32	[mm ²]
Número de aisladores:	$N_{LRB} = 12$	8	[und]
Área total del plomo:	$AT_{load} = 94247.78$	76026.54	[mm ²]
Área plomo ambos aisladores:	$A_{lead(TOTAL)} = 170274.32$		[mm ²]
Factor para determinar Q _d : ^(a)	$C_{Qd} = 1.00$	1.00	
Fuerza caract. del plomo: ^(b)	$Q_d = 750.87$	605.70	[kN]
Fuerza caract. ambos aisladores:	$Q_{d(TOTAL)} = 1356.58$		[kN]

Las expresiones ^(a) y ^(b), están definidas por:

$$C_{Qd} \begin{cases} 2.036\gamma^{0.41} & [\gamma \leq 0.1] \\ 1.106\gamma^{0.145} & [0.1 < \gamma < 0.5] \\ 1 & [0.5 \leq \gamma] \end{cases} \dots(a) \quad y \quad Q_d = C_{Qd} \cdot \tau_{ylead} \cdot A_{lead(TOTAL)} \dots(b)$$

6) Cálculo de la rigidez del núcleo de plomo y del elastómero.

Rigidez del núcleo de plomo:

$$K_{lead} = \frac{Q_{d(TOTAL)}}{D_D} \Rightarrow K_{lead} = 9143.95[kN/m]$$

Rigidez del elastómero:

$$K_2 = K_{LRB} - K_{lead} \Rightarrow K_2 = 7514.60[kN/m]$$

Para un aislador LRB tenemos:

$$K_{2i} = 375.73[kN/m]$$

7) Definimos la geometría de los aisladores.

Se define la geometría de los aisladores tomando en cuenta las dimensiones que le fabricante ofrece.

	Ais. LRB T-I (LH060G4-C)	Ais. LRB T-II (LH065G4-C)	
Diámetro exterior:	$D_e = 600$	650	[mm]
Área efectiva del elastómero:	$A_{rubber} = 274900.0$	322300.0	[mm ²]
Módulo de corte del elastómero:	$G_{rubber} = 0.385$	0.385	[MPa]
Espesor de capa de goma:	$t_r = 4.00$	4.40	[mm]
Número de capas:	$n = 50$	45	
Altura total del elastómero:	$H_{rubber} = 200$	198	[mm]
Rigidez de la goma:	$K_{rubber} = 529.18$	626.69	[kN/m]
Numero aisladores de cada tipo:	$N_{LRB} = 12$	8	[und]
Rigidez total de la goma:	$K_{rubber(TOTAL)} = 11363.75$		[kN/m]

8) Cálculo de la rigidez del núcleo de plomo según la geometría del aislador.

	Ais. LRB T-I (LH060G4-C)	Ais. LRB T-II (LH065G4-C)	
Módulo de corte del plomo:	$G_{lead} = 0.583$	0.583	[MPa]
Diámetro del núcleo de plomo:	$D_i = 100$	110	[mm]
Área del núcleo de plomo:	$A_{lead} = 7853.98$	9503.32	[mm ²]
Altura del núcleo de plomo:	$H_{lead} = 200$	198	[mm]
Rigidez del núcleo de plomo:	$K_{lead} = 22.89$	27.98	[kN/m]
Número aisladores de cada tipo:	$N_{LRB} = 12$	8	[und]
"Q" de cada aislador:	$Q_{di} = 62.57$	75.71	[kN]

9) Cálculo de los parámetros para el modelo bilineal.

	Ais. LRB T-I (LH060G4-C)	Ais. LRB T-II (LH065G4-C)	
Factor para determinar K_2 :	$C_{K2} = 0.95$	0.95	
Rigidez post fluencia:	$K_2 = 525.86$	623.59	[kN/m]
Rigidez inicial:	$K_1 = 6836.16$	8106.61	[kN/m]
Rigidez efectiva c/aislador:	$K_{eff} = 734.43$	878.51	[kN/m]
Fuerza resistente:	$F = 108.96$	130.33	[kN]
Amortiguamiento efectivo:	$\beta_{eqi} = 17.48$	17.84	[%]
Amortiguamiento efectivo total:	$\beta_{eq} = 17.63$		[%]

10) Cálculo de la rigidez total del sistema de aislación.

	Ais. LRB T-I (LH060G4-C)	Ais. LRB T-II (LH065G4-C)	
Rigidez eff. Del sistema de aislación:	$K_{eff-LRBi} = 8813.20$	7028.09	
Rigidez eff. Del conj. aisladores LRB:	$K_{eff-LRB} = 15841.29$		[kN/m]
Rigidez eff. Del conj. de deslizadores:	$K_{destiz.} = 8248.33$		[kN/m]
Rigidez total del sistema de aislación:	$K_{eff} = 24089.62$		[kN/m]
Periodo del sistema:	$T_{D-calc} = 2.54$		[seg]
Comprobación:	$T_{D-calc} \approx T_D$ OK		
Frecuencia angular del sistema:	$\omega_D = 2.47$		[rad/seg]

11) Cálculo de la energía de deformación del sistema de aislación.

	Ais. LRB T-I (LH060G4-C)	Ais. LRB T-II (LH065G4-C)	
Amortiguamiento efectivo:	$\beta_{eqi} = 17.48$	17.84	[%]
Energía disipada por ciclo:	$E_D = 17.76$	21.68	[kN-m]
Fuerza a cero deformación:	$Q = 29.92$	36.53	[kN]
Desplazamiento de fluencia:	$D_y = 4.74$	4.88	[mm]
Fuerza de fluencia:	$F_y = 32.41$	39.58	[kN]
Frecuencia angular:	$\omega_D = 2.47$	2.47	[rad/seg]
Coef. de amortiguamiento:	$C = 103.89$	126.85	[kN-seg/m]

12) Verificación de la rigidez vertical del sistema de aislación.

La rigidez vertical de un aislador se escoge típicamente para producir una frecuencia vertical de vibración superior a 10 Hz, parámetro que a de ser comprobado al final de los cálculos.

		Ais. LRB T-I (LH060G4-C)	Ais. LRB T-II (LH065G4-C)	Deslizador (SK030GC)	
Altura de cada capa del elastómero:	$t_r =$	4.00	4.40	3.50	[mm]
Número de capas del elastómero:	$n =$	50	45	12	
Altura total del elastómero:	$H =$	200	198	42	[mm]
Diámetro exterior del aislador:	$D_e =$	600	650	300	[mm]
Factor de forma 1:	$S_1 =$	37.50	36.93	21.43	
Módulo de elasticidad del sistema:	$E =$	2.2	2.2	2.2	[MPa]
Factor de corrección de E.	$\alpha_v =$	1.23	1.23	0.85	
Módulo de bulk:	$E_\infty =$	1176	1176	1200	[MPa]
Factor "k":	$k =$	0.7	0.7	0.7	
Módulo de corte:	$G_{eq} =$	0.385	0.385	0.49	[MPa]
Módulo de compresión:	$E_c =$	924.98	918.90	649.64	[MPa]
Área total:	$A_T =$	282753.98	331803.32	70700	[mm ²]
Rigidez vertical:	$K_v =$	1608483.87	1894044.61	929531.531	[kN/m]
Frecuencia horizontal:	$f_H =$	0.39	0.39	0.39	[Hz]
Frecuencia vertical:	$f_v =$	19.28	19.22	14.32	[Hz]
Comprobación:		OK	OK	OK	

Se puede notar que todas las frecuencias verticales son mayores a 10 Hz.

13) Verificación de distorsión máxima del sistema de aislamiento.

		Ais. LRB T-I (LH060G4-C)	Ais. LRB T-II (LH065G4-C)	
Factor de forma 2:	$S_2 =$	3.00	3.28	
Factor de corrección ^(a) :	$\alpha_c =$	0.50	0.57	
Módulo de elasticidad corregido:	$E_b =$	648.54	639.66	[MPa]
Esfuerzo crítico de comp. a cero deformación:	$\sigma_{AC} =$	23.46	29.10	[MPa]

^(a) El factor de corrección α_c es proporcionado por el fabricante, valor que es tomado de pruebas realizadas a los aisladores.

$$Si \ S_2 \geq 5; \alpha_C = 1 \quad Si \ S_2 < 5; \alpha_C = 0.25(S_2 - 5) + 1$$

La distorsión máxima se verifica para dos condiciones. La primera para el desplazamiento total de diseño y la segunda para el desplazamiento total máximo posible.

A) Verificación para el sismo de diseño.

		Ais. LRB T-I (LH060G4-C)	Ais. LRB T-II (LH065G4-C)	
Desplazamiento total de diseño calculado:	$D_{TD} =$	163.19	163.19	[mm]
Altura total del elastómero:	$H =$	200.00	198.00	[mm]
Deformación por corte:	$\gamma_{SD} =$	0.82	0.82	
Esfuerzo de compresión último para γ_{SD} :	$\sigma_{ACD} =$	17.71	22.52	[MPa]
Comprobación $\sigma_{ACD} \leq 60MPa$:		OK	OK	
Factor para hallar la deformación por comp.:	$\epsilon_{CD} =$	0.0041	0.0054	
Deformación por compresión:	$\gamma_{CD} =$	0.92	1.19	
Deformación máxima:	$\gamma_{max} =$	1.74	2.01	
Distorsión permisible:	$\gamma_{perm.} =$	2.75	2.75	
Comprobación $\gamma_{perm} \geq \gamma_{m\acute{a}x}$:		OK	OK	

B) Verificación para el sismo máximo posible.

		Ais. LRB T-I (LH060G4-C)	Ais. LRB T-II (LH065G4-C)	
Desplazamiento total máximo calculado:	$D_{TM} =$	203.99	203.99	[mm]
Altura total del elastómero:	$H =$	200.00	198.00	[mm]
Deformación por corte:	$\gamma_{SM} =$	1.02	1.03	
Esfuerzo de compresión último para γ_{SM} :	$\sigma_{ACM} =$	16.28	20.88	[MPa]
Comprobación $\sigma_{ACM} \leq 60MPa$:		OK	OK	
Factor para hallar la deformación por comp.:	$\epsilon_{CM} =$	0.0038	0.0050	
Deformación por compresión:	$\gamma_{CM} =$	0.85	1.10	
Deformación máxima:	$\gamma_{max} =$	1.87	2.13	
Distorsión permisible:	$\gamma_{perm.} =$	4.95	4.95	
Comprobación $\gamma_{perm} \geq \gamma_{m\acute{a}x}$:		OK	OK	

14) Verificación al pandeo.

Cálculo del valor de la carga crítica para el cual ocurre el pandeo en los aisladores.

		Ais. LRB T-I (LH060G4-C)	Ais. LRB T-II (LH065G4-C)	
Altura total del aislador:	$H_t =$	407.90	390.40	[mm]
Área efectiva de corte:	$A_S =$	576676.75	654222.30	[mm ²]
Fuerza de corte máxima:	$P_s =$	222.02	251.88	[kN]
Momento de inercia del aislador:	$I =$	6356816385.00	8755218172.49	[mm ⁴]
Rigidez a la inclinación:	$EI_{eff} =$	1959978367.66	2681731387.89	[kN-mm ²]
Carga de pandeo de Euler:	$P_E =$	116263.56	173658.24	[kN]
Carga crítica:	$P_{crit.} =$	4970.84	6488.90	[kN]
Carga máxima sobre el aislador:	$P_{max} =$	3288.59	4199.40	[kN]
Factor de seguridad:	$FS =$	1.51	1.55	
Comprobación $FS \geq 1.5$:		OK	OK	

15) Verificación de la estabilidad al volteo.

Se determina el máximo desplazamiento posible ante el cual se puede producir el volcamiento, esto para una carga mínima, expresión dado por:

Carga mínima sobre el aislador:
Rigidez mínima de cada aislador:
Rigidez máxima de cada aislador:
Desplazamiento máximo:
Factor de seguridad:
Comprobación $FS \geq 1$:

	Ais. LRB T-I (LH060G4-C)	Ais. LRB T-II (LH065G4-C)	
$P_{min} =$	301.15	1437.46	[kN]
$K_{eq-min} =$	734.43	878.51	[kN/m]
$K_{eq-max} =$	918.04	1098.14	[kN/m]
$D_{max} =$	267.45	500.68	[mm]
$FS =$	1.31	2.45	
	OK	OK	

En la Fig. 4.8 se presenta una leyenda de las denominaciones de los elementos de cada aislador y en la tabla 4.7 se indican dichos parámetros obtenidos del diseño.

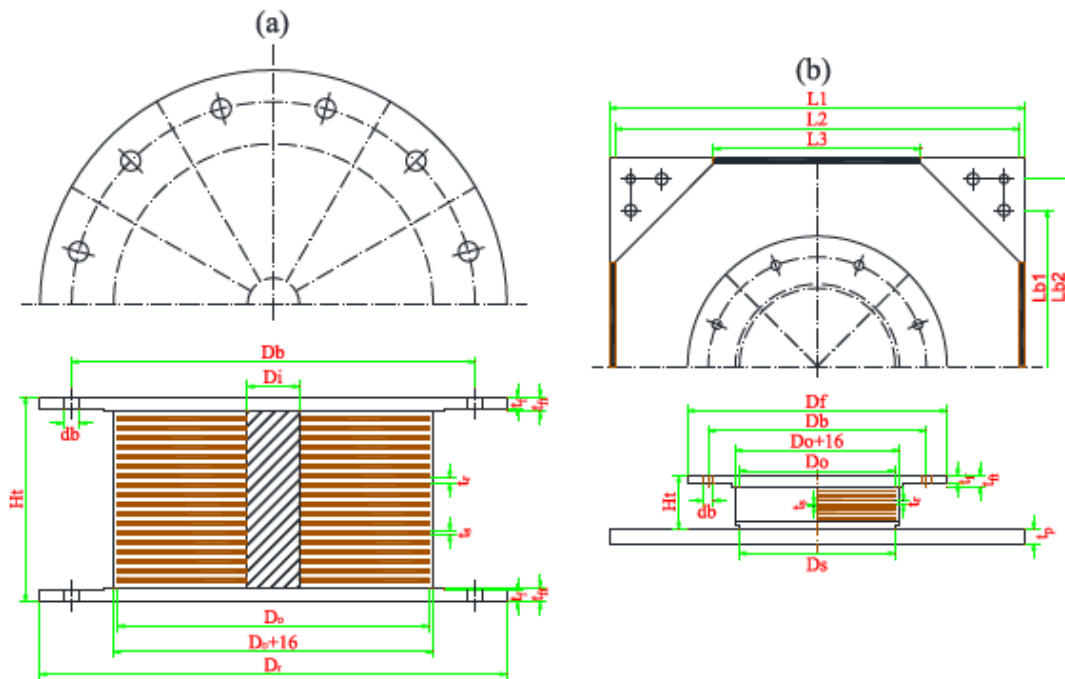


Figura 4.8: Denominación de los elementos del aislador.

(a) Aislador LRB. (b) Deslizador plano.

Fuente: Propia.

Tabla 4.7: Aisladores TIPOS I, II y III.

Descripción	Ais. LRB T-I (LH060G4-C)	Ais. LRB T-II (LH065G4-C)	Deslizador (SK030GC)
Diámetro exterior : D_o [mm]	600	650	300
Diámetro del núcleo de plomo : D_i [mm]	100	110	-
Espesor de una capa de elastómero : t_r [mm]	4.0	4.4	3.5
Números de capas de elastómero : n	50	45	12
Espesor total del elastómero : H [mm]	200	198	42
Diámetro de la placa de montaje : D_f [mm]	900	950	500
Espesor de la placa de montaje : t_f/t_{fi} [mm]	22/28	22/28	16/22
Distancia entre pernos : D_b [mm]	775	825	775
Diámetro del agujero de los pernos : d_b [mm]	33	33	27
Tipo de perno/ Nro de pernos de fijación : $M(d_b - 3)/12$	M30/12	M30/12	M24/8
Espesor de una capa de acero : t_s [mm]	3.1	3.1	2.2
Altura total : H_t [mm]	407.9	390.4	103.2

Fuente: Propia.

D) Modelación bilineal de los aisladores.

Del diseño del sistema de aislamiento realizado en la sección 4.2.2, se obtienen los parámetros del modelo bilineal para su modelación en el programa ETABS V15.0, a continuación se describen dichos parámetros:

- *Vertical stiffness*: Corresponde a la rigidez vertical " K_v ".
- *Effective stiffness*: Corresponde a la rigidez efectiva " K_{eff} ".
- *Effective damping*: Corresponde al amortiguamiento efectivo " C ".
- *Distance from End-J*: Corresponde a la mitad de la altura del aislador " $H_t/2$ ".
- *Stiffness*: Corresponde a la rigidez inicial " K_1 ".
- *Yield Stregnth*: Corresponde a la fuerza de fluencia " F_y ".
- *Post Yield Stiffness ratio*: Corresponde a la relación " K_2/K_1 ".

En la tabla 4.8, se resumen los parámetros obtenidos de acuerdo al análisis.

Tabla 4.8: Parámetros del modelo bilineal.

Parámetro	Ais. LRB T-I (LH060G4-C)	Ais. LRB T-II (LH065G4-C)	Deslizador (SK030GC)	Und.
<i>Vertical stiffness: K_v</i>	1608483.87	1894044.61	929531.53	[kN/m]
<i>Effective stiffness: K_{eff}</i>	734.43	878.51	824.83	[kN/m]
<i>Effective damping: C</i>	103.89	126.85		[kN-seg/m]
<i>Distance from End-J: $H_t/2$</i>	0.204	0.195	0.052	[m]
<i>Stiffness: K_1</i>	6836.16	8106.61		[kN/m]
<i>Yield Stregnth: F_y</i>	32.41	39.58		[kN]
<i>Post Yield Stiffness ratio: K_2/K_1</i>	0.077	0.077		

Fuente: Propia.

E) Procedimiento general de definición de aisladores.

- En la opciones de menú se escoge: *Define/Section properties/Link-Support properties* y se definen los tipos y propiedades del aislador.
- Se crea una nueva propiedad escogiendo la opción *Add new property*, luego en *Link type* se tienen las opciones: *rubber isobator*, *friction isolator*, etc. Se escoge uno de ellas dependiendo del caso de estudio.
- En *Directional properties*, se definen las propiedades adicionales de los aisladores a usar.
- En la Fig. 4.9 se encuentran activados los casilleros en las direcciones "1", "2" y "3", éstos corresponden a las direcciones "Z", "X" y "Y" respectivamente, en la parte inferior de la misma figura podemos

apreciar las curvas de histéresis para el modelamiento bilineal tanto para un aislador elastomérico *Rubber isolator* y un aislador friccional plano *Friction isolator*, la forma de las gráficas indican como disipan la energía sísmica cada uno de ellos.

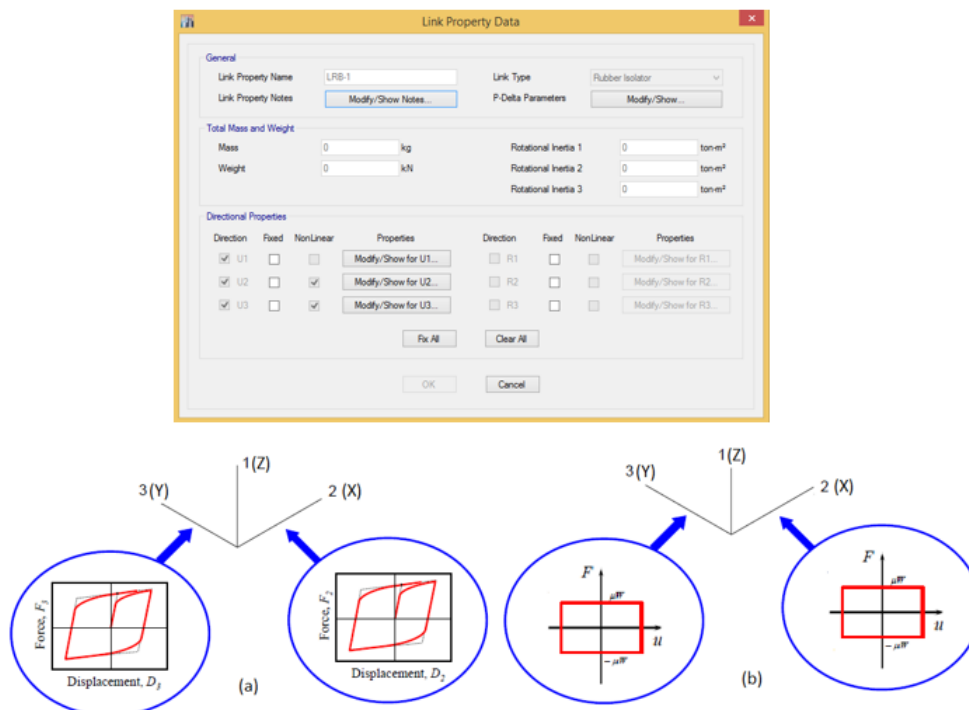


Figura 4.9: Ventana ETABS V15.0 para definición de parámetros del aislador.
 (a) Aislador elastomérico. (b) Aislador friccional plano.
 Fuente: Propia.

- Si se desea realizar un análisis modal espectral es suficiente con la activación de las tres casillas de la Fig. 4.9, en caso se desee realizar un análisis tiempo historia, se necesita activar las casillas de la opción *Nonlinear* e ingresar los parámetros correspondientes a la modelación bilineal de los aisladores.
- En *Add modify grids/ Modify show grid system/ Reference planes*, se adiciona un nuevo plano de referencia ubicado a $-H_t$, siendo H_t la altura total del aislador, todo ello con la finalidad de dar el espacio del dibujo de los aisladores por debajo de la superestructura.
- Se procede al dibujo de los aisladores con la opción *Draw/ Draw Links*, luego en la parte inferior a cada aislador se asigna un empotramiento fijo.

4.2.3. Análisis sísmico estático y dinámico del edificio aislado.

El análisis sísmico tiene como objetivo encontrar las fuerzas y momentos internos debidos a la carga sísmica en cada uno de los elementos del sistema estructural para luego proceder al diseño, en la tabla 4.9 se muestran los métodos de análisis sísmico.

Tabla 4.9: Análisis sísmico estático y dinámico.

Estructura/acción	Estático	Dinámico
Elástico	Método de fuerza equivalente	Espectro de respuesta
No lineal	Pushover	Tiempo historia no lineal

Fuente: Propia.

En el presente trabajo, para el análisis del edificio aislado se realizó el análisis estático de fuerza lateral equivalente y el análisis dinámico modal espectral y tiempo historia no lineal.

4.2.3.1. Análisis estático.

Según las consideraciones plasmadas en la sección 3.2.1, en la tabla 4.10 se muestra la distribución de la fuerza cortante V_s en altura del edificio aislado.

Tabla 4.10: Distribución de fuerza cortante por piso.

$V_s = 243.16\text{tn}$						
Piso	$w_i(\text{tn})$	$h_i(\text{m})$	$w_i h_i$	$\frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$	$F_i(\text{tn})$	$V_i(\text{tn})$
4	543.86	18.73	10186.58	0.295	71.81	71.81
3	756.04	14.31	10818.98	0.314	76.26	148.07
2	804.10	9.89	7952.51	0.231	56.06	204.12
1	815.66	5.47	4461.65	0.129	31.45	235.57
AIS.	1024.80	1.05	1076.04	0.031	7.59	243.16
	3944.46		34495.76		243.16	

Fuente: Propia.

4.2.3.2. Análisis dinámico modal espectral.

A) Obtención del espectro de diseño.

- a) **Factor de zona:** La edificación se encuentra ubicado en la zona 3, según la tabla 3.1 corresponde un factor de:

$$Z = 0.35g$$

b) **Parámetros de sitio "S", "T_P" y "T_L":** Según los estudios de mecánica de suelos, la fundación corresponde a un perfil de suelo "S1", según la tabla 3.2 y 3.3, tenemos:

$$\begin{aligned} S &= 1.00 \\ T_P &= 0.40\text{seg} \\ T_L &= 2.50\text{seg} \end{aligned}$$

c) **Categoría de la edificación "U":** La edificación se encuentra aislado en su base, según la tabla 3.8 corresponde:

$$U = 1.00$$

d) **Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas "R".**

d.1) **Coefficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas "R₀".**

Corresponde al sistema estructural de pórticos de concreto armado, según la tabla 3.5 tenemos:

$$R_0 = 8$$

d.2) **Restricciones de irregularidades en planta y elevación "I_a", "I_p".**

Según las tablas 3.6 y 3.7 se tiene:

$$\begin{aligned} I_a &= 0.80 \\ I_p &= 0.90 \end{aligned}$$

De donde según la Ec. 3.16 se tiene:

$$R_1 = R_0 I_a I_p \Rightarrow R_1 = 5.76$$

Para estructuras con aislamiento sísmico se tiene:

$$R = \left(\frac{3}{8}\right) R_1 \leq 2$$

Por lo tanto tomamos:

$$R = 2$$

La Fig.4.10 muestra el espectro obtenido según a los parámetros obtenidos anteriormente.

C	T(s)	Sa/g
2.50	0.00	0.438
2.50	0.02	0.438
2.50	0.04	0.438
2.50	0.06	0.438
2.50	0.08	0.438
2.50	0.10	0.438
2.50	0.12	0.438
2.50	0.14	0.438
2.50	0.16	0.438
2.50	0.18	0.438
2.50	0.20	0.438
2.50	0.25	0.438
2.50	0.30	0.438
2.50	0.35	0.438
2.50	0.40	0.438
2.22	0.45	0.389
2.00	0.50	0.350
1.82	0.55	0.318
1.67	0.60	0.292
1.54	0.65	0.269
1.43	0.70	0.250
1.33	0.75	0.233
1.25	0.80	0.219
1.18	0.85	0.206
1.11	0.90	0.194
1.05	0.95	0.184
1.00	1.00	0.175
0.91	1.10	0.159
0.83	1.20	0.146
0.77	1.30	0.135
0.71	1.40	0.125
0.67	1.50	0.117
0.63	1.60	0.109
0.59	1.70	0.103
0.56	1.80	0.097
0.53	1.90	0.092
0.50	2.00	0.088
0.45	2.20	0.080
0.42	2.40	0.073
0.37	2.60	0.065
0.32	2.80	0.056
0.28	3.00	0.049
0.16	4.00	0.027
0.10	5.00	0.018
0.07	6.00	0.012
0.05	7.00	0.009
0.04	8.00	0.007
0.03	9.00	0.005
0.03	10.00	0.004

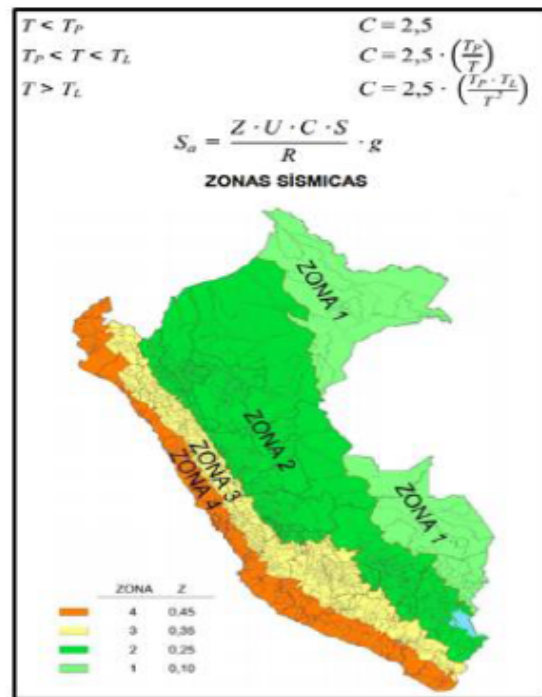
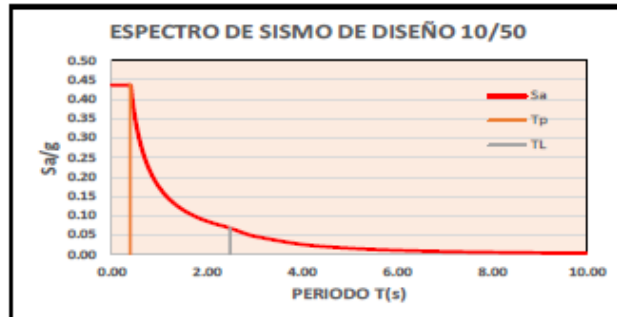


Figura 4.10: Espectro de diseño estructura aislada.
Fuente: Propia.

4.2.3.3. Análisis dinámico tiempo historia no lineal.

El uso del procedimiento de análisis tiempo historia es permitido para cualquier tipo de estructura aislada.

Para el análisis tiempo historia se usarán como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluirá dos componentes en direcciones ortogonales. Cada conjunto de registros de aceleraciones del terreno consistirá en un par de componentes de aceleración horizontal, elegidas y escaladas de eventos individuales. Las historias de aceleración serán obtenidas de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, y mecanismos de fuente sean consistentes con el máximo sismo considerado. Cuando no se cuente con el número requerido de registros apropiados, se podrán usar registros simulados para alcanzar el número total requerido (NTE E.030, 2014).

A) Registros sísmicos seleccionados.

Debido a la poca cantidad de registros de sismos reales medidos en territorio peruano, principalmente por la escasa cantidad de estaciones sismográficas y a la poca ocurrencia de sismos severos de intensidad significativa, es necesario contar con señales artificiales que representen la sismicidad peruana.

Mediante un estudio realizado por el CISMID y SENCICO en el año 2013, se proponen acelerogramas sintéticos, a partir de 21 registros con sus tres componentes (este–oeste, norte–sur y vertical), lo que hace un total de 63 registros acelerográficos, de diferentes sismos importantes ocurridos en el mundo obtenidos en diferentes tipos de suelos, para cada tipo de suelo establecido por la NTE E.030 (2003) ¹ y para la zona de mayor actividad sísmica del Perú, es decir para la zona sísmica 3 (CISMID, 2013).

En dicho estudio, se definió como espectro objetivo para la generación de los acelerogramas sintéticos, los espectros de diseño concordantes con la NTE E.030 para los diferentes tipos de suelo (*S1*, *S2* y *S3*), los acelerogramas sintéticos fueron obtenidos utilizando dos metodologías aceptadas por la práctica de la ingeniería; La primera que consiste en el ajuste espectral al espectro de Fourier y la segunda que consiste en el ajuste espectral al espectro de respuestas.

Las señales utilizadas para la generación de los acelerogramas sintéticos son:

- Acelerograma del sismo de Arequipa (Perú) de 2001.
- Acelerograma del sismo de Pisco (Perú) de 2007.
- Acelerograma del sismo de Valparaíso (Chile) de 1985.

Las características de dichos eventos sísmicos son las plasmadas en la tabla 4.11.

Tabla 4.11: Información básica de los registros sísmicos.

Ubicación del evento	Lugar de la estación	Nombre de la estación	PGA (g)	Tipo de evento	Fecha del evento	Ubicación del evento		M
						Latitud	Longitud	
Arequipa (2001)	Moquegua	MOQ	0.30	Interfase	23/06/01	-16.26°	-73.34°	8.4
Pisco (2007)	Unica	ICA2	0.30	Interfase	15/08/07	-13.35°	-76.51°	8.0
Valparaíso (1985)	Valparaíso	UFSM	0.17	Interfase	03/03/85	-33.24°	-72.04°	8.0

Fuente: CISMID (2013).

A partir de los acelerogramas de eventos sísmicos reales, se obtuvieron los acelerogramas sintéticos de cada registro en sus dos componentes horizontales ortogonales, compatibles con la NTE E.030 y el caso de estudio. En la Fig.?? se muestran los acelerogramas artificiales debido al sismo de Arequipa de 2001, sismo de Pisco de 2007 y al sismo de Valparaíso 1985 respectivamente.

¹Según la norma mencionada, los tipos de suelos son definidos como sigue: *S1* (roca o suelo muy rígido), *S2* (suelos intermedios) y *S3* (suelos flexibles o con estratos de gran espesor).

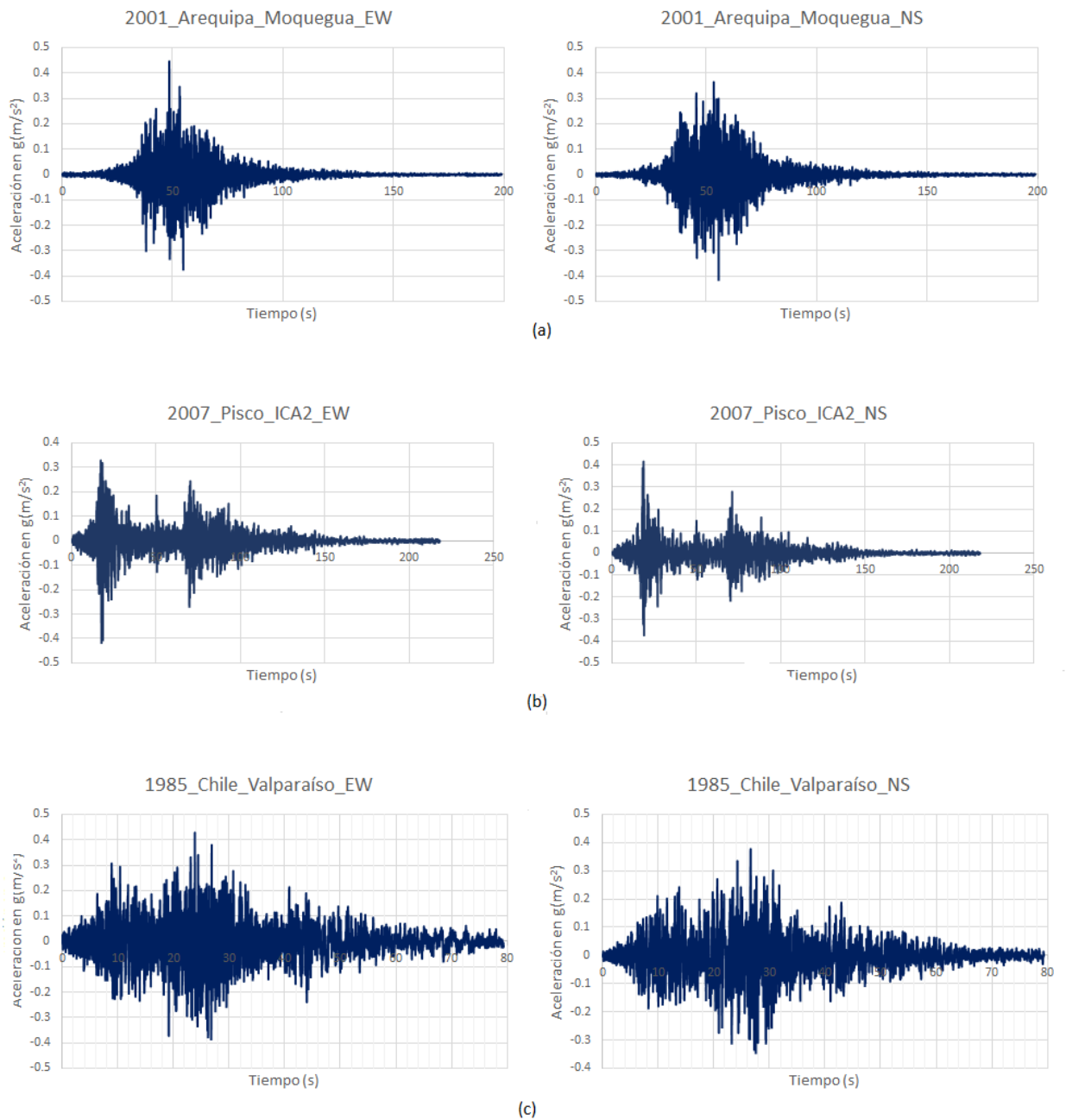


Figura 4.11: Acelerogramas sintéticos EW y NS ajustados según NTE E.030. (a) Sismo de Arequipa (2001). (b) Sismo de Pisco (2007). (c) Sismo de Valparaíso (1985).

Fuente: CISMID (2013).

Según los acelerogramas sintéticos obtenidos, se procedió a la elaboración de sus respectivos espectros de respuesta, en las figuras 04, 05 y 06, se muestran los espectros de respuesta obtenidos para el sismo de Arequipa (2001), Pisco (2007) y Valparaíso (1985) respectivamente.

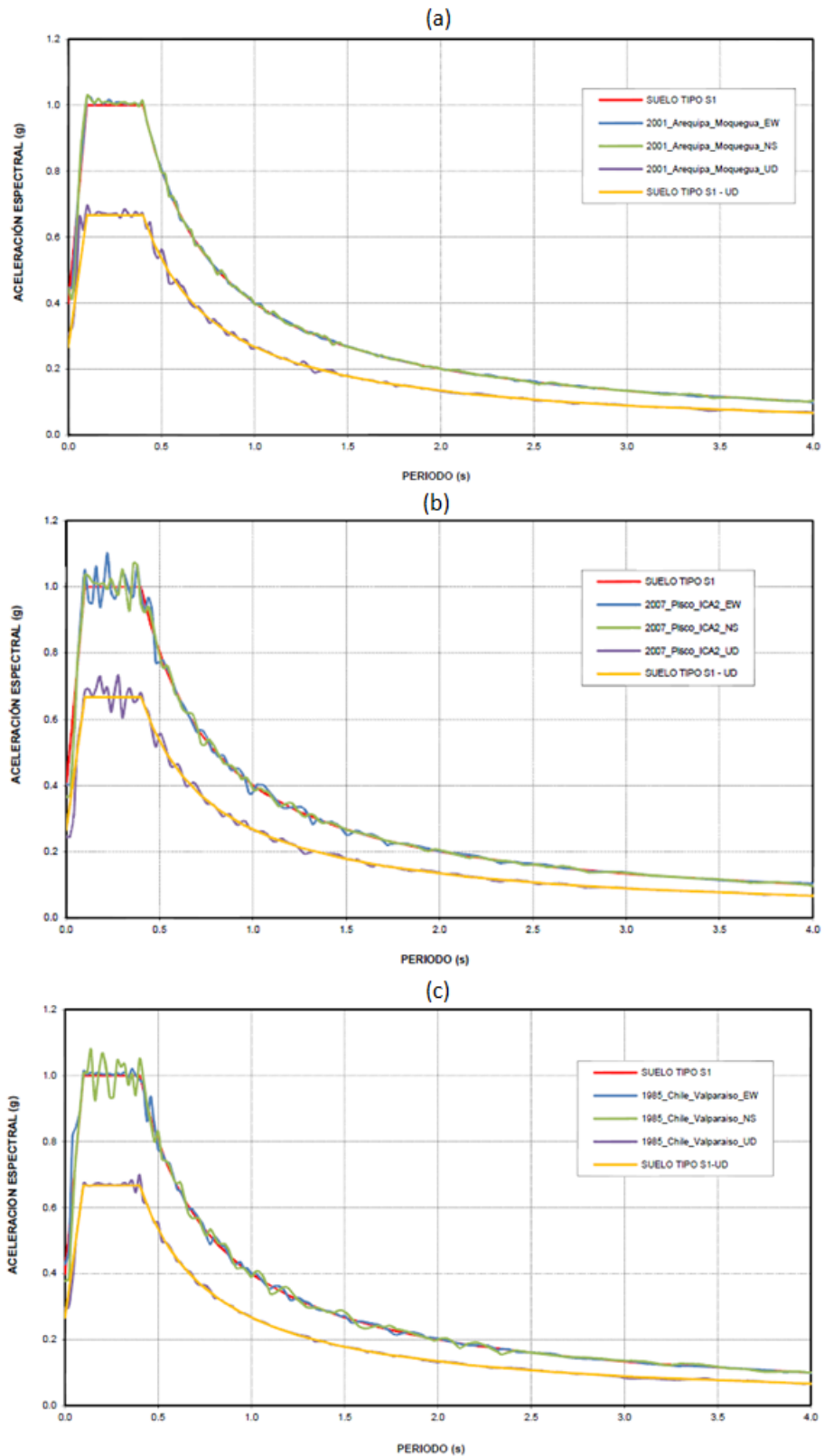


Figura 4.12: Comparación de espectros de diseño según NTE E.030 Ajustados.
 (a) Acelerograma de Arequipa (2001). (b) Acelerograma de Pisco (2007).
 (c) Acelerograma de Valparaíso (1985).
 Fuente: CISMID (2013).

De los resultados obtenidos, se puede notar la congruencia entre el espectro de respuesta (aceleración espectral) de los acelerogramas sintéticos y el espectro de diseño contemplado por el reglamento.

4.2.4. Modelamiento estructural y análisis del edificio aislado.

Para el modelo tridimensional del edificio aislado se tomaron las mismas consideraciones plasmadas en la sección 4.1.5 para el edificio convencional, se agregó un nivel adicional con respecto al edificio de base fija. Este nivel corresponde al sistema de aislación (ubicación de aisladores). Como ya se explicó, los aisladores se modelan mediante elementos *Link*, para posteriormente ingresar los parámetros correspondientes a la modelación bilineal de las mismas. En La Fig.4.13 se muestra el modelo tridimensional del edificio analizado en este trabajo.

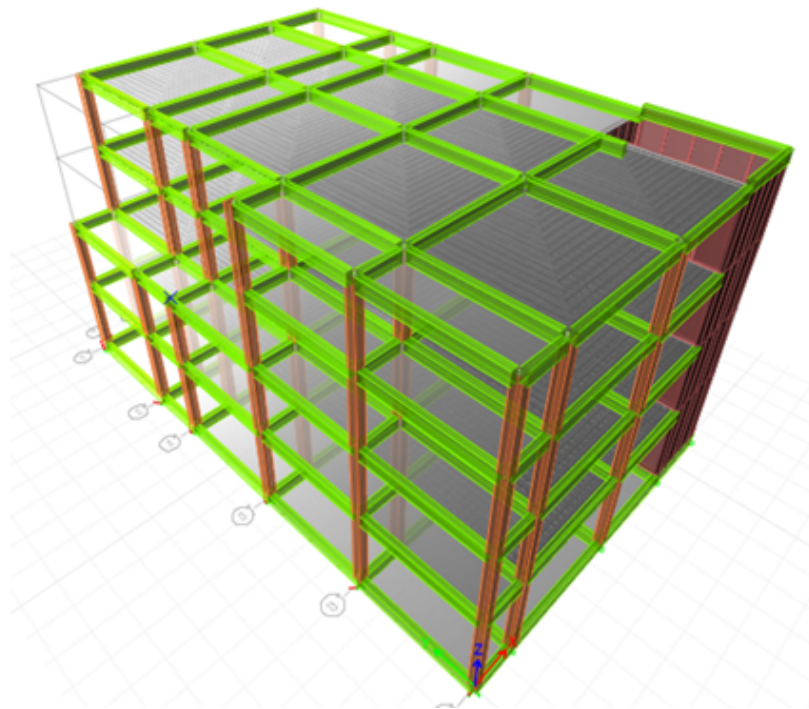


Figura 4.13: Modelo tridimensional del edificio aislado.

Fuente: Propia.

En la tabla 4.12 se muestran los resultados del periodo y frecuencia del sistema, en ella se verifica que el sistema de aislación produce un periodo cercano el periodo objetivo ($T_D = 2.5\text{seg}$).

Tabla 4.12: Periodo y frecuencia del sistema aislado.

Modo	Periodo (seg)	Frecuencia (ciclos/seg)
1	2.587	0.386
2	2.536	0.394
3	2.206	0.453
4	0.465	2.149
5	0.349	2.862
6	0.241	4.156
7	0.229	4.365
8	0.147	6.794
9	0.115	8.686
10	0.099	10.056
11	0.093	10.791
12	0.076	13.153
13	0.065	15.418
14	0.058	17.380
15	0.053	18.777

Fuente: Propia.

En la tabla 4.12 vemos que el periodo fundamental de la estructura aislada es 2.59seg (≈ 2.50 seg) lo que corresponde al periodo objetivo, flexibilizando notablemente la estructura, es importante señalar que los dos periodos traslacionales son casi idénticos, lo cual es una característica de las estructuras aisladas sísmicamente. En la Fig.4.14 se muestran los tres primeros modos de vibración del edificio aislado.

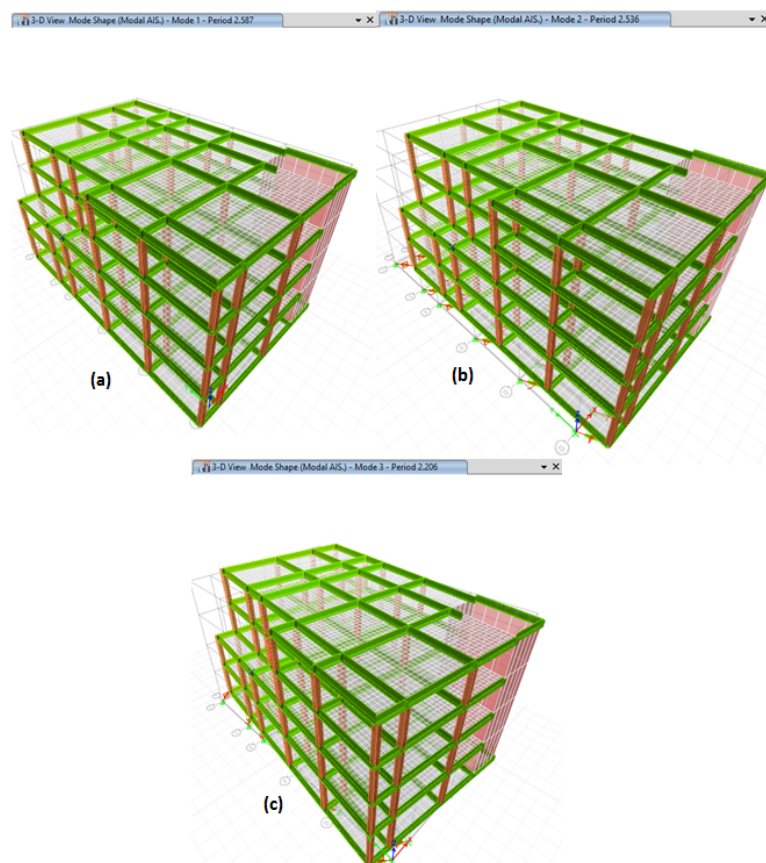


Figura 4.14: Modos de vibración del edificio aislado.

- (a) Primer modo traslacional en "X", $T = 2.587$ seg. (b) Segundo modo traslacional en "Y", $T = 2.536$ seg. (c) Tercer modo rotacional en "Z", $T = 2.206$ seg.

Fuente: Propia.

4.2.5. Verificación del modelo estructural.

4.2.5.1. Verificación de fuerza cortante mínima en la base.

La fuerza cortante debe ser analizada para la superestructura " V_s " y la subestructura " V_b ", en caso no se cumplan los porcentajes mínimos de la tabla 3.9 con respecto a los valores obtenidos del análisis estático, serán necesario escalar dichos valores para el diseño de los diferentes elementos estructurales.

- **Del análisis modal espectral.**

En las tablas 4.13 y 4.14 se muestran los valores de fuerza cortante obtenidos del análisis modal espectral, el factor de escala y los valores escalados finales, tanto para la superestructura y subestructura. En el anexo 1.1 *Diseño de aisladores sísmicos*, se muestra el cálculo de forma detallada.

Tabla 4.13: Fuerza cortante " V_s " obtenido del análisis.

Fuerza cortante " V_s "	Dir. "X"	Dir. "Y"	F.S	Dir. "X"	Dir. "Y"
V_s : del análisis modal espectral (tn)	173.81	176.22	1.38	239.85	243.16
V_s : 100 % V_s del anal. estático (tn)	237.77			237.77	
Condición	NO OK	NO OK		OK	OK

Fuente: Propia.

Tabla 4.14: Fuerza cortante " V_b " obtenido del análisis.

Fuerza cortante " V_b "	Dir. "X"	Dir. "Y"	F.S	Dir. "X"	Dir. "Y"
V_b : del análisis modal espectral (tn)	188.80	182.99	2.49	470.05	455.57
V_b : 100 % V_b del anal. estático (tn)	455.57			455.57	
Condición	NO OK	NO OK		OK	OK

Fuente: Propia.

- **Del análisis tiempo historia no lineal.**

El procedimiento es el mismo realizado para el análisis modal espectral, los porcentajes mínimos de fuerza cortante con respecto al análisis estático son las mostradas en la tabla 3.9. En las tablas 4.15 y 4.16 se muestran los valores de fuerza cortante obtenidos del análisis tiempo historia no lineal para la superestructura y subestructura respectivamente.

Tabla 4.15: Fuerza cortante " V_s " obtenido del análisis.

Fuerza cortante " V_s "	Dir. "X"	Dir. "Y"
V_s : del análisis tiempo historia (tn)	280.83	309.61
V_s : 80 % V_s del anal. estático (tn)	190.22	
Condición	OK	OK

Fuente: Propia.

Para estructuras irregulares, el V_s del análisis tiempo historia no debe ser menor que el 80 % de V_s del análisis estático, en la tabla 4.15 se puede observar que se cumple con esta condición.

Tabla 4.16: Fuerza cortante " V_b " obtenido del análisis.

Fuerza cortante " V_b "	Dir. "X"	Dir. "Y"	F.S	Dir. "X"	Dir. "Y"
V_b : del análisis tiempo historia (tn)	323.95	337.85	1.41	456.77	476.37
V_b : 100 % V_b del anal. estático (tn)	455.57			455.57	
Condición	NO OK	NO OK		OK	OK

Fuente: Propia.

Para el sistema de aislamiento y estructuras por debajo de ella, el V_b del análisis tiempo historia no debe ser menor que el 100 % del análisis estático (estructuras irregulares). En la tabla 4.16 se puede observar que se cumple con esta condición.

4.2.5.2. Desplazamiento del sistema de aislación.

- **Del análisis modal espectral.**

En la tabla 4.17 se muestran los resultados del desplazamiento del diafragma rígido del sistema de aislamiento, como se vio anteriormente, fue necesario escalar la fuerza cortante en la base de la superestructura para llegar a los valores mínimos estipulados por el Standard, dicho escalamiento influye de forma directa en los desplazamientos de la superestructura cumpliéndose así los valores mínimos estipulados en la tabla 3.10.

Tabla 4.17: Desplazamientos obtenidos del análisis de la estructura aislada.

Desc.	Dir.	Desp. obtenido (cm)	Desp. mínimo (cm)	Condición
D_{TD}	X	16.81	14.68	OK
	Y	15.18		OK
D_{TM}	X	25.21	16.32	OK
	Y	22.77		OK

Fuente: Propia.

- **Del análisis tiempo historia no lineal.**

Los porcentajes mínimos de D_{TD} y D_{TM} son las mostradas en la tabla 3.10, en la tabla 4.18 se muestran los valores de desplazamientos obtenidos del análisis tiempo historia no lineal.

Tabla 4.18: Desplazamientos obtenidos del análisis de la estructura aislada.

Desc.	Dir.	Desp. obtenido (cm)	Desp. mínimo (cm)	Condición
D_{TD}	X	20.36	14.68	OK
	Y	22.67		OK
D_{TM}	X	30.54	16.32	OK
	Y	33.98		OK

Fuente: Propia.

Para estructuras regulares e irregulares, el D_{TD} y D_{TM} no deben ser menores al 90 % y 80 % de dichos desplazamientos obtenidos con el análisis estático. En la tabla 4.18 se cumplen con dichas especificaciones.

4.2.5.3. Derivas de entrepiso.

Para el análisis modal espectral la norma estipula una deriva máxima de piso de 0.002. En las tablas 4.19 y 4.20, se muestran los valores obtenidos de las derivas de entrepiso, para "X" y "Y" respectivamente.

Tabla 4.19: Derivas de entrepiso, dirección "X".

PISO	Altura (m)	R	$0.75R$	Desp. (mm)	Δ (Elástico)	$\Delta(\text{Inelástico})=0.75R\Delta(\text{Elástico})$	Δ Máxima	Obs.
Piso 4	18.66	2	1.5	90.1901	0.000346	0.000518	0.002	OK
Piso 3	14.24			88.6628	0.000354	0.000532	0.002	OK
Piso 2	9.82			87.0964	0.000360	0.000541	0.002	OK
Piso 1	5.40			85.5030	0.000271	0.000407	0.002	OK
Aislación				84.0393				

Fuente: Propia.

Tabla 4.20: Derivas de entrepiso, dirección "Y".

PISO	Altura (m)	R	$0.75R$	Desp. (mm)	Δ (Elástico)	$\Delta(\text{Inelástico})=0.75R\Delta(\text{Elástico})$	Δ Máxima	Obs.
Piso 4	18.66	2	1.5	79.4884	0.000204	0.000306	0.002	OK
Piso 3	14.24			78.5864	0.000212	0.000318	0.002	OK
Piso 2	9.82			77.6501	0.000206	0.000309	0.002	OK
Piso 1	5.40			76.7400	0.000155	0.000233	0.002	OK
Aislación				75.9003				

Fuente: Propia.

4.2.6. Diseño estructural.

Al considerar el aislamiento sísmico en la base, los elementos estructurales por encima de la interfaz de aislamiento ven reducidas sus secciones a consecuencia de la reducción de las solicitaciones sísmicas, que en su mayoría son disipados por el sistema de aislamiento.

Para el diseño de los elementos de concreto armado se usaron los mismos factores de carga y reducción de resistencia usados para la estructura convencional.

a) Diseño de losa maciza.

En el edificio aislado, del primer al cuarto piso se usaron las mismas disposiciones de losas aligeradas en una y dos direcciones utilizadas para el edificio convencional.

Para que no existan peligrosos desplazamientos diferenciales entre las columnas, placas y elementos no estructurales del primer piso, en las direcciones perpendiculares o en las direcciones diagonales, en el sistema de aislación se optó por el uso de una losa maciza en dos direcciones ($h = 0.25\text{m}$), éstas se encuentran arriostradas con vigas de $0.30 \times 0.75\text{m}$, los cuales se intersecan en los podios superiores, la alta rigidez de la losa garantiza el comportamiento como diafragma rígido de ésta, lo cual es un parámetro muy importante en estructuras con aislación sísmica, ya que éstos transmiten los esfuerzos hacia el sistema de aislación.

Según las solicitaciones del modelo estructural realizado, en el anexo 1.2 se presenta el cálculo estructural detallado de la losa maciza del sistema de aislamiento, el detallado de acero se encuentra plasmado en la lámina EE-02 del anexo 4.2.2.

b) Diseño de vigas.

Para la superestructura se tiene una sección típica de viga de $0.30 \times 0.65\text{m}$, para el cual se tomó la viga del pórtico más solicitado y se realizó el diseño estructural, en el anexo 1.3 se presenta el cálculo estructural detallado de la viga típica de la superestructura y el detallado de acero se encuentra en la lámina EE-04 y E-05 del anexo 4.2.4 y 4.2.5 respectivamente.

Las vigas correspondientes a la losa de aislamiento, son de una sección de $0.30 \times 0.75\text{m}$, éstas fueron diseñadas teniendo las mismas consideraciones que para las vigas de la superestructura, con el detalle de adición de los momentos generados por la presencia de los podios superiores, en el anexo 1.4 se presenta el cálculo estructural detallado de la viga típica del sistema de aislamiento y el detallado de acero se encuentra en las láminas EE-04 y EE-05 del anexo 4.2.4 y 4.2.5 respectivamente. En la Fig.4.15 se muestran las secciones típicas de vigas utilizados.

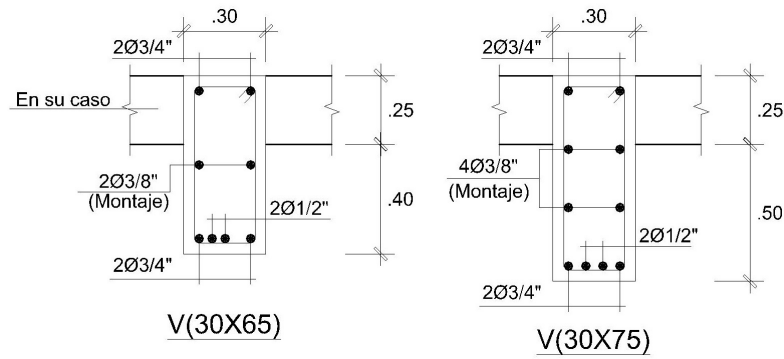


Figura 4.15: Secciones típicas de viga.
Fuente: Propia.

c) **Diseño de columnas y placas.**

Habiendo reducido los esfuerzos de momento flector en las columnas con el aislamiento sísmico de la estructura, es posible reducir las secciones de acero con respecto a la estructura empotrada. Se obtuvieron tres secciones de columnas C1, C2, C3 de 0.50x0.50m, 0.45x0.45m y 0.45x0.50m respectivamente. Las columnas C3, se encuentran ubicados en las esquinas de la edificación, las columnas C2 se ubican perimetralmente y las columnas C3 se encuentran ubicados en la zona central. Se logró reducir las cuantías de acero de las columnas del tercer al cuarto piso. En la Fig.4.16 se presenta la distribución de acero de las columnas y las secciones de las columnas típicas.

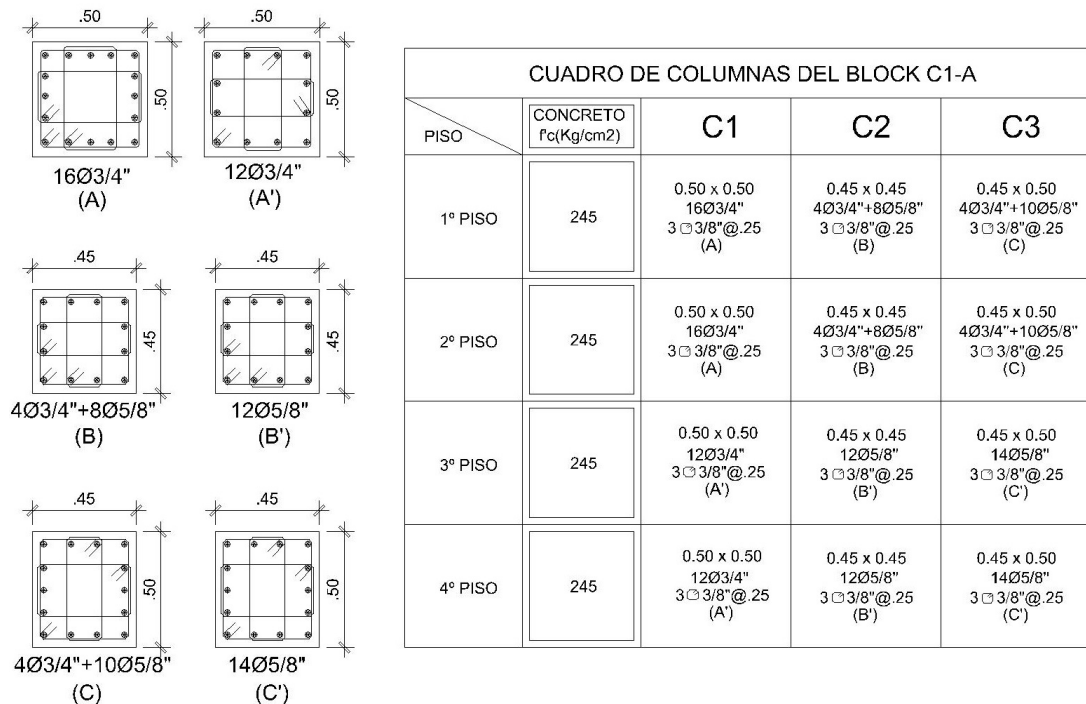


Figura 4.16: Secciones típicas de columnas.
Fuente: Propia.

En el anexo 1.5 se presenta el cálculo estructural detallado de las columnas típicas mostradas y el detallado de acero se encuentra en las láminas EE-04 y EE-05 del anexo 4.2.4 y 4.2.5 respectivamente.

d) Diseño de la cimentación.

Las cimentaciones son los elementos que transmiten las cargas de las estructuras al terreno, en el caso de estructuras aisladas en su base, las cargas se transmiten de las columnas hacia el terreno pasando a través de un sistema de aislación, que es el encargado de controlar los momentos de la superestructura y estabilizar el modelo. El diseño de la cimentación del sistema de aislación debe permitir el acceso a los aisladores para las labores de mantenimiento, para ello se hace necesario el uso de muros de contención de mediana altura (aprox. 3m) ubicándose perimetralmente a la estructura y permitir el desplazamiento de la losa rígida ante un evento sísmico severo. La cimentación se diseñó en función de la fuerza sísmica máxima ($R=1$), dado que el sistema de aislación debe mantenerse en el rango elástico aun cuando la superestructura ingresara al rango inelástico. Los elementos que componen el sistema de aislación son:

- Vigas de conexión que sostienen la losa maciza.
- El conjunto de aisladores.
- Los pedestales superior e inferior para los aisladores.
- Cimentación de los podios y/o pedestales.

d.1) Diseño de los pedestales de apoyo.

Los podios superior e inferior que están conectados a los aisladores se dimensionan de acuerdo a la plancha de anclaje de los aisladores, también es necesario agregar un espacio adicional donde puedan ingresar las gatas hidráulicas en caso se necesite cambio de los aisladores. En la Fig.4.17 se propone un predimensionamiento de los pedestales.

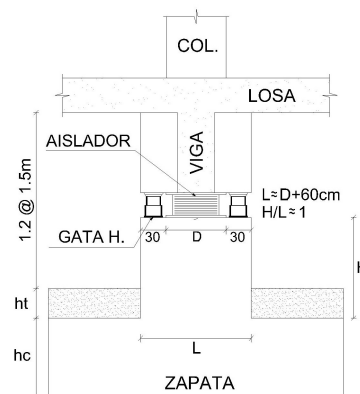


Figura 4.17: Criterios para el predimensionamiento de los pedestales.
Fuente: Retamales (2016).

En la Fig.4.18, se muestran las fuerzas actuantes en el aislador los cuales son transmitidos hacia los pedestales de apoyo y luego hacia la cimentación (efecto $P-\Delta$), en la izquierda se tiene las fuerzas que son transmitidos a los podios superior e inferior en un aislador elastomérico convencional, en la derecha se presentan las fuerzas transmitidas en los podios para un aislador friccional plano (deslizador). Al realizar el diseño, las alturas H_1 y H_2 corresponden a la altura del aislador elastomérico, las alturas H_3 y H_4 son las correspondientes a la altura del aislador elastomérico friccional plano.

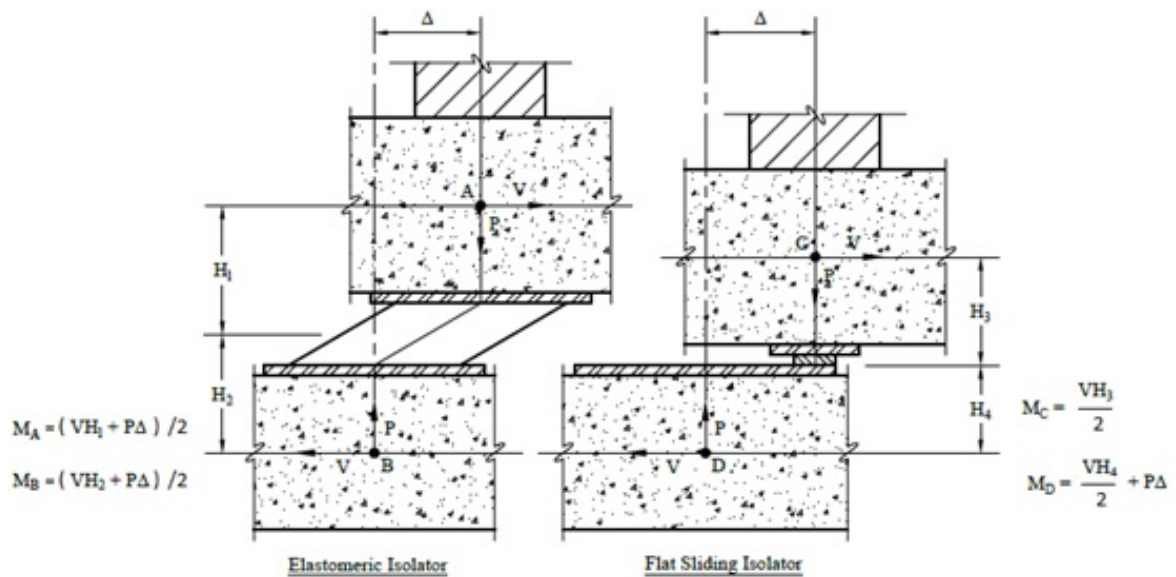


Figura 4.18: Momentos debido a la fuerza de corte y efecto $P-\Delta$.
Fuente: Skinner y Kelly (2010).

d.2) Diseño de cimentación de los pedestales de apoyo.

La cimentación de los pedestales se diseña en función a la fuerza vertical axial que recibe el pedestal, el momento actuante debido a la excentricidad de dicha carga y el momento proveniente de la fuerza cortante del aislador. En este trabajo se utilizaron zapatas aisladas y combinadas, el diseño contempla cuatro tipos de zapatas, la Z-4 corresponde a la zapata combinada y el resto son zapatas aisladas, las zapatas ubicadas perimetralmente al edificio constituyen las zapatas aisladas excéntricas, las ubicadas en la parte interna del edificio constituyen las zapatas aisladas concéntricas.

En la Fig.4.19, se muestran las secciones de podios y zapatas obtenidos en el análisis. En los anexos 1.7 y 1.8 se presenta el cálculo estructural de los pedestales y de las cimentación de éstos, el detallado de acero se encuentra en las láminas EE-04 y EE-05 del anexo 4.2.4 y 4.2.5 respec-

tivamente.

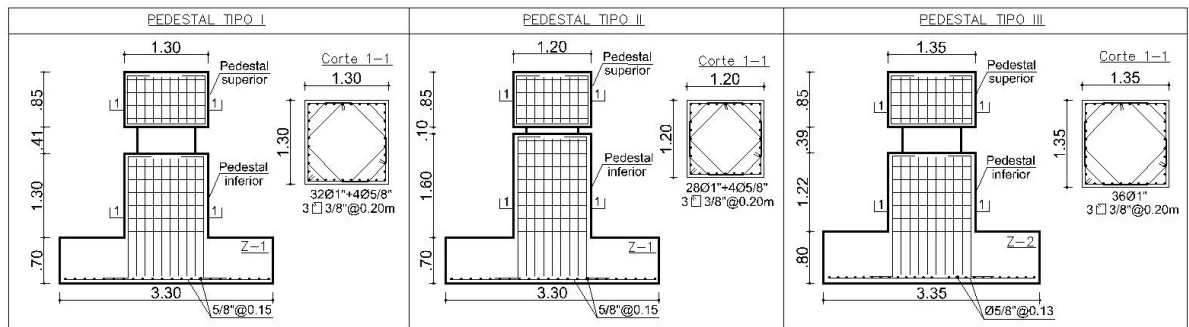


Figura 4.19: Tipos de pedestales y zapatas.
Fuente: Propia.

Parte V

Discusión de resultados.

Capítulo V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

5.1. Comportamiento estructural del edificio aislado y base fija.

Para poder entender mejor las ventajas de un sistema aislado sobre su par con base fija, es necesario realizar el análisis y comparación de ciertos parámetros de comportamiento estructural, tales como: desplazamientos máximos de entrepiso, valores de las derivas de entrepiso, fuerzas cortantes en la base del edificio, aceleraciones absolutas de entrepiso de la estructura aislada y base fija, etc. Con la medición de dichos parámetros se analiza las ventajas de las estructuras aisladas sobre otras con base fija lo cual podría justificar la posible mayor inversión inicial de las estructuras aisladas, todo ello analizando en cuanto al costo directo de la estructura.

5.1.1. Desplazamientos relativos de la estructura aislada y base fija.

Se analiza este parámetro ya que se encuentra estrechamente ligado al nivel de daño que puede llegar a presentar una estructura, si bien es cierto en estructuras convencionales la disipación de energía sísmica está ligado con la capacidad del edificio en soportar deformaciones dentro de un rango aceptable, en estructuras aisladas esta disipación de energía se da principalmente en el sistema de aislación (desplazamientos de los aisladores), esto implica que la energía sísmica que ingresa a la superestructura se ve reducida lo cual permite el comportamiento elástico como cuerpo rígido de la misma. En la figura 5.1 se esboza lo mencionado líneas arriba.

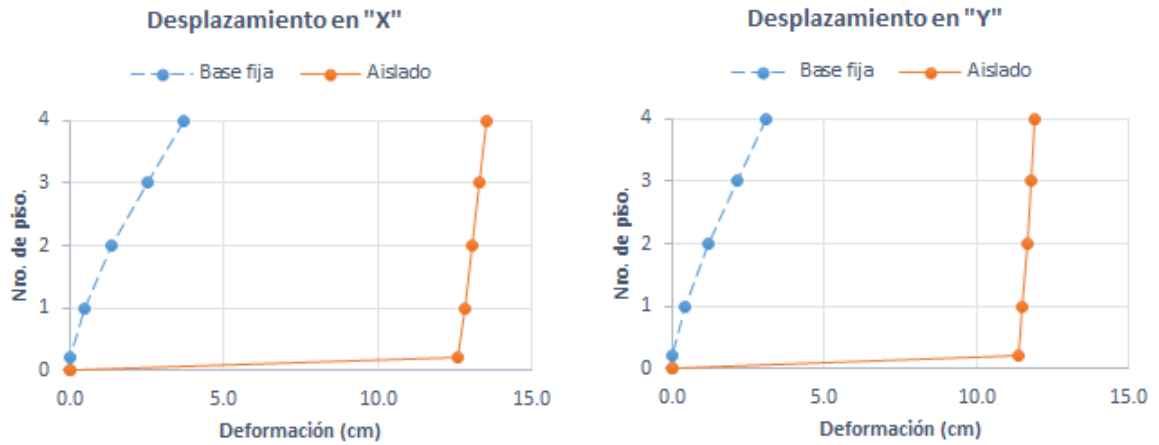


Figura 5.1: Respuesta comparativa de desplazamientos de entrepiso.
Fuente: Propia.

En la figura 5.1 se observa que en la estructura aislada el desplazamiento máximo ocurre en la interfaz de aislación, permitiendo así su capacidad de disipación de energía, en los pisos superiores se observa que los desplazamientos de entrepiso son pequeños comportándose la superestructura como un bloque de cuerpo rígido, lo cual no ocurre con su similar con base fija en la que los desplazamientos de entrepiso son considerables.

Para observar con más claridad las ventajas del aislamiento sísmico, en la figura 5.2 se muestran los desplazamientos de entrepiso de la estructura con base fija y aislado, para el caso aislado se descontó el desplazamiento producido en la interfaz de aislamiento ya que éstos son absorbidos por los aisladores, se aprecia que el desplazamiento en el último piso de la estructura aislada es de 0.92 cm en la dirección "X" y 0.54 cm en la dirección "Y", éstos mismos valores en el edificio con base fija son de 3.69 y 3.07 cm en "X" y "Y", lo que significa una reducción de 75% y 83% respectivamente.

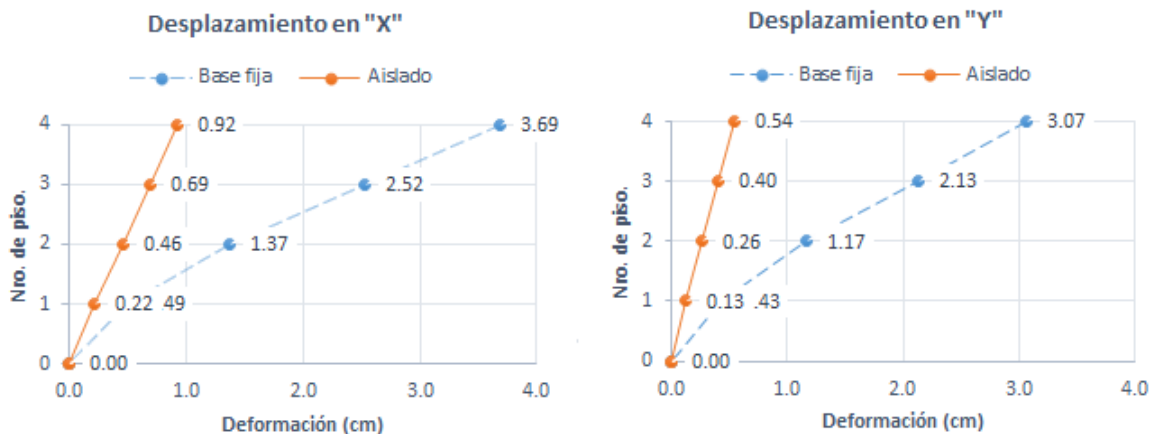


Figura 5.2: Respuesta comparativa de desplazamientos de entrepiso total.
Fuente: Propia.

5.1.2. Derivas de piso de la estructura aislada y base fija.

La deriva de entrepiso es un parámetro muy utilizado en los diferentes códigos de diseño sismorresistente para controlar el daño estructural, cuyo valor máximo depende de muchos factores como el material utilizado (acero, concreto, madera, etc.), el tipo de sistema estructural que van a soportar las cargas laterales, el nivel de daño que esté dispuesto resistir la estructura, etc. Según el RNE. E030–2014, la deriva de piso admisible para una estructura de concreto armado es de 0.7%, la deriva máxima de entrepiso para una estructura aislada se toma igual a 0.2%, ello implica una reducción del 72% en comparación con su par de base fijo, estos valores de derivas tan pequeñas para las estructuras aisladas no deberían sorprendernos, debido a los “pequeños desplazamientos” de la superestructura tal como se analizó en el apartado anterior.

En la tabla 5.1 se realiza la comparación de las derivas halladas en las dos direcciones “X” y “Y” de la estructura convencional y su par aislado analizados en este trabajo.

Tabla 5.1: Derivas de piso estructura convencional y aislada.

Piso	Dirección “X”			Dirección “Y”		
	Base fija	Base aislada	Reducción (%)	Base fija	Base aislada	Reducción (%)
4	0.002632	0.000518	80.31	0.002128	0.000306	85.62
3	0.002602	0.000532	79.57	0.002174	0.000318	85.39
2	0.002004	0.000541	73.02	0.001683	0.000309	81.65
1	0.000961	0.000407	57.69	0.000843	0.000233	72.34

Fuente: Propia.

De los resultados plasmados en la tabla 5.1, analizando la deriva del último nivel, se concluye que las derivas de entrepiso de la estructura convencional se ven reducidos hasta un 80% en la dirección “X” y hasta un 86% en la dirección “Y”, es decir, el nivel de daño impuesto a los componentes estructurales de la superestructura de la estructura aislada es “pequeña”, estas ventajas de reducción de daño garantiza la funcionalidad continua de la estructura después de un evento sísmico severo, garantizando la seguridad en los contenidos del edificio.

5.1.3. Cortante basal de la estructura aislada y base fija.

Un parámetro muy importante a analizar en el comportamiento estructural de un edificio es la fuerza cortante basal y su distribución en altura impuesta por el sismo a la estructura, sea ésta convencional y/o aislado. En una estructura aislada se presenta dos tipos de fuerza cortante “ V_s ” y “ V_b ”, cada una de ellas corresponde a la fuerza cortante con la que va a ser diseñada la superestructura y la subestructura respectivamente, la diferencia entre una y la otra radica en el factor “R” de reducción

de fuerzas sísmicas ($V_s = V_b/R$; $R \leq 2$), es decir, la subestructura es diseñado con la totalidad de la cortante basal impuesto por el sismo, como se analizó líneas arriba, la mayor parte de la energía sísmica se disipa en los aisladores, por lo que la fuerza cortante que ingresa a la superestructura es menor, debido a ello las demandas sísmicas en los elementos estructurales de la superestructura son reducidos.

En la tabla 5.2, se muestran los resultados obtenidos de fuerza cortante basal y de entrepiso obtenidos en el análisis de la estructura convencional y su similar aislado analizado en este trabajo. En la figura 5.3 se muestra el comportamiento que tiene el corte basal y su distribución en altura para el edificio convencional y aislado.

Tabla 5.2: Fuerza cortante estructura convencional y aislada.

Piso	Dirección "X" (tn)			Dirección "Y" (tn)		
	Base fija	Base aislada	Reducción (%)	Base fija	Base aislada	Reducción (%)
4	153.30	37.08	75.81	137.81	35.63	74.15
3	306.64	85.53	72.11	272.78	83.54	69.37
2	409.14	134.00	67.25	363.44	133.01	63.40
1	458.73	181.36	60.46	408.93	182.16	55.45

Fuente: Propia.

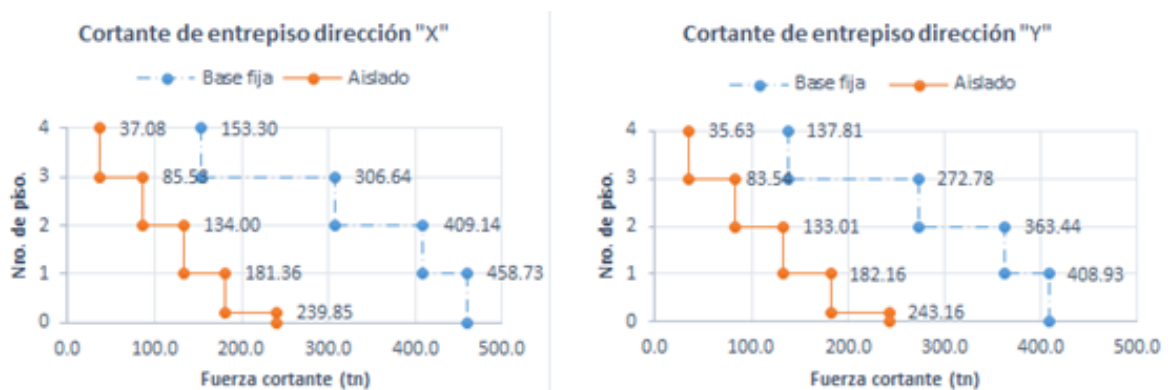


Figura 5.3: Respuesta comparativa de cortante de entrepiso para el edificio convencional y aislado.

Fuente: Propia.

En la figura 5.3 se observa el efecto de implementar los aisladores sísmicos de base, vemos que la fuerza cortante basal en el edificio aislado se ve reducida considerablemente en comparación con el edificio convencional, ésta reducción es del orden de 48 % y 41 % en las direcciones "X" y "Y" respectivamente. La distribución de la fuerza cortante en altura en el edificio aislado presenta una configuración similar que el mismo edificio con base fija, la diferencia radica en los valores pequeños de

fuerza cortante en el edificio aislado, ésta reducción implica menores solicitudes sísmicas en los elementos estructurales de la superestructura del edificio aislado, lo cual permite una reducción de secciones en vigas, columnas, muros estructurales, etc.

5.1.4. Aceleración absoluta de la estructura aislada y base fija.

El análisis de las aceleraciones absolutas de entrepiso es un parámetro muy importante para analizar el efecto de las demandas sísmicas en los elementos estructurales, en especial para los equipos y contenidos del edificio, ya que se considera que un edificio aislado permite la funcionalidad continua de la estructura después de un evento sísmico severo. En la tabla 5.3, se muestran los resultados obtenidos de las aceleraciones de piso obtenidos en el análisis de la estructura convencional y su similar aislado analizado en este trabajo. En la figura 5.4 se muestra el perfil en altura de las aceleraciones absolutas máximas a nivel de cada piso en ambas direcciones "X" y "Y".

Tabla 5.3: Aceleración de entrepiso estructura convencional y aislada.

Piso	Dirección "X"			Dirección "Y"		
	Base fija (g)	Base aislada (g)	Reducción (%)	Base fija (g)	Base aislada (g)	Reducción (%)
4	0.342	0.074	78.46	0.366	0.068	81.37
3	0.228	0.067	70.40	0.245	0.065	73.57
2	0.156	0.063	59.64	0.181	0.062	65.45
1	0.111	0.062	44.21	0.103	0.062	40.14

Fuente: Propia.

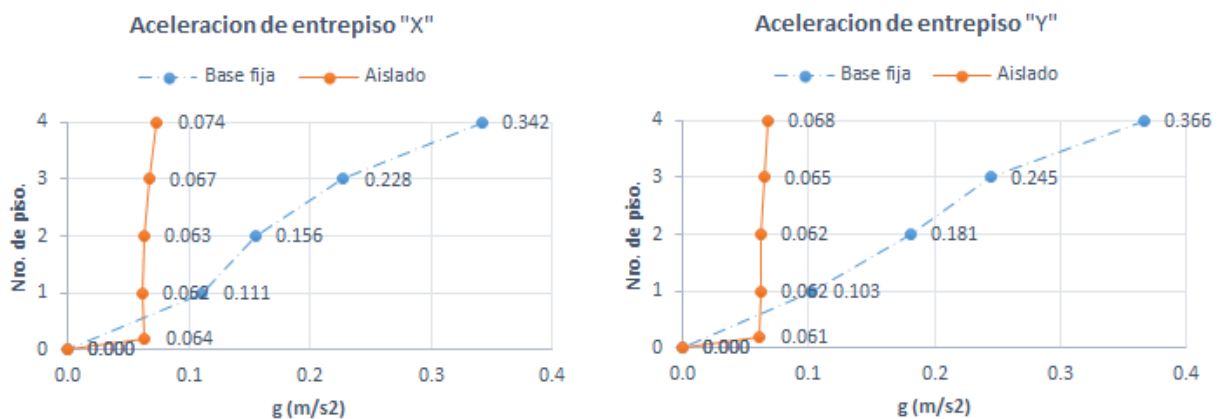


Figura 5.4: Respuesta comparativa de aceleración de entrepiso para el edificio convencional y aislado.

Fuente: Propia.

En la figura 5.4 vemos en el edificio aislado que las aceleraciones absolutas máximas a nivel de cada piso se ven reducidos considerablemente en comparación con el edificio convencional, a nivel del cuarto piso éstas reducciones son del orden de 79 % y 82 % en las direcciones "X" y "Y" respectivamente, lo que significa que el sistema aislante filtra aproximadamente en 80 % la aceleración que recibe la superestructura. La distribución de las aceleraciones en altura del edificio aislado presenta gráficamente una distribución lineal casi recta, en el cual las aceleraciones de entrepiso son casi constantes, en cambio, en la estructura convencional las aceleraciones se ven incrementadas en cada nivel del edificio, se nota entonces que el aislamiento sísmico de base reduce considerablemente las aceleraciones de piso, ello implica mayor seguridad en cuanto a los daños para los equipos y contenidos que puede llegar a tener el edificio.

Con todo lo anterior se puede afirmar que la respuesta del edificio aislado es mucho más ventajosa con su similar de base fija desde el punto de vista de los parámetros analizados, ya que se logra disminuir la demanda sísmica, en la figura 5.5 se muestra en resumen los parámetros analizados, pudiendo así haber analizado más parámetros de interés. En la figura 5.5, las barras de la izquierda representan las solicitaciones sísmicas en la estructura convencional, las barras de la derecha representan el porcentaje de las solicitaciones que son tomados por la estructura aislada, por ejemplo, si tenemos que la fuerza cortante basal en la estructura con base fija es de 100 tn, dicha fuerza cortante en la estructura aislada representara el 54 % de dicha fuerza (54 tn).

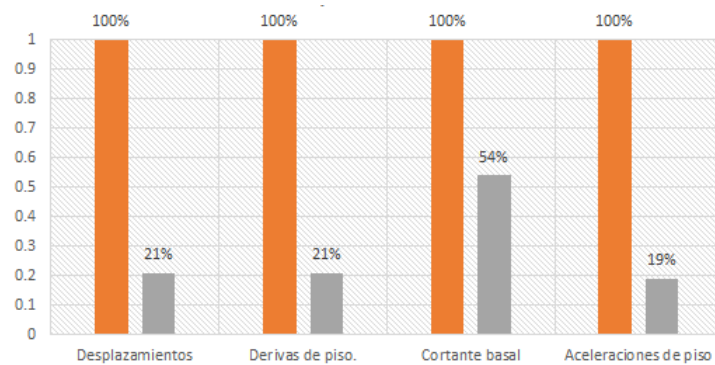


Figura 5.5: Resumen de parámetros analizados.

Fuente: Propia.

5.2. Análisis y comparación de costos del edificio aislado y base fija.

Existe una gran probabilidad que se presente un sismo de magnitud considerable durante la vida útil de una estructura, construir una estructura que no sufra ningún tipo de daño ante demandas sísmicas no es técnica ni económicamente factible, es por ello que se espera que la estructura sufra daños dentro de límites aceptables. Las solicitaciones sísmicas pueden llevar al colapso total o parcial de la estructura, es decir, daños a elementos estructurales y no estructurales, daños materiales al contenido del edificio, pérdidas económicas debido a la no continuidad de operación de la estructura post sismo el llamado lucro cesante, y no menos importante se encuentran los daños físicos y psicológicos generados en las personas que ocupaban el edificio durante el sismo.

En este capítulo se determina la evaluación de costos directos e indirectos de la estructura convencional con base fija y su par aislada, la primera constituye un sistema estructural de muros de concreto armado y pórticos considerado dual según el RNE E030–2014 ($R = 6$), los costos indirectos en este tipo de estructuras toma importancia al considerar el factor de reducción de fuerzas sísmicas igual a seis, es decir, se esperan incursiones inelásticas y posibles daños estructurales, estos costos indirectos se ven reducidos casi en su totalidad cuando se considera la estructura aislado en su base, el cual se diseñó con un factor $R = 2$, es decir, la estructura se comporta dentro del rango elástico. Se hace hincapié en la evaluación de los costos indirectos ya que en esencia en ella radican las ventajas del aislamiento sísmico, ya que son costos que en algún momento de la vida útil de la estructura han de ser asumidas.

5.2.1. Estimación de costos totales del edificio convencional y aislado.

Los costos totales han de ser la suma de los costos directos e indirectos, los costos directos implica la construcción propiamente del edificio el cual corresponde la construcción de la fundación y la superestructura en una estructura convencional y la construcción de la subestructura, superestructura y sistema de aislamiento en una estructura aislada, estos costos son: mano de obra, materiales, equipos y herramientas, los costos indirectos engloban: costos de reparación de elementos estructurales y no estructurales, daño a los contenidos de la estructura que en este caso en particular suelen ser considerables debido al alto precio de los equipos que almacena, costos debido al lucro cesante y los costos que involucran los daños físicos y psicológicos de las personas. La figura 5.6 muestra lo dicho anteriormente.

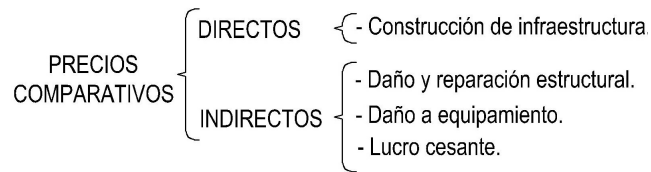


Figura 5.6: Componentes para la estimación de costos directo e indirecto.
Fuente: Propia.

5.2.1.1. Estimación de costo directo del edificio convencional y aislado.

Para la estimación de los costos directos se realizó el metrado de las diferentes partidas tanto para la estructura convencional como aislada, algunas partidas son concordantes en ambos casos pero en el caso aislado se tuvieron que agregar partidas adicionales tales como:

- Construcción de los podios de concreto armado superiores e inferiores.
- Construcción de losa maciza en la interfaz de aislamiento.
- Construcción de muros de contención en el perímetro del edificio.
- Costos de los aisladores, en estos últimos es necesario considerar los costos de las placas de anclaje, montaje de aisladores, protección contra el fuego, mantenimiento, etc. En la tabla 5.4 se muestra el metrado y costo directo de la estructura con base fija aislada.

De los resultados obtenidos en la tabla 5.4 notamos que el costo del edificio aislado es superior al del edificio convencional, incrementándose la inversión en 64.67%. Se observa que el costo de los aisladores representa un 23.20% del costo de la estructura aislada, el cual implica la incidencia del costo de los aisladores sobre el costo total de la estructura aislada, es decir, mediante una adecuada distribución y masificación de los aisladores se podría llegar a disminuir el costo de inversión de la estructura aislada.

5.2.1.2. Estimación de costo indirecto del edificio convencional y aislado.

Para determinar el costo indirecto es importante determinar el grado o nivel de daño a que se encuentran sometidas los sistemas en una estructura, éstos se pueden agrupar en 3 grupos importantes los cuales son:

- Elementos estructurales: son los elementos que componen los sistemas resistentes a cargas laterales y gravitatorias.

Tabla 5.4: Metrado y costo, estructura convencional y aislada.

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND.	METRADO SIN AISLAR.	METRADO AISLADO.	P.U (S./)	PRECIO SIN AISLAR (S./)	PRECIO AISLADO (S./)
ESTRUCTURAS							
MOVIMIENTO DE TIERRAS	NIVELACIÓN DEL TERRENO						
	NIVELACIÓN INTERIOR Y APISONADO	m2	666.06	931.21	6.65	4 429.30	6 192.55
	EXCAVACIONES						
	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS Y ZAPATAS	m3	500.31	2 336.36	31.86	15 939.88	74 436.43
	RELLENOS						
	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO, MATERIAL PROPIO	m3	85.89	272.02	48.36	4 153.64	13 154.89
	ELIMINACIÓN DE MATERIAL						
	ACARREO INT. PROCEDENTE DE EXCAVACIONES MANUALES SUP.	m3	538.75	2 683.65	15.63	8 420.66	41 945.45
ELIM. DE MAT. EXC. EXCAVADO C/EQ. PESADO, CARGUÍO C/EQUIPO	m3	538.75	2 683.65	32.92	17 735.65	88 345.76	
BASE DE AFIRMADO							
ESCARIFICADO, NIVELACIÓN Y COMP. DE TERRENO C/EQUIPO PESADO	m2	666.06	0.00	7.24	4 822.27	0.00	
BASE GRANULAR DE E=0.10M (C/AFIRMADO)	m2	610.28	0.00	12.73	7 768.86	0.00	
OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	SOLADO PARA ZAPATAS						
	SOLADO CONCRETO f _c =100 Kg/cm2, E=10cm	m2	0.98	278.42	30.14	29.54	8 391.58
	SUB ZAPATAS						
	FALSA ZAPATA CONCRETO f _c =100 Kg/cm2 + 40 % P.G.	m3	282.23	0.00	209.28	59 065.09	0.00
	FALSO PISO						
FALSO PISO CONCRETO SIMPLE f _c =140 Kg/cm2 , E=4"	m2	610.28	0.00	44.79	27 334.44	0.00	
MURO DE CONTENCIÓN							
CONCRETO EN MURO DE CONTENCIÓN f _c =175 Kg/cm2.	m3	0.00	272.29	474.19	0.00	129 117.20	
ENCOFRADO DE MURO DE CONTENCIÓN.	m2	0.00	614.54	48.94	0.00	30 075.59	
OBRAS DE CONCRETO ARMADO	ZAPATAS						
	CONCRETO EN ZAPATAS f _c = 245 Kg/cm2	m3	116.20	201.62	427.20	49 640.64	86 132.06
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	m2	176.60	39.55	46.62	8 233.09	1 843.82
	ACERO DE REFUERZO EN ZAPATAS	kg	6 336.35	7 022.71	4.93	31 238.21	34 621.96
	CIMIENTO CORRIDO ARMADO						
	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO ARMADO f _c =175 Kg/cm2 + 30 % P.G.	m3	32.05	0.00	447.23	14 333.72	0.00
	ACERO EN CIMIENTO CORRIDO ARMADO	kg	1 112.20	0.00	4.93	5 483.15	0.00
	SOBRECIMIENTO ARMADO						
	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO REFORZADO f _c = 175 Kg/cm2	m3	5.55	0.00	447.23	2 482.13	0.00
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO REFORZADO	m2	85.37	0.00	30.16	2 574.76	0.00
	ACERO DE REFUERZO EN SOBRECIMIENTOS ARMADOS	kg	590.50	0.00	4.93	2 911.17	0.00
	VIGAS DE CIMENTACIÓN						
	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN f _c = 245 Kg/cm2	m3	0.98	0.00	447.23	438.29	0.00
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN	m2	6.50	0.00	46.62	303.03	0.00
	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN	kg	192.34	0.00	4.93	948.24	0.00
	PODIOS						
	CONCRETO EN PODIO SUPERIOR E INFERIOR f _c = 245 Kg/cm2	m3	0.00	109.06	427.20	0.00	46 590.43
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PODIOS	m2	0.00	174.45	46.62	0.00	8 132.86
	ACERO DE REFUERZO EN PODIOS.	kg	0.00	27 212.12	4.93	0.00	134 155.75
	COLUMNAS Y PLACAS						
	CONCRETO EN COLUMNAS Y PLACAS f _c = 245 Kg/cm2	m3	284.90	176.53	558.00	158 974.20	98 503.74
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS Y PLACAS	m2	1 936.75	1 564.82	48.94	94 784.55	76 582.29
	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS Y PLACAS	kg	60 764.57	27 481.22	4.93	299 569.33	135 482.41
	COLUMNETAS						
	CONCRETO EN COLUMNETAS f _c = 175 Kg/cm2	m3	73.34	91.21	474.19	34 777.09	43 250.87
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNETAS	m2	1 105.03	1 207.90	48.94	54 080.17	59 114.63
	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNETAS	kg	10 674.36	10 774.61	4.93	52 624.59	53 118.83
	VIGAS DE ARRIOSTRE DEL SISTEMA DE AISLACIÓN						
	CONCRETO EN VIGAS DE ARRIOSTRE f _c = 245 Kg/cm2	m3	0.00	50.02	447.23	0.00	22 370.44
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS DE ARRIOSTRE	m2	0.00	288.99	46.62	0.00	13 472.71
	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS DE ARRIOSTRE	kg	0.00	4 243.73	4.93	0.00	20 921.59
	VIGAS DE LA SUPERESTRUCTURA						
	CONCRETO EN VIGAS f _c = 245 Kg/cm2	m3	150.51	194.26	463.14	69 707.20	89 969.58
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS	m2	902.27	1 183.31	54.52	49 191.76	64 514.06
	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS	kg	23 088.00	17 237.40	4.93	113 823.84	84 980.38
	VIGUETAS						
	CONCRETO EN VIGUETAS f _c = 175 Kg/cm2	m3	56.34	63.65	396.90	22 361.35	25 262.69
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGUETAS	m2	868.80	979.20	54.52	47 366.98	53 385.98
	ACERO DE REFUERZO EN VIGUETAS	kg	6 345.94	6 886.27	4.93	31 285.48	33 949.31
	LOSAS ALIGERADAS EN 1 SENTIDO						
	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS EN 1 SENTIDO f _c = 245 Kg/cm2	m3	55.50	59.52	439.94	24 416.67	26 185.23
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA ALIGERADA DE 1 SENTIDO	m2	554.96	595.18	34.16	18 957.43	20 331.35
	ACERO DE REFUERZO EN LOSA ALIGERADA EN 1 SENTIDO	kg	2 796.06	2 891.93	4.93	13 784.58	14 257.21
	LADRILLO DE ARCILLA 20x30x30 cm PARA LOSA ALIGERADA H=25 CM	und	4 624.00	4 959.00	5.01	23 166.24	24 844.59
	LOSAS ALIGERADAS EN 2 SENTIDOS						
	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS EN 2 SENTIDOS f _c = 245 Kg/cm2	m3	222.93	226.65	439.94	98 075.82	99 712.40
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA ALIGERADA DE 2 SENTIDOS	m2	1 596.20	1 614.88	38.38	61 262.16	61 979.09
ACERO DE REFUERZO EN LOSA ALIGERADA EN 2 SENTIDOS	kg	19 675.88	21 060.81	4.93	97 002.09	103 829.79	
LADRILLO DE ARCILLA 20x30x30 cm PARA LOSA ALIGERADA H=25 CM	und	9 980.00	10 093.00	5.01	49 999.80	50 565.93	
LOSA MACIZA EN SISTEMA DE AISLAMIENTO							
CONCRETO EN LOSA MACIZA SISTEMA DE AISLAMIENTO f _c = 245 Kg/cm2	m3	0.00	175.68	439.94	0.00	77 288.66	
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA MACIZA SISTEMA DE AISLAMIENTO	m2	0.00	702.70	38.38	0.00	26 969.63	
ACERO DE REFUERZO EN LOSA MACIZA SISTEMA DE AISLAMIENTO	kg	0.00	10 259.46	4.93	0.00	50 579.14	
ESCALERAS							
CONCRETO EN ESCALERAS f _c = 210 Kg/cm2	m3	23.11	24.19	519.66	12 009.34	12 570.58	
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ESCALERAS	m2	169.78	167.50	61.80	10 492.40	10 351.50	
ACERO DE REFUERZO EN ESCALERAS	kg	1 578.42	2 003.80	4.93	7 781.61	9 878.73	
AISLADORES SÍSMICOS.	AISLADOR LRB TIPO I (D=60cm)	und	0.00	12.00	25 637.30	0.00	30 764.60
	AISLADOR LRB TIPO II (D=65cm)	und	0.00	8.00	27 293.50	0.00	218 348.00
	AISLADOR TIPO III (D=30cm)	und	0.00	10.00	12 879.51	0.00	128 795.07
TOTAL (S./)						1 713 780.43	2 822 150.34

- Elementos no estructurales: son elementos no solidarios con los elementos estructurales, tales como: falso cielo raso, muros divisorios de tabiquería, revestimientos, tuberías de agua, redes de electricidad, etc.
- Contenidos: son elementos que se encuentran dentro del edificio que no son parte de la estructura, tales como: maquinarias, equipos, mobiliarios, etc.

A) Costos por daño y reparación estructural.

Durante la ocurrencia de un evento sísmico considerable, las estructuras sismorresistentes pueden comportarse de manera satisfactoria desde el punto de vista estructural, presentando el edificio pequeñas grietas considerados reparables, sin embargo, las cifras de pérdidas económicas se ven incrementados debido a fallas de los elementos no estructurales y daños en los contenidos del edificio, de esta manera se puede notar que los daños en los elementos estructurales están estrechamente ligadas con el desplazamiento de entrepiso y/o derivas, los daños en los componentes no estructurales aparte de estar ligados a la deriva, éstos también dependen de las aceleraciones de entrepiso. Existen muchos métodos para intentar clasificar los indicadores de daño en una estructura, tenemos:

- a) Escala de daño propuesta por la *EERI (Earthquake Engineering Research Institute—1996)*, con sede en Oakland, California, el cual propone una guía para evaluar el daño que pueden sufrir diferentes clases de edificios después de un terremoto.
- b) Escalas de daño estudiados por la *NHRC (Natural Hazards Research Centre)*, con sede en la Universidad de Macquarie, Australia, ha realizado una recopilación de algunas de las escalas de daño más completas para la evaluación del daño en edificios, provocados por riesgos naturales como son los tornados, deslizamientos de tierra, terremotos, etc.
- c) Escalas basadas en el índice de daño de *Park, Ang y Wen (1985)*; es uno de los índices de daño más ampliamente usado en el mundo en estructuras de concreto armado, en base a este índice los autores propusieron una escala de daño relacionando un valor de daño calculado, con el daño físico que puede sufrir una estructura ante un sismo de determinadas características. Esta escala fue calibrada con el daño observado de nueve edificios de concreto armado, debido al terremoto de San Fernando, California en 1971. En la tabla 5.5 se muestran los índices de daño de acuerdo a éstas escalas.

Tabla 5.5: Relación entre nivel y grado de daño (Park et al., 1985.)

Nivel de daño	Grado de daño	Estado		Daño esperado (%)	Apariencia física
1	Ligero	Reparable		0 – 10	Ocurrencia esporádica de grietas.
2	Menor			10 – 20	Grietas menores en el edificio (vigas y columnas).
3	Moderado			20 – 40	Grietas grandes importantes, desprendimiento del concreto en miembros mas débiles.
4	Severo	Pérdida total	Amenaza a la vida humana	40 – 100	Grietas importantes del concreto, visibilidad del refuerzo pandeado.
5	Colapso			100	Colapso parcial o total del edificio.

Fuente: Bonett (2003).

La tabla 5.5 considera el índice de daño (ID) como el daño global de la estructura en donde $ID < 40\%$ representa daño reparable; daño entre $40-100\%$ representa un daño más allá de lo reparable e $ID > 100\%$ representa el colapso total de la estructura. Para la determinación de los costos de reparación del edificio convencional y aislado, debemos determinar el nivel de daño esperado tanto para la estructura convencional como su par aislado, según la tabla 5.5 consideramos que para el edificio aislado se presenta un daño ligero, alrededor del 1% y para el edificio convencional un daño moderado, alrededor del 40% , con estos porcentajes de daños se puede establecer el valor del costo indirecto de reparación estructural, tan solo multiplicando el nivel de daño por la inversión total calculado en la tabla 5.4. En la tabla 5.6 se resumen los costos de reparación implicados.

Tabla 5.6: Determinación de costos por concepto de daño a la estructura.

Modelo	Convencional	Aislado
Inversión (S/.)	1 713 780.43	2 822 150.34
Daño (%)	40.00	1.00
Costo por daño (S/.)	685 512.17	28 221.50
Costo total (S/.)	2 399 292.61	2 850 371.84

Fuente: Propia.

Considerando los costos indirectos debido a la reparación post sismo de la estructura, según la tabla 5.6 notamos que la inversión total para la estructura aislada es mayor en 18.80% con respecto a la estructura convencional empotrada, ello considerando que la estructura convencional post sismo sufre un daño moderado, lo cual no necesariamente puede ser así, la edificación puede llegar al colapso parcial o total, lo cual no ocurriría en dicha estructura aislado sísmicamente con un diseño adecuado.

B) Costo por daño de los contenidos del edificio.

Para la evaluación de los costos y pérdidas de los contenidos del edificio, se estima que el daño de los contenidos es proporcional al daño estructural, este método es aplicado por la mayoría de las empresas aseguradoras nacionales e internacionales.

En la tabla 5.7 se detalla la cantidad y precio de los equipos inmersos dentro del sector analizado.

Tabla 5.7: Costo de los equipos inmersos en la estructura.

DESCRIPCIÓN	CANT.	P.U(S/.)
Equipo de resonancia magnética 1.5 TESLA.	1.0	5 014 800.00
Equipo de mamografía digital.	1.0	1 057 248.49
Equipo de rayos X estacionario - Radiografía/Fluoroscopia	1.0	1 004 580.36
TOTAL (S/.)		7 076 628.85

Fuente: Expediente técnico del proyecto (GRA, 2014).

El área construida de la estructura convencional y aislado es de $684.92 m^2$, por lo cual se asume que el contenido del sector *C1* "Diagnóstico por imágenes" del nuevo hospital regional de Ayacucho tiene un valor de $S/. 10\ 332.05/m^2$, el análisis de costo indirecto por pérdidas y daños en los contenidos se muestran en la tabla 5.8.

Tabla 5.8: Costo por daños en los contenidos del edificio.

Modelo	Convencional	Aislado
Área	684.92	684.92
Costo/ m^2	10 332.05	10 332.05
Inversión (S/.)	7 076 627.69	7 076 627.69
Daño (%)	40.00	1.00
Costo por daño (S/.)	2 830 651.07	70 766.28
Costo total (S/.)	9 907 278.76	7 147 393.96

Fuente: Propia.

C) Costo por concepto de lucro cesante.

Después de un evento sísmico de magnitud considerable, la estructura puede quedar fuera de servicio total o parcial, daños como el agrietamiento de paredes, la ruptura de vidrios, caída de falso cielo raso, desperfecto en el sistema de ascensores y daños en algunas tuberías para conducción de oxígeno y de agua, obligan a la suspensión de sus servicios por un periodo de tiempo de difícil cuantificación.

Debido a la complejidad en el cálculo de los costes por concepto de lucro cesante, se tomará como el 10% del costo directo de la estructura, en una estructura aislada no correspondería este porcentaje ya que en ésta se garantiza la continuidad de los servicios de atención médica, debido a la funcionalidad continua del edificio aislado, para éste se considerará un porcentaje de 1% del costo directo.

5.2.1.3. Resumen de costos totales.

En la tabla 5.9 se resumen los costos totales (directos e indirectos), teniendo en cuenta las consideraciones plasmadas líneas arriba, que implican la construcción del sector *C1* "Diagnóstico por imágenes" del nuevo Hospital Regional de Ayacucho.

Tabla 5.9: Resumen de costos totales del edificio.

INVERSIÓN	ESTRUCTURA	
	SIN AISLAR	AISLADO
A) COSTOS DIRECTOS (S/.)		
• Costo de construcción.	1 713 780.43	2 822 150.34
B) COSTOS INDIRECTOS (S/.)		
• Costo por daño y reparación estructural.	685 512.17	28 221.50
• Costo por daño a equipamiento.	2 830 651.07	70 766.28
• Lucro cesante.	171 378.04	28 221.50
• TOTAL (S/.)	5 401 321.71	2 949 359.72

Fuente: Propia.

En la tabla 5.9 se puede notar que bajo los parámetros analizados, los costos indirectos en la estructura convencional llegan a ser más importantes que el costo directo de dicha estructura (115 % mayor). Caso contrario ocurre con su similar aislado en la que el costo indirecto representa un 4.51 % con respecto al costo directo de la misma. Finalmente, el costo total del edificio aislado resulta ser un 46 % más económico que su similar con base fija, estos resultados muestran las ventajas económicas que presenta el edificio aislado, las cuales no se reflejan en el momento de la inversión inicial (costo directo) pero que realizando un análisis más exhaustivo resultar ser más conveniente para su implementación.

En la figura 5.7 se presentan los resultados obtenidos en la tabla 5.9.



Figura 5.7: Resumen de costos totales.

Fuente: Propia.

5.3. Evaluación de costos de los aisladores.

Las cotizaciones realizadas de aisladores sísmicos son los correspondientes a la empresa *Sistemas de Protección Sísmica Limitada (SPS) Ltda*, los cuales presentan una extensa experiencia en el diseño y comercialización de sistemas de disipación de

energía y aislamiento sísmico.

En la tabla 5.10 se presenta los costos de aisladores elastoméricos, deslizadores friccionales, sistemas de anclaje y los ensayos de control de calidad por parte de DICTUC (filial de la Pontificia Universidad Católica de Chile).

Tabla 5.10: Comparación de costos de aisladores

AISLADORES ELASTOMÉRICOS, DESLIZADORES FRICCIONALES DOBLES, ANCLAJES Y ENSAYOS.			
Item	Descripción	Cantidad	Precio unit. USD
1.1	Deslizador friccional doble marca SPS, modelo DFD 550/270	1	6 518.15
1.2	Sistema de anclaje deslizador	1	491.93
1.3	Aislador elastomérico marca VULCO, $\Phi 700 \times 213 \text{ mm}$ de altura total. Sin núcleo de plomo.	1	6 885.00
1.4	Sistema de anclaje aislador	1	595.00
1.5	Aislador elastomérico marca VULCO, $\Phi 750 \times 213 \text{ mm}$ de altura total. Sin núcleo de plomo.	1	7 375.00
1.6	Sistema de anclaje aislador	1	595.00
1.7	Aislador elastomérico marca VULCO, $\Phi 850 \times 213 \text{ mm}$ de altura total. Sin núcleo de plomo.	1	8 350.00
1.8	Sistema de anclaje aislador	1	595.00
1.9	Ensayo de control de calidad de deslizador en DICTUC	1	595.00
1.10	Ensayo de control de calidad de aislador en DICTUC	1	595.00
1.11	Capacitación en terreno y visita de inspección de montaje	1	Incluido

Fuente: Sistemas de Protección Sísmica Limitada (SPS) Ltda

En contraste con los precios presentados en la tabla 5.10, en la Fig. 5.8 se presenta la variación de los costos de aisladores, los cuales dependen de las características propias de cada edificio.



Figura 5.8: Estimación de costos de aisladores según su tamaño.

Fuente: SPS Ltda.

5.4. Comparación de volúmenes de concreto y acero.

Para la estimación de los volúmenes de concreto y acero, se tomará en cuenta la parte estructural correspondiente a la cimentación o subestructura y la superestructura del edificio convencional y aislado.

- **Volúmenes de concreto y acero de la subestructura.**

Se tomará la losa maciza que se asignó como diafragma rígido en el primer piso en conjunto con el diseño de las vigas portantes de la misma. Así, se elabora la tabla 5.11.

Tabla 5.11: Volúmenes de obra - subestructura.

ELEMENTOS	CONCRETO $F_c = 245Kg/cm^2$ (m^3)		ACERO (Kg)	
	SIN AISLAR	AISLADO	SIN AISLAR	AISLADO
Zapatas aisladas y combinadas	116.20	201.62	6 336.35	7 022.71
Vigas de cimentación	0.98	0.00	192.34	0.00
Podios superiores e inferiores	0.00	109.06	0.00	27 212.12
Vigas del sistema de aislamiento	0.00	50.02	0.00	4 243.73
Losa maciza sistema de aislación	0.00	175.68	0.00	10 259.46
Suma total	117.18	536.38	6 528.69	48 738.02
Incremento (%)		357.74		646.52

Fuente: Propia.

Se tiene que el volumen de concreto de resistencia característica requerida de $f'c = 245Kg/cm^2$ se aumenta en un 357.74 %. Así, se observa que el aumento en el acero es también considerable en un 646.52 %.

Es necesario tener en consideración los volúmenes de concreto con resistencia característica de $f'c = 175Kg/cm^2$ y acero que también forman parte de la subestructura, en la tabla 5.12 se resumen dichas cantidades.

Tabla 5.12: Volúmenes de obra - subestructura.

ELEMENTOS	CONCRETO $F_c = 175Kg/cm^2$ (m^3)		ACERO (Kg)	
	SIN AISLAR	AISLADO	SIN AISLAR	AISLADO
Cimiento corrido armado	32.05	0.00	1 112.20	0.00
Sobrecimiento armado	5.55	0.00	590.50	0.00
Muro de contención de aislamiento	0.00	272.29	0.00	0.00
Suma total	37.60	272.29	1 702.70	0.00
Incremento (%)		624.18		0.00

Fuente: Propia.

El volumen de concreto de resistencia característica de $f'c = 175Kg/cm^2$ se aumenta en un 624.18 %, el aumento en el acero es nulo.

Acorde a las comparaciones establecidas, en el edificio aislado se tiene una

subestructura más costosa que la cimentación del edificio sin aislar. Este es un costo directo de los materiales, sin embargo, también se debe mencionar que el sistema de aislación es un piso adicional, lo que incrementa el costo de la mano de obra y el tiempo de construcción.

▪ **Volúmenes de concreto y acero de la superestructura.**

En el edificio aislado las secciones de elementos estructurales se reducen, ello conlleva a menores volúmenes de acero y concreto como lo mostrado en tabla 5.13.

Tabla 5.13: Volúmenes de obra - superestructura.

ELEMENTOS	CONCRETO $f_c = 245Kg/cm^2$ (m^3)		ACERO (Kg)	
	SIN AISLAR	AISLADO	SIN AISLAR	AISLADO
Columnas y placas	284.90	176.53	60 764.57	27 481.22
Vigas de la superestructura	150.51	194.26	23 088.00	17 237.40
Losa aligerada en 01 sentido	55.50	59.52	2 796.06	2 891.93
Losa aligerada en 02 sentidos	222.93	226.65	19 675.88	21 060.81
Suma total	713.84	656.96	106 324.51	68 671.36
Incremento (%)		-7.97		-35.41

Fuente: Propia.

El volumen de concreto de resistencia característica $f'_c = 245Kg/cm^2$ se reducen en un 7.97%. También se observa que la reducción en el acero es de un 35.41%.

Dada las comparaciones realizadas en las tablas 5.11, 5.12 y 5.13, se concluye que el ahorro en costo de volúmenes de concreto y acero en la superestructura, resultan ser opacadas ya que los mismos se incrementan considerablemente en la construcción de la subestructura. Lo que demuestra que la cimentación de un edificio convencional es hasta 3.6 veces menor del que podría costar su similar aislado.

5.5. Contrastación de hipótesis.

Después de realizado el diseño del edificio convencional y aislado, se procede al análisis de los resultados obtenidos para la contrastación de las hipótesis, obteniéndose:

A) Análisis de la estructuración del edificio.

La distribución de los aisladores se efectúa considerando la rigidez de éstos. Los más rígidos se ubican en las esquinas y perimetralmente al edificio, los menos rígidos al centro, todo ello con la finalidad de evitar los efectos de torsión, es decir, el centro de rigidez de los aisladores debe coincidir en lo posible con el centro de masa del edificio.

B) Análisis de los parámetros de sitio.

Los sistemas de aislación sísmica presentan gran efectividad cuando son aplicados en edificaciones cuya cimentación se encuentre sobre suelo firme, con periodos bajos y de pocos pisos (estructuras rígidas). No son recomendables en edificaciones cuya fundación se encuentre sobre suelos blandos (suelos tipo S3) y con periodos altos (edificios altos).

C) De los resultados del análisis estructural.

C.1) Análisis de desplazamientos y derivas.

Los desplazamientos y derivas de entrepiso están estrechamente ligados con el nivel de daño estructural que puede llegar a presentar el edificio. En la estructura aislada, el desplazamiento en el último nivel se vio reducido con respecto a su similar con base fija hasta en un 75 % y 83 % en las direcciones "X" y "Y" respectivamente, ello se fundamenta ya que la disipación de energía sísmica en estructuras aisladas se realiza principalmente por el desplazamiento del aislador, comportándose toda la superestructura como cuerpo rígido, si comparamos los desplazamientos de entrepiso, en la estructura aislada éstas presentan pequeñas diferencias, cosa que no ocurre en la estructura convencional, en la que se puede notar marcadas diferencias en los desplazamientos del primer al último nivel.

C.2) Análisis del cortante basal en el edificio.

La fuerza cortante basal en el edificio aislado se vio reducida considerablemente en comparación con el edificio convencional, ésta reducción es del orden de 48 % y 41 % en las direcciones "X" y "Y" respectivamente. La distribución de la fuerza cortante en altura del edificio aislado presenta una configuración similar que el mismo con base fija, la diferencia radica en los valores pequeños de fuerza cortante en el edificio aislado. Como se mencionó la mayor parte de la energía sísmica es disipada por los aisladores, debido a ello las demandas sísmicas en los elementos estructurales de la superestructura son reducidos lo cual conlleva a diseños más conservadores (reducción de secciones en los elementos estructurales).

C.3) Análisis de la aceleración absoluta de entrepiso.

El análisis de las aceleraciones absolutas de entrepiso es un parámetro muy importante para analizar el efecto de las demandas sísmicas en los elementos estructurales, en especial para los equipos y contenidos del edificio. En el edificio aislado, las aceleraciones absolutas máximas a nivel de cada piso se ven reducidos considerablemente en comparación con el edificio convencional, en el último nivel, éstas reducciones son del orden de 79 % y 82 % en las direcciones "X" y "Y" respectivamente, lo que significa

que el sistema aislante filtra aproximadamente en 80 % la aceleración que recibe la superestructura. Ello implica mayor seguridad en cuanto a los daños para los equipos y contenidos del edificio.

D) De los resultados del análisis costo – beneficio.

D.1) Análisis del costo directo del edificio.

Los costos directos implican la construcción propiamente del edificio, estos costos son: mano de obra, materiales, equipos y herramientas, se concluyó que el costo del edificio aislado es superior al del edificio convencional, incrementándose la inversión en 64.67 %. Se observa que el costo de los aisladores representa un 23.20 % del costo de la estructura aislada, el cual implica la incidencia del costo de los aisladores sobre el costo total de la estructura aislada, es decir, mediante una adecuada distribución y masificación de los aisladores se podría llegar a disminuir el costo de inversión de la estructura aislada.

D.2) Análisis del costo indirecto del edificio.

Haciendo uso de las escalas basadas en el índice de daño de *Park, Ang y Wen* (1985), se concluyó que en el caso de la estructura convencional los costos indirectos llegan a ser más importantes que el costo directo de dicha estructura (casi iguales). En el caso del edificio aislado el costo indirecto representa un 3.50 % con respecto al costo directo de la misma.

D.3) Análisis de los costos totales del edificio.

El costo total del edificio aislado (costo directo + costo indirecto), resulta ser un 44 % más económico que su similar con base fija, estos resultados muestran las ventajas económicas que presenta el edificio aislado, las cuales no se reflejan en el momento de la inversión inicial (costo directo), pero que al realizar un análisis más exhaustivo resulta ser más conveniente la implementación del aislamiento sísmico, en especial en aquellas estructuras considerados esenciales por la normativa.

Conclusiones y recomendaciones.

5.6. Conclusiones.

5.6.1. De la teoría.

- En estructuras aisladas la reducción de los esfuerzos en los elementos estructurales es muy significativa, esto conlleva a poder tener elementos estructurales de menor dimensión y por ende menor cuantía de acero. Sin embargo, se puede notar diseños muy conservadores manteniendo las secciones y refuerzos de acero del análisis de la estructura fija al terreno, es necesario tomar las sollicitaciones de esfuerzo reales para el diseño de la superestructura del edificio aislado, con el fin de poder lograr una reducción en costos.
- Es importante una adecuada distribución y masificación de los aisladores sísmicos, un adecuado diseño y combinación de los diferentes tipos de aisladores (elastoméricos y friccionales) conlleva a diseños más económicos y eficientes.

5.6.2. De la metodología.

- Para el modelamiento de la estructura convencional y aislada fue necesario el uso del programa ETABS v15.1, ésta nos permite el análisis y modelamiento de los aisladores con sus propiedades bilineales, para el modelamiento se tomó el Block C1 *Diagnóstico por imágenes* del nuevo Hospital Regional de Ayacucho que actualmente se encuentra construido. Se realizó el análisis y diseño estructural del edificio con y sin la incorporación de aisladores sísmicos de base, se realizó el análisis del comportamiento estructural y análisis de costos, los resultados obtenidos son plasmados en la presente.

5.6.3. De los resultados.

- La concepción inicial del proyecto sin aislación sísmica es muy importante para determinar la incidencia en costos de la incorporación del sistema de aislamiento, los costos directos en una edificación concebido con una cimentación

superficial de zapatas aisladas, combinadas y sin sótanos, resulta ser mayor con respecto a otra cuya concepción inicial del proyecto contempla la construcción de muros de concreto armado para la contención del terreno colindante en sótanos. Esto se sustenta debido a lo siguiente, en la primera alternativa descrita, aparte de la incorporación de los aisladores es necesario y obligatorio la construcción de muros de contención de concreto armado o de gravedad, según sea el caso, que permita el ingreso a los aisladores para labores de mantenimiento y de ser necesario el cambio de éstas. El hecho de construir éstos muros de contención implica un incremento de costos considerable con respecto a una cuya concepción inicial contempla la construcción de éstas (segunda alternativa), en la que lo más probable solo sea necesario un incremento en el espesor del muro y columnas de apoyo de aisladores (pedestales), refuerzo adicional, etc.

- La NTE E030—2014 reconoce que los parámetros para el diseño de estructuras con aislamiento sísmico en el Perú que el STANDARD ASCE SEI 7—2010 propone deben ser utilizados en la medida que éstos sean aplicables. El espectro de diseño del Standard contempla las aceleraciones espectrales para periodos de vibración de 0.2 seg (S_S) y 1.0 seg (S_1), es decir, se realiza el uso mapas de zonificación para periodos cortos (0.2 seg) y periodos largos (1.0 seg) con probabilidades de 1 % de excedencia en 50 años (1/50), metodología que no utilizamos en el Perú. En nuestro país y en muchos otros aún se usan mapas de riesgo sísmico con un 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años (475 años de periodo de retorno), esto hace que no se tengan parámetros para poder comparar y poder usar algunos requisitos del Standard, nuestra normativa debería de mencionar algunos criterios mínimos para poder, por analogía, obtener los parámetros que el Standard utiliza, con lo explicado anteriormente surge la necesidad de saber cómo calcular dichos parámetros para el diseño de estructuras aisladas en nuestro país.
- Al realizar el diseño de la superestructura del edificio aislado con las sollicitaciones realmente impuestas por el sismo, se nota una importante reducción en las secciones de los elementos estructurales. El edificio convencional que inicialmente constaba de un sistema estructural de muros de concreto armado (placas) en sus dos direcciones, con la incorporación del sistema de aislamiento éstas fueron reemplazadas por un sistema estructural de pórticos de concreto armado, lo cual conlleva a un importante ahorro de costos en concreto y acero. Dicho ahorro se ve "opacado" en la construcción del sistema de aislamiento, cuyo monto constructivo depende de la concepción inicial del proyecto sin aislación sísmica, como ya se explicó anteriormente líneas arriba.

- Se realizó el análisis y comparación de ciertos parámetros de comportamiento estructural, tales como: desplazamientos máximos y derivas de entrepiso, fuerzas cortantes en el edificio, aceleraciones absolutas de entrepiso en el edificio aislado y convencional, concluyéndose en lo siguiente:

- **Del análisis de desplazamientos y derivas.**

Los desplazamientos y derivas de entrepiso están estrechamente ligados con el nivel de daño estructural que puede llegar a presentar el edificio. En la estructura aislada, el desplazamiento en el último nivel se vio reducido con respecto a su similar con base fija hasta en un 75 % y 83 % en las direcciones "X" y "Y" respectivamente, ello se fundamenta ya que la disipación de energía sísmica en estructuras aisladas se realiza principalmente por el desplazamiento del aislador, comportándose toda la superestructura como cuerpo rígido, si comparamos los desplazamientos de entrepiso, en la estructura aislada éstas presentan pequeñas diferencias, cosa que no ocurre en la estructura convencional, en la que se puede notar marcadas diferencias en los desplazamientos del primer al último nivel.

- **Del análisis del cortante basal en el edificio.**

La fuerza cortante basal en el edificio aislado se vio reducida considerablemente en comparación con el edificio convencional, ésta reducción es del orden de 48 % y 41 % en las direcciones "X" y "Y" respectivamente. La distribución de la fuerza cortante en altura del edificio aislado presenta una configuración similar que el mismo con base fija, la diferencia radica en los valores pequeños de fuerza cortante en el edificio aislado. Como se mencionó la mayor parte de la energía sísmica es disipada por los aisladores, debido a ello las demandas sísmicas en los elementos estructurales de la superestructura son reducidos lo cual conlleva a diseños más conservadores (reducción de secciones en los elementos estructurales).

- **Del análisis de la aceleración absoluta de entrepiso.**

El análisis de las aceleraciones absolutas de entrepiso es un parámetro muy importante para analizar el efecto de las demandas sísmicas en los elementos estructurales, en especial para los equipos y contenidos del edificio. En el edificio aislado, las aceleraciones absolutas máximas a nivel de cada piso se ven reducidos considerablemente en comparación con el edificio convencional, en el último nivel, éstas reducciones son del orden de 79 % y 82 % en las direcciones "X" y "Y" respectivamente, lo que significa que el sistema aislante filtra aproximadamente en 80 % la aceleración que recibe la superestructura. Ello implica mayor seguridad en cuanto a los daños para los equipos y contenidos del edificio.

- Se realizó el análisis costo beneficio del edificio aislado con respecto a su similar con base fija, para el análisis de costos es necesario enfatizar que éstas engloban el análisis de costos directos e indirectos, de los cuales se tiene:
 - **Del análisis del costo directo del edificio.**
 Los costos directos implican la construcción propiamente del edificio, estos costos son: mano de obra, materiales, equipos y herramientas, se concluyó que el costo del edificio aislado es superior al del edificio convencional, incrementándose la inversión en 64.67 %. Se observa que el costo de los aisladores representa un 23.20 % del costo de la estructura aislada, el cual implica la incidencia del costo de los aisladores sobre el costo total de la estructura aislada, es decir, mediante una adecuada distribución y masificación de los aisladores se podría llegar a disminuir el costo de inversión de la estructura aislada.
 - **Del análisis del costo indirecto del edificio.**
 Los costos indirectos engloban costos de reparación de elementos estructurales y no estructurales, daños a los contenidos de la estructura, costos debido al lucro cesante y los costos que involucran los daños físicos y psicológicos a las personas. Haciendo uso de las escalas basadas en el índice de daño de *Park, Ang y Wen* (1985), se concluyó que en el caso de la estructura convencional los costos indirectos llegan a ser más importantes que el costo directo de dicha estructura (casi iguales). En el caso del edificio aislado el costo indirecto representa un 3.50 % con respecto al costo directo de la misma.
 - **Del análisis de los costos totales del edificio.**
 El costo total del edificio aislado (costo directo + costo indirecto), resulta ser un 44 % más económico que su similar con base fija, estos resultados muestran las ventajas económicas que presenta el edificio aislado, las cuales no se reflejan en el momento de la inversión inicial (costo directo), pero que al realizar un análisis más exhaustivo resulta ser más conveniente la implementación del aislamiento sísmico, en especial en aquellas estructuras considerados esenciales por la normativa.
- La aislación sísmica en el Perú resulta beneficiosa en la mayoría de los casos, éste tipo de edificaciones deben ser fundados preferentemente sobre suelos rígidos (S_0 , S_1) según la norma, las frecuencias predominantes de los sismos en este tipo de terrenos son altas, este hecho implica que estructuras con periodos altos de 2.5 a 3.0 seg, como es el caso de las estructuras con aislación sísmica, no amplifiquen aceleraciones y no entran en resonancia. En el caso de los suelos del tipo S3, en necesario realizar un análisis exhaustivo ya que

podrían amplificar las aceleraciones del terreno y con el riesgo de resonancia en la estructura.

5.6.4. De los resultados del expediente y de la tesis.

Se realizó la comparación de resultados obtenidos del análisis estático y dinámico, para el edificio sin aislar (datos obtenidos del expediente técnico) y el edificio aislado (datos obtenidos de la tesis), obteniéndose lo siguiente:

- **Del procedimiento de análisis llevado a cabo.**

En el expediente técnico solo se realizó un análisis dinámico lineal del tipo modal espectral, para estructuras esenciales, tal como el caso de estudio y como indica el reglamento, se debió realizar un análisis no lineal de respuesta en el tiempo. Dicha edificación fue diseñada por el proyectista sin la incorporación de aisladores de base, debiéndose realizar con dichos dispositivos ya que así contemplaba la norma de diseño sismorresistente en su anexo 03.

- **Del análisis de la cortante basal.**

En la tabla 5.14 se muestran los resultados obtenidos al realizar el análisis estático y dinámico modal espectral del edificio, las reducciones de fuerza cortante llegan a ser considerables, la fuerza cortante basal del edificio convencional son reducidas hasta un 65 % en ambas direcciones , notándose las bondades que ofrece el aislamiento sísmico.

Tabla 5.14: Comparación de fuerza cortante basal.

	Análisis estático		Análisis dinámico	
	Vx(ton)	Vy(ton)	Vsx (ton)	Vsy (ton)
Edificio sin aislar	653.34	653.34	513.45	494.53
Edificio aislado	237.77	237.77	173.81	176.22
Reducción (%)	63.61	63.61	66.15	64.37

Fuente: Datos obtenidos de expediente técnico GRA (2014).

- **Del análisis de desplazamientos y derivas.**

En las tablas 5.15 y 5.16 se muestran los resultados obtenidos de desplazamientos y derivas en las direcciones X y Y respectivamente, los desplazamientos y derivas de entrepiso se ven reducidos considerablemente debido a la adición de los aisladores de base, en el último nivel la reducción es del 95 % y 96 % de los desplazamientos obtenidos de la estructura convencional en las direcciones X y Y respectivamente.

Tabla 5.15: Desplazamientos y derivas de entrepiso, dirección "X".

Piso	h(m)	Desp. (mm)			Derivas		
		Sin aislar	Aislado	Red. (%)	Sin aislar	Aislado	Red. (%)
4	18.66	43.20	2.29	94.70	0.00307	0.000518	83.13
3	14.24	29.70	2.35	92.09	0.00317	0.000532	83.22
2	9.82	15.75	2.39	84.82	0.00235	0.000541	76.98
1	5.40	5.40	2.20	59.34	0.00123	0.000407	66.91

Fuente: Datos obtenidos de expediente técnico GRA (2014).

Tabla 5.16: Desplazamientos y derivas de entrepiso, dirección "Y".

Piso	h(m)	Desp. (mm)			Derivas		
		Sin aislar	Aislado	Red. (%)	Sin aislar	Aislado	Red. (%)
4	18.66	34.20	1.35	96.04	0.00245	0.000306	87.51
3	14.24	23.40	1.40	94.00	0.00245	0.000318	87.02
2	9.82	12.60	1.37	89.17	0.00184	0.000309	83.21
1	5.40	4.50	1.26	72.01	0.00102	0.000233	77.16

Fuente: Datos obtenidos de expediente técnico GRA (2014).

Debido a los pequeños desplazamientos de entrepiso, la superestructura actúa como un cuerpo rígido, lo cual es característica propia de las estructuras aisladas.

5.6.5. De la tesis.

- La presente tesis cumpliendo con los objetivos trazados en su planteamiento, tiene un carácter exploratorio y aplicativo en el campo de la Ingeniería Civil. En ella se plasma en forma detallada la formulación matemática para el análisis, diseño y modelamiento de edificios con la incorporación de aisladores sísmicos de base, se hace uso de dos tipos de aisladores: los del tipo elastoméricos y deslizantes planos con la finalidad de plasmar en forma detallada el proceso de diseño de éstas, se realiza también el diseño de los diferentes elementos estructurales propios de edificios con aislación sísmica.

5.7. Recomendaciones.

- El Perú al estar ubicado en una zona altamente sísmica, requiere con urgencia implementar una norma que regule el análisis y diseño de estructuras con aislamiento sísmico en nuestro país. Como se mostró en este trabajo, el recurrir a una normativa extranjera, en este caso el Standard ASCE/SEI 7–2010, trae consigo ciertos parámetros no contemplados en nuestro reglamento y que hacen complicados su interpretación, pues se trata de dos contextos completamente distintos.
- La aislación sísmica de edificaciones en el Perú resulta beneficiosa en la mayoría de los casos, debido a que las frecuencias predominantes de los sismos son altas (Callao, Lima, Ica, Áncash y Arequipa), lo que implica que estructuras con periodos altos, como es el caso de las estructuras con aislación, no amplifican las aceleraciones. No obstante, la frecuencia de vibración de los suelos debe tenerse en cuenta, por lo que los suelos del tipo S3, por lo general con frecuencias bajas de amplificación, resultan indeseables.
- El procedimiento de diseño de los aisladores y de la estructura no es un análisis complicado, pero puede resultar tedioso al ser iterativo. El diseño estructural es el mismo que para una edificación convencional, con la salvedad que se debe prestar más atención a los efectos $P-\Delta$ para el diseño de los podios (superior e inferior) del sistema de aislación, debido a que el mayor desplazamiento de la superestructura incrementa la importancia de este efecto.

5.8. Futuras líneas de investigación.

- Se debe profundizar el estudio sobre el aislamiento sísmico en elementos no estructurales en las edificaciones esenciales en nuestro país, se ha comprobado que durante la ocurrencia de un evento sísmico de moderada magnitud, un edificio diseñado adecuadamente ha de tener un buen comportamiento sísmico y los daños son provocados principalmente por el colapso, por ejemplo, de un muro divisorio (tabiquerías), caída de falso cielo raso, estanterías, equipos, etc, los cuales causan grandes daños e incluso pérdida de vidas humanas.
- En el Perú aún no se cuenta con un proyecto real en la cual se implementaron aisladores sísmicos de base en un edificio existente, caso contrario ocurre en otros países en las cuales ya se cuenta con numerosas edificaciones en las que se realizaron este procedimiento, se debe profundizar el estado del conocimiento para la ejecución de éste tipo de proyectos en nuestro medio.

- Se recomienda el estudio sobre el aislamiento sísmico en puentes, en el Perú no se cuenta con puentes carrozables con aisladores sísmicos, la bibliografía es amplia pero no se tiene una aplicación práctica en nuestro país. En países vecinos tales como Chile y Ecuador se vienen incorporando estos temas.
- Realizar investigaciones acerca del proceso y la tecnología de manufactura de las unidades de aislamiento tanto elastómericos y friccionales, con ello incentivar el desarrollo de éstos dispositivos en nuestro país, tales como se realiza en otros países (Chile y Ecuador).

Referencias bibliográficas.

- Naeim, F. & Kelly, J. M. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. USA: John Wiley & Sons.
- Aguiar, F. R., Almazán, J. L., Dechent, P. & Suárez, V. (2008). *Aisladores de base elastoméricos y FPS*. 1st Ed. Quito, Ecuador: CEINCI – ESPE.
- Skinner, R. I., Kelly, T. E. & Robinson, B. (2010). *Seismic Isolation for Designers and Structural Engineers*. Nueva Zelanda: Holmes Consulting Group.
- Norma Chilena NCh. 2745 (2013). *Análisis y Diseño de Edificios con Aislamiento Sísmico*. Santiago, Chile: Instituto Nacional de Normalización (INN).
- Norma Técnica de Edificaciones E.030 (2014). *Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: MVCS.
- Standard ASCE/SEI (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. USA: American Society of Civil Engineers.
- Meza, R. I. & Sánchez, E. (2010). *Guía de Diseño de Aisladores Elastoméricos y de Fricción Para la República de Nicaragua* (tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), Lima, Perú.
- Korswagen, P. A., Arias, J. C. & Huaranga, P. G. (2012). *Análisis y Diseño de Estructuras con Aisladores Sísmicos en el Perú* (tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), Lima, Perú.
- Benavente, V. J. & Traverso, T. I. (2013). *Comparación del Análisis y Diseño de un Edificio de Concreto Armado de Siete Pisos con y sin Aislamiento Sísmico de Base* (tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), Lima, Perú.
- Carmona, R. P. & Rosas, A. J. (2015). *Análisis Comparativo del Comportamiento Sísmico Dinámico del Diseño Normativo Sismorresistente Utilizando Aisladores HDR* (tesis de pregrado). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC), Lima, Perú.

- Ramsey, A. (2015). *Bases Para la Implementación de la Norma Peruana de Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica* (tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), Lima, Perú.
- Oviedo, J. A. & Duque, M. P. (2006). *Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones*. Medellín, Colombia: Escuela de Ingeniería de Antioquía.
- Aguiar, F. R. (2004). *Introducción al Aislamiento Sísmico*. Quito, Ecuador: CEINCI – ESPE.
- Wang, Y. P. (2010). *Fundamentals of Seismic Base Isolation*. Taiwan, : Research-Gate.
- Symans, M. D. (2011). *Seismic Protective Systems: Seismic Isolation Design Examples*. USA : FEMA 451.
- Jané, L. & Barbat, A. H. (1992). *Estructuras de Edificación con Aislamiento Antisísmico*. Barcelona, España : CIMNE.
- Aguiar, F. R. (2006). *Dinámica de Estructuras con MATLAB*. 1st Ed. Quito, Ecuador: CEINCI – ESPE.
- Kelly, J. M. & Konstantinidis, D. A. (2011). *Mechanics of Rubber Bearings for Seismic and Vibration Isolation*. USA: John Wiley & Sons.
- Kircher, C. A. (2013). *Seismically Isolated Structures: Design Examples*. USA: FEMA P–751 NEHRP Recommended Provisions.
- Taranath, B. S. (2010). Seismic Isolation. En Taranath, B. S. (Ed.) *Concrete Design of Tall Buildings* (pp. 804 – 817). USA: Taylor & Francis Group.
- Villagómez, M. D. (2015). *Lineamientos Para el Análisis y Diseño de Edificaciones Sísmicamente Aisladas en el Perú* (tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), Lima, Perú.
- Guerrero, J. R. (2011). *Reducción de la Demanda Sísmica en Estructuras Aperticadas Empleando Aisladores de base* (tesis de pregrado). Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.
- Dynamic Isolation Systems (2007). Aislamiento Sísmico Para Edificaciones y Puentes. Nevada, USA: DIS. Recuperado de <http://www.dis-inc.com>.
- Bridgestone Isolators (2013). Seismic Isolators Product Line-up. Tokyo, Japan: Bridgestone Corporation. Recuperado de http://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/index.html.

- Toledo, E. V. (2014). *Comentarios al Proyecto de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente 2014 y Propuesta de Parámetros S_s y S_1 para una Probabilidad Sísmica del Uno por Ciento de Excedencia en 50 Años*. Lima, Perú: Cingcivil.
- Expediente Técnico a Nivel de Estudio Definitivo del Hospital Regional Miguel Ángel Mariscal Llerena de Ayacucho*. (2014). Ayacucho, Perú: GRA.
- Retamales, S. R. (2016). *Sistemas Pasivos de Protección Sísmica de Estructuras*. En Ponencias PUCP. Ponencia llevado a acabo en la Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- CISMID–UNI (2013). *Generación de Acelerogramas Sintéticos Para la Costa del Perú*. Lima, Perú: SENCICO.
- Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios; Aplicación a Entornos Urbanos en Zonas de Amenaza Alta y Moderada* (tesis doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña, España.

Anexos.

Anexo I.

1.0. Diseño de elementos estructurales.

- 1.1. Diseño de aisladores sísmicos.
- 1.2. Diseño de losa maciza.
- 1.3. Diseño de viga de la superestructura.
- 1.4. Diseño de viga de aislación.
- 1.5. Diseño de columna.
- 1.6. Diseño de placa.
- 1.7. Diseño de zapata aislada.
- 1.8. Diseño de zapata combinada.
- 1.9. Diseño de muro de contención.

Anexo II.

2.0. Cotización de aisladores.

Anexo III.

3.0. Metrado y presupuesto.

- 3.1. Metrado edificio con base fija.
- 3.2. Metrado edificio con base aislada.
- 3.3. Resumen de metrado y presupuesto.

Anexo IV.

4.0. Planos estructurales.

- 4.1. Planos estructura con base fija.
 - 4.1.1. Lámina E-01: PLANTA DE CIMENTACIÓN.
 - 4.1.2. Lámina E-02: PLACAS Y COLUMNAS - 1.

- 4.1.3. Lámina E-03: PLACAS Y COLUMNAS - 2.
- 4.1.4. Lámina E-04: ENCOFRADO LOSA ALIGERADA PRIMER PISO.
- 4.1.5. Lámina E-05: ELEVACIÓN PÓRTICO EJE CA.
- 4.2. Planos estructura con base aislada.
 - 4.2.1. Lámina EE-01: CIMENTACIÓN SUBESTRUCTURA.
 - 4.2.2. Lámina EE-02: LOSA SISTEMA DE AISLAMIENTO.
 - 4.2.3. Lámina EE-03: LOSA ALIGERADA PRIMER PISO.
 - 4.2.4. Lámina EE-04: ELEVACIÓN PÓRTICO EJE C1.
 - 4.2.5. Lámina EE-05: ELEVACIÓN PÓRTICO EJE CA.
 - 4.2.6. Lámina EE-06: ESCALERA DE INGRESO A AISLADORES.
 - 4.2.7. Lámina EE-07: AISLADORES SÍSMICOS.

ANEXO 1.1

DISEÑO DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB) Y DESLIZADORES PLANOS SEGÚN ASCE SEI 7-2010.

I. DATOS INICIALES:

W=	38681.97	[kN]	Peso sísmico de la estructura sobre el sistema de aislación.
T_D=	2.5	[s]	Periodo objetivo.
β_{LRB}=	25	[%]	Amortiguamiento efectivo del aislador LRB.
τ_y=	7.967	[MPa]	Tensión de fluencia del plomo (Catálogo).
γ=	1.5		Deformación de corte de diseño [0<γ<2.5].

II. PASOS DE DISEÑO PARA EL AISLADOR.

PASO 1: Determinamos la rigidez horizontal de todo el sistema de aislamiento.

Tratando todo el sistema de aislación como una unidad, la rigidez requerida correspondiente al periodo objetivo es:

Rigidez total:
$$K_{total} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g} \implies K_{total} = 24906.88 \text{ [kN/m]}$$

PASO 2: Cálculo del desplazamiento de diseño "D_D".

Aceleración de diseño para periodo de 0.2 seg.	Tabla 3.11	S ₅ =	1.05	[g]
Aceleración de diseño para periodo de 1 seg.	Tabla 3.11	S ₁ =	0.46	[g]
Factor de amplificación del suelo para periodo de 0.2 seg.	Tabla 3.12	F _a =	1	
Factor de amplificación del suelo para periodo de 1 seg.	Tabla 3.13	F _v =	1	
Aceleración de diseño ampli. para periodo de 0.2 seg.	$S_{DS} = F_a S_5$	S _{DS} =	1.05	[g]
Aceleración de diseño ampli. para periodo de 1 seg.	$S_{D1} = F_v S_1$	S _{D1} =	0.46	[g]
Factor para el sismo máximo posible.	Tabla 3.11	C _R =	1.25	
Parámetro en función del grado de de amortig.	$f[\beta] = -0.031 \ln \left[\frac{\beta(\%)}{5} \right]^2 + 0.386 \ln \left[\frac{\beta(\%)}{5} \right]$	f[β]=	0.54	
Factor de reducción modificación de amortig.	$B_D = \frac{1}{1 - f[\beta] \frac{T_D^{8.85}}{(T_D + 0.01)^{8.94}}}$	B _D =	1.93	
Desplazamiento de diseño.	$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_{D1} T_D}{B_D}$	D _D =	148.36	[mm]
Desplazamiento máximo.	$D_M = C_R * D_D$	D _M =	185.45	[mm]
Desplazamiento total de diseño.	$D_{TD} = 1.1 D_D$	D _{TD} =	163.19	[mm]
Desplazamiento total máximo:	$D_{TM} = 1.1 D_M$	D _{TM} =	203.99	[mm]

PASO 3: Determinación de la rigidez aportada por los deslizadores sísmicos.

Del catálogo de aisladores sísmicos de la línea "BRIDGESTONE", utilizamos un deslizador plano del tipo "SK030GC" con las siguientes características:

	Deslizador SK030GC.		
Diámetro del deslizador:	D _i =	300	[mm]
Área del deslizador:	A _{deslizador} =	70700	[mm ²]
Módulo de corte:	G _{eq} =	0.49	[MPa]
Altura del deslizador:	H=	42	[mm]
Rigidez lateral del deslizador:	K _{deslizador} =	824.83	[kN/m]
Número de deslizadores:	n _{deslizador} =	10	[und]
Rigidez total de	KT _{deslizador} =	8248.3	[kN/m]

∴ La rigidez requerida para los aisladores con núcleo de plomo es:

$$K_{LRB} = K_{total} - KT_{deslizador} \implies K_{LRB} = 16658.55 \text{ kN/m}$$

PASO 4: Cálculo del área requerida para el núcleo de plomo "A_{pb}":

Procedemos a realizar el cálculo de la energía disipada por ciclo "W_D":

$$W_D = 2\pi K_{LRB} D_D^2 \beta_{eff} \implies W_D = 575.94 \text{ [kN-m]}$$

La energía disipada por ciclo es también dado por:

$$W_D = 4Q_d(D_D - D_Y) \quad D_Y \approx 0 \quad (\text{MUY PEQUEÑO})$$

Por lo tanto: $Q_d \cong \frac{W_D}{4D_D} \implies Q_d = 970.53 \text{ [kN]}$

Cálculo del área requerida de núcleo de plomo "A_{pb}" para todo el sistema de aislamiento.

$$A_{pb}^{total} = \frac{Q_d}{\tau_y^{pb}} \implies A_{pb}^{total} = 121818.27 \text{ [mm}^2\text{]}$$

PASO 5: Área propuesta para el núcleo de plomo.

Del catálogo de aisladores sísmicos de la línea "BRIDGESTONE", escogemos dos tipos de aisladores con las siguientes características:

Tensión de fluencia del plomo:

Diámetro del núcleo de plomo:

Área del núcleo de plomo:

Número de aisladores:

Área total del plomo:

Área plomo ambos aisladores:

Factor para determinar Q_d:(*)

Fuerza caract. del plomo: $Q_d = C_{Qd} \cdot \tau_{yield} \cdot A_{lead(TOTAL)}$

Fuerza característica ambos aisladores:

(*) Donde:

$$C_{Qd} = \begin{cases} 2.036\gamma^{0.41} & [\gamma \leq 0.1] \\ 1.106\gamma^{0.145} & [0.1 < \gamma < 0.5] \\ 1 & [0.5 \leq \gamma] \end{cases}$$

	Ais. LRB TIPO I (LH060G4-C)	Ais. LRB TIPO II (LH065G4-C)	
τ _{yield} =	7.967	7.967	[MPa]
D _i =	100	110	[mm]
A _{lead} =	7853.98	9503.32	[mm ²]
N _{LRB} =	12	8	[und]
AT _{lead} =	94247.78	76026.54	[mm ²]
A _{lead (TOTAL)} =	170274.32		[mm ²]
C _{Qd} =	1.00	1.00	
Q _d =	750.87	605.70	[kN]
Q _{d(TOTAL)} =	1356.58		[kN]

PASO 6: Cálculo de la rigidez del núcleo de plomo y del elastómero.

Rigidez núcleo de plomo: $K_{lead} = \frac{Q_d(TOTAL)}{D_D} \implies K_{lead} = 9143.95 \text{ [kN/m]}$

Rigidez elastómero: $K_2 = K_{LRB} - K_{lead} \implies K_2 = 7514.60 \text{ [kN/m]}$

Para 1 aislador LRB: $K_{2i} = 375.73 \text{ [kN/m]}$

PASO 7: Definimos la geometría de los aisladores.

Se define la geometría de los aisladores tomando en cuenta las dimensiones que le fabricante ofrece (catálogo BRIDGESTONE).

Diámetro exterior:

Área efectiva del elastómero:

Módulo de corte del elastómero:

Espesor de capa de goma:

Número de capas:

Altura total del elastómero:

	Ais. LRB TIPO I (LH060G4-C)	Ais. LRB TIPO II (LH065G4-C)	
D _e =	600	650	[mm]
A _{rubber} =	274900.0	322300.0	[mm ²]
G _{rubber} =	0.385	0.385	[MPa]
t _r =	4.00	4.40	[mm]
n=	50	45	
H _{rubber} =	200	198	[mm]

Rigidez de la goma:	$K_{rubber} =$	529.18	626.69	[kN/m]
Numero aisladores de cada tipo:	$N_{LRB} =$	12	8	[und]
Rigidez total de la goma:	$K_{rubber(TOTAL)} =$	11363.75		[kN/m]

PASO 8: Cálculo de la rigidez del núcleo de plomo según la geometría del aislador.

	Ais. LRB TIPO I (LH060G4-C)	Ais. LRB TIPO II (LH065G4-C)	
Módulo de corte del plomo:	$G_{lead} =$	0.583	0.583 [MPa]
Diámetro del núcleo de plomo:	$D_i =$	100	110 [mm]
Área del núcleo de plomo:	$A_{lead} =$	7853.98	9503.32 [mm ²]
Altura del núcleo de plomo:	$H_{lead} =$	200	198 [mm]
Rigidez del núcleo de plomo:	$K_{lead} =$	22.89	27.98 [kN/m]
Numero aisladores de cada tipo:	$N_{LRB} =$	12	8 [und]
"Q" de cada aislador:	$Q_{di} =$	62.57	75.71 [kN]

PASO 9: Cálculo de los parámetros para el modelo bilineal.

		Ais. LRB TIPO I (LH060G4-C)	Ais. LRB TIPO II (LH065G4-C)	
Factor para determinar K_2 :	$C_{K2} =$	0.95	0.95	
Rigidez post fluencia:	$K_2 = C_{K2}(K_{lead} + K_{rubber}) \implies$	525.86	623.59	[kN/m]
Rigidez inicial:	$K_1 = 13K_2 \implies$	6836.16	8106.61	[kN/m]
Rigidez efectiva c/aislador:	$K_{eff} = Q/\gamma H + K_2 \implies$	734.43	878.51	[kN/m]
Fuerza resistente:	$F = K_{eff} D_D \implies$	108.96	130.33	[kN]
Amortiguamiento efectivo:	$\beta_{eqi} = \implies$	17.48	17.84	%
Amortiguamiento eff. Del sistema:	$\beta_{eq} = \implies$	17.63		%

Donde:

$$C_{Kd} \begin{cases} 0.779\gamma^{-0.43} & [\gamma < 0.25] \\ \gamma^{-0.25} & [0.25 \leq \gamma < 1.0] \\ \gamma^{-0.12} & [1.0 \leq \gamma < 2.5] \end{cases} ; \beta_{eqi} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{Q_d \left\{ \gamma \cdot H - \frac{Q_d}{(\beta-1)K_2} \right\}}{K_{eff} \cdot (\gamma \cdot H)^2} ; \beta = 13 ; \beta_{eq} = \frac{N_{LRBi} \beta_{eqi}}{N_{LRB-TOTAL}}$$

PASO 10: Cálculo de la rigidez total del sistema de aislación.

		Ais. LRB TIPO I (LH060G4-C)	Ais. LRB TIPO II (LH065G4-C)	
Rigidez eff. Del sistema de aislación:	$K_{eff-LRBi} = K_{effi} N_{LRBi}$	8813.20	7028.09	[kN/m]
Rigidez eff. Del conj. de aislad. con núcleo de plomo:	$K_{eff-LRB} = \sum K_{eff-LRBi}$	15841.29		[kN/m]
Rigidez aportado por el conj. de deslizadores:	$K_{desliz.} = \sum K_{desliz.}$	8248.33		[kN/m]
Rigidez total del sistema de aislación:	$K_{eff} = K_{eff-LRB} + K_{desliz.}$	24089.62		[kN/m]
Periodo del sistema:	$T_{D-calc} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK_{eff}}}$	2.54		[seg]
Comprobación:	$T_{D-calc} \approx T_D$	OK		
Frecuencia angular del sistema:	$\omega_D = \frac{2\pi}{T_D}$	2.47		[rad/seg]

PASO 11: Cálculo de la energía de deformación del sistema de aislación.

		Ais. LRB TIPO I (LH060G4-C)	Ais. LRB TIPO II (LH065G4-C)	
Amortiguamiento efectivo:	$\beta_{eqi} =$	17.48	17.84	%
Energía disipada por ciclo:	$W_D = 2\pi K_{eff} D_D^2 \beta_{eqi}$	17.76	21.68	[kN-m]
Fuerza a cero deformación:	$Q = \frac{\pi K_{eff} D_D \beta_{eqi}}{2}$	29.92	36.53	[kN]
Desplazamiento de fluencia:	$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$	4.74	4.88	[mm]
Fuerza de fluencia:	$F_y = Q + K_2 D_y$	32.41	39.58	[kN]
Frecuencia angular:	$\omega_D =$	2.47	2.47	[rad/seg]
Coef. de amortiguamiento:	$C = \frac{W_D}{\pi D_D^2 \omega_D}$	103.89	126.85	[kN-seg/m]

PASO 12: Verificación de la rigidez vertical del sistema de aislación.

La rigidez vertical de un aislador se escoge típicamente para producir una frecuencia vertical de vibración superior a 10 Hz, parámetro que a de ser comprobado al final de los cálculos.

		Ais. LRB TIPO I (LH060G4-C)	Ais. LRB TIPO II (LH065G4-C)	Deslizador SK030GC.	
Altura de cada capa del elastómero:	$t_r =$	4.00	4.40	3.5	[mm]
Número de capas del elastómero:	$n =$	50	45	12	
Altura total del elastómero:	$H =$	200	198	42	[mm]
Diámetro exterior del aislador:	$D_e =$	600	650	300	[mm]
Factor de forma 1:	$S_1 = \frac{D_e}{4t_r}$	37.50	36.93	21.43	
Módulo de elasticidad del sistema:	$E =$	2.2	2.2	2.2	[Mpa]
Factor de corrección del módulo de elasticidad.	$\alpha_v =$	1.23	1.23	0.85	
Módulo de bulk:	$E_\infty =$	1176	1176	1200	[Mpa]
Factor "k":	$k =$	0.7	0.7	0.7	
Módulo de corte:	$G_{eq} =$	0.385	0.385	0.49	[Mpa]
Módulo de compresión:	$E_c = \frac{E(1+2kS_1^2)}{1 + \frac{E(1+2kS_1^2)}{E_\infty}}$	924.98	918.90	649.64	[Mpa]
Área total:	$A_T = A_{rubber} + A_{lead}$	282753.98	331803.32	70700	[mm ²]
Rigidez vertical:	$K_v = \alpha_v \frac{E_c A_T}{H}$	1608483.87	1894044.61	929531.531	[kN/m]
Frecuencia horizontal del sistema:	$f_H = 1/T_D$	0.39	0.39	0.39	[Hz]
Frecuencia vertical del aislador:	$f_v = f_H \sqrt{\frac{E_c}{G_{eq}}}$	19.28	19.22	14.32	[Hz]

Comprobación:

OK	OK	OK
----	----	----

Se puede notar que todas las frecuencias verticales son mayores a 10 Hz.

PASO 13: Verificación de distorsión máxima del sistema de aislamiento.

	Ais. LRB TIPO I (LH060G4-C)	Ais. LRB TIPO II (LH065G4-C)	
Factor de forma 2:	$S_2 = 3.00$	$S_2 = 3.28$	
Factor de corrección (*):	$\alpha_c = 0.50$	$\alpha_c = 0.57$	
Módulo de elasticidad corregido:	$E_b = 648.54$	$E_b = 639.66$	[MPa]
Esfuerzo crítico de comp. a cero deformación:	$\sigma_{AC} = 23.46$	$\sigma_{AC} = 29.10$	[MPa]

(*)El factor de corrección " α_c " es proporcionado por el fabricante, valor que es tomado de pruebas realizadas a los aisladores.

$$Si \ S_2 \geq 5; \alpha_c = 1 \quad Si \ S_2 < 5; \alpha_c = 0.25(S_2 - 5) + 1$$

La distorsión máxima se verifica para dos condiciones. La primera para el desplazamiento total de diseño y la segunda para el desplazamiento total máximo posible.

13.1. Verificación para el sismo de diseño.

	Ais. LRB TIPO I (LH060G4-C)	Ais. LRB TIPO II (LH065G4-C)	
Desplazamiento total de diseño calculado:	$D_{TD} = 163.19$	$D_{TD} = 163.19$	[mm]
Altura total del elastómero:	$H = 200.00$	$H = 198.00$	[mm]
Deformación por corte:	$\gamma_{SD} = 0.82$	$\gamma_{SD} = 0.82$	
Esfuerzo de compresión último para " γ_{SD} ":	$\sigma_{ACD} = 17.71$	$\sigma_{ACD} = 22.52$	[Mpa]
Comprobación:	OK	OK	
Factor para hallar la deformación por compresión:	$\epsilon_{CD} = 0.0041$	$\epsilon_{CD} = 0.0054$	
Deformación por compresión:	$\gamma_{CD} = 0.92$	$\gamma_{CD} = 1.19$	
Deformación máxima:	$\gamma_{max} = 1.74$	$\gamma_{max} = 2.01$	
Distorsión permisible:	$\gamma_{perm} = 2.75$	$\gamma_{perm} = 2.75$	
Comprobación:	OK	OK	

13.2. Verificación para el sismo máximo posible.

	Ais. LRB TIPO I (LH060G4-C)	Ais. LRB TIPO II (LH065G4-C)	
Desplazamiento total máximo calculado:	$D_{TM} = 203.99$	$D_{TM} = 203.99$	[mm]
Altura total del elastómero:	$H = 200.00$	$H = 198.00$	[mm]
Deformación por corte:	$\gamma_{SM} = 1.02$	$\gamma_{SM} = 1.03$	
Esfuerzo de compresión último para " γ_{SM} ":	$\sigma_{ACM} = 16.28$	$\sigma_{ACM} = 20.88$	[Mpa]

Comprobación:

$$\sigma_{ACM} \leq 60MPa$$

Factor para hallar la deformación por compresión:

$$\epsilon_{CM} = \frac{\sigma_{ACM}}{E(1+2kS_1^2)}$$

Deformación por compresión:

$$\gamma_{CM} = 6S_1\epsilon_{CM}$$

Deformación máxima:

$$\gamma_{max} = \gamma_{SM} + \gamma_{CM}$$

Distorsión permisible:

$$\gamma_{perm} = f\gamma_u ; f = 0.9 ; \gamma_u = 5.5$$

Comprobación:

$$\gamma_{perm} \geq \gamma_{max}$$

	OK	OK
$\epsilon_{CM} =$	0.0038	0.0050
$\gamma_{CM} =$	0.85	1.10
$\gamma_{max} =$	1.87	2.13
$\gamma_{perm} =$	4.95	4.95
	OK	OK

PASO 14: Verificación al pandeo.

Cálculo del valor de la carga crítica para el cual ocurre el pandeo en los aisladores.

Altura total del aislador:

Área efectiva de corte:

$$A_S = A_{aislador} \frac{H_t}{H_{rubber}}$$

Fuerza de corte máxima:

$$P_S = G_{eq} A_S$$

Momento de inercia del aislador:

$$I = \frac{\pi}{4} \left(\left(\frac{D_e}{2} \right)^4 - \left(\frac{D_{lead}}{2} \right)^4 \right)$$

Rigidez a la inclinación:

$$EI_{eff} = \frac{E_c I}{3}$$

Carga de pandeo de Euler:

$$P_E = (\pi^2 EI_{eff}) / H_t^2$$

Carga crítica:

$$P_{crit} = \frac{P_S}{2} \left(\sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{P_S}} - 1 \right)$$

Carga máxima sobre el aislador:

$$P_{max} = 1.2DL + 1.0LL \pm EL_{max}$$

Factor de seguridad:

$$FS = \frac{P_{crit}}{P_{max}}$$

Comprobación:

$$FS \geq 1.5$$

	Ais. LRB TIPO I (LH060G4-C)	Ais. LRB TIPO II (LH065G4-C)	
$H_t =$	407.90	390.40	[mm]
$A_S =$	576676.75	654222.30	[mm ²]
$P_S =$	222.02	251.88	[Kn]
$I =$	6356816385.00	8755218172.49	[mm ⁴]
$EI_{eff} =$	1959978367.66	2681731387.89	[kN-mm ²]
$P_E =$	116263.56	173658.24	[kN]
$P_{crit} =$	4970.84	6488.90	[kN]
$P_{max} =$	3288.59	4199.40	[kN]
$FS =$	1.51	1.55	
	OK	OK	

PASO 15: Verificación de la estabilidad al volteo.

Se determina el máximo desplazamiento posible ante el cual se puede producir el volcamiento, esto para una carga mínima, expresión dado por:

Carga mínima sobre el aislador:

$$P_{min} = 0.9DL \pm EL_{max}$$

Rigidez mínima de cada aislador:

$$K_{eq-min} = K_{eff}$$

Rigidez máxima de cada aislador:

$$K_{eq-max} = 1.25K_{eq-min}$$

Desplazamiento máximo:

$$D_{max} = \frac{P_{min} D_e}{P_{min} + K_{eq-max} H_t}$$

Factor de seguridad:

$$FS = \frac{D_{max}}{D_{TM}}$$

Comprobación:

$$FS \geq 1$$

	Ais. LRB TIPO I (LH060G4-C)	Ais. LRB TIPO II (LH065G4-C)	
$P_{min} =$	301.15	1437.46	[kN]
$K_{eq-min} =$	734.43	878.51	[kN/m]
$K_{eq-max} =$	918.04	1098.14	[kN/m]
$D_{max} =$	267.45	500.68	[mm]
$FS =$	1.31	2.45	
	OK	OK	

III. VERIFICACIÓN Y/O VALIDACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL.

III.1. Verificación de la fuerza cortante mínima.

A) Fuerzas cortantes obtenidas del modelo estructural.

Del modelo realizado, procedemos a determinar las fuerzas cortantes en la sub y superestructura debido a las fuerzas sísmicas en las direcciones "X" e "Y".

Fuerza cortante para los elementos por sobre la interfaz de aislamiento "SISMO X" (V_{sx}).	$V_{sx} =$	1704.41	[kN]
Fuerza cortante para los elementos por sobre la interfaz de aislamiento "SISMO Y" (V_{sy}).	$V_{sy} =$	1727.97	[kN]
Fuerza cortante para los elementos por debajo de la interfaz de aislamiento "SISMO X" (V_{bx}).	$V_{bx} =$	1851.38	[kN]
Fuerza cortante para los elementos por debajo de la interfaz de aislamiento "SISMO Y" (V_{by}).	$V_{by} =$	1794.37	[kN]

B) Fuerza cortante de diseño mínima.

Rigidez mínima del sistema:	$K_{Dmin} =$	24089.62	[kN/m]
Rigidez máxima del sistema ($K_{Dmax} = 1.25K_{Dmin}$):	$K_{Dmax} =$	30112.03	[kN/m]
Corte de diseño del sistema de aislamiento y de los elementos por debajo de la interfaz de aislamiento ($V_b = K_{Dmax} D_D$):	$V_b =$	4467.35	[kN]
Fuerza cortante de diseño a ser tomada en el análisis dinámico ($V_{b-dinámico} = 100\% V_b$ (*)):	$V_{b-dinámico} =$	4467.35	[kN]
Ductilidad de la súper estructura:	$R =$	2	
Corte de diseño para los elementos por sobre la interfaz de aislamiento ($V_s = V_b / R$).	$V_s =$	2233.68	[kN]

La fuerza cortante " V_s ", debe ser mayor que las siguientes tres condiciones:

1).- " V_s " no debe ser menor que la fuerza cortante de una estructura de base fija con el mismo peso sísmico y con el periodo objetivo del sistema de aislamiento.

Periodo objetivo:	$T_D =$	2.5	[seg]
Coefficiente "R" de la estructura con base fija.	$R_x = R_y =$	8	(Pórticos)
Factor de zona:	$Z_3 =$	0.35	[g]
Factor de uso o importancia:	$U =$	1.50	[Esencial]
Factor de suelo:	$S_1 =$	1.00	
Periodo " T_p " que define la plataforma del espectro:	$T_p =$	0.40	[seg]
Coefficiente de amplificación $C = 2.5(T_p / T_D)$:	$C =$	0.40	
Fuerza de corte en la base $V_{base\ fijado} = (ZUCS/R) \cdot W$:	$V_{base\ fijado} =$	1015.40	[kN]

2).- " V_s " no debe ser menor que 1.5 veces la fuerza requerida para activar el sistema de aislamiento " V_Q ".

Fuerza característica del conjunto de deslizadores:	$Q_{desl.} =$	197.81	[kN]
Fuerza característica del conjunto de aisladores LRB:	$Q_{LRB} =$	1356.58	[kN]
Fuerza requerida para activar el sistema [$V_Q = 1.5(Q_{desl.} + Q_{LRB})$]:	$V_Q =$	2331.57	[kN]

3).- " V_s " no debe ser menor que la fuerza de corte basal correspondiente a la carga de diseño por viento.

Se desestima esta tercera condición puesto que los vientos en la ciudad de Ayacucho están en el rango de 2-3 m/s y no generan fuerzas de corte elevadas.

Por lo tanto elegimos:	$V_s =$	2331.57	[kN]
------------------------	---------	---------	------

Fuerza cortante de diseño a ser tomada en el análisis dinámico ($V_{s-dinámico} = 100\% V_s$ (*)):	$V_{s-dinámico} =$	2331.57	[kN]
---	--------------------	---------	------

(*) Al realizar el diseño de una estructura irregular, las fuerzas cortantes mínimas son tomados el 100% de los valores calculados, en estructuras regulares se toma el 90% V_b y el 80% V_s .

C) Comparación.

C.1) Análisis de la superestructura.

Cortante obtenido del análisis modal espectral.

Cortante mínimo:

Comparación:

Factor de escala:

Vs	
Dirección "X"	Dirección "Y"
1704.41	1727.97
2331.57	
NO CUMPLE	NO CUMPLE
1.37	1.35

Aplicando un factor de escala de 1.38 tenemos:

Cortante obtenido del análisis modal espectral.

Cortante mínimo:

Comparación:

Vs	
Dirección "X"	Dirección "Y"
2351.97	2384.43
2331.57	
OK	OK

C.2) Análisis de la subestructura.

Cortante obtenido del análisis modal espectral.

Cortante mínimo:

Comparación:

Factor de escala:

Vb	
Dirección "X"	Dirección "Y"
1851.38	1794.37
4467.35	
NO CUMPLE	NO CUMPLE
2.41	2.49

Aplicando un factor de escala de 2.49 tenemos:

Cortante obtenido del análisis modal espectral.

Cortante mínimo:

Comparación:

Vb	
Dirección "X"	Dirección "Y"
4609.28	4467.36
4467.35	
OK	OK

III.2. Verificación de los desplazamientos de diseño.

A) Desplazamientos de diseño "D_D" obtenidos del análisis estructural.

El desplazamiento de diseño "D_D" corresponde al movimiento de la losa de aislamiento como cuerpo rígido, tenemos del análisis:

Desplazamiento de diseño en la dirección "X"	$D_{DX} =$	152.78	[mm]
Desplazamiento total de diseño en la dirección "X"	$D_{TDX} =$	168.05	[mm]
Desplazamiento total máximo en la dirección "X"	$D_{TMX} =$	252.08	[mm]
Desplazamiento de diseño en la dirección "Y"	$D_{DY} =$	138.01	[mm]
Desplazamiento total de diseño en la dirección "Y"	$D_{TDY} =$	151.82	[mm]
Desplazamiento total máximo en la dirección "Y"	$D_{TMY} =$	227.72	[mm]

B) Desplazamientos de diseño mínima.

Desplazamiento total de diseño en la dirección "X" e "Y"	$D_{TD} =$	163.19	[mm]
Desplazamiento total de diseño mínimo ($D_{TD-min} = 0.90D_{TD}$):	$D_{TD-min} =$	146.87	[mm]
Desplazamiento total máximo en la dirección "X" e "Y"	$D_{TM} =$	203.99	[mm]
Desplazamiento total de diseño mínimo ($D_{TM-min} = 0.80D_{TM}$):	$D_{TM-min} =$	163.19	[mm]

C) Comparación.

Desp. análisis modal:

Desp. mínimos:

Comparación:

D _{TD}		D _{TM}	
Dirección "X"	Dirección "Y"	Dirección "X"	Dirección "Y"
168.05	151.82	252.08	227.72
146.87		163.19	
OK	OK	OK	OK

III.3. Verificación de las derivas de piso.

Las derivas máximas de piso estipulados por la norma dependen del tipo de análisis que se ha de llevar acabo, para nuestro caso se realizó el análisis espectral al que corresponde un valor límite de deriva de 0.002.

Dirección "X":

PISO	Altura (m)	Desp. (mm)	Δ (Elástico)	Δ (Inelástico) $0.75 \cdot R \cdot \Delta$ (Elás.)	Δ (máxima)	Comprobación
Piso 4	18.661	90.1901	0.000346	0.000518	0.002	OK
Piso 3	14.241	88.6628	0.000354	0.000532	0.002	OK
Piso 2	9.821	87.0964	0.000360	0.000541	0.002	OK
Piso 1	5.401	85.5030	0.000271	0.000407	0.002	OK
AISLACION		84.0393				

Dirección "Y":

PISO	Altura (m)	Desp. (mm)	Δ (Elástico)	Δ (Inelástico) $0.75 \cdot R \cdot \Delta$	Δ (máxima)	Comprobación
Piso 4	18.661	79.4884	0.000204	0.000306	0.002	OK
Piso 3	14.241	78.5864	0.000212	0.000318	0.002	OK
Piso 2	9.821	77.6501	0.000206	0.000309	0.002	OK
Piso 1	5.401	76.7400	0.000155	0.000233	0.002	OK
AISLACION		75.9003				

ANEXO 1.2

DISEÑO POR FLEXIÓN - DIRECCIÓN "X"

PISO:	Aislación	b (cm)=	100	# Capas=	1	f'c (Kg/cm ²)=	245	β ₁ =	0.85
Entre ejes:	"C3 Y C4"	h (cm)=	25	d (cm)=	22	f _y (Kg/cm ²)=	4200	φ=	0.90



	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4		
Longitud (m)=	2.13			7.10			5.50			3.73		
	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(-)
Mu (tonf-m)/m=	0.40	0.30	0.48	1.22	2.00	4.18	4.18	1.70	0.35	0.90	1.28	0.09
Mu (tonf-m)=	0.40	0.30	0.48	1.22	2.00	4.18	4.18	1.70	0.35	0.90	1.28	0.09
w=	0.0038	0.0028	0.0045	0.0115	0.0190	0.0401	0.0401	0.0161	0.0033	0.0085	0.0121	0.0008
ρ _{calculado} =	0.0002	0.0002	0.0003	0.0007	0.0011	0.0023	0.0023	0.0009	0.0002	0.0005	0.0007	0.0000
ρ _{máxima} =	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187
ρ _{mínima} =	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018
ρ _{A UTILIZAR} =	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0023	0.0023	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018
As(cm ²)=	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	5.15	5.15	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96

ACERO POSITIVO

Ac ⁽⁺⁾ Corrid.=		φ3/8"			φ3/8"			φ3/8"			φ3/8"	
s(m)=		0.18			0.18			0.18			0.18	
	→	IZQ. A DER.	→	→	IZQ. A DER.	→	→	IZQ. A DER.	→	→	IZQ. A DER.	→
Pto. De inflexión.	No cortar		1.43	0.49		5.93	1.16		5.37	0.35		No cortar
1ra Condición=			1.65	0.27		6.15	0.94		5.59	0.13		
2da Condición=			1.48	3.13		3.97	2.33		3.17	1.44		
CORTAR EN:	No cortar		1.65	0.27		6.15	0.94		5.59	0.13		No cortar

ACERO NEGATIVO

Ac ⁽⁻⁾ Corrid.=	φ3/8"		φ3/8"	φ3/8"		φ3/8"	φ3/8"		φ3/8"	φ3/8"		φ3/8"
s(m)=	0.18		0.18	0.18		0.14	0.14		0.18	0.18		0.18
	→		←	→		←	→		←	→		←
Pto. De inflexión.	No cortar		0.70	0.49		1.17	1.16		0.13	0.35		No cortar
1ra Condición=			0.92	0.71		1.39	1.38		0.35	0.57		
2da Condición=			0.55	0.55		0.55	0.55		0.55	0.55		
CORTAR EN:	No cortar		0.92	0.71		1.39	1.38		0.55	0.57		No cortar

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4
Longitud (m)=	2.125	7.100	5.500	3.725
	V_u	V_u	V_u	V_u
V _u (tonf)=	1.20	2.30	2.50	1.90
V _{ud} (tonf)=	0.95	2.16	2.30	1.68
V _c (tonf)=	18.25	18.25	18.25	18.25
φV _c (tonf)=	15.51	15.51	15.51	15.51
Verificación:	No requiere estribo	No requiere estribo	No requiere estribo	No requiere estribo

ANEXO 1.2

DISEÑO POR FLEXIÓN - DIRECCIÓN "X"

PISO:	Aislación	b (cm)=	100	# Capas=	1	f'c (Kg/cm ²)=	245	β ₁ =	0.85
Entre ejes:	"C3 Y C4"	h (cm)=	25	d (cm)=	22	f _y (Kg/cm ²)=	4200	φ=	0.90



	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4		
Longitud (m)=	2.13			7.10			5.50			3.73		
	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(-)
Mu (tonf-m)/m=	0.40	0.30	0.48	1.22	2.00	4.18	4.18	1.70	0.35	0.90	1.28	0.09
Mu (tonf-m)=	0.40	0.30	0.48	1.22	2.00	4.18	4.18	1.70	0.35	0.90	1.28	0.09
w=	0.0038	0.0028	0.0045	0.0115	0.0190	0.0401	0.0401	0.0161	0.0033	0.0085	0.0121	0.0008
ρ _{calculado} =	0.0002	0.0002	0.0003	0.0007	0.0011	0.0023	0.0023	0.0009	0.0002	0.0005	0.0007	0.0000
ρ _{máxima} =	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187
ρ _{mínima} =	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018
ρ _{A UTILIZAR} =	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0023	0.0023	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018
As(cm ²)=	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	5.15	5.15	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96

ACERO POSITIVO

Ac ⁽⁺⁾ Corrid.=		φ3/8"			φ3/8"			φ3/8"			φ3/8"	
s(m)=		0.18			0.18			0.18			0.18	
	→	IZQ. A DER.	→	→	IZQ. A DER.	→	→	IZQ. A DER.	→	→	IZQ. A DER.	→
Pto. De inflexión.	No cortar		1.43	0.49		5.93	1.16		5.37	0.35		No cortar
1ra Condición=			1.65	0.27		6.15	0.94		5.59	0.13		
2da Condición=			1.48	3.13		3.97	2.33		3.17	1.44		
CORTAR EN:	No cortar		1.65	0.27		6.15	0.94		5.59	0.13		No cortar

ACERO NEGATIVO

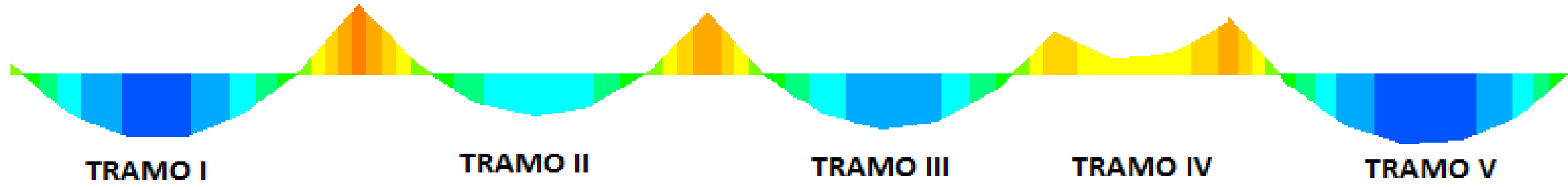
Ac ⁽⁻⁾ Corrid.=	φ3/8"		φ3/8"	φ3/8"		φ3/8"	φ3/8"		φ3/8"	φ3/8"		φ3/8"
s(m)=	0.18		0.18	0.18		0.14	0.14		0.18	0.18		0.18
	→		←	→		←	→		←	→		←
Pto. De inflexión.	No cortar		0.70	0.49		1.17	1.16		0.13	0.35		No cortar
1ra Condición=			0.92	0.71		1.39	1.38		0.35	0.57		
2da Condición=			0.55	0.55		0.55	0.55		0.55	0.55		
CORTAR EN:	No cortar		0.92	0.71		1.39	1.38		0.55	0.57		No cortar

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4
Longitud (m)=	2.125	7.100	5.500	3.725
	V_u	V_u	V_u	V_u
V _u (tonf)=	1.20	2.30	2.50	1.90
V _{ud} (tonf)=	0.95	2.16	2.30	1.68
V _c (tonf)=	18.25	18.25	18.25	18.25
φV _c (tonf)=	15.51	15.51	15.51	15.51
Verificación:	No requiere estribo	No requiere estribo	No requiere estribo	No requiere estribo

DISEÑO POR FLEXIÓN - DIRECCIÓN "Y"

PISO:	Aislación	b (cm)=	100	# Capas=	1	f'c (Kg/cm ²)=	245	β ₁ =	0.85
Entre ejes:	"CB Y CC"	h (cm)=	25	d (cm)=	22	f _y (Kg/cm ²)=	4200	φ=	0.90



	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4			TRAMO 5		
Longitud (m)=	6.725			6.700			6.700			3.10			6.725		
Mu (tonf-m)/m=	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)
Mu (tonf-m)=	0.57	2.29	3.94	3.94	1.84	3.52	3.52	2.04	2.33	2.33	0.79	3.07	3.07	2.60	0.12
w=	0.0054	0.0217	0.0378	0.0378	0.0174	0.0337	0.0337	0.0193	0.0221	0.0221	0.0074	0.0293	0.0293	0.0247	0.0011
ρ _{calculado} =	0.0003	0.0013	0.0022	0.0022	0.0010	0.0020	0.0020	0.0011	0.0013	0.0013	0.0004	0.0017	0.0017	0.0014	0.0001
ρ _{máxima} =	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187
ρ _{mínima} =	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018
ρ _{A UTILIZAR} =	0.0018	0.0018	0.0022	0.0022	0.0018	0.0020	0.0020	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018
As(cm ²)=	3.96	3.96	4.85	4.85	3.96	4.32	4.32	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96
ACERO POSITIVO															
Ac ⁽⁺⁾ Corrid.=		φ3/8"			φ3/8"			φ3/8"			φ3/8"			φ3/8"	
s(m)=		0.18			0.18			0.18			0.18			0.18	
	→	IZQ. A DER.	→	→	IZQ. A DER.	→	→	IZQ. A DER.	→	→	IZQ. A DER.	→	→	IZQ. A DER.	→
Pto. De inflexión.	No cortar		5.72	1.25		5.69	0.87		6.03	No cortar		No cortar	0.70		No cortar
1ra Condición=			5.94	1.03		5.91	0.65		6.25				0.48		
2da Condición=			3.78	2.93		3.77	2.93		3.77				2.94		
CORTAR EN:	No cortar		5.94	1.03		5.91	0.65		6.25	No cortar		No cortar	0.48		No cortar
ACERO NEGATIVO															
Ac ⁽⁻⁾ Corrid.=	φ3/8"		φ3/8"	φ3/8"		φ3/8"	φ3/8"		φ3/8"	φ3/8"		φ3/8"	φ3/8"		φ3/8"
s(m)=	0.18		0.15	0.15		0.16	0.16		0.18	0.18		0.18	0.18		0.18
	→		←	→		←	→		←	→		←	→		←
Pto. De inflexión.	No cortar		1.01	1.25		1.03	0.87		0.70	No cortar		No cortar	0.70		No cortar
1ra Condición=			1.23	1.47		1.25	1.09		0.92				0.92		
2da Condición=			0.55	0.55		0.55	0.55		0.55				0.55		
CORTAR EN:	No cortar		1.23	1.47		1.25	1.09		0.92	No cortar		No cortar	0.92		No cortar
DISEÑO POR FUERZA CORTANTE															
	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4			TRAMO 5		
Longitud (m)=	6.725			6.700			6.700			3.100			6.725		
	V _u			V _u			V _u			V _u			V _u		
V _u (tonf)=	2.18			2.63			2.90			1.49			2.71		
V _{ud} (tonf)=	2.04			2.46			2.71			1.28			2.53		
V _c (tonf)=	18.25			18.25			18.25			18.25			18.25		
φV _c (tonf)=	15.51			15.51			15.51			15.51			15.51		
Verificación:	No requiere estribo			No requiere estribo			No requiere estribo			No requiere estribo			No requiere estribo		

ANEXO 1.3

DISEÑO POR FLEXIÓN DIRECCIÓN "X"

PISO:	Aislación	b (cm)=	30	# Capas=	1	f'c (Kg/cm ²)=	245	β ₁ =	0.85
EJE:	"C3"	h (cm)=	65	d (cm)=	59	f _y (Kg/cm ²)=	4200	φ=	0.90

	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4		
Sección	V. 30X65			V. 30X65			V. 30X65			V. 30X65		
Longitud (m)=	2.10			7.10			5.50			2.30		
	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)
Mu (tonf-m)=	23.30	Min	7.32	28.00	18.86	31.01	29.65	11.73	18.70	8.92	Min	19.31
Mud (tonf-m)=	23.30	Min	28.00	18.86	31.01	11.73	18.70	Min	19.31			
w=	0.1081		0.1319	0.0863	0.1475	0.0526	0.0855		0.0885			
ρ=	0.0063		0.0077	0.0050	0.0086	0.0031	0.0050		0.0052			
ρ _b =	0.0187		0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187		0.0187			
Estado =	F.Dúctil		F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil		F.Dúctil			F.Dúctil
As(cm ²)=	11.16		13.61	8.91	15.23	5.43	8.83		9.14			
As-min(cm ²)=	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94		5.94		5.94	5.94
As-prov.(cm ²)=	11.16	5.94	13.61	8.91	15.23	5.94	8.83		5.94		5.94	9.14
Varillas elegidas.	3φ3/4"+ 2φ1/2"	2φ3/4"+ 1φ1/2"	3φ3/4"+ 3φ5/8"	2φ3/4"+ 2φ5/8"	4φ3/4"+ 2φ5/8"	2φ3/4"+ 1φ1/2"	2φ3/4"+ 2φ5/8"		2φ3/4"+ 2φ5/8"		2φ3/4"+ 1φ1/2"	2φ3/4"+ 2φ5/8"

ACERO NEGATIVO

Ac ⁽⁻⁾ Corrid.=	2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"	
As ⁽⁻⁾ (cm ²)=	5.70		5.70		5.70		5.70		5.70		5.70	
a (cm)=	3.83		3.83		3.83		3.83		3.83		3.83	
Mu (tonf-m)=	12.30		12.30		12.30		12.30		12.30		12.30	
	CORTAR		CORTAR		CORTAR		CORTAR		CORTAR		CORTAR	
	1φ3/4"		1φ3/4"		2φ3/4"		2φ5/8"		2φ5/8"		2φ5/8"	
	→		← →		← →		← →		← →		←	
Pto. Cort. Teór.=	0.85		0.35	0.96		1.21	1.05		0.58	0.50		0.88
	PARA φ 3/4"		PARA φ 3/4"		PARA φ 3/4"		PARA φ 5/8"		PARA φ 5/8"		PARA φ 5/8"	
1ra Condición=	1.44		0.94	1.55		1.80	1.64		1.17	1.09		1.47
2da Condición=	1.09		1.09	1.09		1.09	1.09		0.91	0.91		0.91
CORTAR EN:	1.44		1.09	1.55		1.80	1.64		1.17	1.09		1.47

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE DIRECCIÓN "X"

	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4
Sección	V. 30X65			
Longitud (m)=	V. 30X65			
	V. 30X65			
V _{ud} (tonf)=	18.90	25.98	23.27	12.10
V _c (tonf)=	14.68	14.68	14.68	14.68
φV _c (tonf)=	12.48	12.48	12.48	12.48
Verificación:	Requiere estribos	Requiere estribos	Requiere estribos	Requiere estribo mínimo
V _s (tonf)=	7.55	15.88	12.69	
V _{s-max} (tonf)=	58.18	58.18	58.18	
Verificación:	OK	OK	OK	
Estribos	3/8"	3/8"	3/8"	
s (cm) ¹ =	46.60	22.16	27.72	
V _{s-lim} =	30.48	30.48	30.48	
s -max (cm) ² =	29.50	29.50	29.50	
De ^(1,2) s(cm)=	29.50	22.16	27.72	

DISEÑO POR FLEXIÓN DIRECCIÓN "Y"

PISO:	1ER	b (cm)=	30	# Capas=	1	f'c (Kg/cm ²)=	245	β ₁ =	0.85
EJE:	"CC"	h (cm)=	65	d (cm)=	59	f _y (Kg/cm ²)=	4200	φ=	0.90

	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4			TRAMO 5		
Sección	V. 30X65			V. 30X65			V. 30X65			V. 30X65			V. 30X65		
Longitud (m)=	6.725			6.700			6.700			3.10			6.725		
	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)
Mu (tonf-m)=	20.64	16.52	29.12	26.76	14.68	28.10	27.18	16.57	26.87	13.63	Min	15.76	27.75	20.23	24.92
Mud (tonf-m)=	20.64	16.52	29.12	14.68	28.10	16.57	26.87	Min	27.75	20.23	24.92				
w=	0.0950	0.0751	0.1376	0.0663	0.1324	0.0753	0.1261		0.1306	0.0930	0.1162				
ρ=	0.0055	0.0044	0.0080	0.0039	0.0077	0.0044	0.0074		0.0076	0.0054	0.0068				
ρ _b =	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187		0.0187	0.0187	0.0187				
Estado =	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil		F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil				
As(cm ²)=	9.80	7.75	14.21	6.85	13.67	7.78	13.02		13.48	9.60	12.00				
As-min(cm ²)=	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94		5.94	5.94	5.94				
As-prov.(cm ²)=	9.80	7.75	14.21	6.85	13.67	7.78	13.02		13.48	9.60	12.00				
Varillas elegidas.	3φ3/4"+ 1φ1/2"	2φ3/4"+ 2φ1/2"	3φ3/4"+ 3φ5/8"	2φ3/4"+ 1φ1/2"	3φ3/4"+ 3φ5/8"	2φ3/4"+ 2φ1/2"	3φ3/4"+ 3φ5/8"		2φ3/4"+ 1φ1/2"	3φ3/4"+ 3φ5/8"	2φ3/4"+ 2φ5/8"				
ACERO NEGATIVO															
Ac ⁽⁻⁾ Corrid.=	2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"
As ⁽⁻⁾ (cm ²)=	5.70		5.70		5.70		5.70		5.70		5.70		5.70		5.70
a (cm)=	3.83		3.83		3.83		3.83		3.83		3.83		3.83		3.83
Mu (tonf-m)=	12.30		12.30		12.30		12.30		12.30		12.30		12.30		12.30
	CORTAR		CORTAR		CORTAR		CORTAR		CORTAR		CORTAR		CORTAR		CORTAR
	1φ3/4"		1φ3/4"		1φ3/4"		1φ3/4"		1φ3/4"		1φ3/4"		1φ3/4"		1φ3/4"
	→		← →		← →		← →		← →		← →		← →		←
Pto. Cort. Teór.=	0.63		1.05	0.96	1.01	0.95	0.95	0.40	0.57	0.95	0.77				
	PARA φ 3/4"		PARA φ 3/4"		PARA φ 3/4"		PARA φ 3/4"		PARA φ 3/4"		PARA φ 3/4"				PARA φ 3/4"
1ra Condición=	1.22		1.64	1.55	1.60	1.54	1.54	0.99	0.20	1.54	1.36				
2da Condición=	1.09		0.91	0.91	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	0.73				
CORTAR EN:	1.22		1.64	1.55	1.60	1.54	1.54	1.09	1.09	1.54	1.36				

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE DIRECCIÓN "Y"

	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4			TRAMO 5		
Sección	V. 30X65			V. 30X65			V. 30X65			V. 30X65			V. 30X65		
Longitud (m)=	6.725			6.700			6.700			3.100			6.725		
	Vu			Vu			Vu			Vu			Vu		
V _{ud} (tonf)=	22.79			22.73			24.51			11.00			25.79		
V _c (tonf)=	14.68			14.68			14.68			14.68			14.68		
φV _c (tonf)=	12.48			12.48			12.48			12.48			12.48		
Verificación:	Requiere estribos			Requiere estribos			Requiere estribos			Requiere estribo mínimo			Requiere estribos		
V _s (tonf)=	12.13			12.06			14.15						15.66		
V _{s-max} (tonf)=	58.18			58.18			58.18						58.18		
Verificación:	OK			OK			OK						OK		
Estribos	3/8"			3/8"			3/8"						3/8"		
s (cm) ¹ =	29.01			29.18			24.86						22.47		
V _{s-lim} =	30.48			30.48			30.48						30.48		
s-max (cm) ² =	29.50			29.50			29.50						29.50		
De ^(1,2) s(cm)=	29.01			29.18			24.86						22.47		

ANEXO 1.4

DISEÑO POR FLEXIÓN DIRECCIÓN "X"

PISO:	Aislación	b (cm)=	30	# Capas=	1	f'c (Kg/cm ²)=	245	β ₁ =	0.85
EJE:	"C3"	h (cm)=	75	d (cm)=	69	f _y (Kg/cm ²)=	4200	φ=	0.90

Sección	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4		
	V. 30X75			V. 30X75			V. 30X75			V. 30X75		
Longitud (m)=	1.300			6.300			4.700			2.30		
	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)
Mu (tonf-m)=	6.94	Min	6.50	8.75	19.61	24.33	23.52	10.13	2.90	1.82	8.52	3.41
Mud (tonf-m)=	6.94	Min	8.75	19.61	24.33	10.13	2.90	8.52	3.41			
w=	0.0223		0.0283	0.0647	0.0811	0.0328	0.0093	0.0275	0.0109			
ρ=	0.0013		0.0016	0.0038	0.0047	0.0019	0.0005	0.0016	0.0006			
ρ _b =	0.0187		0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187			
Estado =	F.Dúctil			F.Dúctil			F.Dúctil			F.Dúctil		
As(cm ²)=	2.70		3.41	7.82	9.80	3.96	1.12	3.32	1.32			
As-min(cm ²)=	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95
As-prov.(cm ²)=	6.95	6.95	6.95	7.82	9.80	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95
Varillas elegidas.	2φ3/4"+ 1φ1/2"	2φ3/4"+ 1φ1/2"	2φ3/4"+ 1φ1/2"	2φ3/4"+ 2φ1/2"	3φ3/4"+ 1φ1/2"	2φ3/4"+ 1φ1/2"	2φ3/4"+ 1φ1/2"	2φ3/4"+ 1φ1/2"	2φ3/4"+ 1φ1/2"	2φ3/4"+ 1φ1/2"	2φ3/4"+ 1φ1/2"	2φ3/4"+ 1φ1/2"

ACERO NEGATIVO

Ac ⁽⁻⁾ Corrid.=	2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"
As ⁽⁻⁾ (cm ²)=	5.70		5.70		5.70		5.70		5.70
a (cm)=	3.83		3.83		3.83		3.83		3.83
Mu (tonf-m)=	14.45		14.45		14.45		14.45		14.45
	CORTAR P.I		MINIMO		CORTAR		MINIMO		CORTAR P.I
	1φ1/2"		1φ1/2"		1φ3/4"		1φ1/2"		1φ1/2"
	→		← →		← →		← →		←
Pto. Cort. Teór.=	0.50		0.50	0.50	0.61	0.61	0.50	0.50	0.50
	PARA φ 1/2"		PARA φ 1/2"		PARA φ 3/4"		PARA φ 1/2"		PARA φ 1/2"
1ra Condición=	1.19		1.19	1.19	1.30	1.30	1.19	1.19	1.19
2da Condición=	0.73		0.73	0.73	1.09	1.09	0.73	0.73	0.73
CORTAR EN:	1.19		1.19	1.19	1.30	1.30	1.19	1.19	1.19

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE DIRECCIÓN "X"

Sección	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4		
	V. 30X75			V. 30X75			V. 30X75			V. 30X75		
Longitud (m)=	1.300			6.300			4.700			2.300		
	V _u			V _u			V _u			V _u		
V _{ud} (tonf)=	6.38			17.74			16.20			5.98		
V _c (tonf)=	17.17			17.17			17.17			17.17		
φV _c (tonf)=	14.60			14.60			14.60			14.60		
Verificación:	Requiere estribo mínimo			Requiere estribos			Requiere estribos			Requiere estribo mínimo		
V _s (tonf)=				3.70			1.89					
V _{s-max} (tonf)=				68.04			68.04					
Verificación:				OK			OK					
Estribos				3/8"			3/8"					
s (cm) ¹ =				111.27			218.14					
V _{s-lim} =				35.64			35.64					
s-max (cm) ² =				34.50			34.50					
De ^(1,2) s(cm)=				34.50			34.50					

DISEÑO POR FLEXIÓN DIRECCIÓN "Y"

PISO:	Aislación	b (cm)=	30	# Capas=	1	f'c (Kg/cm²)=	245	β₁=	0.85
EJE:	"CC"	h (cm)=	75	d (cm)=	69	fy (Kg/cm²)=	4200	φ=	0.90

Sección	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4			TRAMO 5		
	V. 30X75			V. 30X75			V. 30X75			V. 30X75			V. 30X75		
Longitud (m)=	5.900			5.900			5.900			2.30			5.900		
	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)	Mu(-)	Mu(+)	Mu(-)
Mu (tonf-m)=	7.53	20.27	22.61	20.71	11.10	19.14	18.23	17.95	10.02	14.26	Min	20.55	17.27	25.45	7.69
Mud (tonf-m)=	7.53	20.27	22.61	20.71	11.10	19.14	18.23	17.95	10.02	14.26	Min	20.55	17.27	25.45	7.69
w=	0.0243	0.0670	0.0751	0.0751	0.0360	0.0631	0.0631	0.0591	0.0466	0.0466	Min	0.0680	0.0680	0.0851	0.0248
ρ=	0.0014	0.0039	0.0044	0.0044	0.0021	0.0037	0.0037	0.0034	0.0027	0.0027	Min	0.0040	0.0040	0.0050	0.0014
ρ _b =	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187	Min	0.0187	0.0187	0.0187	0.0187
Estado =	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil	F.Dúctil
As(cm²)=	2.93	8.09	9.07	9.07	4.35	7.62	7.62	7.13	5.62	5.62	Min	8.21	8.21	10.27	2.99
As-min(cm²)=	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95	6.95
As-prov.(cm²)=	6.95	8.09	9.07	9.07	6.95	7.62	7.62	7.13	6.95	6.95	6.95	8.21	8.21	10.27	6.95
Varillas elegidas.	2φ3/4"+ 1φ1/2"	2φ3/4"+ 2φ1/2"	2φ3/4"+ 2φ5/8"		2φ3/4"+ 1φ1/2"	2φ3/4"+ 1φ5/8"		2φ3/4"+ 1φ5/8"	2φ3/4"+ 1φ1/2"		2φ3/4"+ 1φ1/2"	2φ3/4"+ 2φ1/2"		3φ3/4"+ 1φ5/8"	2φ3/4"+ 1φ1/2"

ACERO POSITIVO

Ac ⁽⁺⁾ Corrid.=	2φ3/4"+1φ1/2"			2φ3/4"+ 1φ1/2"			2φ3/4"			2φ3/4"+ 1φ1/2"			3φ3/4"		
As ⁽⁺⁾ (cm²)=	6.99			6.99			5.70			6.99			8.55		
a (cm)=	4.70			4.70			3.83			4.70			5.75		
Mu (tonf-m)=	17.61			17.61			14.45			17.61			21.37		
Verificación:	CORTAR			NO CORTAR			CORTAR			NO CORTAR			CORTAR		
	1φ1/2"						1φ5/8"						1φ5/8"		
→	→ →			→ →			→ →			→ →			→ →		
Pto. Cort. Teór.=	1.65		3.00				2.22		3.94				2.37		4.26
1ra Condición=	0.96		3.69				1.53		4.63				1.68		4.95
2da Condición=	1.80		2.92				2.83		4.23				2.83		4.23
CORTAR EN:	0.96		3.69	No cortar		No cortar	1.53		4.63	No cortar		No cortar	1.68		4.95

ACERO NEGATIVO

Ac ⁽⁻⁾ Corrid.=	2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"		2φ3/4"
As ⁽⁻⁾ (cm²)=	5.70		5.70		5.70		5.70		5.70		5.70		5.70		5.70
a (cm)=	3.83		3.83		3.83		3.83		3.83		3.83		3.83		3.83
Mu (tonf-m)=	14.45		14.45		14.45		14.45		14.45		14.45		14.45		14.45
	CORTAR P.I		CORTAR		CORTAR		CORTAR		CORTAR P.I		CORTAR		CORTAR		CORTAR P.I
	1φ1/2"		2φ5/8"		1φ5/8"		1φ1/2"		2φ1/2"		2φ1/2"		2φ1/2"		1φ1/2"
→			← →		← →		← →		← →		← →		← →		←
Pto. Cort. Teór.=	0.80		0.47	0.42			0.34	0.25			0.70		0.20		0.80
	PARA φ 1/2"		PARA φ 5/8"		PARA φ 5/8"		PARA φ 5/8"		PARA φ 1/2"		PARA φ 1/2"		PARA φ 1/2"		PARA φ 1/2"
1ra Condición=	1.49		1.16	1.11			1.03	0.94			1.39		0.89		1.49
2da Condición=	0.73		0.91	0.91			0.91	0.91			0.73		0.73		0.73
CORTAR EN:	1.49		1.16	1.11			1.03	0.94			1.39		0.89		1.49

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE DIRECCIÓN "Y"

Sección	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4	TRAMO 5
	V. 30X75	V. 30X75	V. 30X75	V. 30X75	V. 30X75
Longitud (m)=	5.900	5.900	5.900	2.300	5.900
	Vu	Vu	Vu	Vu	Vu
V _{ud} (tonf)=	17.75	15.49	16.54	5.30	18.31
V _c (tonf)=	17.17	17.17	17.17	17.17	17.17
φV _c (tonf)=	14.60	14.60	14.60	14.60	14.60
Verificación:	Requiere estribos	Requiere estribos	Requiere estribos	Requiere estribo mínimo	Requiere estribos
V _s (tonf)=	3.71	1.05	2.29		4.37
V _{s-max} (tonf)=	68.04	68.04	68.04		68.04
Verificación:	OK	OK	OK		OK
Estribos	3/8"	3/8"	3/8"		3/8"
s (cm) ¹ =	110.92	391.47	179.98		94.19
V _{s-lim} =	35.64	35.64	35.64		35.64
s-max (cm) ² =	34.50	34.50	34.50		34.50
De ^(1,2) s(cm)=	34.50	34.50	34.50		34.50

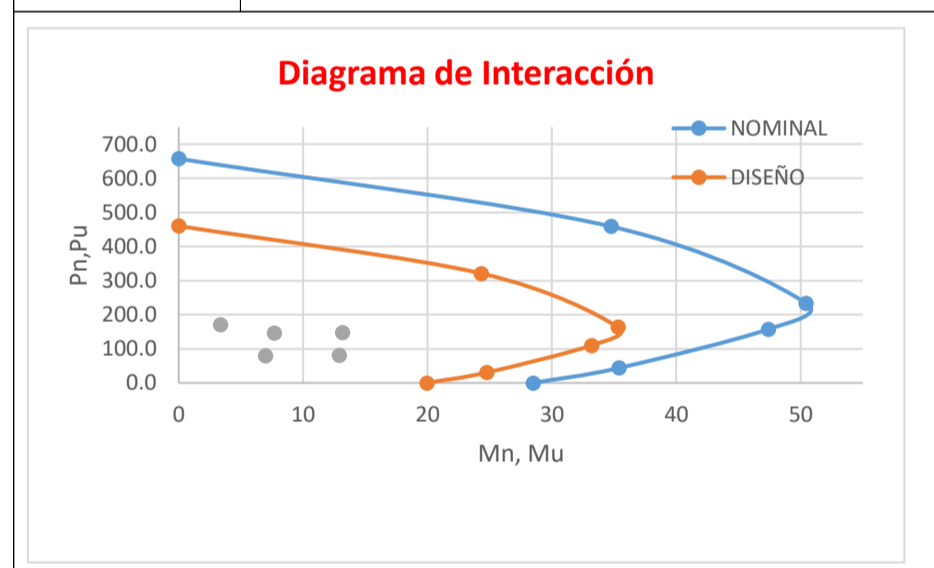
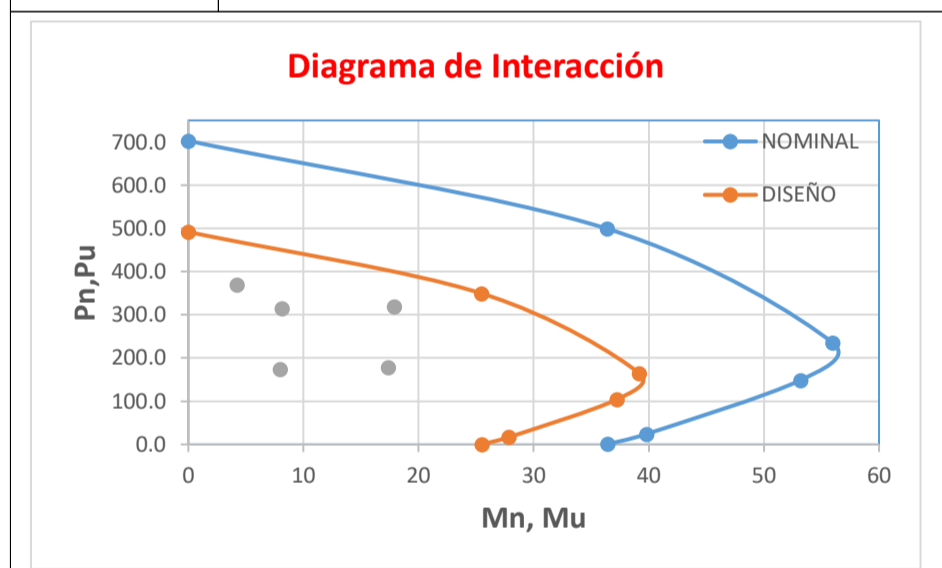
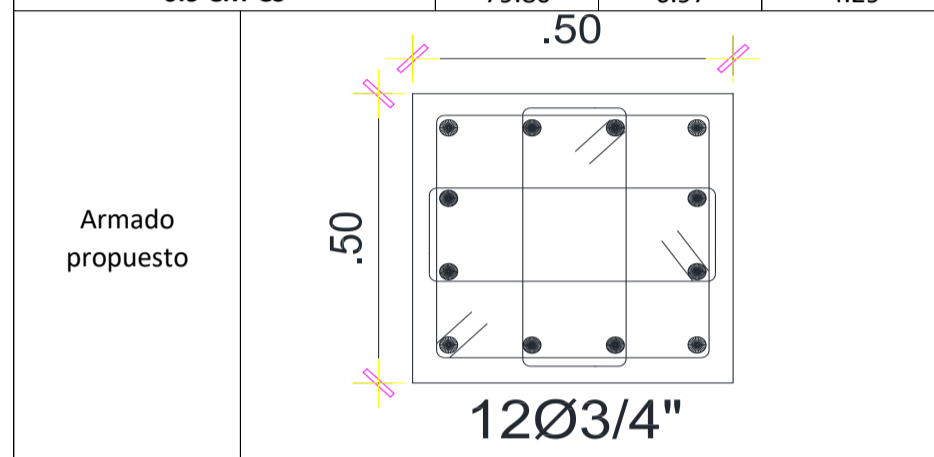
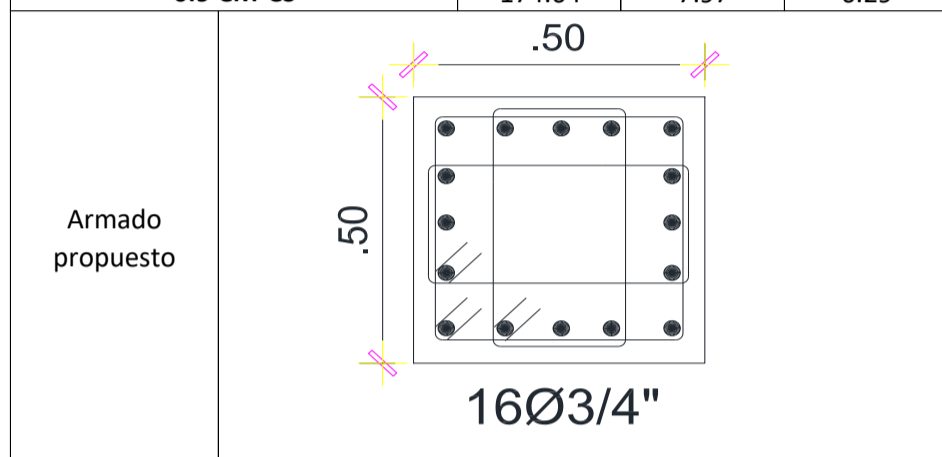
ANEXO 1.5

DISEÑO DE COLUMNA "C1"

COLUMNA "C1" , ENTRE LOS EJES CC y C3 (PRIMER PISO)	Concreto:	$f'_c =$	245	[kg/cm ²]	COLUMNA "C1" , ENTRE LOS EJES CC y C3 (TERCER PISO)	Concreto:	$f'_c =$	245	[kg/cm ²]
	Acero:	$f'_y =$	4200	[kg/cm ²]		Acero:	$f'_y =$	4200	[kg/cm ²]
		$E_s =$	2039000	[kg/cm ²]			$E_s =$	2039000	[kg/cm ²]
	Dimensiones:	$b =$	50	[cm]		Dimensiones:	$b =$	50	[cm]
		$h =$	50	[cm]			$h =$	50	[cm]
		$d =$	44	[cm]			$d =$	44	[cm]
$l_n =$		4.42	[m]	$l_n =$	3.37		[m]		

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.

COMBINACIÓN DE CARGA	PRIMER PISO			COMBINACIÓN DE CARGA	TERCER PISO		
	Pu (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)		Pu (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
1.4 CM+1.7 CV	369.24	0.58	4.23	1.4 CM+1.7 CV	171.46	1.80	3.35
1.25 (CM+CV)+CS	318.87	4.10	17.90	1.25 (CM+CV)+CS	147.30	3.14	13.14
1.25 (CM+CV)-CS	314.74	8.11	6.83	1.25 (CM+CV)-CS	145.82	7.67	4.63
0.9 CM+CS	178.78	3.97	17.36	0.9 CM+CS	81.27	2.09	12.88
0.9 CM-CS	174.64	7.97	6.29	0.9 CM-CS	79.80	6.97	4.29



DISEÑO POR CORTANTE.

Cortante última:	$V_u =$	7.05	[ton]
Aporte del concreto:	$\phi V_c =$	15.51	[ton]
	Requiere acero mínimo		
Zona de confinamiento:	$l_{o1} =$	73.67	[cm]
	$l_{o2} =$	50.00	[cm]
	$l_{o3} =$	50.00	[cm]
	tomamos:	73.67	[cm]
Fuera de la zona de confinamiento:	$l_{c1} =$	30.48	[cm]
	$l_{c2} =$	45.72	[cm]
	$l_{c3} =$	50.00	[cm]
	$l_{c4} =$	30.00	[cm]
	tomamos:	30.00	[cm]
	1@0.05, 7@0.10, rto @0.25 amb/ext.		

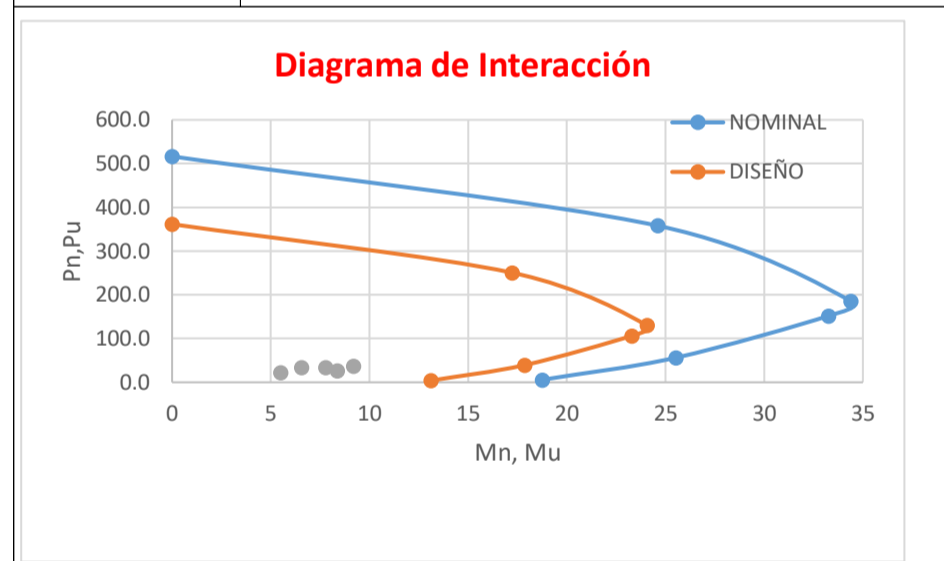
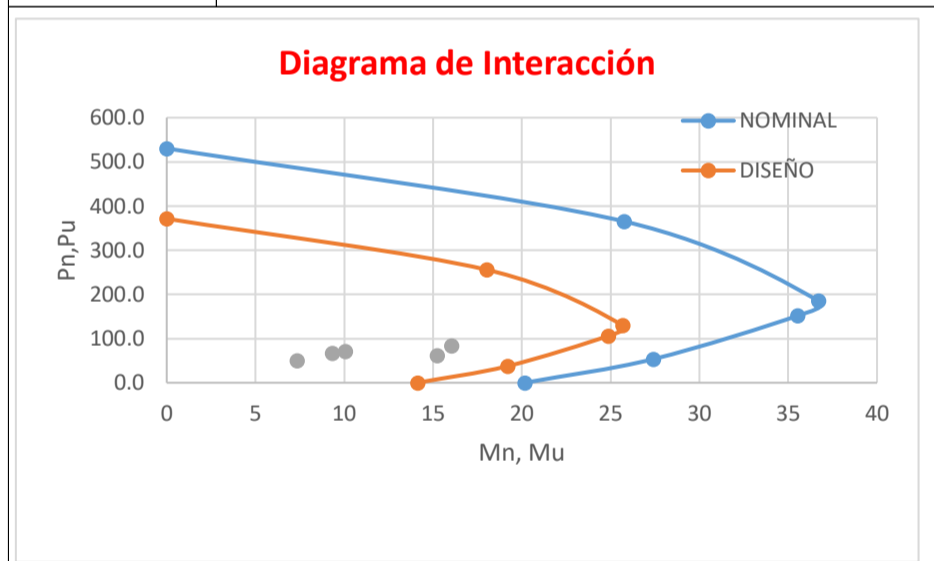
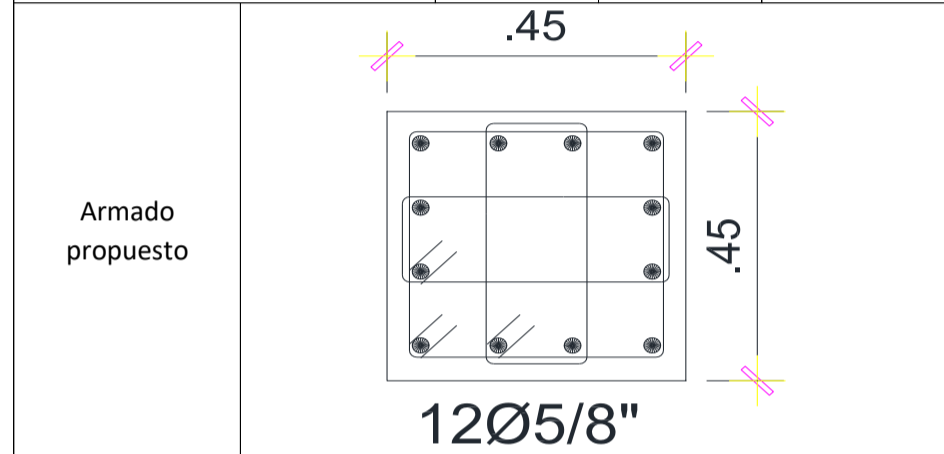
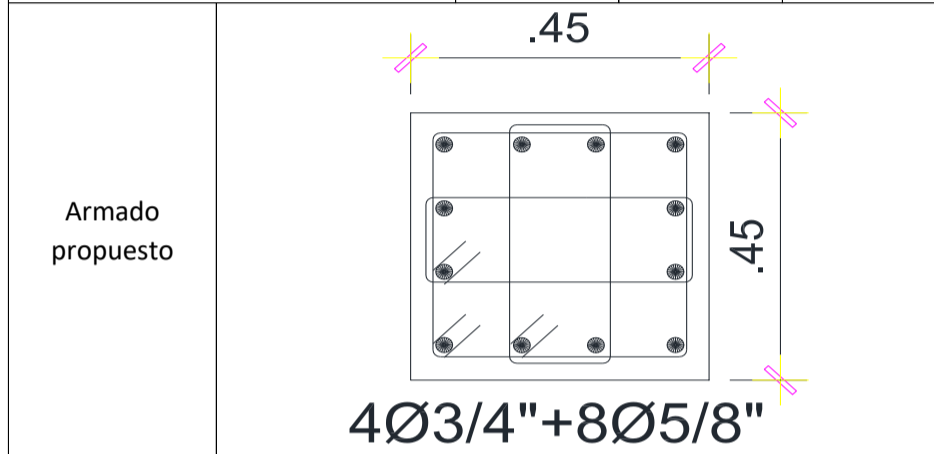
Cortante última:	$V_u =$	6.70	[ton]
Aporte del concreto:	$\phi V_c =$	15.51	[ton]
	Requiere acero mínimo		
Zona de confinamiento:	$l_{o1} =$	56.17	[cm]
	$l_{o2} =$	50.00	[cm]
	$l_{o3} =$	50.00	[cm]
	tomamos:	56.17	[cm]
Fuera de la zona de confinamiento:	$l_{c1} =$	30.48	[cm]
	$l_{c2} =$	45.72	[cm]
	$l_{c3} =$	50.00	[cm]
	$l_{c4} =$	30.00	[cm]
	tomamos:	30.00	[cm]
	1@0.05, 7@0.10, rto @0.25 amb/ext.		

DISEÑO DE COLUMNA "C2"

COLUMNA "C2" , ENTRE LOS EJES CE y C6 (PRIMER PISO)	Concreto:	$f'_c =$	245	[kg/cm ²]	COLUMNA "C2" , ENTRE LOS EJES CE y C6 (TERCER PISO)	Concreto:	$f'_c =$	245	[kg/cm ²]
	Acero:	$f'_y =$	4200	[kg/cm ²]		Acero:	$f'_y =$	4200	[kg/cm ²]
		$E_s =$	2039000	[kg/cm ²]			$E_s =$	2039000	[kg/cm ²]
		Dimensiones:	$b =$	45			[cm]	Dimensiones:	$b =$
	$h =$		45	[cm]		$h =$	45		[cm]
	$d =$		39	[cm]		$d =$	39		[cm]
	$l_n =$		4.42	[m]		$l_n =$	3.37		[m]

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.

COMBINACIÓN DE CARGA	PRIMER PISO			COMBINACIÓN DE CARGA	TERCER PISO		
	Pu (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)		Pu (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
1.4 CM+1.7 CV	67.01	9.32	2.44	1.4 CM+1.7 CV	33.63	6.57	2.28
1.25 (CM+CV)+CS	83.68	8.62	16.05	1.25 (CM+CV)+CS	36.80	5.97	9.18
1.25 (CM+CV)-CS	71.73	10.06	8.16	1.25 (CM+CV)-CS	33.40	7.79	4.86
0.9 CM+CS	62.22	5.51	15.23	0.9 CM+CS	25.99	3.69	8.36
0.9 CM-CS	50.27	6.95	7.35	0.9 CM-CS	22.59	5.51	4.04



DISEÑO POR CORTANTE.

Cortante última:	$V_u =$	6.41	[ton]
Aporte del concreto:	$\phi V_c =$	12.38	[ton]
	Requiere acero mínimo		
Zona de confinamiento:	$l_{o1} =$	73.67	[cm]
	$l_{o2} =$	45.00	[cm]
	$l_{o3} =$	50.00	[cm]
	tomamos:	73.67	[cm]
Fuera de la zona de confinamiento:	$l_{c1} =$	25.40	[cm]
	$l_{c2} =$	45.72	[cm]
	$l_{c3} =$	45.00	[cm]
	$l_{c4} =$	30.00	[cm]
	tomamos:	25.40	[cm]

1@0.05, 7@0.10, rto @0.25 amb/ext.

Cortante última:	$V_u =$	4.71	[ton]
Aporte del concreto:	$\phi V_c =$	12.38	[ton]
	Requiere acero mínimo		
Zona de confinamiento:	$l_{o1} =$	56.17	[cm]
	$l_{o2} =$	45.00	[cm]
	$l_{o3} =$	50.00	[cm]
	tomamos:	56.17	[cm]
Fuera de la zona de confinamiento:	$l_{c1} =$	25.40	[cm]
	$l_{c2} =$	45.72	[cm]
	$l_{c3} =$	45.00	[cm]
	$l_{c4} =$	30.00	[cm]
	tomamos:	25.40	[cm]

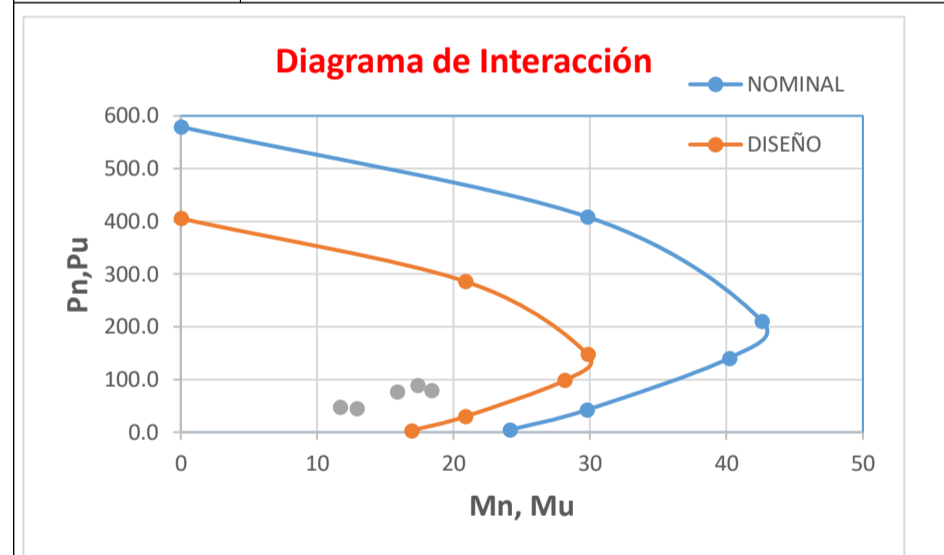
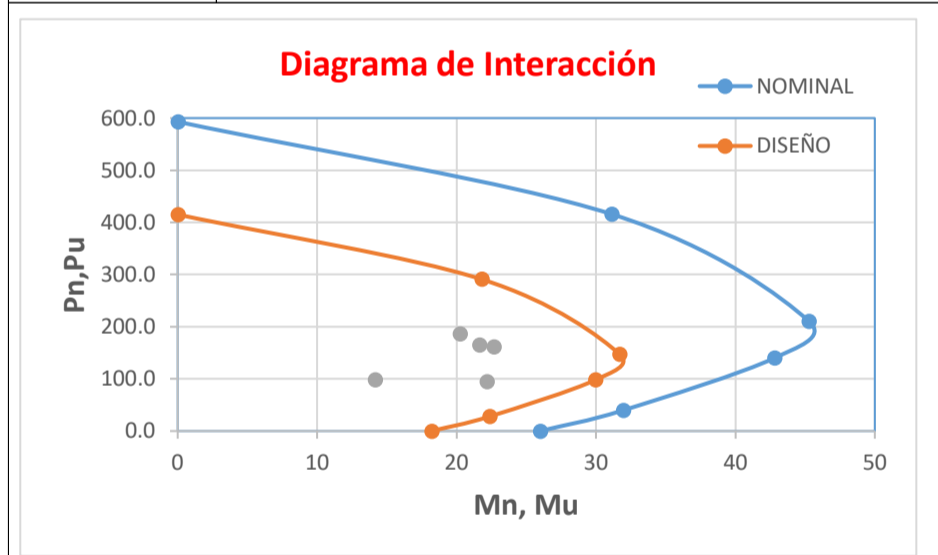
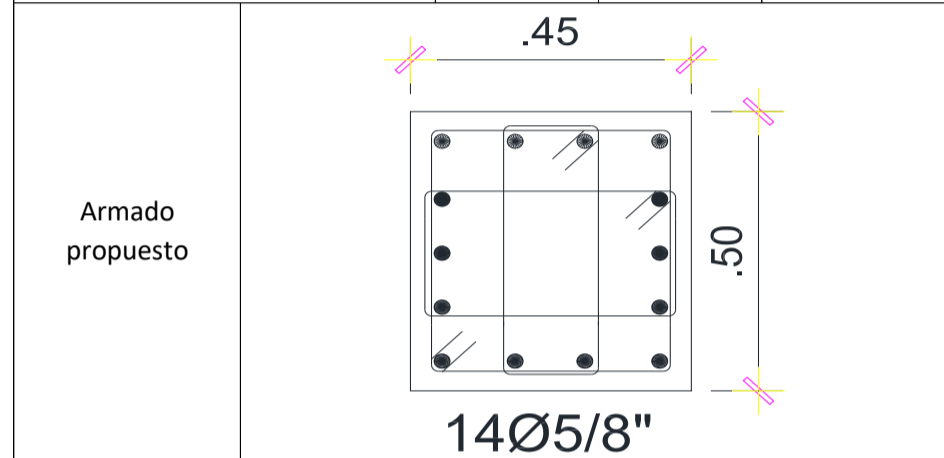
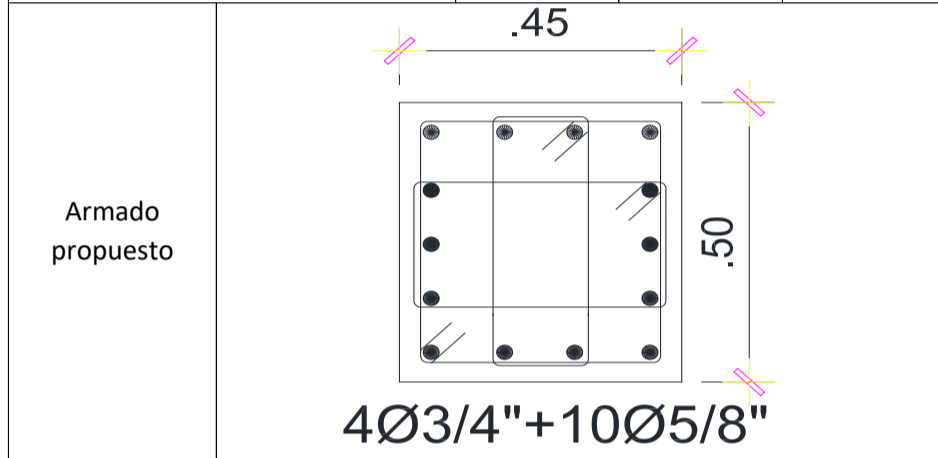
1@0.05, 7@0.10, rto @0.25 amb/ext.

DISEÑO DE COLUMNA "C3"

COLUMNA "C3" , ENTRE LOS EJES CC y C6 (PRIMER PISO)	Concreto:	$f'_c =$	245	[kg/cm ²]	COLUMNA "C3" , ENTRE LOS EJES CC y C6 (TERCER PISO)	Concreto:	$f'_c =$	245	[kg/cm ²]
	Acero:	$f'_y =$	4200	[kg/cm ²]		Acero:	$f'_y =$	4200	[kg/cm ²]
		$E_s =$	2039000	[kg/cm ²]			$E_s =$	2039000	[kg/cm ²]
		Dimensiones:	$b =$	45			[cm]	Dimensiones:	$b =$
	$h =$		50	[cm]		$h =$	50		[cm]
	$d =$		44	[cm]		$d =$	44		[cm]
	$l_n =$		4.42	[m]		$l_n =$	3.37		[m]

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.

COMBINACIÓN DE CARGA	PRIMER PISO			COMBINACIÓN DE CARGA	TERCER PISO		
	Pu (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)		Pu (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
1.4 CM+1.7 CV	186.31	20.26	2.79	1.4 CM+1.7 CV	88.91	17.36	0.30
1.25 (CM+CV)+CS	161.10	19.64	22.68	1.25 (CM+CV)+CS	76.92	15.86	12.39
1.25 (CM+CV)-CS	165.34	21.63	11.22	1.25 (CM+CV)-CS	79.17	18.38	5.18
0.9 CM+CS	94.71	12.18	22.19	0.9 CM+CS	45.14	9.15	12.88
0.9 CM-CS	97.95	14.17	10.73	0.9 CM-CS	47.38	11.66	5.66



DISEÑO POR CORTANTE.

Cortante última:	$V_u =$	8.97	[ton]
Aporte del concreto:	$\phi V_c =$	13.96	[ton]
		Requiere acero mínimo	
	$l_{o1} =$	73.67	[cm]
Zona de confinamiento:	$l_{o2} =$	50.00	[cm]
	$l_{o3} =$	50.00	[cm]
	tomamos:	73.67	[cm]
	$l_{c1} =$	25.40	[cm]
	$l_{c2} =$	45.72	[cm]
Fuera de la zona de confinamiento:	$l_{c3} =$	45.00	[cm]
	$l_{c4} =$	30.00	[cm]
	tomamos:	25.40	[cm]
		1@0.05, 7@0.10, rto @0.25 amb/ext.	

Cortante última:	$V_u =$	9.02	[ton]
Aporte del concreto:	$\phi V_c =$	13.96	[ton]
		Requiere acero mínimo	
	$l_{o1} =$	56.17	[cm]
Zona de confinamiento:	$l_{o2} =$	50.00	[cm]
	$l_{o3} =$	50.00	[cm]
	tomamos:	56.17	[cm]
	$l_{c1} =$	25.40	[cm]
	$l_{c2} =$	45.72	[cm]
Fuera de la zona de confinamiento:	$l_{c3} =$	45.00	[cm]
	$l_{c4} =$	30.00	[cm]
	tomamos:	25.40	[cm]
		1@0.05, 7@0.10, rto @0.25 amb/ext.	

ANEXO 1.6

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

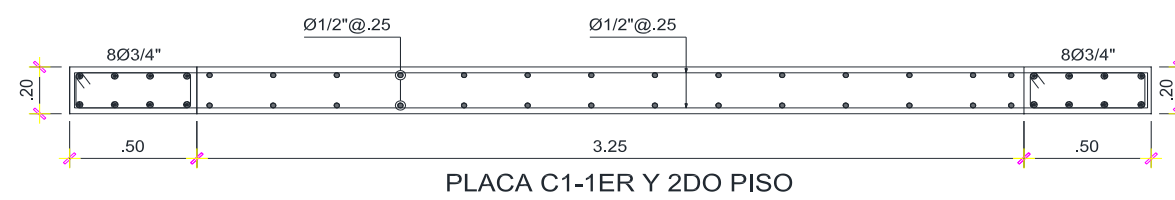
1) CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

PLACA "C1", ENTRE LOS EJES CD-CE y C1 (PRIMER PISO)	Concreto:	$f'_c =$	245	[kg/cm ²]
	Acero:	$f'_y =$	4200	[kg/cm ²]
		$E_s =$	2039000	[kg/cm ²]
	Dimensiones:	$b =$	20	[cm]
		$h =$	425	[cm]
		$d =$	340	[cm]

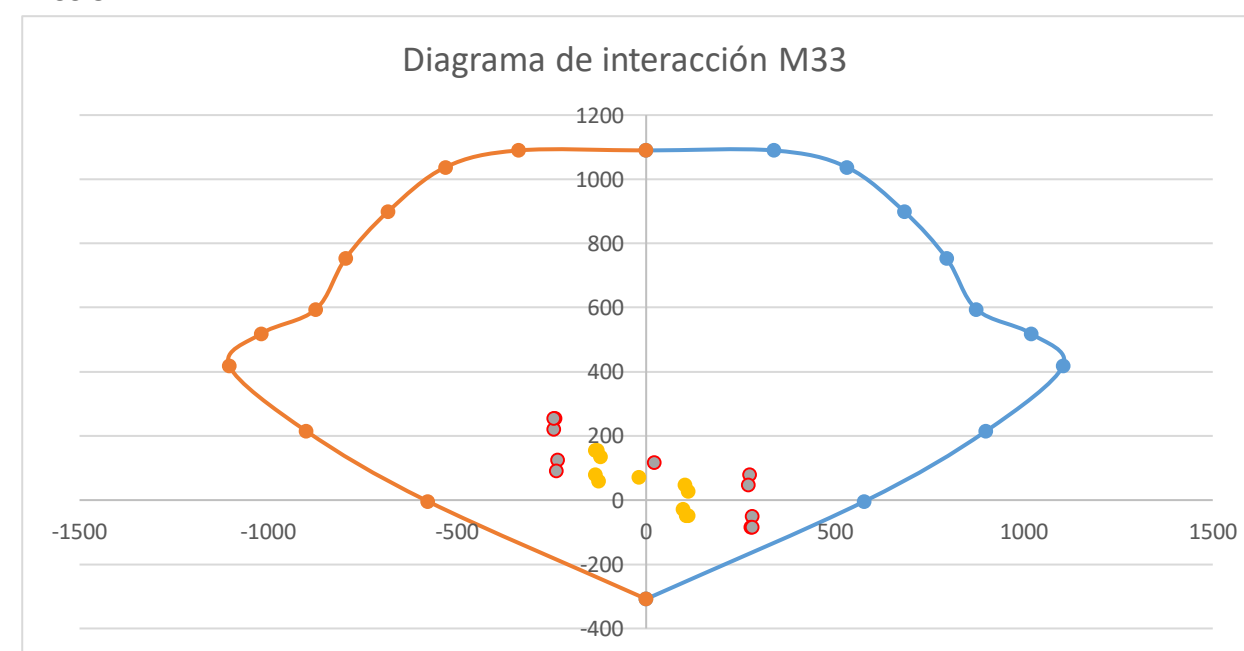
2) COMBINACIONES DE CARGA

COMBINACIÓN DE CARGA	PRIMER PISO					
	P	V2	V3	T	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
1.4 CM+1.7 CV	-116.58	11.48	-0.19	0.03	-0.73	22.33
1.25 (CM+CV)+CS (Max)	-80.24	48.12	-0.11	0.6	-0.46	274.61
1.25 (CM+CV)+CS (Min)	-125.16	-28.03	-0.22	-0.56	-0.82	-234.04
1.25 (CM+CV)-CS (Max)	49.97	103.35	0.01	0.46	0.11	281.14
1.25 (CM+CV)-CS (Min)	-255.37	-83.26	-0.33	-0.41	-1.39	-240.56
0.9 CM+CS (Max)	-46.82	44.64	-0.05	0.59	-0.23	270.09
0.9 CM+CS (Min)	-91.74	-31.51	-0.16	-0.56	-0.59	-238.56
0.9 CM-CS (Max)	83.39	99.87	0.07	0.45	0.34	276.62
0.9 CM-CS (Min)	-221.95	-86.74	-0.28	-0.42	-1.16	-245.09
Envolvente Max	83.39	103.35	0.07	0.6	0.34	281.14
Envolvente Min	-255.37	-86.74	-0.33	-0.56	-1.39	-245.09

3) ARMADURA PROPUESTA.



4) DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.



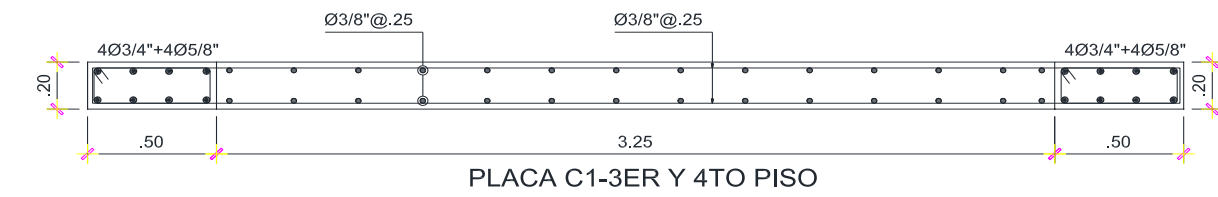
1) CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

PLACA "C1", ENTRE LOS EJES CD-CE y C1 (TERCER PISO)	Concreto:	$f'_c =$	245	[kg/cm ²]
	Acero:	$f'_y =$	4200	[kg/cm ²]
		$E_s =$	2039000	[kg/cm ²]
	Dimensiones:	$b =$	20	[cm]
		$h =$	425	[cm]
		$d =$	340	[cm]

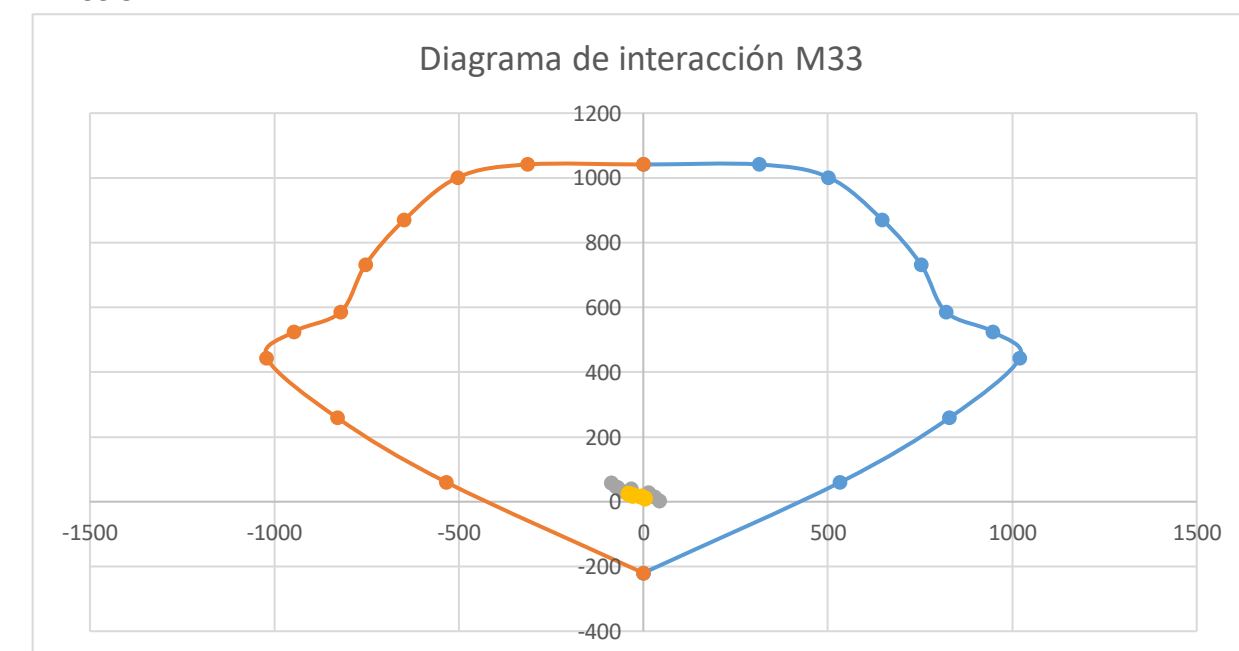
2) COMBINACIONES DE CARGA

COMBINACIÓN DE CARGA	TERCER PISO					
	P	V2	V3	T	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
1.4 CM+1.7 CV	-40.35	-6.95	-0.01	0.04	-0.02	-32.65
1.25 (CM+CV)+CS (Max)	-27.55	16.84	0.01	0.27	0.02	13.95
1.25 (CM+CV)+CS (Min)	-43.86	-28.49	-0.02	-0.21	-0.05	-69.2
1.25 (CM+CV)-CS (Max)	-13.67	21.62	0.04	0.34	0.06	31.46
1.25 (CM+CV)-CS (Min)	-57.75	-33.27	-0.05	-0.28	-0.09	-86.72
0.9 CM+CS (Max)	-16.47	19.75	0.01	0.26	0.02	26.8
0.9 CM+CS (Min)	-32.79	-25.58	-0.02	-0.22	-0.04	-56.35
0.9 CM-CS (Max)	-2.59	24.52	0.04	0.32	0.06	44.31
0.9 CM-CS (Min)	-46.67	-30.36	-0.04	-0.29	-0.08	-73.87
Envolvente Max	-2.59	24.52	0.04	0.34	0.06	44.31
Envolvente Min	-57.75	-33.27	-0.05	-0.29	-0.09	-86.72

3) ARMADURA PROPUESTA.



4) DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.



DISEÑO POR CORTANTE

	MURO				CARGA AX.			FUERZA CORTANTE DE DISEÑO					APORTE DEL CONCRETO "Vc"			APORTE DEL ACERO "Vs"			FUERZA CORTANTE NOMINAL					
	Piso	Placa	Lm(m)	t(m)	f'c (Kg/cm2)	Pu (ton)	0.1.f'c.Ag	Compro.	Vua (ton)	Mua (ton)	Mur (ton)	Mur/Mua	Vu-dis (ton)	Vc (ton)	Hm/Lm	αc	Vc-max (ton)	Vc-max (ton)??	Vs (ton)	Vs-max (ton)	Vs-max (ton)??	Vn real (ton)	Vn max (ton)	Vn max??
PRIMER TRAMO	1	MX1	4.25	0.20	245	255.37	208.25	Usar Vc	103.35	281.14	714.29	2.00	243.18	56.41	4.31	0.53	70.51	OK	186.76	223.52	OK	243.18	345.92	OK
	2	MX1	4.25	0.20	245	154.71	208.25	Vc=0	54.69	129.22	928.57	2.00	128.68	56.41	3.12	0.53	70.51	OK	128.68	223.52	OK	185.09	345.92	OK
SEGUNDO TRAMO	3	MX1	4.25	0.20	245	57.75	208.25	Vc=0	33.27	86.72	785.71	2.00	78.28	56.41	2.08	0.53	70.51	OK	78.28	223.52	OK	145.66	345.92	OK
	4	MX1	4.25	0.20	245	25.6	208.25	Vc=0	16.05	37.8	714.29	2.00	37.76	56.41	1.04	0.80	106.44	OK	37.76	223.52	OK	145.66	345.92	OK

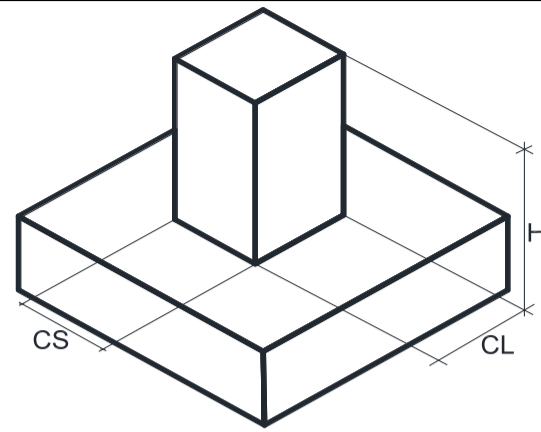
	ACERO HORIZONTAL										ACERO VERTICAL													
	Piso	# capas	0.27.vf'c.Acw	usar	ρh	ρh (A USAR)	Vs final (ton)	φ	Av (cm2)	Distribución				ρv	φ	Av (cm2)	Distribución							
PRIMER TRAMO	1	2	35.92	Vs=Acw.ph.fy	0.0052	0.0052	186.76	1/2	1.29	2	φ	1/2	@	24.66	cm	0.0025	1/2	1.29	2	φ	1/2	@	40.00	cm
	2	2	35.92	Vs=Acw.ph.fy	0.0036	0.0036	128.68	1/2	1.29	2	φ	1/2	@	35.79	cm	0.0025	1/2	1.29	2	φ	1/2	@	40.00	cm
SEGUNDO TRAMO	3	2	35.92	Vs=Acw.ph.fy	0.0022	0.0025	89.25	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	28.40	cm	0.0025	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	28.40	cm
	4	2	35.92	Vs=Acw.ph.fy	0.0011	0.0025	89.25	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	28.40	cm	0.0025	3/8	0.71	2	φ	3/8	@	28.40	cm

	NÚCLEOS DE CONFINAMIENTO													
	Piso	Lx(m)	Ly(m)	Acero longitudinal en el núcleo de confinamiento			Estribos							
PRIMER TRAMO	1	0.50	0.20	8	φ	3/4	+	3/8	@	19.05	cm			
	2	0.50	0.20	8	φ	3/4		3/8	@	19.05	cm			
SEGUNDO TRAMO	3	0.50	0.20	4	φ	3/4		4	φ	5/8	3/8	@	15.88	cm
	4	0.50	0.20	4	φ	3/4		4	φ	5/8	3/8	@	15.88	cm

ANEXO 1.7

DISEÑO DE PEDESTAL TIPO I

PEDESTAL TIPO I	Concreto:	$f'_c =$	245	[kg/cm ²]
	Acero:	$f_y =$	4200	[kg/cm ²]
		$E_s =$	2039000	[kg/cm ²]
	Dimensiones:	CL =	130	[cm]
		CS =	130	[cm]
H =		130	[cm]	



DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.

A).- DATOS DEL ANÁLISIS

$P_{max} =$	341.77	[tonf]
$\Delta = D_D =$	14.84	[cm]
$H_T =$	40.79	[cm]
$V_b =$	15.66	[tonf]

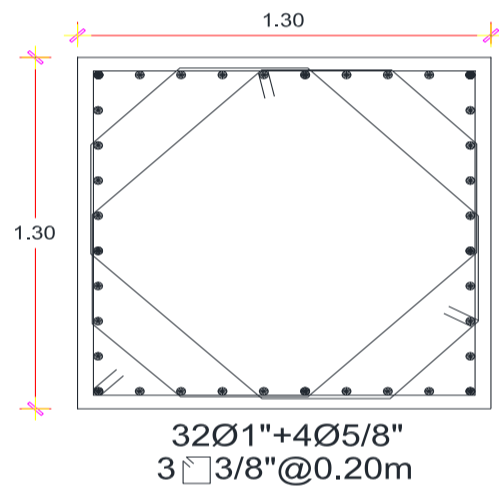
$$M_{max} = \frac{P_{max} \cdot \Delta + V_b \cdot H_T}{2} \quad M_{max} = 28.55 \quad [\text{tonf-m}]$$

B).- ACERO MÍNIMO EN PEDESTAL.

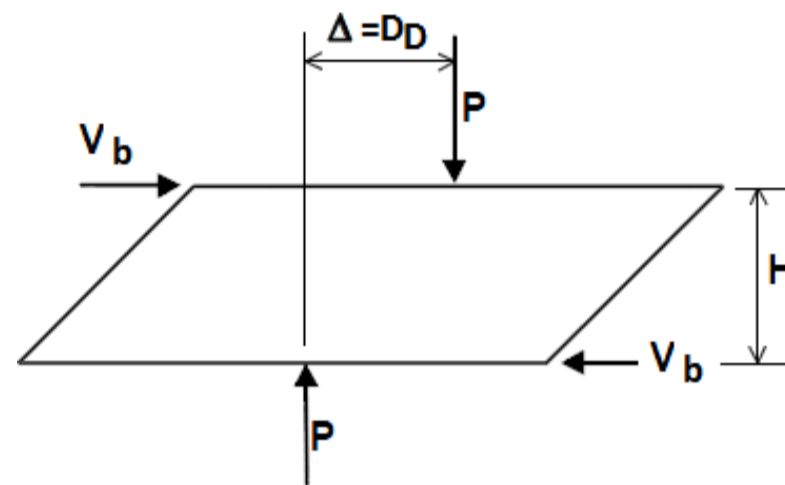
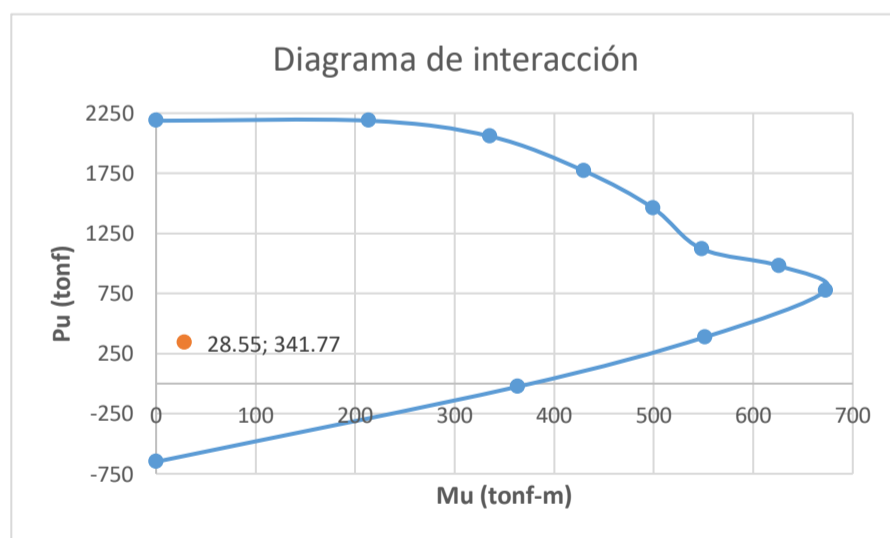
$$A_{s-min} = 1\% A_g \quad A_{s-min} = 169.00 \quad [\text{cm}^2]$$

Tomamos: 32 ϕ 1" + 4 ϕ 5/8" = 170.16 [cm²]

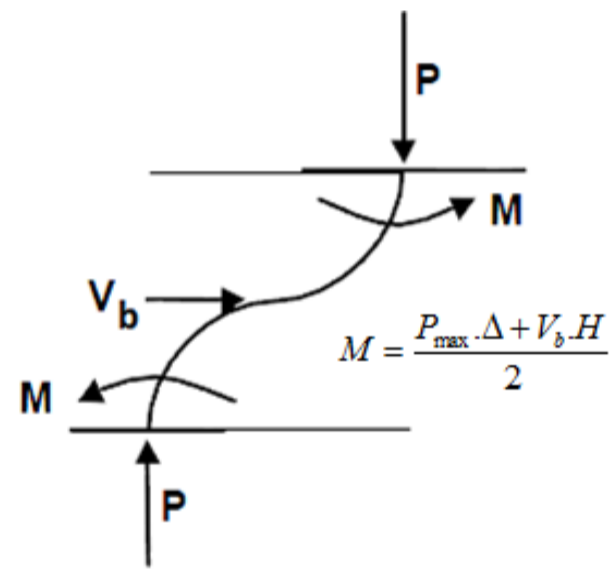
C).- DISTRIBUCIÓN DE ACERO PROPUESTA.



D).- OBTENCIÓN DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.



Fuerzas sobre el aislador en su forma deformada.



Fuerzas del aislador sobre columna equivalente

E).- ESPACIAMIENTO DE ESTRIBO.

El espaciamiento máximo es el menor valor de :

$S \leq 16d_b =$	40.64	[cm]
$S \leq \text{MIN}(CL, CS) =$	130.00	[cm]
$S \leq 30\text{cm} =$	30.00	[cm]



Tomamos 3 estribos ϕ 3/8" @ 0.20m

DISEÑO DE ZAPATA DEL PEDESTAL											
CARGAS:			COLUMNA:			ZAPATA			PROPIEDADES		
Ps=	251990.00	[Kgf]	CL=	130.00	[cm]	hp=	0.00	[cm]	qs=	2.90	[kgf/cm2]
Pu=	341770.00	[Kgf]	CS=	130.00	[cm]	ht=	40.00	[cm]	yc=	2400.00	[kgf/m3]
Ms=	2092791.02	[Kgf-cm]	φL=	1	["]	f'c=	245.00	[kgf/cm2]	ys=	1700.00	[kgf/m3]
Mu=	2854635.56	[Kgf-cm]	f'c=	245.00	[kgf/cm2]	φ=	0.90		fy=	4200.00	[kgf/cm2]
s/c=	0.00	[kgf/cm2]									

A).- DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA.

A.1).- Cálculo del peralte.

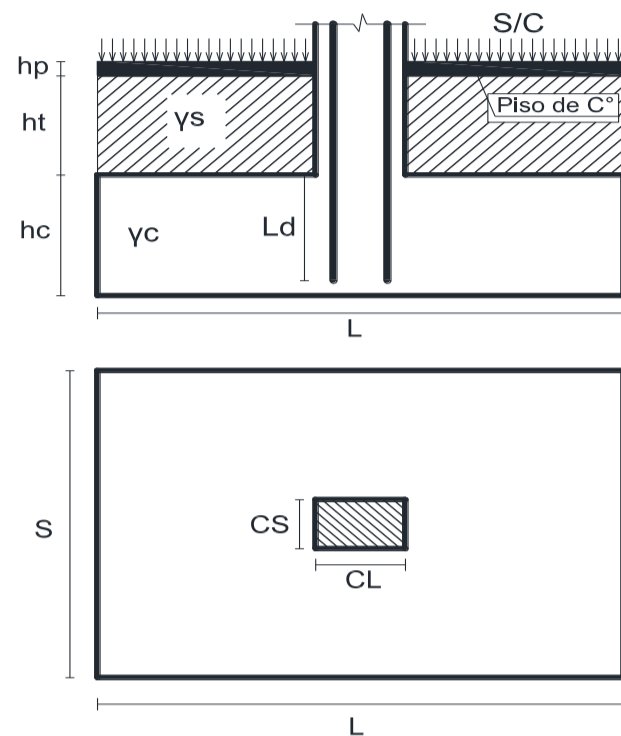
El peralte debe permitir el desarrollo del refuerzo en compresión de la columna.

$$Ld1 = \frac{0.08 * db * fy}{\sqrt{f'c}} \quad Ld1 = 54.52 \quad [cm]$$

$$Ld2 = 0.004 * db * fy \quad Ld2 = 42.67 \quad [cm]$$

$$Ld3 = 20cm \quad Ld3 = 20.00 \quad [cm]$$

Ld-max= 54.52 [cm]
 hc-calc.= 64.52 [cm]
 hc-asum.= 70 [cm]
 d= 60 [cm]



A.2).- Cálculo de la capacidad portante neta del terreno: "qsn"

$$qsn = qs - Pzapata - Pterreno - Ppiso - S / C$$

Pzapata= 0.168 [Kg/cm2]
 Pterreno= 0.068 [Kg/cm2]
 Ppiso= 0.000 [Kg/cm2]
 qsn= 2.664 [Kg/cm2]

A.3).- Dimensionamiento de la base de la zapata: "L" y "S"

$$Ps = PD + PL \quad Ps = 251990.00 \quad [Kg]$$

$$Ms = MD + ML \quad Ms = 2092791.02 \quad [Kg-cm]$$

$$e = Ms / Ps \quad e = 8.31 \quad [cm]$$

$$Ase = Ps / qsn \quad Ase = 94590.84 \quad [cm^2]$$

$$Lse = \sqrt{Ase} \quad Lse = 307.56 \quad [cm]$$

$$S = \frac{P}{qsn * L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{1,2} = \frac{P}{SL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

Iteración	L	S	Área	q2	q1	q2<=qsn??	q1<=qsn??	Cond. Fin
1	307.56	357.39	109916.47	2.6640	1.9211	OK	OK	OK
2	312.56	350.89	109671.31	2.6640	1.9314	OK	OK	OK
3	317.56	344.61	109433.86	2.6640	1.9413	OK	OK	OK
4	322.56	338.56	109203.78	2.6640	1.9510	OK	OK	OK
5	327.56	332.71	108980.72	2.6640	1.9605	OK	OK	OK
6	332.56	327.06	108764.36	2.6640	1.9697	OK	OK	OK
7	337.56	321.59	108554.42	2.6640	1.9786	OK	OK	OK
8	342.56	316.30	108350.61	2.6640	1.9874	OK	OK	OK
9	347.56	311.18	108152.66	2.6640	1.9959	OK	OK	OK
10	352.56	306.22	107960.32	2.6640	2.0042	OK	OK	OK
Tomamos:	330.00	330.00	108900.00	2.66	1.96	OK	OK	OK

B).- REACCIÓN AMPLIFICADA DEL SUELO.

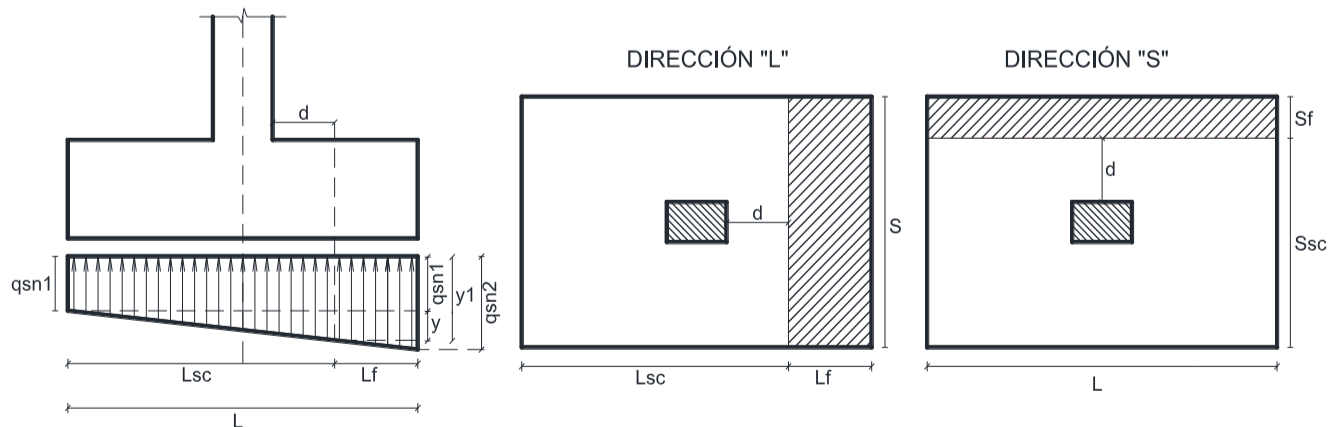
$$fq = Pu / Ps \quad fq = 1.356$$

$$qsnu = fq * qsn \quad qsnu = 3.613 \quad [Kg/cm2]$$

C).- VERIFICACIÓN AL CORTE.

C.1) Corte por flexión:

Lf= 40.00 [cm]
 Lsc= 290.00 [cm]
 Sf= 40.00 [cm]
 Ssc= 290.00 [cm]
 y= 0.61 [Kg/cm2]
 y1= 2.58 [Kg/cm2]



Corte en dirección paralela a "L"

$$Vu = fq * \left(\frac{y_1 + q_{sn2}}{2} \right) * L_f * S \quad Vu = 46923.90 \quad [Kg]$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * S * d \quad \phi Vc = 139618.52 \quad [Kg]$$

Vu < φVc?? OK

Corte en dirección paralela a "S"

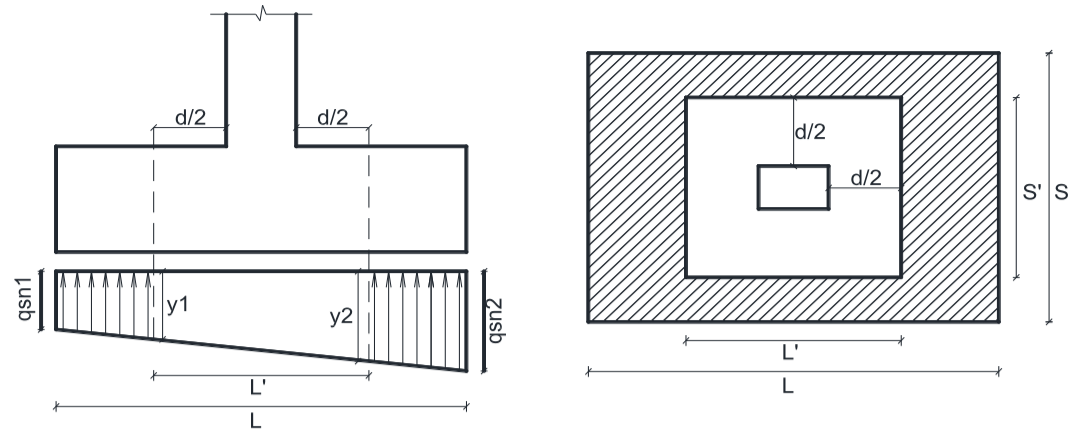
$$Vu = fq * \left(\frac{q_{sn1} + q_{sn2}}{2} \right) * S_f * L \quad Vu = 41426.67 \quad [Kg]$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * L * d \quad \phi Vc = 139618.52 \quad [Kg]$$

Vu < φVc?? OK

C.2) Corte por punzonamiento:

$L' = CL + d$	L' =	190.00	[cm]
$S' = CS + d$	S' =	190.00	[cm]
$bo = 2L' + 2S'$	bo =	760	[cm]
$Bc = CL/CS$	Bc =	1.0	
	$\alpha_s =$	20	
	y1 =	2.11	[Kg/cm2]
	y2 =	2.52	[Kg/cm2]



$$\phi Vc1 \leq 0.85 \cdot 0.27 \cdot (2 + 4/Bc) \cdot \sqrt{f'c} \cdot c \cdot bo \cdot d \quad Vc1 = 982837.74 \text{ [Kg]}$$

$$\phi Vc2 \leq 0.85 \cdot 0.27 \cdot (2 + \alpha_s \cdot d/bo) \cdot \sqrt{f'c} \cdot c \cdot bo \cdot d \quad Vc2 = 586254.09 \text{ [Kg]}$$

$$\phi Vc3 \leq 0.85 \cdot 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bod \quad Vc3 = 667358.96 \text{ [Kg]}$$

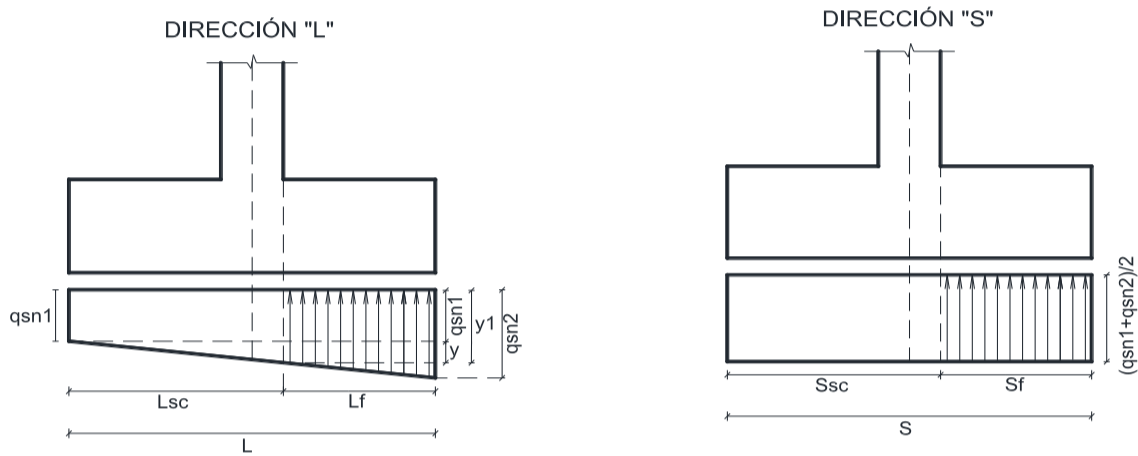
$$Vc\text{-min} = 586254.09 \text{ [Kg]}$$

$$Vu = fq \cdot \left(\frac{q_{sn1} + q_{sn2}}{2} \cdot S \cdot L - \frac{y_1 + y_2}{2} \cdot S' \cdot L' \right) \quad Vu = 228474.34 \text{ [Kg]}$$

Vu < φVc?? OK

D).- REFUERZO LONGITUDINAL POR FLEXIÓN.

Lsc =	230.0	[cm]
Lf =	100.0	[cm]
Ssc =	230.0	[cm]
Sf =	100.0	[cm]
y =	0.49	[Kg/cm2]
y1 =	2.45	[Kg/cm2]



D.1) En la dirección "L"

$$Mu = fq \cdot \left(y1 \cdot \frac{Lf^2}{2} + (q_{sn2} - y1) \cdot \frac{Lf^2}{3} \right) \cdot S \quad Mu = 5802300.54 \text{ [Kg-cm]}$$

$$w = 0.0224$$

$$\rho = w \cdot f'_c / fy \quad \rho = 0.0013$$

$$As = \rho \cdot S \cdot d \quad As = 25.93 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$As\text{-min} = 0.0018 \cdot S \cdot hc \quad As\text{-min} = 41.58 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$s\text{-max} = 45 \text{ [cm]}$$

$$s\text{-max} = 3hc = 210 \text{ [cm]}$$

Se usará: 21φ5/8" @ 0.16m

D.2) En la dirección "S"

$$Mu = fq \cdot \left(\frac{q_{sn1} + q_{sn2}}{2} \right) \cdot L \cdot \frac{Sf^2}{2} \quad Mu = 5178333.33 \text{ [Kg-cm]}$$

$$w = 0.0200$$

$$\rho = w \cdot f'_c / fy \quad \rho = 0.0012$$

$$As = \rho \cdot L \cdot d \quad As = 23.10 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$As\text{-min} = 0.0018 \cdot L \cdot hc \quad As\text{-min} = 41.58 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$s\text{-max} = 45 \text{ [cm]}$$

$$s\text{-max} = 3hc = 210 \text{ [cm]}$$

Se usará: 21φ5/8" @ 0.16m

D).- VERIFICACIÓN DE LA CONEXIÓN COLUMNA ZAPATA.

D.1).- Resistencia al aplastamiento de la columna.

$$P_u = 341770.00 \text{ [Kgf]}$$

$$f'_c = 245.00 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\phi P_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A_1 \quad ; \phi = 0.70 \rightarrow \phi P_n = 2463597.50 \text{ [Kgf]}$$

φPn > Pu?? OK

D.2).- Resistencia al aplastamiento en el concreto de la cimentación.

$$A_1 = 16900.00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_2 = 108900.00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$v(A_2/A_1) = 2.54$$

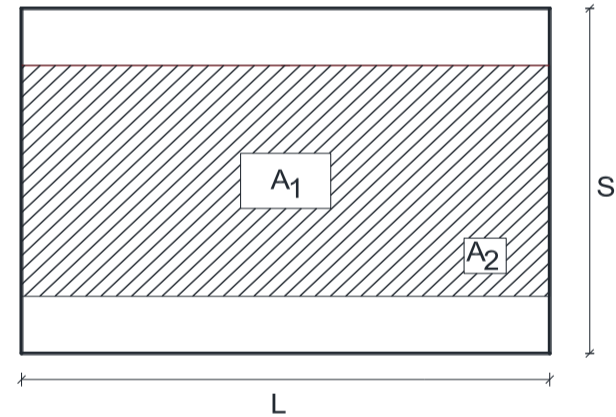
$$\text{Tomamos: } v(A_2/A_1) = 2$$

$$f'_c = 245.00 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\phi P_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \cdot A_1 \quad ; \phi = 0.70 \rightarrow \phi P_n = 4927195.00 \text{ [Kgf]}$$

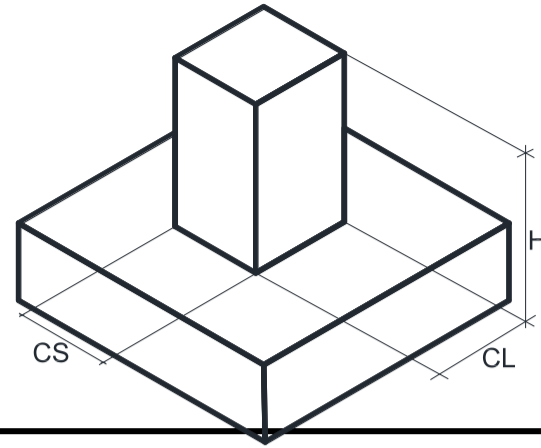
φPn > Pu?? OK

(No se requiere refuerzo adicional en la conexión columna - zapata)



DISEÑO DE PEDESTAL TIPO II

PEDESTAL TIPO II	Concreto:	$f'_c =$	245	[kg/cm ²]
	Acero:	$f_y =$	4200	[kg/cm ²]
		$E_s =$	2039000	[kg/cm ²]
	Dimensiones:	$CL =$	135	[cm]
		$CS =$	135	[cm]
$H =$		135	[cm]	



DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.

A).- DATOS DEL ANÁLISIS

$P_{max} =$	498.23	[tonf]
$\Delta = D_D =$	14.84	[cm]
$H_T =$	39.04	[cm]
$V_b =$	17.23	[tonf]

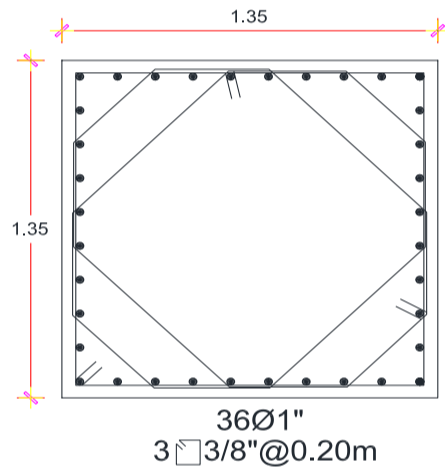
$$M_{max} = \frac{P_{max} \cdot \Delta + V_b \cdot H_T}{2} \quad M_{max} = 40.32 \quad [\text{tonf-m}]$$

B).- ACERO MÍNIMO EN PEDESTAL.

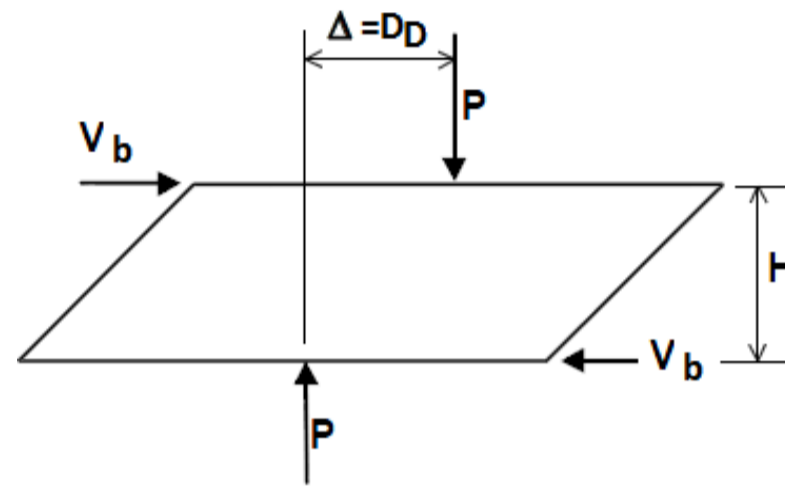
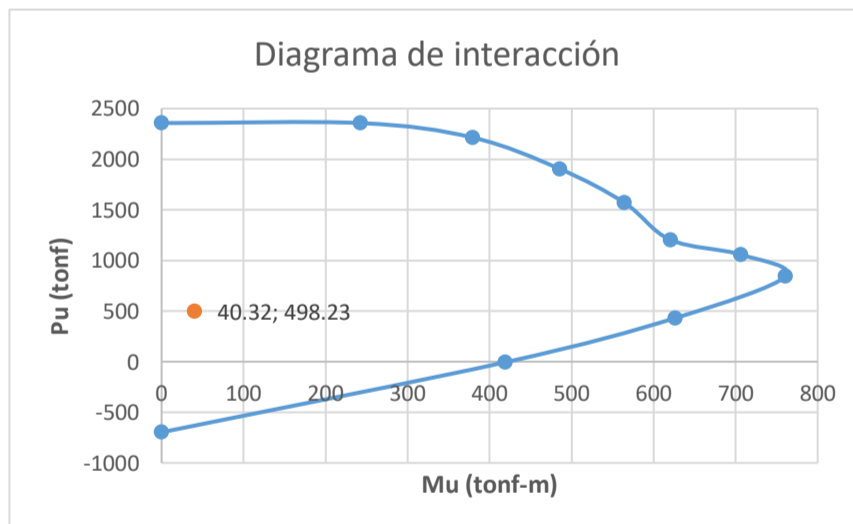
$$A_{s-min} = 1\% A_g \quad A_{s-min} = 182.25 \quad [\text{cm}^2]$$

Tomamos: 36φ1" = 182.52 [cm²]

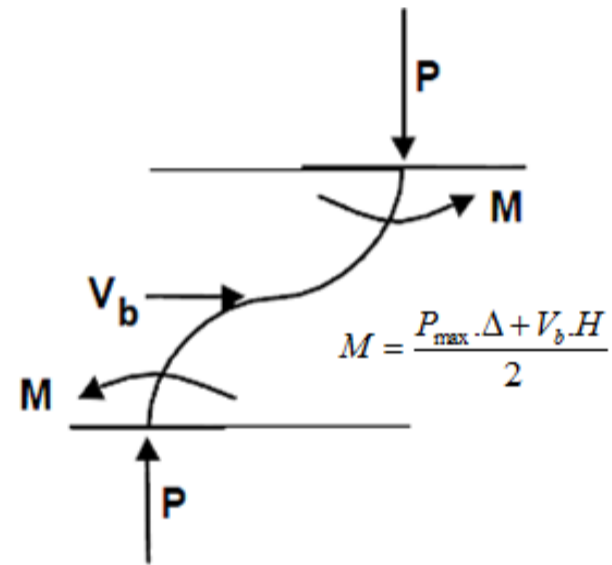
C).- DISTRIBUCIÓN DE ACERO PROPUESTA.



D).- OBTENCIÓN DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.



Fuerzas sobre el aislador en su forma deformada.



Fuerzas del aislador sobre columna equivalente

E).- ESPACIAMIENTO DE ESTRIBO.

El espaciamiento máximo es el menor valor de :

$S \leq 16d_b =$	40.64	[cm]
$S \leq \text{MIN}(CL, CS) =$	135.00	[cm]
$S \leq 30\text{cm} =$	30.00	[cm]



Tomamos 3 estribos φ 3/8" @ 0.20m

DISEÑO DE ZAPATA DEL PEDESTAL											
CARGAS:			COLUMNA:			ZAPATA			PROPIEDADES		
Ps=	340450.00	[Kgf]	CL=	135.00	[cm]	hp=	0.00	[cm]	qs=	2.90	[kgf/cm2]
Pu=	498230.00	[Kgf]	CS=	135.00	[cm]	ht=	40.00	[cm]	yc=	2400.00	[kgf/m3]
Ms=	2760869.30	[Kgf-cm]	φL=	1	["]	f'c=	245.00	[kgf/cm2]	ys=	1700.00	[kgf/m3]
Mu=	4032199.74	[Kgf-cm]	f'c=	245.00	[kgf/cm2]	φ=	0.90		fy=	4200.00	[kgf/cm2]
s/c=	0.00	[kgf/cm2]									

A).- DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA.

A.1).- Cálculo del peralte.

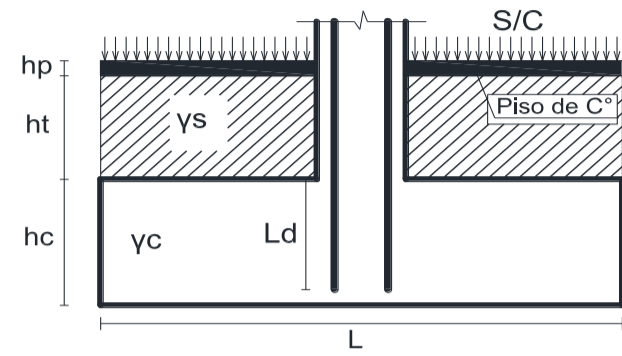
El peralte debe permitir el desarrollo del refuerzo en compresión de la columna.

$$Ld1 = \frac{0.08 * db * fy}{\sqrt{f'c}} \quad Ld1 = 54.52 \quad [cm]$$

$$Ld2 = 0.004 * db * fy \quad Ld2 = 42.67 \quad [cm]$$

$$Ld3 = 20cm \quad Ld3 = 20.00 \quad [cm]$$

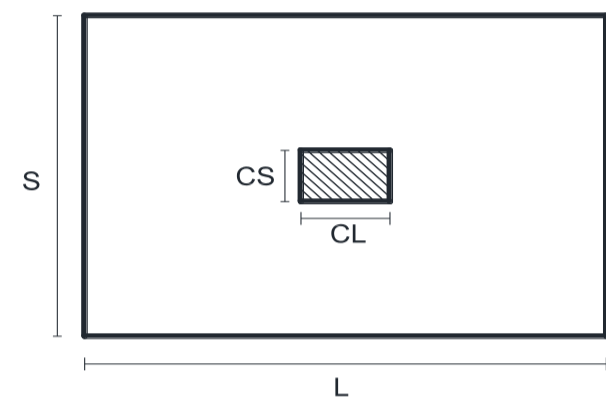
Ld-max= 54.52 [cm]
 hc-calc.= 64.52 [cm]
 hc-asum.= 80 [cm]
 d= 70 [cm]



A.2).- Cálculo de la capacidad portante neta del terreno: "qsn"

$$qsn = qs - Pzapata - Pterreno - Ppiso - S / C$$

Pzapata= 0.192 [Kg/cm2]
 Pterreno= 0.068 [Kg/cm2]
 Ppiso= 0.000 [Kg/cm2]
 qsn= 2.640 [Kg/cm2]



A.3).- Dimensionamiento de la base de la zapata: "L" y "S"

$$Ps = PD + PL \quad Ps = 340450.00 \quad [Kg]$$

$$Ms = MD + ML \quad Ms = 2760869.30 \quad [Kg-cm]$$

$$e = Ms / Ps \quad e = 8.11 \quad [cm]$$

$$Ase = Ps / qsn \quad Ase = 128958.33 \quad [cm^2]$$

$$Lse = \sqrt{Ase} \quad Lse = 359.11 \quad [cm]$$

$$S = \frac{P}{qsn * L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{1,2} = \frac{P}{SL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

Iteración	L	S	Área	q2	q1	q2<=qsn??	q1<=qsn??	Cond. Fin
1	320.11	341.49	109315.45	2.6640	1.9463	OK	OK	OK
2	325.11	335.54	109088.99	2.6640	1.9559	OK	OK	OK
3	330.11	329.80	108869.39	2.6640	1.9652	OK	OK	OK
4	335.11	324.24	108656.35	2.6640	1.9743	OK	OK	OK
5	340.11	318.87	108449.57	2.6640	1.9831	OK	OK	OK
6	345.11	313.66	108248.79	2.6640	1.9918	OK	OK	OK
7	350.11	308.63	108053.73	2.6640	2.0002	OK	OK	OK
8	355.11	303.75	107864.17	2.6640	2.0084	OK	OK	OK
9	360.11	299.02	107679.88	2.6640	2.0164	OK	OK	OK
10	365.11	294.43	107500.63	2.6640	2.0242	OK	OK	OK
Tomamos:	335.00	335.00	112225.00	2.58	1.91	OK	OK	OK

B).- REACCIÓN AMPLIFICADA DEL SUELO.

$$Pu = 498230.00 \quad [Kg]$$

$$Ps = 340450.00 \quad [Kg]$$

$$qsn = 2.640 \quad [Kg/cm^2]$$

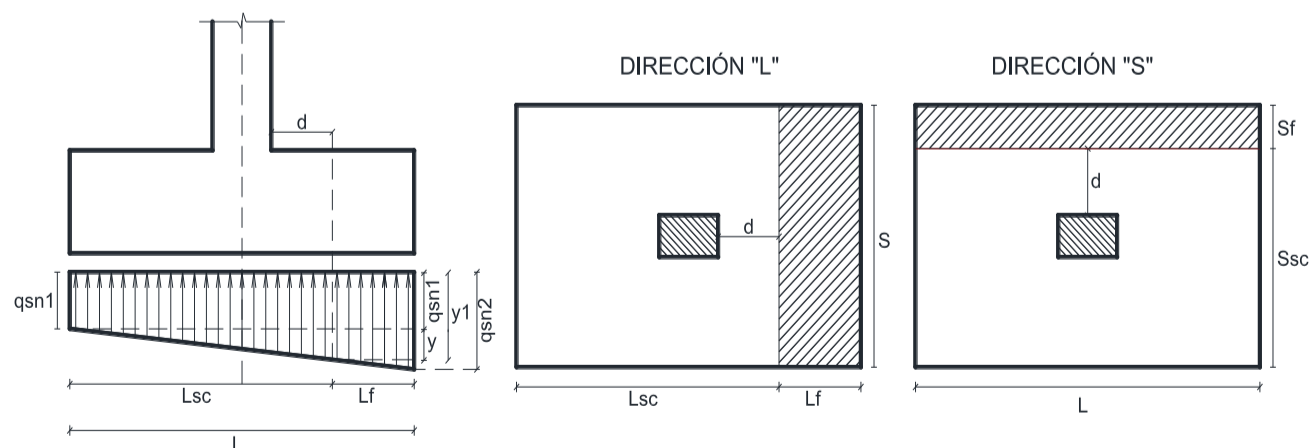
$$fq = Pu / Ps \quad fq = 1.463$$

$$qsnu = fq * qsn \quad qsnu = 3.863 \quad [Kg/cm^2]$$

C).- VERIFICACIÓN AL CORTE.

C.1) Corte por flexión:

Lf= 30.00 [cm]
 Lsc= 305.00 [cm]
 Sf= 30.00 [cm]
 Ssc= 305.00 [cm]
 y= 0.61 [Kg/cm2]
 y1= 2.52 [Kg/cm2]



Corte en dirección paralela a "L"

Corte en dirección paralela a "S"

$$Vu = fq \cdot \left(\frac{y_1 + q_{sn2}}{2} \right) \cdot L_f \cdot S \quad Vu = 37496.90 \quad [Kg]$$

$$Vu = fq \cdot \left(\frac{q_{sn1} + q_{sn2}}{2} \right) \cdot S_f \cdot L \quad Vu = 33024.50 \quad [Kg]$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * S * d \quad \phi Vc = 165356.28 \quad [Kg]$$

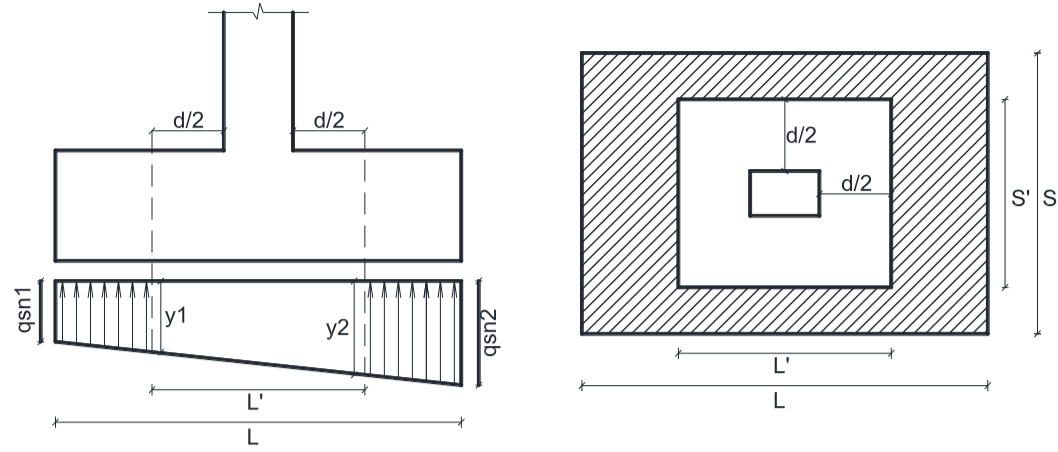
$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * L * d \quad \phi Vc = 165356.28 \quad [Kg]$$

Vu < φVc?? OK

Vu < φVc?? OK

C.2) Corte por punzonamiento:

$L' = CL + d$	$L' =$	205.00	[cm]
$S' = CS + d$	$S' =$	205.00	[cm]
$bo = 2L' + 2S'$	$bo =$	820	[cm]
$Bc = CL/CS$	$Bc =$	1.0	
	$\alpha_s =$	40	
	$y_1 =$	2.04	[Kg/cm2]
	$y_2 =$	2.45	[Kg/cm2]



$$\phi Vc1 \leq 0.85 \cdot 0.27 \cdot (2 + 4/Bc) \cdot \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d \quad Vc1 = 1237168.56 \text{ [Kg]}$$

$$\phi Vc2 \leq 0.85 \cdot 0.27 \cdot (2 + \alpha_s \cdot d/bo) \cdot \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d \quad Vc2 = 1116469.19 \text{ [Kg]}$$

$$\phi Vc3 \leq 0.85 \cdot 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d \quad Vc3 = 840052.73 \text{ [Kg]}$$

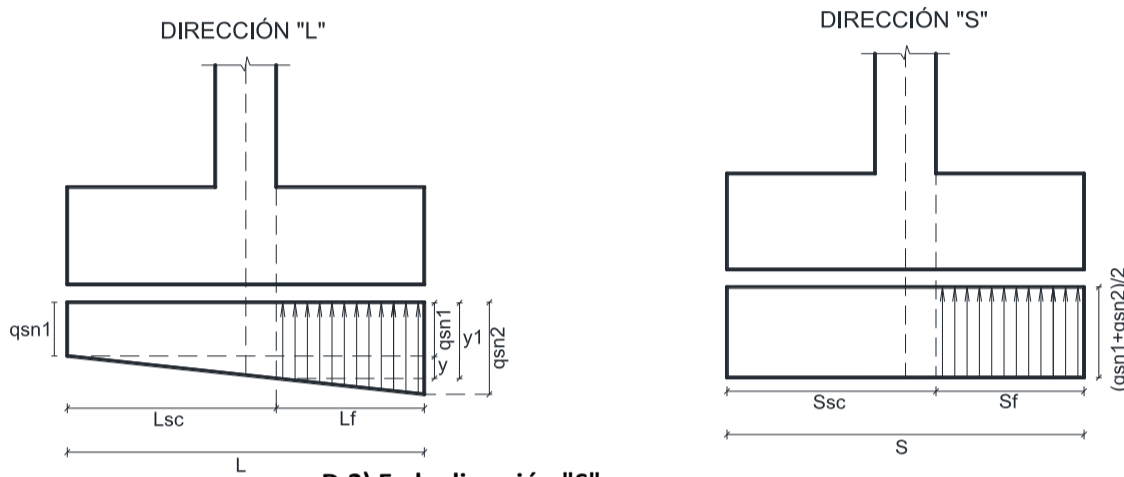
$$Vc\text{-min} = 840052.73 \text{ [Kg]}$$

$$Vu = fq \cdot \left(\frac{q_{sn1} + q_{sn2}}{2} \cdot S \cdot L - \frac{y_1 + y_2}{2} \cdot S' \cdot L' \right) \quad Vu = 230678.62 \text{ [Kg]}$$

Vu < φVc?? OK

D).- REFUERZO LONGITUDINAL POR FLEXIÓN.

$Lsc =$	235.0	[cm]
$Lf =$	100.0	[cm]
$Ssc =$	235.0	[cm]
$Sf =$	100.0	[cm]
$y =$	0.47	[Kg/cm2]
$y_1 =$	2.38	[Kg/cm2]



D.1) En la dirección "L"

$$Mu = fq \cdot \left(y_1 \cdot \frac{Lf^2}{2} + (q_{sn2} - y_1) \cdot \frac{Lf^2}{3} \right) \cdot S \quad Mu = 6159872.42 \text{ [Kg-cm]}$$

$$w = 0.0172$$

$$\rho = w \cdot f'c / fy \quad \rho = 0.0010$$

$$As = \rho \cdot S \cdot d \quad As = 23.52 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$As\text{-min} = 0.0018 \cdot S \cdot hc \quad As\text{-min} = 48.24 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$s\text{-max} = 45 \text{ [cm]}$$

$$s\text{-max} = 3hc = 210 \text{ [cm]}$$

Se usará: 25φ5/8" @ 0.13m

D.2) En la dirección "S"

$$Mu = fq \cdot \left(\frac{q_{sn1} + q_{sn2}}{2} \right) \cdot L \cdot \frac{Sf^2}{2} \quad Mu = 5504083.83 \text{ [Kg-cm]}$$

$$w = 0.0153$$

$$\rho = w \cdot f'c / fy \quad \rho = 0.0009$$

$$As = \rho \cdot L \cdot d \quad As = 20.99 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$As\text{-min} = 0.0018 \cdot L \cdot hc \quad As\text{-min} = 48.24 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$s\text{-max} = 45 \text{ [cm]}$$

$$s\text{-max} = 3hc = 210 \text{ [cm]}$$

Se usará: 25φ5/8" @ 0.13m

D).- VERIFICACIÓN DE LA CONEXIÓN COLUMNA ZAPATA.

D.1).- Resistencia al aplastamiento de la columna.

$$Pu = 498230.00 \text{ [Kgf]}$$

$$f'c = 245.00 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\phi P_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_1 \quad ; \phi = 0.70 \rightarrow \phi P_n = 2656749.38 \text{ [Kgf]}$$

φPn > Pu?? OK

D.2).- Resistencia al aplastamiento en el concreto de la cimentación.

$$A_1 = 18225.00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_2 = 112225.00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$v(A_2/A_1) = 2.48$$

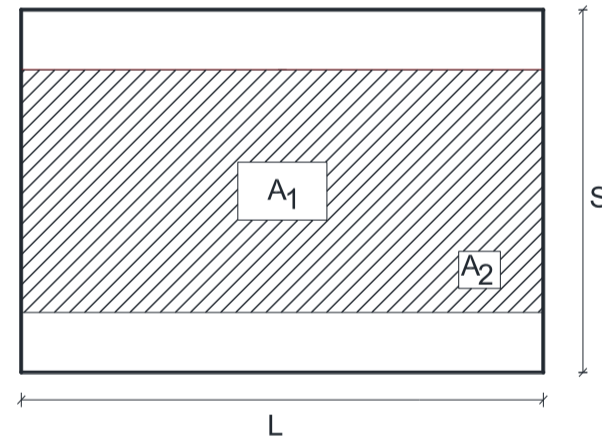
Tomamos: $v(A_2/A_1) = 2$

$$f'c = 245.00 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\phi P_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \cdot A_1 \quad ; \phi = 0.70 \rightarrow \phi P_n = 5313498.75 \text{ [Kgf]}$$

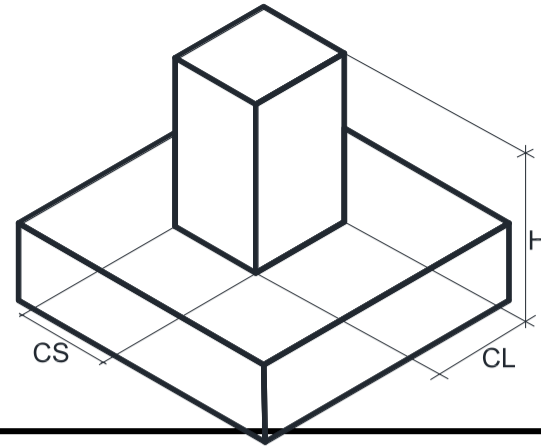
φPn > Pu?? OK

(No se requiere refuerzo adicional en la conexión columna - zapata)



DISEÑO DE PEDESTAL TIPO III

PEDESTAL TIPO III	Concreto:	$f'_c =$	245	[kg/cm ²]
	Acero:	$f_y =$	4200	[kg/cm ²]
		$E_s =$	2039000	[kg/cm ²]
	Dimensiones:	CL =	120	[cm]
		CS =	120	[cm]
H =		120	[cm]	



DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.

A).- DATOS DEL ANÁLISIS

$P_{max} =$	323.84	[tonf]
$\Delta = D_D =$	14.84	[cm]
$H_T =$	10.332	[cm]
$V_b =$	16.26	[tonf]

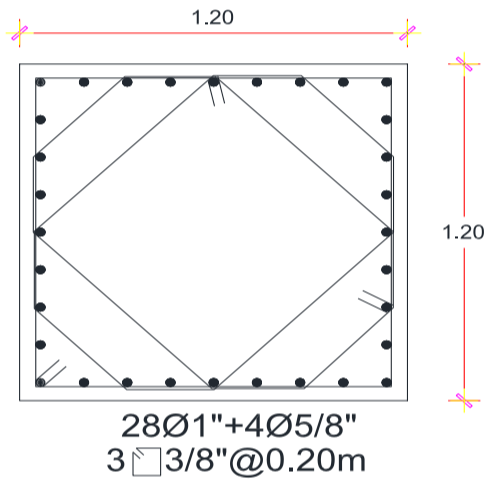
$$M_{max} = P_{max} \cdot \Delta + \frac{V_b \cdot H_T}{2} \quad M_{max} = 48.88 \quad [\text{tonf-m}]$$

B).- ACERO MÍNIMO EN PEDESTAL.

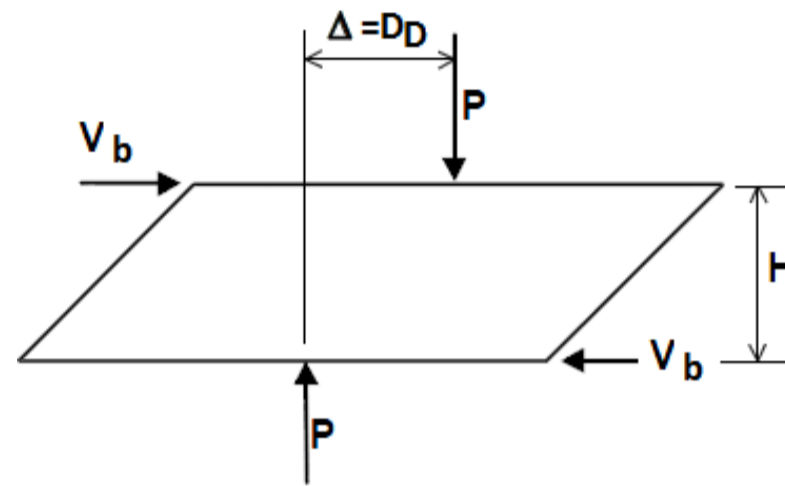
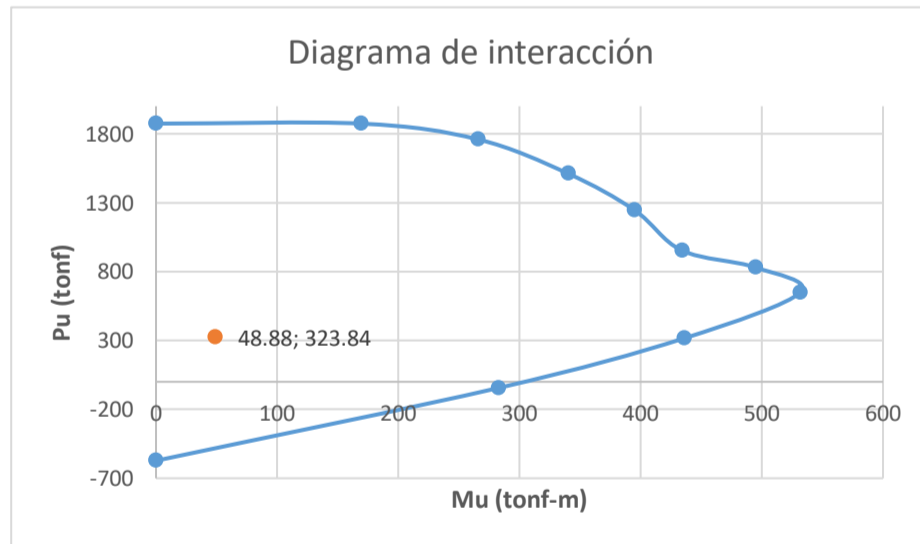
$$A_{s-min} = 1\% A_g \quad A_{s-min} = 144.00 \quad [\text{cm}^2]$$

Tomamos: 28φ1" + 4φ5/8" = 149.88 [cm²]

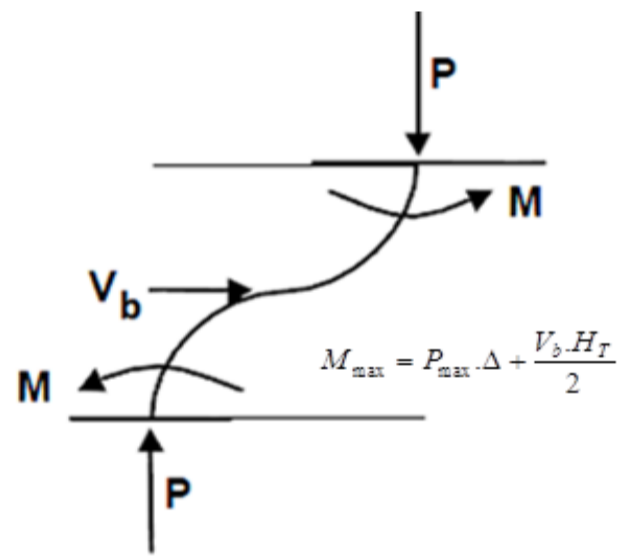
C).- DISTRIBUCIÓN DE ACERO PROPUESTA.



D).- OBTENCIÓN DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.



Fuerzas sobre el aislador en su forma deformada.



Fuerzas del aislador sobre columna equivalente

E).- ESPACIAMIENTO DE ESTRIBO.

El espaciamiento máximo es el menor valor de :

$S \leq 16d_b =$	40.64	[cm]
$S \leq \text{MIN}(CL, CS) =$	120.00	[cm]
$S \leq 30\text{cm} =$	30.00	[cm]



Tomamos 3 estribos φ 3/8" @ 0.20m

DISEÑO DE ZAPATA DEL PEDESTAL											
CARGAS:			COLUMNA:			ZAPATA			PROPIEDADES		
Ps=	229960.00	[Kgf]	CL=	120.00	[cm]	hp=	0.00	[cm]	qs=	2.90	[kgf/cm2]
Pu=	323840.00	[Kgf]	CS=	120.00	[cm]	ht=	40.00	[cm]	yc=	2400.00	[kgf/m3]
Ms=	3470475.64	[Kgf-cm]	φL=	1	["]	f'c=	245.00	[kgf/cm2]	ys=	1700.00	[kgf/m3]
Mu=	4888489.40	[Kgf-cm]	f'c=	245.00	[kgf/cm2]	φ=	0.90		fy=	4200.00	[kgf/cm2]
s/c=	0.00	[kgf/cm2]									

A).- DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA.

A.1).- Cálculo del peralte.

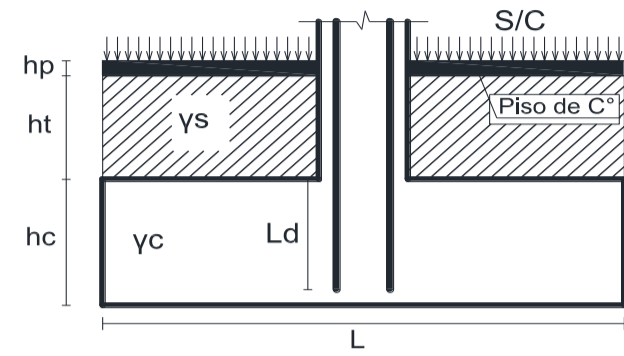
El peralte debe permitir el desarrollo del refuerzo en compresión de la columna.

$$Ld1 = \frac{0.08 * db * fy}{\sqrt{f'c}} \quad Ld1 = 54.52 \quad [cm]$$

$$Ld2 = 0.004 * db * fy \quad Ld2 = 42.67 \quad [cm]$$

$$Ld3 = 20cm \quad Ld3 = 20.00 \quad [cm]$$

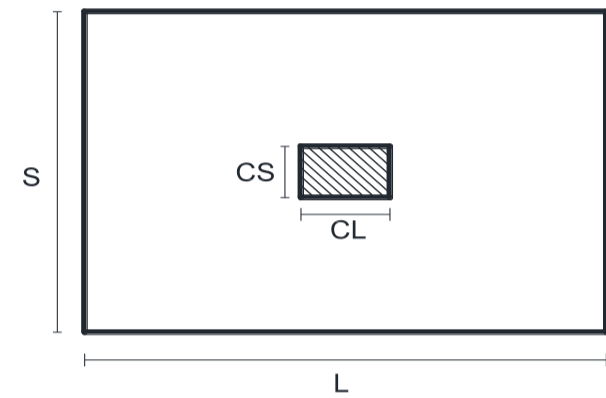
Ld-max= 54.52 [cm]
 hc-calc.= 64.52 [cm]
 hc-asum.= 70 [cm]
 d= 60 [cm]



A.2).- Cálculo de la capacidad portante neta del terreno: "qsn"

$$qsn = qs - Pzapata - Pterreno - Ppiso - S / C$$

Pzapata= 0.168 [Kg/cm2]
 Pterreno= 0.068 [Kg/cm2]
 Ppiso= 0.000 [Kg/cm2]
 qsn= 2.664 [Kg/cm2]



A.3).- Dimensionamiento de la base de la zapata: "L" y "S"

$$Ps = PD + PL \quad Ps = 229960.00 \quad [Kg]$$

$$Ms = MD + ML \quad Ms = 3470475.64 \quad [Kg-cm]$$

$$e = Ms / Ps \quad e = 15.09 \quad [cm]$$

$$Ase = Ps / qsn \quad Ase = 86321.32 \quad [cm^2]$$

$$Lse = \sqrt{Ase} \quad Lse = 293.80 \quad [cm]$$

$$S = \frac{P}{qsn * L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{1,2} = \frac{P}{SL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

Iteración	L	S	Área	q2	q1	q2<=qsn??	q1<=qsn??	Cond. Fin
1	293.80	376.56	110633.78	2.6640	1.8914	OK	OK	OK
2	298.80	369.36	110365.33	2.6640	1.9025	OK	OK	OK
3	303.80	362.42	110105.71	2.6640	1.9132	OK	OK	OK
4	308.80	355.74	109854.50	2.6640	1.9237	OK	OK	OK
5	313.80	349.30	109611.30	2.6640	1.9339	OK	OK	OK
6	318.80	343.08	109375.72	2.6640	1.9438	OK	OK	OK
7	323.80	337.08	109147.42	2.6640	1.9534	OK	OK	OK
8	328.80	331.28	108926.07	2.6640	1.9628	OK	OK	OK
9	333.80	325.67	108711.34	2.6640	1.9719	OK	OK	OK
10	338.80	320.25	108502.96	2.6640	1.9809	OK	OK	OK
Tomamos:	330.00	330.00	108900.00	2.66	1.96	OK	OK	OK

B).- REACCIÓN AMPLIFICADA DEL SUELO.

$$Pu = 323840.00 \quad [Kg]$$

$$Ps = 229960.00 \quad [Kg]$$

$$qsn = 2.664 \quad [Kg/cm^2]$$

$$fq = Pu / Ps \quad fq = 1.408$$

$$qsnu = fq * qsn \quad qsnu = 3.752 \quad [Kg/cm^2]$$

C).- VERIFICACIÓN AL CORTE.

C.1) Corte por flexión:

$$Lf = 45.00 \quad [cm]$$

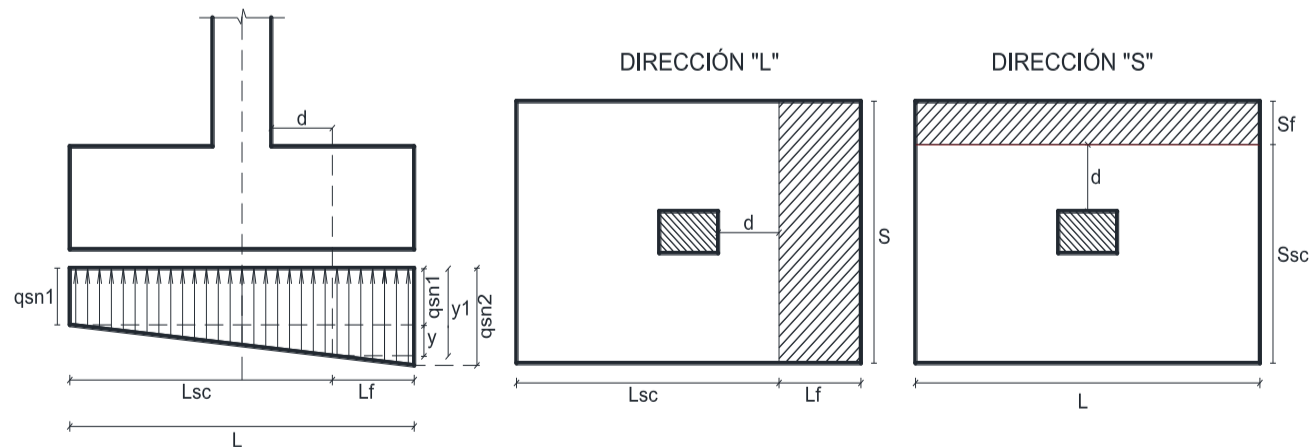
$$Lsc = 285.00 \quad [cm]$$

$$Sf = 45.00 \quad [cm]$$

$$Ssc = 285.00 \quad [cm]$$

$$y = 0.60 \quad [Kg/cm^2]$$

$$y1 = 2.57 \quad [Kg/cm^2]$$



Corte en dirección paralela a "L"

$$Vu = fq \cdot \left(\frac{y1 + qsn2}{2} \right) \cdot Lf \cdot S \quad Vu = 54701.10 \quad [Kg]$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * S * d \quad \phi Vc = 139618.52 \quad [Kg]$$

Vu < φVc?? OK

Corte en dirección paralela a "S"

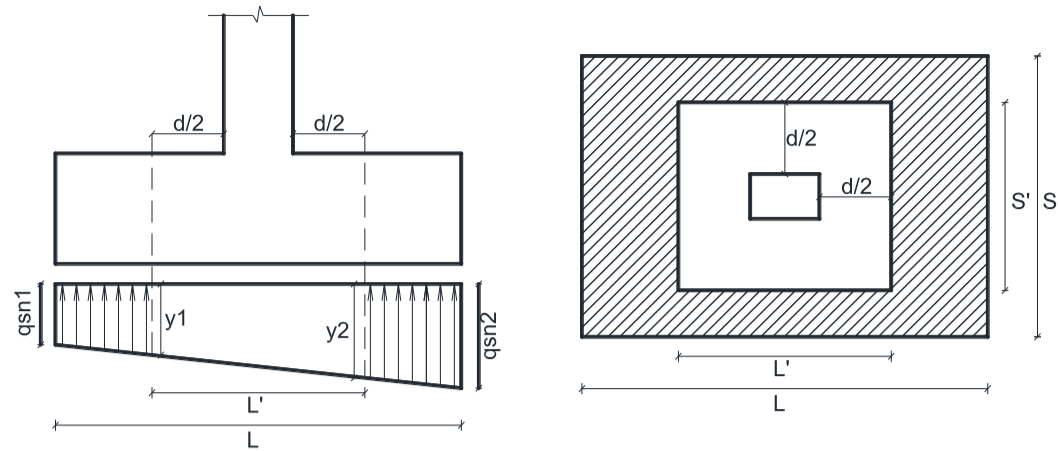
$$Vu = fq \cdot \left(\frac{qsn1 + qsn2}{2} \right) \cdot Sf \cdot L \quad Vu = 48390.50 \quad [Kg]$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * L * d \quad \phi Vc = 139618.52 \quad [Kg]$$

Vu < φVc?? OK

C.2) Corte por punzonamiento:

$L' = CL + d$	$L' =$	180.00	[cm]
$S' = CS + d$	$S' =$	180.00	[cm]
$bo = 2L' + 2S'$	$bo =$	720	[cm]
$Bc = CL/CS$	$Bc =$	1.0	
	$\alpha s =$	30	
	$y1 =$	2.12	[Kg/cm2]
	$y2 =$	2.50	[Kg/cm2]



$$\phi Vc1 \leq 0.85 \cdot 0.27 \cdot (2 + 4/Bc) \cdot \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d \quad Vc1 = 931109.44 \text{ [Kg]}$$

$$\phi Vc2 \leq 0.85 \cdot 0.27 \cdot (2 + \alpha s \cdot d/bo) \cdot \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d \quad Vc2 = 698332.08 \text{ [Kg]}$$

$$\phi Vc3 \leq 0.85 \cdot 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d \quad Vc3 = 632234.80 \text{ [Kg]}$$

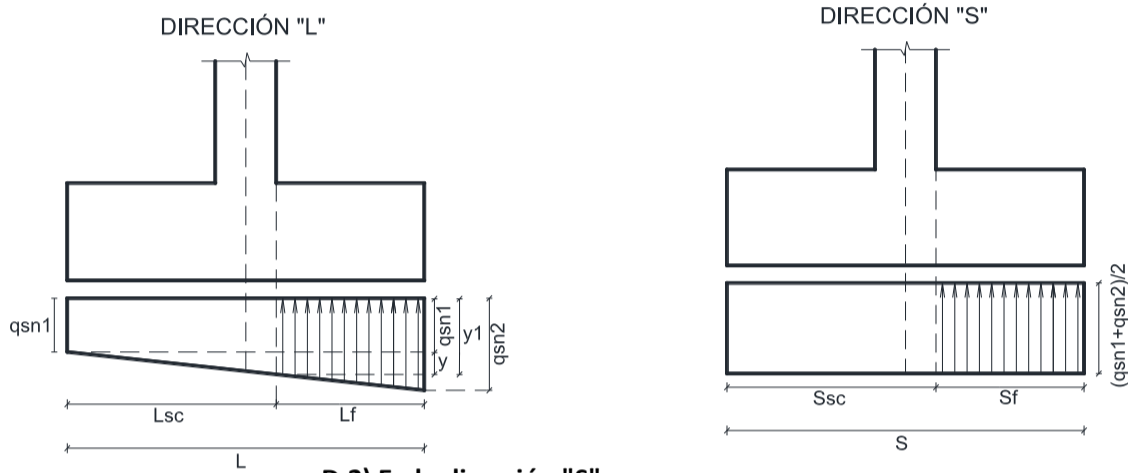
$$Vc\text{-min} = 632234.80 \text{ [Kg]}$$

$$Vu = fq \cdot \left(\frac{q_{sn1} + q_{sn2}}{2} \cdot S \cdot L - \frac{y1 + y2}{2} \cdot S' \cdot L' \right) \quad Vu = 249284.37 \text{ [Kg]}$$

Vu < φVc?? OK

D).- REFUERZO LONGITUDINAL POR FLEXIÓN.

$Lsc =$	225.0	[cm]
$Lf =$	105.0	[cm]
$Ssc =$	225.0	[cm]
$Sf =$	105.0	[cm]
$y =$	0.48	[Kg/cm2]
$y1 =$	2.44	[Kg/cm2]



D.1) En la dirección "L"

$$Mu = fq \cdot \left(y1 \cdot \frac{Lf^2}{2} + (q_{sn2} - y1) \cdot \frac{Lf^2}{3} \right) \cdot S \quad Mu = 6633073.29 \text{ [Kg-cm]}$$

$$w = 0.0257$$

$$\rho = w \cdot f'c / fy \quad \rho = 0.0015$$

$$As = \rho \cdot S \cdot d \quad As = 29.70 \text{ [cm2]}$$

$$As\text{-min} = 0.0018 \cdot S \cdot hc \quad As\text{-min} = 41.58 \text{ [cm2]}$$

$$s\text{-max} = 45 \text{ [cm]}$$

$$s\text{-max} = 3hc = 210 \text{ [cm]}$$

Se usará: 21φ5/8" @ 0.16m

D.2) En la dirección "S"

$$Mu = fq \cdot \left(\frac{q_{sn1} + q_{sn2}}{2} \right) \cdot L \cdot \frac{Sf^2}{2} \quad Mu = 5927835.73 \text{ [Kg-cm]}$$

$$w = 0.0229$$

$$\rho = w \cdot f'c / fy \quad \rho = 0.0013$$

$$As = \rho \cdot L \cdot d \quad As = 26.50 \text{ [cm2]}$$

$$As\text{-min} = 0.0018 \cdot L \cdot hc \quad As\text{-min} = 41.58 \text{ [cm2]}$$

$$s\text{-max} = 45 \text{ [cm]}$$

$$s\text{-max} = 3hc = 210 \text{ [cm]}$$

Se usará: 21φ5/8" @ 0.16m

D).- VERIFICACIÓN DE LA CONEXIÓN COLUMNA ZAPATA.

D.1).- Resistencia al aplastamiento de la columna.

$$Pu = 323840.00 \text{ [Kgf]}$$

$$f'c = 245.00 \text{ [kgf/cm2]}$$

$$\phi Pn = \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A1 \quad ; \phi = 0.70 \rightarrow \phi Pn = 2099160.00 \text{ [Kgf]}$$

φPn > Pu?? OK

D.2).- Resistencia al aplastamiento en el concreto de la cimentación.

$$A1 = 14400.00 \text{ [cm2]}$$

$$A2 = 108900.00 \text{ [cm2]}$$

$$v(A2/A1) = 2.75$$

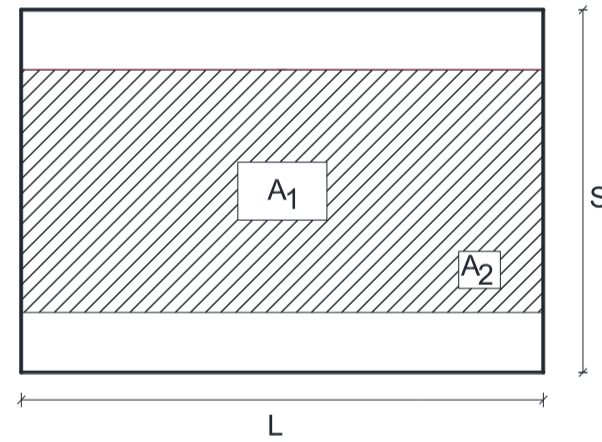
$$\text{Tomamos: } v(A2/A1) = 2$$

$$f'c = 245.00 \text{ [kgf/cm2]}$$

$$\phi Pn = \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot \sqrt{\frac{A2}{A1}} \cdot A1 \quad ; \phi = 0.70 \rightarrow \phi Pn = 4198320.00 \text{ [Kgf]}$$

φPn > Pu?? OK

(No se requiere refuerzo adicional en la conexión columna - zapata)



ANEXO 1.8

DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA

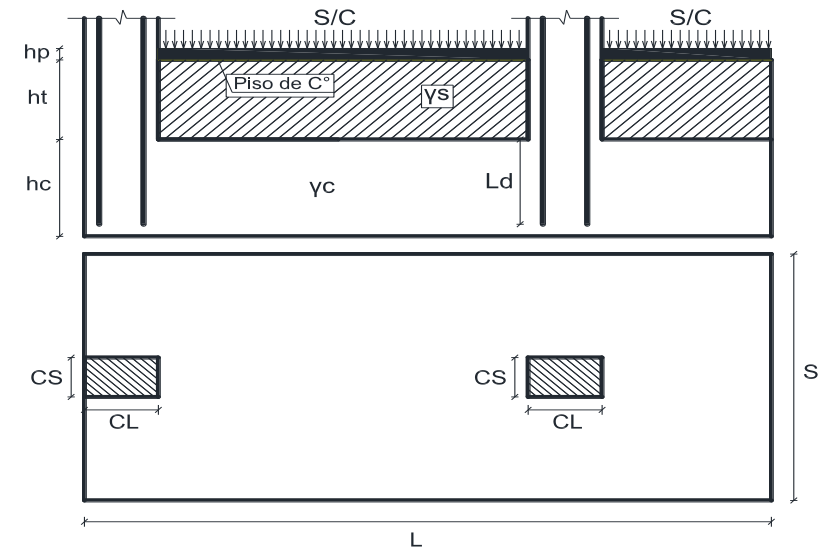
CARGAS:			COLUMNA:			ZAPATA			PROPIEDADES		
	C-1	C-2		C-1	C-2						
Ps [Kgf]=	139320.00	252100.00	CL [cm]=	130.00	135.00	hp=	0.00	[cm]	qs=	2.90	[kgf/cm ²]
Pu [Kgf]=	146330.00	344050.00	CS [cm]=	130.00	135.00	ht=	40.00	[cm]	yc=	2400.00	[kgf/m ³]
Ms [Kgf-cm]=	1221517.66	2105684.20	Φ [°]=	1	1	f'c=	245.00	[kgf/cm ²]	ys=	1700.00	[kgf/m ³]
Mu [Kgf-cm]=	1354078.09	2888882.90	f'c [kgf/cm ²]=	245.00	245.00	φ=	0.90		fy=	4200.00	[kgf/cm ²]
s/c [kgf/cm ²]=	0.00										

A).- DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA.

A.1).- Cálculo del peralte.

El peralte debe permitir el desarrollo del refuerzo en compresión de la columna.

$Ld1 = \frac{0.08 * db * fy}{\sqrt{f'c}}$	Ld1= 54.52 [cm]
$Ld2 = 0.004 * db * fy$	Ld2= 42.67 [cm]
$Ld3 = 20cm$	Ld3= 20.00 [cm]
	Ld-max= 54.52 [cm]
	hc-calc.= 64.52 [cm]
	hc-asum.= 70 [cm]
	d= 60 [cm]



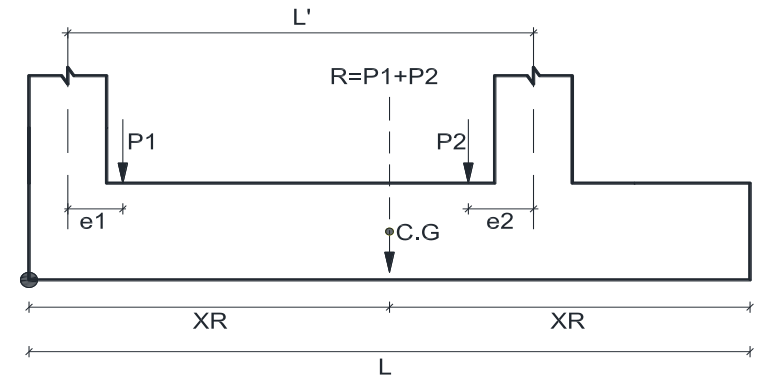
A.2).- Cálculo de la capacidad portante neta del terreno: "qsn"

$qsn = qs - Pzapata - Pterreno - Ppiso - S / C$	Pzapata= 0.168 [Kg/cm ²]
	Pterreno= 0.068 [Kg/cm ²]
	Ppiso= 0.000 [Kg/cm ²]
	qsn= 2.664 [Kg/cm ²]

A.3).- Dimensionamiento de la base de la zapata: "L" y "S"

Las zapatas se predimensionarán de modo que las resultantes de las cargas pasen por su centro de gravedad.

$Azap = (Ps1 + Ps2) / qsn$	Azap= 146929.43 [cm ²]
$e1 = Ms1 / Ps1$	e1= 8.77 [cm]
$e2 = Ms2 / Ps2$	e2= 8.35 [cm]
	XR= 230.20 [cm]
$L = 2XR$	L= 460.40 [cm]
Usar:	L= 460.00 [cm]
$S = Azap / L$	S= 319.41 [cm]
Usar:	S= 320.00 [cm]



B).- REACCIÓN AMPLIFICADA DEL SUELO.

B.1) Cálculo de la reacción neta por unidad de longitud (sentido longitudinal).

$qsnu = (Pu1 + Pu2) / L$	qsnu= 1066.04 [Kgf/cm]
--------------------------	------------------------

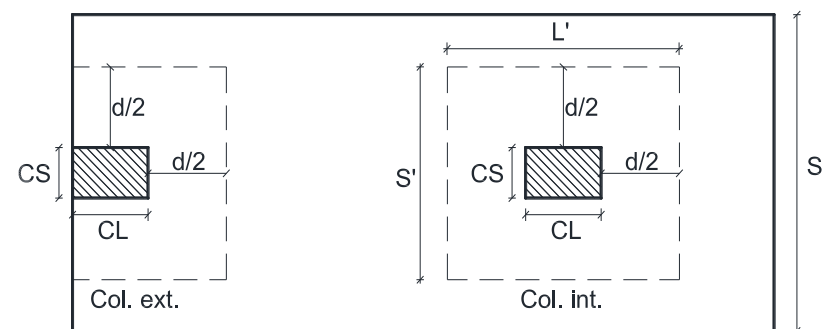
B.1) Cálculo de la reacción neta por unidad de área.

$qsnu' = qsnu / S$	qsnu'= 3.33 [Kgf/cm ²]
--------------------	------------------------------------

C).- VERIFICACIÓN AL CORTE.

C.1) Corte por punzonamiento:

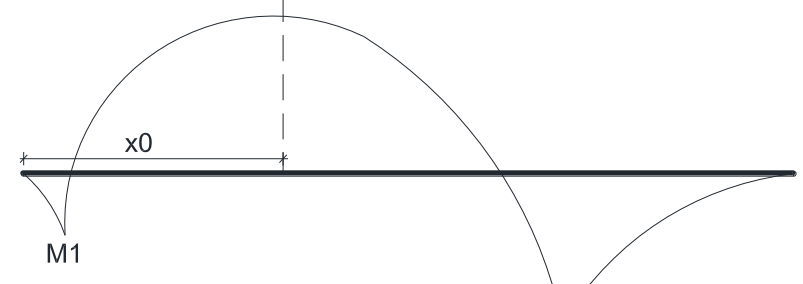
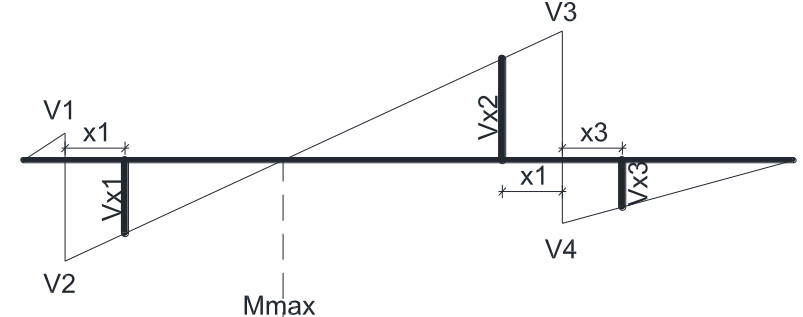
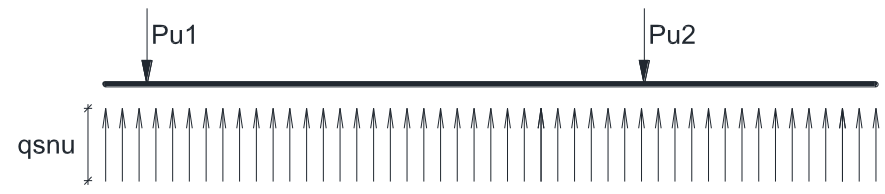
	Col. Exterior.	Col. Interior.	
	L'= 160.00	195.00	[cm]
	S'= 190.00	195.00	[cm]
	bo= 510.00	780.00	[cm]
$Bc = CL / CS$	Bc= 1.0	1.0	
	αs= 30	40	
$Vu = Pu - qsnu' \cdot S' \cdot L'$	Vu= 45055.87	217374.05	[Kgf]
$\phi Vc1 \leq 0.85 \cdot 0.27 \cdot (2 + 4/Bc) \cdot \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d$	φVc1= 659535.85	1008701.89	[Kgf]
$\phi Vc2 \leq 0.85 \cdot 0.27 \cdot (2 + \alpha_s \cdot d/bo) \cdot \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d$	φVc2= 607807.55	853516.99	[Kgf]
$\phi Vc3 \leq 0.85 \cdot 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d$	φVc3= 447832.99	684921.04	[Kgf]
	φVc-min= 447832.99	684921.04	[Kgf]
Vu < φVc??	OK	OK	



C.2) Corte por flexión:

$X_0 = Pu1/qsnu$	$X_0 = 137.26$ [cm]
$X1 = CL1/2 + d$	$X1 = 125.00$ [cm]
$X2 = CL2/2 + d$	$X2 = 127.50$ [cm]
$X3 = CL2/2 + d$	$X3 = 127.50$ [cm]
$VX1 = (CL1/2 + X1).qsnu - Pu1$	$Vu1 = 56218.26$ [Kgf]
$VX2 = (CL1/2 + L' - X2).qsnu - Pu1$	$Vu2 = 64213.59$ [Kgf]
$VX3 = (L - (CL1/2 + L' + X3)).qsnu$	$Vu3 = 7995.33$ [Kgf]
	$Vu(\text{mayor}) = 64213.59$ [Kgf]
$\phi Vc = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} * S * d$	$\phi Vc = 135387.66$ [Kgf]

Vu < ϕVc ?? OK



D).- REFUERZO LONGITUDINAL POR FLEXIÓN.

D.1).- Refuerzo superior.

$M_{max} = \frac{qsnu \cdot X_0^2}{2} - Pu1 \cdot \left(X_0 - \frac{CL1}{2} \right)$	$M_{max} = 531512.3$ [Kgf-cm]
---	-------------------------------

$\rho = w f'_c / f_y$	$w = 0.00210$
$As = \rho \cdot S \cdot d$	$\rho = 0.00012$
$As - \text{min} = 0.0018 \cdot S \cdot hc$	$As = 2.35$ [cm ²]
	$As - \text{min} = 40.32$ [cm ²]

Se usará: 21 ϕ 5/8" @0.15m

D.2).- Refuerzo inferior.

$M_2 = qsnu \frac{\left(L - \left(\frac{CL1}{2} + L' + \frac{CL2}{2} \right) \right)^2}{2}$	$M_2 = 2428580.3$ [Kgf-cm]
---	----------------------------

$\rho = w f'_c / f_y$	$w = 0.0096$
$As = \rho \cdot S \cdot d$	$\rho = 0.0006$
$As - \text{min} = 0.0018 \cdot S \cdot hc$	$As = 10.77$ [cm ²]
	$As - \text{min} = 40.32$ [cm ²]

Se usará: 21 ϕ 5/8" @0.15m

E).- REFUERZO TRANSVERSAL POR FLEXIÓN.

E.1).- Diseño de viga exterior.

$qsnu = Pu1/S$	$b1 = 160.00$ [cm]
	$qsnu = 457.28$ [Kgf/cm]
	$Mu - \text{max} = 2063481.64$ [Kgf-cm]

$\rho = w f'_c / f_y$	$w = 0.0164$
$As = \rho \cdot b1 \cdot d$	$\rho = 0.0010$
$As - \text{min} = 0.0018 \cdot b1 \cdot hc$	$As = 9.19$ [cm ²]
	$As - \text{min} = 20.16$ [cm ²]

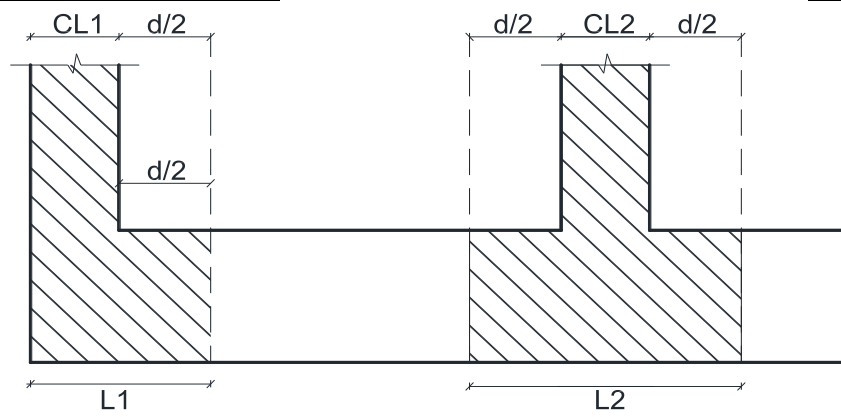
Se usará: 11 ϕ 5/8" @0.15m

E.2).- Diseño de viga interior.

$qsnu = Pu2/S$	$b2 = 195.00$ [cm]
	$qsnu = 1075.16$ [Kgf/cm]
	$Mu - \text{max} = 4599652.83$ [Kgf-cm]

$\rho = w f'_c / f_y$	$w = 0.0303$
$As = \rho \cdot b2 \cdot d$	$\rho = 0.0018$
$As - \text{min} = 0.0018 \cdot b2 \cdot hc$	$As = 20.65$ [cm ²]
	$As - \text{min} = 24.57$ [cm ²]

Se usará: 13 ϕ 5/8" @0.16m



ANEXO 1.9

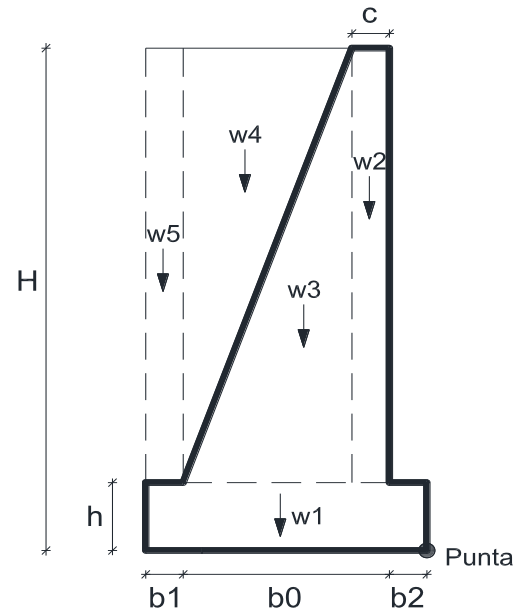
DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD

A) PROPIEDADES DEL SUELO.

$\phi =$	31.80	[°]
$W_s =$	1700.00	[Kgf/m ³]
$\mu =$	0.50	
$C_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$	0.31	
$C_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$	3.23	
$q_{\text{maxsuelo}} =$	2.90	[kgf/cm ²]

B) PROPIEDADES DEL CONCRETO.

$W_c =$	2200.00	[kgf/m ³]
$H =$	2.96	[m]
$h =$	0.40	[m]
$c =$	0.20	[m]
$b_0 =$	1.10	[m]
$b_1 =$	0.30	[m]
$b_2 =$	0.20	[m]



C) VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DEL MURO:

Momentos actuantes.

EFECTO	FUERZA (kgf)	Brazo de palanca	Momento (kgf-m)
Empuje activo	2307.16	0.99	2276.40
(FH) TOTAL	2307.16	(MA) TOTAL	2276.40

Momentos resistentes tomados con respecto a la punta:

ELEMENTO	FUERZA (kgf)	Brazo de palanca (m)	Momento (kgf-m)
w1=	1408.00	0.80	1126.40
w2=	1126.40	0.30	337.92
w3=	2534.40	0.70	1774.08
w4=	1958.40	1.00	1958.40
w5=	1305.60	1.45	1893.12
(FV) TOTAL	8332.8	(MR) TOTAL	7089.92

C.1) Por volteo:

$$F.S.V = \frac{\sum MR}{\sum MA} = 3.11 > 2.00 \quad \text{OK}$$

C.2) Por deslizamiento:

$$F.S.D = \frac{\mu \sum FV}{\sum FH} = 1.81 > 1.50 \quad \text{OK}$$

D) CÁLCULO DE LAS PRESIONES EN EL SUELO.

D.1) Punto de paso de la resultante:

$$x = \frac{\sum M}{\sum F_v} = \frac{(MR - MA)}{\sum F_v} \quad x = 0.58 \quad \text{m}$$

Por lo tanto:

$$e = 0.22 < B/6 = 0.27 \quad \text{OK}$$

D.2) Presiones en la punta y talón del muro:

$q_{1,2} = \frac{P}{SL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$	q1 (punta)=	0.96	kg/cm ²	<	2.90	OK
	q2 (talón)=	0.09	kg/cm ²	<	2.90	OK

ANEXO 2.0



Sistemas de Protección Sísmica Limitada

Santiago, 12 de Junio de 2012
12045-GYM-01-R2

Arquitecto David Arismendiz S.
Gerente de Proyecto
Graña y Montero

Ref.: Cotización de Aisladores Elastoméricos, Deslizadores Friccionales Dobles y Ensayos dinámicos de dispositivos para Edificio Corporativo Graña y Montero.

Estimado Arquitecto Arismendiz:

Nos es muy grato cotizar los Dispositivos y Ensayos en referencia. SPS Ltda. tiene una extensa experiencia en el diseño y comercialización de sistemas de disipación de energía y aislamiento sísmico, por lo que estamos seguros que nuestros productos cumplirán más allá de sus expectativas.

De acuerdo a lo solicitado, presentamos a continuación la cotización por la provisión de Deslizadores Friccionales y Ensayo dinámico de deslizador para Proyecto Graña y Montero. La siguiente propuesta considera el costo de los Aisladores Elastoméricos, Deslizadores Friccionales, sistemas de anclaje y los ensayos de control de calidad por parte de DICTUC (filial de la Pontificia Universidad Católica de Chile).

1.- Precios y Forma de Pago

Tabla 1. Presupuesto de Dispositivos, Anclajes y Ensayos

Aisladores Elastoméricos, Deslizadores Friccionales Dobles, Anclajes y Ensayos Edificio Corporativo Graña y Montero				
Item	Descripción	Cantidad	Precio Unit. USD	Precio Total USD
1.1	Deslizador Friccional Doble marca SPS, Modelo DFD 550/270	8	USD 6.518,15	USD 52.145,20
1.2	Sistema de anclaje deslizador	8	USD 491,93	USD 3.935,44
1.3	Aislador Elastomérico marca VULCO, ø700x213mm de altura total. Sin núcleo de plomo.	8	USD 6.885,00	USD 55.080,00
1.4	Sistema de anclaje aislador	8	USD 595,00	USD 4.760,00
1.5	Aislador Elastomérico marca VULCO, ø750x213mm de altura total. Sin núcleo de plomo.	12	USD 7.375,00	USD 88.500,00
1.6	Sistema de anclaje aislador	12	USD 595,00	USD 7.140,00
1.7	Aislador Elastomérico marca VULCO, ø850x213mm de altura total. Sin núcleo de plomo.	8	USD 8.350,00	USD 66.800,00
1.8	Sistema de anclaje aislador	8	USD 595,00	USD 4.760,00
1.9	Ensayo de control de calidad de deslizador en DICTUC	1	USD 595,00	USD 595,00
1.10	Ensayo de control de calidad de aislador en DICTUC	28	USD 595,00	USD 16.660,00
1.11	Capacitación en terreno y visita de Inspección de montaje	1	Incluido	—
				USD 300.375,64

ANEXO 3.1

HOJA DE METRADOS BLOCK C1-A (BASE FIJA)

PROYECTO	: MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD RESOLUTIVA DEL HOSPITAL REGIONAL "MIGUEL ANGEL MARISCAL LLERENA DE AYACUCHO".				
ENTIDAD	: GOBIERNO REGIONAL DE AYACUCHO	DEP.	: AYACUCHO	DIST.	: MARISCAL CÁCERES
		PROV.	: HUAMANGA		

ITEM	DESCRIPCION	UND.	N° VECES	AREA	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL
					LARGO	ANCHO	ALTO		
01	ESTRUCTURAS								
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS								
01.01.01	NIVELACIÓN DEL TERRENO								
01.01.01.01	NIVELACIÓN INTERIOR Y APISONADO	m2						666.06	
01.01.02	EXCAVACIONES								
01.01.02.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS Y ZAPATAS	m3						500.31	
01.01.03	RELLENOS								
01.01.03.01	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO, MATERIAL PROPIO	m3						85.89	
01.01.04	ELIMINACIÓN DE MATERIAL								
01.01.04.01	ACARREO INT. PROCEDENTE DE EXCAVACIONES MANUALES SUP.	m3						538.75	
01.01.04.02	ELIM. DE MAT. EXC. EXCAVADO C/EQ. PESADO, CARGUÍO C/EQUIPO	m3						538.75	
01.01.05	BASE DE AFIRMADO								
01.01.05.01	ESCARIFICADO, NIVELACIÓN Y COMP. DE TERRENO C/EQUIPO PESADO	m2						666.06	
01.01.05.02	BASE GRANULAR DE E=0.10M (C/AFIRMADO)	m2						610.28	
01.02.	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE								
01.02.01	SOLADO PARA ZAPATAS								
01.02.01.01	SOLADO CONCRETO f'c=100 Kg/cm2, E=10cm	m2						0.98	
01.02.02	SUB ZAPATAS								
01.02.02.01	FALSA ZAPATA CONCRETO f'c=100 Kg/cm2 + 40% P.G.	m3						282.23	
01.02.03	FALSO PISO								
01.02.03.01	FALSO PISO CONCRETO SIMPLE f'c=140 Kg/cm2, E=4"	m2						610.28	
01.03.	OBRAS DE CONCRETO ARMADO								
01.03.01	ZAPATAS								
01.03.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS f'c= 245 Kg/cm2	m3						116.20	
01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	m2						176.60	
01.03.01.03	ACERO DE REFUERZO EN ZAPATAS	kg						6,336.35	
01.03.02	CIMIENTOS CORRIDOS ARMADO								
01.03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO ARMADO f'c=175 Kg/cm2 + 30% P.G.	m3						32.05	
01.03.02.02	ACERO EN CIMIENTO CORRIDO ARMADO	kg						1,112.20	
01.03.03	SOBRECIMENTOS ARMADOS								
01.03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO REFORZADO f'c= 175 Kg/cm2	m3						5.55	
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO REFORZADO	m2						85.37	
01.03.03.03	ACERO DE REFUERZO EN SOBRECIMENTOS ARMADOS	kg						590.50	
01.03.04.	VIGAS DE CIMENTACIÓN								
01.03.04.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN f'c= 245 Kg/cm2	m3						0.98	
01.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN	m2						6.50	
01.03.04.03	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN	kg						192.34	
01.03.05.	COLUMNAS Y PLACAS								
01.03.05.01	CONCRETO EN COLUMNAS Y PLACAS f'c= 245 Kg/cm2	m3						284.90	
01.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS Y PLACAS	m2						1,936.75	
01.03.05.03	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS Y PLACAS	Kg						60,764.57	
01.03.06.	COLUMNETAS								
01.03.06.01	CONCRETO EN COLUMNETAS f'c= 175 Kg/cm2	m3						73.34	
01.03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNETAS	m2						1,105.03	
01.03.06.03	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNETAS	Kg						10,674.36	
01.03.07.	VIGAS								
01.03.07.01	CONCRETO EN VIGAS f'c= 245 Kg/cm2	m3						150.51	
01.03.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS	m2						902.27	
01.03.07.03	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS	Kg						23,088.00	
01.03.08.	VIGUETAS								
01.03.08.01	CONCRETO EN VIGUETAS f'c= 175 Kg/cm2	m3						56.34	
01.03.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGUETAS	m2						868.80	
01.03.08.03	ACERO DE REFUERZO EN VIGUETAS	Kg						6,345.94	
01.03.09.	LOSAS ALIGERADAS EN 1 SENTIDO								
01.03.09.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS EN 1 SENTIDO f'c= 245 Kg/cm2	m3						55.50	
01.03.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA ALIGERADA DE 1 SENTIDO	m2						554.96	
01.03.09.03	ACERO DE REFUERZO EN LOSA ALIGERADA EN 1 SENTIDO	Kg						2,796.06	
01.03.09.04	LADRILLO DE ARCILLA 20x30x30 cm PARA LOSA ALIGERADA H=25 CM	und						4,624.00	
01.03.10.	LOSAS ALIGERADAS EN 2 SENTIDOS								
01.03.10.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS EN 2 SENTIDOS f'c= 245 Kg/cm2	m3						222.93	
01.03.10.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA ALIGERADA DE 2 SENTIDOS	m2						1,596.20	
01.03.10.03	ACERO DE REFUERZO EN LOSA ALIGERADA EN 2 SENTIDOS	Kg						19,675.88	
01.03.10.04	LADRILLO DE ARCILLA 20x30x30 cm PARA LOSA ALIGERADA H=25 CM	und						9,980.00	
01.03.11.	ESCALERAS								
01.03.11.01	CONCRETO EN ESCALERAS f'c= 210 Kg/cm2	m3						23.11	
01.03.11.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ESCALERAS	m2						169.78	
01.03.11.03	ACERO DE REFUERZO EN ESCALERAS	Kg						1,578.42	

ANEXO 3.2

HOJA DE METRADOS BLOCK C1-A (AISLADO)

PROYECTO	: MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD RESOLUTIVA DEL HOSPITAL REGIONAL "MIGUEL ANGEL MARISCAL LLERENA DE AYACUCHO".		
ENTIDAD	: GOBIERNO REGIONAL DE AYACUCHO	DEP.	: AYACUCHO
		PROV.	: HUAMANGA
		DIST.	: MARISCAL CÁCERES

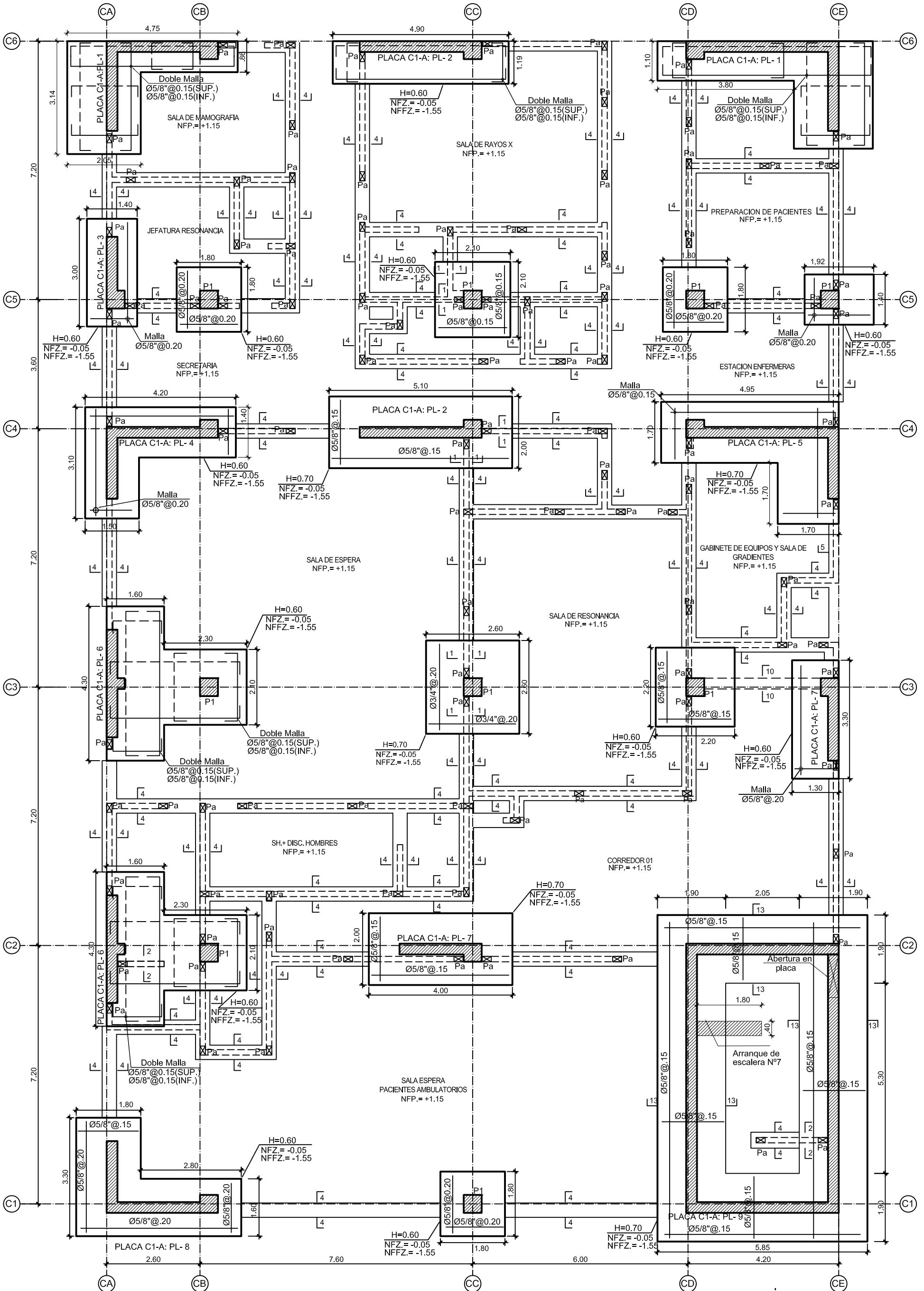
ITEM	DESCRIPCION	UND.	N° VECES	AREA	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL
					LARGO	ANCHO	ALTO		
01	ESTRUCTURAS								
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS								
01.01.01	NIVELACIÓN DEL TERRENO								
01.01.01.01	NIVELACIÓN INTERIOR Y APISONADO	m2							931.21
01.01.02	EXCAVACIONES								
01.01.02.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS Y ZAPATAS	m3							2336.36
01.01.03	RELLENOS								
01.01.03.01	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO, MATERIAL PROPIO	m3							272.02
01.01.04	ELIMINACIÓN DE MATERIAL								
01.01.04.01	ACARREO INT. PROCEDENTE DE EXCAVACIONES MANUALES SUP.	m3							2683.65
01.01.04.02	ELIM. DE MAT. EXC. EXCAVADO C/EQ. PESADO, CARGUÍO C/EQUIPO	m3							2683.65
01.02.	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE								
01.02.01	SOLADO PARA ZAPATAS								
01.02.01.01	SOLADO CONCRETO f'c=100 Kg/cm2, E=10cm	m2							278.42
01.02.02	MURO DE CONTENCIÓN								
01.02.02.01	CONCRETO EN MURO DE CONTENCIÓN f'c=175 Kg/cm2.	m3							272.29
01.02.02.02	ENCOFRADO DE MURO DE CONTENCIÓN.	m2							614.54
01.03.	OBRAS DE CONCRETO ARMADO								
01.03.01	ZAPATAS								
01.03.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS f'c= 245 Kg/cm2	m3							201.62
01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	m2							39.55
01.03.01.03	ACERO DE REFUERZO EN ZAPATAS	kg							7,022.71
01.03.02	PODIOS								
01.03.02.01	CONCRETO EN PODIO SUPERIOR E INFERIOR f'c= 245 Kg/cm2	m3							109.06
01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PODIOS.	m3							174.45
01.03.02.03	ACERO DE REFUERZO EN PODIOS	kg							27,212.12
01.03.03.	COLUMNAS Y PLACAS								
01.03.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS Y PLACAS f'c= 245 Kg/cm2	m3							176.53
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS Y PLACAS	m2							1,564.82
01.03.03.03	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS Y PLACAS	Kg							27,481.22
01.03.04.	COLUMNETAS								
01.03.04.01	CONCRETO EN COLUMNETAS f'c= 175 Kg/cm2	m3							91.21
01.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNETAS	m2							1,207.90
01.03.04.03	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNETAS	Kg							10,774.61
01.03.05.	VIGAS DE ARRIOSTRE DEL SISTEMA DE AISLACIÓN								
01.03.05.01	CONCRETO EN VIGAS DE ARRIOSTRE f'c= 245 Kg/cm2	m3							50.02
01.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS DE ARRIOSTRE	m2							288.99
01.03.05.03	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS DE ARRIOSTRE	kg							4,243.73
01.03.06.	VIGAS DE LA SUPERESTRUCTURA								
01.03.06.01	CONCRETO EN VIGAS f'c= 245 Kg/cm2	m3							194.26
01.03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS	m2							1,183.31
01.03.06.03	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS	Kg							17,237.40
01.03.07.	VIGUETAS								
01.03.07.01	CONCRETO EN VIGUETAS f'c= 175 Kg/cm2	m3							63.65
01.03.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGUETAS	m2							979.20
01.03.07.03	ACERO DE REFUERZO EN VIGUETAS	Kg							6,886.27
01.03.08.	LOSAS ALIGERADAS EN 1 SENTIDO								
01.03.08.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS EN 1 SENTIDO f'c= 245 Kg/cm2	m3							59.52
01.03.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA ALIGERADA DE 1 SENTIDO	m2							595.18
01.03.08.03	ACERO DE REFUERZO EN LOSA ALIGERADA EN 1 SENTIDO	Kg							2,891.93
01.03.08.04	LADRILLO DE ARCILLA 20x30x30 cm PARA LOSA ALIGERADA H=25 CM	und							4,959.00
01.03.09.	LOSAS ALIGERADAS EN 2 SENTIDOS								
01.03.09.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS EN 2 SENTIDOS f'c= 245 Kg/cm2	m3							226.65
01.03.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA ALIGERADA DE 2 SENTIDOS	m2							1,614.88
01.03.09.03	ACERO DE REFUERZO EN LOSA ALIGERADA EN 2 SENTIDOS	Kg							21,060.81
01.03.09.04	LADRILLO DE ARCILLA 20x30x30 cm PARA LOSA ALIGERADA H=25 CM	und			Área				10,093.00
01.03.10.	LOSA MACIZA EN SISTEMA DE AISLAMIENTO								
01.03.10.01	CONCRETO EN LOSA MACIZA SISTEMA DE AISLAMIENTO f'c= 245 Kg/cm2	m3			Area(m2)				175.68
01.03.10.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA MACIZA SISTEMA DE AISLAMIENTO	m2			Area(m2)				702.70
01.03.10.03	ACERO DE REFUERZO EN LOSA MACIZA SISTEMA DE AISLAMIENTO	Kg							10,259.46
01.03.11.	ESCALERAS								
01.03.11.01	CONCRETO EN ESCALERAS f'c= 210 Kg/cm2	m3							24.19
01.03.11.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ESCALERAS	m2							167.50
01.03.11.03	ACERO DE REFUERZO EN ESCALERAS	Kg							2,003.80
01.04.	AISLADORES SÍSMICOS								
01.04.01.	AISLADOR LRB TIPO I (D=60cm) Aislador elastomérico con núcleo de plomo D=60cm.	und	12.00					12.00	12.00
01.04.02.	AISLADOR LRB TIPO II (D=65cm) Aislador elastomérico con núcleo de plomo D=65cm.	und	8.00					8.00	8.00
01.04.03.	AISLADOR TIPO III (D=30cm) Deslizador plano D=30cm.	und	10.00					10.00	10.00

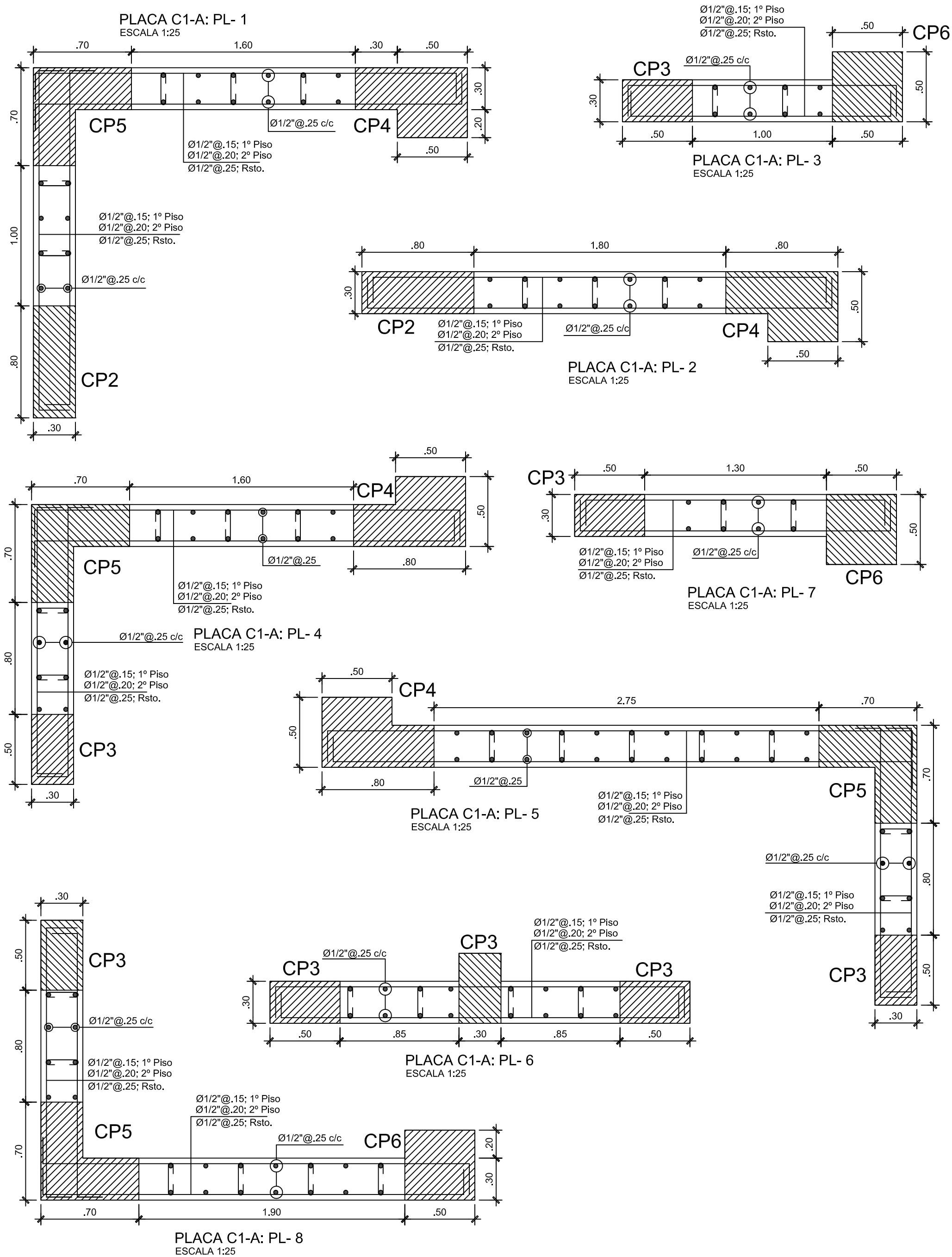
ANEXO 3.3

RESUMEN DE METRADO Y PRESUPUESTO

ITEM	DESCRIPCION	UND.	METRADO SIN AISLAR.	METRADO AISLADO.	P.U S/.	PRECIO SIN AISLAR (S/).	PRECIO AISLADO (S/).
ESTRUCTURAS							
MOVIMIENTO DE TIERRAS	NIVELACIÓN DEL TERRENO NIVELACIÓN INTERIOR Y APISONADO	m2	666.06	931.21	6.65	4429.30	6192.55
	EXCAVACIONES EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS Y ZAPATAS	m3	500.31	2336.36	31.86	15939.88	74436.43
	RELLENOS RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO, MATERIAL PROPIO	m3	85.89	272.02	48.36	4153.64	13154.89
	ELIMINACIÓN DE MATERIAL ACARREO INT. PROCEDENTE DE EXCAVACIONES MANUALES SUP.	m3	538.75	2683.65	15.63	8420.66	41945.45
	ELIM. DE MAT. EXC. EXCAVADO C/EQ. PESADO, CARGUÍO C/EQUIPO	m3	538.75	2683.65	32.92	17735.65	88345.76
	BASE DE AFIRMADO ESCARIFICADO, NIVELACIÓN Y COMP. DE TERRENO C/EQUIPO PESADO	m2	666.06	0.00	7.24	4822.27	0.00
	BASE GRANULAR DE E=0.10M (C/AFIRMADO)	m2	610.28	0.00	12.73	7768.86	0.00
OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	SOLADO PARA ZAPATAS SOLADO CONCRETO f'c=100 Kg/cm2, E=10cm	m2	0.98	278.42	30.14	29.54	8391.58
	SUB ZAPATAS FALSA ZAPATA CONCRETO f'c=100 Kg/cm2 + 40% P.G.	m3	282.23	0.00	209.28	59065.09	0.00
	FALSO PISO FALSO PISO CONCRETO SIMPLE f'c=140 Kg/cm2 , E=4"	m2	610.28	0.00	44.79	27334.44	0.00
	MURO DE CONTENCIÓN CONCRETO EN MURO DE CONTENCIÓN f'c=175 Kg/cm2.	m3	0.00	272.29	474.19	0.00	129117.20
	ENCOFRADO DE MURO DE CONTENCIÓN.	m2	0.00	614.54	48.94	0.00	30075.59
OBRAS DE CONCRETO ARMADO	ZAPATAS CONCRETO EN ZAPATAS f'c= 245 Kg/cm2	m3	116.20	201.62	427.20	49640.64	86132.06
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	m2	176.60	39.55	46.62	8233.09	1843.82
	ACERO DE REFUERZO EN ZAPATAS	kg	6336.35	7022.71	4.93	31238.21	34621.96
	CIMIENTOS CORRIDOS ARMADO CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO ARMADO f'c=175 Kg/cm2 + 30% P.G.	m3	32.05	0.00	447.23	14333.72	0.00
	ACERO EN CIMIENTO CORRIDO ARMADO	kg	1112.20	0.00	4.93	5483.15	0.00
	SOBRECIMENTOS ARMADOS CONCRETO EN SOBRECIMIENTO REFORZADO f'c= 175 Kg/cm2	m3	5.55	0.00	447.23	2482.13	0.00
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO REFORZADO	m2	85.37	0.00	30.16	2574.76	0.00
	ACERO DE REFUERZO EN SOBRECIMENTOS ARMADOS	kg	590.50	0.00	4.93	2911.17	0.00
	VIGAS DE CIMENTACIÓN CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN f'c= 245 Kg/cm2	m3	0.98	0.00	447.23	438.29	0.00
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN	m2	6.50	0.00	46.62	303.03	0.00
	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN	kg	192.34	0.00	4.93	948.24	0.00
	PODIOS CONCRETO EN PODIO SUPERIOR E INFERIOR f'c= 245 Kg/cm2	m3	0.00	109.06	427.20	0.00	46590.43
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PODIOS.	m3	0.00	174.45	46.62	0.00	8132.86
	ACERO DE REFUERZO EN PODIOS	kg	0.00	27212.12	4.93	0.00	134155.75
	COLUMNAS Y PLACAS CONCRETO EN COLUMNAS Y PLACAS f'c= 245 Kg/cm2	m3	284.90	176.53	558.00	158974.20	98503.74
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS Y PLACAS	m2	1936.75	1564.82	48.94	94784.55	76582.29
	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS Y PLACAS	Kg	60764.57	27481.22	4.93	299569.33	135482.41
	COLUMNETAS CONCRETO EN COLUMNETAS f'c= 175 Kg/cm2	m3	73.34	91.21	474.19	34777.09	43250.87
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNETAS	m2	1105.03	1207.90	48.94	54080.17	59114.63
	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNETAS	Kg	10674.36	10774.61	4.93	52624.59	53118.83
	VIGAS DE ARRIOSTRE DEL SISTEMA DE AISLACIÓN CONCRETO EN VIGAS DE ARRIOSTRE f'c= 245 Kg/cm2	m3	0.00	50.02	447.23	0.00	22370.44
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS DE ARRIOSTRE	m2	0.00	288.99	46.62	0.00	13472.71
	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS DE ARRIOSTRE	kg	0.00	4243.73	4.93	0.00	20921.59
	VIGAS DE LA SUPERESTRUCTURA CONCRETO EN VIGAS f'c= 245 Kg/cm2	m3	150.51	194.26	463.14	69707.20	89969.58
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS	m2	902.27	1183.31	54.52	49191.76	64514.06
	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS	Kg	23088.00	17237.40	4.93	113823.84	84980.38
	VIGUETAS CONCRETO EN VIGUETAS f'c= 175 Kg/cm2	m3	56.34	63.65	396.90	22361.35	25262.69
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGUETAS	m2	868.80	979.20	54.52	47366.98	53385.98
	ACERO DE REFUERZO EN VIGUETAS	Kg	6345.94	6886.27	4.93	31285.48	33949.31
	LOSAS ALIGERADAS EN 1 SENTIDO CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS EN 1 SENTIDO f'c= 245 Kg/cm2	m3	55.50	59.52	439.94	24416.67	26185.23
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA ALIGERADA DE 1 SENTIDO	m2	554.96	595.18	34.16	18957.43	20331.35
	ACERO DE REFUERZO EN LOSA ALIGERADA EN 1 SENTIDO	Kg	2796.06	2891.93	4.93	13784.58	14257.21
LADRILLO DE ARCILLA 20x30x30 cm PARA LOSA ALIGERADA H=25 CM	und	4624.00	4959.00	5.01	23166.24	24844.59	
LOSAS ALIGERADAS EN 2 SENTIDOS CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS EN 2 SENTIDOS f'c= 245 Kg/cm2	m3	222.93	226.65	439.94	98075.82	99712.40	
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA ALIGERADA DE 2 SENTIDOS	m2	1596.20	1614.88	38.38	61262.16	61979.09	
ACERO DE REFUERZO EN LOSA ALIGERADA EN 2 SENTIDOS	Kg	19675.88	21060.81	4.93	97002.09	103829.79	
LADRILLO DE ARCILLA 20x30x30 cm PARA LOSA ALIGERADA H=25 CM	und	9980.00	10093.00	5.01	49999.80	50565.93	
LOSA MACIZA EN SISTEMA DE AISLAMIENTO CONCRETO EN LOSA MACIZA SISTEMA DE AISLAMIENTO f'c= 245 Kg/cm2	m3	0.00	175.68	439.94	0.00	77288.66	
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA MACIZA SISTEMA DE AIS.	m2	0.00	702.70	38.38	0.00	26969.63	
ACERO DE REFUERZO EN LOSA MACIZA SISTEMA DE AISLAMIENTO	Kg	0.00	10259.46	4.93	0.00	50579.14	
ESCALERAS CONCRETO EN ESCALERAS f'c= 210 Kg/cm2	m3	23.11	24.19	519.66	12009.34	12570.58	
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ESCALERAS	m2	169.78	167.50	61.80	10492.40	10351.50	
ACERO DE REFUERZO EN ESCALERAS	Kg	1,578.42	2003.80	4.93	7781.61	9878.73	
AISLADORES SÍSMICOS	AISLADOR LRB TIPO I (D=60cm)	und	0.00	12.00	25637.30	0.00	307647.60
	AISLADOR LRB TIPO II (D=65cm)	und	0.00	8.00	27293.50	0.00	218348.00
	AISLADOR TIPO III (D=30cm)	und	0.00	10.00	12879.51	0.00	128795.07
TOTAL S/:						1713780.43	2822150.34

**Planos estructurales
(Edificio con base fija)**



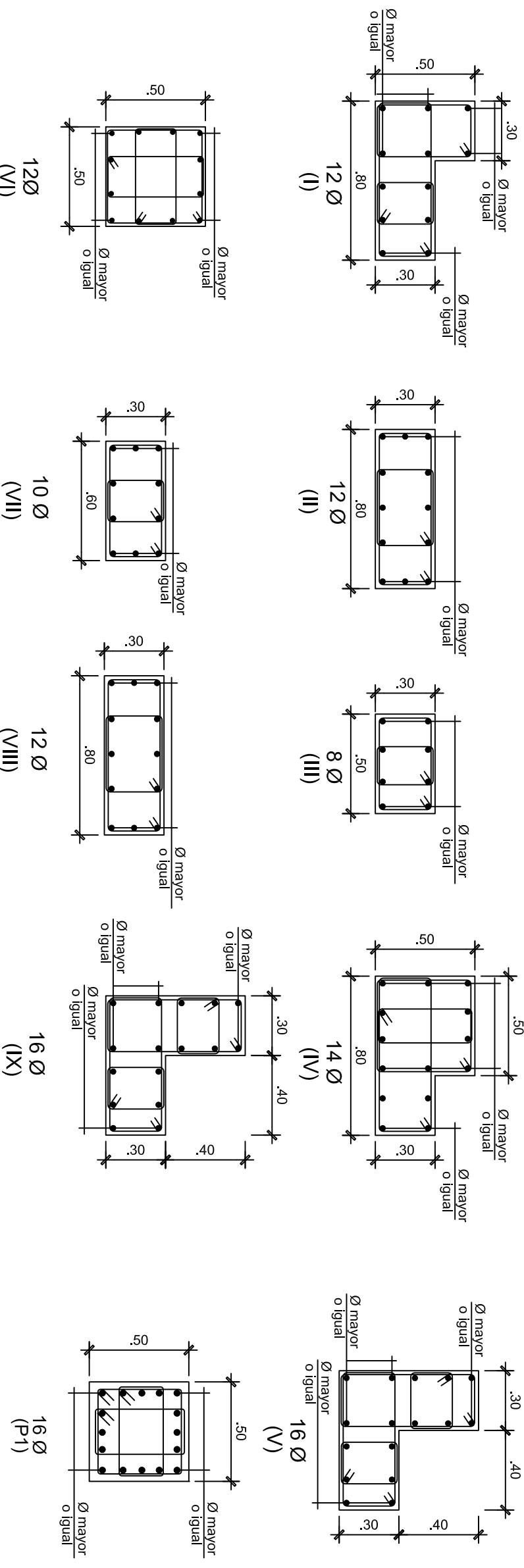


CUADRO DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO DE PLACAS DEL BLOCK C1-A

PISO	CONCRETO fc (Kg/cm ²)	CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6	CP7	CP8	CP9	CP10
1º PISO	245	VER CLAVE 7Ø1" + 5Ø3/4" 3Ø3/8"@.25 (I)	0.30 x 0.80 12Ø3/4" 2Ø3/8"@.25 (II)	0.30 x 0.50 8Ø3/4" 2Ø3/8"@.25 (III)	VER CLAVE 8Ø1" + 6Ø3/4" 3Ø3/8"@.25 (IV)	VER CLAVE 7Ø1" + 9Ø3/4" 4Ø3/8"@.25 (V)	0.50 x 0.50 4Ø1" + 8Ø3/4" 3Ø3/8"@.25 (VI)	0.30 x 0.60 10Ø3/4" 2Ø3/8"@.25 (VII)	0.30 x 0.80 12Ø3/4" 2Ø3/8"@.25 (VIII)	VER CLAVE 7Ø1" + 9Ø3/4" 4Ø3/8"@.25 (IX)	0.30 x 0.60 8Ø3/4" 2Ø3/8"@.25 (VIII)
2º PISO	245	VER CLAVE 7Ø1" + 5Ø3/4" 3Ø3/8"@.25 (I)	0.30 x 0.80 12Ø3/4" 2Ø3/8"@.25 (II)	0.30 x 0.50 8Ø3/4" 2Ø3/8"@.25 (III)	VER CLAVE 8Ø1" + 6Ø3/4" 3Ø3/8"@.25 (IV)	VER CLAVE 7Ø1" + 9Ø3/4" 4Ø3/8"@.25 (V)	0.50 x 0.50 4Ø1" + 8Ø3/4" 3Ø3/8"@.25 (VI)	0.30 x 0.60 10Ø3/4" 2Ø3/8"@.25 (VII)	0.30 x 0.80 12Ø3/4" 2Ø3/8"@.25 (VIII)	VER CLAVE 7Ø1" + 9Ø3/4" 4Ø3/8"@.25 (IX)	/
3º PISO	245	VER CLAVE 12Ø3/4" 3Ø3/8"@.25 (I)	0.30 x 0.80 6Ø3/4" + 6Ø5/8" 2Ø3/8"@.25 (II)	0.30 x 0.50 4Ø3/4" + 4Ø5/8" 2Ø3/8"@.25 (III)	VER CLAVE 14Ø3/4" 3Ø3/8"@.25 (IV)	VER CLAVE 16Ø3/4" 4Ø3/8"@.25 (V)	0.50 x 0.50 12Ø3/4" 3Ø3/8"@.25 (VI)	0.30 x 0.60 6Ø3/4" + 4Ø5/8" 2Ø3/8"@.25 (VII)	0.30 x 0.80 6Ø3/4" + 6Ø5/8" 2Ø3/8"@.25 (VIII)	VER CLAVE 16Ø3/4" 4Ø3/8"@.25 (IX)	/
4º PISO	245	VER CLAVE 12Ø3/4" 3Ø3/8"@.25 (I)	0.30 x 0.80 6Ø3/4" + 6Ø5/8" 2Ø3/8"@.25 (II)	0.30 x 0.50 4Ø3/4" + 4Ø5/8" 2Ø3/8"@.25 (III)	VER CLAVE 14Ø3/4" 3Ø3/8"@.25 (IV)	VER CLAVE 16Ø3/4" 4Ø3/8"@.25 (V)	0.50 x 0.50 12Ø3/4" 3Ø3/8"@.25 (VI)	0.30 x 0.60 6Ø3/4" + 4Ø5/8" 2Ø3/8"@.25 (VII)	0.30 x 0.80 6Ø3/4" + 6Ø5/8" 2Ø3/8"@.25 (VIII)	VER CLAVE 16Ø3/4" 4Ø3/8"@.25 (IX)	/

CUADRO DE COLUMNAS DEL BLOCK C1-A

PISO	CONCRETO fc (Kg/cm ²)	P1
1º PISO	245	0.50 x 0.50 4Ø1" + 12Ø3/4" 3Ø3/8"@.25 (A)
2º PISO	245	0.50 x 0.50 4Ø1" + 12Ø3/4" 3Ø3/8"@.25 (A)
3º PISO	245	0.50 x 0.50 16Ø3/4" 3Ø3/8"@.25 (A)
4º PISO	245	0.50 x 0.50 16Ø3/4" 3Ø3/8"@.25 (A)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL

TESISTA : Alexander Gómez Llallichu. (16075703)
TEMA DE TESIS: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE UNA EDIFICACIÓN, CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS DE BASE, UTILIZANDO EL ASCE SEI-7-2010 Y LA E030-2014."

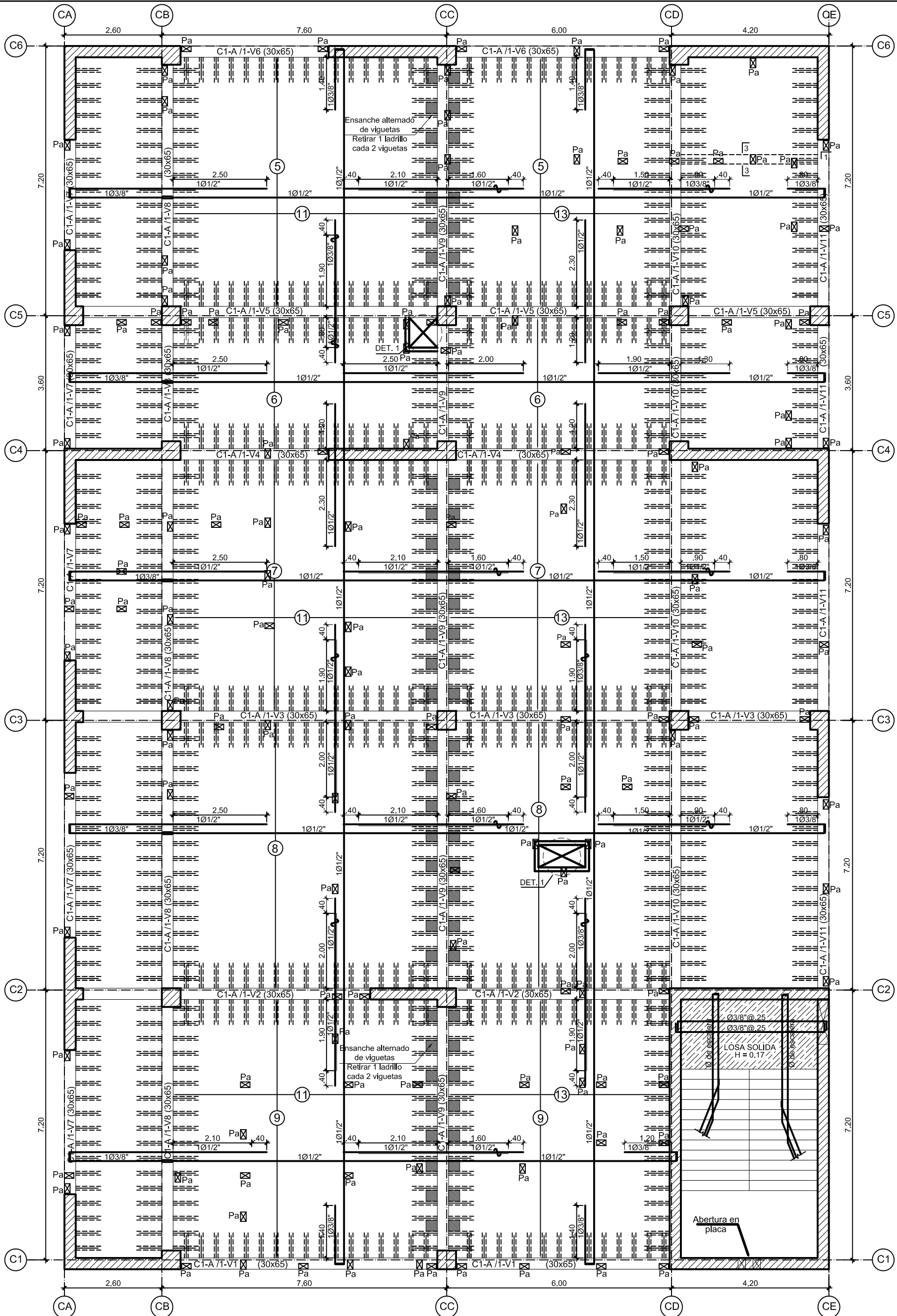
BASADO EN EL PROYECTO DE INVERSIÓN PÚBLICA:
MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD RESOLUTIVA DEL HOSPITAL REGIONAL
"MIGUEL ÁNGEL MARISCAL LLERENA DE AYACUCHO"

UBICACIÓN:
Región : Ayacucho.
Provincia : Huamanga.
Distrito: Andrés Bello Cáceres.

PLANO:
PLACAS Y
COLUMNAS

FECHA:
DIC. 2016
ESCALA:
1/25

LAMINA:
E-03



ENCOFRADO (1º PISO) BLOCK C1-A

ALIGERADO H = 0,25m
 S/C=400kg/m² Corredores y escaleras
 S/C=300kg/m² Resto



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
 ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESISTA : Alexander Gómez Llallahui. (16075703)
 TEMA DE TESIS: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE UNA EDIFICACIÓN, CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS DE BASE, UTILIZANDO EL ASCE SEI 7-2010 Y LA E030-2014."

BASADO EN EL PROYECTO DE INVERSIÓN PÚBLICA: MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD RESOLUTIVA DEL HOSPITAL REGIONAL "MIGUEL ÁNGEL MARISCAL LLERENA DE AYACUCHO."

UBICACIÓN: Región : Ayacucho. Provincia : Huamanga. Distrito: Andrés Bello Cáceres.

PLANO: ENCOFRADO LOSA ALIGERADA PRIMER PISO

FECHA: DIC. 2016
 ESCALA: 1/100

LÁMINA: **E-04**



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
ESUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESISTA : Alexander Gómez Lallahuil. (16075703)
TEMA DE TESIS: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE UNA EDIFICACIÓN, CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS DE BASE, UTILIZANDO EL ASCE SEI 7-2010 Y LA E030-2014."

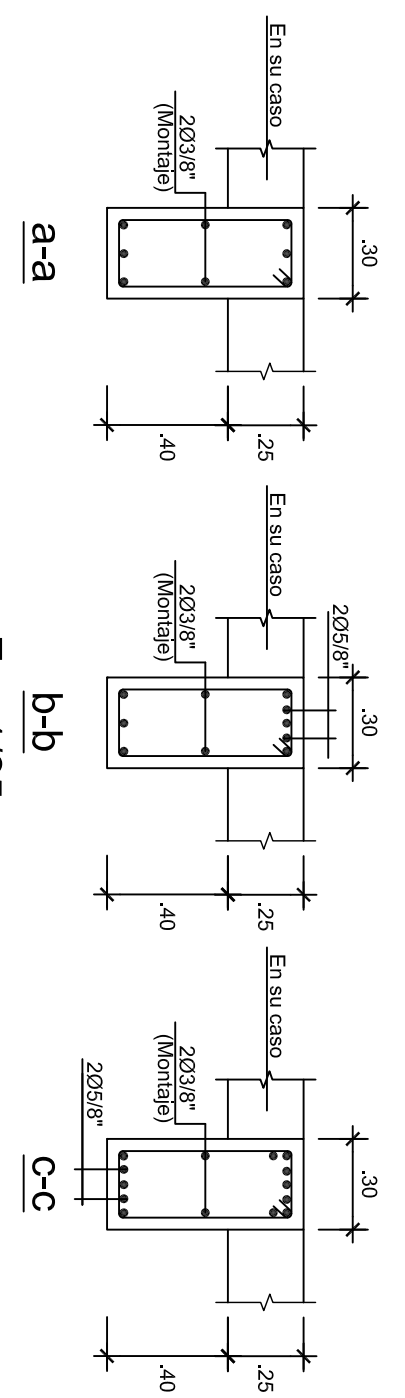
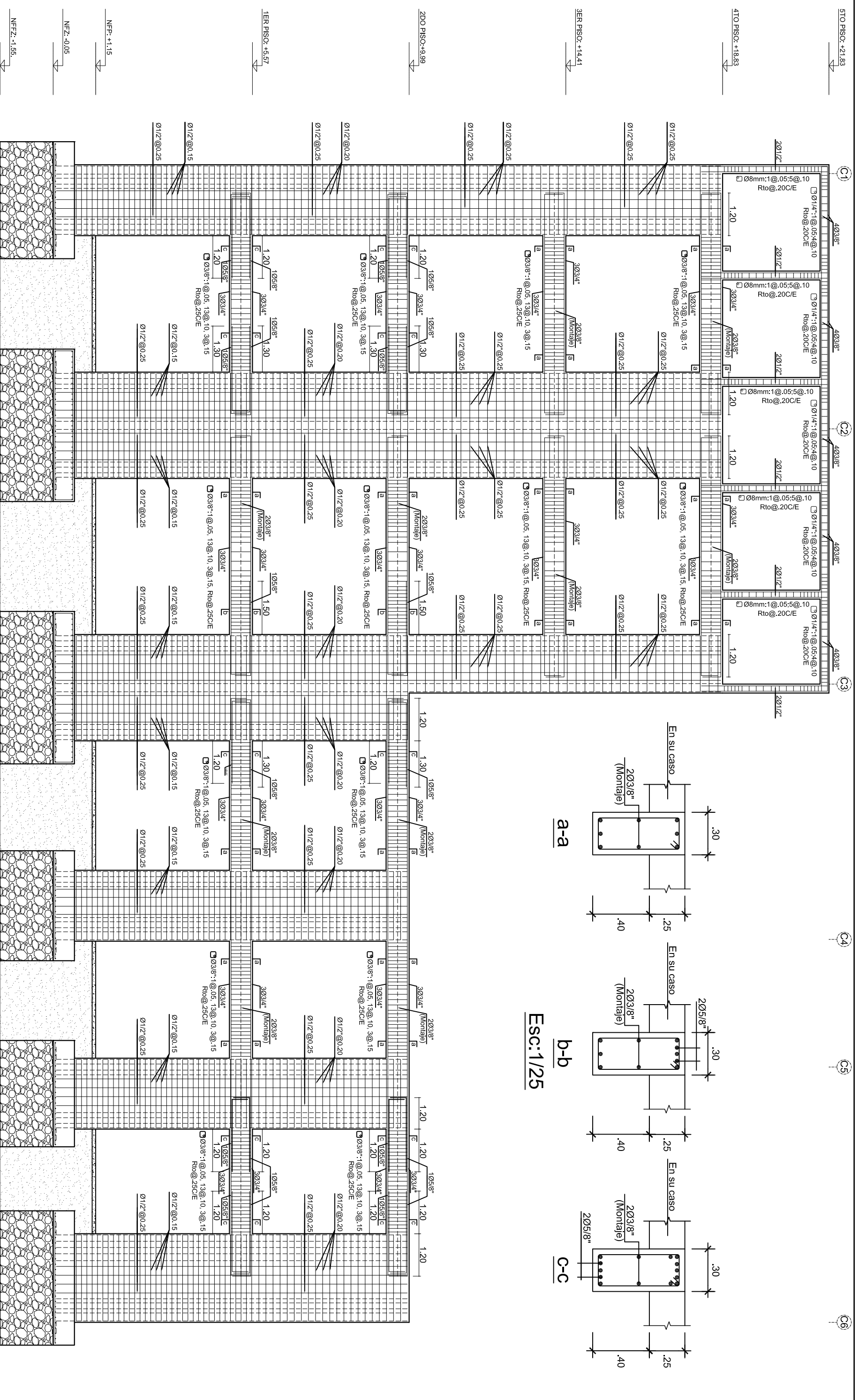
BASADO EN EL PROYECTO DE INVERSIÓN PÚBLICA: MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD RESOLUTIVA DEL HOSPITAL REGIONAL "MIGUEL ÁNGEL MARISCAL LLERENA DE AYACUCHO"

UBICACIÓN: Región : Ayacucho
Provincia : Huamanga
Distrito: Andrés Bello Cáceres.

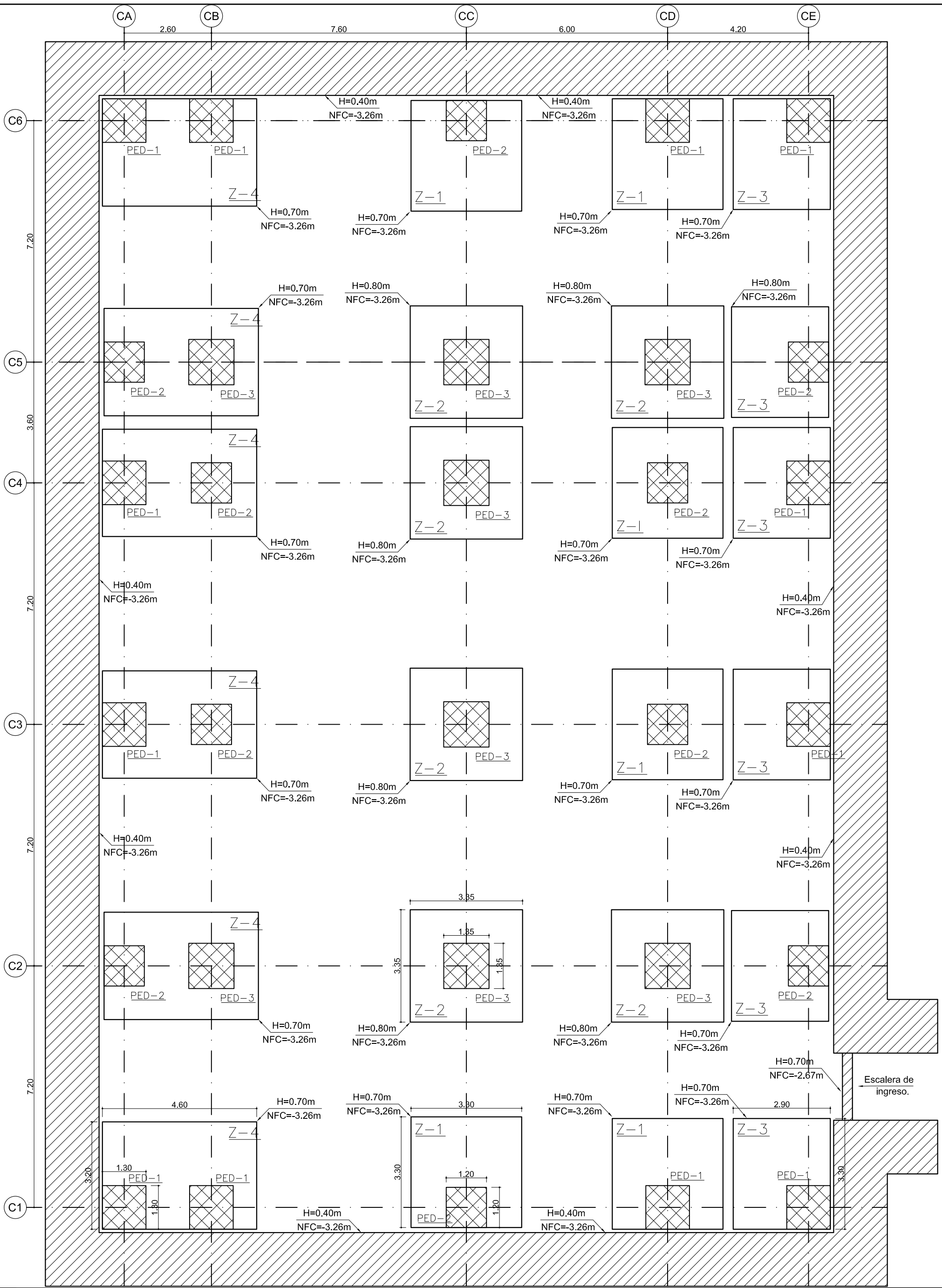
PLANO: ELEVACION PÓRTICO EJE CA

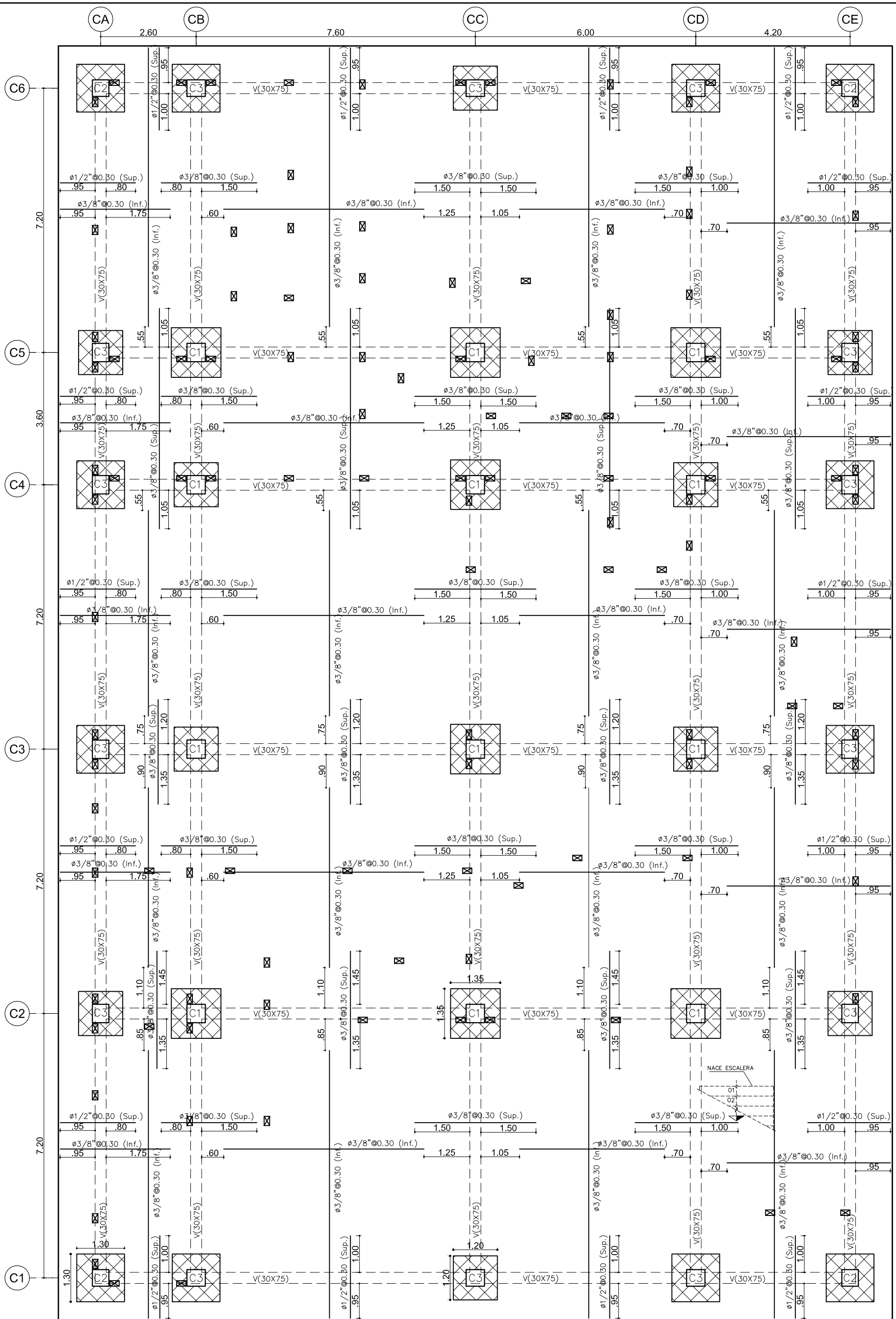
FECHA: DIC 2016
ESCALA: 1/100

LÁMINA: E-05



**Planos estructurales
(Edificio con base aislada)**





ENCOFRADO SISTEMA DE AISLACIÓN $h=0.25m$: Losa maciza con refuerzo corrido de $\phi 3/8" @ 0.30m$ superior e inferior, en planta solo se muestran bastones.
 $S/C=300kg/m^2$ (EXCEPTO CORREDORES QUE TIENEN $S/C=400 kg/m^2$)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
 ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESISTA : Alexander Gómez Llallahui. (16075703)
 TEMA DE TESIS: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE UNA EDIFICACIÓN, CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS DE BASE, UTILIZANDO EL ASCE SEI 7-2010 Y LA E030-2014."

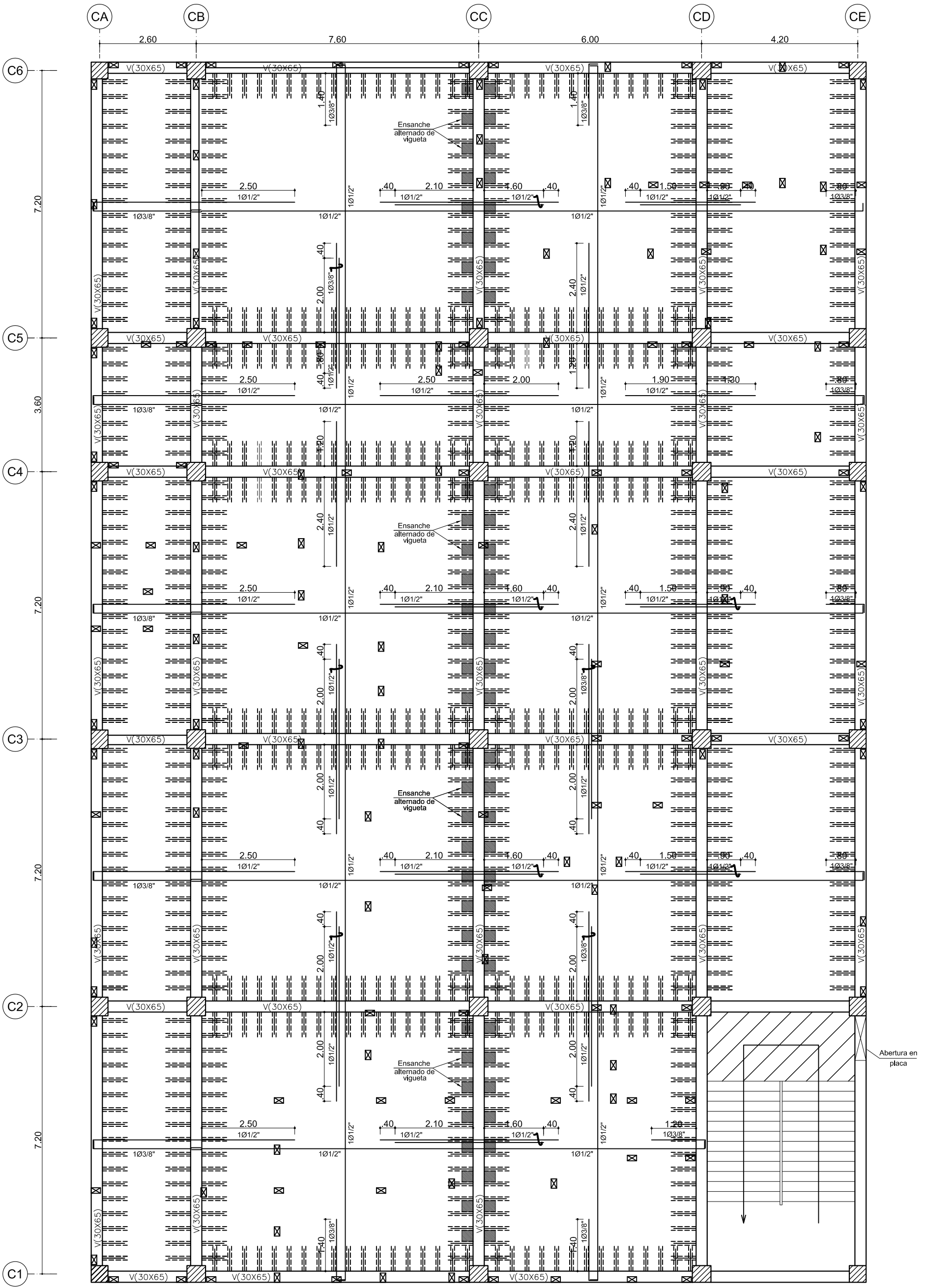
BASADO EN EL PROYECTO DE INVERSIÓN PÚBLICA: MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD RESOLUTIVA DEL HOSPITAL REGIONAL "MIGUEL ÁNGEL MARISCAL LLERENA DE AYACUCHO."

UBICACIÓN: Región : Ayacucho. Provincia : Huamanga. Distrito: Andrés Bello Cáceres.

PLANO: ENCOFRADO SISTEMA DE AISLACIÓN $h=0.25m$

FECHA: DIC. 2016
 ESCALA: 1/100

LÁMINA: EE-02



ALIGERADO $h=0.25m$ EN UNA Y DOS DIRECCIONES SEGÚN SE INDICA EN PLANTA CON LOS EJES DE VIGUETAS
 LOSA MACIZA $h=0.17m$ (Líneas achuradas con línea continua)
 $S/C=300\text{ Kg/m}^2$ (EXCEPTO CORREDORES QUE TIENEN $S/C=400\text{ Kg/m}^2$)
 NOTA: TABIQUERÍA DE MURO DE ALBAÑILERÍA HASTA 2.40 m.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
 ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESISTA : Alexander Gómez Llalahuí. (16075703)
 TEMA DE TESIS: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE UNA EDIFICACIÓN, CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS DE BASE, UTILIZANDO EL ASCE SEI 7-2010 Y LA E030-2014."

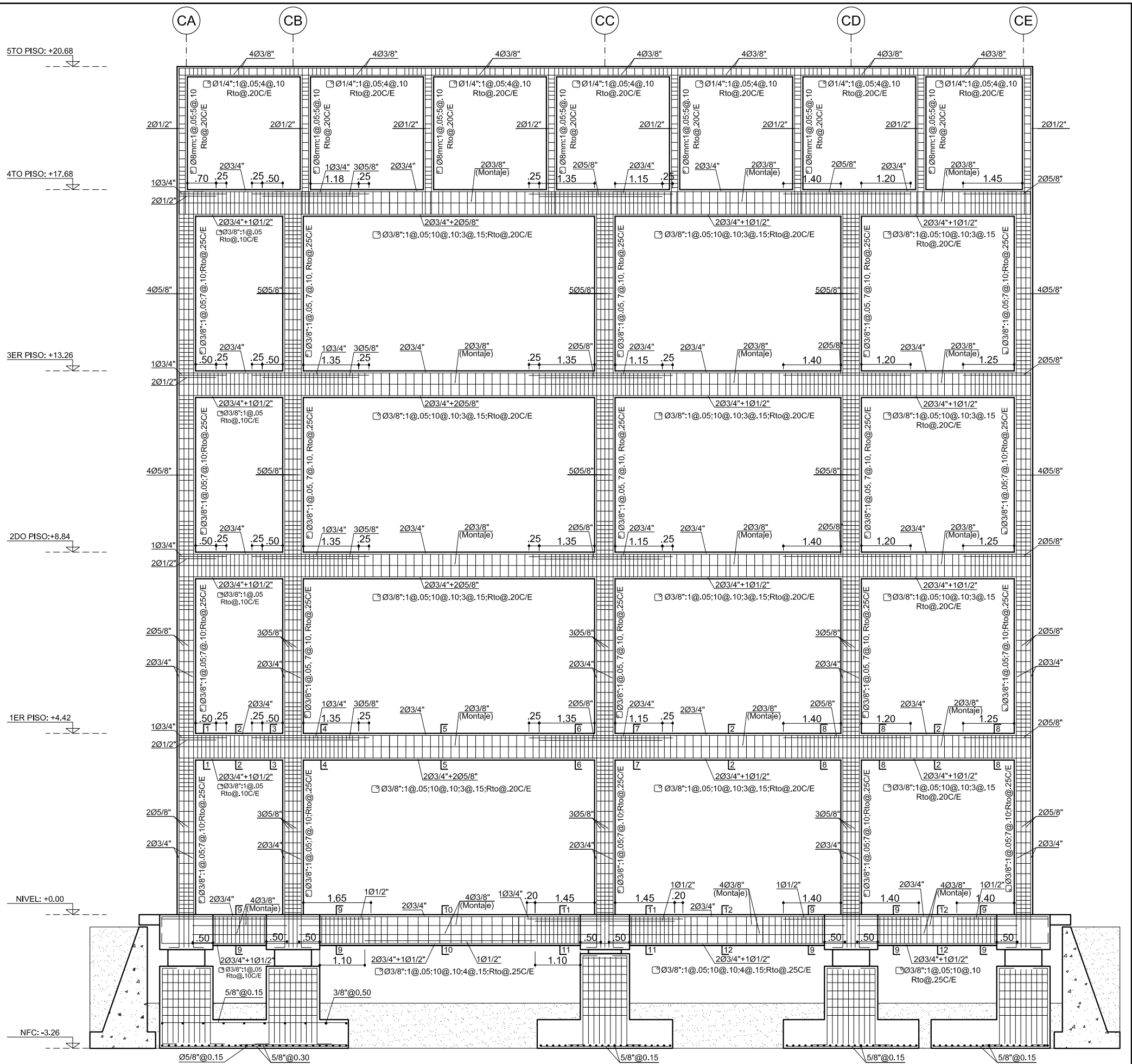
BASADO EN EL PROYECTO DE INVERSIÓN PÚBLICA:
 MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD RESOLUTIVA DEL HOSPITAL REGIONAL "MIGUEL ÁNGEL MARISCAL LLERENA DE AYACUCHO."

UBICACIÓN:
 Región : Ayacucho.
 Provincia : Huamanga.
 Distrito: Andrés Bello Cáceres.

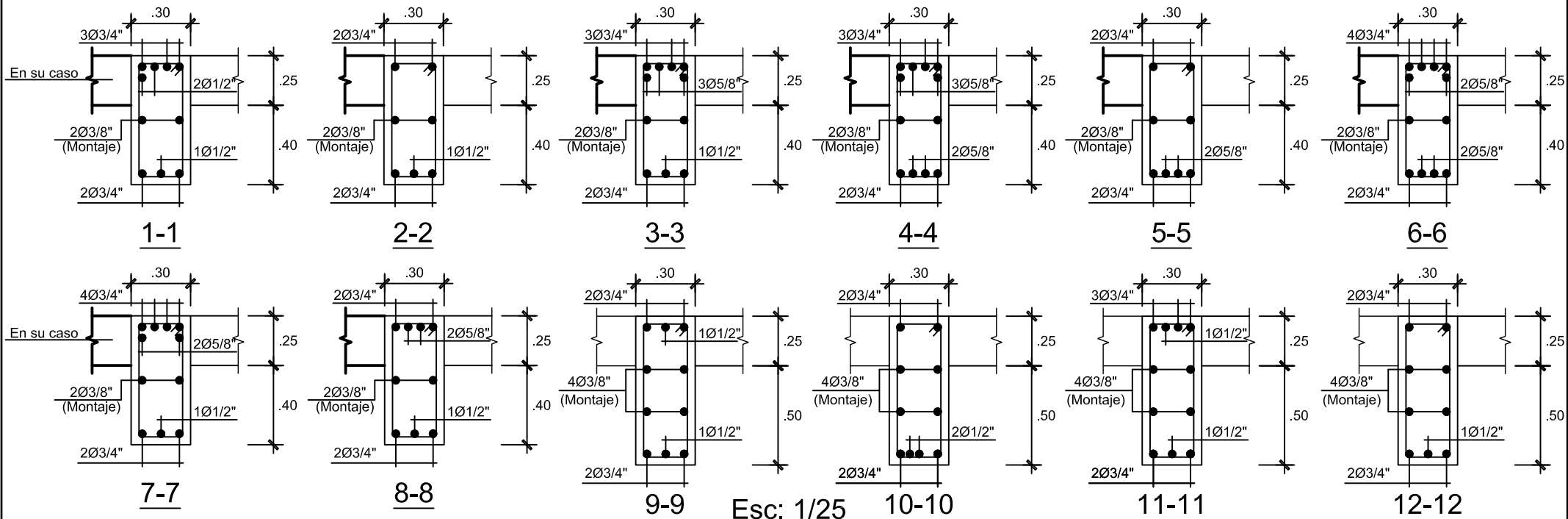
PLANO:
 ENCOFRADO LOSA
 PRIMER PISO.

FECHA:
 DIC. 2016
 ESCALA:
 1/100

LÁMINA:
EE-03



ELEVACIÓN PÓRTECO EJE C1
Esc: 1/100



Esc: 1/25



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESISTA : Alexander Gómez Lallahuí. (16075703)
TEMA DE TESIS: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE UNA EDIFICACIÓN, CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS DE BASE, UTILIZANDO EL ASCE SEI-7-2010 Y LA E030-2014."

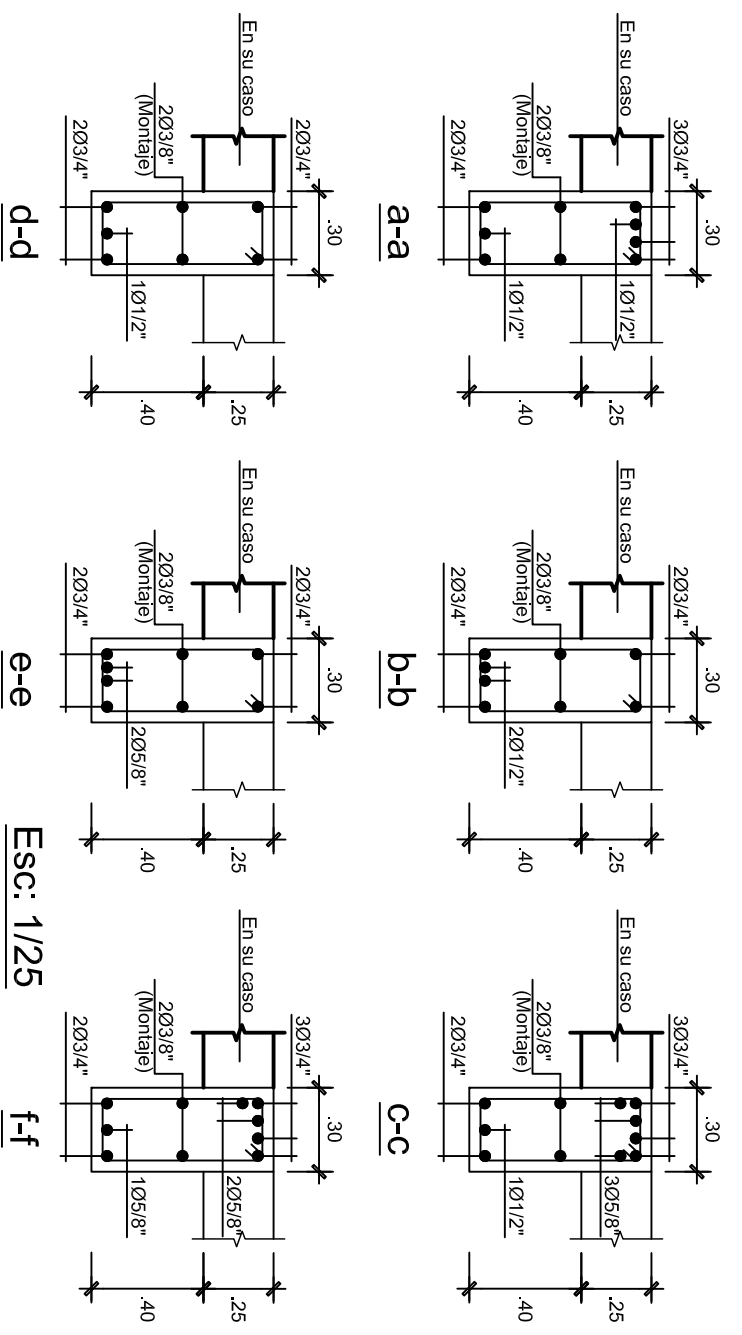
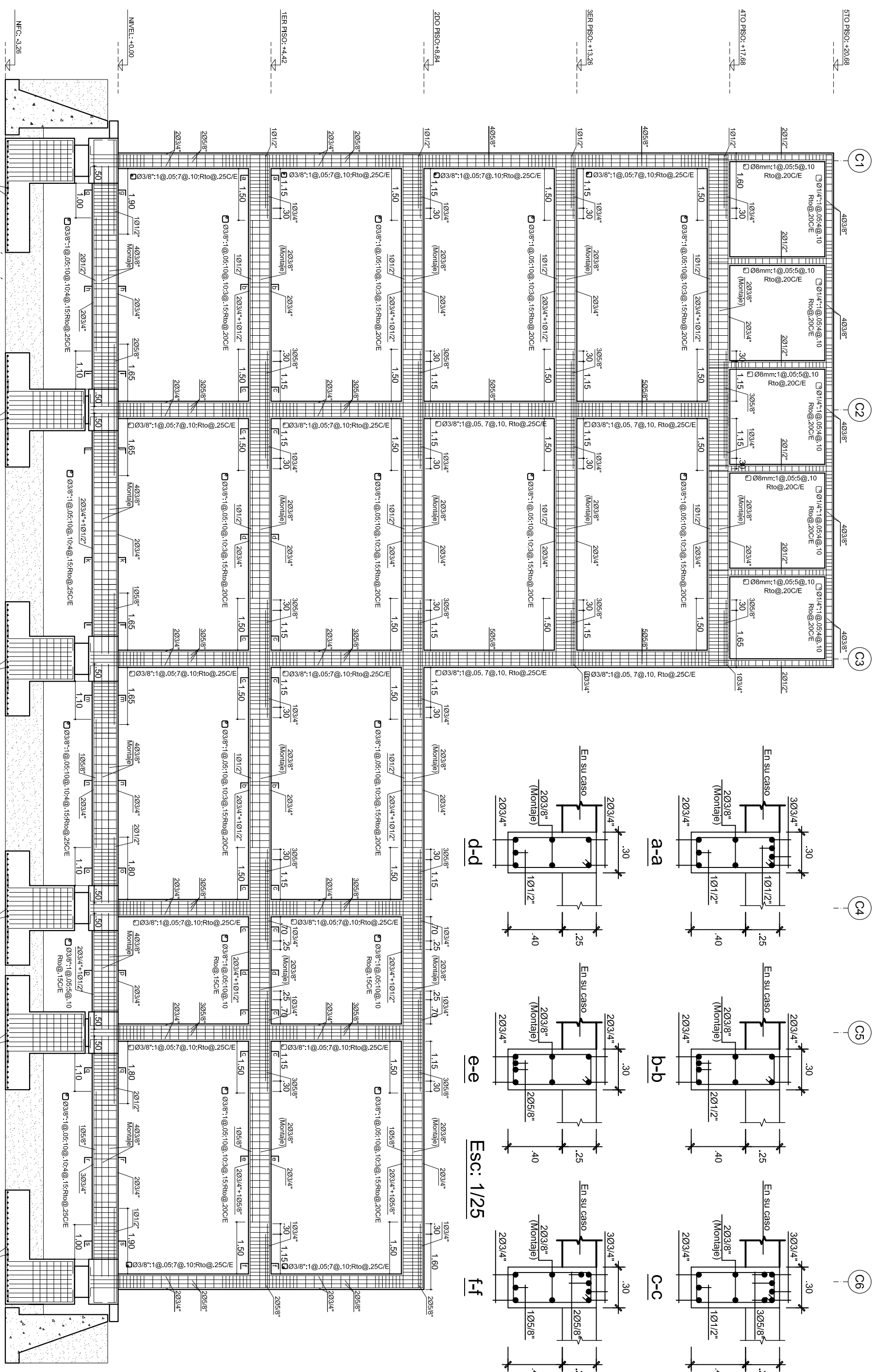
BASADO EN EL PROYECTO DE INVERSIÓN PÚBLICA:
MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD RESOLUTIVA DEL HOSPITAL REGIONAL "MIGUEL ÁNGEL MARISCAL LLERENA DE AYACUCHO"

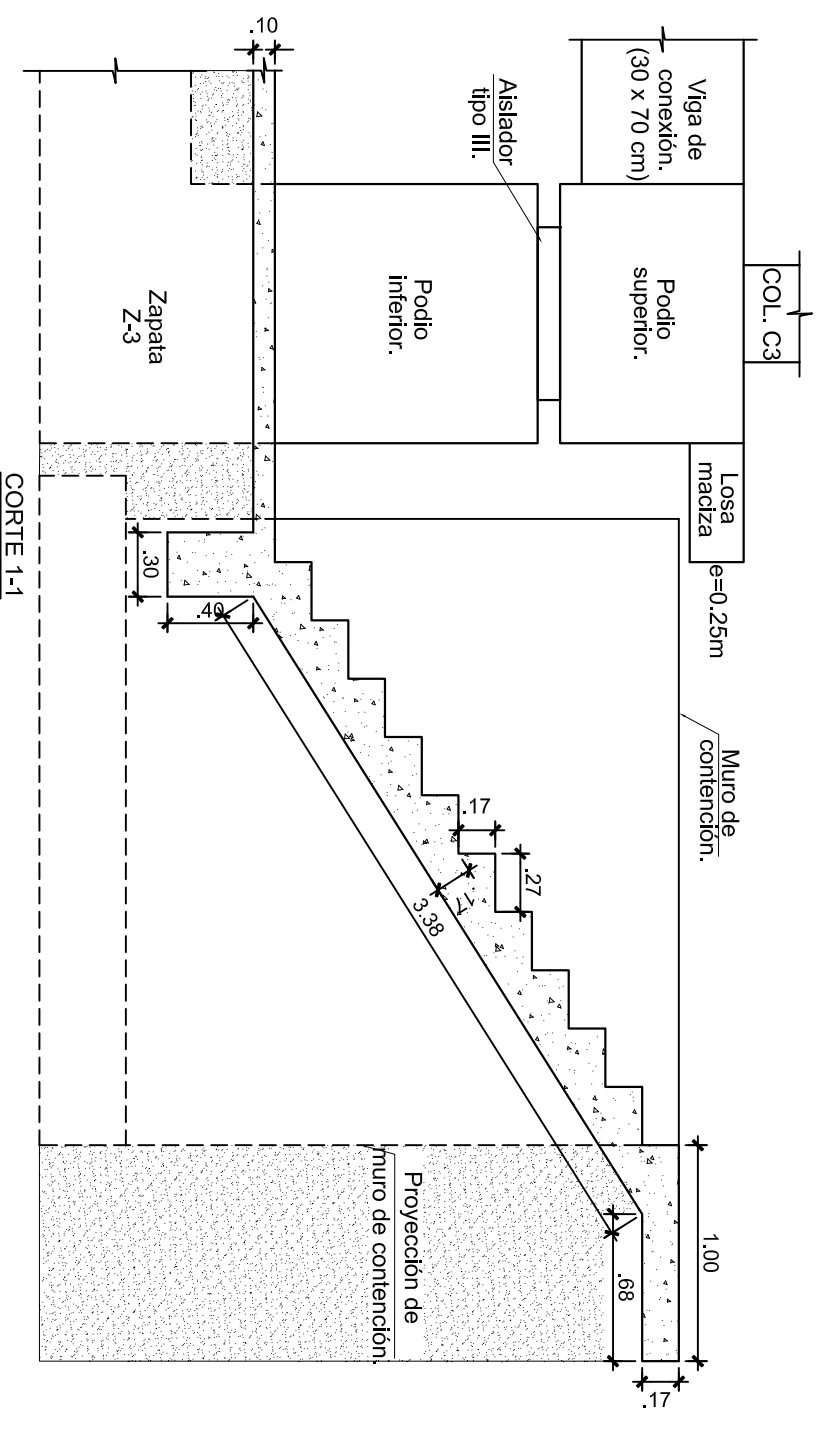
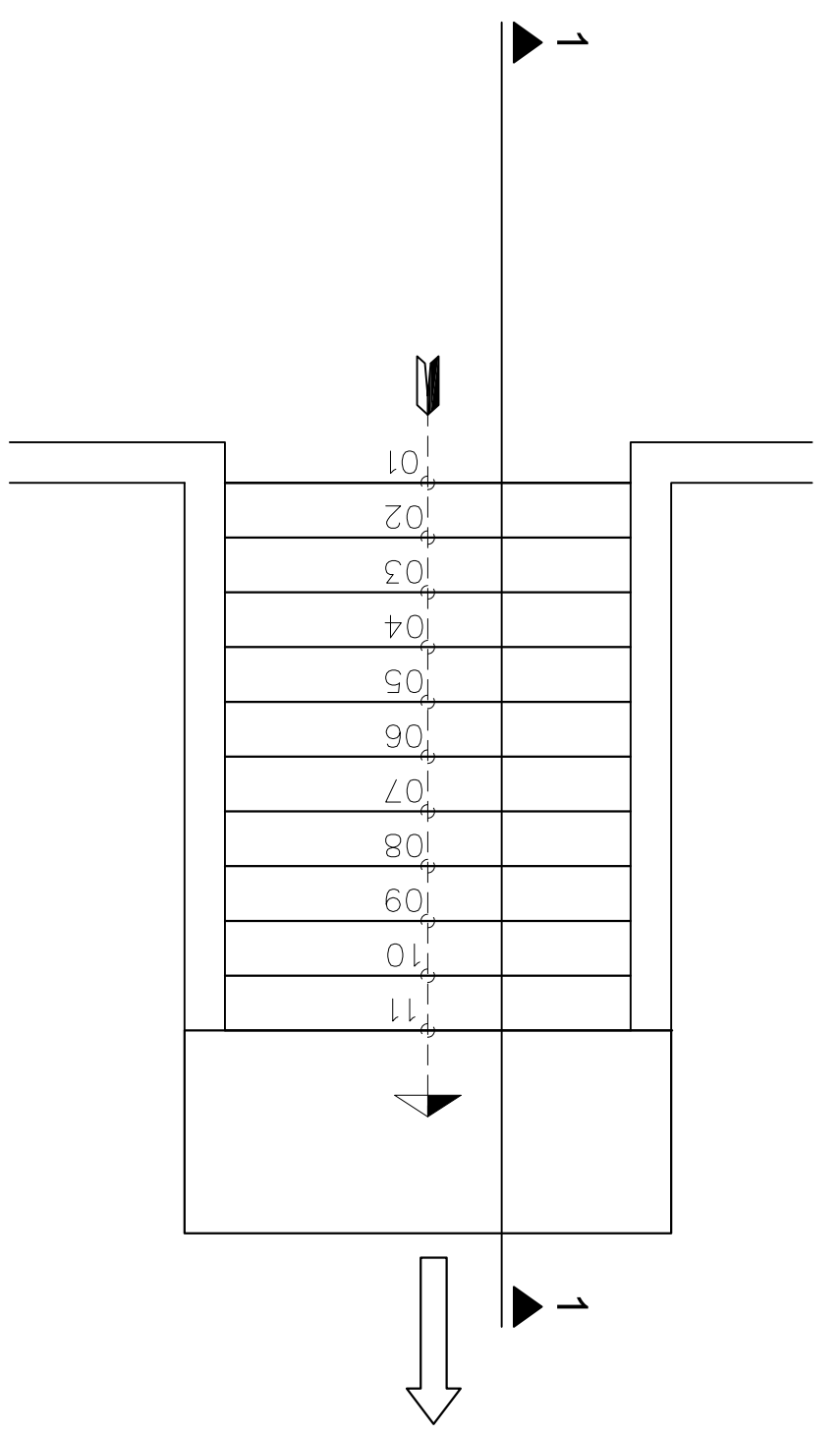
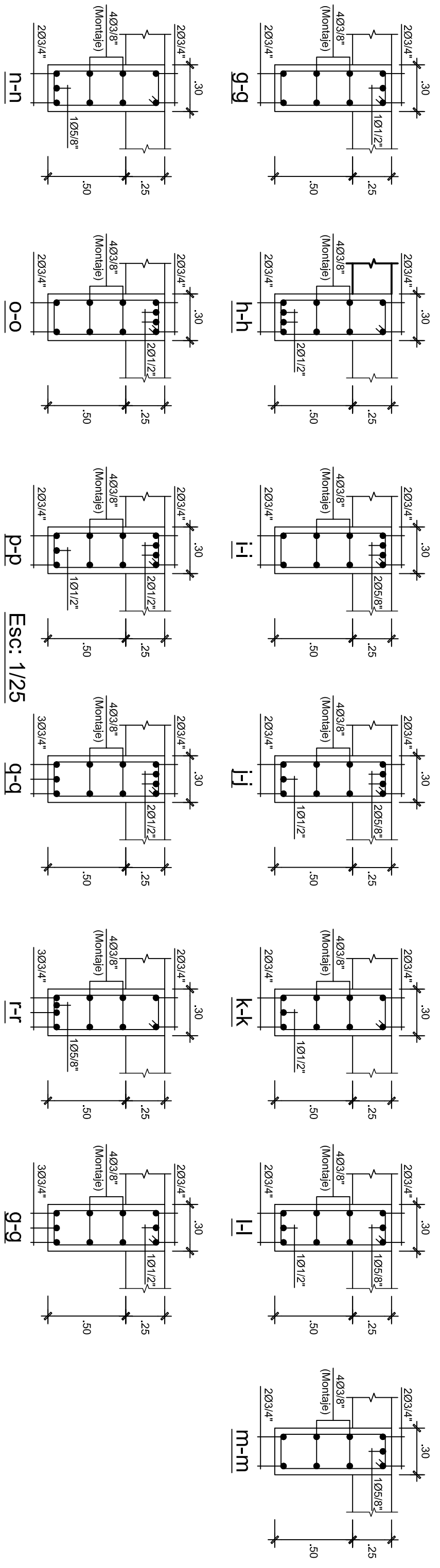
UBICACION: Región : Ayacucho
Provincia : Huamanga
Distrito: Andrés Bello Cáceres.

PLANO: ELEVACION PÓRTICO EJE CA

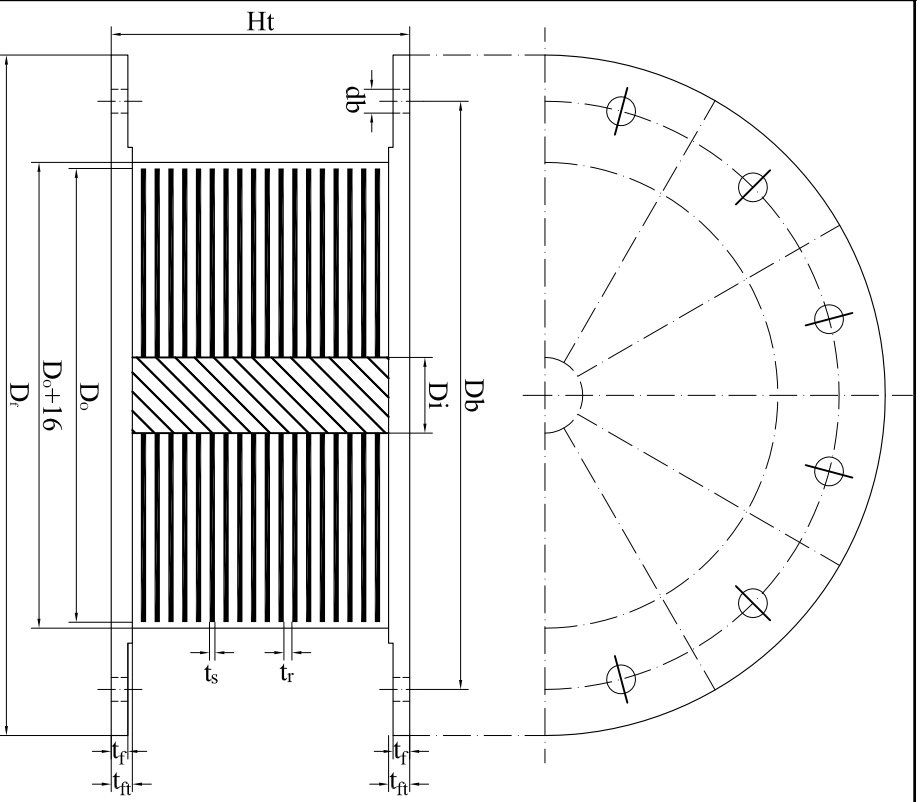
FECHA: DIC 2016
ESCALA: IND.

LÁMINA: EE-05



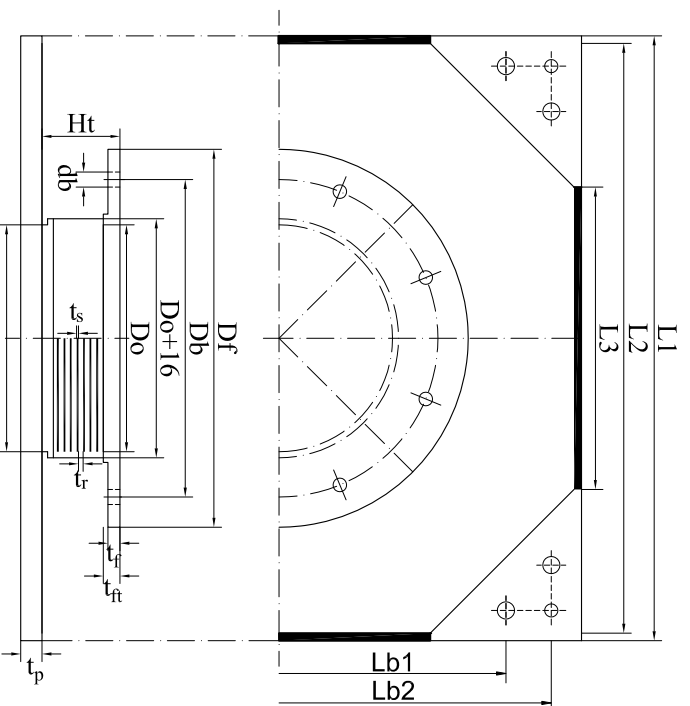


DETALLE ESCALERA DE INGRESO A AISLADORES.
ESC. 1/25



Esc: 1/10

	TIPO I: Aisl. LRB (LH060G4-C)	TIPO II: Aisl. LRB (LH065G4-C)
Díametro exterior	: Do (mm) 600	: 650
Díametro núcleo plomo	: Di (mm) 100	: 110
Espesor de capa ind. de elastómero	: t (mm) 4	: 4.4
Número de capas de elastómero	: n 50	: 45
Espesor total de elastómero	: H (mm) 200	: 198
Díametro placa de montaje	: Df (mm) 900	: 950
Espesor placa de montaje	: t_p/t_h (mm) 22/28	: 22/28
Distancia entre pernos	: Db (mm) 775	: 825
Díametro del agujero de los pernos	: d_b (mm) 33	: 33
Tipo perno / N° pernos de fijación	: M(d_p-3)/12 M30/12	: M30/12
Espesor de una capa de acero	: t_s (mm) 3.1	: 3.1
Altura total	: H_t (mm) 407.9	: 390.4

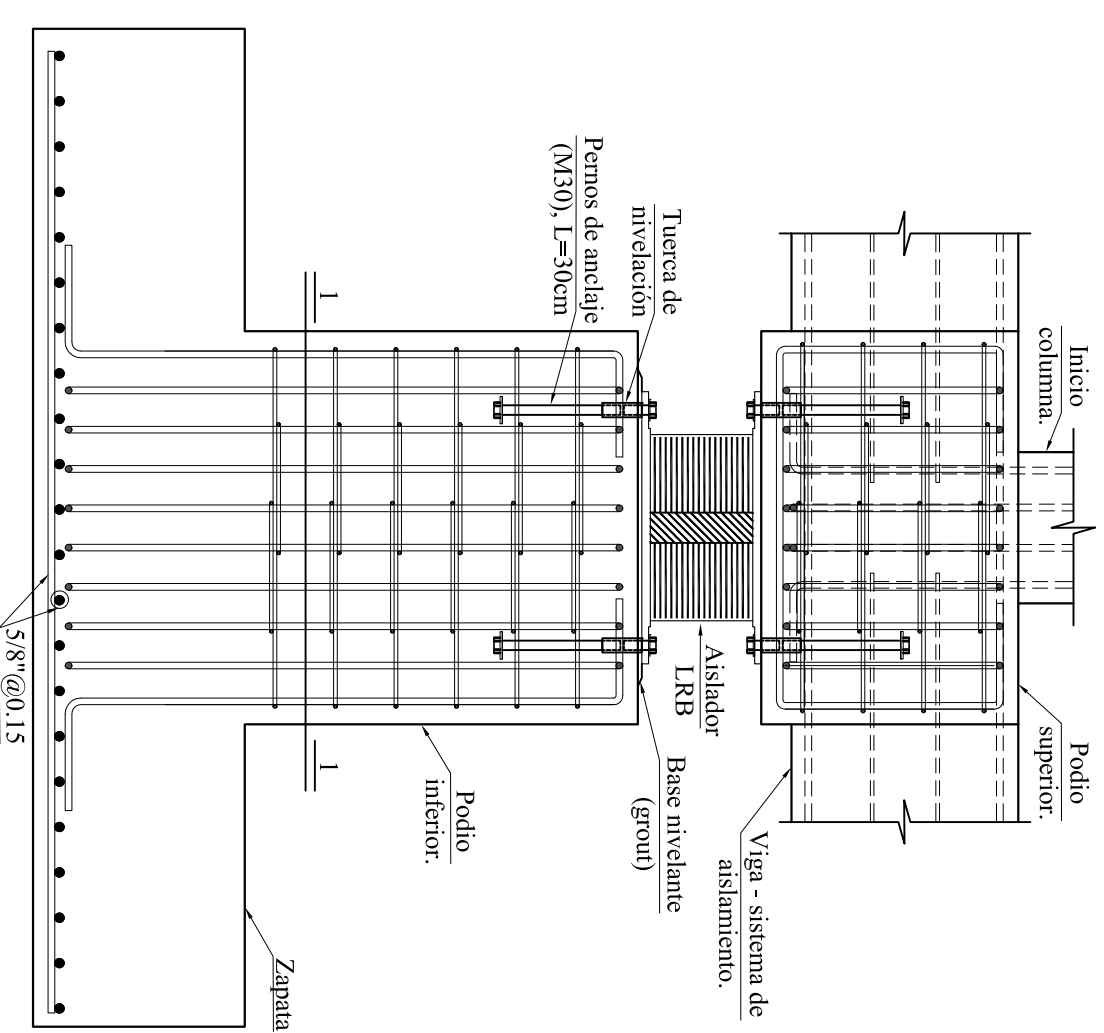


Esc: 1/10

Díametro exterior	: Do (mm) 300
Díametro del PTFE	: Ds (mm) 300
Distancia entre pernos	: Db (mm) 775
Espesor de una capa de elastómero	: t (mm) 3.5
Número de capas de elastómero	: n 12
Espesor total de elastómero	: H (mm) 42
Díametro placa de montaje	: Df (mm) 500
Espesor placa de montaje	: t_p/t_h (mm) 16/22
Díametro del agujero de los pernos	: d_b (mm) 27
Tipo perno / N° pernos de fijación	: M(d_p-3)/8 M24/8
Espesor de una capa de acero	: t_s (mm) 2.2
Altura total	: H_t (mm) 103.2

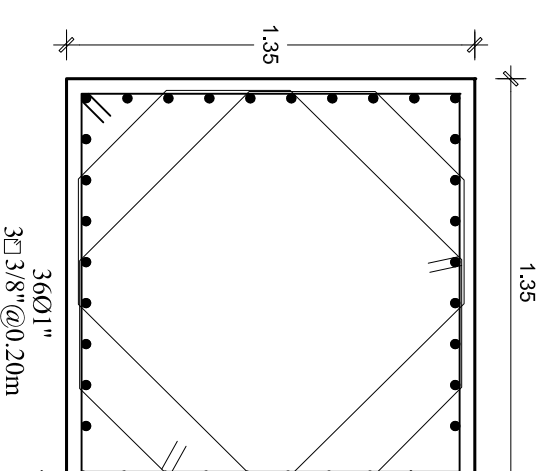
TIPO III: Destilizador
(SK030GC)

CARACTERÍSTICAS DE PLACA INFERIOR DE ACERO INOXIDABLE	
Longitud de la plancha de acero	: L1 (mm) 800
Longitud ext. plancha de acero inox.	: L2 (mm) 780
Longitud int. plancha de acero inox.	: L3 (mm) 400
Distancia entre pernos de anclaje	: Lb1 (mm) 600
Distancia entre pernos de anclaje	: Lb2 (mm) 720
Espesor de placa	: t_p (mm) 28
Díametro del agujero de los pernos	: d_b (mm) 35
Tipo perno / N° pernos de fijación	: M(d_p-5)/8 M30/8



CORTE 1-1

Esc: 1/25



DETALLE DE CONEXIÓN
DEL AISLADOR.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL

TESISTA : Alexander Gómez Lallahuil. (16075703)
TEMA DE TESIS: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE UNA EDIFICACIÓN, CON Y SIN LA INCORPORACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS DE BASE, UTILIZANDO EL ASCE SEI-7-2010 Y LA E030-2014."

BASADO EN EL PROYECTO DE INVERSIÓN PÚBLICA:
MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD RESOLUTIVA DEL HOSPITAL REGIONAL
"WIGUEL ANGEL MARIASCAL LLERENA DE AYACUCHO"

UBICACIÓN:
Región : Ayacucho.
Provincia : Huamanga.
Distrito : Andrés Bello Cáceres.

PLANO:
AISLADORES
SÍSMICOS

FECHA:
DICIEMBRE 2016
ESCALA:
IND.

LÁMINA:
EE-07