

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**RESPUESTAS SISMICAS ENTRE UN SISTEMA DE MUROS DE
CONCRETO ARMADO Y UNO CON AISLADORES SÍSMICOS,
DE UN EDIFICIO DESTINADO A COMERCIO Y OFICINAS, EN EL
DISTRITO DE SURQUILLO, LIMA**

TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTADA POR

Bach. ARAKAKI SICCHA, MAYUMI KAREM

Bach. GARCIA BERROCAL, LUIS ANTONIO

ASESOR: Mg. Ing. GÁRATE CÁCERES, FRANCISCO HÉCTOR

LIMA – PERÚ

2017

DEDICATORIA

Esta tesis está dedicada en primer lugar a Dios, por permitirme haber llegado hasta este momento. A mi madre, por ser el pilar más importante, por sus consejos, por demostrarme siempre su amor y apoyo incondicional. A mi padre, a pesar de nuestra distancia física, siento que estás a mi lado siempre y aunque nos faltaron muchos momentos por vivir juntos, sé que desde el cielo estás orgulloso de verme triunfar. A mi hermano, por su confianza, porque sé que mis triunfos son suyos y siempre estaremos juntos. A Johan, por acompañarme durante todo este arduo camino y compartir conmigo alegrías y fracasos.

Arakaki Siccha, Mayumi Karem

Agradezco por haber culminado esta tesis a mis padres Rosa y Mario por su apoyo en cada momento de dificultad y ser un ejemplo de constancia y sacrificio para mí y mis hermanos. He logrado culminar una etapa la cual esperaba ansioso por concluir y que no hubiera sido posible sin el apoyo de mi familia ya que ellos forman parte de cada éxito logrado.

García Berrocal, Luis Antonio

AGRADECIMIENTO

Nuestro sincero agradecimiento a nuestra alma mater la Universidad Ricardo Palma, por habernos brindado los conocimientos de esta maravillosa carrera; a nuestro asesor Mg. Ing. Francisco Gárate Cáceres y a todas las personas que de alguna manera u otra nos apoyaron en el desarrollo de la tesis, entre ellos docentes y familiares.

Mayumi Arakaki y Luis García

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.1. Marco situacional.....	2
1.2. Planteamiento del Problema.....	3
1.2.1. Formulación del Problema.....	4
1.2.2. Problemas Específicos	4
1.3. Objetivos de la investigación	4
1.3.1. Objetivo general	4
1.3.2. Objetivos específicos.....	5
1.4. Justificación e importancia.....	5
1.5. Alcances y limitaciones	5
1.6. Viabilidad.....	6
1.7. Hipótesis.....	6
1.7.1. Hipótesis General	6
1.7.2. Hipótesis Específicas	6
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	7
2.1. Antecedentes de la investigación	7
2.2. Historia de los aisladores	10
2.3. Breve reseña de sismos históricos en el mundo	14
2.3.1. Valdivia – Chile, 22 de mayo de 1960 – Magnitud = 9.5° Richter.....	14
2.3.2. Sumatra – Indonesia, 26 de diciembre 2004 – Magnitud = 9.3° Ritcher	14
2.3.3. Puerto Principe – Haiti, 12 de enero de 2010 – Magnitud = 6.9° Ritcher	15
2.3.4. Concepción – Chile, 27 de febrero de 2010 – Magnitud = 8.8° Ritcher	16
2.3.5. Japón, 11 de marzo de 2011 – Magnitud = 9.0° Ritcher	17
2.4. Breve reseña histórica de los últimos sismos en el Perú.....	17
2.4.1. Lima – Callao, 24 de mayo 1940 – Magnitud = 8.2° Ritcher.....	17
2.4.2. Huaraz – Ancash, 31 de mayo 1970 – Magnitud = 7.8° Ritcher.....	18

2.4.3. Pisco – Ica, 15 de agosto 2007 – Magnitud = 7.9° Mw.....	19
2.5. Bases teóricas.....	20
2.5.1. Principios de diseño sismorresistente convencional.....	20
2.5.1.1. Análisis estático.....	23
2.5.1.2. Análisis dinámico.....	23
2.5.2. Aislamiento sísmico.....	23
2.5.3. Tipos de aisladores sísmicos.....	25
2.5.3.1. Aisladores de caucho de bajo amortiguamiento (LRD)	25
2.5.3.2. Aisladores elastoméricos de caucho con núcleo de plomo (LRB) ...	27
2.5.3.3. Aisladores elastoméricos de caucho de alto amortiguamiento (HDRB)	28
2.5.3.4. Aisladores deslizantes.....	29
2.5.3.5. Sistema de péndulo friccional	30
2.5.4. Comportamiento del sistema aislado.....	31
2.5.5. Características de los sistemas de aislación sísmica	32
2.5.6. Factibilidad del uso de sistemas de aislación sísmica.....	32
2.5.7. Requerimientos de diseño sísmico de estructuras aisladas en la base..	33
2.5.7.1. Análisis estático: Procedimiento de la fuerza equivalente	36
2.5.7.2. Análisis dinámico.....	37
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA.....	38
3.1. Tipo de investigación.....	38
3.2. Nivel de la Investigación	38
3.3. Diseño de Investigación	38
3.4. Selección de variables.....	39
3.4.1. Operacionalización de variables.....	39
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS ESTRUCTURAL	40
4.1. Descripción del proyecto – Sistema convencional.....	40
4.1.1. Normas empleadas	41
4.1.2. Especificaciones – Materiales empleados.....	42
4.1.3. Características del terreno y consideraciones de cimentación	42
4.1.4. Estados de carga.....	43
4.1.5. Diseño de concreto armado.....	44
4.1.6. Estructuración.....	45
4.1.7. Pre-dimensionamiento.....	46

4.1.7.1. Pre-dimensionamiento de vigas peraltadas	46
4.1.7.2. Pre-dimensionamiento de columnas	47
4.1.7.3. Pre-dimensionamiento de losas	48
4.1.7.4. Pre-dimensionamiento de cimentación	48
4.1.8. Análisis sísmico	50
4.1.8.1. Modelo estructural.....	50
4.1.9. Verificación de irregularidades por altura y planta.....	56
4.1.9.1. Verificación de irregularidades por altura	56
4.1.9.2. Verificación de irregularidades por planta	61
4.1.10. Análisis estático y dinámico.....	66
4.1.11. Modos de vibración de la estructura.....	67
4.1.12. Cálculo de desplazamientos.....	68
4.1.13. Diseño de elementos estructurales.....	68
4.1.13.1. Diseño de losas.....	68
4.1.13.2. Diseño de columna.....	71
4.1.13.3. Diseño de placa PL-07	76
4.1.13.4. Diseño de viga.....	81
4.1.13.5. Diseño de zapata	86
4.2. Descripción del proyecto – Sistema con aisladores sísmicos	89
4.2.1. Normas empleadas	90
4.2.2. Especificaciones – Materiales empleados.....	90
4.2.3. Estados de carga.....	91
4.2.4. Diseño en concreto armado.....	91
4.2.5. Pre-dimensionamiento.....	92
4.2.5.1. Pre-dimensionamiento de vigas peraltadas	93
4.2.5.2. Pre-dimensionamiento de columnas	93
4.2.5.3. Pre-dimensionamiento de losas	95
4.2.5.4. Pre-dimensionamiento de cimentación	95
4.2.6. Análisis sísmico	97
4.2.6.1. Modelo Estructural	97
4.2.6.2. Parámetros para el análisis sísmico.....	98
4.2.7. Características del sistema de aislamiento.	101
4.2.8. Análisis y diseño del sistema de aislamiento.....	102
4.2.8.1. Parámetros sísmicos para el diseño	103

4.2.8.2. Procedimiento de diseño.....	103
4.2.8.3. Parámetros iniciales de la estructura aislada	107
4.2.9. Propiedades geométricas y dinámicas de aisladores.....	108
4.2.9.1. Propiedades geométricas.....	109
4.2.9.2. Propiedades dinámicas	110
4.2.9.3. Propiedades dinámicas del sistema de aislamiento.....	121
4.2.9.4. Análisis dinámico.....	121
4.2.9.5. Modo fundamental.....	123
4.2.9.6. Resultados finales	124
4.2.10. Diseño de losas.....	125
4.2.11. Diseño de vigas.....	125
4.2.12. Diseño de columnas.....	125
4.2.13. Diseño de cimentación.....	125
CAPÍTULO V. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS SÍSMICAS.....	148
5.1. Participación modal	148
5.2. Modos de vibración	148
5.3. Desplazamiento parcial	148
5.4. Desplazamiento total	148
5.5. Derivas de entrepiso.....	152
5.6. Fuerza Cortante.....	154
5.7. Aceleraciones	148
5.8. Comparación de diseños finales.....	148
Conclusiones	159
Recomendaciones	161
Referencias bibliográficas	161
ANEXO 1: Mapa de Calificación de Provincias según niveles de peligro sísmicos – MEF.....	164
ANEXO 2: Mapa de niveles de riesgo para la ciudad de Lima - CISMID	165
ANEXO 3: Matriz de consistencia	166
ANEXO 4: Metrado de cada sistema evaluado.....	167
ANEXO 5: Cotización de sistema de aislamiento.....	167
ANEXO 6: Curva de vulnerabilidad.....	167
ANEXO 7: Estudio de mecánica de suelos	16770
ANEXO 8: Planos.....	171

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 01: Ubicación Global del Perú (Cinturón de fuego)	2
Figura 02: Palacio de Knossos – Grecia (2000 a.c)	10
Figura 03: Tumba de Cyro	11
Figura 04: Escuela Pestalozzi (Skopje, Macedonia)	12
Figura 05: Foothill Community Law and Justice Center (California).....	13
Figura 06: Mayor terremoto registrado en la historia de la humanidad. Valdivia - Chile 1960	14
Figura 07: Consecuencia 275,000 muertos producto de un devastador tsunami	15
Figura 08: Puerto Príncipe, consecuencia 317,000 muertos.....	16
Figura 09: Edificio Borde Río – Concepción 2010.....	16
Figura 10: Consecuencia del terremoto, devastador tsunami	17
Figura 11: Vista del malecón de Chorrillos (Fotografía de El Comercio).....	18
Figura 12: Consecuencia 100,000 muertos.....	19
Figura 13: Colapsa Iglesia del Señor de Luren - Ica	20
Figura 14: Concepto de aislamiento sísmico.....	24
Figura 15: Esquema general de disposición de aisladores basales.....	25
Figura 16: Partes del aislador tipo LRD.....	27
Figura 17: Gráfico de fuerza cortante y deformación para un ciclo	26
Figura 18: Partes del aislador tipo LRB.....	27
Figura 19: Grafico de fuerza cortante y deformación para un ciclo	27
Figura 20: Partes del aislador Tipo HDR.....	28
Figura 21: Grafico de fuerza cortante y deformación para un ciclo	29
Figura 22: Partes del deslizador.....	29
Figura 23: Partes del aislador tipo FPS.....	30
Figura 24: Partes del aislador tipo FPS doble curvatura	30
Figura 25: Diagrama de flujo de funcionamiento del aislamiento sísmico	31
Figura 26: Plano de ubicación del proyecto en estudio.....	40
Figura 27: Modelo de la edificación convencional – Sistema de Muros de Concreto Armado	41
Figura 28: Planta de encofrado del primer piso, con sobrecarga de 250 kg/m ² y 400kg/m ²	46

Figura 29: Área tributaria correspondiente a cada columna.....	47
Figura 30: Esquema de reforzamiento por flexión y corte del aligerado calculado.....	30
Figura 31: Cuadro de columnas – Sistema de muros de concreto armado.....	76
Figura 32: Planta de encofrado - tramos de vigas a diseñar	81
Figura 33: Diagrama de momento flectores de la envolvente de diseño.....	82
Figura 34: Área tributaria correspondiente a cada columna – Sistema aislado.....	84
Figura 35: Corte de nivel de Aislamiento (línea azul).....	102
Figura 36: Espectro de Diseño y Espectro Máximo (R=1)	103
Figura 37: Esquema de distribución de Aisladores y deslizadores	108
Figura 38: Partes de un Aislador sísmico.....	108
Figura 39: Propiedades geométricas del Aislador.....	109
Figura 40: Propiedades geométricas del Aislador.....	110
Figura 41: Vista en planta y elevación de la reducción del área del aislador debido a DTM.....	116
Figura 42: Deslizador de fricción.....	117
Figura 43: Comportamiento Histerético de deslizadores PTFE (Slider A).....	120
Figura 44: Definición del caso de carga de sismo	122
Figura 45: Vista en 3D del modelo matemático – Sistema aislado	123
Figura 46: Momentos flectores en la dirección 1-1 de la envolvente de diseño	127
Figura 47: Momentos flectores en la dirección 2-2 de la envolvente de diseño	127
Figura 48: Planta de encofrado de con tramos de vigas a diseñar	132
Figura 49: Diagrama de momento flectores de la envolvente de diseño.....	133
Figura 50: Diseño por corte de una zapata rectangular	141
Figura 51: Diseño por punzonamiento de una zapata rectangular.....	142
Figura 52: Diseño por flexión de una zapata rectangular.....	142
Figura 53: Comparación gráfica de desplazamiento parcial en X	149
Figura 54: Comparación gráfica de desplazamiento parcial en Y	150
Figura 55: Comparación gráfica de desplazamiento total en X	151
Figura 56: Comparación gráfica de desplazamiento total en Y	152
Figura 57: Comparación gráfica de derivas en X	153

Figura 58: Comparación gráfica de derivas en Y	153
Figura 59: Comparación gráfica de fuerza cortante en X.....	155
Figura 60: Comparación gráfica de fuerza cortante en Y	155
Figura 61: Comparación gráfica de aceleraciones en X.....	156
Figura 62: Comparación gráfica de aceleraciones en Y.....	156

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1:	Factores de zona	21
Tabla 2:	Clasificación de los perfiles de suelo	21
Tabla 3:	Periodos T_P y T_L	21
Tabla 4:	Categoría de las edificaciones y factor "U"	22
Tabla 5:	Sistemas Estructurales	22
Tabla 6:	Categoría de riesgo del edificio.....	33
Tabla 7:	Factor de Importancia	34
Tabla 8:	Coeficiente de sitio F_a	35
Tabla 9:	Coeficiente de sitio F_V	35
Tabla 10:	Valores de los parámetros aproximados del periodo	36
Tabla 11:	Operacionalización de la variable Independiente.....	39
Tabla 12:	Operacionalización de la variable dependiente.....	39
Tabla 13:	Nivel de desplante de la cimentación.....	42
Tabla 14:	Capacidad portante del suelo de fundación	43
Tabla 15:	Cargas muertas.....	43
Tabla 16:	Cargas vivas	43
Tabla 17:	Factores de reducción de resistencia.....	44
Tabla 18:	Pre-dimensionamiento de vigas peraltadas	46
Tabla 19:	Pre-dimensionamiento de losas	48
Tabla 20:	Resumen de sistemas estructurales	53
Tabla 21:	Análisis estático	66
Tabla 22:	Bloque Principal. Porcentajes de participación modal de masas en direcciones principales 'X' e 'Y'	66
Tabla 23:	Tabla de desplazamientos	66
Tabla 24:	Cargar muertas	91
Tabla 25:	Factores de reducción de resistencia.....	92
Tabla 26:	Pre-dimensionamiento de vigas peraltadas	93
Tabla 27:	Pre-dimensionamiento de losas	95
Tabla 28:	Resumen de sistemas estructurales	99
Tabla 29:	Coeficiente de amortiguamiento.....	105
Tabla 30:	Periodos de las estructuras aisladas en sismo de diseño.....	123
Tabla 31:	Propiedades dinámicas de los dispositivos... ..	124

Tabla 32:	Derivas de entrepiso a sismo de diseño	124
Tabla 33:	Aceleraciones espectrales de entrepiso a sismo de diseño	124
Tabla 34:	Participación Modal	148
Tabla 35:	Modos de vibración	148
Tabla 36:	Desplazamiento parcial en X.....	149
Tabla 37:	Desplazamiento parcial en Y.....	150
Tabla 38:	Desplazamiento total en X	151
Tabla 39:	Desplazamiento total en Y	151
Tabla 40:	Derivas de entrepiso X.....	152
Tabla 41:	Derivas de entrepiso Y.....	153
Tabla 42:	Fuerza cortante	154
Tabla 43:	Aceleraciones en el eje X.....	155
Tabla 44:	Aceleraciones en el eje Y.....	156
Tabla 45:	Resumen de sistemas estructurales	157

RESUMEN

La presente Tesis titulada: “**RESPUESTAS SÍSMICAS ENTRE UN SISTEMA DE MUROS DE CONCRETO ARMADO Y UNO CON AISLADORES SÍSMICOS, DE UN EDIFICIO DESTINADO A COMERCIO Y OFICINAS, EN EL DISTRITO DE SURQUILLO, LIMA**” tiene como objetivo establecer qué sistema estructural, con aisladores sísmicos o con muros de concreto armado dará mayor seguridad en edificios de comercio y oficinas, a través de comparaciones entre las respuestas sísmicas.

El “Edificio Praga” está referido a un edificio destinado a comercio y oficinas, que contará con 7 pisos sobre un terreno de 337.45 m² y estará ubicado en distrito de Surquillo, Lima. El tipo de suelo en el que estará cimentado es grava pobremente gradada con arena (GP)

El modelo convencional, de muros de concreto armado, se analizó bajo la NTP E-030 “Diseño Sismorresistente” vigente, para determinar la respuesta estructural que tendrá el edificio frente a un sismo.

Para el análisis de la edificación con aisladores sísmicos se rediseñó la estructura con un sistema aporticado, posteriormente se analizó la estructura adaptada según la norma americana ASCE7-10 para determinar la respuesta estructural que tendrá el edificio frente a un sismo.

La tipología de nuestra investigación es experimental, de orientación aplicada y enfoque mixto.

Palabras clave: Aislamiento sísmico, amortiguamiento, deriva, fuerza cortante, desplazamiento total.

ABSTRACT

The present thesis entitled: "**SEISMIC RESPONSES BETWEEN A STRUCTURAL SYSTEM OF ARMED CONCRETE WALLS AND WITH SEISMIC INSULATORS, OF A BUILDING DESIGNED FOR TRADE AND OFFICES, IN THE DISTRICT OF SURQUILLO, LIMA**" aims to establish which structural system, with seismic isolators or with reinforced concrete walls will give greater security in commercial buildings and offices, through comparisons between seismic responses.

The "Praga Building" refers to a building for trade and offices, which will have 7 floors on a land of 337.45 m² and will be located in the district of Surquillo, Lima. The type of soil in which it will be cemented is gravel poorly graded with sand (GP)

The conventional model of reinforced concrete walls was analyzed under the current NTP E-030 "Seismic Resistant Design" to determine the structural response of the building to an earthquake.

For the analysis of the building with seismic insulation in the base, the structure was redesigned with a modified system, later the structure adapted according to the American standard ASCE7-10 was analyzed to determine the structural response that the building will face to an earthquake.

The typology of our research is experimental, applied guidance and quantitative approach.

Keywords: Seismic isolation, damping, drift, shear force, total displacement.

INTRODUCCIÓN

Nuestro país está ubicado en una de las regiones con más actividad sísmica, puesto que nos encontramos en el llamado Cinturón de Fuego por la subducción de la placa de Nazca en la placa Sudamericana que almacenan energía del interior de la tierra y posteriormente la liberan en forma de ondas sísmicas.

El diseño de estructuras convencionales en nuestro país está basado en darle resistencia a la edificación ante esfuerzos producidos por las aceleraciones sísmicas, sin embargo, actualmente existen varios métodos para mitigar los posibles daños como la implementación de aisladores sísmicos.

Este método consiste en colocar en la interacción de la edificación con el suelo una interfase flexible haciendo que los movimientos del suelo producidos por los sismos sólo se transmitan en una pequeña parte a la edificación, actualmente esta metodología está creciendo en nuestro país, pero aún no contamos con alguna norma que sea aplicada a nuestra realidad.

En el Capítulo I realizamos el planteamiento del problema, los objetivos planteados, hipótesis, entre otros aspectos generales del alcance de nuestra investigación. En el Capítulo II procederemos con el marco teórico, el cual será la base para justificar los criterios utilizados.

En el Capítulo III se explicará la metodología que se usará presentando una matriz de consistencia general explicado a medida de cuadro, luego de obtener los datos y las teorías necesarias procederemos a explicar en el Capítulo IV las aplicaciones de cada indicador mencionado en nuestra matriz de consistencia con el fin de alcanzar los objetivos planteados y finalmente en el Capítulo V en base a los resultados obtener las conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Marco situacional

Nuestro país está comprendido en una de las regiones de gran ocurrencia sísmica, puesto que es producto de los levantamientos tectónicos afectado por la subducción de la placa de Nazca en la placa Sudamericana (Ver figura 01)

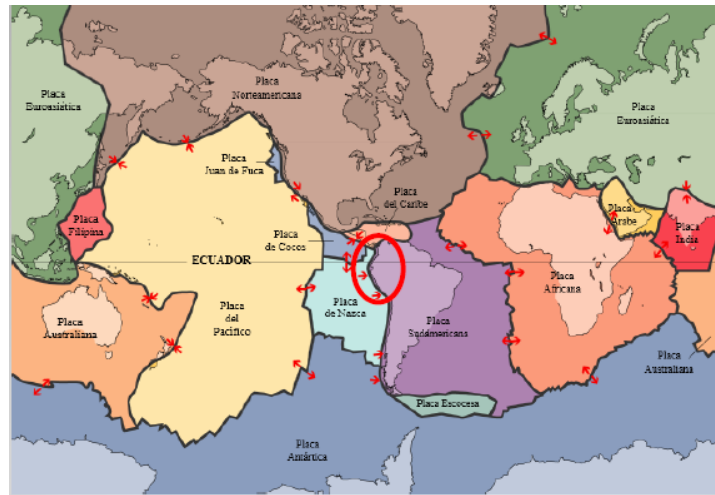


Figura 01: Ubicación Global del Perú (Cinturón de Fuego)

Fuente: Seminario de promoción de la normatividad para el diseño y construcción de edificaciones seguras (2012). Autor: M. Sc. Ing. Carlos Córdova Rojas (Córdova Ingenieros S.A.C)

Actualmente, nos encontramos a la espera de un gran sismo por el prolongado silencio sísmico Kuroiwa, 2005, afirma que: “es posible identificar lugares donde no se ha liberado energía en varias décadas; en consecuencia, existe mayor probabilidad de que ésta se libere y ocurra un sismo, toda esta información es gracias a la estadística y a los sismos ocurridos anteriormente” (p.99)

A la vez, el Instituto Geofísico del Perú desde hace algunos años viene alertando de la posibilidad de que ocurra un sismo de gran magnitud superior a 8.5 grados en la costa central entre Chimbote y Pisco, puesto que desde hace 270 años no se registra un movimiento telúrico de esas características.

De acuerdo con el Mapa de Calificación de Provincias según niveles de peligro sísmicos (Ver Anexo N°1), Lima es considerada con un nivel Muy Alto, elaborado en el año 2003 por Comisión Multisectorial de Reducción de Riesgos en el

Desarrollo y la Dirección General de Programación Multianual del Sector Público - MEF.

Según Mapa de niveles de riesgo para la ciudad de Lima, del Estudio de microzonificación sísmica y vulnerabilidad en la ciudad de Lima (Ver Anexo N°2), elaborado por el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, el caso de nuestra edificación se encuentra ubicado en una zona con nivel de daño III.

Ante este inminente gran sismo, se establece la norma técnica peruana E030 – 2016 “Diseño Sismorresistente” (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento 2016) siendo más rigurosa en cuanto a las zonas sísmicas, tipos de suelo, categoría de edificación, sistema estructural y regularidad de las edificaciones, es más, se establece que para edificaciones de categoría A1 ubicadas en las zonas 4 y 3 posean aislamiento sísmico con cualquier sistema estructural, todas estos requerimientos de la norma técnica se realiza con la finalidad que las edificaciones sean resistentes frente a esfuerzos derivados de las aceleraciones sísmicas, cabe indicar que en investigaciones sísmicas aún estamos lejos de poder resolver el peligro sísmico, el cual se incrementa y al que estamos expuestos cotidianamente.

1.2. Planteamiento del Problema

En la actualidad, en Lima y especialmente en el distrito de Surquillo, dónde realizaremos nuestra investigación, presenta un gran crecimiento socio económico y por ende la construcción de edificios destinados a comercio y oficinas han tenido mayor demanda.

La necesidad de hacer edificios sismorresistentes es cada vez mayor, puesto que de registrarse un sismo de gran magnitud muchas edificaciones resultarían con grandes daños estructurales y como consecuencia cuantiosas pérdidas humanas y materiales, por lo cual se requiere que todas las edificaciones soporten estas solicitaciones sísmicas.

Hace algunos años, en países como Chile, Japón, Estados Unidos, entre otros, vienen implementando nuevos sistemas de reducción de daños como la

implementación de aisladores sísmicos que consiste en colocar en la interacción de la edificación con el suelo una interfase flexible haciendo que los movimientos del suelo producidos por los sismos sólo se transmitan en una pequeña parte a la edificación.

Por ese motivo, en esta investigación buscamos conocer la influencia del sistema estructural, de muros de concreto o con aisladores sísmicos, en las respuestas sísmicas de un edificio destinado a comercio y oficinas, en el distrito de Surquillo, Lima. Se espera que el uso de aisladores mejore la respuesta sísmica que tendrá la estructura

1.2.1. Formulación del Problema

¿Cómo influye el sistema estructural, de muros de concreto armado o con aisladores sísmicos, en las respuestas sísmicas de un edificio destinado a comercio y oficinas, en el distrito de surquillo, Lima?

1.2.2. Problemas Específicos

- a) ¿Cómo analizar un edificio destinado a comercio y oficinas de muros de concreto armado para determinar la respuesta sísmica que tendrá la estructura frente a un evento sísmico severo según las exigencias de norma técnica peruana NTP E.030 - "Diseño sismorresistente"?
- b) ¿Cómo analizar un edificio destinado a comercio y oficinas con aisladores sísmicos para determinar la respuesta sísmica frente a un evento sísmico según las exigencias de la norma americana ASCE7-10?
- c) ¿Cuáles serán las diferencias de los sistemas estructurales evaluados?

1.3. Objetivos de la investigación

1.3.1. Objetivo general

Comprobar que el sistema con aisladores sísmicos es más eficiente que el sistema de muros de concreto armado mediante la comparación de las respuestas sísmicas de un edificio destinado a comercio y oficinas en el distrito de Surquillo, Lima.

1.3.2. Objetivos específicos

- a) Analizar un edificio destinado a comercio y oficina de muros de concreto armado para determinar la respuesta sísmica que tendrá la estructura frente a un evento sísmico severo según la exigencia de la norma técnica peruana NTP E.030 - "Diseño sismorresistente".
- b) Analizar un edificio destinado a comercio y oficinas con aisladores sísmicos para determinar la respuesta sísmica que tendrá la estructura frente a un evento sísmico según las exigencias de la norma americana ASCE7-10.
- c) Comparar los sistemas estructurales evaluados.

1.4. Justificación e importancia

Esta investigación contribuirá en profundizar conocimientos sobre la influencia de los aisladores sísmicos en la estructura proponiendo mejorar el comportamiento estructural de las edificaciones nuevas con la finalidad de protegernos de los efectos destructivos de los sismos.

En esta investigación se demostrará que la respuesta estructural con un sistema de aislamiento sísmico reducirá sustancialmente las aceleraciones del suelo aplicadas en la estructura, y servirá como guía con datos y porcentajes reales de disminución de las respuestas sísmicas, para así ampliar la norma técnica peruana e implementar este diseño con aisladores para evitar pérdidas irreparables.

1.5. Alcances y limitaciones

Para la realización del presente tema de investigación se hizo la recopilación de normativas nacionales e internacionales, investigaciones anteriores, artículos de sistemas de aislación sísmica, entre otros. Los datos y resultados obtenidos en el presente trabajo de investigación se podrán tomar como referencia para futuras investigaciones.

Una de las principales limitaciones es que en nuestro país no contamos con normativa para el diseño de aisladores sísmicos, por lo cual se ha recurrido a la

norma Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures del American Society of Civil Engineers (ASCE 10)

El proyecto se limita a comparar las respuestas estructurales entre un sistema de muros de concreto armado y uno con aisladores sísmicos, Comparando las distorsiones, desplazamientos, aceleración, periodos de vibración, fuerzas cortantes, diseño de elementos estructurales, entre otros.

1.6. Viabilidad

La presente tesis es viable ya que podemos comparar las respuestas sísmicas de cada sistema basados en normativas nacionales e internaciones, investigaciones y artículos de consulta bibliográfica tanto del Perú como de otros países, puesto que en la actualidad no hay una normativa peruana para el diseño de estructuras con aisladores sísmicos. Por ello, contribuiremos con los resultados que obtengamos de nuestra edificación propuesta a fin de comprobar que el sistema con aisladores sísmicos es más eficiente.

1.7. Hipótesis

1.7.1. Hipótesis General

El sistema con aisladores sísmicos es más eficiente que el sistema de muros de concreto armado de un edificio destinado a comercio y oficinas en el distrito de Surquillo, Lima.

1.7.2. Hipótesis Específicas

- a) Al analizar un edificio destinado a comercio y oficinas de muros de concreto armado se conocerá la respuesta sísmica que tendrá la estructura frente a un evento sísmico severo según la exigencia de la norma técnica peruana NTP E030 – “Diseño sismorresistente”.
- b) Al analizar un edificio destinado a comercio y oficinas con aisladores sísmicos se conocerá la respuesta sísmica que tendrá la estructura frente a un evento sísmico según las exigencias de la norma americana ASCE7-10.
- c) El sistema con aisladores sísmicos tendrá mejor respuesta sísmica.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

A continuación, se presentarán las fuentes nacionales e internacionales que servirán como antecedentes para la presente investigación.

Korswagen, P et al (2012) en su tesis llega a las siguientes conclusiones: Las características tanto la altura como la esbeltez de la edificación son parámetros limitantes para el aislamiento eficiente de una estructura porque ambas están directamente vinculadas con la capacidad de carga de los aisladores elastoméricos.

La aislación sísmica en el Perú resulta beneficiosa ya que las frecuencias predominantes de los sismos son altas, lo que implica que en estructuras con periodos altos no amplifican las aceleraciones. Sin embargo, se debe considerar la frecuencia del suelo, por lo que no es recomendable suelos de tipo S3 ya que frecuencias bajas de amplificación resultan indeseables.

Además, indica que se debe tomar atención en el efecto Carga axial-Desplazamiento, para el diseño de columnas o placas del primer piso, las vigas de la interfase de aislación y la cimentación debido a que el mayor desplazamiento incrementa la importancia de este efecto. Para la realización de esta investigación se basaron en las normas FEMA, UBC, la norma chilena Nch-2745 y las normas peruanas.

Benavente, J et al (2015) concluye que el aislamiento basal permitió cambiar el sistema estructural de placas estructurales la cual tenía gran rigidez horizontal por columnas menos rígidas. Lo cual en el edificio convencional se lograba la ductilidad con muros de corte que toman la mayor parte del sismo en muchos casos llegando al extremo de que las columnas tomen cargas sísmicas pequeñas siendo casi imposible que una estructura convencional soporte un sismo severo manteniéndose en el rango elástico.

Para el diseño de un edificio aislado se debe tener en cuenta que se mantenga la rigidez horizontal de los entrepisos para que se distribuya de manera uniforme para evitar tracciones inducidas por el sismo, lo cual daña fácilmente a los aisladores, Además los aisladores no deben de tomar momentos por lo cual se debe colocar una losa que tome los momentos y lo estabilice. A pesar de que se exige una deriva menor que al edificio convencional, el requerimiento de la rigidez horizontal es mucho menor ya que las fuerzas que generan el sismo en la estructura son mucho menores, Se espera que una estructura aislada sea menos dúctil para el mismo sismo de diseño que una estructura convencional ya que el asilado se diseña con un factor de reducción $R = 1$ para la sub estructura y $R = 2$ para la super estructura mientras que la estructura con placas para un $R = 6$.

Carmona, P et al (2012) concluye que en el sistema aislado los desplazamientos horizontales relativos de entrepiso son menores, lo que hace que la estructura tenga un mejor comportamiento. A la vez, indica que usando aisladores en la base se obtiene mayores periodos de la estructura por consecuencia menores aceleraciones.

También concluye que en el sistema aislado las fuerzas axiales disminuyen en promedio 49%, las cortantes máximas disminuyen en promedio 37% aproximadamente y los momentos flectores máximos disminuyen en 29% utilizando el código UBC (Uniform Building Code) de 1997, para el diseño de los Aisladores sísmicos

Arriagada, J (2012) en su investigación analizó tres posibles sistemas, (i) conformados por aisladores HDR, (ii) un sistema mixto de aisladores LRB y HDR, (iii) aisladores FPS, elegidos por su nivel de conocimiento y sus buenos resultados a nivel nacional como internacional. Luego de su análisis concluye que, el sistema HDR fue el que presentó las mayores ventajas en el sistema aislado.

Valerio, J (2015) En su investigación, el objetivo fue realizar un análisis comparativo del comportamiento estructural de un edificio fijo versus un

edificio aislado utilizando cuatro tipos de aisladores sísmicos evaluando cuatro factores de desempeño, la deriva, la aceleración, la cortante basal y el desplazamiento relativo. Los aisladores utilizados fueron: High Damping Rubber Bearing (HDRB), Lead Rubber Bearing (LRB), Friction Pendulum System (FPS) y Roll N-Cage (RNC), los tres primeros son los más usados a nivel mundial y el último es de recién invención.

Los resultados de este análisis revelan que la deriva de piso del edificio fijo se reduce un 74% cuando se utiliza el HDRB y LRB, un 84% cuando se utiliza el FPS y un 86% cuando se utiliza el RNC. La aceleración en el piso superior del edificio fijo se reduce un 75% cuando se utiliza el aislador HDRB y LRB, un 93% cuando se utiliza el FPS y un 92% cuando se utiliza el RNC. La fuerza cortante en la base del edificio fijo se reduce un 77% cuando se utiliza el HDRB, un 76% cuando se utiliza el LRB, un 78% cuando se utiliza el FPS y un 84% cuando se utiliza el RNC. El desplazamiento relativo al terreno del edificio fijo se incrementa un 167% cuando se utiliza el HDRB, un 212% cuando se utiliza el LRB, un 352% cuando se utiliza el FPS y un 333% cuando se utiliza el RNC. Demostrando así que el aislador más efectivo a utilizar es el Roll-N-Cage (RNC).

Cando, F et al (2012) En su investigación realiza una comparación de diferentes estructuras haciendo aplicación de aisladores elastoméricos y del tipo friccionantes, considerando un análisis dinámico no lineal según la NEC-11, y para la estructura aislada la Nch 2745. Llegando a la conclusión finalmente que los esfuerzos en columnas, vigas y diafragmas son notoriamente menores, disminuyendo las cuantías en 40% aproximadamente, y haciendo uso de un periodo de diseño de 2 segundos.

2.2. Historia de los aisladores

El concepto primitivo de aislación sísmica se remonta al año 2000 a.C. en el Palacio de Knossos en Grecia (ver Figura 02) donde la implementación del sistema de aislamiento era del tipo friccional y consistía en poner una capa de arena fina bajo la cimentación del Palacio. En el año 528 a.C. en la Tumba de Cyro (ver Figura 03), ubicado en Persia, el sistema de aislamiento está constituido por varias capas de piedra lisa y sin ningún tipo de mortero o material pegajoso entre ellos formando una interfase flexible entre el suelo de fundación y la construcción.

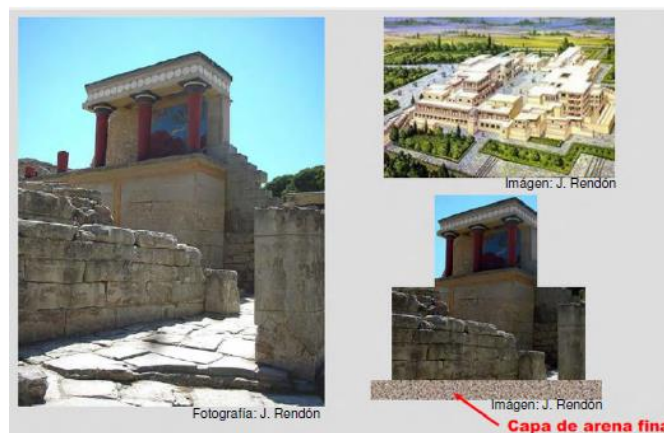


Figura 02: Palacio de Knossos - Grecia (2000 A.C.)

Fuente: Seminario Expo-Hormigón (2013). Recuperado de http://www.ich.cl/descargas/wp-content/uploads/13-05-10_EDI_SEM_29-Carl-Luders-SCh-Aislacio%CC%81n-si%CC%81smica-de-Estructuras-PUC.pdf



Figura 03: Tumba de Cyro

Fuente: Seminario Expo-Hormigón (2013). Recuperado de http://www.ich.cl/descargas/wp-content/uploads/13-05-10_EDI_SEM_29-Carl-Luders-SCh-Aislacio%CC%81n-si%CC%81smica-de-Estructuras-PUC.pdf

El Coliseo Romano, cuyas obras empezaron entre el 70 d.C. y el 72 d.C. y se completó en el 80 d.C., tiene bajo la cimentación una capa conformada por arcilla (capa gruesa), piedras medianas y de piedras pequeñas lo que funciona como una interfase flexible entre en suelo de fundación y la construcción.

El inglés John Milne, quien fue profesor de Ingeniería de Minas en la Universidad de Tokio entre 1876 y 1895, realizó varios experimentos de aislación sísmica: instrumentaba una estructura aislada sísmicamente y la sometía a un movimiento sísmico. En su primer experimento, la estructura estaba construida sobre unas esferas de deslizamiento de 10 pulgadas de diámetro; sin embargo, aparentemente el edificio no tenía un buen desempeño frente a cargas de viento así que volvió a realizar el ensayo varias veces hasta que determinó que para esferas de diámetro 1/4 de pulgada la estructura se volvía estable para cargas de viento.

En 1996 James M. Kelly da a conocer tres ejemplos de los primeros edificios aislados. Dos de ellos fueron construidos sobre esferas: un edificio en Sevastopol, Ucrania y un edificio de cinco pisos en México; y el tercero, un edificio de cuatro pisos para el observatorio sismológico del estado de Beijing sobre una capa de arena.

En 1992, Eisenberg, describe a un edificio construido en 1959 en Ashkhabad, Turkmenistán, el cual estaba suspendido por cables.

En 1969 se construyó el primer edificio aislado con bloques de caucho: la escuela Pestalozzi de tres pisos hecha de concreto en Skopje, Yugoslavia (ver Figura 04)

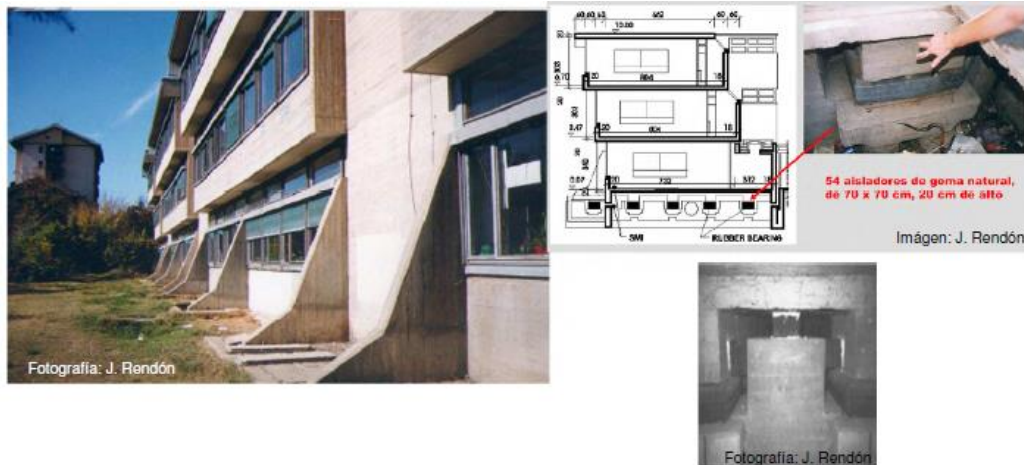


Figura 04: Escuela Pestalozzi (Skopje, Macedonia)

Fuente: Seminario Expo-Hormigón (2013). Recuperado de http://www.ich.cl/descargas/wp-content/uploads/13-05-10_EDI_SEM_29-Carl-Luders-SCh-Aislacio%CC%81n-si%CC%81smica-de-Estructuras-PUC.pdf

A finales de la década de los 70' unos pocos edificios aislados fueron construidos en Japón. Fue el inicio del desarrollo de los SREI (Steel reinforced elastomer isolator), en los cuales, se vulcanizan las capas de caucho y las placas de acero intercaladas con el fin de aumentar la rigidez vertical. Hasta el año 1985 sólo tres proyectos habían sido completados. Entre 1985 y 1994, durante el boom de la economía japonesa, el número de edificios aislados empezó a incrementarse a razón de 10 edificios por año.

En 1978 se construyó en viaducto de Toe-toe en North Island, en Nueva Zelanda. Fue la primera estructura con aisladores sísmicos hechos con capas intercaladas de caucho y acero con un núcleo de plomo en el centro para que ayude a disipar la energía. Este tipo de aisladores llamados LRB (Lead Rubber Bearing) son de amplio uso actualmente. Un pequeño número de edificios aislados fueron construidos en nueva Zelanda e Italia principalmente por ser muy importantes. En 1981 se terminó el primer edificio aislado con LRB: Edificio William Clayton en Wellington, Nueva Zelanda.

El primer edificio aislado en los Estados Unidos es Foothills Communities Law and Justice Center (Ver Figura 05) ubicado en el Rancho Cucamonga, California. Este edificio construido en 1985 fue hecho sobre aisladores elaborados con caucho de alto amortiguamiento natural. El mismo sistema de aisladores de alto amortiguamiento fue empleado en el Fire Command and Control Facility (FCCF).



Figura 05: Foothill Community Law and Justice Center (California)

Fuente: Seminario Expo-Hormigón (2013). Recuperado de http://www.ich.cl/descargas/wp-content/uploads/13-05-10_EDI_SEM_29-Carl-Luders-SCh-Aislacio%CC%81n-si%CC%81smica-de-Estructuras-PUC.pdf

En Estados Unidos, para el diseño con aisladores sísmicos se empleó una publicación de la Asociación de Ingenieros estructurales del Norte de California llamada “Tentative Seismic Isolation Design Requirements” (SEAOC 1986), se basaba principalmente en el diseño con métodos estáticos.

En el año 1990 los miembros del comité sismológico del SEAOC deciden incluir en su publicación, un apéndice con los requerimientos de “General Requirements for the Design and Construction of Seismic Isolated Structures” basada fundamentalmente en el análisis dinámico de las estructuras.

Posteriormente, se incorporaron los requerimientos para el diseño de estructuras con aislación sísmica y disipación de energía en los requerimientos de NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program). Los requerimientos fueron modificados en la versión del año 1997, en la que los documentos del SEAOC, UBC y NEHRP fueron compatibilizados.

En el caso de Sudamérica, Chile ha sido uno de los primeros países en incorporar aisladores sísmicos a sus estructuras. Cuenta además con la norma chilena NCh2745 – 2003 que es el resultado de la adaptación a la realidad chilena del código UBC (Uniform Building Code) del año 1997 y su compatibilización con la norma chilena NCh433.Of1996.

2.3. Breve reseña de sismos históricos en el mundo

2.3.1. Valdivia – Chile, 22 de mayo de 1960 – Magnitud = 9.5° Richter

Su epicentro se localizó en las cercanías de Lumaco, provincia de Malleco, Región de la Araucanía, el más potente registrado instrumentalmente en la historia de la humanidad (ver Figura 06). Junto con el evento principal, se produjo una serie de movimientos telúricos de importancia entre el 21 de mayo y el 6 de junio que afectó a gran parte del sur de Chile.



Figura 06: Mayor terremoto registrado en la historia de la humanidad. Valdivia - Chile 1960

Fuente: Seminario de promoción de la normatividad para el diseño y construcción de edificaciones seguras (2012). Autor: M. Sc. Ing. Carlos Córdova Rojas (Córdova Ingenieros S.A.C)

2.3.2. Sumatra – Indonesia, 26 de diciembre 2004 – Magnitud = 9.3° Richter

Este terremoto submarino ocurrido el domingo 26 de diciembre de 2004, con epicentro en la costa oeste de Sumatra (Indonesia). El terremoto ocasionó una serie de tsunamis devastadores a lo largo de las costas de la mayoría de los países que bordean el océano Índico, matando a una gran cantidad de personas a su paso e inundando a una gran cantidad de comunidades costeras a través de casi todo el sur y sureste de Asia, incluyendo partes de Indonesia, Sri Lanka, India, y Tailandia; siendo más devastador en la zona de Indonesia.



Figura 07: Consecuencia 275,000 muertos producto de un devastador tsunami.

Fuente: Seminario de promoción de la normatividad para el diseño y construcción de edificaciones seguras (2012). Autor: M. Sc. Ing. Carlos Córdova Rojas (Córdova Ingenieros S.A.C)

Las estimaciones iniciales habían determinado el número de muertes en más de 275 000. El desastre es conocido en Asia y en los medios internacionales como el tsunami asiático.

2.3.3. Puerto Príncipe – Haiti, 12 de enero de 2010 – Magnitud = 6.9° Ritcher

La tarde del 12 de enero de 2010 un sismo de 6.9° grados en la escala de Richter sacudió Haití. El epicentro se localizó a 15 kilómetros de Puerto Príncipe (capital), en los días posteriores se registró una serie de más de 26 réplicas de hasta 5.9 grados.

Según las cifras oficiales ofrecidas por el gobierno un año después del terremoto, los efectos fueron devastadores: 317,000 muertos, 350,000 heridos y más de 1.5 millones de personas perdieron su hogar (ver Figura 08), del total de damnificados, a la fecha, 80 mil personas continúan viviendo en campamentos.



Figura 08: Puerto Príncipe, consecuencia 317,000 muertos.

Fuente: Seminario de promoción de la normatividad para el diseño y construcción de edificaciones seguras (2012). Autor: M. Sc. Ing. Carlos Córdova Rojas (Córdova Ingenieros S.A.C)

2.3.4. Concepción – Chile, 27 de febrero de 2010 – Magnitud = 8.8° Richter

Chile sufrió un terremoto de grado 8.8 en la escala MW, ubicado a 12,5 kilómetros de la costa chilena y a 17 kilómetros de la localidad de Cobquecura, en la provincia de Ñuble de la VIII Región del Biobío, seguido de un tsunami que afectó las zonas costeras de parte importante del país. Las regiones Maule y Biobío fueron las más afectadas, se registraron pérdidas de vidas y de bienes (ver Figura 09). Un fuerte tsunami impactó las costas chilenas como producto del terremoto, destruyendo varias localidades ya devastadas por el impacto telúrico.



Figura 09: Edificio Borde Río – Concepción 2010

Fuente: Seminario de promoción de la normatividad para el diseño y construcción de edificaciones seguras (2012). Autor: M. Sc. Ing. Carlos Córdova Rojas (Córdova Ingenieros S.A.C)

2.3.5. Japón, 11 de marzo de 2011 – Magnitud = 9.0° Richter

Fue un terremoto de magnitud 9,0 MW que creó olas de maremoto de hasta 40,5 metros (ver Figura 10). El terremoto ocurrió a las 2:46:23 pm hora local (05:46:23 UTC) del viernes 11 de marzo de 2011. El epicentro del terremoto se ubicó en el mar, frente a la costa de Honshu, 130 km al este de Sendai, en la prefectura de Miyagi, Japón, a una profundidad de 32 kilómetros. El terremoto duró aproximadamente 6 minutos según los sismólogos.

El USGS explicó que el terremoto ocurrió a causa de un desplazamiento en proximidades de la zona de la interfase entre placas de subducción entre la placa del Pacífico y la placa Norteamericana. En la latitud en que ocurrió este terremoto, la placa del Pacífico se desplaza en dirección oeste con respecto a la placa norteamericana a una velocidad de 83 mm/año. La placa del Pacífico se mete debajo de Japón en la fosa de Japón, y se hunde en dirección oeste debajo de Asia.



Figura 10: Consecuencia del terremoto, devastador tsunami - 10,000 muertos.

Fuente: Seminario de promoción de la normatividad para el diseño y construcción de edificaciones seguras (2012). Autor: M. Sc. Ing. Carlos Córdova Rojas (Córdova Ingenieros S.A.C)

2.4. Breve reseña histórica de los últimos sismos en el Perú

2.4.1. Lima – Callao, 24 de mayo 1940 – Magnitud = 8.2° Richter

El terremoto de 1940 fue considerado como uno de los peores registrados hasta ese momento en Lima, pero afectó rudamente al Callao, sufriendo un maremoto con retiro del mar a 150 metros que anegó por completo los muelles.

Las zonas de Lima más afectadas fueron el centro de Chorrillos, Barranco y La Molina, contabilizando en total 179 muertos y 3500 heridos. (ver Figura 11)



Figura 11: Vista del Malecón de Chorrillos (Fotografía de El Comercio)

Fuente: Seminario de promoción de la normatividad para el diseño y construcción de edificaciones seguras (2012). Autor: M. Sc. Ing. Carlos Córdova Rojas (Córdova Ingenieros S.A.C)

2.4.2. Huaraz – Ancash, 31 de mayo 1970 – Magnitud = 7.8° Richter

El terremoto se produjo el 31 de mayo de 1970 a las 3:25 p.m. Su epicentro se localizó frente a las costas de las ciudades de Casma y Chimbote, en el Océano Pacífico. Su magnitud fue de 7,8 grados en la escala de Richter y alcanzó una intensidad de hasta X y XI grados en la escala de Mercalli entre Chimbote y Casma. Produjo además un violento alud en las ciudades de Yungay y Ranrahirca. Las muertes se calcularon en 100.000 personas y hubo aproximadamente 20.000 desaparecidos, los heridos hospitalizados se contabilizaron en 143.331 personas (ver Figura 12).

La Ciudad de Huaraz se destruyó en un 97%, el cuadrilátero de la Plaza de Armas fue lo único importante que no se destruyó, luego del sismo, la ciudad quedó oscurecida por un negro manto de polvo, unas 10.000 personas fallecieron, solo en el “Colegio Santa Elena”, murieron 400 personas.



Figura 12: Consecuencia 100,000 muertos

Fuente: Seminario de promoción de la normatividad para el diseño y construcción de edificaciones seguras (2012). Autor: M. Sc. Ing. Carlos Córdova Rojas (Córdova Ingenieros S.A.C)

2.4.3. Pisco – Ica, 15 de agosto 2007 – Magnitud = 7.9° Mw

El 15 de agosto de 2007, la ciudad de Pisco (Ica) fue el epicentro de un terremoto de 7.9 grados de magnitud en la escala de Richter, siendo uno de los movimientos telúricos más violentos ocurridos en el Perú en los últimos años.

El sismo dejó 513 muertos, casi 2,291 heridos, 76.000 viviendas totalmente destruidas e inhabitables y 431 mil personas resultaron afectadas (ver Figura 13). Las zonas más afectadas fueron las provincias de Pisco, Ica, Chincha, Cañete, Yauyos, Huaytará y Castrovirreyna. La magnitud destructiva del terremoto también causó grandes daños a la infraestructura que proporciona los servicios básicos a la población, tales como agua y saneamiento, educación, salud y comunicaciones.

Tras el terremoto principal, un centenar de réplicas se sucedieron el mismo día 15 de agosto, muchas de las cuales alcanzaron magnitudes entre 5 y 6 grados. Una réplica de 5,9 grados fue percibida a las 19:19 horas, otra a las 19:41 a 70 kilómetros al sureste de Huancayo y una tercera se registró a las 20:08 a 146 kilómetros al suroeste de Lima.



Figura 13: Colapsa Iglesia del Señor de Luren – Ica.

Fuente: Seminario de promoción de la normatividad para el diseño y construcción de edificaciones seguras (2012). Autor: M. Sc. Ing. Carlos Córdova Rojas (Córdova Ingenieros S.A.C)

2.5. Bases teóricas

2.5.1. Principios de diseño sismorresistente convencional

El diseño convencional de una edificación según las normas de diseño sismorresistente no debería colapsar ni causar graves daños a las personas debido a movimientos sísmicos severos. Así también, la estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados durante su vida de útil, experimentando posibles daños, pero conservando el estado de serviciabilidad.

Según la norma técnica de diseño sismorresistente E.030 – 2016 (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento 2016), para edificaciones convencionales se emplea el análisis por combinación modal espectral, que consiste en determinar las posibles respuestas que pueda tener una estructura a partir de sus modos de vibración.

La respuesta final será el producto de la combinación de todas las respuestas (combinación modal) a través de un promedio (cada modo posee un factor de participación que dependerá de las masas y dirección del sismo). La norma también exige cumplir con controles para la estructura, como desplazamientos laterales de la estructura.

Se tienen que considerar los siguientes parámetros para la elaboración del espectro de diseño:

a) Factores de zona

Según la ubicación de la estructura, se obtendrá un valor de zona de acuerdo con la tabla N°1:

Tabla 1: Factores de zona

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

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. NTP-E.030, 2016

b) Parámetros de sitio (S , T_P y T_L)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales para el factor de ampliación del suelo S y de los periodos T_P y T_L de acuerdo con la tabla N°2 y N°3:

Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo

FACTOR DE SUELO "S"				
Zona/Suelo	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. NTP-E.030, 2016

Tabla 3: Periodos T_P y T_L

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: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. NTP-E.030, 2016

c) Categoría de la edificación

Según la NTP-E.030 2016 (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento 2016) las edificaciones deben ser clasificadas de acuerdo con las categorías de la edificación. Para cada categoría se le asigna un factor de uso U de acuerdo con la tabla N°4

Tabla 4: Categoría de las edificaciones y factor “U”

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”	
Categoría	Factor “U”
A1, A2 (edificaciones esenciales)	1.5
B (edificaciones importantes)	1.3
C (edificaciones comunes)	1.0
D (edificaciones temporales)	Ver nota 2

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. NTP-E.030, 2016

d) Coeficiente básico de reducción sísmica

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis como se indica en la Tabla N° 5.

Tabla 5: Sistemas Estructurales

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente básico de Reducción R_0
Acero	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Concéntricamente Arriostrados (EBF)	8

Concreto Armado	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. NTP-E.030, 2016

2.5.1.1. Análisis estático

Según la NTP-E.030 2016, en el capítulo 4.5 se explica que este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Podrán analizarse mediante este procedimiento las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares de no más de 30 metros de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 metros de altura, aun cuando sean irregulares.

2.5.1.2. Análisis dinámico

El análisis dinámico puede ser

a) Análisis Modal Espectral

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral.

b) Análisis Tiempo – Historia

Se asume un comportamiento histerético de los elementos, determinándose la respuesta frente a un conjunto de aceleraciones del terreno mediante integración directa de las ecuaciones de equilibrio.

2.5.2. Aislamiento sísmico

En la actualidad la tecnología de aislamiento tiene resultados bastante satisfactorios que consiste básicamente en desacoplar la estructura del suelo,

colocando un dispositivo entre la cimentación de la estructura y el suelo, que es muy flexible en la dirección horizontal y rígido en la dirección vertical.

Al ser la estructura muy flexible en la dirección horizontal, los edificios experimentan grandes desplazamientos en su base; sin embargo, los desplazamientos en la superestructura se mantienen en el rango elástico con deformaciones mínimas.

De esta manera, la edificación aislada sísmicamente logra tener un comportamiento, adecuado y superior al de los edificios con base fija, puesto que luego de un sismo los edificios pueden ser habilitados inmediatamente ya que sus daños estructurales serán mínimos.

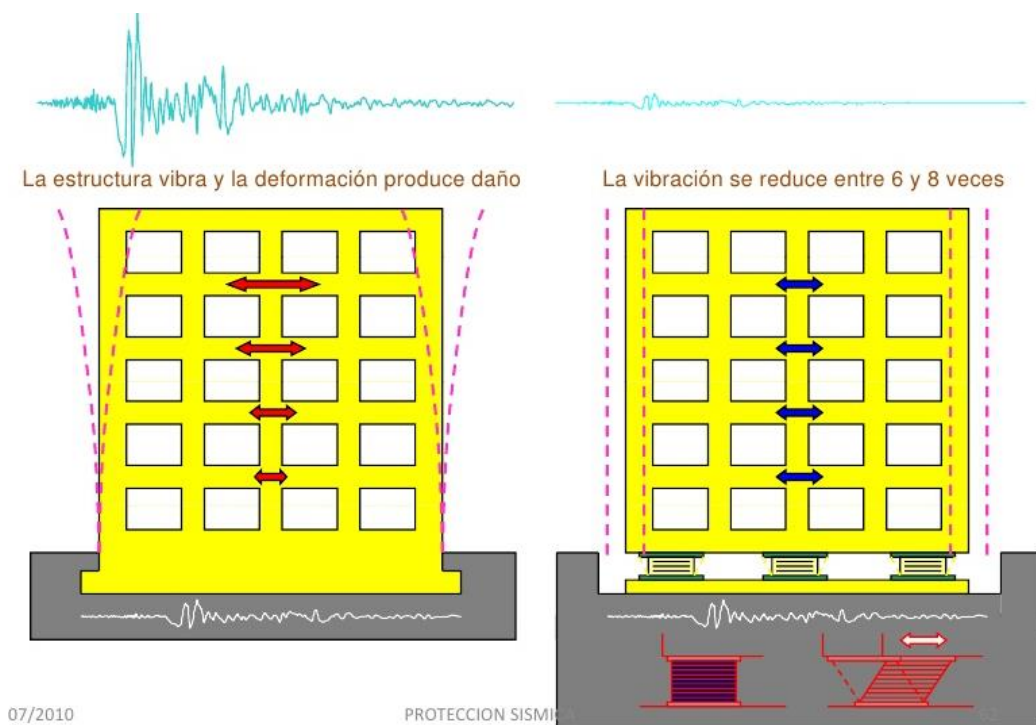


Figura 14: Concepto de aislamiento sísmico.

Fuente: Protección sísmica de estructuras en Chile: pasado, presente y futuro (2010). Autor: Juan C. de la Llena, Ciclo: Tecnología para la reconstrucción. – Universidad de Talca, Chile.

En la Figura 14 (izquierda), se puede apreciar como en la estructura convencional las deformaciones se dan mayormente en la estructura. En tanto, en la Figura 14 (derecha), las deformaciones se dan casi en su totalidad en la base, con mínimas deformaciones en la superestructura.

En la Figura 14 (izquierda), la deformada es triangular y la Figura 14 (derecha) es cercana a un rectángulo, es decir que la estructura fija en la base presenta

amplificaciones, en la aceleración y desplazamientos, que según la altura del edificio va aumentando, mientras que la estructura aislada no presenta amplificaciones de este tipo.

En la Figura 15, se representan los componentes de toda estructura aislada. Entre los principales tipos de aisladores están los aisladores elastoméricos de caucho de bajo amortiguamiento (LRD), los aisladores con núcleo de plomo (LRB), los aisladores de alto amortiguamiento (HDR), el sistema de péndulo de fricción invertido y de doble curvatura.

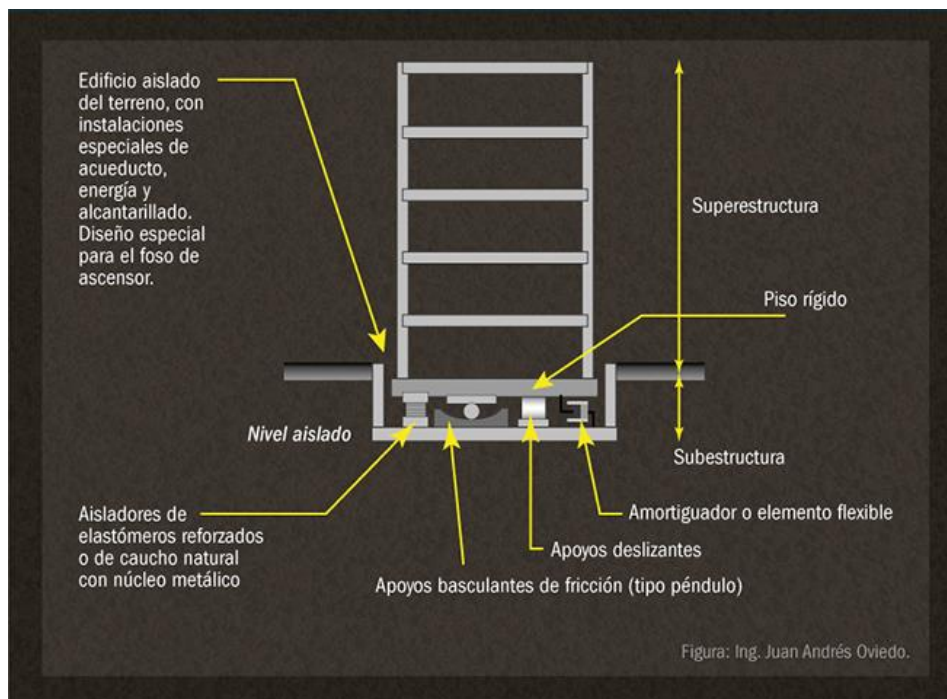


Figura 15: Esquema general de disposición de aisladores basales.

Fuente: ARGOS, Ing. Juan Andrés Oviedo

2.5.3. Tipos de aisladores sísmicos

2.5.3.1. Aisladores de caucho de bajo amortiguamiento (LRD)

Fueron los primeros aisladores utilizados para sistemas de aislamiento, se usaron por primera vez en la escuela Pestalozzi en Skopje Macedonia antigua Yugoslavia. Estos primeros aisladores se abultaban a los lados debido al peso propio de la estructura, estaban compuestos por simples bloques de caucho sin ningún tipo de refuerzo, ni placa de conexión.

Las resistencias verticales en estos aisladores eran apenas unas cuantas veces superiores a la resistencia horizontal, posteriormente se notó que

al adicionarle al aislador láminas de acero le aportaba rigidez vertical en cientos de veces más a la resistencia horizontal de los mismos.

Al intercalar el caucho con el acero la capacidad para resistir cargas de gravedad aumenta y le da estabilidad ante cargas laterales. Las placas de acero que se colocan en la zona superior e inferior sirven para confinar el núcleo y evitar la compresión del caucho ante las cargas de gravedad. (ver Figura 16)

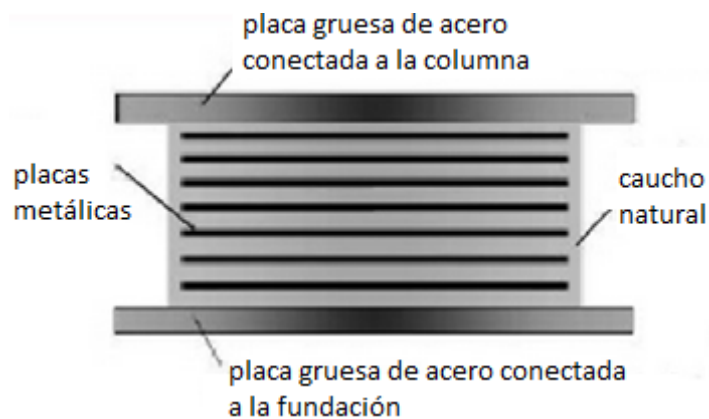


Figura 16: Partes del aislador tipo LRD.

Los amortiguamientos de este tipo de aisladores están entre el 5% y 10%, debido a su bajo porcentaje de amortiguamiento suelen necesitarse en varios casos amortiguadores externos, la fuerza cortante y la deformación lateral tienen una relación lineal (ver Figura 17).

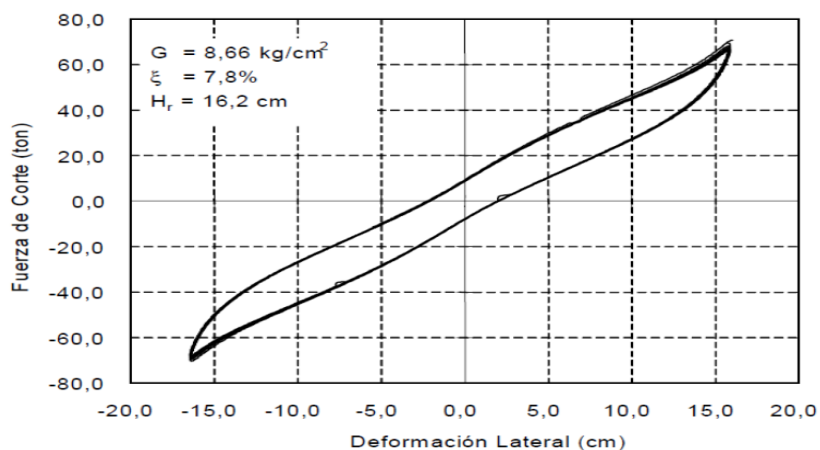


Figura 17: Gráfico de fuerza cortante y deformación para un ciclo.

2.5.3.2. Aisladores elastoméricos de caucho con núcleo de plomo (LRB)

El bajo amortiguamiento de los aisladores LDR naturales es superado utilizando un núcleo de plomo en el centro del aislador. Se construye de aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento y se hace un orificio en las placas y en el caucho, insertando el núcleo de plomo y funcionan como una unidad (ver Figura 18). El núcleo de plomo se coloca para producir numerosos ciclos histéricos estables, esto hace que tenga buena resistencia a la fatiga.

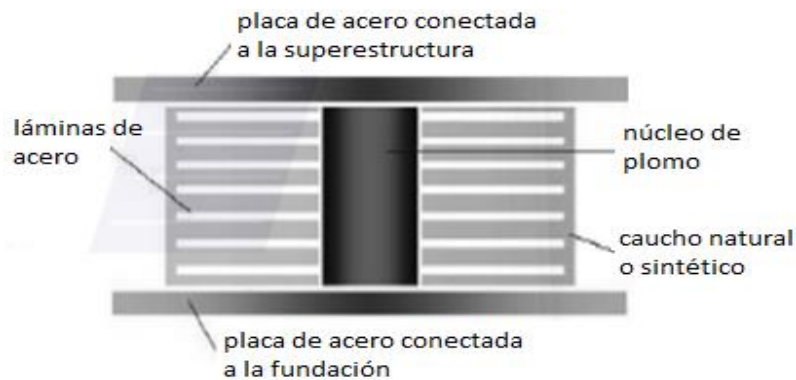


Figura 18: Partes del aislador tipo LRB

Para este tipo de aislador la relación de la deformación lateral entre el espesor de la lámina de caucho alcanza niveles de hasta el 200%. El amortiguamiento es alrededor del 15% al 35% por lo que suprime la necesidad de amortiguadores. En la Figura 19. se observa un ciclo fuerza-deformación del LRB y se distingue que la rigidez inicial es mucho mayor que la del LRD y en consecuencia, el bucle encierra un área mucho mayor.

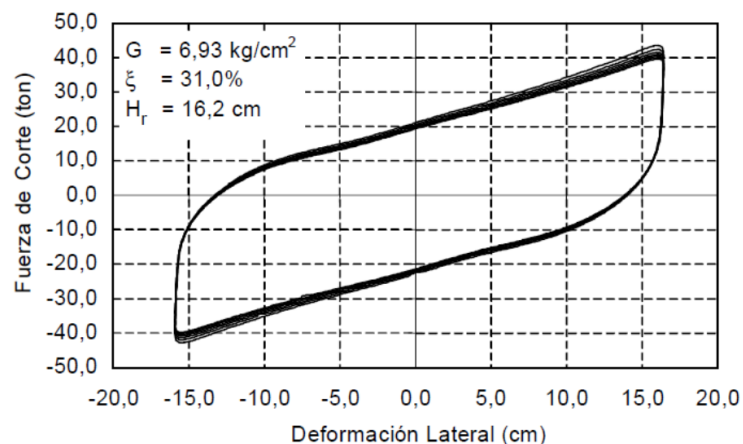


Figura 19: Grafico de fuerza cortante y deformación para un ciclo

2.5.3.3. Aisladores elastoméricos de caucho de alto amortiguamiento (HDRB)

Estos aisladores están compuestos con por láminas de acero y caucho intercaladas, pero el caucho lleva aditivos como carbón en polvo, aceites, resinas, polímeros u otros elementos que le dan al caucho propiedades especiales como mayor amortiguamiento y mejores propiedades ante altas deformaciones, sin necesidad de adicionar un núcleo de plomo. (ver Figura 20)



Figura 20: Partes del aislador Tipo HDR

Las propiedades de amortiguamiento varían según los materiales utilizados en su construcción, en pruebas realizadas a estos aisladores han demostrado ser altamente eficientes soportando las pruebas más rigurosas

La relación de la deformación lateral entre el espesor de la lámina de caucho alcanza niveles de hasta el 300%, el amortiguamiento es alrededor del 10% al 20%. Dentro de sus ventajas adicionales es que su amortiguamiento suficiente para no necesitar amortiguadores adicionales.

La relación entre la fuerza cortante y la deformación es lineal como se observa en la Figura 21; sin embargo, forma un bucle que encierra un área menor a los LRB. Es importante notar que al agregarle aditivos al caucho se le modifican algunas propiedades mecánicas como la elongación a la ruptura. Otra desventaja es que este tipo de aisladores se deterioran rápidamente.

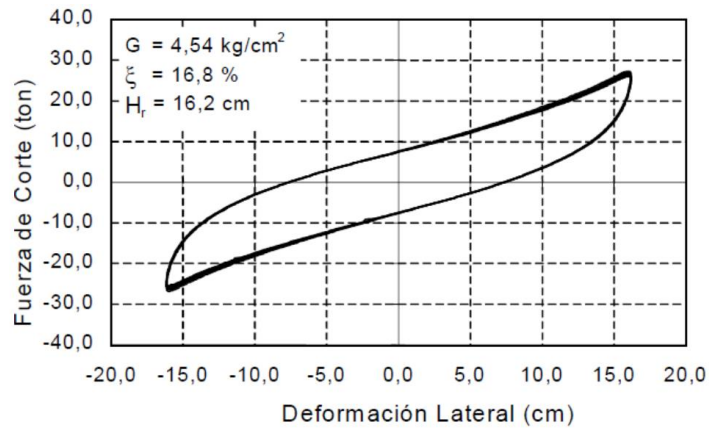


Figura 21: Grafico de fuerza cortante y deformación para un ciclo.

2.5.3.4. Aisladores deslizantes

Los deslizadores son dispositivos que permiten el desplazamiento relativo entre su parte superior e inferior mediante el deslizamiento de PTFE (teflón) y acero inoxidable. Soportan cargas verticales y tienen una baja resistencia lateral, se utilizan típicamente junto con los aisladores y permiten que el diseñador optimice el rendimiento del sistema de aislamiento.

Por recomendación de Dynamic Isolation Systems, se colocan en las partes menos pesadas de la estructura como escaleras y columnas con poca carga. Gracias a la tecnología utilizada en su fabricación, permite un porcentaje de rotación menor, absorbiendo posibles problemas en la instalación, lo que implica una mayor vida útil.

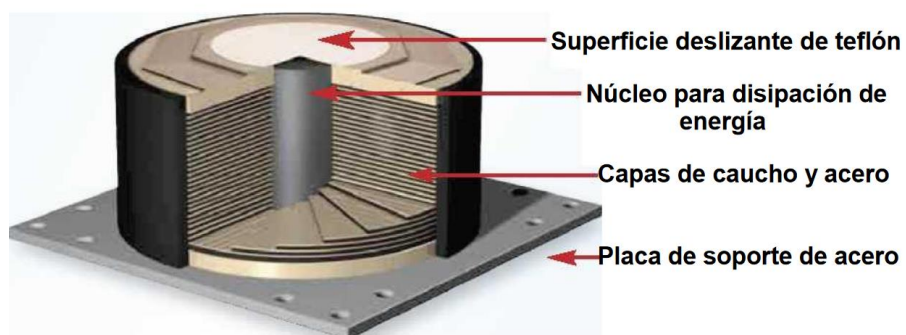


Figura 22: Grafico de fuerza cortante y deformación para un ciclo.
Fuente: Dynamic Isolation Systems

Estos dispositivos se fabrican de acuerdo con los requerimientos de cada proyecto, considerando capacidad de carga, desplazamiento y fricción (FIP Industriales).

2.5.3.5. Sistema de péndulo friccional

El sistema de péndulo de fricción es un sistema de aislamiento de base que combina un efecto de deslizamiento con una fuerza restauradora por geometría.

El movimiento producido en la base debido al sismo producirá un desplazamiento en el deslizador, el cual disipará energía por fricción. Debido a la forma cóncava de la superficie de deslizamiento la fuerza vertical tendrá un componente tangencial impulsará a centrar el sistema.

La forma del deslizador es lenticular esférico, lo cual permite que un área esté en contacto con la superficie cóncava (ver Figura 23). El deslizador de acero está recubierto con un fluoropolímero de alta resistencia lo que le permite trabajar con presiones cercanas a 500 kg/ cm².

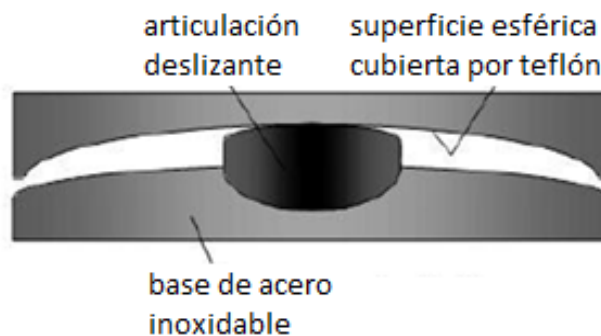


Figura 23: Partes del aislador tipo FPS

El péndulo de fricción con doble curvatura ha sido propuesto recientemente (ver Figura 24). La ventaja de este sistema es que se pueden lograr mayores desplazamientos con un péndulo del mismo tamaño en planta, ya que en el movimiento contribuyen ambas partes del péndulo.

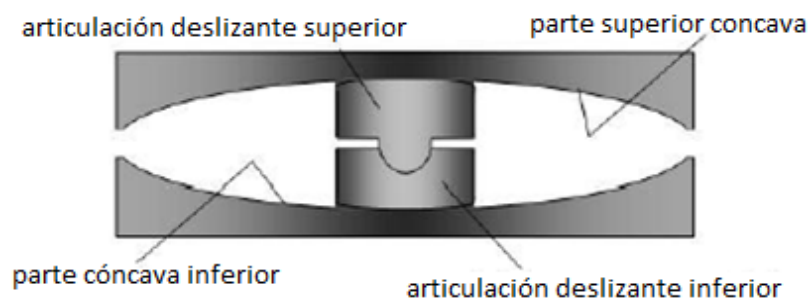


Figura 24: Partes del aislador tipo FPS doble curvatura

2.5.4. Comportamiento del sistema aislado

Los sistemas de aislación sísmica permiten modificar la respuesta dinámica de la estructura aumentando su periodo fundamental de vibración respecto al período de vibración que tendría en la condición de base fija (ver Figura 25).

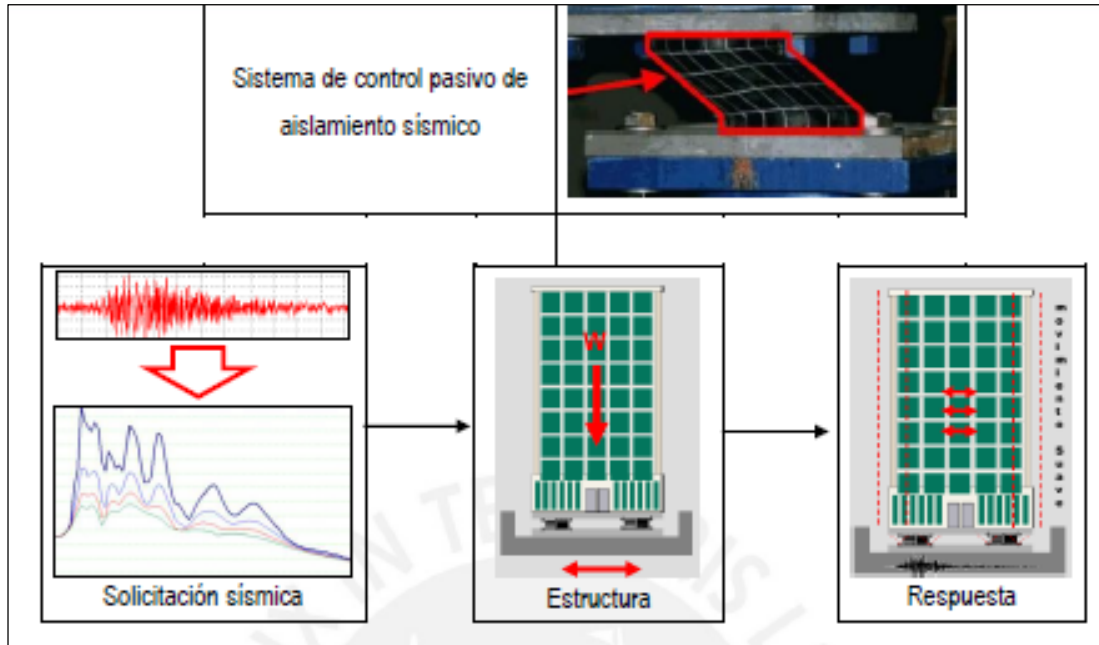


Figura 25: Diagrama de flujo de funcionamiento del aislamiento sísmico.

De esta manera, al introducir alta flexibilidad (o poca rigidez) horizontal se aumenta el período fundamental de vibración de la estructura alejándola de la zona de mayor demanda de energía sísmica (zona de periodos cortos en el espectro de diseño), lo cual resulta eficiente en estructuras rígidas apoyadas sobre terrenos firmes.

También es importante considerar que con el incremento del periodo fundamental de vibración se incrementa el desplazamiento lateral espectral (tiende a ser igual del desplazamiento lateral del suelo), el cual es absorbido por los dispositivos de aislación sísmica.

Estos dispositivos también permiten minimizar los desplazamientos laterales relativos de entrepiso (drifts) y sus respectivas aceleraciones, logrando que se transmitan esfuerzos cortantes a niveles moderados o bajos a la superestructura (estructura que se encuentra apoyada sobre el sistema de aislación sísmica).

Generalmente, esta superestructura adquiere un movimiento similar al de un bloque rígido, sin experimentar deformación importante o daño durante la acción del sismo.

2.5.5. Características de los sistemas de aislación sísmica

Estos sistemas presentan las siguientes características fundamentales:

- Flexibilidad horizontal, alargamiento del periodo fundamental de vibración de la estructura, lo suficiente para reducir la aceleración espectral de diseño.
- Amortiguamiento y disipación de la energía, reduciendo la demanda de deformación lateral entre la estructura y el suelo para que pueda ser controlada a niveles prácticos de diseño.
- Rigidez lateral bajo cargas de servicio, tales como viento y sismos menores.
- Gran rigidez vertical, en orden similar a las columnas de construcción convencionales, para resistir cargas de servicio.

2.5.6. Factibilidad del uso de sistemas de aislación sísmica

Las características de las estructuras donde la incorporación de los sistemas de aislación sísmica resulta efectiva, son las siguientes:

- Estructuras ubicadas en suelos con periodos de vibración predominantes bajos (suelos firmes).
- Estructuras de pocos niveles (rígidas) de 2 a 10 pisos o 35 metros.
- Estructuras que puedan desplazarse libremente 25 cm o más, sin chocar con otras estructuras.
- Estructuras que soportan fuerzas de viento u otras cargas que no sean de naturaleza sísmica que resulten menores al 10% del peso total de la estructura, calculado como la suma del total de la carga muerta más un porcentaje de carga viva.
- Estructuras con relaciones de esbeltez $\text{Altura/Ancho} \text{ mínimo} \leq 2.5$ Aunque cada proyecto debe ser evaluado individualmente en su etapa inicial, existen diferencias sustanciales en el uso de sistemas de aislación

sísmica para edificaciones nuevas y aquellas estructuras existentes que serán reforzadas

2.5.7. Requerimientos de diseño sísmico de estructuras aisladas en la base

En el RNE E030 2016, se contempla el artículo 3.9 "Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía" en el que permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía en las edificaciones, siempre y cuando se cumplan las disposiciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, y en la medida que sean aplicables los requisitos del documento siguiente:

“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. EI ASCE 7 – 10.

a) Categoría de riesgo del edificio y otras estructuras para sismo

En la Tabla 6, 1.5-1 de la norma Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, se realiza una clasificación para la estructura según el riesgo.

Tabla 6: Categoría de riesgo del edificio
Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent a low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life.	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure.	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where their quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released.	
Buildings and other structures designated as essential facilities.	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community.	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction to be dangerous to the public if released and is sufficient to pose a threat to the public if released. ^a	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures.	

^aBuildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the authority having jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.2 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.

Fuente: Norma Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

b) Factor de Importancia

El factor de importancia se encuentra en la Tabla 1.5-2 de la norma antes mencionada.

Tabla 7: Factor de Importancia
Table 1.5-2 Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Snow, Ice, and Earthquake Loads^d

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, I_s	Ice Importance Factor—Thickness, I_t	Ice Importance Factor—Wind, I_w	Seismic Importance Factor, I_e
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.25	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

^dThe component importance factor, I_p , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it is dependent on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

Fuente: Norma Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

c) Coeficiente de modificación de respuesta

El coeficiente de modificación de respuesta será calculado según la tabla 12.2-1 de la norma Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.

d) Parámetros para la aceleración de respuesta espectral

Los coeficientes para calcular el sismo máximo considerado son la aceleración máxima espectral máxima posible para un periodo corto S_{MS} y la aceleración espectral máxima posible para un periodo de 1 segundo S_{M1} .

$$S_{MS} = F_a \times S_S$$

$$S_{M1} = F_V \times S_1$$

Dónde S_S y S_1 , son valores de aceleración espectral máxima del mapa para un periodo corto y de 1 segundo, respectivamente.

Los factores F_a y F_V se obtienen de las siguientes tablas:

Tabla 8: Coeficiente de sitio F_a

Parámetro para un periodo corto					
Clase	$S_S \leq 0.25$	$S_S \leq 0.50$	$S_S \leq 0.75$	$S_S \leq 1.00$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Ver Sección 11.4.7				

Fuente: American Society of Civil Engineers, 2010

Tabla 9: Coeficiente de sitio F_v

Parámetro para un periodo 1.00 segundo					
Clase	$S_S \leq 0.25$	$S_S \leq 0.50$	$S_S \leq 0.75$	$S_S \leq 1.00$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Ver Sección 11.4.7				

Fuente: American Society of Civil Engineers, 2010

Para el valor de S_S que no se encuentre en las tablas, se realizará una interpolación lineal.

e) Parámetros de diseño de la aceleración espectral

Para el diseño del espectro de diseño se usarán los valores de aceleración espectral de diseño para periodo corto S_{DS} y la aceleración espectral de diseño para periodo de 1 segundo S_{D1} , según las fórmulas siguientes.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1}$$

f) Parámetros de sitio

Está basado en las propiedades del suelo según el capítulo 20 de la norma ASCE7-10

2.5.7.1. Análisis estático: Procedimiento de la fuerza equivalente

Para la aplicar el análisis estático por fuerza lateral equivalente la estructura debe cumplir las siguientes condiciones:

- La estructura debe estar ubicada en un sitio con S1 menor que 0.6 g.
- La estructura debe estar ubicada en un sitio de clase A, B, C o D.
- La estructura sobre la interfaz de aislamiento es menor o igual que 19.80 metros de altura medido desde la base.
- El periodo efectivo de la estructura aislada, T_D , es mayor que tres veces el elástico, el periodo de la estructura con base fija sobre el sistema de aislación se determina por:

$$T_a = C_t \times h_n^X$$

Dónde:

T_a : Periodo fundamental

C_t y X : Coeficientes obtenidos de la tabla 12.8-2 de la norma ASCE7-10

h_n : Altura estructural

Tabla 10: Valores de los parámetros aproximados del periodo

Table 12.8-2 Values of Approximate Period Parameters C_t and x

Structure Type	C_t	x
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) ^a	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) ^a	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) ^a	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) ^a	0.75

^aMetric equivalents are shown in parentheses.

Fuente: American Society of Civil Engineers 7-10

- La estructura sobre el sistema de aislación tiene configuración regular.

- La rigidez efectiva del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño es mayor que un tercio de la rigidez efectiva al 20% del desplazamiento de diseño.
- El sistema de aislamiento es capaz de producir la fuerza de restauración igual a $0.025W$ mayor que el 50% del desplazamiento de diseño.
- El sistema de aislamiento no considera como límite máximo el desplazamiento por sismo menor que el desplazamiento total máximo.

2.5.7.2. Análisis dinámico

a) Espectro de respuesta

El análisis del espectro de respuesta no se utilizará para diseño de una estructura aislada sísmicamente a menos que:

- La estructura se encuentra en una clase de sitio A, B, C o RE.
- La rigidez efectiva del sistema de aislación para el desplazamiento de diseño es mayor que un tercio de la rigidez efectiva al 20% del desplazamiento de diseño.
- El sistema de aislamiento es capaz de producir la fuerza de restauración igual a $0.025W$ mayor que el 50% del desplazamiento de diseño.
- El sistema de aislamiento no considera como límite máximo el desplazamiento por sismo menor que el desplazamiento total máximo.

b) Análisis tiempo – historia

El procedimiento del análisis de tiempo-historia, está permitido para diseño de cualquier estructura aislada sísmicamente y ser utilizado para el diseño de todas las estructuras aisladas sísmicamente que no cumplan con los criterios del análisis de espectro de respuesta.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1. Tipo de investigación

La presente tesis es una investigación aplicada puesto que está orientada a resolver un problema partiendo de investigaciones y tesis nacionales e internacionales anteriores sobre aislamiento sísmico, a fin de tenerlo como sustento teórico y experimental. Así también es una investigación correlacional, puesto que relacionamos los sistemas estructurales evaluados con las respuestas sísmicas que van a experimentar al estar sometidos a un evento sísmico de determinadas características.

El enfoque de la investigación es mixto, porque se obtendrá datos numéricos, porcentuales y de valor cualitativo en las características de las edificaciones con los diferentes sistemas estructurales, para posteriormente a través de las comparaciones entre las respuestas sísmicas, para saber cuál dará mayor seguridad en edificios de comercio y oficinas (ver Anexo 3).

3.2. Nivel de la Investigación

El nivel de la presente investigación es descriptivo; puesto que determina el sistema estructural, describe el comportamiento sísmico y estima el diseño estructural.

3.3. Diseño de Investigación

El diseño de investigación es experimental, Sampieri, R, 2006 (p. 161) afirma que: “El diseño experimental es la situación de control en la cual se manipulan, de manera intencional, una o más variables independientes para analizar las consecuencias de tal manipulación sobre una o más variables dependientes”, para nuestro caso analizaremos ambos sistemas estructurales mediante el modelamiento en ETABS, daremos resultados y a través de comparaciones de las respuestas sísmicas se tendrán las conclusiones.

3.4. Selección de variables

Variable dependiente

Se considera como variable independiente el Sistema Estructural, puesto que va determinar cómo va cambiar la variable dependiente.

Variable independiente

Se considera como variable dependiente las Respuestas sísmicas, puesto que será dependiente del Sistema estructural que estemos evaluando

3.4.1. Operacionalización de variables

Operacionalización de la variable dependiente

Tabla 11: Operacionalización de la variable Independiente

Variable	Sub - Variable	Indicadores	Dimensión	Instrumento
Sistema Estructural	Muros de concreto armado	Desplazamientos	cm	ETABS
		Derivas de entrepiso	adimensional	ETABS
		Cortante basal	tnf	ETABS
	Aisladores sísmicos	Periodo de vibración	s	ETABS
		Diseño Estructural	Global	EXCEL

Fuente: Elaboración propia

Operacionalización de la variable independiente:

Tabla 12: Operacionalización de la variable dependiente

Variable	Sub - Variable	Indicadores	Dimensión	Instrumento
Respuesta sísmica	Respuesta sísmica de muros de concreto armado	Desplazamientos	cm	ETABS
		Derivas de entrepiso	adimensional	ETABS
		Cortante basal	tnf	ETABS
	Respuesta sísmica de aisladores sísmicos	Periodo de vibración	s	ETABS
		Diseño Estructural	Global	EXCEL

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1. Descripción del proyecto – Sistema convencional

El presente proyecto “Edificio Praga” se va realizar sobre un terreno de 337.45 m², Avenida Aramburu N° 682, 684, 688, esquina con calle las Palomas N° 597, en el distrito de Surquillo, Lima. (ver Figura 26)

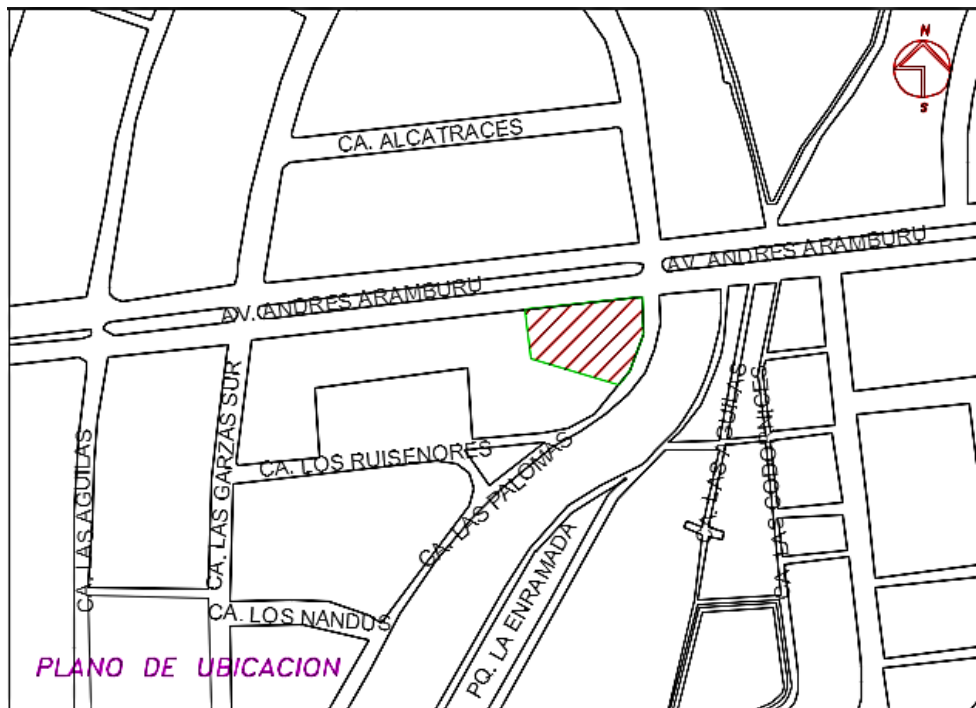


Figura 26: Plano de ubicación del proyecto en estudio
Fuente: Elaboración propia

El proyecto está referido a un edificio destinado a comercio y oficinas, que contará con 7 pisos.

El análisis estructural tiene como objetivo principal mostrar el planteamiento y concepción estructural del proyecto “Edificio Praga”. Como parámetro muy importante, se considera la categoría de la edificación, la cual cae en la clasificación de Edificaciones Comunes, son edificaciones cuyas fallas ocasionarían pérdidas de cuantía intermedia según la norma E030 2003 del Ministerio de Vivienda y Construcción .

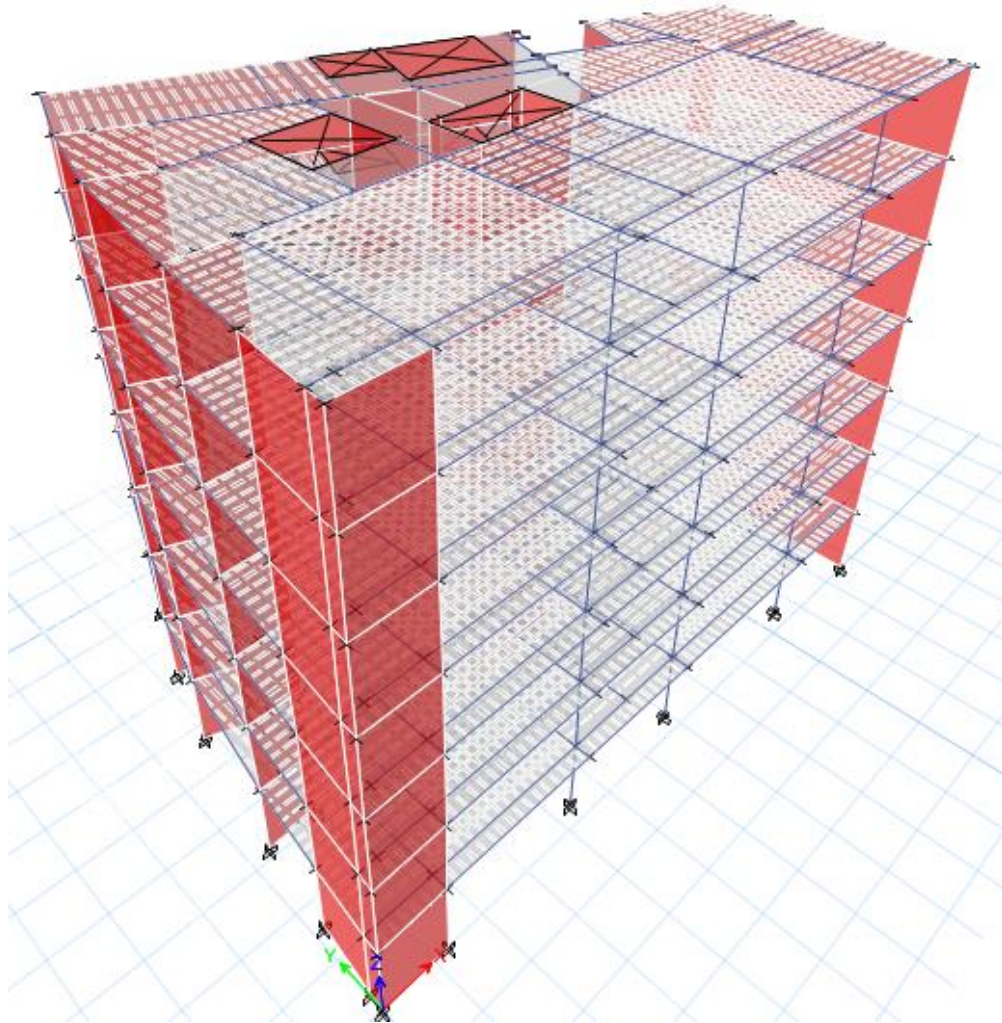


Figura 27: Modelo de la edificación convencional – Sistema de Muros de Concreto Armado
Fuente: Elaboración propia

4.1.1. Normas empleadas

Se sigue las disposiciones de los Reglamentos y Normas Nacionales e Internacionales descritos a continuación.

- Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú) – Normas Técnicas de Edificación (N.T.E.):

NTE E.020 “CARGAS”

NTE E.030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE”

NTE E.050 “SUELOS Y CIMENTACIONES”

NTE E.060 “CONCRETO ARMADO”

NTE E.070 “ALBAÑILERIA”

*Se entiende que todos los Reglamentos y Normas están en vigencia y/o son de la última edición.

4.1.2. Especificaciones – Materiales empleados

Concreto Armado

- Resistencia para concreto armado ($f'c$): 210 kg/cm² (losas, vigas, columnas, escaleras, zapatas, placas)
- Módulo de Elasticidad (E): 2'173,706 tn/m² ($f'c$): 210 kg/cm²
- Módulo de Poisson (u): 0.15
- Peso Específico (γ_c): 2300 kg/m³ (concreto simple); 2400 kg/m³ (concreto armado)

Acero Corrugado (ASTM A605)

- Resistencia a la fluencia (f_y): 4,200 kg/cm² (G^o 60)
- Módulo de Elasticidad (E): 2'100,000 kg/cm²

Recubrimientos mínimos (r)

- Cimientos, zapatas, vigas de cimentación: 7.50 cm
- Columnas, Vigas, Placas, Muros (Cisternas, Tanques): 4.00 cm
- Losas Aligeradas, Vigas chatas, Vigas de borde: 3.00cm
- Losas macizas, Escaleras: 2.50 cm

4.1.3. Características del terreno y consideraciones de cimentación

El estrato de apoyo de la cimentación será sobre Grava pobremente graduada.

Tabla 13: Nivel de desplante de la cimentación

TIPO DE OBRA	TIPO DE CIMENTACION	PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN MÍNIMA (m)
Edificio Praga	Zapatas Aislada y combinada	1.50 m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14: Capacidad portante del suelo de fundación

TIPO DE CIMENTACIÓN	CAPACIDAD PORTANTE (promedio)
zapata aislada, combinada y cimientos corridos	3.50 kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia

4.1.4. Estados de carga

La Norma Técnica E.020 recomienda valores mínimos para las cargas que se deben considerar en el diseño de una estructura, dependiendo del uso al cual está diseñada la misma. Las cargas para 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 equipo, muebles y otros elementos móviles. Finalmente, las cargas de sismo (CS) son aquellas que se generan debido a la acción sísmica sobre la estructura.

Tabla 15: Cargas Muertas

Materiales	Unidad	Carga
Acabados	kg/m ²	150
Tabiquería	kg/m ²	150
Peso propio losa Unidireccional e = 0.20 m	kg/m ²	300
Peso propio losa Bidireccional e = 0.20 m	kg/m ²	350
Peso propio losa solida de e = 0.20 m	kg/m ²	480

Fuente: Elaboración propia

Tabla 16: Cargas vivas

Materiales	Unidad	Carga
Corredores	kg/m ²	400
Escaleras	kg/m ²	400
Oficinas	kg/m ²	250
Restaurantes	kg/m ²	400

Fuente: Elaboración propia

4.1.5. Diseño de concreto armado

Para determinar la resistencia nominal requerida, se emplearon las siguientes combinaciones de cargas establecidas en la Norma E-060 del Reglamento Nacional de Edificaciones:

$$1.4 M + 1.7 V$$

$$1.25 (M + V) + S$$

$$1.25 (M + V) - S$$

$$0.90 M + S$$

$$0.90 M - S$$

Dónde:

M: Carga muerta

V: Carga viva

S: Carga de sismo

Además, el Reglamento establece factores de reducción de resistencia en los siguientes casos:

Tabla 17: factores de reducción de resistencia

Solicitación principal	Factor ϕ de Reducción
- 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: Elaboración propia

Resumiendo, para el diseño de elementos estructurales se debe de cumplir que:

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida (U)}$$

$$\text{Resistencia de Diseño} = \phi \text{ Resistencia Nominal}$$

4.1.6. Estructuración

El Sistema estructural es de muros de concreto armado en ambos sentidos; las sobrecargas usadas son de 250 y 400 kg/m² sobre las losas en todos sus niveles de encofrado excepto de 150 kg/m² sobre las losas del último nivel de encofrado (ver Figura 28). El espesor de losas usada es de 20cm.

Las vigas principales de su encofrado son de 35cmx60cm en ambos sentidos. La cimentación está conformada por zapatas aisladas con un peralte de 60 cm. Cimientos y sobrecimientos.

Como parámetros sísmicos, se considera la categoría de edificaciones comunes, en la que una falla en esta categoría ocasionaría perdidas intermedias.

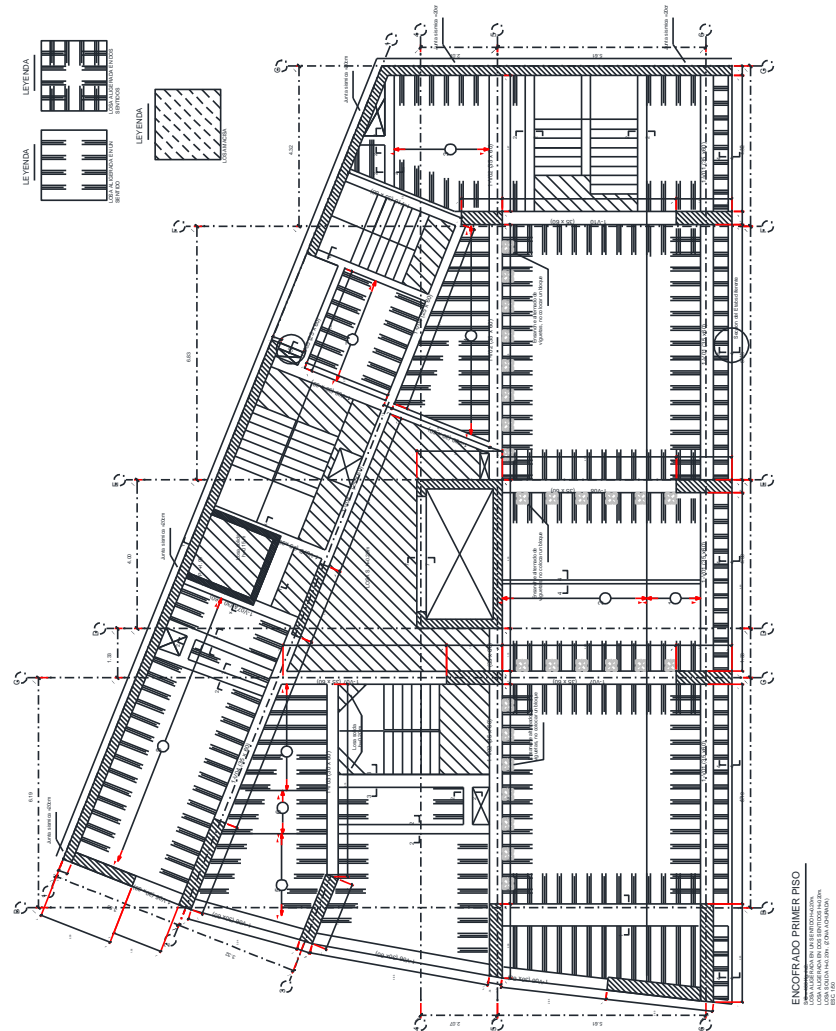


Figura 28: Planta de encofrado del primer piso, con sobrecarga de 250 kg/m². y 400kg/m².

Fuente: Elaboración propia

4.1.7. Pre-dimensionamiento

El pre dimensionamiento consiste en dar una dimensión tentativa o definitiva, de acuerdo con ciertos criterios y recomendaciones establecidos basándose en la práctica de muchos ingenieros y a lo estipulado en la Norma Técnica de Edificaciones NTE-060 de Concreto Armado. Luego del análisis de estos elementos se verá si las dimensiones asumidas son convenientes o tendrán que cambiarse para luego pasar al diseño de ellos.

4.1.7.1. Pre-dimensionamiento de vigas peraltadas

Para pre-dimensionar estas vigas, por lo general, se considera como regla práctica usar un peralte del orden del décimo, doceavo o catorceavo de la mayor luz libre entre apoyos. Para el ancho o base de la viga se debe considerar una longitud mayor que 0.3 del peralte, sin que llegue a ser menor de 25 cms. Se recomienda no tener un ancho mayor a 0.5 del peralte, debido a que el ancho es menos importante que el peralte para proporcionar inercia a la viga.

Resumiendo:

$$h \geq \frac{Ln}{10}$$

$$h \geq \frac{Ln}{12}$$

$$h \geq \frac{Ln}{14}$$

Donde:

h: Peralte de viga(m.)

Ln: Mayor luz libre entre apoyos (m).

Tabla 18: Pre-dimensionamiento de vigas peraltadas

Descripción			h(m)			b(m)
C.A. Fc=210kg/cm ²	Nombre de viga	Mayor Luz Libre(m)	L/12	L/10	Elegido	<0.45xh
	B1/1-V07	5.34	0.44	0.53	0.60	0.30

4.1.7.2. Pre-dimensionamiento de columnas

Para estructuras con una densidad de placas adecuada, las columnas se dimensionan estimando la carga axial que van a soportar, para columnas rectangulares los efectos de esbeltez son más críticos en la dirección de menor espesor, por lo que se recomienda utilizar columnas con espesores mínimos de 25 cm.

Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a ser principalmente controlados por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

$$\text{Área de la columna interior} = \frac{P_{\text{Servicio}}}{0.45 * f'_c}$$

Para el mismo tipo de edificios, el pre-dimensionamiento de las columnas con menos carga axial, como es el caso de las exteriores y esquineras se podrá hacer con un área igual a:

$$\text{Área de la columna exterior} = \frac{P_{\text{Servicio}}}{0.35 * f'_c}$$

Teniendo en cuenta estos criterios se procede a determinar las dimensiones de la única columna en la edificación:

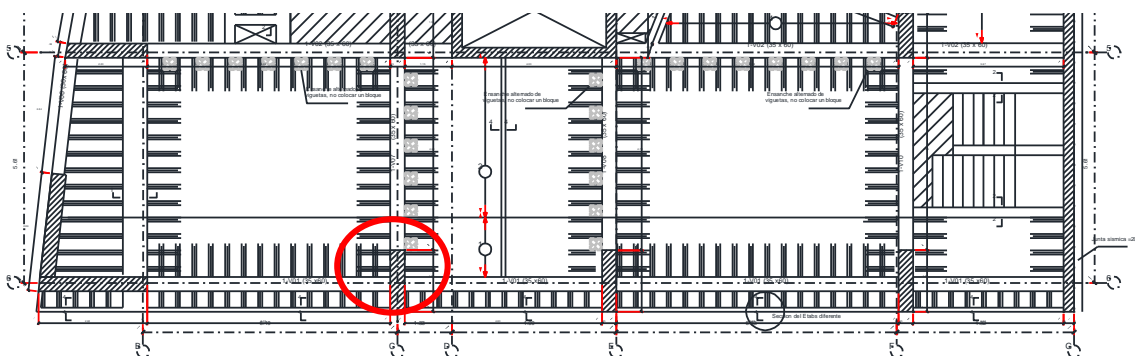


Figura 29: área tributaria correspondiente a cada columna.

Fuente: Elaboración propia

Primero determinamos la carga de servicio que afecta a la columna en cuestión, y para esto necesitamos conocer el área tributaria, así como la

densidad superficial de peso de edificación estimada producto de la experiencia y la cantidad de pisos que sostendrá esta columna.

Columna P3

P (ton) = 364.26
 A calc.(cm²)= 4955.95
 Lado (cm) = 70.40
 Base (cm) = 35.00
 A aprox.(cm²) = 5250.00
 A final = 35x150

Columna P1

P (ton) = 448.30
 A calc.(cm²)= 6099.32
 Lado (cm) = 78.10
 Base (cm) = 50.00

 A aprox.(cm²) = 7500.00
 A final = 50x150

4.1.7.3. Pre-dimensionamiento de losas

Para pre dimensionar el espesor (h) de las losas aligeradas armadas en un sentido se siguió la Norma E.060 de Concreto Armado, donde se menciona que, para prescindir de la verificación de deflexiones, cuando actúan sobrecargas menores a 300kg/m², se puede utilizar la relación:

$$h \geq l_n / 25$$

Con los valores obtenidos se decide uniformizar el sistema de techos a un espesor de 0.20 m para losas aligeradas.

Tabla 19: Pre-dimensionamiento de losas

Tipo de losa	Dimensiones (m)	Peralte de losa calculado	Peralte de losa colocada
Aligerada	4.80	0.19	0.20

Fuente: Elaboración propia

4.1.7.4. Pre-dimensionamiento de cimentación

Consiste en proporcionar dimensiones a la cimentación para que los esfuerzos transmitidos al suelo bajo cargas de servicio sean iguales o

menores al admisible por el terreno, y para que, desde el punto de vista del concreto armado, la resistencia de los elementos a flexión, corte y punzonamiento) sea mayor a las solicitaciones ultimas.

Para calcular los esfuerzos en el suelo σ es posible asumir una distribución lineal de presiones o una distribución uniforme.

Para trabajar con una distribución lineal de presiones en el suelo se puede hallar el valor de σ a una distancia y del centro de la zapata para la carga axial P , momento M , área de zapata A , e inercia I de la misma mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_1}{I_y} y \pm \frac{M_2}{I_x} x$$

En el caso de asumir una distribución uniforme se trabaja siguiendo la ecuación de Meyerhoff que considera las dimensiones de la zapata B y L y la excentricidad e generada por el momento y la carga axial como se muestra:

$$\sigma = \frac{P}{2L\left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

para el dimensionamiento de zapatas aisladas se trabaja con las cargas de gravedad y de sismo, ambas en servicio, que provienen del elemento vertical (columna o placa); además se utiliza, en este caso, la fórmula de Meyerhoff para hallar el valor de la presión actuante en el suelo.

Diseño por corte

Para la presión amplificada ejercida por el suelo en la cimentación (restado el peso de la zapata) se debe definir el peralte de la zapata de modo que el concreto resista por si solo los esfuerzos de corte y punzonamiento.

Se asume que el concreto resiste a fuerza cortante $V_u < \Phi V_c$ producida a una distancia de ambas caras de la columna teniendo en cuenta la ecuación que representa dicha resistencia:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

El valor del peralte efectivo d en el caso de zapatas se toma como $h = 7.00\text{cm}$.

Longitudes de anclaje

La norma E0.60 Concreto Armado especifica longitudes mínimas de anclaje tanto en compresión como en tracción.

Desarrollo de las barras corrugadas sujetas a compresión

Se verificará que las longitudes de desarrollo L_d , sean mayores a

$$L_d = \frac{0.08 \times db \times f_y}{\sqrt{f'c}}$$

$$L_d = 0.004 \times db \times f_y$$

Para nuestro caso dependiendo de la cuantía y diámetro de refuerzo que proviene de las columnas evaluaremos la longitud de desarrollo por compresión, en nuestro caso los diámetros de varilla que provienen de la columna son de 5/8" por tanto la longitud mínima de anclaje por compresión será de:

$$L_d = \frac{0.08 \times 2.54 \times \frac{5}{8} \times 4200}{\sqrt{210}} = 36.78 \text{ cm}$$

El peralte efectivo tendría que ser de 40 cm y como peralte total aumentamos el recubrimiento que este caso debe ser mínimo 7cm, para nuestro proyecto consideraremos 10cm de recubrimiento.

Por tanto, el peralte final sería $40+10 = 50\text{cm}$.

4.1.8. Análisis sísmico

4.1.8.1. Modelo estructural

El análisis se ha desarrollado haciendo uso del programa ETABS 15.02.00 elaborado por Computers and Structures Inc. La carga sísmica total se ha calculado tomando el 100% de la Carga Muerta y el

25% de la carga viva (para edificaciones Comunes), tal como lo señala la norma NTE-030 de diseño Sismo resistente.

El análisis sísmico se desarrolló de acuerdo con las indicaciones de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente NTE-030.

Se empleó un modelo espacial con diafragmas rígidos en cada sistema de piso. Como coordenadas dinámicas se consideraron 3 traslaciones y 3 giros. De estos 6 grados de libertad, los desplazamientos horizontales y el giro en la vertical se establecieron dependientes del diafragma. Se consideraron la deformación por fuerza axial, cortante, flexión y torsión.

$$r = 0.25 \sum |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum r_i^2}$$

La Norma NTE-030 señala que al realizar el análisis sísmico empleando el método de superposición espectral se debe considerar como criterio de superposición el ponderado entre la suma de absolutos y la media cuadrática según se indica en la siguiente ecuación:

Alternativamente se puede utilizar como criterio de superposición la combinación cuadrática completa (CQC). En el presente análisis se utilizó este último criterio.

Parámetros para el análisis sísmico

El análisis sísmico se efectuó siguiendo las indicaciones de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente NTE.030 del 2016.

La respuesta sísmica se determinó empleando el método de superposición espectral considerando como criterio la “Combinación Cuadrática Completa”, (CQC) de los efectos individuales de todos los modos.

Parámetros sísmicos

Tal como lo indica la Norma E.030 (MVSC 2016), y de acuerdo a la ubicación de la estructura y las consideraciones de suelo proporcionadas, los parámetros para definir el espectro de diseño fueron:

Zonificación: La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en información geotécnica.

El territorio nacional se encuentra dividido en tres zonas, a cada zona se le asigna un factor Z. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. La zona donde está ubicada la edificación según la zonificación de la norma E-030 es la zona 1 y su factor de zona es 0.45.

Estudios de Sitio: Son estudios similares a los de micro zonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño.

Condiciones Geotécnicas: Para los efectos de esta norma los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Para efectos de la aplicación de la Norma E-030 de diseño sismo resistente se considera que el perfil de suelo es del tipo (S1), el parámetro T_p asociado con este tipo de suelo es de 0.40 seg., y el factor de amplificación del suelo asociado se considera $S=1.00$.

Factor de amplificación sísmica: De acuerdo con las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5x \left(\frac{T_p}{T} \right); C < 2.5$$

Categoría de las edificaciones: Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con la categoría de uso de la edificación, debido a que la edificación tendrá uso para una comisaria siendo el proyecto: “Edificio Praga” se está considerando para el presente análisis, categoría C (U=1.00).

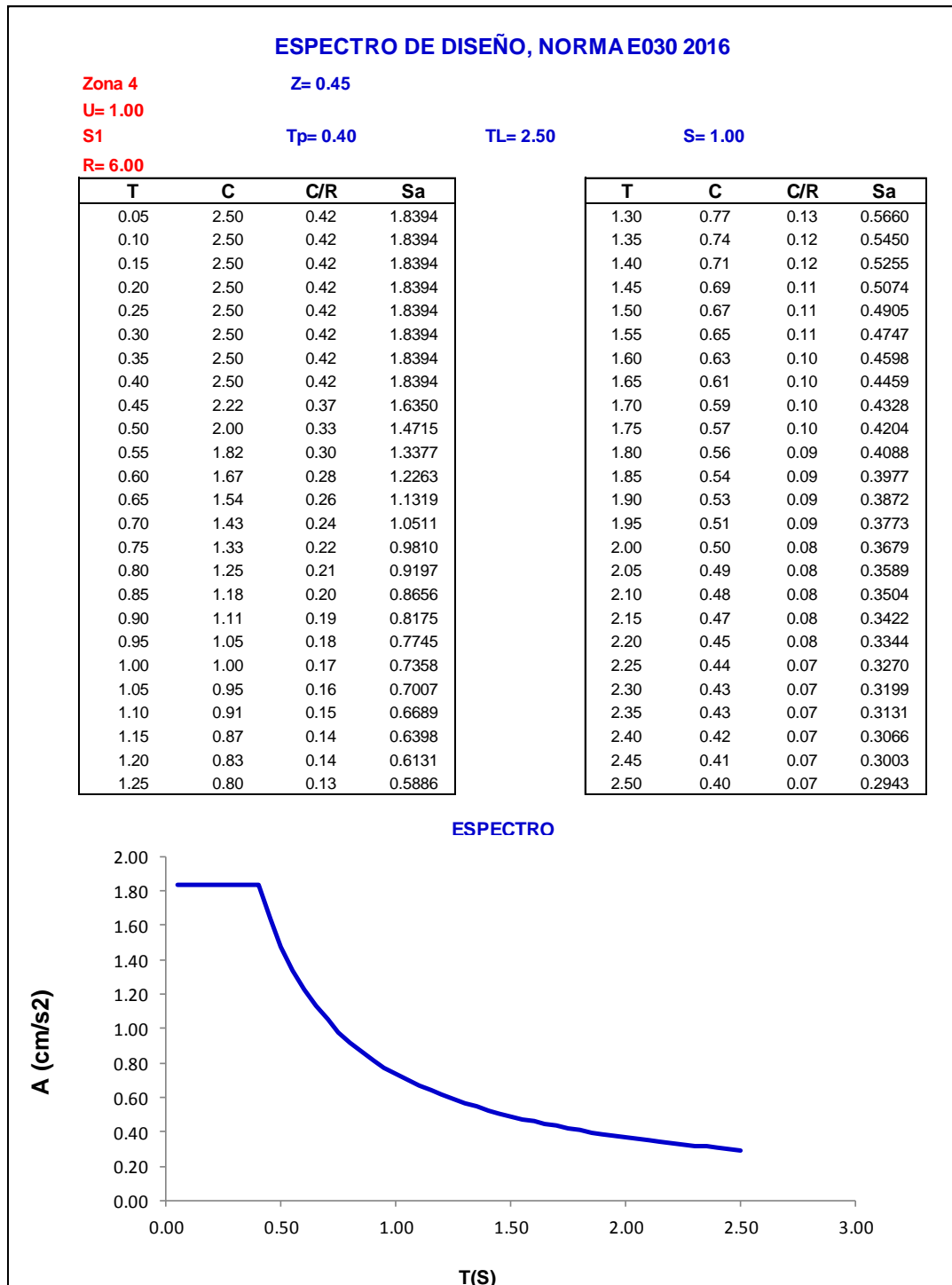
Sistemas estructurales: Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo resistente predominante en cada dirección. Según la clasificación que se haga de una edificación se usara un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R).

Tabla 20: Resumen de sistemas estructurales

Sistema estructural	Estructuración en eje	Factor de reducción
Sistema Convencional	Muros de concreto armado con espesor de 25cm y 30cm	RX= 6
		RY= 4.5

ESPECTRO DE DISEÑO DEL CONVENCIONAL

Espectro inelástico de pseudo aceleraciones en la dirección X-X



Espectro inelástico de pseudo aceleraciones en la dirección Y-Y

ESPECTRO DE DISEÑO, NORMA E030 2016

Zona 4

Z= 0.45

U= 1.00

S1

Tp= 0.40

TL= 2.50

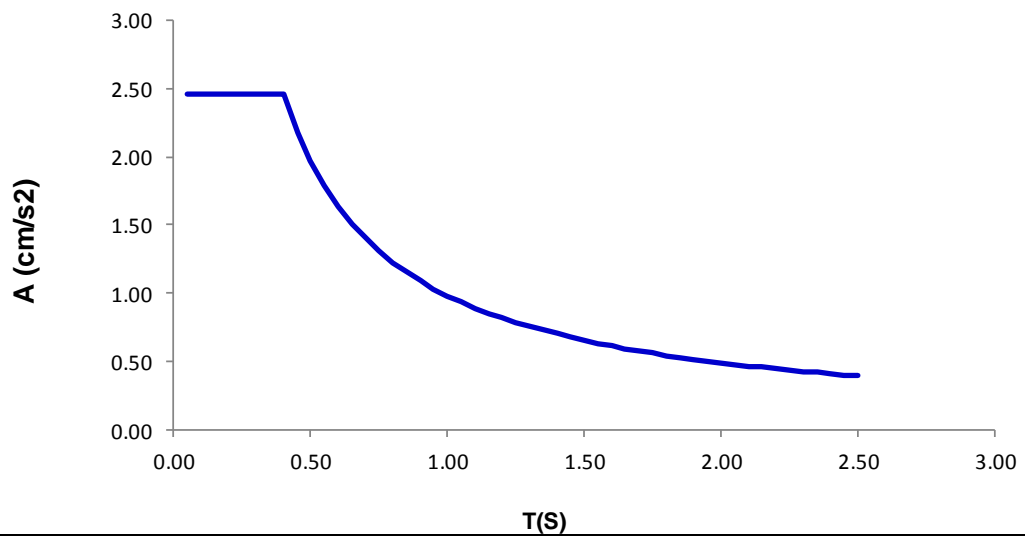
S= 1.00

R= 4.50

T	C	C/R	Sa
0.05	2.50	0.56	2.4525
0.10	2.50	0.56	2.4525
0.15	2.50	0.56	2.4525
0.20	2.50	0.56	2.4525
0.25	2.50	0.56	2.4525
0.30	2.50	0.56	2.4525
0.35	2.50	0.56	2.4525
0.40	2.50	0.56	2.4525
0.45	2.22	0.49	2.1800
0.50	2.00	0.44	1.9620
0.55	1.82	0.40	1.7836
0.60	1.67	0.37	1.6350
0.65	1.54	0.34	1.5092
0.70	1.43	0.32	1.4014
0.75	1.33	0.30	1.3080
0.80	1.25	0.28	1.2263
0.85	1.18	0.26	1.1541
0.90	1.11	0.25	1.0900
0.95	1.05	0.23	1.0326
1.00	1.00	0.22	0.9810
1.05	0.95	0.21	0.9343
1.10	0.91	0.20	0.8918
1.15	0.87	0.19	0.8530
1.20	0.83	0.19	0.8175
1.25	0.80	0.18	0.7848

T	C	C/R	Sa
1.30	0.77	0.17	0.7546
1.35	0.74	0.16	0.7267
1.40	0.71	0.16	0.7007
1.45	0.69	0.15	0.6766
1.50	0.67	0.15	0.6540
1.55	0.65	0.14	0.6329
1.60	0.63	0.14	0.6131
1.65	0.61	0.13	0.5945
1.70	0.59	0.13	0.5771
1.75	0.57	0.13	0.5606
1.80	0.56	0.12	0.5450
1.85	0.54	0.12	0.5303
1.90	0.53	0.12	0.5163
1.95	0.51	0.11	0.5031
2.00	0.50	0.11	0.4905
2.05	0.49	0.11	0.4785
2.10	0.48	0.11	0.4671
2.15	0.47	0.10	0.4563
2.20	0.45	0.10	0.4459
2.25	0.44	0.10	0.4360
2.30	0.43	0.10	0.4265
2.35	0.43	0.09	0.4174
2.40	0.42	0.09	0.4088
2.45	0.41	0.09	0.4004
2.50	0.40	0.09	0.3924

ESPECTRO



4.1.9. Verificación de irregularidades por altura y planta

4.1.9.1. Verificación de irregularidades por altura

Irregularidad de Rigidez – Piso Blando

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.

TABLA: Distorsiones							
Niveles	Combinación	Dirección	Distorsión	Relación Pn/Pn+1	Condición		
PISO 7	SISMOX Max	X	0.001685	1.056	<	1.4	Ok
PISO 6	SISMOX Max	X	0.001778	1.015	<	1.4	Ok
PISO 5	SISMOX Max	X	0.001804	0.962	<	1.4	Ok
PISO 4	SISMOX Max	X	0.001732	0.887	<	1.4	Ok
PISO 3	SISMOX Max	X	0.001534	0.781	<	1.4	Ok
PISO 2	SISMOX Max	X	0.001198	0.506	<	1.4	Ok
PISO 1	SISMOX Max	X	0.000613	-	-	-	-

TABLA: Distorsiones							
Niveles	Combinación	Dirección	Distorsión	Relación Pn/Pn+1	Condición		
PISO 7	SISMOY Max	Y	0.005718	1.081	<	1.4	Ok
PISO 6	SISMOY Max	Y	0.006146	1.047	<	1.4	Ok
PISO 5	SISMOY Max	Y	0.006401	0.991	<	1.4	Ok
PISO 4	SISMOY Max	Y	0.006312	0.907	<	1.4	Ok
PISO 3	SISMOY Max	Y	0.005696	0.773	<	1.4	Ok
PISO 2	SISMOY Max	Y	0.004375	0.473	<	1.4	Ok
PISO 1	SISMOY Max	Y	0.002052	-	-	-	-

Conclusión

Según los resultados la relación de derivas es menor a 1.40 entre pisos adyacentes, por lo tanto, no hay irregularidad de rigidez por piso blando.

Irregularidades de Resistencia – Piso Débil

Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

TABLA: Fuerzas						
Niveles	Combinación	VX kgf	VX Pi/Pi+1		Condición	
PISO 7	SISMOX Max	67330	2.076	>	0.8	Ok
PISO 6	SISMOX Max	139820	1.399	>	0.8	Ok
PISO 5	SISMOX Max	195730	1.211	>	0.8	Ok
PISO 4	SISMOX Max	237210	1.129	>	0.8	Ok
PISO 3	SISMOX Max	267990	1.082	>	0.8	Ok
PISO 2	SISMOX Max	289970	1.037	>	0.8	Ok
PISO 1	SISMOX Max	300840	-	-	-	-

TABLA: Fuerzas						
Niveles	Combinación	VY kgf	VY Pi/Pi+1		Condición	
PISO 7	SISMOY Max	74230	1.971	>	0.8	Ok
PISO 6	SISMOY Max	146310	1.375	>	0.8	Ok
PISO 5	SISMOY Max	201260	1.223	>	0.8	Ok
PISO 4	SISMOY Max	246170	1.149	>	0.8	Ok
PISO 3	SISMOY Max	282930	1.095	>	0.8	Ok
PISO 2	SISMOY Max	309890	1.042	>	0.8	Ok
PISO 1	SISMOY Max	322990	-	-	-	-

Conclusión

Como se ve los resultados la relación de resistencia a corte entre pisos adyacentes mayor a 0.8, entonces no existe irregularidad de resistencia por piso débil.

Irregularidad Extrema de Rigidez – Piso Blando

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.

TABLA: Distorsiones							
Niveles	Combinación	Dirección	Distorsión	Relación Pn/Pn+1	Condición		
PISO 7	SISMOX Max	X	0.0024	1.056	<	1.6	Ok
PISO 6	SISMOX Max	X	0.0025	1.015	<	1.6	Ok
PISO 5	SISMOX Max	X	0.0026	0.962	<	1.6	Ok
PISO 4	SISMOX Max	X	0.0025	0.887	<	1.6	Ok
PISO 3	SISMOX Max	X	0.0022	0.781	<	1.6	Ok
PISO 2	SISMOX Max	X	0.0017	0.506	<	1.6	Ok
PISO 1	SISMOX Max	X	0.0009	-	-	-	-

TABLA: Distorsiones							
Niveles	Combinación	Dirección	Distorsión	Relación Pn/Pn+1	Condición		
PISO 7	SISMOY Max	Y	0.0056	1.081	<	1.6	Ok
PISO 6	SISMOY Max	Y	0.0060	1.047	<	1.6	Ok
PISO 5	SISMOY Max	Y	0.0063	0.991	<	1.6	Ok
PISO 4	SISMOY Max	Y	0.0062	0.907	<	1.6	Ok
PISO 3	SISMOY Max	Y	0.0057	0.773	<	1.6	Ok
PISO 2	SISMOY Max	Y	0.0044	0.473	<	1.6	Ok
PISO 1	SISMOY Max	Y	0.0021	-	-	-	-

Conclusión

Según los resultados la relación de derivas es menor a 1.60 entre pisos adyacentes, por lo tanto, no hay irregularidad extrema de rigidez por piso blando.

Irregularidad extrema de Resistencia – Piso Débil

Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

TABLA: Fuerzas						
Niveles	Combinación	VX	VX Pi/Pi+1		Condición	
		kgf				
PISO 7	SISMOX Max	67330	2.076	>	0.65	Ok
PISO 6	SISMOX Max	139820	1.399	>	0.65	Ok
PISO 5	SISMOX Max	195730	1.211	>	0.65	Ok
PISO 4	SISMOX Max	237210	1.129	>	0.65	Ok
PISO 3	SISMOX Max	267990	1.082	>	0.65	Ok
PISO 2	SISMOX Max	289970	1.037	>	0.65	Ok
PISO 1	SISMOX Max	300840	-	-	-	-

TABLA: Fuerzas						
Niveles	Combinación	VY	VY Pi/Pi+1		Condición	
		kgf				
PISO 7	SISMOY Max	74230	1.971	>	0.65	Ok
PISO 6	SISMOY Max	146310	1.375	>	0.65	Ok
PISO 5	SISMOY Max	201260	1.223	>	0.65	Ok
PISO 4	SISMOY Max	246170	1.149	>	0.65	Ok
PISO 3	SISMOY Max	282930	1.095	>	0.65	Ok
PISO 2	SISMOY Max	309890	1.042	>	0.65	Ok
PISO 1	SISMOY Max	322990	-	-	-	-

Conclusión

Como se ve los resultados la relación de resistencia a corte entre pisos adyacentes mayor a 0.65, entonces no existe irregularidad extrema de resistencia por piso débil.

Irregularidad de masa o peso

Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

TABLA: Fuerza						
Niveles	Comb.	P por pisos	$\frac{P_n}{P_{n+1}}$	$\frac{P_{n+1}}{P_n}$	Condición	
					$\frac{P_n}{P_{n+1}} > 1.3$	$\frac{P_{n+1}}{P_n} > 1.3$
PISO 7	PESO	346070.2		0.86	-	Ok
PISO 6	PESO	404163.3	1.17	1.00	Ok	Ok
PISO 5	PESO	404163.3	1.00	1.00	Ok	Ok
PISO 4	PESO	404163.3	1.00	1.00	Ok	Ok
PISO 3	PESO	404163.3	1.00	0.99	Ok	Ok
PISO 2	PESO	408010.1	1.01	1.02	Ok	Ok
PISO 1	PESO	401640.7	0.98		Ok	-

Conclusión

La relación de pesos y masas entre los niveles de encofrado son menores a 1.50. Entonces no existe irregularidad por peso o masa.

Irregularidad de geometría vertical

La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos. Entonces no existe irregularidad por geometría vertical.

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento. Entonces no existe irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes.

Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes

Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total. Entonces no existe irregularidad extrema por discontinuidad en los sistemas resistentes.

4.1.9.2. Verificación de irregularidades por planta

Irregularidad torsional

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ máx.), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ CM).

Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado.

Eje X

TABLA: Desplazamiento relativo del centro de masa EJE X			
Niveles	Diafragma	Combinación	UX m
PISO 7	D7	SISMOX Max	0.00559
PISO 6	D6	SISMOX Max	0.00467
PISO 5	D5	SISMOX Max	0.00372
PISO 4	D4	SISMOX Max	0.00275
PISO 3	D3	SISMOX Max	0.00182
PISO 2	D2	SISMOX Max	0.00099
PISO 1	D1	SISMOX Max	0.00033

TABLE: Máximo desplazamiento relativo EJE X				
Niveles	Combinación	Item	Max Drift	Max Drift*h
PISO 7	SISMOX Max	Diaph D7 X	0.000401	0.001203
PISO 6	SISMOX Max	Diaph D6 X	0.000424	0.001272
PISO 5	SISMOX Max	Diaph D5 X	0.000431	0.001293
PISO 4	SISMOX Max	Diaph D4 X	0.000414	0.001242
PISO 3	SISMOX Max	Diaph D3 X	0.000367	0.001101
PISO 2	SISMOX Max	Diaph D2 X	0.000287	0.000861
PISO 1	SISMOX Max	Diaph D1 X	0.000145	0.000435

Condición 1	Condición 2			
$\Delta_{\text{máx}}/h_i > 0.5(\Delta/h)$	$\Delta_{\text{máx}}/h_i > 1.2(\Delta/h)$			
Aplica	0.215398	<	1.2	Ok
Aplica	0.272552	<	1.2	Ok
Aplica	0.347581	<	1.2	Ok
Aplica	0.450980	<	1.2	Ok
Aplica	0.603950	<	1.2	Ok
Aplica	0.870576	<	1.2	Ok
No Aplica	1.302395	>	1.2	Ok

Conclusión

La relación de desplazamientos entre pisos adyacentes es menor a 1.20 en el eje X. Entonces no existe irregularidad torsional en eje X.

Eje Y

TABLA: Desplazamiento relativo del centro de masa EJE Y

Niveles	Diafragma	Combinación	UY
			m
PISO 7	D7	SISMOY Max	0.01668
PISO 6	D6	SISMOY Max	0.01409
PISO 5	D5	SISMOY Max	0.01134
PISO 4	D4	SISMOY Max	0.00846
PISO 3	D3	SISMOY Max	0.00560
PISO 2	D2	SISMOY Max	0.00298
PISO 1	D1	SISMOY Max	0.00097

TABLE: Máximo desplazamiento relativo EJE Y

Niveles	Combinación	Item	Max Drift	Max Drift*h
PISO 7	SISMOY Max	Diaph D7 Y	0.001548	0.004644
PISO 6	SISMOY Max	Diaph D6 Y	0.001673	0.005019
PISO 5	SISMOY Max	Diaph D5 Y	0.001752	0.005256
PISO 4	SISMOY Max	Diaph D4 Y	0.001736	0.005208
PISO 3	SISMOY Max	Diaph D3 Y	0.001574	0.004722
PISO 2	SISMOY Max	Diaph D2 Y	0.001216	0.003648
PISO 1	SISMOY Max	Diaph D1 Y	0.000575	0.001725

Condición 1	Condición 2			
$\Delta_{\text{máx}}/h_i > 0.5(\Delta/h)$	$\Delta_{\text{máx}}/h_i > 1.2(\Delta/h)$			
Aplica	0.278401	<	1.2	Ok
Aplica	0.356311	<	1.2	Ok
Aplica	0.463410	<	1.2	Ok
Aplica	0.615385	<	1.2	Ok
Aplica	0.843968	<	1.2	Ok
Aplica	1.222930	<	1.2	Irregular
No Aplica	1.776519	>	1.2	Ok

Conclusión

La relación de desplazamientos entre pisos adyacentes es mayor a 1.20 en el eje Y. Entonces existe irregularidad torsional en el eje Y por lo que el factor de regularidad al que estará afectado es 0.75

Irregularidad extrema torsional

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{\text{máx.}}$), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}).

Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado.

TABLA: Desplazamiento relativo del centro de masa EJE X			
Niveles	Diafragma	Combinación	UX m
PISO 7	D7	SISMOX Max	0.00559
PISO 6	D6	SISMOX Max	0.00467
PISO 5	D5	SISMOX Max	0.00372
PISO 4	D4	SISMOX Max	0.00275
PISO 3	D3	SISMOX Max	0.00182
PISO 2	D2	SISMOX Max	0.00099
PISO 1	D1	SISMOX Max	0.00033

TABLE: Máximo desplazamiento relativo EJE X				
Niveles	Combinación	Item	Max Drift	Max Drift*h
PISO 7	SISMOX Max	Diaph D7 X	0.000401	0.001203
PISO 6	SISMOX Max	Diaph D6 X	0.000424	0.001272
PISO 5	SISMOX Max	Diaph D5 X	0.000431	0.001293
PISO 4	SISMOX Max	Diaph D4 X	0.000414	0.001242
PISO 3	SISMOX Max	Diaph D3 X	0.000367	0.001101
PISO 2	SISMOX Max	Diaph D2 X	0.000287	0.000861
PISO 1	SISMOX Max	Diaph D1 X	0.000145	0.000435

Condición 1	Condición 2			
$\Delta_{\text{máx/hi}} > 0.5(\Delta/h)$	$\Delta_{\text{máx/hi}} > 1.2(\Delta/h)$			
No Aplica	0.215398	<	1.5	Ok
No Aplica	0.272552	<	1.5	Ok
No Aplica	0.347581	<	1.5	Ok
No Aplica	0.450980	<	1.5	Ok
No Aplica	0.603950	<	1.5	Ok
No Aplica	0.870576	<	1.5	Ok
No Aplica	1.302395	<	1.5	Ok

Conclusión:

La relación de desplazamientos entre pisos adyacentes es menor a 1.50 en el eje X. Entonces no existe irregularidad torsional en eje X.

TABLA: Desplazamiento relativo del centro de masa EJE Y			
Niveles	Diafragma	Combinación	UY
			m
PISO 7	D7	SISMOY Max	0.01668
PISO 6	D6	SISMOY Max	0.01409
PISO 5	D5	SISMOY Max	0.01134
PISO 4	D4	SISMOY Max	0.00846
PISO 3	D3	SISMOY Max	0.00560
PISO 2	D2	SISMOY Max	0.00298
PISO 1	D1	SISMOY Max	0.00097

TABLE: Máximo desplazamiento relativo EJE Y				
Niveles	Combinación	Item	Max Drift	Max Drift*h
PISO 7	SISMOY Max	Diaph D7 Y	0.001548	0.004644
PISO 6	SISMOY Max	Diaph D6 Y	0.001673	0.005019
PISO 5	SISMOY Max	Diaph D5 Y	0.001752	0.005256
PISO 4	SISMOY Max	Diaph D4 Y	0.001736	0.005208
PISO 3	SISMOY Max	Diaph D3 Y	0.001574	0.004722
PISO 2	SISMOY Max	Diaph D2 Y	0.001216	0.003648
PISO 1	SISMOY Max	Diaph D1 Y	0.000575	0.001725

Condición 1	Condición 2			
$\Delta_{\text{máx}}/h_i > 0.5(\Delta/h)$	$\Delta_{\text{máx}}/h_i > 1.2(\Delta/h)$			
Aplica	0.278401	<	1.5	Ok
Aplica	0.356311	<	1.5	Ok
Aplica	0.463410	<	1.5	Ok
Aplica	0.615385	<	1.5	Ok
Aplica	0.843968	<	1.5	Ok
Aplica	1.222930	<	1.5	Ok
No Aplica	1.776519	>	1.5	Ok

Conclusión:

La relación de desplazamientos entre pisos adyacentes es menor a 1.5 en el eje Y. Entonces no existe irregularidad torsional en el eje Y.

Esquinas entrantes

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta. En la estructura no existe reducciones en su mismo plano, entonces no existe irregularidad por esquina entrante.

Discontinuidad del diafragma

El encofrado en ninguno de sus niveles tiene vacíos, entonces no existe irregularidad por discontinuidad de diafragma.

Sistemas no paralelos

Los elementos verticales resistentes a fuerzas laterales son paralelos entre sí, puesto que el mayor ángulo formado es de 21.92° y el ángulo formado no debe exceder o igualar los 30°, entonces no es irregular por sistema paralelos.

4.1.10. Análisis estático y dinámico

Para el análisis sísmico, la edificación se modeló con elementos estructurales y sus deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial. Para cada nodo se consideraron 6 grados de libertad estáticos y para el conjunto tres grados de libertad dinámicos correspondientes a dos traslaciones horizontales y a una rotación, asumiendo un diafragma rígido en cada nivel.

Tabla 21: Análisis estático

ANALISIS ESTATICO								
NIVEL	HI	PI	HIPI	HIPI/SUMP	Fix	Vix	Fiy	Viy
7.00	21.00	346.07	7,267.42	0.22	98.89	98.89	131.85	131.85
6.00	18.00	404.16	7,274.88	0.22	98.99	197.87	131.98	263.83
5.00	15.00	404.15	6,062.21	0.19	82.49	280.36	109.98	373.82
4.00	12.00	404.15	4,849.80	0.15	65.99	346.35	87.99	461.80
3.00	9.00	404.15	3,637.33	0.11	49.49	395.85	65.99	527.79
2.00	6.00	408.01	2,448.06	0.07	33.31	429.16	44.41	572.21
1.00	3.00	401.64	1,204.91	0.04	16.39	445.55	21.86	594.07
	SUMA	2772.32	32744.60	1.00	445.55		594.07	

Z **0.45**
 U **1.00**
 S **1.00**
 C **2.14**
 Rx **6.00**
 Ry **4.50**

R corregido	
Rx	6.00
Ry	4.50

CORTANTE ESTATICO (tn)	90% Cortante Estatico	CORTANTE DINAMICO (tn)
Vex=	445.55	80% Vex= 356.44 Vdx= 530.10
Vey =	594.07	90% Vex= 534.66 Vdy = 484.47

FACTOR DE INCREMENTO EN Y 0.67
 FACTOR DE INCREMENTO EN X 1.10

4.1.11. Modos de vibración de la estructura

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

Para conocer las frecuencias y sus respectivos periodos de vibración se resolvió el problema matemático de valores característicos. Los resultados de este análisis se muestran a continuación en la siguiente tabla:

Tabla 22: Bloque Principal. Porcentajes de participación modal de masas en direcciones principales 'X' e 'Y'

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.51	1.58	50.57	1.58	50.57
2	0.33	52.91	10.27	54.49	60.85
3	0.15	17.05	7.61	71.54	68.45
4	0.12	1.17	15.87	72.71	84.32
5	0.08	14.09	1.90	86.80	86.22
6	0.06	0.01	4.30	86.81	90.52
7	0.04	6.45	2.88	93.26	93.40
8	0.04	1.80	1.16	95.06	94.56
9	0.03	0.00	2.15	95.06	96.72
10	0.03	1.80	0.06	96.86	96.78
11	0.02	0.00	1.20	96.86	97.98
12	0.02	0.86	0.73	97.72	98.71
13	0.02	0.94	0.01	98.66	98.72
14	0.02	0.01	0.58	98.66	99.31
15	0.02	0.00	0.14	98.66	99.44
16	0.02	0.46	0.02	99.12	99.46
17	0.01	0.34	0.31	99.46	99.77
18	0.01	0.20	0.00	99.66	99.77
19	0.01	0.20	0.14	99.86	99.91
20	0.01	0.11	0.07	99.96	99.98
21	0.01	0.04	0.02	100.00	100.00

4.1.12. Cálculo de desplazamientos

Para el cálculo de los desplazamientos elásticos, se consideraron los modos de vibración y 5 % de amortiguamiento en la Combinación Cuadrática Completa. Los desplazamientos inelásticos se estimaron multiplicando los desplazamientos de la respuesta elástica por el factor de reducción correspondiente, de acuerdo con el sistema estructural en cada dirección.

Tabla 23: Tabla de desplazamientos

Maximos Desplazamientos Eje X-X MUROS DE CONCRETO ARMADO								
Nivel	hi	1*Rd	Desp. Total	Rd*Desp. Total	Parcial	Delta/hi	Limite	Obs.
	(cm)		(cm)	(cm)	(cm)			
1	300.00	1.00	0.2660	0.2660	0.2660	0.0009	0.0070	OK
2	300.00	1.00	0.8411	0.8411	0.5751	0.0019	0.0070	OK
3	300.00	1.00	1.5944	1.5944	0.7533	0.0025	0.0070	OK
4	300.00	1.00	2.4341	2.4341	0.8397	0.0028	0.0070	OK
5	300.00	1.00	3.2913	3.2913	0.8573	0.0029	0.0070	OK
6	300.00	1.00	4.1189	4.1189	0.8276	0.0028	0.0070	OK
7	300.00	1.00	4.8978	4.8978	0.7790	0.0026	0.0070	OK
MAXIMOS DESPLAZAMIENTOS cms.			4.8978	4.8978	0.8573	0.0029	0.0070	OK

Maximos Desplazamientos Eje Y-Y MUROS DE CONCRETO ARMADO								
Nivel	hi	0.75*Rd	Desp. Total	Rd*Desp. Total	Parcial	Delta/hi	Limite	Obs.
	(cm)		(cm)	(cm)	(cm)			
1	300.00	1.00	0.6791	0.6791	0.6791	0.0023	0.0070	OK
2	300.00	1.00	2.1573	2.1573	1.4783	0.0049	0.0070	OK
3	300.00	1.00	4.0581	4.0581	1.9008	0.0063	0.0070	OK
4	300.00	1.00	6.1304	6.1304	2.0723	0.0069	0.0070	OK
5	300.00	1.00	8.1959	8.1959	2.0655	0.0069	0.0070	OK
6	300.00	1.00	10.1439	10.1439	1.9481	0.0065	0.0070	OK
7	300.00	1.00	11.9354	11.9354	1.7915	0.0060	0.0070	OK
MAXIMOS DESPLAZAMIENTOS cms.			11.9354	11.9354	2.0723	0.0069	0.0070	OK

4.1.13. Diseño de elementos estructurales

4.1.13.1. Diseño de losas

Losa del sistema convencional cuyas viguetas están ubicadas entre los ejes 11-22 y los ejes BB-DD

DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

L1 = 3.11 m
 f'c = 210.00 kg/cm²
 b = 10.00 cm
 h = 20.00 cm

Metrado de cargas

Tramo 1

Carga muerta

Losa	0.30	tn/m ²
Acabados	0.10	tn/m ²
Tabiquería	0.10	tn/m ²
Suma	0.50	tn/m ²

Carga viva

S/C	0.25	tn/m ²
Suma	0.25	tn/m ²

Ancho trib. 0.40 m

Ancho trib. 0.40 m

Total CM 0.20 tn/m

Total CV 0.10 tn/m

Combinaciones de carga

1.4D+1.7L 0.45 tramo 1

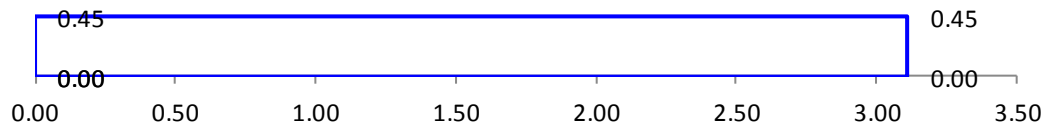


Diagrama de fuerza cortante

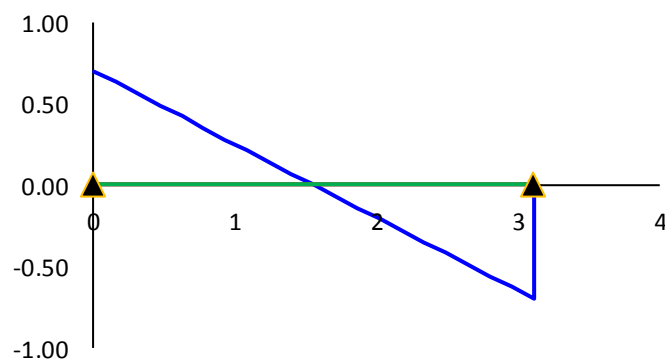
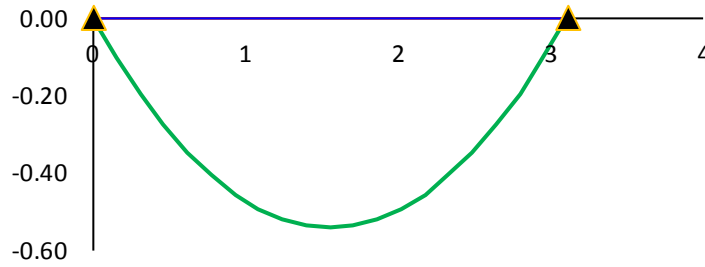


Diagrama de momento flector



El momento positivo máximo en el tramo 1 es : 0.5441 tn-m

Condiciones de diseño

La cuantía mínima es: $\rho_{min} = 0.70 \cdot \sqrt{f'c} / f_y = 0.00242$

El área de acero mínimo es : $A_s = \rho_{min} \cdot b \cdot h = 0.48305 \text{ cm}^2$

La cuantía máxima es: $\rho_{max} = 0.75 \cdot 0.85^2 \cdot f'c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y)) = 0.01594$

El área de acero máximo es : $A_s = \rho_{max} \cdot b \cdot h = 3.1875 \text{ cm}^2$

El $A_s(+)$ del tramo 1 es: 0.90 cm^2 $A_s < A_{smax} \implies \text{Ok}$

Verificación por corte

Cortante admisible $\phi V_c = 1.10 \cdot 0.85 \cdot 0.53 \cdot \text{Raiz}(f'c) \cdot b \cdot b \cdot d$

$\phi V_c = 1.22 \text{ tn}$

Tramo 1

Lado izq $V_{ud} = 0.623 \text{ tn}$, $V_{ud} < \phi V_c \implies \text{Ok}$

Lado der $V_{ud} = 0.623 \text{ tn}$, $V_{ud} < \phi V_c \implies \text{Ok}$

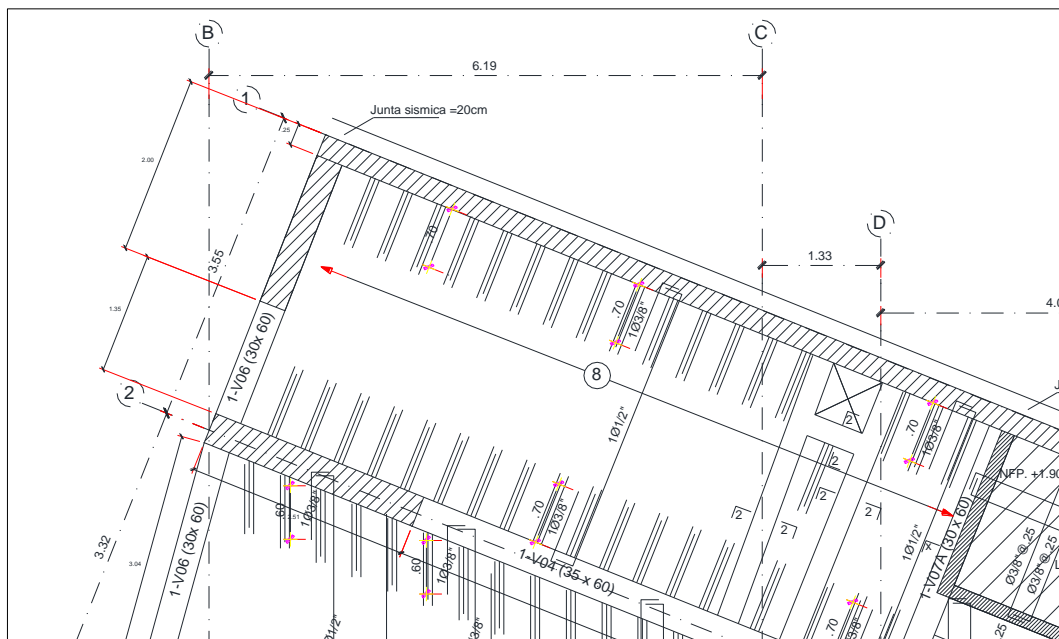


Figura 30: Esquema de reforzamiento por flexión y corte del aligerado calculado

4.1.13.2. Diseño de columna

Diseño de columna del sistema convencional P3 35X150 entre el Eje 66 y el Eje EE

Propiedades geométricas

H =	300.00	cm	Altura de la columna
T2 =	35.00	cm	Base
T3 =	150.00	cm	Altura

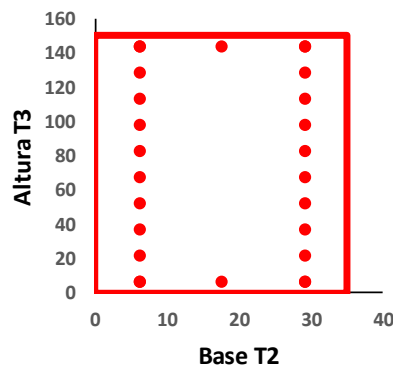
T3 orientado con el eje: Y Orientación según eje de coordenadas

Propiedades mecánicas

f'c =	210.00	kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Capas //T2 =	10.00	capas	Número de capas paralelas a la base
Capas //T3 =	3.00	capas	Número de capas paralelas a la altura

Capas paralelas a la base T2		
Capa N°	As (cm ²)	Dist. (cm)
Capa 1	15.18	6.00
Capa 2	5.70	21.33
Capa 3	5.70	36.67
Capa 4	5.70	52.00
Capa 5	5.70	67.33
Capa 6	5.70	82.67
Capa 7	5.70	98.00
Capa 8	5.70	113.33
Capa 9	5.70	128.67
Capa 10	15.18	144.00

Capas paralelas a la altura T3		
Capa N°	As (cm ²)	Dist. (cm)
Capa 1	30.07	6.00
Capa 2	10.12	17.50
Capa 3	30.07	29.00



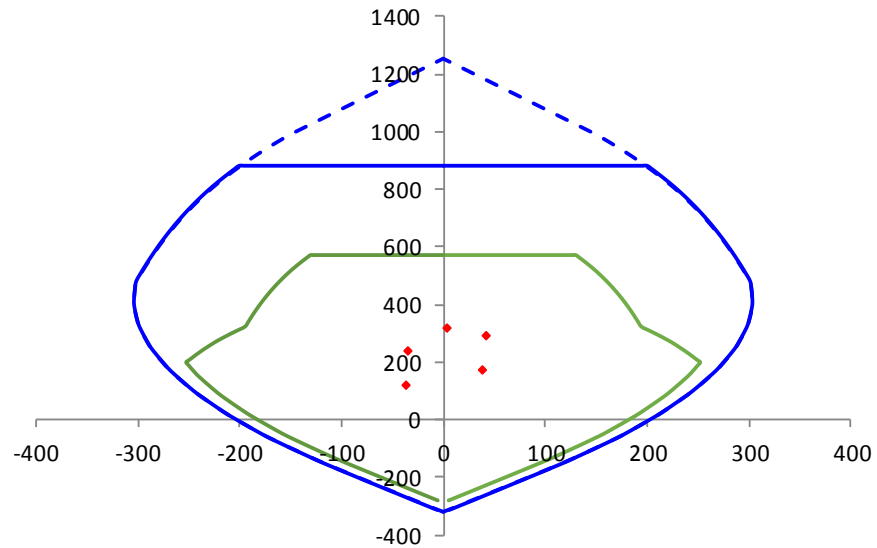
Cargas actuantes en T3

Pcm =	159.29	tn
Pcv =	55.30	tn
Pcs =	26.48	tn
Mcm =	2.26	tn-m
Mcv =	1.06	tn-m
Mcs =	37.79	tn-m
Vcm =	1.42	tn
Vcv =	0.79	tn
Vcs =	7.52	tn

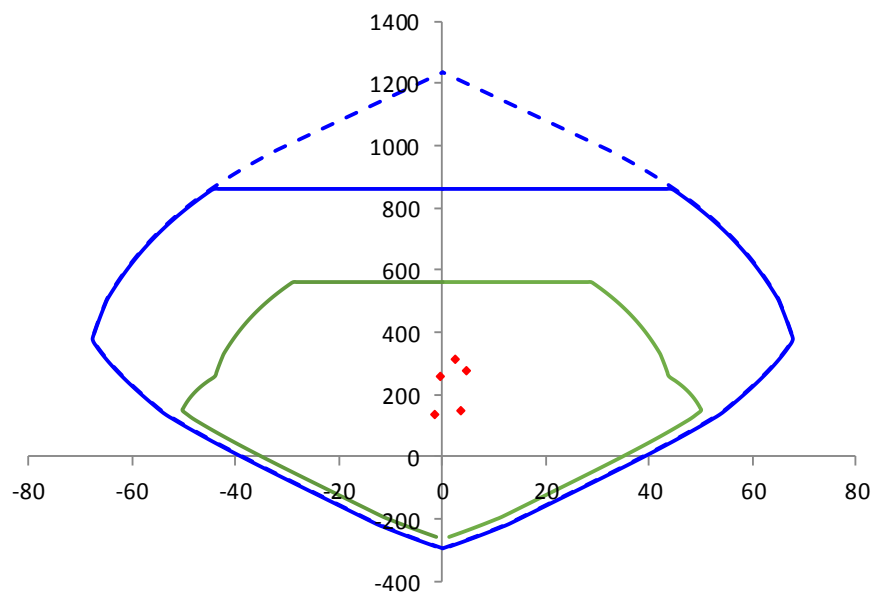
Cargas actuantes en el eje T2

Pcm =	159.29	tn
Pcv =	55.30	tn
Pcs =	8.50	tn
Mcm =	1.06	tn-m
Mcv =	0.56	tn-m
Mcs =	2.42	tn-m
Vcm =	1.20	tn
Vcv =	0.62	tn
Vcs =	1.20	tn

Combinación	Pu	Mu	Vu	e	FPn
1.4cm+1.7cv	317.02	4.96	3.33		
1.25(cm+cv)+cs	294.72	41.93	10.28	0.142	571.55
1.25(cm+cv)-cs	241.76	-33.65	4.76		
0.9cm+cs	169.84	39.82	8.80	0.234	564.91
0.9cs-cs	116.88	-35.76	6.24		



Combinación	Pu	Mu	Vu	e	FPn
1.4cm+1.7cv	317.02	2.43	2.73		
1.25(cm+cv)+cs	276.74	4.44	3.48	0.016	560.66
1.25(cm+cv)-cs	259.74	-0.40	1.08		
0.9cm+cs	151.86	3.37	2.28	0.022	560.66
0.9cs-cs	134.86	-1.47	0.12		



Verificación por flexocompresión biaxial

$$\frac{1}{\phi P_i} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

Combinación	1/FPnx	1/FPny	1/Fpno	S	1/Fpi	Obs
1.25(cm+cv)+	0.001750	0.001784	0.001750	0.0018	0.0034	Ok
0.9cm+cs	0.001770	0.001784	0.001750	0.0018	0.0059	Ok

Diseño por fuerza cortante

El cortante de diseño por fuerza cortante proviene de comparar el cortante máximo proveniente del análisis estructural con el cortante máximo proveniente del análisis por capacidad

Cortante proveniente del análisis por capacidad

Sentido paralelo a T3:

Combinación	Pu	FMn	Mpr	VPr	Máximo VPr
1.4cm+1.7cv	317.02	232.78	290.97	193.98	
1.25(cm+cv)+cs	276.74	237.68	297.10	198.07	
1.25(cm+cv)-cs	259.74	248.02	310.03	206.69	206.69
0.9cm+cs	151.86	241.29	301.62	201.08	
0.9cs-cs	134.86	226.85	283.56	189.04	

Sentido paralelo a T2:

Combinación	Pu	FMn	Mpr	VPr	Máximo VPr
1.4cm+1.7cv	317.02	46.50	58.13	38.75	
1.25(cm+cv)+cs	276.74	47.46	59.33	39.55	
1.25(cm+cv)-cs	259.74	48.09	60.11	40.07	
0.9cm+cs	151.86	49.11	61.39	40.93	40.93
0.9cs-cs	134.86	48.12	60.15	40.10	

El máximo cortante proveniente del análisis estructural es:

$$V_u = 10.28 \text{ tn}$$

El máximo cortante proveniente del análisis por capacidad es:

$$V_u = 206.69 \text{ tn}$$

Por lo tanto el máximo cortante para el análisis es el mayor:

$$V_u = 206.69 \text{ tn}$$

$$N_u = 259.74 \text{ tn}$$

El cortante admisible es:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w d = 40.33 \text{ tn}$$

Vc no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0,93 \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35A_g}} = 70.80 \text{ tn}$$

Por lo tanto el cortante admisible es:

$$V_c = 40.33 \text{ tn}$$

$0.85 V_c < V_u \implies$ Diseñar estribos de acuerdo a lo indicado en la Norma E.060

$$FV_n > V_u, \quad FV_n = F (V_c + V_s)$$

$$V_s = (V_u / F) - V_c = 202.83 \text{ tn}$$

Seleccione diametro de estribo 3/8 \implies $A_s = 0.71 \text{ cm}^2$
 Seleccione el número de estribos 6.00 Estribos

$$S = A_v * f_y * d / V_s$$

$$d = 144.00 \text{ cms}$$

$$S = 25.40 \text{ cms} \quad (S_{\text{máx}}=30\text{cms})$$

Zona 1:

$$S = 25.40 \text{ cms} \quad (\text{separación calculada})$$

$$S = 25.00 \text{ cms} \quad (\text{separación asumida})$$

Zona 2:

Menor diámetro colocado 3/4

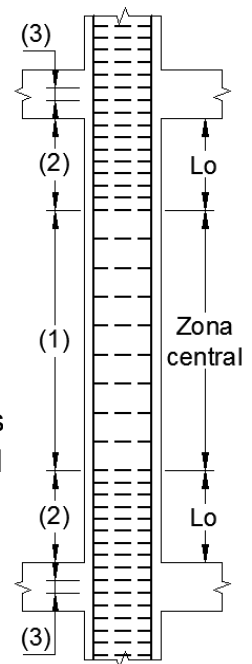
$$8F = 15.20 \text{ cms} \quad (\text{ocho veces el diámetro})$$

(mitad de la menor dimens
de la sección transversal d
elemento)

$$0.5 \text{ dim} = 17.50 \text{ cms}$$

$$10.00 \text{ cms}$$

$$25.40 \text{ cms} \quad (S \text{ calculado por cortante})$$



Escogiendo el menor valor se tiene:

$$S = 10.00 \text{ cms} \quad (\text{separación calculada})$$

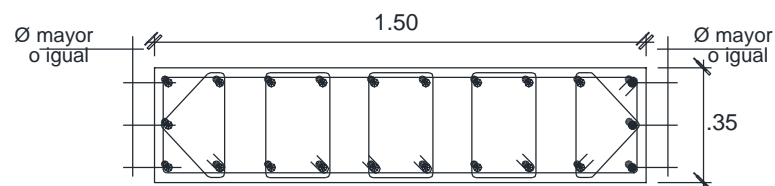
$$S = 10.00 \text{ cms} \quad (\text{separación asumida})$$

Zona 3:

$$S = 15.00 \text{ cms} \quad (\text{separación calculada})$$

CUADRO DE COLUMNAS		
PISO	CONCRETO fc'(Kg/cm2)	P1
1º PISO	210	0.35 x 1.50 6 Ø 1" + 16 Ø 3/4" 5 \square 3/8" @ .20 (A)
2º PISO	210	0.35 x 1.50 6 Ø 1" + 16 Ø 3/4" 5 \square 3/8" @ .20 (A)
3º PISO	210	0.35 x 1.50 6 Ø 1" + 16 Ø 3/4" 5 \square 3/8" @ .20 (A)
4º PISO	210	0.35 x 1.50 6 Ø 1" + 16 Ø 3/4" 5 \square 3/8" @ .20 (A)
5º PISO	210	0.35 x 1.50 6 Ø 1" + 16 Ø 3/4" 5 \square 3/8" @ .20 (A)
6º PISO	210	0.35 x 1.50 6 Ø 1" + 16 Ø 3/4" 5 \square 3/8" @ .20 (A)
7º PISO	210	0.35 x 1.50 6 Ø 1" + 16 Ø 3/4" 5 \square 3/8" @ .20 (A)

Sección de columna P3 de 35x150



26 Ø
(B)

Figura 31: Cuadro de columnas – Sistema de muros de concreto armado

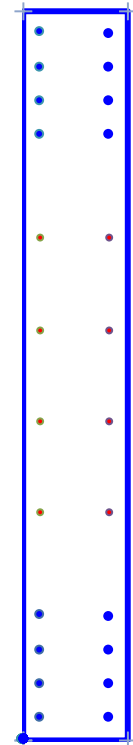
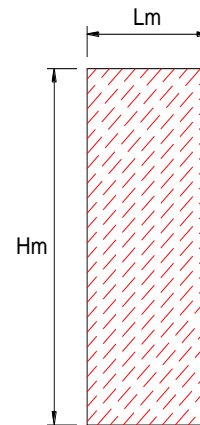
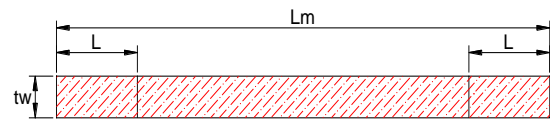
4.1.13.3. Diseño de placa PL-07

Datos de diseño

$f'_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$
 $t_w = 35.00 \text{ cm}$
 $L_m = 200.00 \text{ cm}$
 $H_m = 2100.00 \text{ cm}$
 Acero repartido a lo largo de la placa
 $A_s \text{ repartid} = 3.96 \text{ cm}^2$
 Separaci3n = 25.00 cm

Nucleos extremos de la placa

$L = 40.00 \text{ cm}$
 $N^\circ \text{ capas} = 4.00 \text{ capas}$



Núcleo superior

Capa	A_s
1.00	5.70
2.00	5.70
3.00	5.70
4.00	5.70

Núcleo inferior

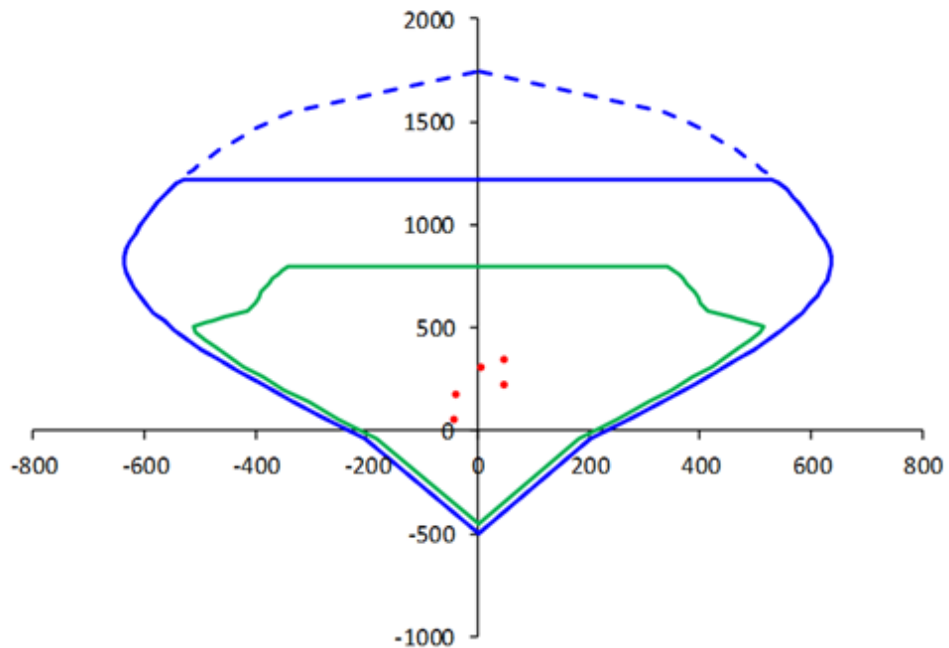
Capa	A_s
9.00	5.70
10.00	5.70
11.00	5.70
12.00	5.70

Cargas actuantes del análisis estructural

P_{cm}	=	156.89 tn
P_{cv}	=	50.22 tn
P_{cs}	=	84.96 tn
M_{cm}	=	1.50 tn-m
M_{cv}	=	1.02 tn-m
M_{cs}	=	44.69 tn-m
V_{cm}	=	4.37 tn
V_{cv}	=	2.26 tn
V_{cs}	=	11.66 tn

Combinaciones de carga según la Norma E-060					
Combinacion	Pu	Mu	Vu	Mn	Mn/Mu
1.4cm+1.7cv	305.02	3.82	9.96	354.39	92.73
1.25(cm+cv)+cs	343.85	47.83	19.95	480.26	10.04
1.25(cm+cv)-cs	173.93	-41.55	-3.37	296.56	7.14
0.9cm+cs	226.16	46.03	15.59	395.02	8.58
0.9cm-cs	56.24	-43.34	-7.73	244.64	5.64

DIAGRAMA DE INTERACCION DE LA PLACA



$$Mn / Mu \text{ propuesto} = 2.00$$

Combinaciones de carga según la Norma E-060					
Combinacion	Mn/Mu calculado	Mn/Mu usado	Vu (tn)	fVn (tn)	fVn > Vu (tn)
1.4cm+1.7cv	92.73	2.00	9.96	224.18	Ok
1.25(cm+cv)+cs	10.04	2.00	19.95	224.18	Ok
1.25(cm+cv)-cs	7.14	2.00	3.37	224.18	Ok
0.9cm+cs	8.58	2.00	15.59	224.18	Ok
0.9cm-cs	5.64	2.00	7.73	224.18	Ok

Mn = Momento Nominal con la cuantia de acero realmente colocado en funcion de la carga axial Pu para cada combinación de carga

$$C = 50.06 \text{ cms}$$

Según la norma E060 se necesita confinar el borde extremo cuando:

$$c \geq \frac{\ell_m}{600 (\delta u / h m)}$$

Donde el cociente (du/hm) no debe ser menor a 0.005

$$l_m / 600 \text{ (dm/hm)} = 66.67 \text{ cms}$$

También la norma especifica que se deben usar elementos confinados cuando la fibra extrema en compresión supera el valor $0.20f'_c$

$$\text{El valor máximo sería } 0.20f'_c = 42.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$s_c = P_u / A_p + (6 * M) / (t_w * L_m^2) = 20.55 \text{ kg/cm}^2$$

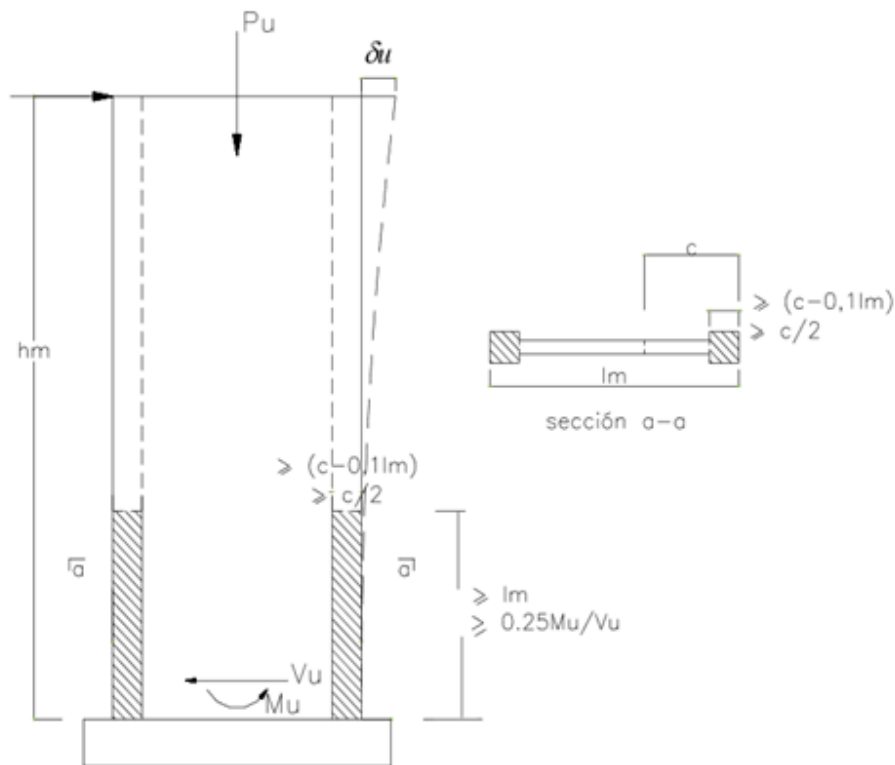
Comparando (1) con (2) y (3) con (4) se tiene:

C calculado $<$ C limite, por lo tanto No se necesita confinar los bordes

f_c calculado $<$ $0.20f'_c$, por lo tanto No se necesita confinar los bordes

Donde se requieran elementos confinados de borde, el refuerzo del mismo debe extenderse verticalmente desde la sección crítica a una distancia no menor que el

mayor valor entre l_m y $\frac{M_u}{4 V_u}$.



$$L_m = 200.00 \text{ cms}$$

$$M_u / 4 V_u = 59.94 \text{ cms}$$

Por lo tanto el elemento de borde debe extenderse verticalmente

$$\text{Dist Vert} = 200.00 \text{ cms}$$

El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre $(c - 0,1 l_m)$ y $c/2$,

$$\begin{aligned} C-0.1Lm &= 30.06 \text{ cms} \\ C/2 &= 25.03 \text{ cms} \end{aligned}$$

Por lo tanto el elemento de borde debe extenderse horizontalmente

$$\text{Dist Hor} = 30.06 \text{ cms}$$

Usar un Nucleo confinado de 40.00 cms

Diseño por fuerza cortante

Para elementos sometidos a compresion axial Nu: El cortante Vc será

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{Nu}{140 Ag} \right) b_w d$$

Ademas la contribucion del concreto Vc no debe exceder de:

$$V_c = A_c v \left(\alpha_c \sqrt{f'_c} \right)$$

donde el coeficiente α_c es 0,25 para $[hm / \ell m] \leq 1,5$; 0,17 para $[hm / \ell m] \geq 2,0$ y varia linealmente entre 0,25 y 0,17 para $[hm / \ell m]$ entre 1,5 y 2,0. ℓm es la longitud total del muro o del segmento del muro considerado y hm es la altura total del muro.

$$hm / Lm = 10.50 \implies \alpha_c = 0.17$$

$$V_c = 17.24 \text{ tn}$$

Diseño por fuerza cortante

Combinacion	Vu (tn)	Nu/Ag (kg/cm ²)	Vc (tn)	f Vc (tn)	f Vs (tn)
1.4cm+1.7cv	9.96	43.57	17.24	14.66	0.00
1.25(cm+cv)+cs	19.95	49.12	17.24	14.66	5.29
1.25(cm+cv)-cs	3.37	24.85	17.24	14.66	0.00
0.9cm+cs	15.59	32.31	17.24	14.66	0.93
0.9cm-cs	7.73	8.03	17.24	14.66	0.00

Diseño por fuerza cortante

Combinacion	Vs (tn)	Vs max (tn)	/s max > Vs	f prop	S (cms)
1.4cm+1.7cv	0.00	111.58	OK	1.27	1000.00
1.25(cm+cv)+cs	6.22	111.58	OK	1.27	342.86
1.25(cm+cv)-cs	0.00	111.58	OK	1.27	1000.00
0.9cm+cs	1.10	111.58	OK	1.27	1939.69
0.9cm-cs	0.00	111.58	OK	1.27	1000.00

Finalmente el espaciamiento de acero horizontal de la placa sera

$$f \quad 1/2 \quad @ \quad 25.00 \quad \text{cms}$$

Donde V_u sea menor que $0,085 \sqrt{f'_c} A_{cw}$

- (a) La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002.
- (b) La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015.

El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de tres veces el espesor del muro ni de 400 mm

Donde V_u sea mayor que $0,085 \sqrt{f'_c} A_{cw}$

La cuantía de refuerzo vertical para cortante, ρ_v , no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{hm}{\ell m} \right) (\rho_h - 0,0025) \geq 0,0025$$

$$0,085 \sqrt{f'_c} A_{cw} = 8.62 \text{ tn} \quad = \quad 0.0025 < 19.95$$

la cuantía de acero horizontal colocada es:

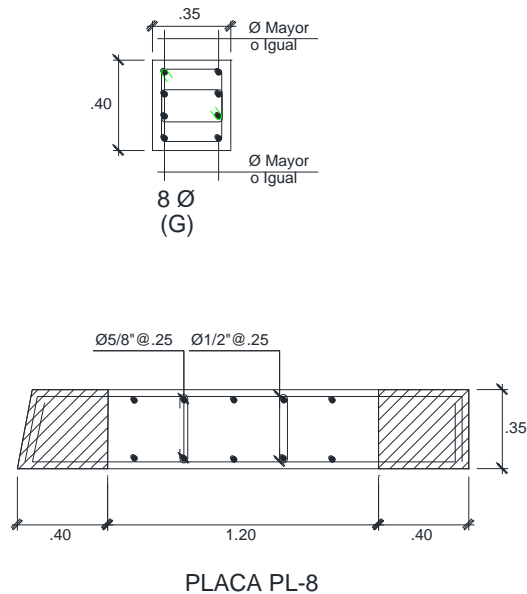
$$\rho_h = 0.0029 > 0.0020 \implies \text{BIEN}$$

la cuantía de acero vertical colocada es:

$$\rho_v = 0.0045 > 0.0025 \implies \text{BIEN}$$

Diseño de la Placa PI-7 Block B

CUADRO DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO DE PLACAS		
PISO	CONCRETO fc'(Kg/cm2)	CP8
1º PISO	210	0.35x 0.40 8 Ø3/4" 2 3/8" @ .25 (G)
2º PISO	210	0.35x 0.40 8 Ø3/4" 2 3/8" @ .25 (G)
3º PISO	210	0.35x 0.40 8 Ø3/4" 2 3/8" @ .25 (G)
4º PISO	210	0.35x 0.40 8 Ø3/4" 2 3/8" @ .25 (G)
5º PISO	210	0.35x 0.40 8 Ø3/4" 2 3/8" @ .25 (G)
6º PISO	210	0.35x 0.40 8 Ø3/4" 2 3/8" @ .25 (G)
7º PISO	210	0.35x 0.40 8 Ø3/4" 2 3/8" @ .25 (G)



4.1.13.4. Diseño de viga

Vigas primer piso 1-V08 (35x60).

Vigas ubicadas entre los ejes estructurales 66 y 55 alineada al eje estructural E (estas vigas son paralelas al eje de análisis Y-Y).

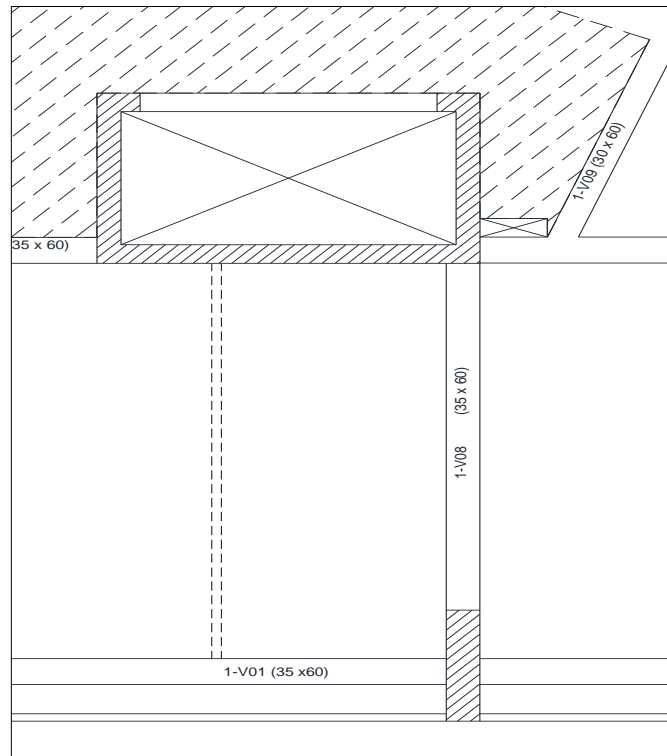


Figura 32: Planta de encofrado - tramos de vigas a diseñar.

Geometría y propiedades mecánicas de los materiales

Resistencia a compresión promedio $f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$.

Vigas con peralte de 60cm.

Vigas con ancho de 35cm.

Esfuerzo de fluencia del acero corrugado 4200.00 kg/cm^2 .

Análisis

Se considera para la lectura de resultados las combinaciones de diseño estipulados en la norma E.060 Concreto armado.

Se considera un factor de reducción $R=4.50$

Resultados para diseño por flexión

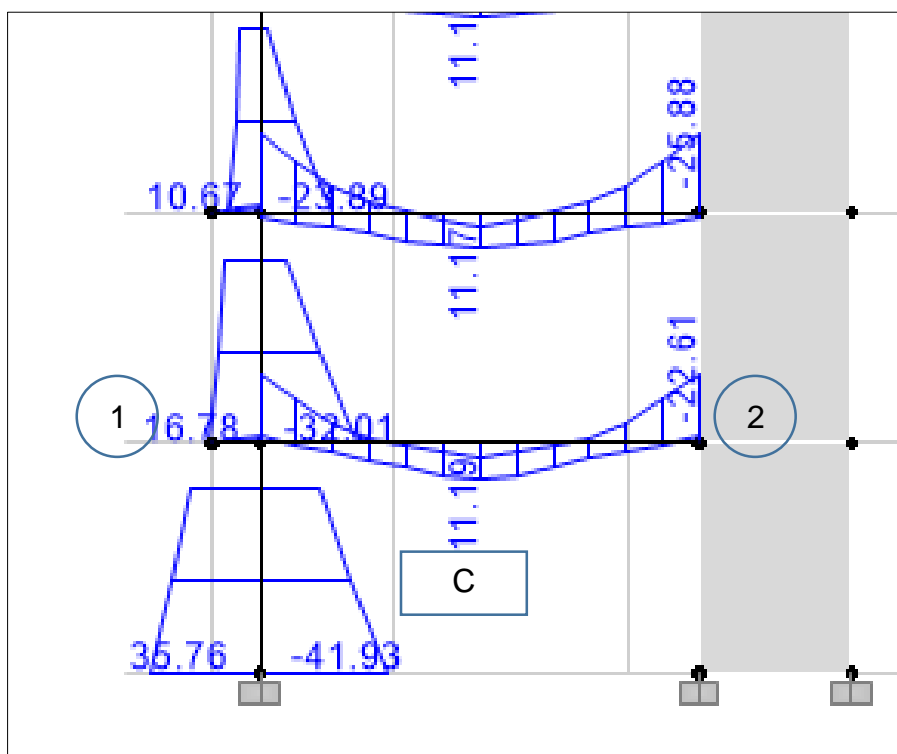
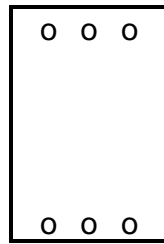


Figura 33: Diagrama de momento flectores de la envolvente de diseño.

Nos centraremos en las vigas del nivel de 1er piso y llamaremos nudos al cruce de vigas y columnas, en cada nudo (codificado con números) se identificará el mayor momento flector negativo ya sea por la izquierda o por la derecha del nudo, así también se identificará el momento flector positivo ubicado en el centro de la viga (codificado con la letra C).

Nudo 1: 22.40 ton-m

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION



h=60cms

fy	=	4200 kg/cm ²
f'c	=	210 kg/cm ²
Rec.	=	6.00 cms
Mu	=	22.40 tn-m

b=35cms

La cuantia maxima es: $\rho_{max} = 0.5 \cdot 0.85^2 \cdot f'c / fy \cdot (6000 / (6000 + fy))$

$$\rho_{max} = 0.01063$$

$$As_{max} = 22.31 \text{ cm}^2$$

La cuantia minima es: $\rho_{min} = 0.70 \cdot \text{raiz}(f'c) / fy$

$$\rho_{min} = 0.00242$$

$$As_{min} = 5.07 \text{ cm}^2$$

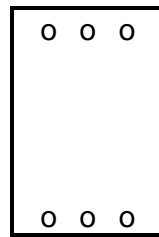
El area de acero calculado es

$$As_{calc} = 11.85 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima colocada en la viga será de 2Ø3/4" con un refuerzo adicional de 2Ø3/4" + 1Ø5/8"

Nudo 2: 22.61 ton-m

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION



f_y	=	4200 kg/cm ²
f'_c	=	210 kg/cm ²
Rec.	=	6.00 cms
M_u	=	22.61 tn-m

$b=35\text{cms}$

La cuantía máxima es: $\rho_{\text{max}} = 0.5 \cdot 0.85^2 \cdot f'_c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y))$

$$\rho_{\text{max}} = 0.01063$$

$$A_s_{\text{max}} = 22.31 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima es: $\rho_{\text{min}} = 0.70 \cdot \sqrt{f'_c} / f_y$

$$\rho_{\text{min}} = 0.00242$$

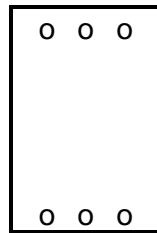
$$A_s_{\text{min}} = 5.07 \text{ cm}^2$$

El área de acero calculado es

$$A_s_{\text{calc}} = 11.97 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima colocada en la viga será de $2\emptyset 3/4''$ con un refuerzo adicional de $2\emptyset 3/4'' + 1\emptyset 5/8''$

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION



h=60cms

b=35cms

fy	=	4200 kg/cm ²
f'c	=	210 kg/cm ²
Rec.	=	6.00 cms
Mu	=	11.19 tn-m

La cuantía máxima es: $\rho_{max} = 0.5 \cdot 0.85^2 \cdot f'c / fy \cdot (6000 / (6000 + fy))$

$$\rho_{max} = 0.01063$$

$$As_{max} = 22.31 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima es: $\rho_{min} = 0.70 \cdot \sqrt{f'c} / fy$

$$\rho_{min} = 0.00242$$

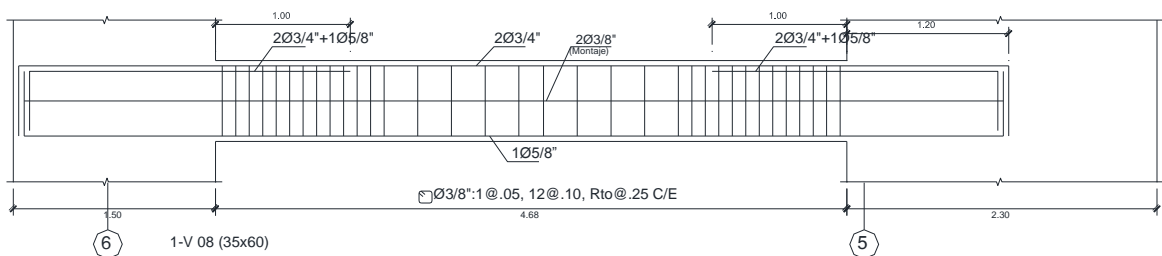
$$As_{min} = 5.07 \text{ cm}^2$$

El área de acero calculado es

$$As_{calc} = 5.68 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima colocada en la viga será de 2Ø3/4" con un refuerzo adicional 1Ø5/8"

DISEÑO DE ACERO DE LA VIGA



4.1.13.5. Diseño de zapata

1) Dimensiones de la columna

$$\text{Largo} = 2.00 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 0.35 \text{ m}$$

$$f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Largo orientado con (X o Y)} = X$$

2) Cargas aplicadas

$$P_m = 156.89 \text{ tn}$$

$$P_v = 50.22 \text{ tn}$$

$$P_s = 21.75 \text{ tn}$$

$$M_m = 1.50 \text{ tn-m}$$

$$M_v = 1.02 \text{ tn-m}$$

$$M_s = 44.42 \text{ tn-m}$$

3) Datos del terreno (capacidad admisible)

$$s_t = 3.50 \text{ kg/cm}^2 = 35.00 \text{ tn/m}^2$$

4) Dimensionamiento

4.1) verificación (Momento sin sismo)

$$P_m = 156.89 \text{ Tn}$$

$$P_v = 50.22 \text{ Tn}$$

$$M_m = 1.50 \text{ tn-m}$$

$$M_v = 1.02 \text{ tn-m}$$

$$\text{Area tentativa} = \frac{207.11}{31.50} \times 1.05 = 6.90 \text{ m}^2$$

a) Buscando las dimensiones de la zapata:

$$L_x = 3.60 \text{ m}$$

$$L_y = 1.95 \text{ m}$$

b) Verificamos momentos

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_y L_x^2}$$

$$s = \frac{217.47}{7.02} + \frac{15.07}{25.27} = 31.57 \text{ tn/m}^2$$

4.2) Verificación (Sismo)

$$P_m = 156.89 \text{ tn}$$

$$P_v = 50.22 \text{ tn}$$

$$P_s = 21.75 \text{ tn}$$

$$M_m = 1.50 \text{ tn-m}$$

$$M_v = 1.02 \text{ tn-m}$$

$$M_s = 44.42 \text{ tn-m}$$

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2}$$

$$s = \frac{240.31}{7.02} + \frac{281.62}{25.27} = 45.37 \text{ tn/m}^2$$

El esfuerzo maximo es $s_{max} = 45.37 \text{ tn/m}^2 > 42.00 \text{ tn/m}^2$

Se necesita aumentar las dimensiones de la zapata

Dimension a aumentar = 0.20 m

las nuevas dimensiones de la zapata son:

Lx= 3.80 m

Ly= 2.15 m

Verificamos momentos en X

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2}$$

$$s = \frac{217.47}{8.17} + \frac{15.07}{31.05} = 27.10 \text{ tn/m}^2$$

Verificación (Sismo)

Pm = 156.89 tn

Pv = 50.22 tn

Ps = 21.75 tn

Mm = 1.50 tn-m

Mv = 1.02 tn-m

Ms = 44.42 tn-m

Ms = 0.00 tn-m

$$s = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2}$$

$$s = \frac{240.31}{8.17} + \frac{281.62}{31.05} = 38.48 \text{ tn/m}^2$$

El esfuerzo maximo es $s_{max} = 38.48 \text{ tn/m}^2 < 42.00 \text{ tn/m}^2$

No se necesita aumentar dimensiones de la zapata

Diseño

Cuando no se considera sismo:

$$s_{max} = 1.60 \times 27.10 = 43.36 \text{ tn/m}^2$$

Cuando se considera sismo:

$$s_{max} = 1.25 \times 38.48 = 48.11 \text{ tn/m}^2$$

Por lo tanto se efectuara el diseño con: $s_{max} = 48.11 \text{ tn/m}^2$

Verificación por punzonamiento

Se tienen volados iguales = 0.90 m

Ingrese el peralte de la zapata $d = 0.50 \text{ m}$

La altura de la zapata será $h = 0.60 \text{ m}$

$$b_o = 2.00 \times 2.50 + 2.00 \times 0.85 = 6.30 \text{ m}$$

$$A_o = 2.50 \times 0.85 = 2.13 \text{ m}^2$$

$$A_{total} = 3.80 \times 2.15 = 8.17 \text{ m}^2$$

Cortante de diseño por punzonamiento

$$V_u = s_u (A_{total} - A_o) = 290.79 \text{ tn}$$

Cortante resistente por punzonamiento

$$V_c = (0.53 + 1.1/B_c) (\text{Raiz}(f_c)) b_o d$$

$$\text{Donde } B_c = \sqrt{\frac{2.00}{0.35}} = 5.71 \quad V_c = 350.7 \text{ tn}$$

$$\text{Por tanto } f V_c = 0.85 \times 350.75 = 298.13 \text{ tn}$$

$f V_c > V_u$ El peralte escogido es correcto

Por cortante

Cortante de diseño

$$V_u = s_{max} L_x (\text{volado} - d)$$

$$V_u = 48.11 \times 3.80 (0.90 - 0.50) = 73.12 \text{ tn}$$

Cortante resistente

$$V_c = 0.53 \text{ Raiz}(f_c) L_x d = 145.93 \text{ tn}$$

$$\text{Por tanto } f V_c = 0.85 \times 145.93 = 124.04 \text{ tn}$$

$f V_c > V_u$ El peralte escogido es correcto

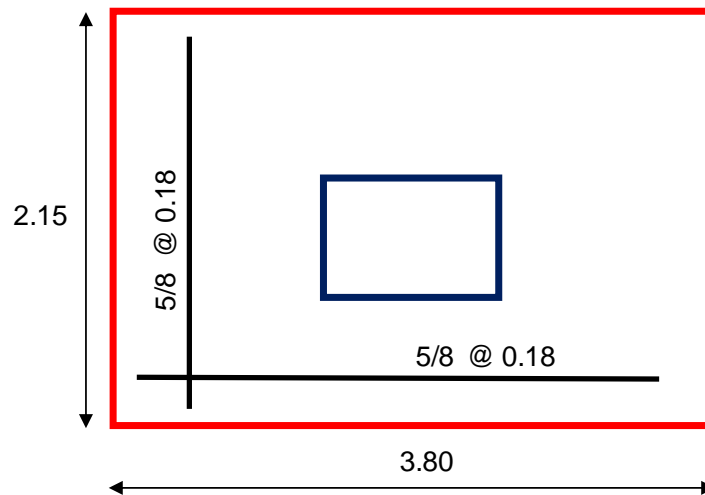
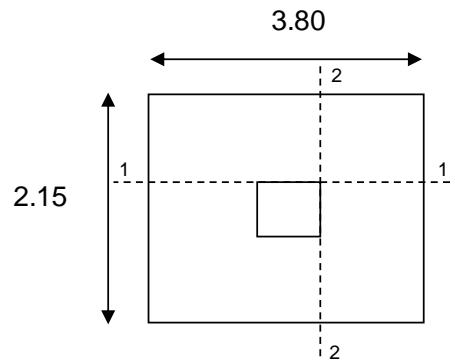
Diseño por Flexion
 Diametro (1/2, 5/8, 3/4, 1) 5/8

Seccion 1-1

$M_u = s \max (\text{volado})^2 * L_x / 2$
 $M_u = 74.03 \text{ tn-m}$
 $A_s = 40.17 \text{ cm}^2 / 3.80 \text{ m}$
 $A_s = 10.57 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{s\text{min}} = 10.80 \text{ cm}^2/\text{m}$

Seccion 2-2

$M_u = s \max (\text{volado})^2 * L_y / 2$
 $M_u = 41.89 \text{ tn-m}$
 $A_s = 22.73 \text{ cm}^2 / 2.15 \text{ m}$
 $A_s = 10.57 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{s\text{min}} = 10.80 \text{ cm}^2/\text{m}$



4.2. Descripción del proyecto – Sistema con aisladores sísmicos

Para el mismo proyecto “Edificio Praga” que está referido a un edificio destinado a comercio y oficinas, que contará con 7 pisos. El sistema estructural está conformado por pórticos de concreto armado con el uso de los dispositivos de protección sísmica (aisladores sísmicos) la cual realiza el mecanismo de absorber fuerzas provenientes del evento sísmico y disiparlas, de este modo las fuerzas sísmicas que se transmiten a los elementos estructurales son mínimos.

Los muros y tabiques interiores no son solidarios estructuralmente con el sistema principal por lo que están separados de la estructura principal mediante juntas de 3.00cm y debidamente confinados con columnetas y viguetas de amarre.

Todas las partes que integran el diseño en concreto armado y acero estructural se hicieron cumpliendo las normas que establece el Reglamento Nacional de Edificaciones y normas internacionales ACI, ASCE.

En primer lugar, se muestra cómo se determina la estructuración del Edificio buscando obtener una estructura adecuada y económica, de manera que todos los modelos utilizados para los análisis de carga de gravedad y sísmicas representen mejor el comportamiento real de la estructura.

4.2.1. Normas empleadas

Se sigue las disposiciones de los Reglamentos y Normas Nacionales e Internacionales descritos a continuación.

- A.C.I. 318 – 2008 (American Concrete Institute) - Building Code Requirements for Structural Concrete
- Norma Americana ASCE/SEI 7-2010, Capítulo 17-Seismic Design Requirements for Seismically Isolated Structures.
- AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design.

Se tomó como referencia bibliográfica para el diseño del sistema de aislamiento el libro de Fazard Naeim and James Kelly “Design of seismic isolated structures”

4.2.2. Especificaciones – Materiales empleados

Concreto Armado

- Resistencia para concreto armado ($f'c$): 210 kg/cm² (losas, vigas, escaleras, zapatas, capitel, pedestal)
- Módulo de Elasticidad (E): 2'173,706 tn/m² ($f'c$): 210 kg/cm²
- Módulo de Poisson (u): 0.15
- Peso Específico (γ_c): 2300 kg/m³ (concreto simple); 2400 kg/m³ (concreto armado)

Acero Corrugado (ASTM A605)

- Resistencia a la fluencia (f_y): 4,200 kg/cm² (G^o 60)

- Módulo de Elasticidad (E): 2'100,000 kg/cm²

Recubrimientos mínimos (r)

- Cimientos, zapatas, vigas de cimentación: 7.50 cm
- Columnas, Vigas, Placas, Muros (Cisternas, Tanques): 4.00 cm
- Losas Aligeradas, Vigas chatas, Vigas de borde: 3.00cm
- Losas macizas, Escaleras: 2.50 cm
- Estados de carga

4.2.3. Estados de carga

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 equipo, muebles y otros elementos móviles. Finalmente las cargas de sismo (CS) son aquellas que se generan debido a la acción sísmica sobre la estructura.

Tabla 24: Cargar muertas

Materiales	Unidad	Carga
Acabados	kg/m ²	150
Tabiquería	kg/m ²	150
Peso propio losa Unidireccional e =0.20 m	kg/m ²	300
Peso propio losa Bidireccional e =0.20 m	kg/m ²	350
Peso propio losa solida de e =0.18 m	kg/m ²	432

4.2.4. Diseño en concreto armado

Para determinar la resistencia nominal requerida, se emplearon las siguientes combinaciones de cargas establecidas en la Norma E-060 del Reglamento Nacional de Edificaciones:

$$1.4 M + 1.7 V$$

$$1.25 (M + V) + S$$

$$1.25 (M + V) - S$$

$$0.90 M + S$$

$$0.90 M - S$$

Dónde:

M: Carga muerta

V: Carga viva

S: Carga de sismo

Además, el Reglamento establece factores de reducción de resistencia en los siguientes casos:

Tabla 25: factores de reducción de resistencia

Solicitud principal	Factor ϕ de Reducción
- 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: Elaboración propia

Resumiendo, para el diseño de elementos estructurales se debe de cumplir que:

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida (U)}$$

$$\text{Resistencia de Diseño} = \phi \text{ Resistencia Nominal}$$

4.2.5. Pre-dimensionamiento

El pre dimensionamiento consiste en dar una dimensión tentativa o definitiva, de acuerdo con ciertos criterios y recomendaciones establecidos basándose en la práctica de muchos ingenieros y a lo estipulado en la Norma Técnica de Edificaciones NTE-060 de Concreto Armado. Luego del análisis de estos elementos se verá si las dimensiones asumidas son convenientes o tendrán que cambiarse para luego pasar al diseño de ellos.

4.2.5.1. Pre-dimensionamiento de vigas peraltadas

Para pre-dimensionar estas vigas, por lo general, se considera como regla práctica usar un peralte del orden del décimo, doceavo o catorceavo de la mayor luz libre entre apoyos. Para el ancho o base de la viga se debe considerar una longitud mayor que 0.3 del peralte, sin que llegue a ser menor de 25 cms. Se recomienda no tener un ancho mayor a 0.5 del peralte, debido a que el ancho es menos importante que el peralte para proporcionar inercia a la viga.

Resumiendo:

$$h \geq \frac{Ln}{10} \quad h \geq \frac{Ln}{12} \quad h \geq \frac{Ln}{14}$$

Donde:

h: Peralte de viga(m.)

Ln: Mayor luz libre entre apoyos (m).

Tabla 26: Pre-dimensionamiento de vigas peraltadas

Descripción			h(m)			b(m)
C.A. Fc=210kg/cm ²	Nombre de viga	Mayor Luz Libre(m)	L/12	L/10	Elegido	<0.45xh
	B1/1-V07	5.34	0.44	0.53	0.60	0.30

4.2.5.2. Pre-dimensionamiento de columnas

Las columnas se dimensionan estimando la carga axial que van a soportar, para columnas rectangulares los efectos de esbeltez son más críticos en la dirección de menor espesor, por lo que se recomienda utilizar columnas con espesores mínimos de 25 cm.

Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a ser principalmente controlados por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

$$\text{Área de la columna interior} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45 * f'_c}$$

Para el mismo tipo de edificios, el pre-dimensionamiento de las columnas con menos carga axial, como es el caso de las exteriores y esquineras se podrá hacer con un área igual a:

$$\text{Área de la columna exterior} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.35 * f'_c}$$

Teniendo en cuenta estos criterios se procede a determinar las dimensiones de la única columna en la edificación:

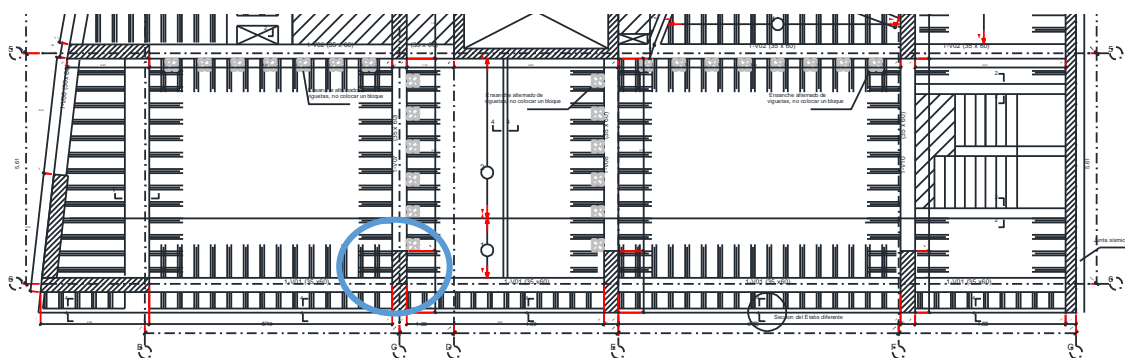


Figura 34: Área tributaria correspondiente a cada columna – Sistema aislado

Primero determinamos la carga de servicio que afecta a la columna en cuestión, y para esto necesitamos conocer el área tributaria, así como la densidad superficial de peso de edificación estimada producto de la experiencia y la cantidad de pisos que sostendrá esta columna.

Columna P3

P (ton) = 364.26
 A calc.(cm²)= 4955.95
 Lado (cm) = 70.40
 Base (cm) = 35.00

A aprox.(cm²) = 5250.00
 A final = 35x150

Columna P1

P (ton) = 448.30
 A calc.(cm²)= 6099.32
 Lado (cm) = 78.10
 Base (cm) = 50.00

A aprox.(cm²) = 7500.00
 A final = 50x150

4.2.5.3. Pre-dimensionamiento de losas

Para pre dimensionar el espesor (h) de las losas aligeradas armadas en un sentido se siguió la Norma E.060 de Concreto Armado, donde se menciona que, para prescindir de la verificación de deflexiones, cuando actúan sobrecargas menores a 300kg/m², se puede utilizar la relación:

$$h \geq l_n / 25$$

Con los valores obtenidos se decide uniformizar el sistema de techos a un espesor de 0.20 m para losas aligeradas.

Tabla 27: Pre-dimensionamiento de losas

Tipo de losa	Dimensiones(m)	Peralte de losa calculado	Peralte de losa colocada
Aligerada	4.80	0.19	0.20

4.2.5.4. Pre-dimensionamiento de cimentación

Consiste en proporcionar dimensiones a la cimentación para que los esfuerzos transmitidos al suelo bajo cargas de servicio sean iguales o menores al admisible por el terreno, y para que, desde el punto de vista del concreto armado, la resistencia de los elementos a flexión, corte y punzonamiento) sea mayor a las solicitaciones ultimas.

Para calcular los esfuerzos en el suelo σ es posible asumir una distribución lineal de presiones o una distribución uniforme.

Para trabajar con una distribución lineal de presiones en el suelo se puede hallar el valor de σ a una distancia y del centro de la zapata para la carga axial P, momento M, área de zapata A, e inercia I de la misma mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_1}{I_y} y \pm \frac{M_2}{I_x} x$$

En el caso de asumir una distribución uniforme se trabaja siguiendo la ecuación de Meyerhoff que considera las dimensiones de la zapata B y

L y la excentricidad e generada por el momento y la carga axial como se muestra:

$$\sigma = \frac{P}{2L\left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

para el dimensionamiento de zapatas aisladas se trabaja con las cargas de gravedad y de sismo, ambas en servicio, que provienen del elemento vertical (columna o placa); además se utiliza, en este caso, la fórmula de Meyerhoff para hallar el valor de la presión actuante en el suelo.

Diseño por corte

Para la presión amplificada ejercida por el suelo en la cimentación (restado el peso de la zapata) se debe definir el peralte de la zapata de modo que el concreto resista por si solo los esfuerzos de corte y punzonamiento.

Se asume que el concreto resiste a fuerza cortante $V_u < \Phi V_c$ producida a una distancia de ambas caras de la columna teniendo en cuenta la ecuación que representa dicha resistencia:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

El valor del peralte efectivo d en el caso de zapatas se toma como $h = 7.00\text{cm}$.

Longitudes de anclaje

La norma E0.60 Concreto Armado especifica longitudes mínimas de anclaje tanto en compresión como en tracción.

Desarrollo de las barras corrugadas sujetas a compresión:

Se verificará que las longitudes de desarrollo L_d , sean mayores a:

$$L_d = \frac{0.08 \times db \times fy}{\sqrt{f'_c}}$$

$$L_d = 0.004 \times db \times fy$$

Para nuestro caso dependiendo de la cuantía y diámetro de refuerzo que proviene de las columnas evaluaremos la longitud de desarrollo por compresión, en nuestro caso los diámetros de varilla que provienen de la columna son de 5/8" por tanto la longitud mínima de anclaje por compresión será de:

$$Ld = \frac{0.08 \times 2.54 \times \frac{5}{8} \times 4200}{\sqrt{210}} = 36.78 \text{ cm}$$

El peralte efectivo tendría que ser de 40 cm y como peralte total aumentamos el recubrimiento que este caso debe ser mínimo 7cm, para nuestro proyecto consideraremos 10cm de recubrimiento.

Por tanto, el peralte final sería 40+10 = 50cm

4.2.6. Análisis sísmico

4.2.6.1. Modelo Estructural

El análisis se ha desarrollado haciendo uso del programa ETABS 15.02.00 elaborado por Computers and Structures Inc. La carga sísmica total se ha calculado tomando el 100% de la Carga Muerta y el 25% de la carga viva (para edificaciones Comunes), tal como lo señala la norma NTE-030 de diseño Sismo resistente.

El análisis sísmico se desarrolló de acuerdo a las indicaciones de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente NTE-030.

Se empleó un modelo espacial con diafragmas rígidos en cada sistema de piso. Como coordenadas dinámicas se consideraron 3 traslaciones y 3 giros. De estos 6 grados de libertad, los desplazamientos horizontales y el giro en la vertical se establecieron dependientes del diafragma. Se consideraron la deformación por fuerza axial, cortante, flexión y torsión.

$$r = 0.25 \sum |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum r_i^2}$$

La Norma NTE-030 señala que al realizar el análisis sísmico empleando el método de superposición espectral se debe considerar como criterio de

superposición el ponderado entre la suma de absolutos y la media cuadrática según se indica en la siguiente ecuación:

Alternativamente se puede utilizar como criterio de superposición la combinación cuadrática completa (CQC). En el presente análisis se utilizó este último criterio.

4.2.6.2. Parámetros para el análisis sísmico

El análisis sísmico se efectuó siguiendo las indicaciones de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente NTE.030 del 2016.

La respuesta sísmica se determinó empleando el método de superposición espectral considerando como criterio la “Combinación Cuadrática Completa”, (CQC) de los efectos individuales de todos los modos.

Parámetros sísmicos

Tal como lo indica la Norma E.030, y de acuerdo a la ubicación de la estructura y las consideraciones de suelo proporcionadas, los parámetros para definir el espectro de diseño fueron:

Zonificación: La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en información geotécnica.

El territorio nacional se encuentra dividido en tres zonas, a cada zona se le asigna un factor Z. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. La zona donde está ubicada la edificación según la zonificación de la norma E-030 es la zona 1 y su factor de zona es 0.45.

Estudios de Sitio: Son estudios similares a los de micro zonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por

las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño.

Condiciones Geotécnicas: Para los efectos de esta norma los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Para efectos de la aplicación de la Norma E-030 de diseño sismo resistente se considera que el perfil de suelo es del tipo (S1), el parámetro T_p asociado con este tipo de suelo es de 0.40 seg., y el factor de amplificación del suelo asociado se considera $S=1.00$.

Factor de amplificación sísmica: De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5x \left(\frac{T_p}{T} \right); C < 2.5$$

Categoría de las edificaciones: Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo a la categoría de uso de la edificación, debido a que la edificación tendrá uso para una comisaria siendo el proyecto: “Edificio Praga” se está considerando para el presente análisis, categoría C ($U=1.00$).

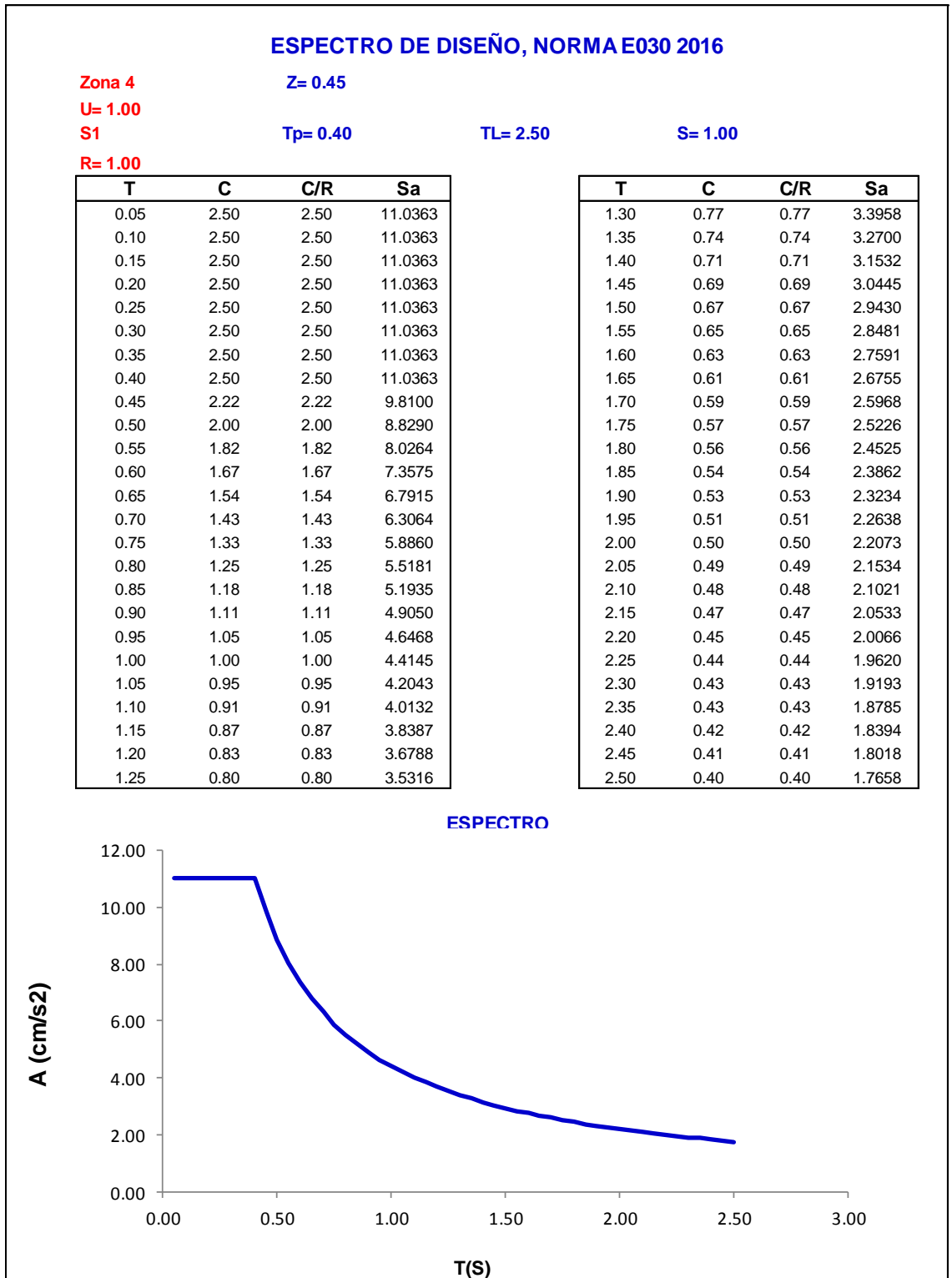
Sistemas estructurales: Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo resistente predominante en cada dirección. Según la clasificación que se haga de una edificación se usara un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R).

Tabla 28: Resumen de sistemas estructurales

Sistema estructural	Estructuración en eje	Factor de reducción
Sistema Aislado	Super estructura	RX =2
		RY =2
	Sub estructura	RX =1
		RY =1

ESPECTRO DE DISEÑO DEL SISTEMA AISLADO

Espectro de diseño de la subestructura



Espectro de diseño de la superestructura

ESPECTRO DE DISEÑO, NORMA E030 2016

Zona 4

Z= 0.45

U= 1.00

S1

TP= 0.40

TL= 2.50

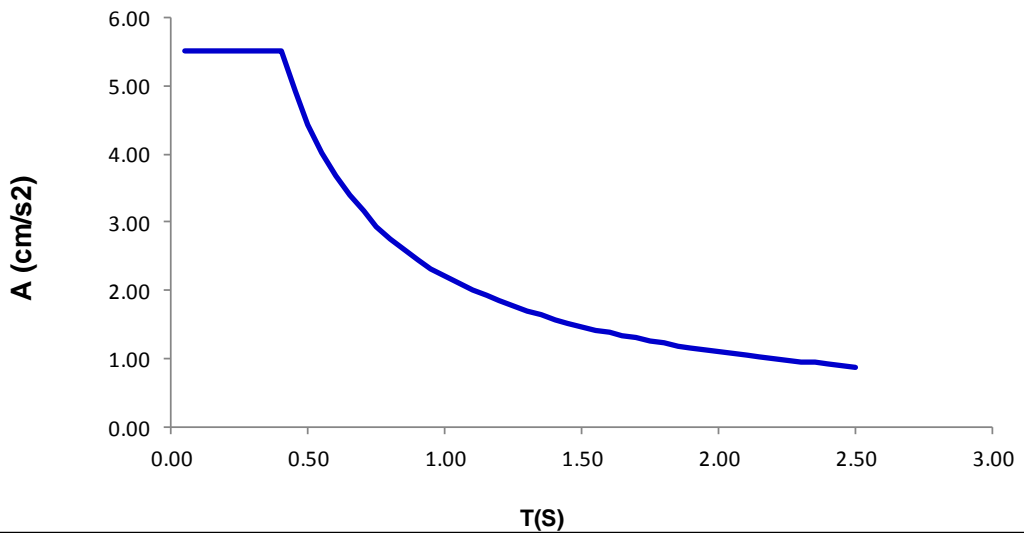
S= 1.00

R= 2.00

T	C	C/R	Sa
0.05	2.50	1.25	5.5181
0.10	2.50	1.25	5.5181
0.15	2.50	1.25	5.5181
0.20	2.50	1.25	5.5181
0.25	2.50	1.25	5.5181
0.30	2.50	1.25	5.5181
0.35	2.50	1.25	5.5181
0.40	2.50	1.25	5.5181
0.45	2.22	1.11	4.9050
0.50	2.00	1.00	4.4145
0.55	1.82	0.91	4.0132
0.60	1.67	0.83	3.6788
0.65	1.54	0.77	3.3958
0.70	1.43	0.71	3.1532
0.75	1.33	0.67	2.9430
0.80	1.25	0.63	2.7591
0.85	1.18	0.59	2.5968
0.90	1.11	0.56	2.4525
0.95	1.05	0.53	2.3234
1.00	1.00	0.50	2.2073
1.05	0.95	0.48	2.1021
1.10	0.91	0.45	2.0066
1.15	0.87	0.43	1.9193
1.20	0.83	0.42	1.8394
1.25	0.80	0.40	1.7658

T	C	C/R	Sa
1.30	0.77	0.38	1.6979
1.35	0.74	0.37	1.6350
1.40	0.71	0.36	1.5766
1.45	0.69	0.34	1.5222
1.50	0.67	0.33	1.4715
1.55	0.65	0.32	1.4240
1.60	0.63	0.31	1.3795
1.65	0.61	0.30	1.3377
1.70	0.59	0.29	1.2984
1.75	0.57	0.29	1.2613
1.80	0.56	0.28	1.2263
1.85	0.54	0.27	1.1931
1.90	0.53	0.26	1.1617
1.95	0.51	0.26	1.1319
2.00	0.50	0.25	1.1036
2.05	0.49	0.24	1.0767
2.10	0.48	0.24	1.0511
2.15	0.47	0.23	1.0266
2.20	0.45	0.23	1.0033
2.25	0.44	0.22	0.9810
2.30	0.43	0.22	0.9597
2.35	0.43	0.21	0.9393
2.40	0.42	0.21	0.9197
2.45	0.41	0.20	0.9009
2.50	0.40	0.20	0.8829

ESPECTRO



4.2.7. Características del sistema de aislamiento.

Nivel de Aislamiento: El proyecto presenta 1 nivel de aislamiento.

Tipo de dispositivo a usar: El sistema de aislamiento diseñado está conformado por aisladores elastoméricos de caucho natural con núcleo de plomo y deslizadores de fricción de PTFE (Politetrafluoretileno).

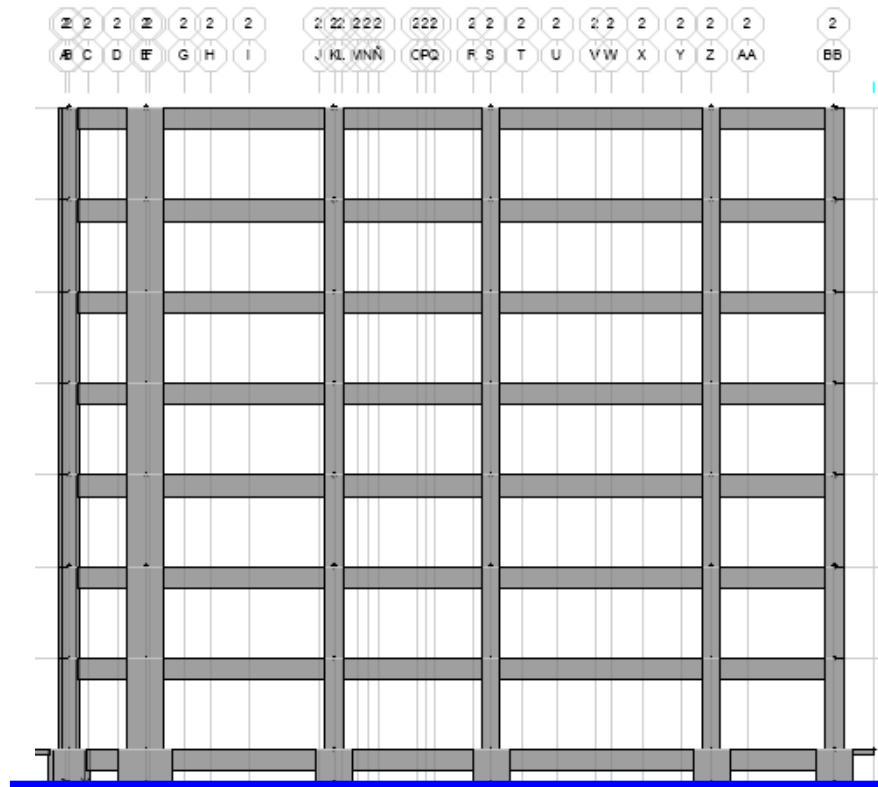


Figura 35: Corte de nivel de Aislamiento (línea azul)

Aisladores: El edificio presenta 16 aisladores tipo elastoméricos de caucho natural con núcleo de plomo de nomenclatura LRB B.

Deslizadores: El sistema está conformado por 9 deslizadores de fricción Slider A.

Tipo	Cantidad
Slider A	9
LRB B	16

4.2.8. Análisis y diseño del sistema de aislamiento

4.2.8.1. Parámetros sísmicos para el diseño

- Zona sísmica (Z): Zona sísmica 4, $Z= 0.45$
- Tipo de suelo: Suelo tipo 1 (S1), $S=1.00$
- $T_p = 0.40$ seg., $T_I = 2.50$ seg.
- Categoría de edificación esencial, $U=1$

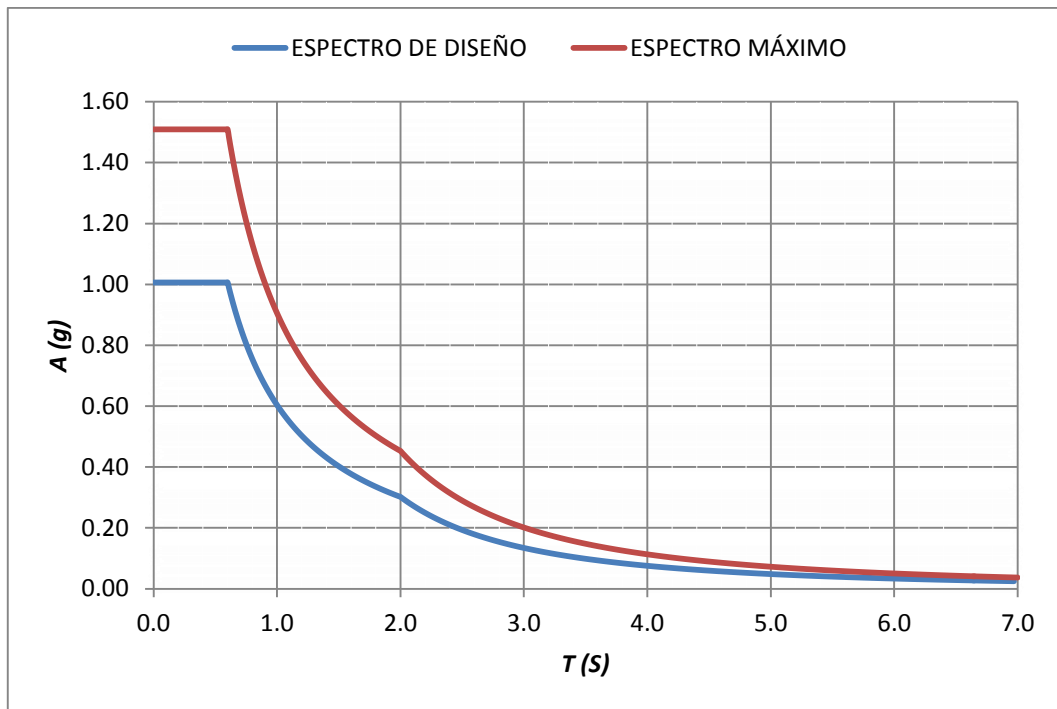


Figura 36: Espectro de Diseño y Espectro Máximo ($R=1$)

4.2.8.2. Procedimiento de diseño

El procedimiento de diseño consiste en un proceso iterativo donde se varían las propiedades dinámicas y geométricas de los aisladores y deslizadores, además de la distribución de los elementos, con la finalidad de llegar al desempeño esperado, (control de derivas de entrepiso, disminuir las aceleraciones de la estructura, reducción de esfuerzos en los elementos estructurales).

Para el análisis y diseño del sistema de aislamiento y el resto de la estructura, se consideran dos sismos, uno que es el sismo de Diseño, y el otro que es el sismo Máximo. La aceleración que presenta el sismo Máximo es 1.5 veces la aceleración del sismo de Diseño, de acuerdo a la norma Americana ASCE/SEI 7-2010.

En primer lugar se establecen el periodo y amortiguamiento objetivo de la estructura aislada, luego se procede a calcular el desplazamiento para los sismos de diseño y sismo máximo, empleando el procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente, dado en el capítulo 17 de la norma Americana ASCE/SEI 7-2010. Se hace uso de las siguientes fórmulas para el cálculo del desplazamiento y desplazamiento total, considerando la excentricidad del sistema de aislamiento.

$$\Delta = \frac{S_a * T^2 * g}{4 * \pi^2 * \beta}$$

Donde:

Δ : Desplazamiento de la estructura aislada.

S_a : Aceleración espectral con 5% de amortiguamiento.

T : Periodo objetivo del sistema de aislamiento.

β : Coeficiente de amortiguamiento, que depende del amortiguamiento objetivo de la estructura aislada. Ver tabla 01

g : Gravedad.

$$\Delta_T = \Delta * \left[1 + y * \frac{12 * e}{(b^2 + d^2)} \right]$$

Donde:

Δ : Desplazamiento de la estructura aislada.

Δ_T : Desplazamiento total de la estructura aislada, considerando excentricidad accidental.

y : Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento más distante.

e : Excentricidad accidental, considerada como el 5% del lado perpendicular al sismo en análisis.

b y d : Dimensiones en planta de la estructura.

Tabla 29: Coeficiente de amortiguamiento.

Amortiguamiento Efectivo B (%)	Coefficiente de amortiguamiento β
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

Luego de obtener los parámetros objetivos iniciales, se procede a calcular los parámetros geométricos y dinámicos de los aisladores, deslizadores y del sistema de aislamiento sísmico.

A continuación, se realiza un análisis dinámico espectral, introduciendo las propiedades dinámicas de aisladores y deslizadores. Los resultados obtenidos tendrán que cubrir las tolerancias máximas de desplazamiento de entrepiso, eliminar torsiones en planta y tracciones en los elementos del sistema de aislamiento.

Al finalizar todo el procedimiento se espera conseguir que los parámetros objetivos planteados iniciales cumplen con el desempeño esperado para la estructura, de no ser así, se plantea otra solución, haciendo variar las propiedades y distribución de los elementos del sistema de aislamiento.

En resumen, para el procedimiento de diseño se realiza lo siguiente:

1. Se asigna a T_m un valor del orden de 2,5 segundos y a B_m uno de 1,35 ($\beta_m = 15\%$).

2. Se calculan D_m y D_{tm}

3. Se halla $K_{m\min}$ empleando la ecuación. $T_d = 2\pi \sqrt{\frac{w/g}{K_{d\min}}}$

4. Se obtiene la carga axial factorada que soportará el aislador P_u .

5. Se calcula el diámetro del aislador D, tomando el mayor entre 1,5 veces D_{tm} y el resultado de dividir P_u entre el máximo esfuerzo axial permisible (8MPa).
6. Se halla la fuerza de fluencia del núcleo de plomo Q dividiendo la energía liberada en un ciclo histerético entre 4 D_{tm}.
7. Se obtiene el diámetro del núcleo de plomo D_l, considerando un esfuerzo de fluencia de 10MPa.
8. Se calcula la altura del aislador sin planchas H_l, suponiendo un 150% de deformación cortante.
9. Se halla la rigidez secundaria K₂ del aislador, tomando un esfuerzo de corte del caucho entre 0,4 a 0,7MPa.
10. Se obtiene una nueva rigidez K_{mmín} a partir de Q, D_{tm} y K₂.
11. Se calculan T_m y B_m
12. Se hallan nuevos valores para D_m y D_{tm}.
13. Se itera con los pasos del 5 al 12 hasta que los valores converjan.
14. Se obtienen D_d y K_d máx.
15. Se calcula V_b empleando la ecuación V_b= K(d_{max}) D_d.
16. Se ejecuta el análisis estructural. De éste se obtiene un desplazamiento máximo D_{tm} y una fuerza P_u, los cuales deberán ser comparados con los encontrados previamente. Si P'_u es menor que P_u y D'_{tm} es menor que D_{tm}. entonces el diseño de los aisladores habrá terminado; en caso contrario, se deben repetir los pasos del 5 al 16 hasta que cumplan tal condición.

Para la realización del análisis lineal en el programa ETABS, es necesario introducir, aparte de la rigidez lateral K_{mmín}, el dato de la rigidez vertical K_v de cada aislador. Ésta se calcula con la siguiente fórmula:

Donde:

$$D_m = \frac{g S_{m1} T_m}{4\pi^2 B_m}$$

G = Módulo de corte del caucho. Se supone entre 0,38 MPa a 0,70 MPa.

S = Factor de forma, que resulta de dividir el diámetro del aislador D entre cuatro veces el espesor de una lámina de caucho t .

K = Módulo de compresibilidad del caucho, el cual se considera igual a 2000 MPa.

Se entiende entonces que se asigna un valor de antemano a K_v , que luego se debe verificar con las dimensiones D , H_I y t bien definidas.

4.2.8.3. Parámetros iniciales de la estructura aislada

Parámetros objetivos

- Periodo objetivo Sismo de Diseño: $T_D = 2.6$ seg.
- Amortiguamiento objetivo Sismo de Diseño: $B_D = 27.40\%$
- Periodo objetivo Sismo Máximo: $T_M = 2.85$ seg.
- Amortiguamiento objetivo Sismo Máximo: $B_M = 20.23\%$

Desplazamientos

- Desplazamiento de Diseño (DD): $DD = 170$ mm
- Desplazamiento total de Diseño (DTD): $DTD = 185$ mm
- Desplazamiento Máximo (DM): $DM = 280$ mm
- Desplazamiento Máximo Total (DTM): $DTM = 303$ mm

Los resultados de desplazamiento son obtenidos del análisis dinámico espectral.

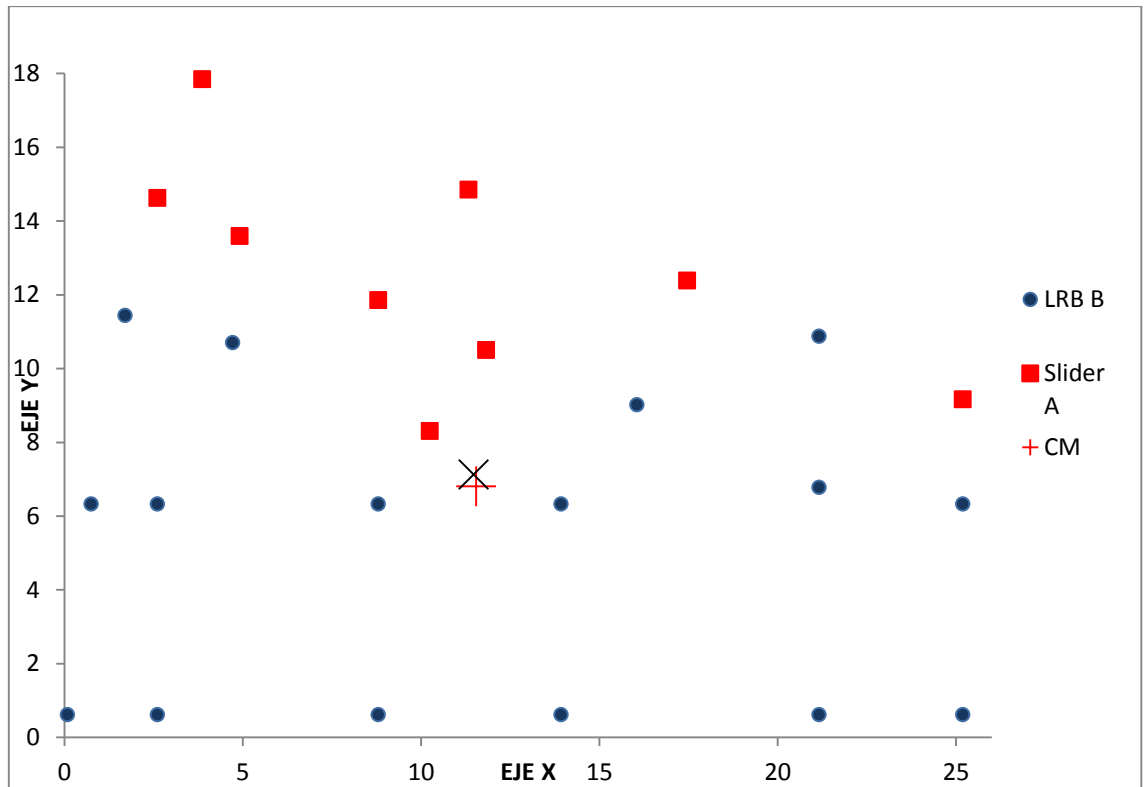


Figura 37: Esquema de distribución de Aisladores y deslizadores

4.2.9. Propiedades geométricas y dinámicas de aisladores

Las propiedades de los aisladores son valores que cambian de acuerdo a los ciclos de iteración en el proceso de diseño. En las siguientes imágenes se muestran los detalles de un aislador sísmico.

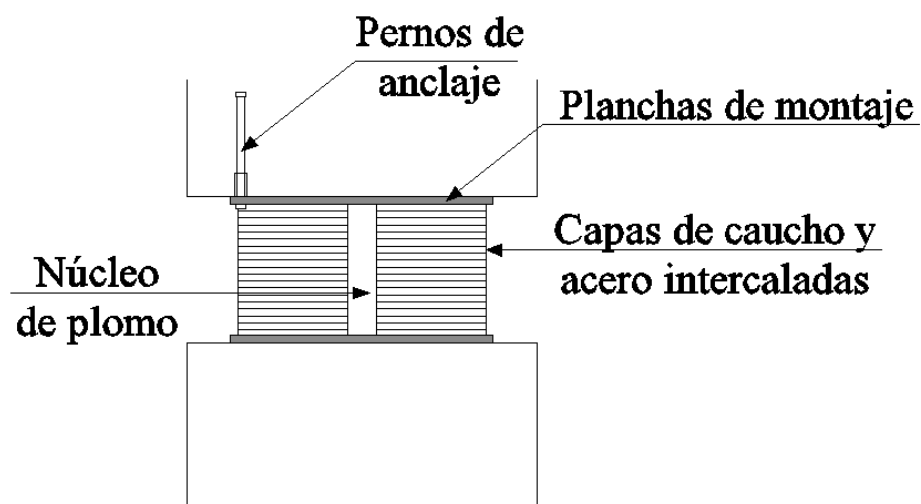


Figura 38: Partes de un Aislador sísmico

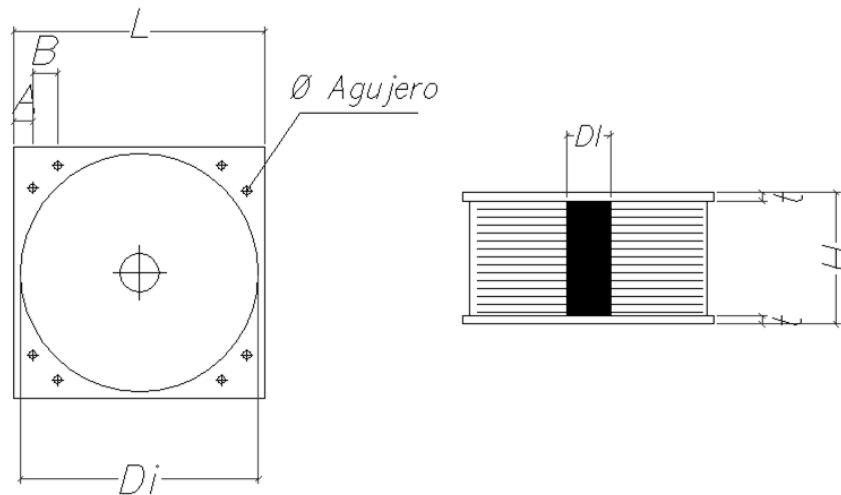


Figura 39: Propiedades geométricas del Aislador

4.2.9.1. Propiedades geométricas

Diámetro del aislador

El diámetro de los aisladores sísmicos depende de la carga axial que soportará, tanto para el estado de desplazamiento cero como para el desplazamiento total máximo.

El diámetro asumido después de las iteraciones realizadas es:

Tipo	Diámetro (m)
LRB B	0.64

Altura del aislador

El aislador sísmico, de tipo elastomérico, presenta capas de caucho con acero, intercalados, como se presentó en imágenes anteriores. Para el cálculo de las propiedades dinámicas del aislador se hace uso de la altura solo del caucho.

La altura asumida después de las iteraciones realizadas es:

Tipo	Altura solo caucho (m)
LRB B	0.175

Diámetro de plomo

El diámetro de plomo aporta amortiguamiento y rigidez al aislador y a todo el sistema de aislamiento, permitiendo así el retorno de la estructura a su estado normal después de un evento sísmico. Este parámetro varía de acuerdo a las propiedades dinámicas a las que se deseen llegar. El núcleo de plomo debe ser mayor al 15% del diámetro del aislador, esto para que el núcleo se deforme solo por corte y pueda desarrollar su fluencia sin fallar.

El diámetro de plomo asumido para el aislador después de las iteraciones realizadas es:

Tipo	Diámetro de plomo (cm)
LRB B	0.08

4.2.9.2. Propiedades dinámicas

a. Aisladores

Las propiedades dinámicas del aislador LRB se pueden mostrar en el gráfico de comportamiento debido a fuerza-desplazamiento.

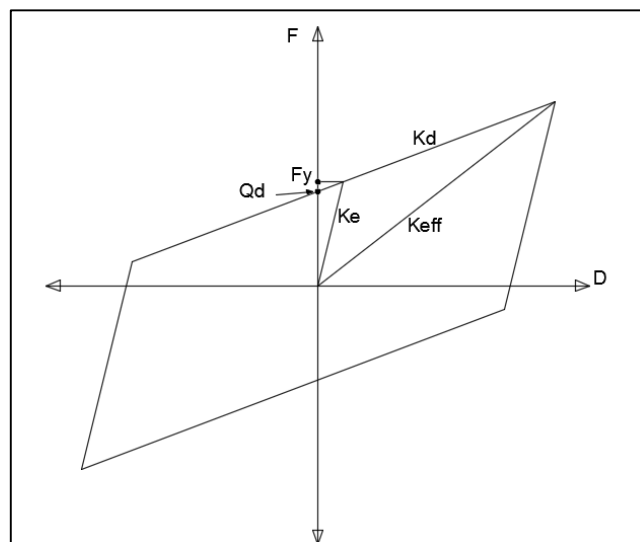


Figura 40: Propiedades geométricas del Aislador

Rigidez pos-fluencia (kd)

Rigidez que aporta el caucho del aislador, presente para desplazamientos mayores a Dy (desplazamiento de fluencia).

$$K_d = \frac{G * A_e}{hc}$$

Donde:

Kd: Rigidez pos-fluencia.

G: Modulo de corte del caucho natural, puede variar entre 45-125 psi. En el proyecto se tomó 38.75 tn/m².

Ae: Área en planta del caucho.

hc: Altura total del caucho.

Obteniéndose:

Tipo	<i>K_d tn/m</i>
LRB B	76.50

Rigidez inicial (ke)

Rigidez presente para desplazamiento menores al de fluencia (Dy)

$$K_e = 10 * K_d$$

Tipo	<i>K_e tn/m</i>
LRB B	764.95

Fuerza de histéresis (qd)

Valor de fuerza que interseca a la curva del loop histeretico al eje de ordenadas.

$$Q_d = \sigma_y * A_p$$

Donde:

Qd: Fuerza histeretica

σ_y : Esfuerzo de fluencia del plomo, puede variar entre 670-1510 tn/m².
Para este proyecto se usó 810 tn/m².

Ap: Área de corte del plomo.

Obteniéndose:

Tipo	Q_d tn
LRB B	4.07

Fuerza de fluencia (f_y)

Fuerza máxima que presenta el aislador para un estado de rigidez inicial.

$$F_y = \frac{Q_d * K_e}{K_e - K_d}$$

Obteniéndose:

Tipo	F_y tn
LRB B	4.53

Desplazamiento de fluencia (Δ_y)

Desplazamiento máximo al estado de rigidez inicial.

$$\Delta_y = \frac{F_y}{K_e}$$

Obteniéndose:

Tipo	Δ_y m
LRB B	0.006

Rigidez efectiva (k_{eff})

Rigidez resultante para el loop histeretico.

$$K_{eff} = \frac{F_{max}}{\Delta} = \frac{Q_d + K_d * \Delta}{\Delta}$$

Donde:

Fmax: Fuerza para el máximo desplazamiento.

Δ : Desplazamiento del sistema estructural que varía de acuerdo al sismo en análisis, toma valores para sismo de diseño y sismo máximo.

Obteniéndose:

Tipo	$K_{effD} \text{tn/m}$	$K_{effM} \text{tn/m}$
LRB B	100.76	91.27

Energía disipada por ciclo (edc)

Calculado como el área del loop histeretico, para el desplazamiento de diseño y máximo.

$$EDC = 4 * Q_d * (\Delta - \Delta_Y)$$

Obteniéndose:

Tipo	$EDC - D \text{ tn. m}$	$EDC - M \text{ tn. m}$
LRB B	2.64	4.40

Amortiguamiento efectivo

Amortiguamiento del aislador sísmico, obtenido para sismo máximo y diseño.

$$\beta_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{EDC}{K_{eff} * \Delta^2} \right)$$

Obteniéndose:

Tipo	$\beta_{effD} \%$	$\beta_{effM} \%$
LRB B	15	10

Cargas de gravedad en servicio y máxima en los aisladores:

Dispositivo	CM (ton)	CV (ton)	M=CM+50%CV	Pmax (ton)
Slider A	103.84	15.57	111.63	286.97
Slider A	69.40	13.84	76.32	204.92
LRB B	107.99	23.93	119.95	291.39
LRB B	137.27	28.72	151.64	321.32
LRB B	112.44	19.96	122.42	257.10
Slider A	98.46	15.25	106.09	252.94
LRB B	143.05	35.83	160.97	287.85
LRB B	199.13	59.06	228.65	386.45
LRB B	217.65	67.62	251.46	420.66
LRB B	189.52	56.24	217.64	389.18
LRB B	136.31	34.23	153.43	297.29
LRB B	161.25	51.41	186.95	305.20
LRB B	90.18	23.92	102.14	184.25
LRB B	156.02	39.52	175.78	303.69
LRB B	148.18	46.32	171.34	262.46
Slider A	117.70	31.85	133.62	222.75
LRB B	107.51	25.04	120.03	227.35
Slider A	83.14	18.04	92.16	177.93
Slider A	108.65	24.99	121.15	202.75
Slider A	53.25	8.00	57.25	111.55
Slider A	117.67	28.29	131.81	243.47
Slider A	119.56	21.83	130.47	221.01
LRB B	98.39	19.89	108.33	225.93
LRB B	143.31	38.93	162.77	253.24
LRB B	205.64	61.97	236.62	356.60

Capacidad axial del aislador sísmico

Se calcula el factor de seguridad del aislador cuando está en deformación cero y también para deformación Total máxima (DTM).

Capacidad por volteo

$$P_{crit} = \frac{\pi}{\sqrt{8}} * G * S * \frac{B}{T_r} * A_r / FS$$

Donde:

P_{crit} : Carga axial máxima a soportar por pandeo crítico.

G: Modulo de corte del caucho natural.

S: Factor de forma del aislador.

B: Diámetro efectivo del aislador, sin cobertura de caucho.

A_r : Área efectiva del aislador, sin considera la cobertura exterior de caucho. Esta es un área reducida por efecto de la deformación.

T_r : Altura total del caucho.

FS=3 para condiciones sin deformar e igual a 1.1 para DTM.

El área efectiva debe ser calculada como:

$$A_r = \frac{B^2}{4} (\delta - \sin \delta)$$

$$\delta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{d_t}{B} \right)$$

Donde B es el diámetro efectivo y d_t es el desplazamiento total Máximo (DTM).

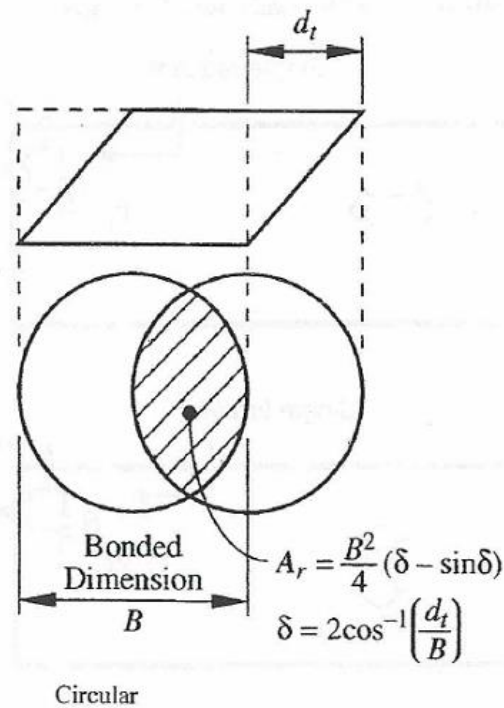


Figura 41: Vista en planta y elevación de la reducción del área del aislador debido a DTM

Factor de Forma (S)

$$S = \frac{\frac{\pi}{4} * (B^2 - Dp^2)}{\pi * B * t_i}$$

Reducción de área del aislador a condición deformada

Cuando el aislador se deforma el área que recibe la carga axial se reduce, esta reducción depende del diámetro del aislador y de la deformación a la que será sometido. Para efectos de verificación del porcentaje de reducción se puede usar la siguiente formula:

$$R(\Delta) = 2 * \frac{B^2 * \text{Arcsen} \left(\frac{\sqrt{B^2 - \Delta^2}}{B} \right) - \Delta * \sqrt{B^2 - \Delta^2}}{\pi * B^2}$$

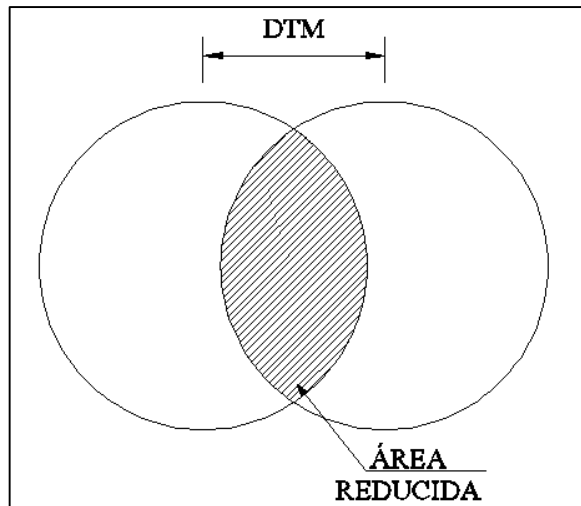


Figura 41: Vista en planta de la reducción del área del aislador debido a DTM

Capacidad por deformación por compresión

El aislador presenta 3 deformaciones

- Deformación por corte

$$\gamma_{\Delta} = \frac{\Delta}{T_r}$$

Esta deformación deberá ser limitada a 250%, para evitar la concentración de deformaciones por corte.

- Deformación angular

$$\gamma_{\theta} = \frac{0.375^2 * \theta}{t_i * T_r}$$

Donde:

θ : Deformación angular

T_r : Altura total del caucho (N* t_i)

- Deformación por compresión

$$\gamma_c = \frac{6 * P_c * G * S * R}{E_c * A_b}$$

Donde:

E_c : Módulo de compresión del aislador

- Módulo de compresión del aislador

$$E_c = E_0(1 + 2 * 0.85 * S^2)$$

$$E_0 = 4 * G$$

Para los 3 diferentes niveles de deformaciones se deben cumplir:

$$\gamma_{\Delta} + 0.5 * \gamma_{\theta} + \gamma_C \leq 6.0$$

Se considera que el caucho natural tiene una deformación máxima de rotura de 600% como mínimo.

Para verificar la capacidad axial se consideran los siguientes factores de seguridad:

$$FS_{\Delta=0} = 3.00$$

$$FS_{\min_{\Delta=DTM}} = 1.10$$

Verificación para desplazamiento cero (0.00 m)

Se consideró:

$$N=25$$

$$t_i=0.007 \text{ m}$$

$$S=22.15$$

$$B=0.63 \text{ m}$$

$$\theta = 0.0 \text{ rad}$$

$$R=1$$

Tipo	Cap. Volt. (ton)	Cap. Comp. (ton)	Cap. Perm. (ton)	P max. (ton)	Fs	Condición $Fs \geq 3.0$
LRB B	1169	1989	1169	260	4.5	OK

Verificación para desplazamiento total máximo (dtm)

Se consideró:

Tipo	Ar(m2)	Θ (rad)	DTM (m)	Cap. Volt. (ton)	P max. (ton)	Fs	Condición Fs ≥ 1.1
LRB B	0.13	0.003	0.303	481	421	1.14	OK

b. Deslizadores

Los deslizadores (Slider A) son elementos que acompañan el movimiento de los aisladores, su desplazamiento es similar al de los aisladores.

Los deslizadores de fricción simple están conformados por dos partes, una plancha de acero liso y un teflón de PTFE (Politetrafluoretileno), estos se deslizan entre si durante el movimiento sísmico disipando energía a través del calor originado por la fricción.

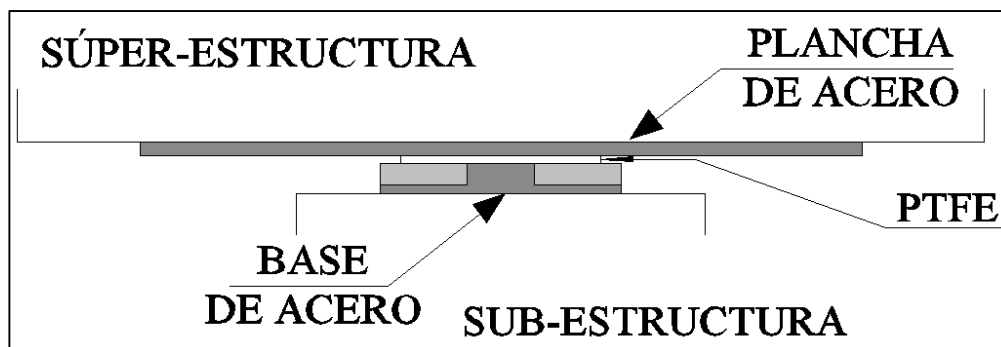


Figura 42: Deslizador de fricción

Su comportamiento depende de su coeficiente de fricción que presenta el material, en este caso PTFE y no caucho. No presenta rigidez secundaria ni rigidez inicial solo rigidez efectiva.

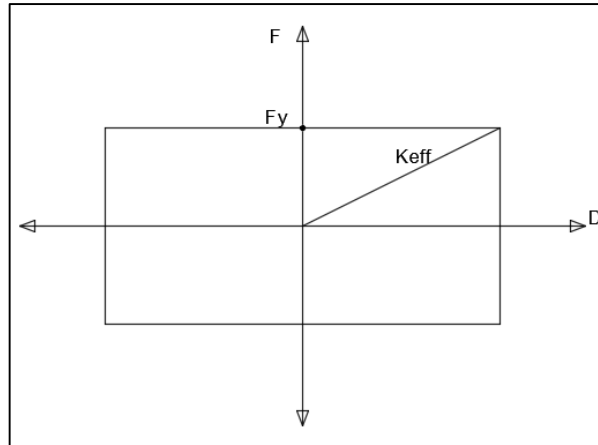


Figura 43: Comportamiento Histerético de deslizadores PTFE (Slider A)

Fuerza de “fluencia” f_y

Define la curva de Histeresis

$$F_y = \mu * N$$

Donde:

μ : Coeficiente de fricción.

N : Fuerza normal en el deslizador, promedio de CM+0.5CV.

Tipo	Slider A
μ	0.098
N (ton)	106.7
F_y (ton)	10.5

Rigidez efectiva

Rigidez evaluada para sismo máximo y de diseño

$$K_{eff} = \frac{\mu * N}{\Delta}$$

Tipo	Slider A
K eff D (ton/m)	62.3
K eff M (ton/m)	37.9

Amortiguamiento efectivo

Amortiguamiento aportado al sistema de aislamiento, evaluado para sismo máximo y de diseño.

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} - \left(\frac{\mu * N}{\pi * \Delta * K_e} \right)$$

$$\beta_{effD} = 64\%$$

$$\beta_{effM} = 64\%$$

4.2.9.3. Propiedades dinámicas del sistema de aislamiento

Rigidez efectiva

Suma del aporte de cada elemento

$$\Sigma(K_{effD}) = 2173 \text{ tn/m}$$

$$\Sigma(K_{effM}) = 1801 \text{ tn/m}$$

Amortiguamiento efectivo

Cuenta el aporte de los elementos en amortiguamiento.

$$\beta_{effD} = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{EDC_T}{\Sigma K_{effD} * \Delta^2} \right)$$

$$\beta_{effD} = 27.40 \%$$

$$\beta_{effM} = 20.23 \%$$

4.2.9.4. Análisis dinámico

Se realizó un análisis dinámico espectral haciendo uso del programa Etabs 9.7.4, se introdujo el espectro de diseño (ver Figura 46), se aplicó casos de sismo en las 2 direcciones principales, en cada caso se consideró el 100% en la dirección principal y el 30% en la dirección secundaria.

Figura 44: Definición del caso de carga de sismo.

Para el análisis lineal dinámico espectral se introducen los valores de rigidez efectiva y el coeficiente de amortiguamiento del aislador y deslizador.

Para el cálculo del coeficiente de amortiguamiento horizontal se usa la siguiente formula:

$$C = \frac{EDC * T}{2\pi^2 * D^2}$$

Donde:

EDC: Energía disipada por ciclo

T: Periodo objetivo de la estructura.

D: Desplazamiento del sistema de aislamiento.

Aislador LRB B		
	Sismo Diseño	Sismo Máximo
C (tn.seg/m)	12.34	8.35
Deslizador Slider A		
	Sismo Diseño	Sismo Máximo
C (tn.seg/m)	32.8	21.9

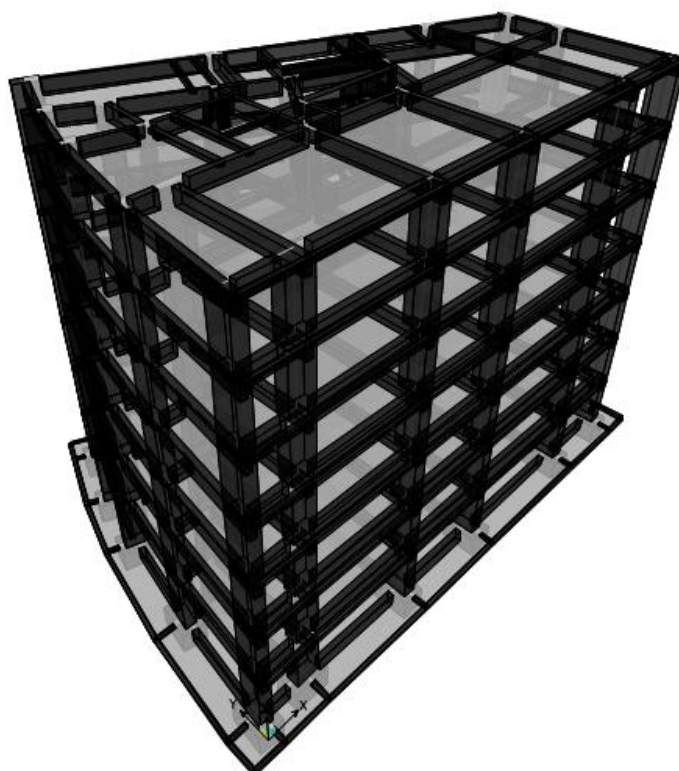


Figura 45: Vista en 3D del modelo matemático – Sistema aislado

4.2.9.5. Modo fundamental

La suma de las masas participativas de los 3 primeros modos fundamentales es mayor a 90%, lo cual indica que ante un evento sísmico la estructura tendrá un movimiento traslacional y no rotacional.

A continuación, se presentan las relaciones de masas participativas de los principales modos de vibración para cada bloque con las propiedades de los dispositivos a sismo de diseño.

$T=2.27$ seg.

Tabla 30: Periodos de las estructuras aisladas en sismo de diseño.

Modo	Periodo (seg)	Masa participativa en X (%)	Masa participativa en Y (%)
1	2.55	73.8	20.5
2	2.53	19.6	79.3
3	2.37	6.4	0.03
Suma		93.4	99.8

4.2.9.6. Resultados finales

Las propiedades dinámicas finales para los aisladores y deslizadores son las siguientes:

Tabla 31: Propiedades dinámicas de los dispositivos

TIPO	CANTIDAD	1.25CM+1.25 CV+CSM (tn)	SISMO DE DISEÑO		SISMO MÁXIMO	
			Keff (tn/m)	B eff (%)	Keff (tn/m)	B eff (%)
Slider A	9	287	62.31	64	37.93	64
LRB B	16	421	100.76	15	91.27	8.35

Tabla 32: Derivas de entrepiso a sismo de diseño

PISO	X-X (‰)	Y-Y (‰)
7	0.4	0.7
6	0.8	0.7
5	1.0	0.9
4	1.2	1.2
3	1.5	1.4
2	1.6	1.5
1	2.2	1.6

Tabla 33: Aceleraciones espectrales de entrepiso a sismo de diseño

PISO	X-X (g)	Y-Y (g)
7	0.12	0.11
6	0.11	0.11
5	0.11	0.10
4	0.10	0.10
3	0.10	0.10
2	0.10	0.10
1	0.10	0.10

4.2.10. Diseño de losas

Cuando se requiere salvar luces mayores a 6 metros, o cuando se requiere de mayor rigidez en un diafragma, el uso de losas macizas es eficiente y económico.

La Norma E.060 especifica dos métodos para analizar losas armadas en dos direcciones: el método directo y el método de los coeficientes, los cuales son muy útiles para analizar losas rectangulares.

En nuestro caso analizaremos las losas con el método de elementos finitos FEM, ya que el edificio presenta losas de formas regulares pero extensas. Este análisis será asistido por un computador, mediante el programa SAP2000. Al igual que en losas aligeradas, la combinación de cargas más crítica en las losas macizas será 1.4CM+1.7CV, se calcula la carga última repartida y se la asigna al modelo. Los resultados se obtienen por metro de ancho, se analizan las fuerzas cortantes y momentos máximos.

Diseño por flexión

Para el cálculo del refuerzo por flexión se consideran secciones de un metro de ancho ($b=100$

cm), y se procede de forma similar que con los aligerados, usando las tablas de diseño con las siguientes variables:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} \quad \rightarrow \quad \rho \quad A_s = \rho bd$$

Una vez calculada el área de acero requerida por metro de ancho A_s , se elige un diámetro para el refuerzo y usando el área de la barra A_b se calcula el espaciamiento, así:

$$S = \frac{A_b}{A_s}$$

Debido a que la sección bruta de una losa maciza es considerable, el control de los cambios

Volumétricos del concreto es muy importante. Según la Tabla 6.4.1, la cuantía mínima por contracción y temperatura en losas macizas es de 0.0018. Por lo tanto, el acero mínimo para losas macizas se calcula como sigue.

Donde b es el ancho de la sección considerada, y h es el peralte de la losa. Normalmente este refuerzo se distribuye en las dos caras de la losa, dependiendo de su peralte. Es conveniente considerar estas dos mallas como refuerzo base, y colocar bastones donde se requiera mayor cantidad de refuerzo por flexión.

La Norma E.060 en sus artículos 9.7.3 y 9.8.1, indica que en losas macizas, tanto para el refuerzo por contracción y temperatura, como para el refuerzo por flexión, el espaciamiento de las barras no debe extenderse más de 3 veces el peralte de la losa, ni más de 40 cm.

El área de acero máxima viene dada por el límite de 75% de la cuantía balanceada, especificado en la Norma E.060, artículo 10.3.4, con el fin de evitar fallas frágiles en los elementos. Al igual que en aligerados el área de acero máximo es del orden del 1.59% de bd .

Diseño por corte

El diseño es similar que en los aligerados, ya que las losas macizas tampoco cuentan con refuerzo por corte. La diferencia está que para losas macizas, la Norma E.060 no especifica el incremento del 10% que se usa en los aligerados. Por lo tanto tenemos:

Se deberá comprobar que la resistencia al corte de la sección $\emptyset V_c$ sea mayor que la resistencia requerida V_u , hallada a una distancia “ d ” medida desde la cara de los apoyos.

Diseño de losa solida

Diseño de losa solida del edificio del 1er encofrado piso técnico ubicado entre los ejes 55-66 y ejes EE-FF.

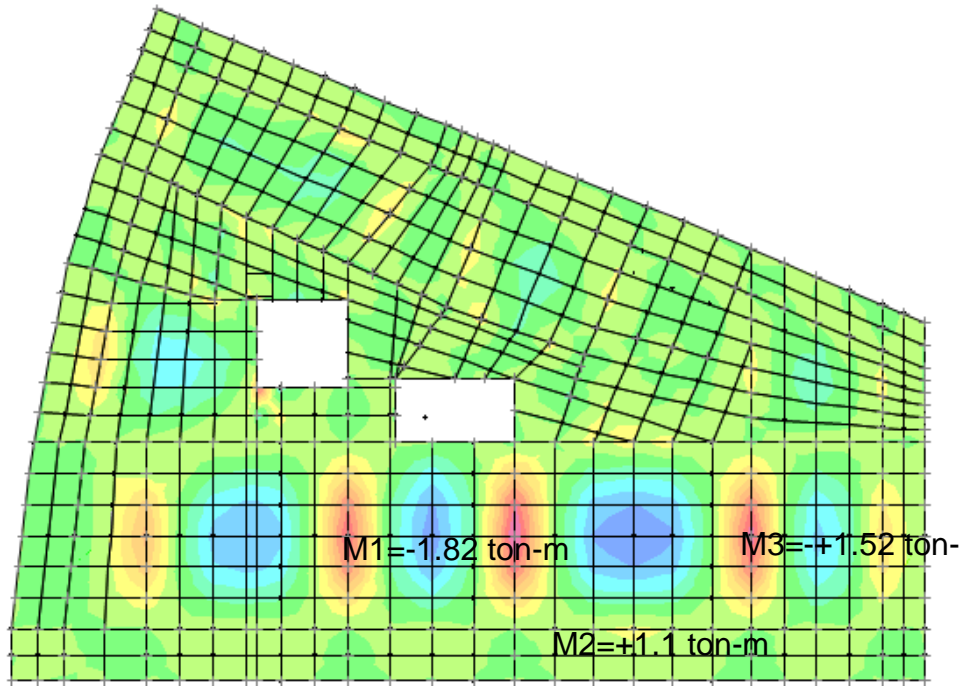


Figura 46: Momentos flectores en la dirección 1-1 de la envolvente de diseño

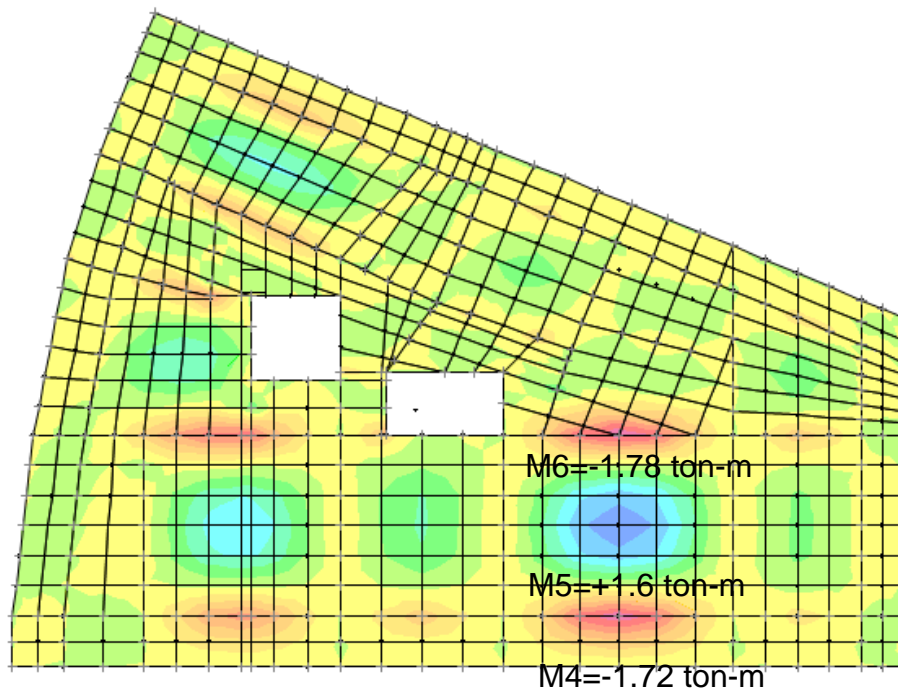


Figura 47: Momentos flectores en la dirección 2-2 de la envolvente de diseño

Máximo momento absoluto positivo (M1) = -1.82 ton-m

Cuantía colocada: Ø3/8" @.30 acero corrido

Máximo momento absoluto positivo (M2) = +1.1 ton-m

Cuantía colocada: $\varnothing 3/8'' @ .30$ acero corrido

Máximo momento absoluto negativo (M3) = +1.52 ton-m

Cuantía colocada: $\varnothing 3/8'' @ .30$ acero corrido

Máximo momento absoluto negativo (M4) = -1.72 ton-m

Cuantía colocada: $\varnothing 3/8'' @ .30$ acero corrido

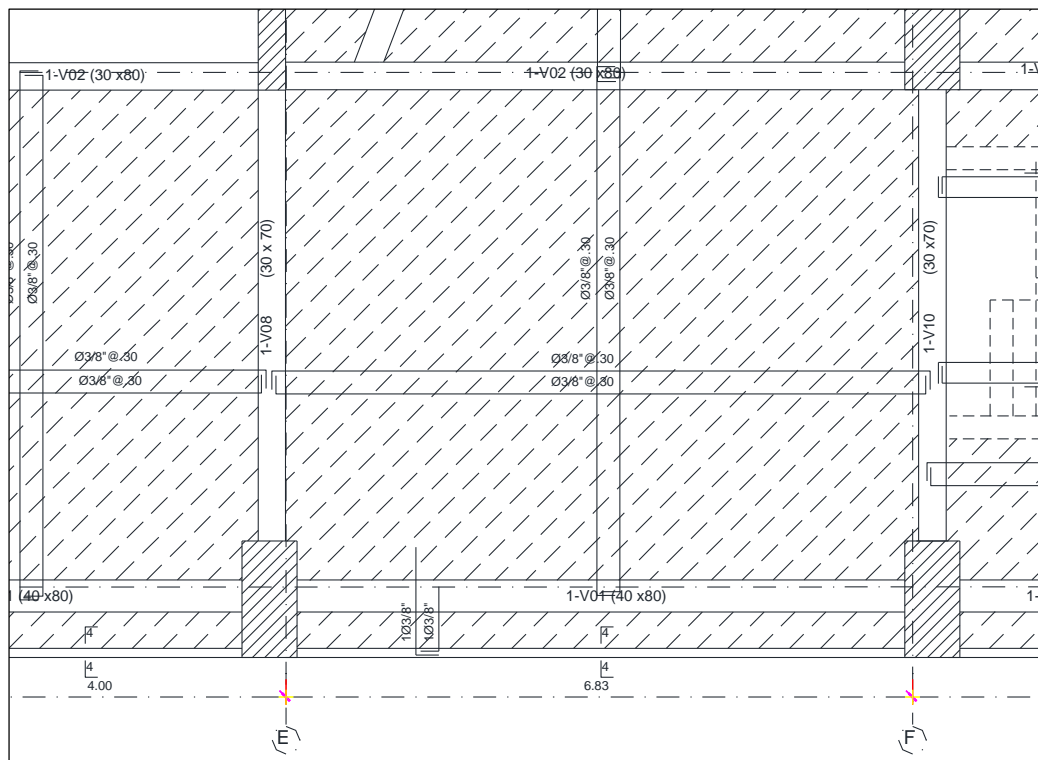
Máximo momento absoluto positivo (M5) = +1.6 ton-m

Cuantía colocada: $\varnothing 3/8'' @ .30$ acero corrido

Máximo momento absoluto positivo (M6) = -1.78 ton-m

Cuantía colocada: $\varnothing 3/8'' @ .30$ acero corrido

Distribución de refuerzos sobre la losa solid del piso técnico



4.2.11. Diseño de vigas

El concepto de diseño utilizado es conocido como diseño a la rotura que selecciona las dimensiones de las secciones de concreto y la cantidad de refuerzo, de manera que la resistencia sea adecuada para

sostener fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de cargas, considerablemente mayores que las que se espera actúen realmente durante el servicio normal.

Diseño por flexión

Se diseñará siguiendo el procedimiento de diseño para secciones rectangulares. Para calcular el área de acero (A_s) se seguirá el siguiente procedimiento:

$$K_u = \frac{M_u}{bxd^2}$$

$$C = \frac{K_u}{\phi \times f'_c}$$

$$W = \frac{\sqrt{1 - 4 \times 0.59 \times C}}{2 \times 0.59}$$

$$p = \frac{W \times f'_c}{f_y}$$

$$A_s(\text{cm}^2) = p \times b \times d$$

Donde:

M_u = Momento último.

b = ancho de la viga definido en el predimensionamiento.

d = ($d = h - 4$ cm) para vigas peraltadas; ($d = h - 2.5$ cm) para vigas chatas

$\phi = 0.9$ (Por ser por flexión)

ρ = cuantía de acero necesaria para soportar el momento flector último

$f'_c = 210$ Kg/cm²

$f_y = 4200$ Kg/cm²

Las cantidades de acero máximo y mínimo son las siguientes:

$$A_s \text{ mínimo} = (0.70 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.70 \times \sqrt{210} \times b \times d) / f_y = 0.00279 b d$$

As máximo = $0.75 \cdot A_s b = 0.0159 b d$ (Equivalente a decir que $K_u > 49$)

Las vigas están diseñadas para que tengan una falla dúctil que es provocada por la fluencia del acero, se presenta en forma gradual y está precedida por signos visibles de peligro como por ejemplo el ensanchamiento y alargamiento de grietas y el aumento notorio de deflexiones, comportamiento que difiere significativamente de una falla frágil, la cual implica una falla iniciada por el aplastamiento del concreto, la cual es casi explosiva y ocurre sin ningún aviso.

Si, en los resultados del análisis estructural por cargas de gravedad, se notará que en los apoyos extremos los momentos son prácticamente nulos, para el diseño se considerará que existe un momento negativo igual a " $w_u L_n^2/24$ " en estos puntos.

Diseño por corte para vigas sismorresistentes

Cuando las vigas no resisten cargas de sismo, vigas chatas o vigas peraltadas no sísmicas, la fuerza cortante última se calcula del diagrama de fuerzas cortantes, pero si las vigas son sismorresistentes se tendrá especial cuidado, para provocar la falla dúctil. Esto se logra dando mayor resistencia al corte que a la flexión. Para cumplir con este objetivo, se calcula la fuerza cortante última (V_u) mediante la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n , momentos nominales) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas permanentes. Entonces, la expresión a usar será:

$$V_u = V_u \text{ estatico} + \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n}$$

" M_{ni} " y " M_{nd} " son los momentos nominales a flexión reales del elemento en los extremos izquierdo y derecho, respectivamente; " l_n " es la distancia de la luz libre del tramo de viga.

Se diseñará siguiendo el procedimiento de diseño para secciones rectangulares. Para calcular el espaciamiento de los estribos se seguirá el siguiente procedimiento:

Vu a "d" cara

$$V_c = 0.53x\sqrt{f_cxbxd} \text{ (Ton)}$$

$$\frac{V_u}{\Phi}$$

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

$$S(\text{cm}) = \frac{A_v x f_y x d}{V_s}$$

Donde:

$$\Phi = 0.85 \text{ (Por ser por Corte)}$$

$$A_v = \text{Área total de estribos (comúnmente utilizados 2 estribos de } 3/8" = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2)$$

V_c = Resistencia al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia al cortante proporcionado por refuerzo.

Verificando que la Resistencia al cortante proporcionado por refuerzo sea menor a:

$$V_s \text{ max} = 2.1 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_s < V_s \text{ max}$$

Se debe verificar los requisitos especiales para elementos sismorresistentes a flexión que exige la norma y asegure un comportamiento dúctil. Se requiere tener una zona de confinamiento igual a dos veces el peralte del elemento ($2 \times h$). En esta zona el espaciamiento máximo será el menor valor de los siguientes:

$$S < d/4$$

$$S < 8db$$

$$S < 30 \text{ cm}$$

$$S < 30 \text{ cm}$$

Donde:

d = peralte efectivo, ($d = h - 4 \text{ cm}$) para vigas peraltadas.

db = Menor valor del diámetro de barra

Notar que se escoge el menor valor de espaciamiento entre los tres señalados por la norma y el hallado por los cálculos.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será:

$$S = 0.5 * d$$

Para el diseño final se colocará el primer estribo a 5cm de la cara y el resto según lo calculado.

A continuación, se muestra el diseño de vigas tanto del nivel de aislación como de la superestructura:

Diseño de vigas del primer piso

Para una rápida verificación con los planos se hace referencia la numeración de lámina, el nivel de piso y la ubicación de vigas diseñadas con respecto a los ejes estructurales.

Referencia:

Vigas piso técnico PT-V02 (30x70).

Vigas ubicadas entre los ejes estructurales B y C alineada al eje estructural 5 (estas vigas son paralelas al eje de análisis X-X).

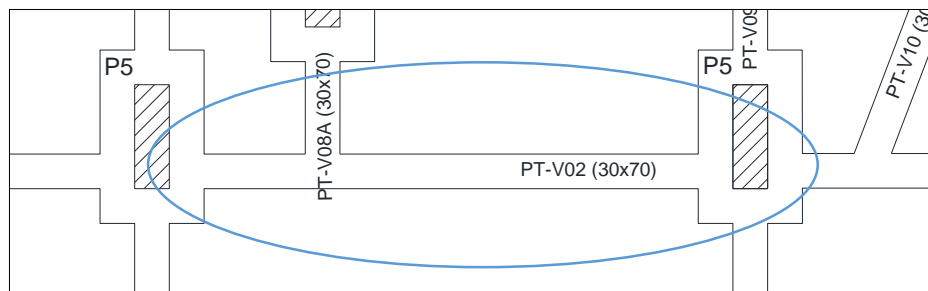


Figura 48: Planta de encofrado de con tramos de vigas a diseñar

Vigas con peralte de 60cm.

Vigas con ancho de 30cm.

Esfuerzo de fluencia del acero corrugado 4200.00kg/cm².

Análisis:

Se considera para la lectura de resultados las combinaciones de diseño estipuladas en la norma E.060 Concreto armado.

Se considera un factor de reducción $R=2.00$.

Resultados para diseño por flexión

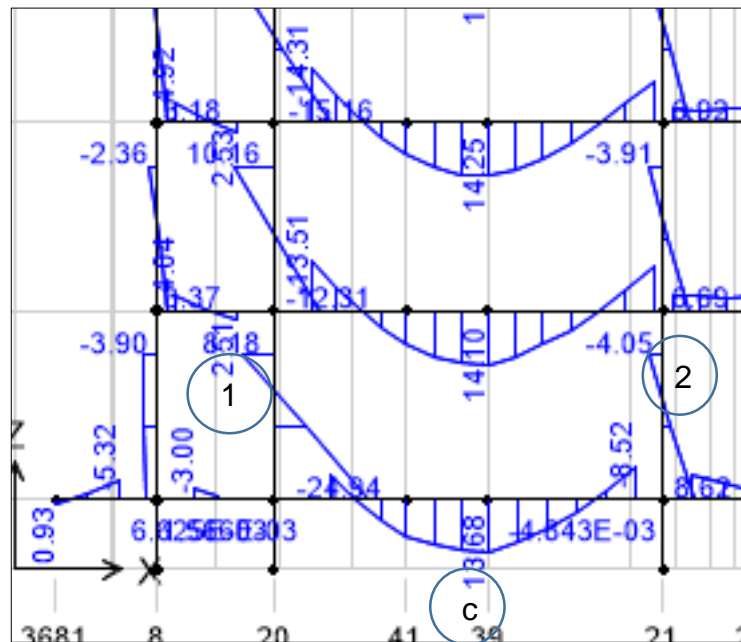


Figura 49: Diagrama de momento flectores de la envolvente de diseño.

Nos centraremos en las vigas del nivel del primer piso y llamaremos nudos al cruce de vigas y columnas, en cada nudo (codificado con números) se identificará el mayor momento flector negativo ya sea por la izquierda o por la derecha del nudo, así también se identificará el momento flector positivo ubicado en el centro de la viga (codificado con letras).

Nudo 1: 25.92 ton-m

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION

o o o

o o o

h=70cms

fy = 4200 kg/cm2

f'c = 210 kg/cm2

Rec. = 6.00 cms

Mu = 25.92 tn-m

b=30cms

La cuantía máxima es: $\rho \text{ max} = 0.5 \cdot 0.85^2 \cdot f'c / fy \cdot (6000 / (6000 + fy))$

$\rho \text{ max} = 0.01063$

As max = 22.31 cm2

La cuantía mínima es: $\rho \text{ min} = 0.70 \cdot \text{raiz}(f'c) / fy$

$\rho \text{ min} = 0.00242$

As min = 5.07 cm2

El área de acero calculado es

As calc = 11.53 cm2

La cuantía mínima colocada en la viga será de 2Ø3/4" con refuerzo adicional de 2Ø3/4" + 1Ø5/8"

Nudo 2: 14.18 ton-m

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION

o o o

o o o

h=70cms

fy = 4200 kg/cm2

f'c = 210 kg/cm2

Rec. = 6.00 cms

Mu = 14.18 tn-m

b=30cms

La cuantía máxima es: $\rho \text{ max} = 0.5 \cdot 0.85^2 \cdot f'c / fy \cdot (6000 / (6000 + fy))$

$\rho \text{ max} = 0.01063$

As max = 22.31 cm2

La cuantía mínima es: $\rho \text{ min} = 0.70 \cdot \text{raiz}(f'c) / fy$

$\rho \text{ min} = 0.00242$

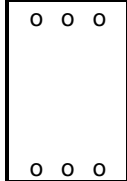
As min = 5.07 cm2

El área de acero calculado es

As calc = 6.09 cm2

La cuantía mínima colocada en la viga será de 2Ø3/4” con refuerzo adicional de 1Ø5/8”

Nudo 3: 25.92 ton-m

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION			
	fy	=	4200 kg/cm ²
	f'c	=	210 kg/cm ²
	Rec.	=	6.00 cms
	Mu	=	14.10 tn-m
<p>La cuantia maxima es: $\rho \text{ max} = 0.5 \cdot 0.85^2 \cdot f'c / fy \cdot (6000 / (6000 + fy))$</p> <p>$\rho \text{ max} = 0.01063$</p> <p>As max = 22.31 cm²</p> <p>La cuantia minima es: $\rho \text{ min} = 0.70 \cdot \text{raiz}(f'c) / fy$</p> <p>$\rho \text{ min} = 0.00242$</p> <p>As min = 5.07 cm²</p> <p>El area de acero calculado es</p> <p>As calc = 6.05 cm²</p>			

La cuantía mínima colocada en la viga será de 2Ø3/4” con refuerzo adicional de 1Ø5/8”

4.2.12. Diseño de columna

P3 60X120 entre el Eje 66 y el Eje EE

DISEÑO DE LA COLUMNA

Propiedades geométricas

H =	300.00	cm	Altura de la columna
T2 =	60.00	cm	Base
T3 =	120.00	cm	Altura

T3 orientado con el eje: Y Orientación según eje de coordenadas

Propiedades mecánicas

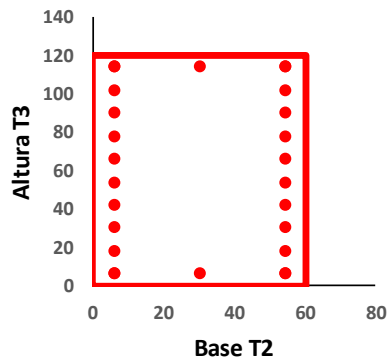
f'c =	210.00	kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
Capas //T2 =	10.00	capas	Número de capas paralelas a la base
Capas //T3 =	3.00	capas	Número de capas paralelas a la altura

Capas paralelas a la base T2

Capa N°	As (cm ²)	Dist. (cm)
Capa 1	15.18	6.00
Capa 2	5.70	18.00
Capa 3	5.70	30.00
Capa 4	5.70	42.00
Capa 5	5.70	54.00
Capa 6	5.70	66.00
Capa 7	5.70	78.00
Capa 8	5.70	90.00
Capa 9	5.70	102.00
Capa 10	15.18	114.00

Capas paralelas a la altura T3

Capa N°	As (cm ²)	Dist. (cm)
Capa 1	30.07	6.00
Capa 2	10.12	30.00
Capa 3	30.07	54.00



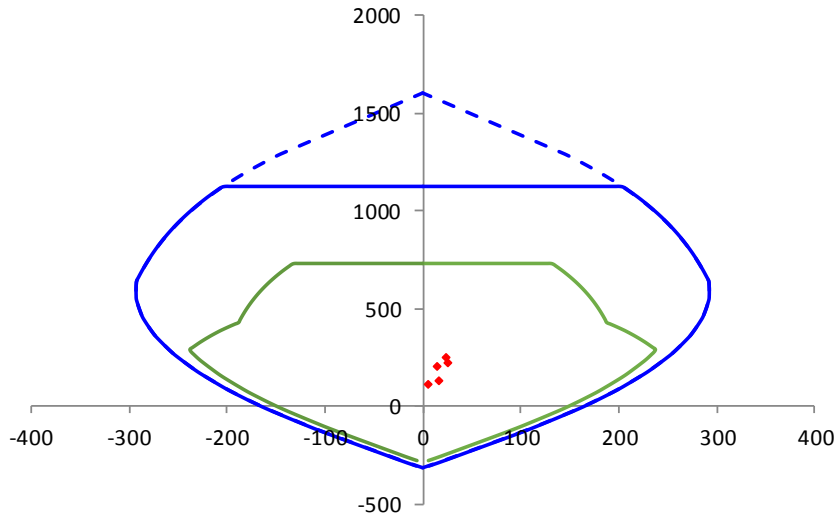
Cargas actuantes en T3

Pcm =	132.84	tn
Pcv =	36.89	tn
Pcs =	6.39	tn
Mcm =	12.54	tn-m
Mcv =	4.35	tn-m
Mcs =	5.12	tn-m
Vcm =	6.98	tn
Vcv =	2.72	tn
Vcs =	3.30	tn

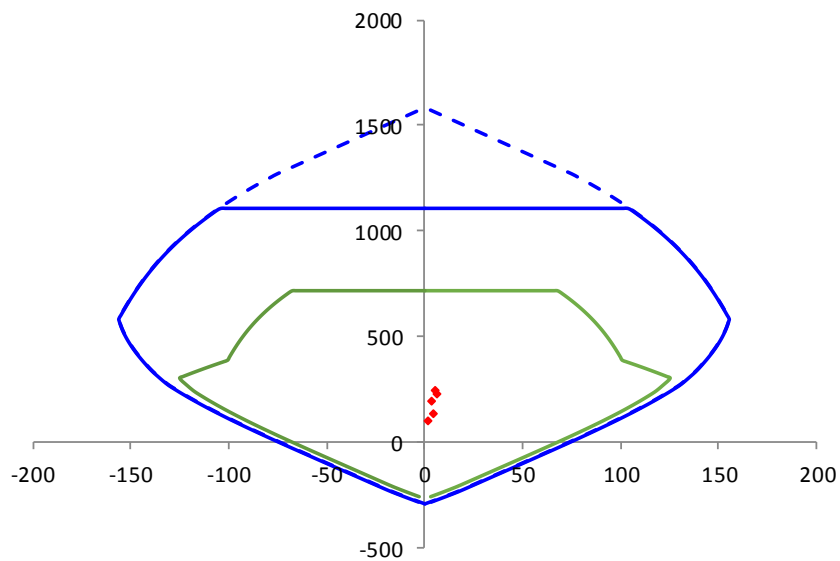
Cargas actuantes en el eje T2

Pcm =	132.84	tn
Pcv =	36.89	tn
Pcs =	15.26	tn
Mcm =	3.11	tn-m
Mcv =	0.74	tn-m
Mcs =	1.53	tn-m
Vcm =	1.91	tn
Vcv =	0.63	tn
Vcs =	1.25	tn

Combinación	Pu	Mu	Vu	e	FPn
1.4cm+1.7cv	248.69	24.94	14.40		
1.25(cm+cv)+cs	218.55	26.22	15.43	0.120	729.93
1.25(cm+cv)-cs	205.77	15.99	8.83		
0.9cm+cs	125.95	16.40	9.58	0.130	729.93
0.9cs-cs	113.17	6.17	2.98		



Combinación	Pu	Mu	Vu	e	FPn
1.4cm+1.7cv	248.69	5.62	3.75		
1.25(cm+cv)+cs	227.42	6.35	4.43	0.028	719.03
1.25(cm+cv)-cs	196.90	3.28	1.93		
0.9cm+cs	134.82	4.33	2.97	0.032	719.03
0.9cs-cs	104.30	1.27	0.47		



Verificación por flexocompresión biaxial

$$\frac{1}{\phi P_i} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

Combinación	1/FPnx	1/FPny	1/FPno	S	1/Fpi	Obs
1.25(cm+cv)+	0.001370	0.001391	0.001370	0.0014	0.0044	Ok
0.9cm+cs	0.001370	0.001391	0.001370	0.0014	0.0074	Ok

Diseño por fuerza cortante

El cortante de diseño por fuerza cortante proviene de comparar el cortante máximo proveniente del análisis estructural con el cortante máximo proveniente del análisis por capacidad

Cortante proveniente del análisis por capacidad

Sentido paralelo a T3:

Combinación	Pu	FMn	Mpr	VPr	Máximo VPr
1.4cm+1.7cv	248.69	224.25	280.31	186.88	186.88
1.25(cm+cv)+cs	227.42	216.91	271.13	180.76	
1.25(cm+cv)-cs	196.90	213.00	266.25	177.50	
0.9cm+cs	134.82	191.32	239.15	159.43	
0.9cs-cs	104.30	186.45	233.07	155.38	

Sentido paralelo a T2:

Combinación	Pu	FMn	Mpr	VPr	Máximo VPr
1.4cm+1.7cv	248.69	115.26	144.08	96.05	96.05
1.25(cm+cv)+cs	227.42	111.00	138.75	92.50	
1.25(cm+cv)-cs	196.90	106.36	132.95	88.63	
0.9cm+cs	134.82	95.73	119.66	79.77	
0.9cs-cs	104.30	89.57	111.96	74.64	

El máximo cortante proveniente del análisis estructural es:

$$V_u = 15.43 \text{ tn}$$

El máximo cortante proveniente del análisis por capacidad es:

$$V_u = 186.88 \text{ tn}$$

Por lo tanto el máximo cortante para el análisis es el mayor:

$$V_u = 186.88 \text{ tn}$$

$$N_u = 248.69 \text{ tn}$$

El cortante admisible es:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w d = 55.31 \text{ tn}$$

Vc no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0,93 \sqrt{f_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35 A_g}} = 97.08 \text{ tn}$$

Por lo tanto el cortante admisible es:

$$V_c = 55.31 \text{ tn}$$

$0.85 V_c < V_u \implies$ Diseñar estribos de acuerdo a lo indicado en la Norma E.060

$$FV_n > V_u, \quad FV_n = F (V_c + V_s)$$

$$V_s = (V_u / F) - V_c = 164.55 \text{ tn}$$

Seleccióne diámetro de estribo $3/8 \implies A_s = 0.71 \text{ cm}^2$

Seleccióne el número de estribos 6.00 Estribos

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$$

$$d = 114.00 \text{ cms}$$

$$S = 24.79 \text{ cms} \quad (S_{\text{máx}}=30\text{cms})$$

Zona 1:

$$S = 24.79 \text{ cms} \quad (\text{separación calculada})$$

$$S = 25.00 \text{ cms} \quad (\text{separación asumida})$$

Zona 2:

Menor diámetro colocado $3/4$

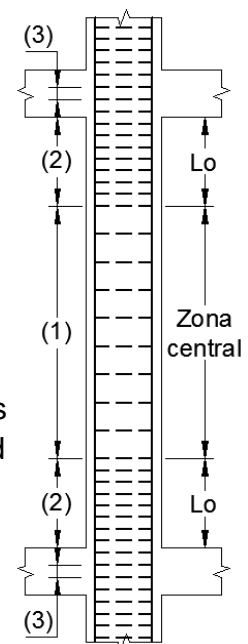
$$8F = 15.20 \text{ cms} \quad (\text{ocho veces el diámetro})$$

(mitad de la menor dimens de la sección transversal d elemento)

$$0.5 \text{ dim} = 30.00 \text{ cms}$$

$$10.00 \text{ cms}$$

$$24.79 \text{ cms} \quad (S \text{ calculado por cortante})$$



Escogiedo el menor valor se tiene:

$$S = 10.00 \text{ cms} \quad (\text{separación calculada})$$

$$S = 10.00 \text{ cms} \quad (\text{separación asumida})$$

Zona 3:

$$S = 15.00 \text{ cms} \quad (\text{separación calculada})$$

4.2.13. Diseño de cimentación

La cimentación es la parte de la estructura que se encarga de transmitir al terreno las cargas de las columnas. Estas cargas (fuerzas axiales, cortantes y momentos) producen un esfuerzo en el terreno, el cual no deberá exceder el esfuerzo admisible del terreno proporcionado por el estudio de suelos.

El diseño comprende dos etapas: el Predimensionamiento, se considerará de 5% a 10% de las cargas de servicio como el peso propio de la zapata. Y el diseño de la cimentación que incluye el dimensionamiento del peralte y el refuerzo de acero requerido.

Verificación de esfuerzos en terreno de fundación

El primer paso es tratar que coincida el centro de gravedad con el centro de cargas. Después se debe realizar el dimensionamiento de la zapata de modo de obtener presiones menores o iguales a la presión admisible (en este caso es de 1.39 Kg/cm²).

Seguidamente se evalúan las presiones reales debido a las cargas y momentos actuantes con la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x \cdot X}{I} \pm \frac{6 \cdot M_y}{L} < \sigma_{adm}$$

Donde:

P: Carga vertical en servicio.

σ : Esfuerzo admisible del suelo reducido.

A: Área tentativa de la zapata.

I: Momento de inercia.

y: Distancia desde el eje neutro de la sección hasta la fibra en compresión más alejada.

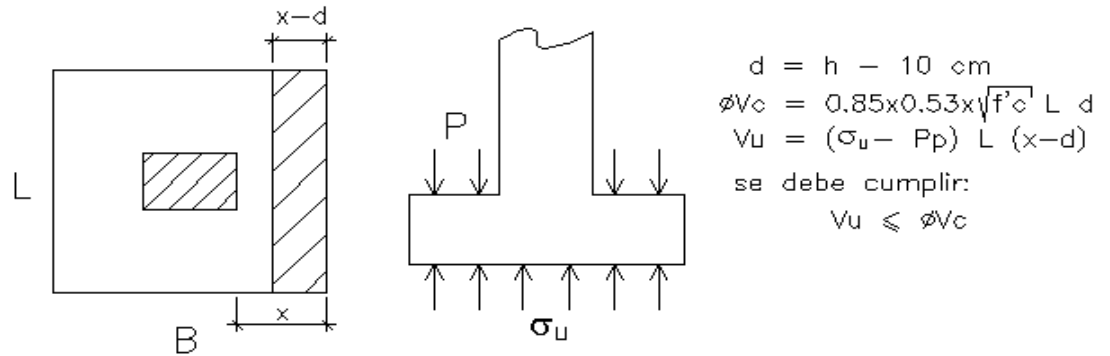


Figura 50: Diseño por corte de una zapata rectangular

Donde:

d: peralte efectivo de la sección, igual a “h-10” (en cm) .

B: Ancho de la zapata en la dirección de análisis.

f’c: Resistencia a la compresión del concreto.

Diseño por punzonamiento

Se busca definir el peralte que tendrá la zapata, el cual será como mínimo 60 cm para asegurar que se desarrolle la longitud de anclaje de las barras longitudinales de los elementos verticales. En los cálculos, el peralte efectivo “d” se considerará igual al peralte total de la zapata menos 10 cm ($d = h - 10$).

Se asume que la zapata actúa como losa en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de tal forma que su perímetro “Lo” sea mínimo, y este se presenta a “d/2” de la cara de la columna o placa.

En ningún caso los esfuerzos hallados deben exceder la capacidad portante del suelo, ni debe haber esfuerzos en tracción. Posteriormente para el diseño se tomará el máximo valor obtenido después de amplificar las cargas actuantes (P_u máx.).

Diseño por cortante

Se asume que la zapata actúa como viga, con una sección crítica ubicada a una distancia “d” de la cara de la columna o placa.

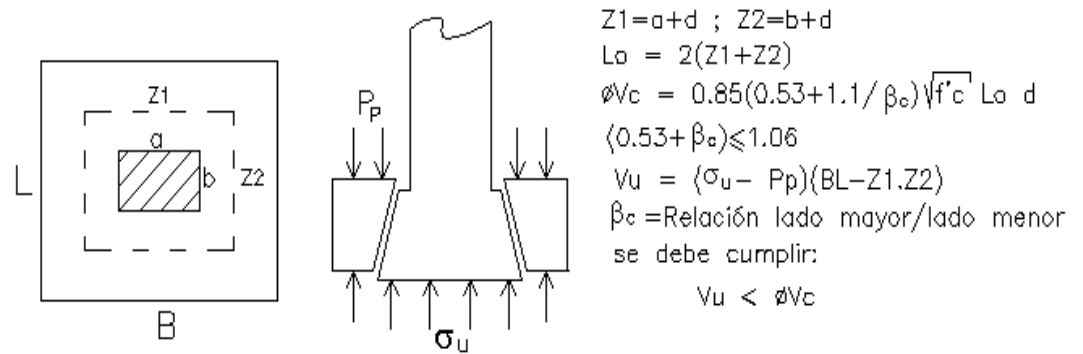


Figura 51 Diseño por punzonamiento de una zapata rectangular

Donde

β_c : Relación del lado largo el lado corto del elemento vertical

L_o : Es el perímetro de la sección crítica medida a “ $d/2$ ” de la cara de apoyo.

En base a estas dos verificaciones se obtiene el peralte de la zapata.

Diseño por flexión

El diseño por flexión dará a conocer el área del acero de refuerzo que necesita la zapata para soportar el momento de diseño de la sección crítica, ubicado en la cara de los elementos verticales

Se emplean las ecuaciones de flexión ya vistas en el caso de vigas y losas.

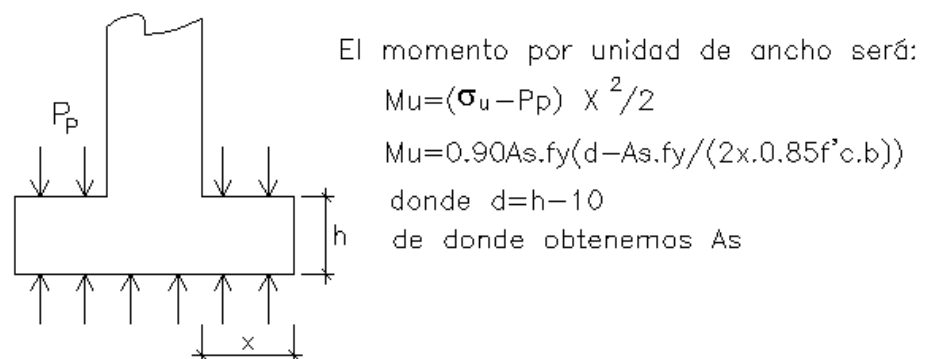


Figura 52: Diseño por flexión de una zapata rectangular

En la estructuración de la cimentación fue necesario incluir zapatas (aisladas, combinadas), vigas de conexión, plateas de cimentación,

a continuación, se explicará el diseño de las zapatas aisladas en los diferentes pabellones que sean necesarios colocarlos.

Diseño de zapata de la Columna P1 Cruce del eje 5 con el Eje B:

1) Dimensiones de la columna

t3	=	1.80 m
t2	=	1.20 m
f'c	=	210.00 kg/cm ²
t3 orientado con (X o Y)		Y
M Pdelta	=	35.00 tn-m

2) Cargas aplicadas

Pm	=	190.61 tn
Pv	=	59.61 tn
Psx	=	7.45 tn
Psy	=	20.40 tn
Mmx	=	0.00 tn-m
Mvx	=	0.00 tn-m
Mmy	=	0.00 tn-m
Mvy	=	0.00 tn-m
Msx+MPΔ	=	35.00 tn-m
Msy+MPΔ	=	35.00 tn-m

3) Datos del terreno (capacidad admisible)

σt	=	3.50 kg/cm ²	=	35.00 tn/m ²
----	---	-------------------------	---	-------------------------

4) Dimensionamiento

4.1) verificación (Momento sin sismo)

Pm=	190.61 Tn
Pv=	59.61 Tn
Mmx=	0.00 tn-m
Mvx=	0.00 tn-m
Mmy=	0.00 tn-m
Mvy=	0.00 tn-m

$$\text{Area tentativa} = \frac{250.22 \times 1.05}{31.50} = 8.34 \text{ m}^2$$

a) Buscando las dimensiones de la zapata:

Lx=	2.70 m
Ly=	3.30 m

b) Verificamos momentos en X

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2}$$

$$\sigma = \frac{262.73}{8.91} + \frac{0.00}{24.06} = 29.49 \text{ tn/m}^2$$

c) Verificamos momentos en Y

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6My}{Lx Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{262.73}{8.91} + \frac{0.00}{29.40} = 29.49 \text{ tn/m}^2$$

d) Verificamos biaxialmente

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2} + \frac{6My}{Lx Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{262.73}{8.91} + \frac{0.00}{24.06} + \frac{0.00}{29.40} = 29.49 \text{ tn/m}^2$$

4.2) Verificación (Sismo en X)

Pm	=	190.61 tn
Pv	=	59.61 tn
Psx	=	7.45 tn
Psy	=	20.40 tn
Mmx	=	0.00 tn-m
Mvx	=	0.00 tn-m
Mmy	=	0.00 tn-m
Mvy	=	0.00 tn-m
Msx	=	35.00 tn-m
Msy	=	35.00 tn-m

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2} + \frac{6My}{Lx Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{270.55}{8.91} + \frac{210.00}{24.06} + \frac{0.00}{29.40} = 39.09 \text{ tn/m}^2$$

4.3) verificación (Sismo en Y)

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2} + \frac{6My}{Lx Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{284.15}{8.91} + \frac{0.00}{24.06} + \frac{210.00}{29.40} = 39.03 \text{ tn/m}^2$$

El esfuerzo maximo es $\sigma_{max} = 39.09 \text{ tn/m}^2 < 42.00 \text{ tn/m}^2$

No se necesita aumentar dimensiones de la zapata

Dimension a aumentar = 0.30 m

las nuevas dimensiones de la zapata son:

$$Lx = 3.00 \text{ m}$$

$$Ly = 3.60 \text{ m}$$

Verificamos momentos en X

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2}$$

$$\sigma = \frac{262.73}{10.80} + \frac{0.00}{32.40} = 24.33 \text{ tn/m}^2$$

Verificamos momentos en Y

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6My}{Lx Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{262.73}{10.80} + \frac{0.00}{38.88} = 24.33 \text{ tn/m}^2$$

Verificamos biaxialmente

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2} + \frac{6My}{Lx Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{262.73}{10.80} + \frac{0.00}{32.40} + \frac{0.00}{38.88} = 24.33 \text{ tn/m}^2$$

Verificación (Sismo en X)

$$Pm = 190.61 \text{ tn}$$

$$Pv = 59.61 \text{ tn}$$

$$Psx = 7.45 \text{ tn}$$

$$Psy = 20.40 \text{ tn}$$

$$Mmx = 0.00 \text{ tn-m}$$

$$Mvx = 0.00 \text{ tn-m}$$

$$Mmy = 0.00 \text{ tn-m}$$

$$Mvy = 0.00 \text{ tn-m}$$

$$Msx = 35.00 \text{ tn-m}$$

$$Msy = 35.00 \text{ tn-m}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2} + \frac{6My}{Lx Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{270.55}{10.80} + \frac{210.00}{32.40} + \frac{0.00}{38.88} = 31.53 \text{ tn/m}^2$$

Verificación (Sismo en Y)

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6Mx}{Ly Lx^2} + \frac{6My}{Lx Ly^2}$$

$$\sigma = \frac{284.15}{10.80} + \frac{0.00}{32.40} + \frac{210.00}{38.88} = 31.71 \text{ tn/m}^2$$

El esfuerzo maximo es $\sigma_{max} = 31.71 \text{ tn/m}^2 < 42.00 \text{ tn/m}^2$

No se necesita aumentar dimensiones de la zapata

Diseño

Cuando no se considera sismo:

$$\sigma_{max} = 1.60 \times 24.33 = 38.92 \text{ tn/m}^2$$

Cuando se considera sismo:

$$\sigma_{max} = 1.25 \times 31.71 = 39.64 \text{ tn/m}^2$$

Por lo tanto se efectuara el diseño con: $\sigma_{max} = 39.64 \text{ tn/m}^2$

Verificacion por punzonamiento

Se tienen volados iguales = 0.60 m

Ingrese el peralte de la zapata d = 0.60 m

La altura de la zapata será h = 0.70 m

$$b_o = 2.00 \times 2.40 + 2.00 \times 1.80 = 8.40 \text{ m}$$

$$A_o = 2.40 \times 1.80 = 4.32 \text{ m}^2$$

$$A_{total} = 3.00 \times 3.60 = 10.80 \text{ m}^2$$

Cortante de diseño por punzonamiento

$$V_u = \sigma_u (A_{total} - A_o) = 256.86 \text{ tn}$$

Cortante resistente por punzonamiento

$$V_c = (0.53 + 1.1/B_c)(\text{Raiz}(f'_c) b_o d)$$

$$\text{Donde } B_c = \frac{1.80}{1.20} = 1.50 \implies V_c = 922.7 \text{ tn}$$

$$\text{Por tanto } \phi V_c = 0.85 \times 922.69 = 784.29 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u \implies \text{El peralte escogido es correcto}$$

Por cortante

Cortante de diseño

$$V_u = \sigma \max L_x (\text{volado-d})$$

$$V_u = 39.64 * 3.00 (0.60 - 0.60) = 0.00 \text{ tn}$$

Cortante resistente

$$V_c = 0.53 \text{ Raiz}(f'c) L_x d = 138.25 \text{ tn}$$

$$\text{Por tanto } \phi V_c = 0.85 \times 138.25 = 117.51 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u \implies \text{El peralte escogido es correcto}$$

Diseño por Flexion

Diametro (1/2, 5/8, 3/4, 1) 3/4

Seccion 1-1

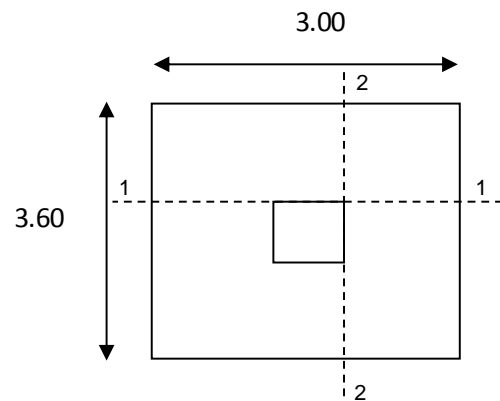
$$M_u = \sigma \max (\text{volado})^2 * L_x / 2$$

$$M_u = 21.41 \text{ tn-m}$$

$$A_s = 9.50 \text{ cm}^2 / 3.00 \text{ m}$$

$$A_s = 3.17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = 12.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$



Seccion 2-2

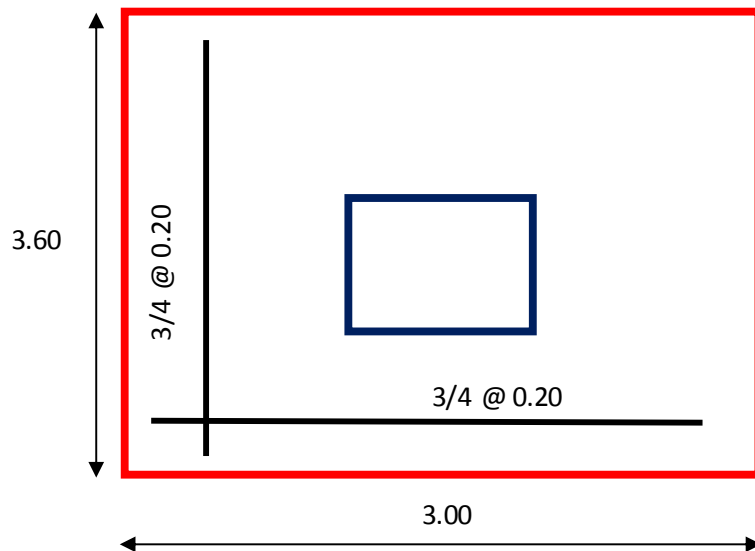
$$M_u = \sigma \max (\text{volado})^2 * L_y / 2$$

$$M_u = 25.69 \text{ tn-m}$$

$$A_s = 11.40 \text{ cm}^2 / 3.60 \text{ m}$$

$$A_s = 3.17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = 12.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$



CAPÍTULO V. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS SÍSMICAS

5.1. Participación modal

Se muestra el porcentaje de participación de masa de cada modo de vibración, para la estructura convencional de muros de concreto armado y para la estructura con aisladores sísmicos. En el sistema con aisladores sísmicos, en el segundo modo tiene 99.67% de participación modal.

Tabla 34: Participación Modal

Muros de concreto armado		Aisladores sísmicos	
N° Modo	% participación Acumulada	N° Modo	% participación Acumulada
Modo 2	60.84	Modo 2	99.67
Modo 5	86.80	Modo 5	99.98
Modo 7	93.40	Modo 7	99.99

Fuente: Elaboración propia

5.2. Modos de vibración

El periodo de la estructura aislada es de 2.550 seg, el periodo de la estructura empotrada es de 0.506 seg. Los aisladores sísmicos permiten incrementar notablemente los periodos de vibración de una estructura.

A mayor periodo de la estructura, menor será la aceleración y por consecuencia, menor el conjunto de fuerzas con las que se diseñará la estructura.

Tabla 35: Modos de vibración

Periodo(Seg.)		
Modo	Muros de concreto armado	Aisladores en la base
3	0.146	2.37
2	0.327	2.53
1	0.506	2.55

Fuente: Elaboración propia

5.3. Desplazamiento parcial

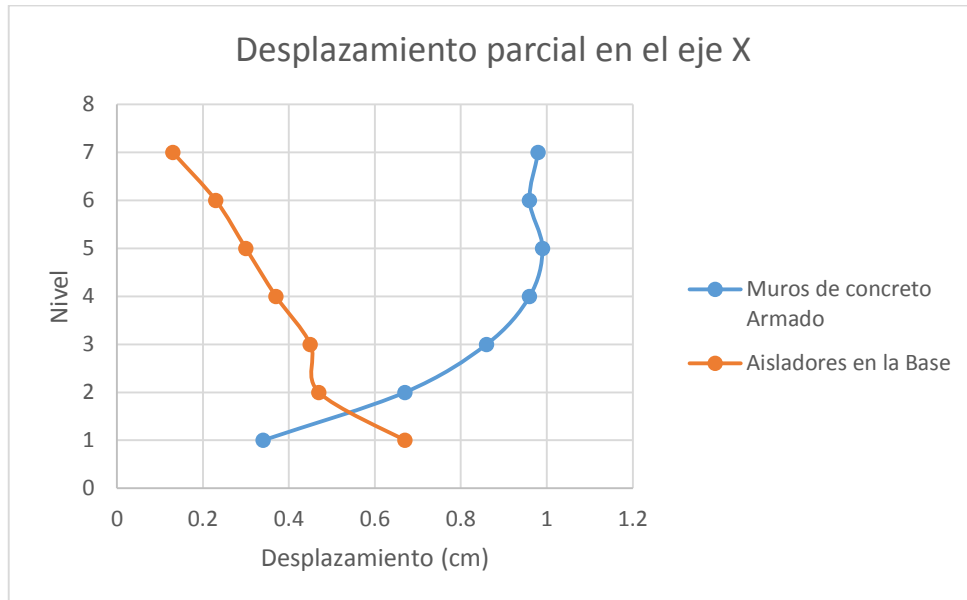
Los desplazamientos relativos de los entrepisos en la edificación aislada son muy pequeños, lo cual reduce fuertemente su desplazamiento.

Tabla 36: Desplazamiento parcial en X

Desplazamientos Parcial en el eje X		
	Muros de concreto Armado	Aisladores en la Base
Nivel	UX(cm)	UX(cm)
Piso 7	0.78	0.12
Piso 6	0.83	0.24
Piso 5	0.86	0.30
Piso 4	0.84	0.36
Piso 3	0.75	0.45
Piso 2	0.58	0.48
Piso 1	0.27	0.66

Fuente: Elaboración propia

Figura 53: Comparación gráfica de desplazamiento parcial en X



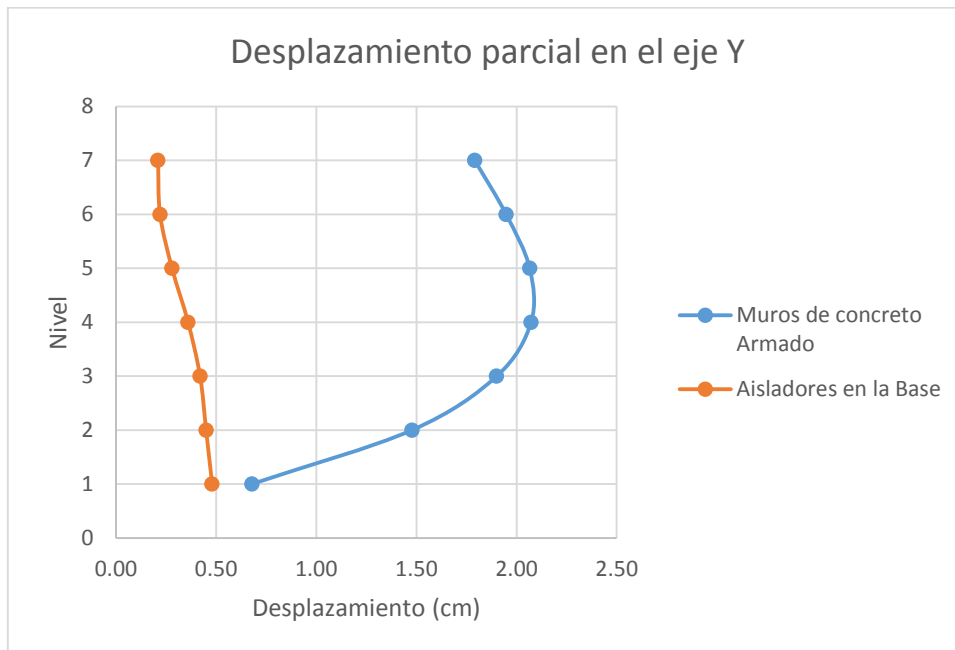
Fuente: Elaboración propia

Tabla 37: Desplazamiento parcial en Y

Desplazamiento Parcial en el eje Y		
	Muros de concreto Armado	Aisladores en la Base
Nivel	UY(cm)	UY(cm)
Piso 7	1.79	0.21
Piso 6	1.95	0.21
Piso 5	2.07	0.27
Piso 4	2.07	0.36
Piso 3	1.90	0.42
Piso 2	1.48	0.45
Piso 1	0.68	0.48

Fuente: Elaboración propia

Figura 54: Comparación gráfica de desplazamiento parcial en Y



Fuente: Elaboración propia

5.4. Desplazamiento Total

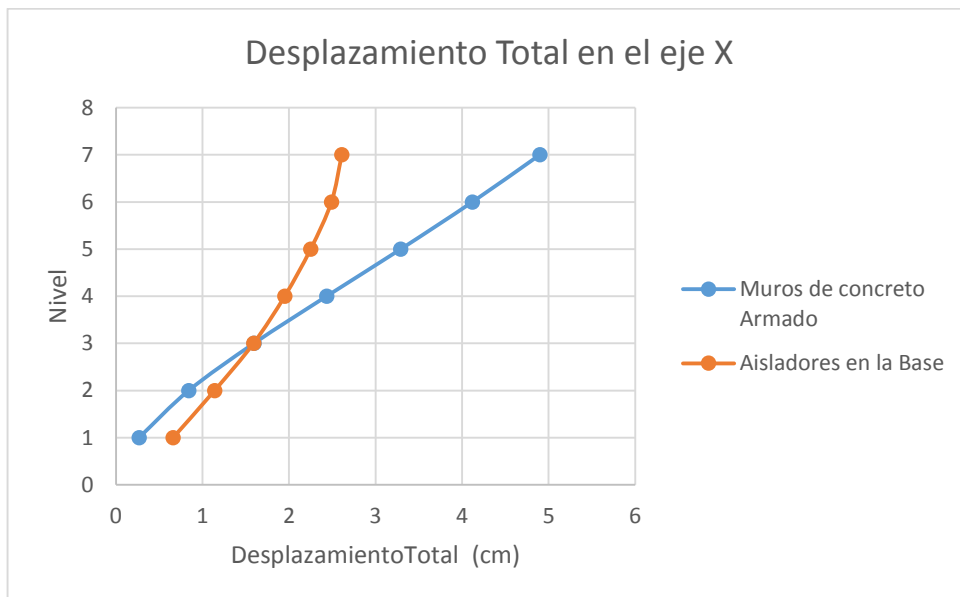
El modelo aislado presenta un desplazamiento absoluto menor que el modelo convencional, sin embargo, el desplazamiento total se concentra en el nivel de aislación

Tabla 38: Desplazamiento total en X

Desplazamiento Total en el eje X		
	Muros de concreto Armado	Aisladores en la Base
Nivel	UX(cm)	UY(cm)
Piso 7	4.90	2.61
Piso 6	4.12	2.49
Piso 5	3.29	2.25
Piso 4	2.43	1.95
Piso 3	1.59	1.59
Piso 2	0.84	1.14
Piso 1	0.27	0.66

Fuente: Elaboración propia

Figura 55: Comparación gráfica de desplazamiento total en X



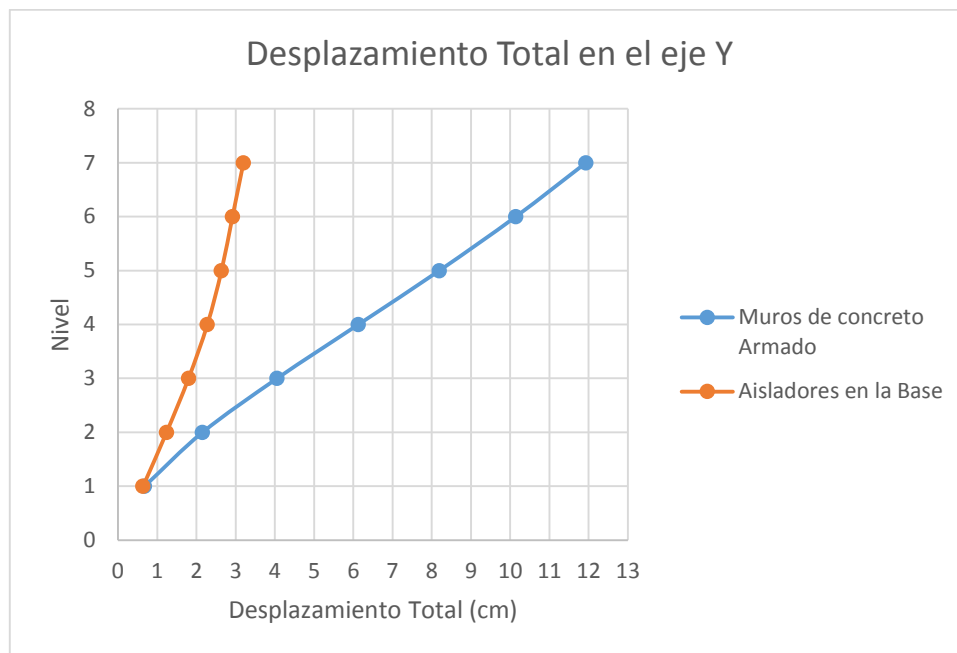
Fuente: Elaboración propia

Tabla 39: Desplazamiento total en Y

Desplazamiento Total en el eje Y		
	Muros de concreto Armado	Aisladores en la Base
Nivel	UY(cm)	UY(cm)
Piso 7	11.94	3.20
Piso 6	10.14	2.92
Piso 5	8.20	2.64
Piso 4	6.13	2.28
Piso 3	4.06	1.80
Piso 2	2.16	1.24
Piso 1	0.68	0.64

Fuente: Elaboración propia

Figura 56: Comparación gráfica de desplazamiento total en Y



Fuente: Elaboración propia

5.5. Derivas de entrepiso

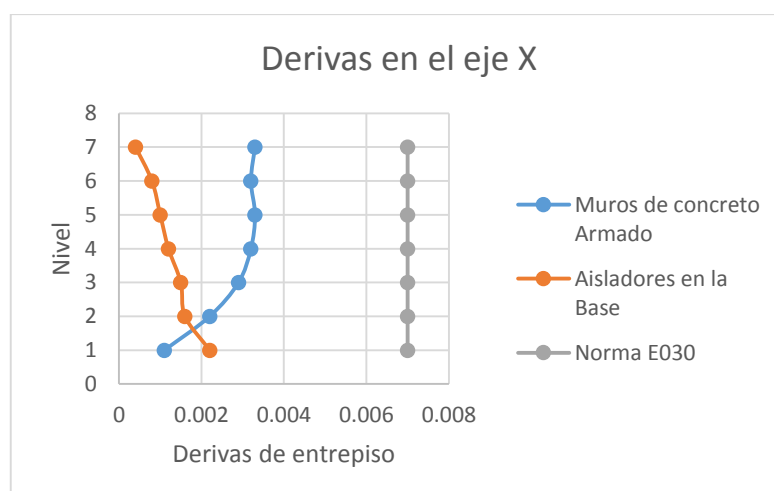
A continuación, se muestran las derivas resultantes de la aplicación del sismo de diseño. Se aclara que solo se muestra la deriva de la dirección en la que se asignó el sismo de diseño. Se omitieron las derivas en la dirección perpendicular al sismo de diseño por resultar de menor importancia.

Tabla 40: Derivas de entrepiso X

Derivas en el eje X		
	Muros de concreto Armado	Aisladores en la Base
Nivel	Deriva X	Deriva X
Piso 7	0.0033	0.0004
Piso 6	0.0032	0.0008
Piso 5	0.0033	0.0010
Piso 4	0.0032	0.0012
Piso 3	0.0029	0.0015
Piso 2	0.0022	0.0016
Piso 1	0.0011	0.0022

Fuente: Elaboración propia

Figura 57: Comparación gráfica de derivas en X



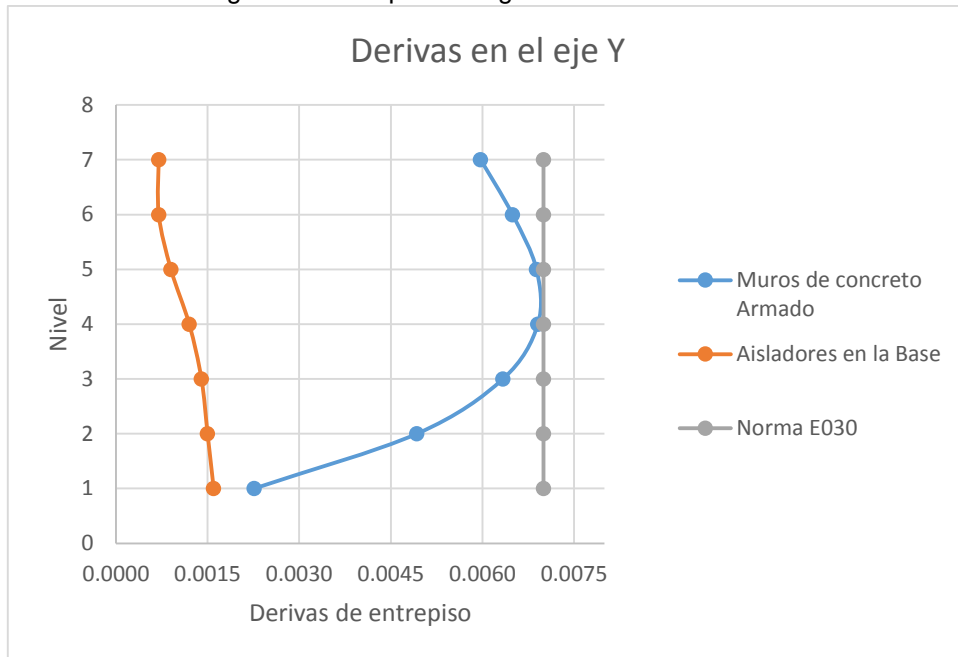
Fuente: Elaboración propia

Tabla 41: Derivas de entrepiso Y

Derivas en el eje Y		
	Muros de concreto Armado	Aisladores en la Base
Nivel	Deriva Y	Deriva Y
Piso 7	0.0060	0.0007
Piso 6	0.0065	0.0007
Piso 5	0.0069	0.0009
Piso 4	0.0069	0.0012
Piso 3	0.0063	0.0014
Piso 2	0.0049	0.0015
Piso 1	0.0023	0.0016

Fuente: Elaboración propia

Figura 58: Comparación gráfica de derivas en Y



Fuente: Elaboración propia

5.6. Fuerza Cortante

Dado que uno de los principales objetivos de la aislación sísmica es reducir la transmisión de aceleraciones horizontales entre el edificio y el suelo, es importante evaluar el cortante en los entrepisos de las estructuras de concreto armado.

En el caso del edificio empotrado, la cortante se determinó por un análisis espectral, como se detalló anteriormente, en el caso del edificio aislado, la cortante en la base se determinó mediante un análisis espectral ASCE 7-10, también detallado anteriormente.

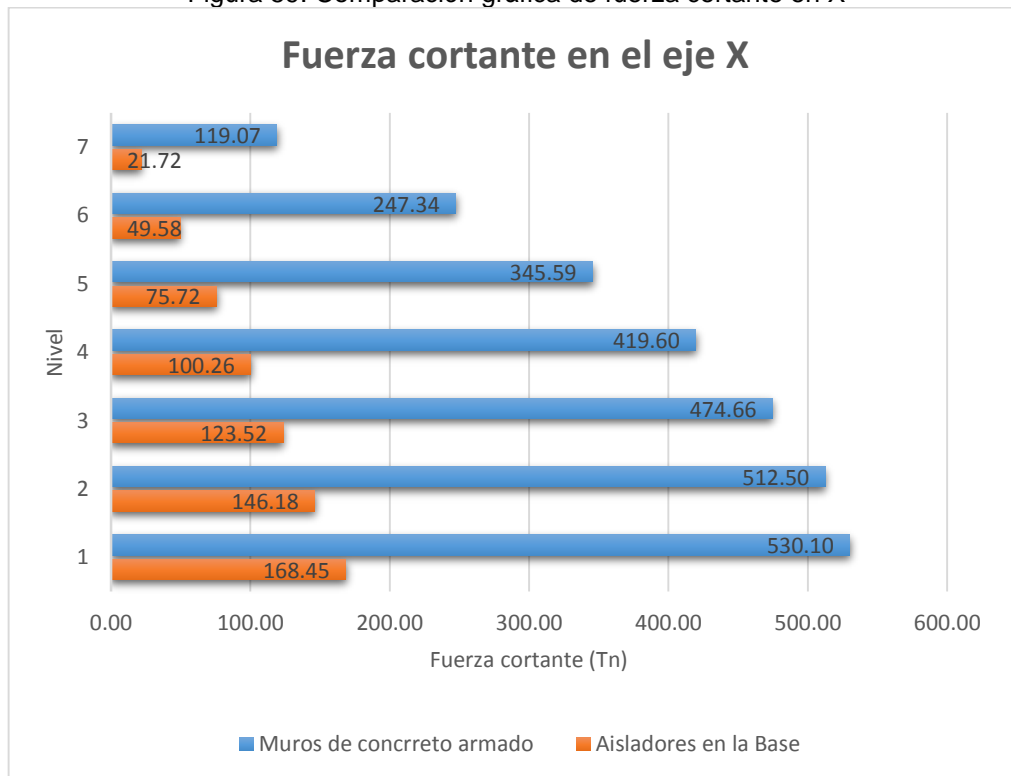
Dado que en el edificio aislado se utilizaron un factor R diferente que en el edificio de muros de concreto armado, se presentan las cortantes de entrepiso del edificio aislado para un mismo espectro con fines comparativos.

Tabla 42: Fuerza cortante

Nivel	Muros de concreto Armado(Rx=6,Ry =4.5)		Aislado en la Base(R=2)		Aislado en la Base(Rx=6,Ry =4.5)	
	VX (Tn)	VY (Tn)	VX (Tn)	VY (Tn)	VX (Tn)	VY (Tn)
Piso 7	119.07	111.92	21.72	21.80	7.46	9.03
Piso 6	247.34	223.49	49.58	49.67	17.02	20.60
Piso 5	345.59	307.39	75.72	75.78	26.00	31.44
Piso 4	419.60	374.45	100.26	100.25	34.42	41.60
Piso 3	474.66	428.17	123.52	123.40	42.38	51.23
Piso 2	512.50	466.54	146.18	145.92	50.16	60.59
Piso 1	530.10	484.40	168.45	168.02	57.79	69.77

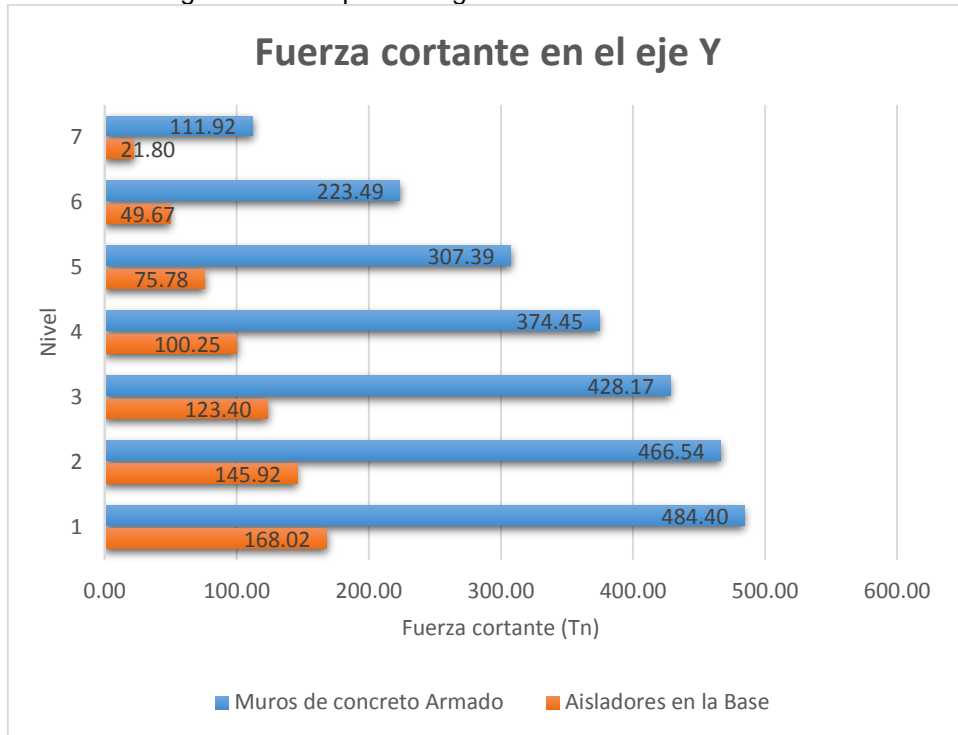
Se demostró que las fuerzas cortantes sísmicas en cada nivel se reducen en más del 65% llegando hasta 81% de disminución en el último nivel de la estructura.

Figura 59: Comparación gráfica de fuerza cortante en X



Fuente: Elaboración propia

Figura 60: Comparación gráfica de fuerza cortante en Y



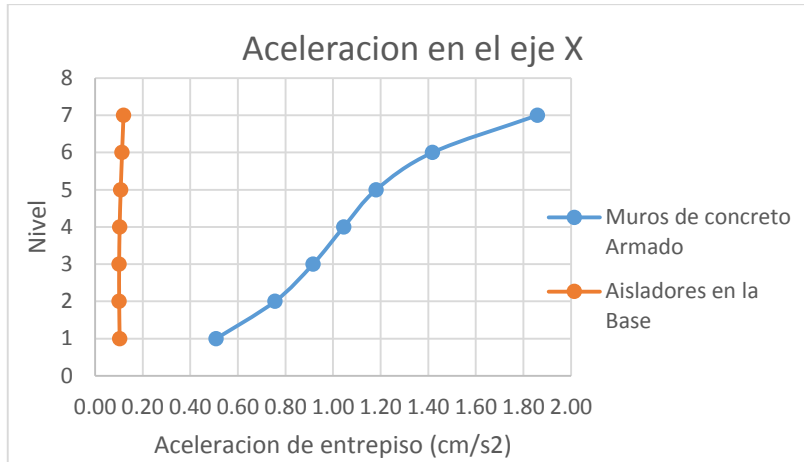
5.7. Aceleraciones

Tabla 43: Aceleraciones en el eje X

Aceleracion en el eje X		
	Muros de concreto	Aisladores en la Base
Nivel	Aceleracion X	Aceleracion X
Piso 7	1.86	0.12
Piso 6	1.42	0.11
Piso 5	1.18	0.11
Piso 4	1.04	0.10
Piso 3	0.92	0.10
Piso 2	0.76	0.10
Piso 1	0.51	0.10

Fuente: Elaboración propia

Figura 61 Comparación gráfica de aceleraciones en X



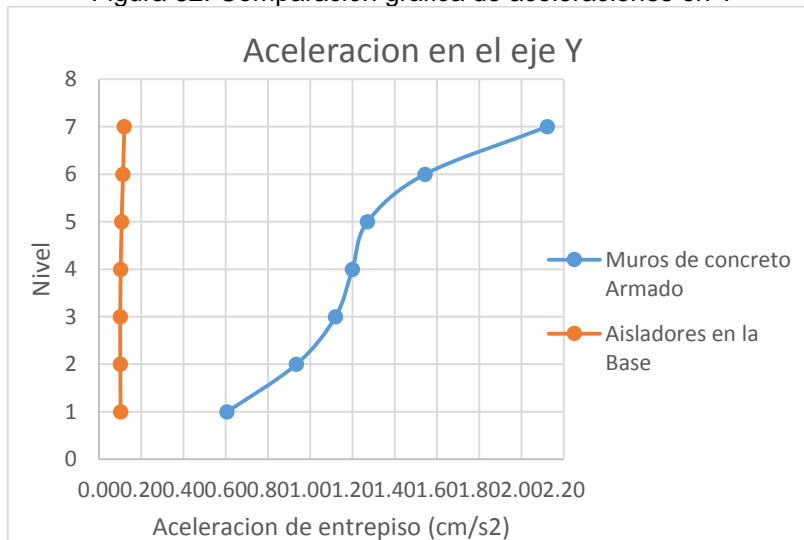
Fuente: Elaboración propia

Tabla 44: Aceleraciones en el eje Y

Aceleración en el eje Y		
	Muros de concreto	Aisladores en la Base
Nivel	Aceleración Y	Aceleración Y
Piso 7	2.12	0.12
Piso 6	1.54	0.11
Piso 5	1.27	0.11
Piso 4	1.20	0.10
Piso 3	1.12	0.10
Piso 2	0.93	0.10
Piso 1	0.61	0.10

Fuente: Elaboración propia

Figura 62: Comparación gráfica de aceleraciones en Y



Fuente: Elaboración propia

5.8. Comparación de diseños finales

Con la finalidad verificar que la reducción de las fuerzas también trae como resultado una disminución de los materiales que podría compensar el costo de los aisladores.

Con esto en mente se ha realizado un metrado comparativo (ver Anexo 4) entre el edificio convencional de muros de concreto armado y la estructura con aisladores sísmicos. Se han considerado aquellos elementos que cambian como las columnas, placas, vigas y zapatas, además del añadido de una losa maciza como diafragma rígido en el piso técnico.

Tabla 45: Resumen de metrado

	Volumen de Concreto	Cantidad de Acero
Edificio de Muro de Concreto Armado	877.306 m ³	100540.75 kg
Edificio Aislado	645.104 m ³	66224.074 kg

CONCLUSIONES

- 1) La influencia de los aisladores sísmicos en nuestra investigación es beneficiosa puesto que, al estar ubicados en un país altamente sísmico, los daños materiales y pérdidas de vidas son invaluable es por ello que se plantea como alternativa el uso en edificios de aisladores sísmicos.
- 2) Al analizar la edificación de muros de concreto armado según la Norma Técnica Peruana E030 “Diseño sismorresistente”, determinamos que al cuantificar la respuesta sísmica de la estructura obtenemos un periodo de 0.50 segundos, desplazamientos máximos en X de 4.9 cm y en Y de 11.94 cm, derivas de 0.0029 en X y en Y de 0.0069. Así también las fuerzas cortantes en la base son de 445.55 ton en X y 549.07 ton en Y.
- 3) Al analizar la edificación con aisladores sísmicos según la norma americana -ASCE 7-10, determinamos que al cuantificar la respuesta sísmica obtenemos un periodo de 2.55 seg., desplazamientos máximos en X de 2.61 cm y en Y de 3.2 cm, derivas de 0.0022 en X y en Y de 0.0016. Así también las fuerzas cortantes en la base son de 369.41 ton en X y 368.27 ton en Y.
- 4) A través de las comparaciones de ambos sistemas evaluados, cuantificamos las respuestas sísmicas de la estructura como participación modal, modos de vibración, desplazamientos, derivas, fuerzas cortantes, aceleraciones, y diseños finales. En el diseño del edificio convencional, la participación modal en el segundo modo llega al 60.84% mientras en el edificio con aisladores sísmicos presenta 99.98% de su masa. El primer modo de vibración del edificio convencional es de 0.506 segundos, mientras que en el edificio aislado es de 2.55 segundos. El desplazamiento máximo se da en el eje Y de la edificación convencional siendo 11.94 cm en el último piso con respecto a la base y de 3.2 cm en el sistema aislado, las derivas máximas se redujeron en el eje Y en 84.72% en el último piso de la edificación aislada con respecto a la estructura convencional, En la edificación aislada hay una reducción mayor a 65% de la fuerza sísmica en ambos ejes en todos los entresijos. Según el análisis la aceleración en el último nivel del diseño convencional es de 1.86g mientras que en el edificio con aisladores sísmicos es de 0.12g. Finalmente en la comparación de diseños finales, el sistema con aisladores

sísmicos presenta una disminución del 26.47% en concreto mientras que en acero disminuye 34.12%

- 5) Los costos totales en la edificación convencional de las partidas de concreto y acero son de 908 260.612 (ver Anexo 4), soles mientras que en el aislado los costos de las mismas partidas de concreto y acero son de 614 652.22 (ver Anexo 4).
- 6) Se muestra la curva de vulnerabilidad (ver Anexo 6), para el caso de la estructura convencional el valor del drift es de 6.9‰ con lo cual el nivel de daño esperado alcanza el valor de 52%, también se considera el valor representativo del drift para el caso aislado que es de 2.2‰ con lo cual el nivel de daño esperado alcanza el valor de 6% Realizando la misma consideración que hacen las empresas aseguradoras que es de estimar el daño de los contenidos como proporcional al daño estructural. Se obtiene que se obtendría un costo por reparación en la estructura convencional en concreto y acero de 408717.27 soles en cuanto a la estructura aislada será de 36879.13 soles en concreto y acero respectivamente.

RECOMENDACIONES

- 1) Se debe de considerar que, los deslizadores presentan menos rigidez a corte que los aisladores y su ubicación obedece a centrar centros de rigidez y masa para evitar las torsiones en planta. Es por ello que normalmente los deslizadores se ubican bajo las columnas con menor carga, pero esto es relativo, no es una regla general, ya que en cada proyecto se presentaran aisladores y deslizadores diferentes propios para cada estructura.
- 2) Se debe de respetar la junta sísmica entre la edificación y el muro de contención que soportar la carga lateral del suelo en el sistema aislación ya que de acuerdo con el diseño el desplazamiento máximo de los aisladores será de 35cm.
- 3) La información presentada en esta tesis puede servir como referencia para futuras investigaciones; mas no podrá ser usada para el desarrollo de otra edificación similar, ya que para el análisis y diseño influyen factores como el lugar, tipo de suelo, arquitectura, el uso, la magnitud del proyecto, etc.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Society of Civil Engineers (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia: ASCE.
- Cámara Peruana de la Construcción (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones – Diseño Sismorresistente E-03 - Perú*
- Cámara Peruana de la Construcción (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones – Cargas E-020 - Perú*.
- Korswagen, P., Arias, J., HUaringa, P. (2012). *Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú*. (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima - Perú.
- Benavente J., Traverso I., (2015). *Comparación del análisis y diseño de un edificio de concreto armado de siete pisos con y sin aislamiento en la base* (Tesis de pregrado) Pontificia Universidad Católica Lima,
- Carmona P. y Rosas A. (2012) *Análisis Comparativo del Comportamiento Sísmico Dinámico del diseño normativo sismo-resistente de un sistema dual frente al modelo con aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) de un sistema aporticado, del Edificio de Oficinas Schell de seis pisos ubicado en la Provincia de Lima – Perú*. (Tesis de pregrado) Universidad de Ciencias Aplicadas Lima, Perú,
- Arriagada. J. (2012) *Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos. (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional)*. (Tesis de pregrado) presentada por la Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.
- Jacob Valerio Z. (2015) *Análisis comparativo de un edificio fijo en la base vs un edificio aislado utilizando 4 tipos de aisladores sísmicos* (Tesis de maestría) de Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona - España
- Kuroiwa H, J. (2005). *Reducción de Desastres*. (2ª Edición). Lima, Perú: Bruño.

Bolaños Luna, A. & Monroy Concha, O. (2004). Espectros de Peligro Sísmico Uniforme. (Tesis de Maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú

Cando, F., Monroy, C., Ortega, J. & Puerres, O. (2012) *Aislación sísmica de un edificio (Análisis comparativo de comportamiento y costos con un edificio tradicional)*. (Tesis de pregrado). Universidad Central de Ecuador, Quito, Ecuador.

Dynamic Isolation Systems (n.d.). Isolator Engineering Properties. Artículo recuperado de <http://www.dis-inc.com/technical.html>

**ANEXO 1: Mapa de Calificación de Provincias según niveles de
peligro sísmicos - MEF**

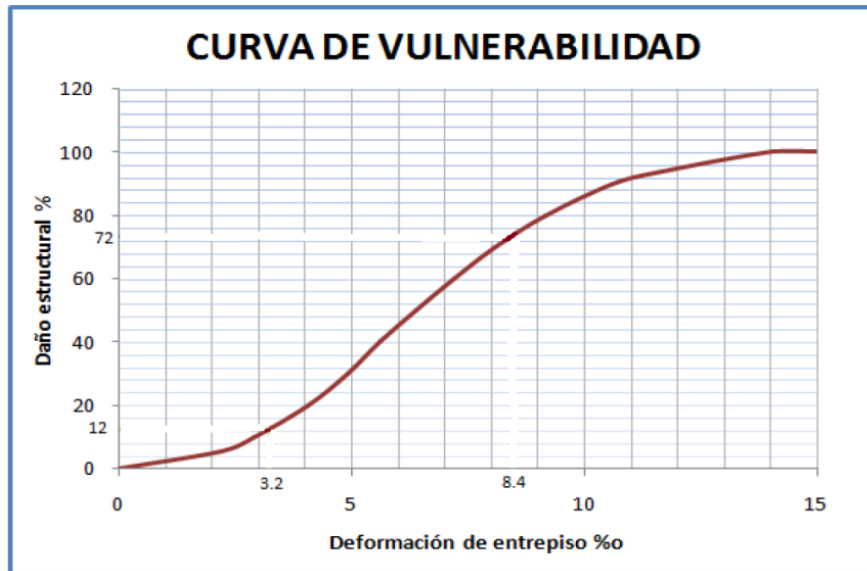
**ANEXO 2: Mapa de niveles de riesgo para la ciudad de Lima -
CISMID**

ANEXO 3: Matriz de Consistencia

ANEXO 4: Medrado de cada sistema evaluado

ANEXO 5: Cotización de sistema de aislamiento

ANEXO 6: Estudio de mecánica de suelos



Curva de Vulnerabilidad para una estructura de hormigón armado calibrada a partir de lo ocurrido en Viña del Mar en el terremoto del 3 marzo de 1985, y aplicada al edificio PRAGA, con el sistema Convencional y Aislado.

ANEXO 7: Estudio de mecánica de suelos

ANEXO 8: Planos (33 planos)

Lectura de Planos – Sistema Convencional.

Plano A01.- Arquitectura - Planta del 1er piso.

Plano A02.- Arquitectura - Planta del 2do piso.

Plano A03.- Arquitectura - Planta del 3ro al 7mo piso.

Plano A04.- Arquitectura – Corte A-A, Corte B-B, Corte C-C y Corte D-D.

Plano A05.- Arquitectura – Corte A-A, Corte B-B, Corte C-C y Corte D-D.

Plano A06.- Arquitectura – Elevación 1 y elevación 2.

Plano E01.- Especificaciones técnicas.

Plano E02.- Plano de Cimentación.

Plano E03.- Plano de Encofrado 1er piso.

Plano E04.- Plano de Encofrado 2do piso.

Plano E05.- Plano de Encofrado – 3er al 7mo piso.

Plano E06- Detalle de vigas - 1er piso.

Plano E07- Detalle de vigas – 2do piso.

Plano E08- Detalle de vigas - 3er – 7mo piso.

Plano E09- Detalle de cimentación.

Plano E010- Detalle de placas.

Plano E011- Detalle de placas - escaleras.

Lectura de Planos – Sistema con aisladores sísmicos

Plano A01.- Arquitectura - Planta del 1er piso.

Plano A02.- Arquitectura - Planta del 2do piso.

Plano A03.- Arquitectura - Planta del 3ro al 7mo piso.

Plano A04.- Arquitectura – Corte A-A, Corte B-B, Corte C-C y Corte D-D.

Plano A05.- Arquitectura – Corte A-A, Corte B-B, Corte C-C y Corte D-D.

Plano A06.- Arquitectura – Elevación 1 y elevación 2.

Plano E01.- Especificaciones técnicas.

Plano E02.- Plano de cimentación.

Plano E03.- Detalle de cimentación

Plano E04.- Planta encofrado - piso técnico.

Plano E05.- Planta encofrado – 1er piso técnico.

Plano E06.- Planta encofrado – 2do piso.

Plano E07.- Planta encofrado – 3er al 7mo piso.

Plano E08.- Detalles de vigas 1er piso.

Plano E09.- Detalles de vigas 2do piso.

Plano E10.- Detalles de vigas 3er al 7mo piso.