



FACULTAD DE INGENIERÍAS Y ARQUITECTURA

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA
CIVIL**

TESIS:

**“ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO EDUCATIVO DE 5
PISOS UBICADO EN AREQUIPA, MEDIANTE EL USO DE
AISLADORES SÍSMICOS EN LA BASE”**

PRESENTADO POR EL BACHILLER:

CHRISTIAN ALEJANDRO QUINTANILLA ARRARTE

PARA OPTAR EL

TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AREQUIPA – PERU

2016

DEDICATORIA

A mis padres con todo el cariño, por todo el esfuerzo y sacrificio que hicieron, por haberme apoyado en todo momento, por los consejos, por los valores y principios que me inculcaron, por la paciencia y la motivación constante que han permitido que alcance una de mis metas.

A mis amigos, por compartir tantas vivencias conmigo y brindarme el apoyo a lo largo de mis estudios profesionales.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar a Dios, por darme la sabiduría y las fuerzas para salir adelante, además sé que estará en cada paso que dé en mi vida profesional.

A mi familia, que en todo momento me ha impulsado a culminar la elaboración de la presente tesis.

A mis amigos que dedicaron su tiempo en apoyarme en el desarrollo esta tesis.

A mis asesores de tesis, Ing. Carlos Martínez Romero y al Ing. Jesús Chalco, quienes me guiaron para terminar la presente tesis.

RESUMEN

En el presente trabajo se ha ejemplificado el diseño de una estructura para uso educativo utilizando aisladores sísmicos en la base mediante el código de la Norma UBC-97; se hará la comparación entre la estructura empotrada y la estructura aislada sísmicamente en la base, realizándose el análisis estático y dinámico según las recomendaciones que brinda la presente norma, de tal manera que para el análisis dinámico se ha utilizado el método modal espectral.

Ambos sistemas se van a proceder a analizar y diseñar para poder mostrar las diferencias y beneficios que tiene el sistema aislado sobre el empotrado en la base.

ABSTRACT

This job exemplified a design a structure for educational use using seismic isolators at the base by the code of the UBC-97; will the comparison between structure without isolation and the structure seismically isolated at the base, for the performing static and dynamic analysis as recommended on this code, so for dynamic analysis, will use the modal spectral method.

Both systems will proceed to analyze and design, to show the differences and benefits of the isolated system has on comparison with the embedding on the base.

INTRODUCCIÓN

La norma actual permite calcular las estructuras de forma tal que para sismos severos pueden trabajar en rangos inelásticos. La capacidad de la estructura para deformarse cíclicamente sin daños de importancia es denominada ductilidad. Esta capacidad depende de las características que posea el material y fundamentalmente de la forma en que se diseñan los elementos estructurales que componen las edificaciones. Hay que tener en cuenta que la utilización de la ductilidad de la estructura conduce a daños en los elementos estructurales y no estructurales.

Ante estos daños que se producen en las edificaciones, si bien se diseñan para que se mantengan en pie lo suficiente ante un evento sísmico severo, es que la ingeniería los últimos años, se ha orientado a investigar sistemas que reduzcan la amenaza sísmica con el fin de preservar la vida.

Entre estos los sistemas de control estructural pasivo, como el aislamiento de base, ha tomado gran importancia en el diseño y rehabilitación de estructuras debido a los buenos resultados que se han obtenido en los estudios realizados en otros países.

Los aisladores son elementos que separan una estructura del suelo para reducir el efecto de los sismos. Estos dispositivos absorben mediante deformaciones elevadas la energía que un sismo transmite a una estructura.

Respecto a la variedad de dispositivos que se usan en el aislamiento de base, han sido motivo de investigaciones y desarrollos teóricos-prácticos, como son los aisladores deslizadores friccionales que están contruidos en base a acero inoxidable y teflón, sistemas pendulares friccionales, sistemas con capas de goma y planchas de acero como son los aisladores elastoméricos, que básicamente se busca una elevada elasticidad horizontal combinada con alto amortiguamiento.

Al utilizar estos elementos, la estructura sufre un cambio en la forma como se mueve durante un sismo, y se produce una reducción importante de las fuerzas que actúan sobre ella.

El modelamiento adecuado de estructuras con aisladores es vital para el desarrollo de esta tecnología. Los programas computacionales deben ser capaces de brindar la información necesaria para entender el comportamiento para el correcto diseño.

Actualmente en nuestro país se son muy pocas las edificaciones que usan este sistema, debido al desconocimiento del sistema y la falta de capacitación.

INDICE

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS	ii
RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
INTRODUCCIÓN	v
INDICE DE FIGURAS	xi
INDICE DE TABLAS	xiv
SIGLAS	xv
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO	1
1.1 EL PROBLEMA	1
1.1.1 Fundamentación del problema	1
1.1.2 Formulación del problema	2
1.1.2.1 Problemas principales	2
1.1.2.2 Problemas secundarios	2
1.1.3 Antecedentes	2
1.1.4 Justificación de la Investigación	4
1.1.5 Limitaciones y Restricciones	4
1.2 OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN	5
1.2.1 Objetivo General	5
1.2.2 Objetivos Específicos	5
1.3 HIPÓTESIS	5
1.3.1 Hipótesis General.....	5
1.4 VARIABLES	6
1.4.1 Variable Independiente	6
1.4.2 Variable Dependiente.....	6
1.4.3 Operacionalización de Variables	6
CAPÍTULO II: FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN	8
2.1 MARCO HISTÓRICO	8

2.2 MARCO METODOLÓGICO	20
2.2.1 Diseño Metodológico.....	20
2.2.2 Población y Muestra.....	20
2.2.3 Técnicas de Recopilación de Datos	20
2.2.4 Análisis Propuesto.....	21
2.3 MARCO TEÓRICO.....	21
2.3.1 Antecedentes de la Investigación	21
2.3.2 Definiciones Conceptuales	21
2.3.2.1 Sistemas Pasivos	22
2.3.2.1.1 Aislamiento Sísmico	22
2.3.2.1.2 Disipadores de Energía	23
2.3.2.1.3 Osciladores Resonantes.....	25
2.3.2.2 Sistemas Activos	27
2.3.2.3 Sistemas Híbridos.....	28
2.3.2.4 Sistemas Semi-Activos	29
2.3.3 Bases Teóricas	30
2.3.3.1 Aisladores Sísmicos	30
2.3.3.1.1 Características de los Aisladores Sísmicos	30
2.3.3.1.2 Parámetros que intervienen en el diseño de estructuras con aisladores sísmicos	32
2.3.3.1.3 Tipos de Aisladores Sísmicos	36
2.3.3.1.3.1 Aislador Elastomérico Convencional.....	36
2.3.3.1.3.2 Aislador Elastomérico de Bajo Amortiguamiento (LDR)	37
2.3.3.1.3.3 Aislador Elastomérico de Alto Amortiguamiento (HDR)	38
2.3.3.1.3.4 Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo (LRB).	38
2.3.3.1.3.5 Aislador de Péndulo Friccional (FPS).	39
2.3.3.2 Consideraciones y criterios de modelamiento.....	40
2.3.3.2.1 Capacidad de Carga.....	40
2.3.3.2.2 Rigidez lateral y desplazamiento máximo	41
2.3.3.2.3 Diafragma Rígido.....	41
2.3.3.3 Procedimiento de diseño de los aisladores.....	42
2.4 MARCO NORMATIVO	52

2.4.1	Norma NTE-030 (Proyecto de Norma 2014).....	52
2.4.2	FEMA (Federal Emergency Management Agency).....	58
2.4.3	UBC (Uniform Building Code 1997, CAPITULO 16).....	61
2.4.4	Norma Chilena NCH 2745-2003.....	64
CAPÍTULO III: DESCRIPCIÓN ANÁLISIS Y DISEÑO		71
3.1	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA A ANALIZAR	71
3.2	ANÁLISIS DE LA EDIFICACIÓN	72
3.3	PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	73
3.3.1	Predimensionamiento de vigas:.....	73
3.3.2	Predimensionamiento de columnas:.....	74
3.3.3	Predimensionamiento de losa aligerada:.....	75
3.4	VALIDACIÓN DE RESULTADOS	75
3.5	CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA LA EDIFICACIÓN EMPOTRADA	83
3.5.1	Elementos para transmisión de cargas verticales:.....	83
3.5.1.1	Diseño de losa aligerada	83
3.5.1.2	Diseño de vigas	88
3.5.1.3	Diseño de placas de concreto:.....	97
3.5.1.4	Diseño de zapatas:	113
3.6	CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA EDIFICACIÓN INCL. AISLADORES SÍSMICOS	118
3.6.1	Análisis preliminar:	118
3.6.1.1	Análisis Estático del Edificio Educativo	118
3.6.1.2	Análisis Dinámico del edificio educativo.....	121
3.6.2	Obtención de fuerzas de Diseño de los elementos de Concreto Armado.....	148
3.6.3	Diseño de la superestructura.....	148
3.6.3.1	Diseño de Vigas	148
3.6.3.2	Diseño de placas:	151
3.6.4	Diafragma rígido y vigas del sistema de aislación	158
3.6.4.1	Diafragma rígido	158
3.6.4.1.1	Diseño de Losa Maciza bidireccional.....	158

3.6.4.1.2	Diseño de Vigas de conexión	165
3.6.5	Diseño de la cimentación	167
3.6.5.1	Diseño de Podios.....	167
3.6.5.2	Diseño de zapatas	168
3.6.5.3	Aisladores Sísmicos	173
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE COSTOS Y PRESUPUESTOS		182
CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN		185
CONCLUSIONES.....		188
RECOMENDACIONES.....		190
BIBLIOGRAFÍA.....		191
ANEXOS		193
PLANOS		

INDICE DE FIGURAS

Figura 2 - 1: Palacio de Knossos	8
Figura 2 - 2: Sistema usado de arena fina	9
Figura 2 - 3: Partenón	9
Figura 2 - 4: Sistema Dovela metálica en columna	10
Figura 2 - 5: Construcción en Chokrak.....	10
Figura 2 - 6: Construcción en Chokrak.....	11
Figura 2 - 7: Coliseo Romano	11
Figura 2 - 8: Hotel Imperial de Tokio - Japón	12
Figura 2 - 9: Escuela de Pestalozzi.....	12
Figura 2 - 10: Los Ángeles City Hall.....	14
Figura 2 - 11: Sistema de aislamiento	14
Figura 2 - 12: Clínica San Carlos de Apoquindo	15
Figura 2 - 13: Clínica San Carlos de Apoquindo	15
Figura 2 - 14: Asociación Chilena de Seguridad	16
Figura 2 - 15: Asociación Chilena de Seguridad	16
Figura 2 - 16: Asociación Chilena de Seguridad	17
Figura 2 - 17: Nueva Sede de Graña y Montero.....	17
Figura 2 - 18: Colocación aisladores Sede Graña y Montero	18
Figura 2 - 19: Campus UTEC.....	18
Figura 2 - 20: Centro de Información e Investigación de la FIC -UNI	19
Figura 2 - 21: Colocación de aisladores FIC - UNI	19
Figura 2 - 22: Definición de respuesta dinámica	22
Figura 2 - 23: Disipador Histerético	24
Figura 2 - 24: Disipador Viscoelástico	25
Figura 2 - 25: Edificio Taipei 101.....	26
Figura 2 - 26: Amortiguador de Masa del Taipei 101.....	26
Figura 2 - 27: Edificio Kyobashi Seiwa	28
Figura 2 - 28: Comparación periodos sin aislación y con aislación	30
Figura 2 - 29: Comparación estructura con y sin aislamiento sísmico	31

Figura 2 - 30: Comparación de periodos entre estructura sin y con aislamiento	31
Figura 2 - 31: Comparación sistemas en tipo de suelo	33
Figura 2 - 32: Dimensiones del edificio	33
Figura 2 - 33: Ubicación de los aisladores	34
Figura 2 - 344: Fórmulas para el Periodo de la estructura aislada y el desplazamiento de los aisladores	35
Figura 2 - 355: Desplazamientos para sismo de diseño y sismo máximo de diseño	35
Figura 2 - 36: Combinaciones para determinar el peso máximo que recibirán los aisladores.....	36
Figura 2 - 37: Vista externa Aislador Elastomérico Convencional	37
Figura 2 - 38: Corte Aislador Elastomérico Convencional	37
Figura 2 - 39: Corte Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo	38
Figura 2 - 40: Vista externa de aislador elastomérico.....	39
Figura 2 - 41: Corte Aislador Tipo Friccional	39
Figura 2 - 42: Corte Aislador Tipo Péndulo Friccional	40
Figura 2 - 43: Diafragma Rígido	42
Figura 3 - 1: Planta del primer Piso.....	71
Figura 3 - 2: Planta típica para Segundo, tercer, cuarto y quinto nivel	72
Figura 3 - 3: Espectro para estructura empotrada	81
Figura 3 - 4: Distribución Cargas Muertas (CM)	84
Figura 3 - 5: Distribución Cargas Vivas (CV-1).....	84
Figura 3 - 6: Distribución Carga Viva (CV-2)	84
Figura 3 - 7: Distribución Carga Viva (CV-3)	84
Figura 3 - 8: Distribución Carga Viva (CV-4)	85
Figura 3 - 9: Distribución Carga Viva (CV-5)	85
Figura 3 - 10: Distribución Carga Viva (CV-6)	85
Figura 3 - 11: Distribución Carga Viva (CV-7)	85
Figura 3 - 12: Distribución Carga Viva (CV-8)	85
Figura 3 - 13: Distribución Carga Viva (CV-9)	86

Figura 3 - 14: Envoltorio de Momentos últimos	86
Figura 3 - 15: Envoltorio de Fuerzas Cortantes Últimas	87
Figura 3 - 16: DMF en la estructura en el Eje 1	92
Figura 3 - 17: DMF en la estructura en el Eje 2.....	92
Figura 3 - 18: DMF en la estructura en el Eje 3.....	93
Figura 3 - 19: DMF de la estructura en los Ejes A y B.....	93
Figura 3 - 20: DMF de la estructura en los Ejes C y D	94
Figura 3 - 21: DMF de la estructura en los Ejes E y F	94
Figura 3 - 22: DMF de la estructura en los Ejes G y H	95
Figura 3 - 23: DMF de la estructura en el Eje I.....	95
Figura 3 - 24: Sección creada en Etabs	109
Figura 3 - 25: Diagrama de Interacción para el Eje YY	110
Figura 3 - 26: Diagrama de Interacción para el Eje XX	112
Figura 3 - 27: Propiedades Técnicas del Aislador	124
Figura 3 - 28: Lazo de Histéresis de aisladores sísmicos.....	125
Figura 3 - 29: Propiedades Lineales para el modelamiento de Aisladores	138
Figura 3 - 30: Propiedades No lineales para el modelamiento de aisladores ..	138
Figura 3 - 31: Acceso a Link Properties	140
Figura 3 - 32: Definimos las propiedades link.....	140
Figura 3 - 33: Propiedades y tipo de aislador	141
Figura 3 - 34: Ventana para ingreso de datos lineales y no lineales.....	142
Figura 3 - 35: Función Espectral	144
Figura 3 - 36: Diagrama de Esfuerzos cortantes Eje X.....	147
Figura 3 - 37: Diagrama de esfuerzos cortantes en Eje Y	147
Figura 3 - 38: Diagrama de momentos flectores en el Eje A	149
Figura 3 - 39: Sección creada en Etabs	157
Figura 3 - 40: Diagrama de interacción de placa.....	157
Figura 3 - 41: Cuadro de detalles técnicos del aislador.....	173

INDICE DE TABLAS

Tabla 2 - 1: Resumen de tecnología en el tiempo	20
Tabla 2 - 2: Factores de Zona	44
Tabla 2 - 3: Perfiles de Suelo	44
Tabla 2 - 4: Tipos de Fuentes Sísmicas	45
Tabla 2 - 5: Factores de cercanía a la fuente sísmica N_a	46
Tabla 2 - 6: Factores de cercanía a la fuente sísmica N_v	46
Tabla 2 - 7: Coeficientes de Respuesta M_m	47
Tabla 2 - 8: Coeficientes sísmicos espectrales CVD	48
Tabla 2 - 9: Coeficientes sísmicos espectrales CAD	48
Tabla 2 - 10: Coeficientes sísmicos espectrales CVM	49
Tabla 2 - 11: Coeficientes sísmicos espectrales CAM	49
Tabla 2 - 12: Coeficiente de Reducción “R”	51
Tabla 3- 1: Límites para la distorsión de entrepiso	77
Tabla 3- 2: Valores de K (factor de longitud efectiva)	100
Tabla 3- 3: Tabla para diagrama de interacción YY ($\emptyset M_n$, $\emptyset P_n$)	109
Tabla 3- 4: Tabla para diagrama de interacción YY (M_n , P_n)	110
Tabla 3- 5: Tabla para diagrama de interacción YY ($\emptyset M_n$, $\emptyset P_n$)	111
Tabla 3- 6: Tabla para diagrama de interacción XX (M_n , P_n)	111
Tabla 3- 7: Desplazamientos producidos en la estructura en el Eje X	145
Tabla 3- 8: Desplazamientos producidos en la estructura en el Eje Y	146
Tabla 3- 9: Esfuerzos Cortantes en la estructura en el Eje X	146
Tabla 3- 10: Esfuerzos cortantes en la estructura en el Eje y	147

SIGLAS

- FEMA: Federal Emergency Management Agency
- UBC-97: Uniform Building Code del año 1997
- NTE: Norma Técnica de Edificaciones
- NCH: Norma Chilena
- LDR: Low Damping Rubber (Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento)
- HDR: High Damping Rubber (Aislador elastomérico de alto amortiguamiento)
- LRB: Lead Rubber Bearing (Aislador elastomérico con núcleo de plomo)
- FPS: Friction Pendulum System (Aislador de péndulo friccional)
- DBE- SDI: Design Basics Earthquake - Sismo de diseño
- MCE – SMP: Maximum Capable Earthquake – Sismo máximo posible

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1 EL PROBLEMA

1.1.1 Fundamentación del problema

La Ciudad de Arequipa se halla en una zona con alto riesgo sísmico debido a que se encuentra en la zona de interacción de la placa continental y la Placa de Nazca siendo la principal causante de los sismos.

Este choque entre placas genera sismos de diversas magnitudes pudiendo causar grandes estragos en la población, por lo que la Ciudad de Arequipa se encuentra dentro de la zona 3 de sismicidad, siendo ésta la zona con calificación más alta según la norma actual.

La causa que hace necesaria la inserción de aisladores sísmicos en las edificaciones, es el comportamiento dinámico del edificio que tiene frente a un sismo, ya que con la estructuración convencional se tienen desplazamientos relativos, derivas de entrepiso mayores, mayor daño, elementos estructurales con mayor dimensión por ende mayor peso y mayor costo; en muchas ocasiones se presentan daños estructurales considerables; en cambio con una estructura aislada sísmicamente estos parámetros se reducen favoreciendo el comportamiento del edificio.

*Además la incorporación de aisladores sísmicos, permiten el uso de las edificaciones aún durante el evento sísmico, pues en el instante se puede estar realizando trabajos sin problemas con temor a que se dañen las estructuras o el contenido de la edificación.

Es por lo cual se plantea una posible solución a este problema, como es la protección sísmica, denominada aislamiento sísmico de base; la cual ha venido siendo estudiada desde hace 30 años a nivel mundial

con resultados aceptables, siendo uno de los pioneros en este campo el PhD en Ingeniería Civil James Kelly, quien explica que en el concepto del aislamiento sísmico, se busca el desacoplamiento de la superestructura de su cimentación a través de elementos de baja frecuencia denominados aisladores sísmicos.

1.1.2 Formulación del problema

1.1.2.1 Problemas principales

- ¿Es posible aislar la base de la estructura del suelo mediante el uso de aisladores sísmicos?

1.1.2.2 Problemas secundarios

- ¿Cuáles son las características de la estructura a considerar para el diseño de los aisladores sísmicos?
- ¿Qué características y dimensiones deberán tener los aisladores sísmicos para soportar un sismo de magnitud considerable?
- ¿Cuántos aisladores se necesitarán en la base del edificio?
- Hay poco conocimiento y la falta de capacitación sobre el tema.
- ¿En qué tipo de edificaciones se usa este sistema?

1.1.3 Antecedentes

Se sabe que el aislamiento basal consiste en separar la estructura de la tierra para evitar daños sísmicos, sin embargo, una edificación debe estar asentada sobre la tierra para poder soportar la gravedad, el problema es cómo aislar el edificio y al mismo tiempo se pueda resistir la gravedad.

El aislamiento de base trata de reducir la demanda en lugar de aumentar la capacidad, no se puede controlar el evento sísmico pero se puede controlar la demanda que hace a la estructura mediante prevención de los movimientos que se transmiten desde la base hacia la superestructura.

El concepto de aislamiento basal es desacoplar el edificio de los movimientos del suelo, ubicando elementos de rigidez horizontal baja y rigidez vertical alta entre los cimientos y la estructura; siendo los objetivos de un diseño de estas características el lograr que la estructura trabaje en el rango elástico, ganando flexibilidad horizontal, rigidez vertical alta, amortiguamiento, disipación de energía y resistencia para cargas de servicio.

De este modo, se logrará alargar el periodo fundamental de vibración disminuyendo las cargas sísmicas, evitando la amplificación vertical o balanceo, soportando deformaciones de corte, reduciendo las demandas de deformaciones en la estructura causante del daño principal, al igual que las vibraciones en el caso de servicio; siendo efectivo durante el sismo máximo y después del sismo.

Los aisladores de base son una excelente alternativa para tener estructuras sísmos resistentes, de ahí el gran desarrollo que ha experimentado a nivel mundial dispositivos de control en edificios, en puentes, en la industria petrolera, en la preservación de monumentos históricos, entre otros.

Resumiendo se podría decir que las cuatro funciones fundamentales de un sistema de aislamiento sísmico son:

1. La transmisión de cargas verticales, lo que implica que el sistema de aislación actúa como un cojinete convencional del sistema, para las transferencias de cargas verticales previstas de la superestructura a la subestructura.
2. Estimación de los desplazamientos en el plano horizontal debido al desacoplamiento entre base y la superestructura, por lo que se reducen las fuerzas de transmisión o la cantidad de energía mecánica,

que es esencialmente lo mismo. El desacoplamiento permite flexibilidad horizontal de la estructura.

3. Disipación de cantidades sustanciales de energía bajo límites de desplazamiento de la masa estructural aislada, y proporciona un mejor control estructural con mayor seguridad para la estructura.
4. La capacidad de auto-centrado, es el retorno de la estructura para la posición anterior a una ubicación neutral, no es referente para limitar los desplazamientos residuales al final de un evento sísmico, sino que más bien evitar desplazamientos acumulativos durante el evento. Esta capacidad auto-centrante asume particular importancia en las estructuras situadas en las proximidades de un fallo, donde los terremotos se caracterizan por acelerogramas altamente asimétricos.

1.1.4 Justificación de la Investigación

La presente investigación se justifica en que el uso de aisladores sísmicos en la base mejora el comportamiento dinámico de las estructuras frente a los sismos, reduciendo derivas de entrepiso, daños en la estructura, a la vez reduciendo la sección transversal de los elementos que lo componen y también mostrar los beneficios de costo utilizando tecnología de última generación como es la que se presenta en esta tesis.

1.1.5 Limitaciones y Restricciones

Teniendo en cuenta la situación actual del desarrollo de Ingeniería Civil en el país y sobre todo la Ciudad de Arequipa se considerarán las siguientes limitaciones:

- La actual Norma Sismo Resistente RNE E030 no considera el uso de aisladores, para lo cual será necesario tomar como referencia otros reglamentos.
- En el Perú se tiene conocimiento que existe un Proyecto de Norma Sísmica, el cual no ha sido aprobado, que considera el tema pero en forma superficial para edificaciones de tipo A.

- Esta investigación está dirigida solamente a un edificio educativo de 5 pisos.
- Se utilizarán datos técnicos de los aisladores que hay en el mercado.

1.2 OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN

1.2.1 Objetivo General

Analizar y diseñar un edificio educativo de 5 pisos ubicado en Arequipa, mediante el uso de aisladores sísmicos en la base.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Recolectar información sobre los sistemas pasivos.
- Conocer las normas al respecto del sistema de aislamiento sísmico.
- Realizar el análisis de una estructura educativa aislada sísmicamente.
- Determinar el tipo de aislador adecuado para este caso.
- Analizar los desplazamientos relativos y totales que genera la estructura aislada.
- Comparar el comportamiento sísmico de la estructura con aislamiento en la base y una configuración empotrada convencional.

1.3 HIPÓTESIS

1.3.1 Hipótesis General

El uso de sistemas pasivos es una gran alternativa para poder contrarrestar los efectos de los sismos en las estructuras, aislando la súper estructura del suelo en desacople mediante el uso de aisladores sísmicos en la base y así obtener un mejor comportamiento de la

misma reduciendo los desplazamientos relativos, que tanto daño hacen a las estructuras.

1.4 VARIABLES

1.4.1 Variable Independiente

- Estructura con aisladores sísmicos.
- Norma actual
- Suelo de fundación

1.4.2 Variable Dependiente

- Desplazamientos relativos controlados y/o reducidos.
- Sistema estructural.
- Tipo de aislador.
- Desplazamiento total del edificio.
- Deriva de entrepiso

1.4.3 Operacionalización de Variables

VARIABLES	INDICADORES	SUBINDICADORES
V. INDEPENDIENTE		
• Estructura con aisladores sísmicos	- Tipo de aislador sísmico	- Proceso constructivo - Costo de colocación. - Costo de mantenimiento
	- Manual para su diseño	- Complejidad de diseño
• Norma Actual	- Norma UBC-97	- Desplazamientos laterales mínimos
	-	- Factor de zona sísmica - Perfiles de suelo - Tipo de fuente sísmica

		<ul style="list-style-type: none"> - Factores de cercanía a la fuente sísmica - Coeficiente de respuesta Mm. - Coeficientes sísmicos espectrales. - Coeficientes de amortiguamiento. - Desplazamientos totales de diseño - Fuerzas de diseño.
<ul style="list-style-type: none"> • Suelo de fundación 	- Norma Suelos E-050	<ul style="list-style-type: none"> - Ángulo de fricción - Capacidad portante - Profundidad de desplante
V. DEPENDIENTE		
<ul style="list-style-type: none"> • Desplazamientos relativos controlados y/o reducidos 	- Esfuerzos y deformaciones	- Límites permisibles
<ul style="list-style-type: none"> • Sistema estructural 	<ul style="list-style-type: none"> - Aporticado - Dual - Muros estructurales 	<ul style="list-style-type: none"> - Costo. - Comportamiento estructural.
<ul style="list-style-type: none"> • Tipo de aislador sísmico 	<ul style="list-style-type: none"> - Péndulo friccional (FPS) - Elastomérico con núcleo de plomo (LRB) - Elastomérico de bajo amortiguamiento (LDR) - Elastomérico convencional 	<ul style="list-style-type: none"> - Costo del aislador - Complejidad de instalación. - Tipo de respuesta del aislador.
<ul style="list-style-type: none"> • Desplazamiento total del edificio 	- Desplazamiento permisible según norma y tipo de aislador.	
<ul style="list-style-type: none"> • Deriva de entrepiso 	<ul style="list-style-type: none"> - Altura de entrepiso. - Tipo estructural. 	

CAPÍTULO II: FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN

2.1 MARCO HISTÓRICO

A pesar de que el estudio científico del aislamiento de base para edificios frente a terremotos es una materia reciente, existe un amplio número de edificios históricos protegidos por algún sistema de aislamiento. Kirikov (1992) describe varios procedimientos empleados por los Sumerios, Griegos, Romanos y Bizantinos, entre otros, para proteger sus construcciones. El sistema más usual consistía en ubicar una capa de arena fina debajo de la cimentación, cuyo resultado era un aislamiento de base tipo friccional. Esta técnica fue usada por:

- **El Palacio de Knossos – Grecia (2000 A.C.)**, en donde como base de las estructuras se utilizaba una capa de arena fina de tal manera que las ondas sísmicas se disipaban.



Figura 2 - 1: Palacio de Knossos



Capa de arena

Figura 2 - 2: Sistema usado de arena fina

- **P Partenón – Grecia (400 A.C.)**, en donde se usaban unas especies de dovelas metálicas en el interior de las columnas circulares.



Figura 2 - 3: Partenón

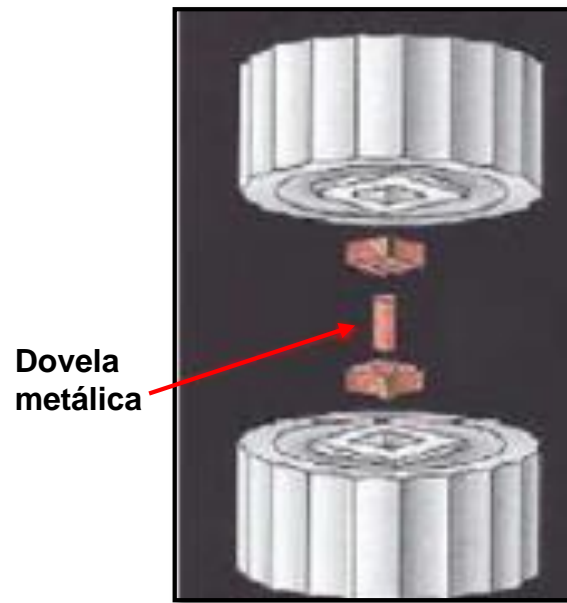


Figura 2 - 4: Sistema Dovela metálica en columna

- **Construcción en Chokrak – Grecia Antigua - Ucrania (300 A.C.),** en donde se utilizaron diferentes estratos de suelos para disipar las ondas sísmicas.

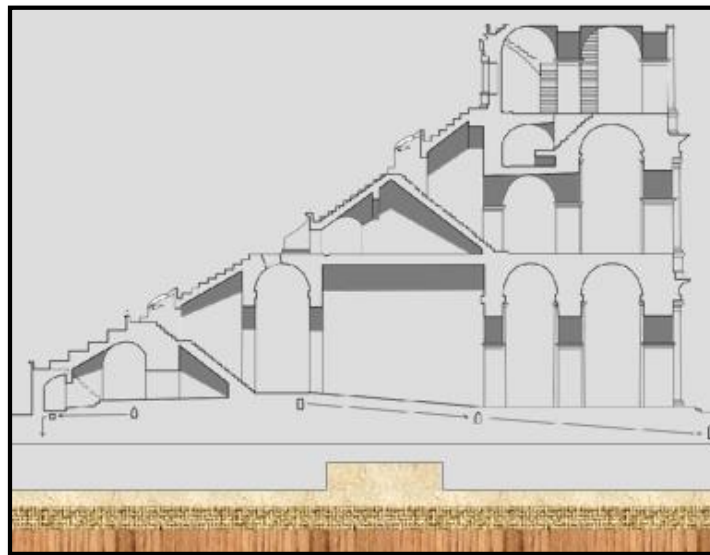


Figura 2 - 5: Construcción en Chokrak



Figura 2 - 6: Construcción en Chokrak

- **El Coliseo Romano (70 D.C.)**, en donde se utilizaron diferentes estratos de suelos para disipar las ondas sísmicas.



Piedras
Piedras
Arcilla (capa)

Figura 2 - 7: Coliseo Romano

- **Hotel Imperial de Tokio – Japón (1890 – 1923)**, en el cual se utilizó una capa de arcilla blanda debajo del suelo resistente, el cual

sobrevivió a un terremoto en el año 1923 con una intensidad de 8.3, dejando 140 000 víctimas.

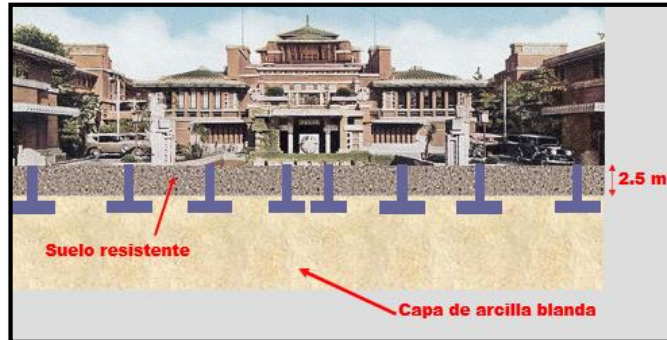
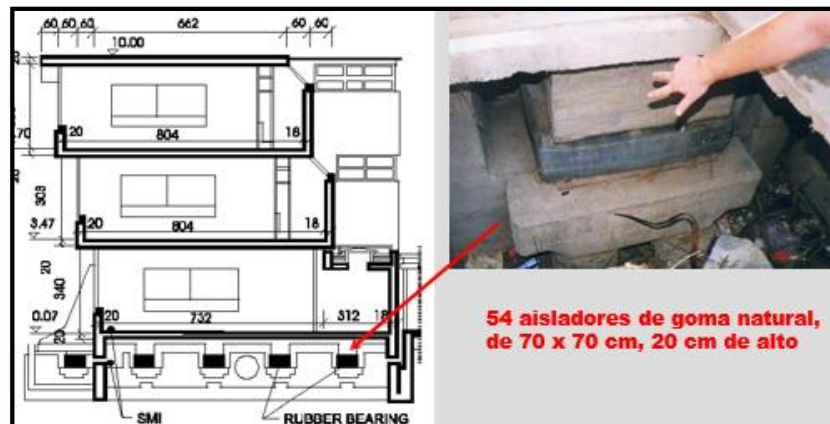


Figura 2 - 8: Hotel Imperial de Tokio - Japón

La primera patente de aislamiento de base, se presentó en Estados Unidos por el ciudadano alemán Jacob Bechtold en 1906, era del tipo friccional, se lograba al desacoplar estructura y suelo mediante esferas metálicas.

En 1929 Robert Wladislas de Montalk de Wellington (Nueva Zelanda), presenta un edificio apoyado en resortes que absorbían impactos.

En el año 1969, se construyó **La Escuela Pestalozzi, en Skopia – Macedonia** el primer edificio con aisladores de goma.



54 aisladores de goma natural, de 70 x 70 cm, 20 cm de alto

Figura 2 - 9: Escuela de Pestalozzi

En el año 1974 se construyó la primera escuela en México de cuatro pisos en la cual cada columna se apoya en dos placas metálicas sobre

más de cien esferas metálicas en su interior y un dispositivo para limitar el desplazamiento lateral en 12 centímetros.

En el año 1978 se fabricaron los primeros sistemas de neopreno reforzado de uso práctico y se experimentaron en un modelo de edificio de cinco pisos.

En el año 1987 empezó a ser operativa la central de Koeberg (Sudáfrica) construida por la empresa francesa Framatome, la central nuclear fabricada está diseñada para una aceleración pico de 0.2 g, por lo que se emplearon aisladores dinámicos para reducir la aceleración máxima hasta ese nivel.

Durante todo este periodo el aislamiento sísmico fue planteado como una solución para edificaciones nuevas, pero recientemente se ha tenido mucho éxito en la rehabilitación de edificios históricos, entre los cuales podemos mencionar a los siguientes:

- **Salt Lake City and County y el Masonic Hall** en la ciudad de Salt Lake, Utah, Estados Unidos; con el sistema de neopreno reforzado.
- **Los Ángeles City Hall**, Los Ángeles, Estados Unidos, con 450 aisladores elastoméricos, 70 apoyos deslizantes y 70 amortiguadores viscosos, lo cual constituye un sistema mixto.



Figura 2 - 10: Los Ángeles City Hall



Figura 2 - 11: Sistema de aislación

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.

Algunos ejemplos de aplicación en construcciones recientes y realizadas en Sudamérica, eminentemente en Chile, que cuentan con la implementación de aisladores sísmicos se pueden observar en las siguientes estructuras:

- **Clínica San Carlos de Apoquindo**, en el edificio de San Agustín en el 2002, campus de la Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile.



Figura 2 - 12: Clínica San Carlos de Apoquindo



Figura 2 - 13: Clínica San Carlos de Apoquindo

- **Edificio de la Asociación Chilena de Seguridad** ubicado en la calle Vicuña Mackenna, ciudad de Santiago, Chile.



Figura 2 - 14: Asociación Chilena de Seguridad

- **Hospital Militar en La Reina**, realizado entre los años 2001 y 2002, ciudad de Santiago, Chile.



Figura 2 - 15: Asociación Chilena de Seguridad



Figura 2 - 16: Asociación Chilena de Seguridad

En el Perú se han construido algunos edificios con esta tecnología, como se detallan a continuación:

- **Nueva sede Graña y Montero**, cuya ubicación se da en Miraflores, Lima.



Figura 2 - 17: Nueva Sede de Graña y Montero



Figura 2 - 18: Colocación aisladores Sede Graña y Montero

- **Nuevo Campus UTEC**, ubicado en Barranco en Lima



Figura 2 - 19: Campus UTEC

- **Centro de Información e Investigación de la FIC-UNI, ubicado en Ate, Lima.**



Figura 2 - 20: Centro de Información e Investigación de la FIC -UNI



Figura 2 - 21: Colocación de aisladores FIC - UNI

Descripción tecnología	Año
Capas de arena y arcilla	2000 AC – 70 DC
Esferas metálicas	1906
Resortes	1929
Aisladores de goma	1969
Placas metálicas sobre esferas y dispositivos para limitar desplazamiento lateral	1974
Sistemas de neopreno	1978
Aisladores dinámicos	1987
Aisladores elastoméricos	Actualmente Perú más usados

Tabla 2 - 1: Resumen de tecnología en el tiempo

2.2 MARCO METODOLÓGICO

2.2.1 Diseño Metodológico

La presente investigación responde a las características, analíticas y comparativas, puesto a que mediante el software vamos a diseñar los diferentes elementos estructurales del edificio, procedemos a analizarlo y a realizar la comparación entre la alternativa de la estructuración anclada y la estructuración aislada en base, para determinar sus comportamientos y posteriormente hacer la comparación en cuanto a presupuesto.

2.2.2 Población y Muestra

La población actual de edificios con aisladores sísmicos en el Perú es limitada, debido a que existe muy poco conocimiento sobre este sistema.

La muestra tomada para el proyecto es específicamente para un modelo único.

2.2.3 Técnicas de Recopilación de Datos

El proyecto propuesto será trabajado mediante software ya que es uno de los procedimientos más confiables para poder diseñar el edificio educativo de tal manera que tengamos un aval de que los resultados son válidos y cercanos a la realidad.

2.2.4 Análisis Propuesto

En el análisis propuesto para la tesis se considerará la comparación entre dos sistemas uno empotrado y el otro sistema aislado, de tal manera que se pueda concluir en las ventajas de un sistema sobre el otro.

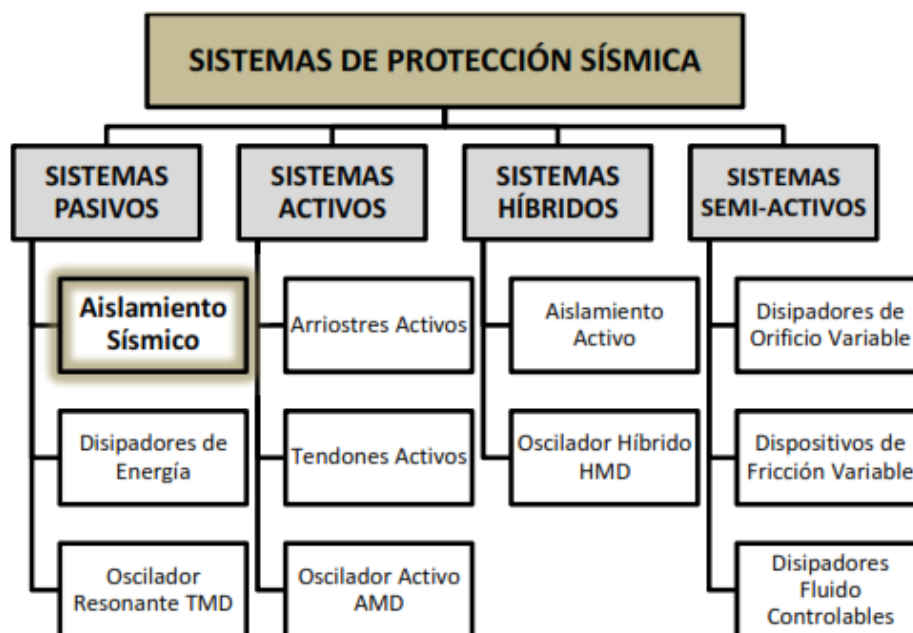
Primero se hará la respectiva prueba mediante el análisis estático, una vez que los valores obtenidos mediante este análisis sean validados, se realizará el modelamiento mediante el análisis dinámico

2.3 MARCO TEÓRICO

2.3.1 Antecedentes de la Investigación

En muchos lugares del mundo se han ido investigando sobre los sistemas de aislación sísmica encontrándose resultados favorables en cuanto a la reducción de los daños producidos en las estructuras; en el Perú se han hecho diferentes tipos de estudios, tesis, las cuales son precedentes a esta investigación

2.3.2 Definiciones Conceptuales



Esquema 2 - 1: Esquemas de protección sísmica

2.3.2.1 Sistemas Pasivos

Los sistemas pasivos son los dispositivos de protección sísmica más comúnmente utilizados en la actualidad. A esta categoría corresponden los sistemas de aislación sísmica de base y los disipadores de energía.

Los sistemas pasivos permiten reducir la respuesta dinámica de las estructuras a través de sistemas mecánicos especialmente diseñados para disipar energía por medio de calor.

Una respuesta dinámica es cualquier magnitud que pueda caracterizar el efecto de una carga dinámica sobre la estructura, de tal manera que para un punto considerado se calculan deformaciones, aceleraciones, tensiones, etc.

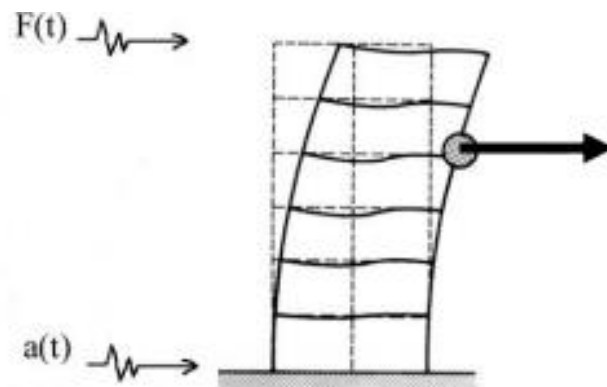


Figura 2 - 22: Definición de respuesta dinámica

2.3.2.1.1 Aislamiento Sísmico

Es una técnica que pertenece a los Sistemas de Protección Sísmicos estando dentro de la sub rama de los Sistemas de Protección Pasiva.

Existen diversos tipos de sistemas de aislación, cada uno con características propias en cuanto a sus mecanismos de acción, materiales que lo componen, costos de implementación y estudios teóricos que los respaldan pero todos buscan el mismo fin desacoplar la estructura del movimiento del suelo.

2.3.2.1.2 Disipadores de Energía

Los disipadores de energía permiten construir estructuras altas más económicas y con altos niveles de seguridad durante sismos severos.

La estructura sin disipadores de energía sobrevive un sismo severo disipando energía en sus elementos principales, los que sufren daño.

En la estructura con disipadores, la energía es absorbida por estos dispositivos reduciendo significativamente las deformaciones y el daño estructural.

Los disipadores de energía modifican la propiedad dinámica de amortiguamiento del sistema estructural de modo que las vibraciones inducidas por la excitación son absorbidas por estos dispositivos. Su utilización es especialmente adecuada en edificios flexibles fundados sobre cualquier tipo de suelo.

La disipación de energía se realiza a través del comportamiento plástico de metales dúctiles, la extrusión del plomo, la deformación de corte de polímeros viscoelásticos, la pérdida de energía de fluidos viscosos circulando a través de orificios, la fricción seca entre superficies en contacto bajo presión, etc.

Los disipadores histeréticos incluyen los disipadores metálicos y los disipadores friccionantes, y dependen esencialmente de los desplazamientos de la estructura. Los disipadores metálicos están basados en la fluencia de los metales debido a flexión, corte, torsión,

o extrusión. Uno de los dispositivos metálicos más reconocidos es el ADAS, que está compuesto por placas de acero con sección transversal en forma de X instaladas en paralelo sobre los arriostres. Los disipadores friccionantes son dispositivos que disipan la energía mediante las fuerzas de fricción que se presentan por el desplazamiento relativo entre dos placas en contacto. Son diseñados para deslizarse a una carga predeterminada, y permanecen inactivos mientras no existe una demanda sísmica importante sobre el edificio.



Figura 2 - 23: Disipador Histerético

Los disipadores visco elásticos incluyen los sistemas de sólidos viscoelásticos, fluidos viscoelásticos, y los disipadores fluido-viscosos.

Los dispositivos viscoelásticos dependen esencialmente de la velocidad. Los disipadores viscoelásticos sólidos están constituidos por una capa de material visco elástico ubicada entre dos placas de acero, usualmente acopladas a los arriostres que conectan los extremos del entrepiso.

Los dispositivos visco elásticos líquidos disipan la energía por medio de las deformaciones inducidas por un pistón en una sustancia altamente viscosa. Los disipadores fluido-viscosos son dispositivos que disipan energía forzando el flujo de un fluido a través de un orificio. Estos dispositivos son similares a los amortiguadores de un automóvil, pero operan con un mayor nivel de fuerzas y son fabricados con materiales más durables para lograr un mayor tiempo de vida útil.

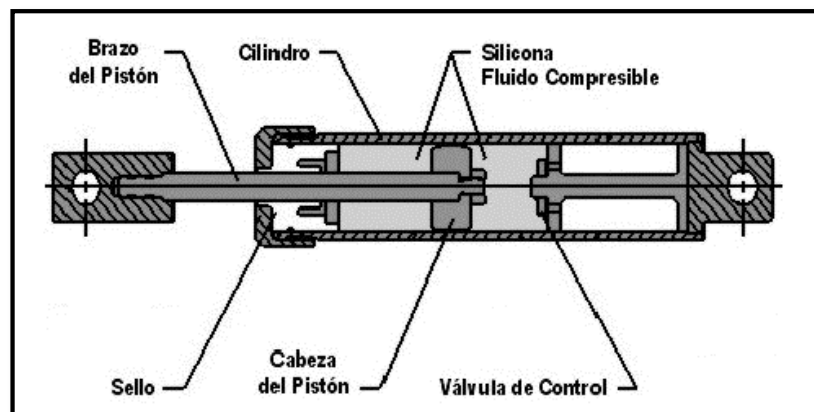


Figura 2 - 24: Disipador Viscoelástico

2.3.2.1.3 Osciladores Resonantes

Un oscilador resonante (TMD) es un sistema de un grado de libertad constituido por una masa, un elemento restitutivo y un mecanismo de disipación de energía, usualmente montado en la parte superior de la estructura. Para que el TMD pueda reducir la respuesta dinámica de una estructura debe existir una coincidencia entre las frecuencias naturales de vibración de la estructura y del oscilador resonante. Los osciladores resonantes son bastante efectivos en la reducción de las vibraciones producidas por el viento en edificios altos. También puede ser empleados para la reducción de la respuesta sísmica

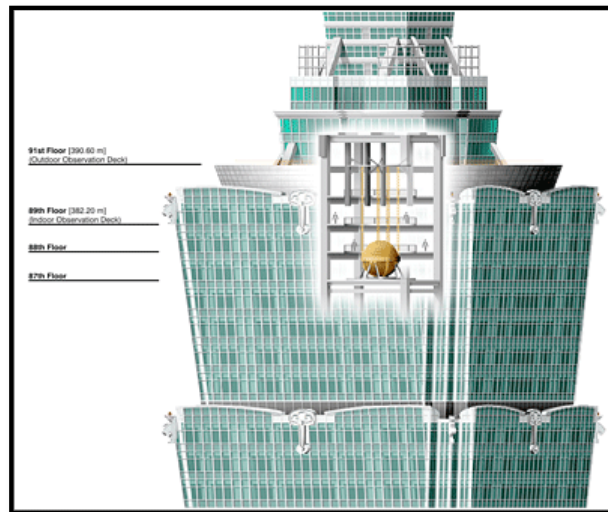


Figura 2 - 25: Edificio Taipei 101

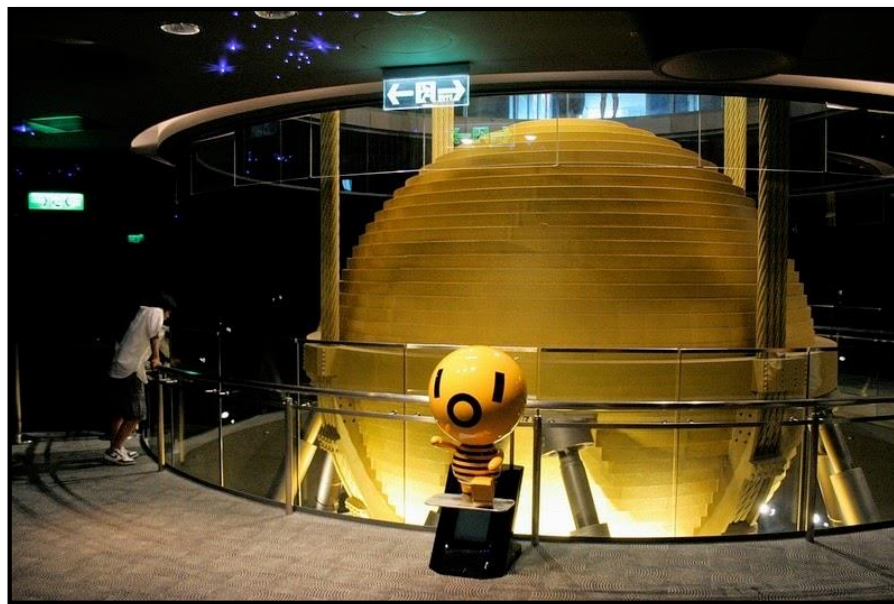
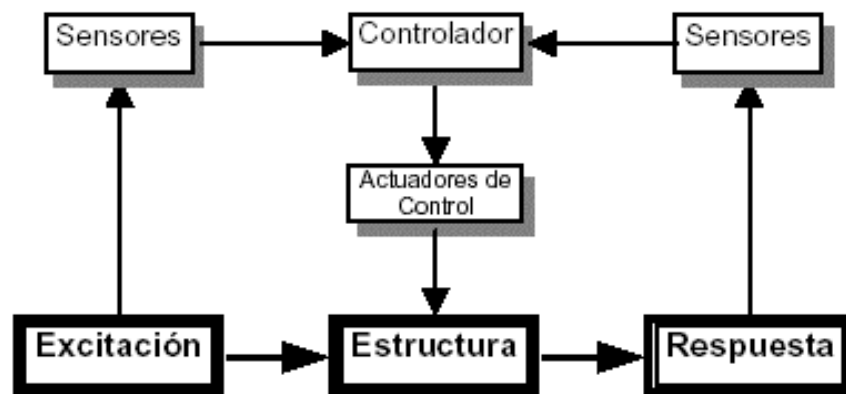


Figura 2 - 26: Amortiguador de Masa del Taipei 101

2.3.2.2 Sistemas Activos

Estos sistemas son dispositivos que generan fuerzas de control para modificar la respuesta dinámica de la estructura. Las fuerzas de control son aplicadas mediante actuadores integrados a un conjunto de sensores, controladores y procesadores de información en tiempo real. El esquema describe esquemáticamente el proceso. Los sensores instalados en la estructura miden las excitaciones externas y la respuesta dinámica de la estructura; los dispositivos de procesamiento en tiempo real procesan la información proveniente de los sensores y calculan las fuerzas de control necesarias para estabilizar la estructura; finalmente los actuadores generan las fuerzas necesarias para contrarrestar los movimientos sísmicos.



Esquema 2 - 2: Esquema del proceso de los sistemas activos

Las fuerzas de control pueden ser aplicadas a la estructura mediante una masa activa (AMD), arriostres activos (ABS), o tendones activos. Los osciladores de masa activa (AMD) proporcionan la forma más simple y compacta de aplicar las fuerzas de control a una estructura. Los arriostres y tendones activos

requieren un diseño más complicado y se encuentran actualmente en nivel experimental.

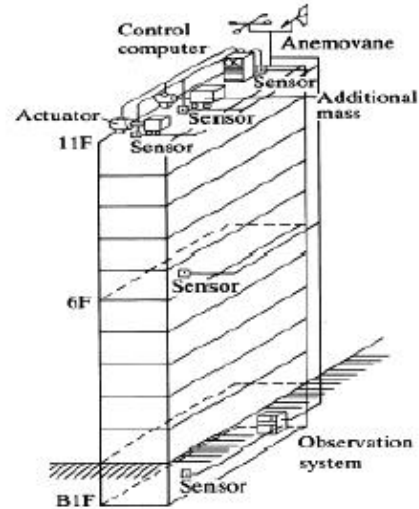


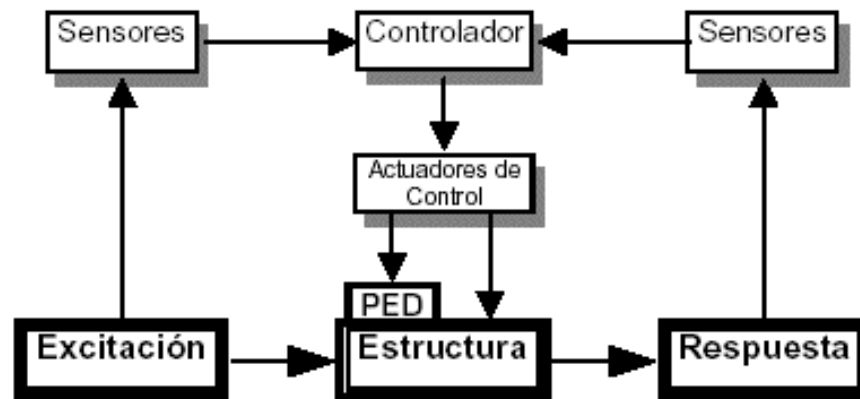
Figura 2 - 27: Edificio Kyobashi Seiwa

2.3.2.3 Sistemas Híbridos

Los sistemas híbridos emplean una combinación de dispositivos pasivos y activos con el fin de incrementar la confiabilidad y eficiencia del control estructural. Algunas de las restricciones que presenta un sistema completamente activo pueden ser superadas por los sistemas de control híbrido debido a que estos operan múltiples dispositivos de control, logrando mayores niveles de rendimiento. Las investigaciones en el campo de los sistemas de control híbrido han sido enfocadas principalmente en dos tipos de sistemas: osciladores híbridos (HMD) y aislamiento activo. Todos los sistemas híbridos funcionan según la configuración mostrada en el esquema mostrado.

El oscilador híbrido HMD (Hybrid Mass Damper) es el resultado de la combinación de un oscilador resonante (TMD) y un actuador de control activo. La capacidad de este dispositivo para reducir la respuesta estructural radica principalmente en el movimiento natural del oscilador resonante. Las fuerzas de control generadas por el

actuador son empleadas sólo para mejorar el desempeño del oscilador resonante, incrementando la eficiencia del sistema y permitiendo su adaptabilidad a los cambios en las características dinámicas de la estructura.

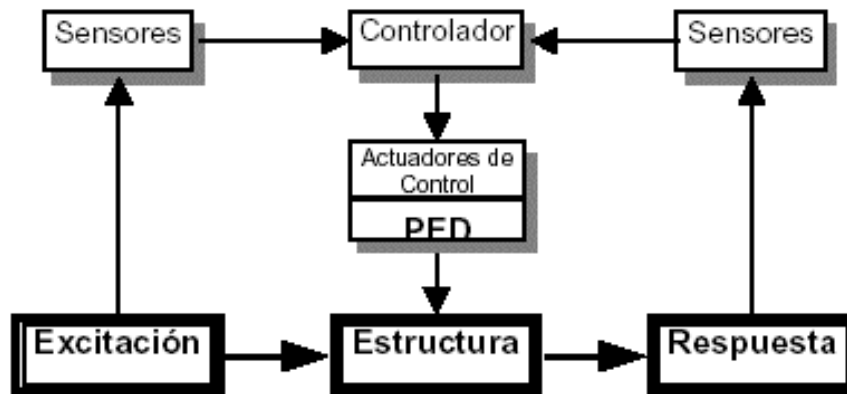


Esquema 2 - 3: Esquema del proceso de los sistemas híbridos

2.3.2.4 Sistemas Semi-Activos

Los sistemas semi-activos no aplican fuerzas de control en el sistema estructural, pero poseen propiedades variables que pueden ser controladas para reducir óptimamente la respuesta del sistema estructural. Se muestra la configuración de estos sistemas.

La atención recibida por estos sistemas en los últimos años puede ser atribuida al hecho de que los dispositivos de control semi-activo ofrecen la adaptabilidad de los sistemas de control activo sin la demanda de grandes fuentes de energía.



Esquema 2 - 4: Esquema del proceso de los sistemas semi activos

2.3.3 Bases Teóricas

2.3.3.1 Aisladores Sísmicos

2.3.3.1.1 Características de los Aisladores Sísmicos

- Desempeño bajo todas las cargas de servicio, verticales y horizontales.
- Flexibilidad horizontal suficiente para alcanzar el periodo natural de la estructura aislada.
- Capacidad de la estructura de retornar a su estado original sin desplazamientos residuales.

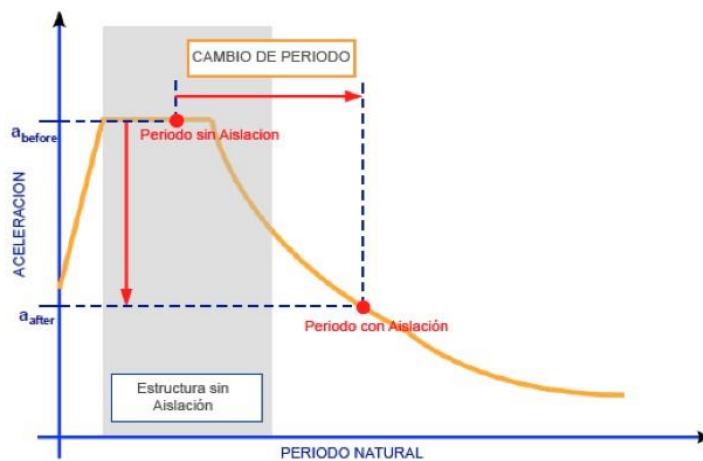


Figura 2 - 28: Comparación periodos sin aislación y con aislación

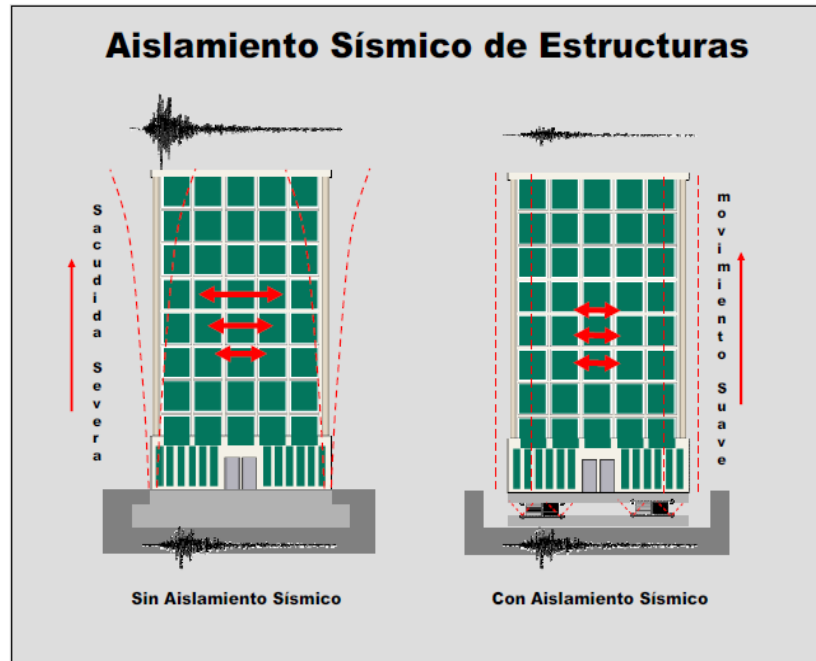


Figura 2 - 29: Comparación estructura con y sin aislamiento sísmico

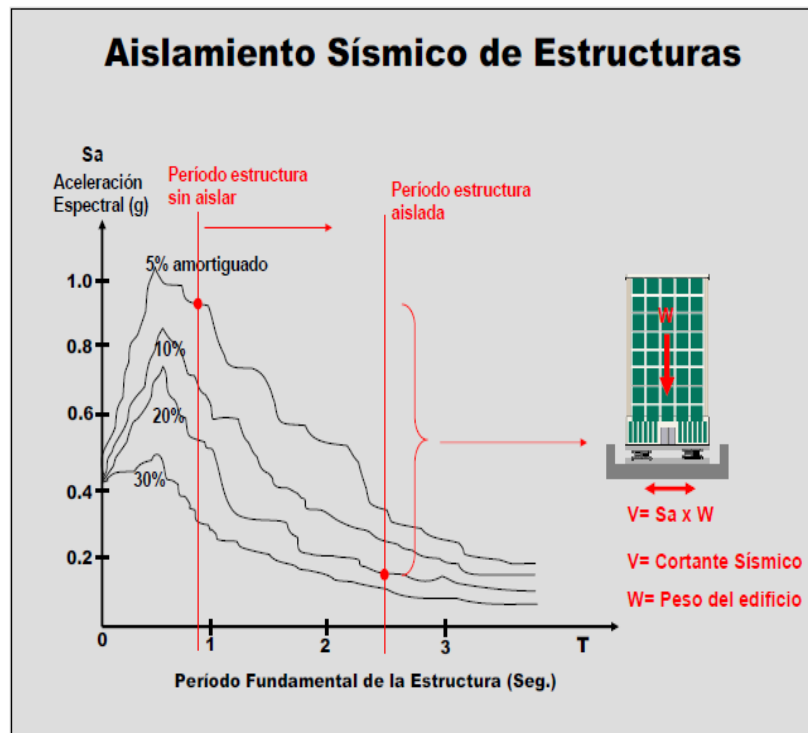


Figura 2 - 30: Comparación de periodos entre estructura sin y con aislamiento

Los aisladores sísmicos actúan modificando el periodo natural de la estructura no aislada de modo de reducir la aceleración sobre la estructura aislada. En la figura 2-30 se muestra cuando la estructura se vuelve más flexible, la aceleración espectral en el edificio disminuye y también las fuerzas sísmicas sobre la estructura.

Otra característica a resaltar en una estructura aislada es que los desplazamientos se incrementan debido a que la base es menos rígida.

En algunos casos, para optimizar el funcionamiento de los aisladores, se utiliza un sistema conjunto con disipadores. En la misma figura se observa también, que el incremento del amortiguamiento permite limitar este desplazamiento.

2.3.3.1.2 Parámetros que intervienen en el diseño de estructuras con aisladores sísmicos

a) Tipo de Suelo: Uno de los parámetros importantes en el diseño de los elementos es el tipo de suelo, del cual dependerá el tipo de sistemas que tendrán que adicionarse a los aisladores en la base de la estructura como los disipadores, en la Figura 2-31 se muestra una comparación entre los sistemas adicionales a usarse en caso se requirieran.

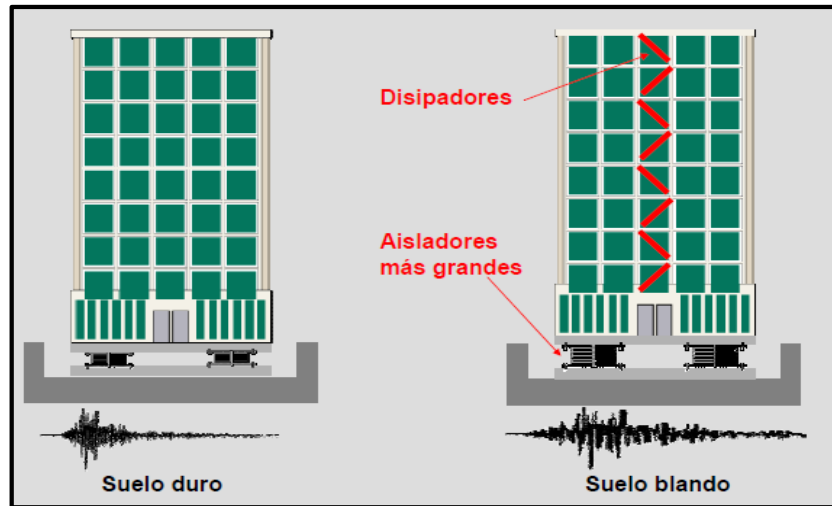


Figura 2 - 31: Comparación sistemas en tipo de suelo

b) **Dimensiones del edificio:** Otro parámetro importante es la relación entre la altura del edificio y su ancho, mientras más alto sea el edificio necesitará la adición de elementos que apoyen a que la estructura tenga un mejor comportamiento, como se muestra en la Figura 2-32.

$$\frac{H}{B} = 3$$

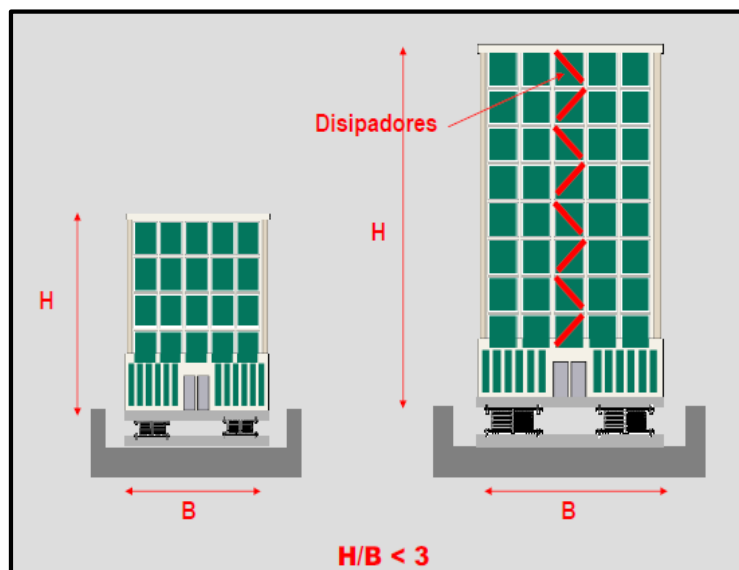


Figura 2 - 32: Dimensiones del edificio

- c) **Ubicación de los aisladores:** Otro de los parámetros es la ubicación de los aisladores, se pueden instalar sobre una base en común para la estructura o sobre las columnas de sótanos si es que se considerasen éstos, así como se muestra en la Figura 2-33.

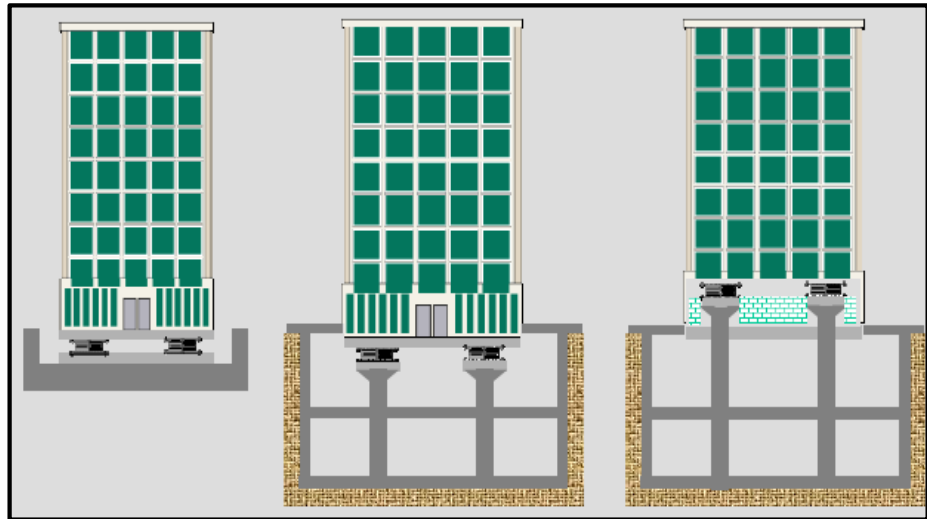


Figura 2 - 33: Ubicación de los aisladores

- d) **Periodo de la estructura aislada y desplazamiento de los aisladores:** El desplazamiento que pueda tener el aislador depende de la rigidez del mismo, y por ende se puede controlar el periodo de la estructura aislada en relación al peso del edificio y la rigidez del aislador, en la Figura 2-34 se puede observar las fórmulas para calcular estos factores.

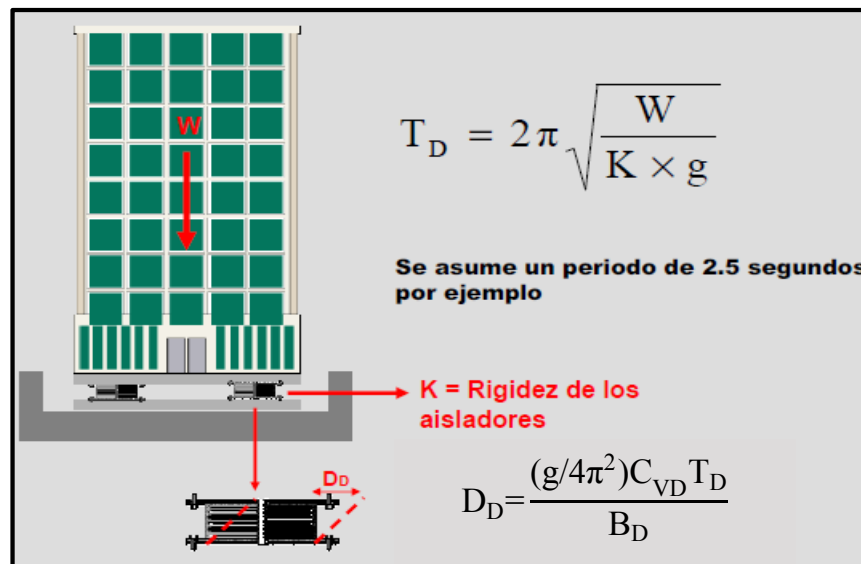


Figura 2 - 344: Fórmulas para el Periodo de la estructura aislada y el desplazamiento de los aisladores

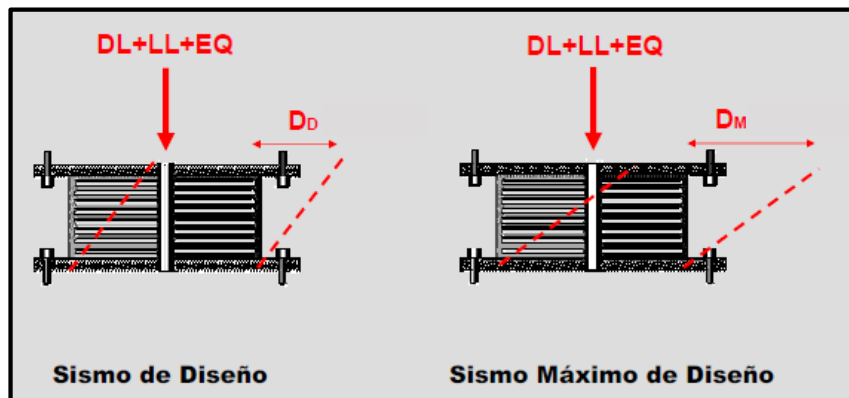


Figura 2 - 355: Desplazamientos para sismo de diseño y sismo máximo de diseño

e) **Tamaño de los aisladores:** El tamaño de los aisladores dependerá del peso que reciban de la estructura, se realizarán las combinaciones de carga necesarias para determinar cuál será el máximo peso que se puede tener al momento del sismo, como se muestra en la Figura 2-36.

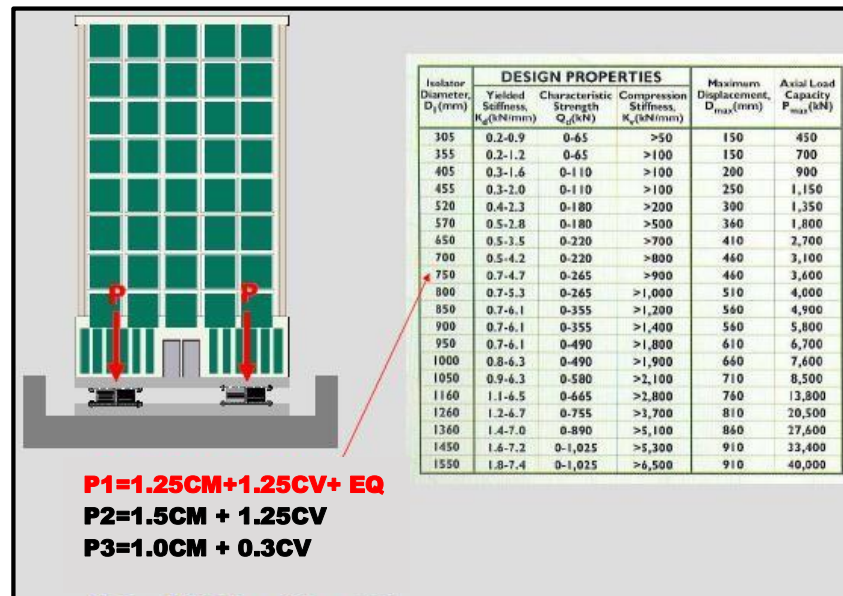


Figura 2 - 36: Combinaciones para determinar el peso máximo que recibirán los aisladores

2.3.3.1.3 Tipos de Aisladores Sísmicos

2.3.3.1.3.1 Aislador Elastomérico Convencional

Estos aisladores son apoyos elastoméricos laminados, intercalando un conjunto de láminas de goma con delgadas placas de acero unidas por un proceso de vulcanización a manera de un sándwich. La característica general de este sistema es el de entregar una alta rigidez vertical para soportar las cargas de la edificación y una rigidez lateral baja, para permitir el desplazamiento de la superestructura ante eventos sísmicos. Los aisladores elastoméricos laminados cuentan en sus extremos superior e inferior con dos placas de acero con las cuales se conecta a la superestructura en su parte superior y a la fundación en su parte inferior.

En su mayoría son de forma cilíndrica, ya que así las propiedades del aislador no se ven afectadas por la dirección de la carga horizontal aplicada, repartiéndose los esfuerzos uniformemente.

Dentro de los aisladores elastoméricos podemos distinguir dos sub tipos de aisladores: aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR) y los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR).

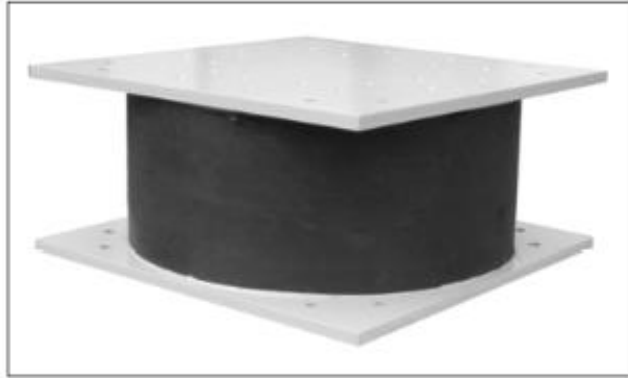


Figura 2 - 37: Vista externa Aislador Elastomérico Convencional

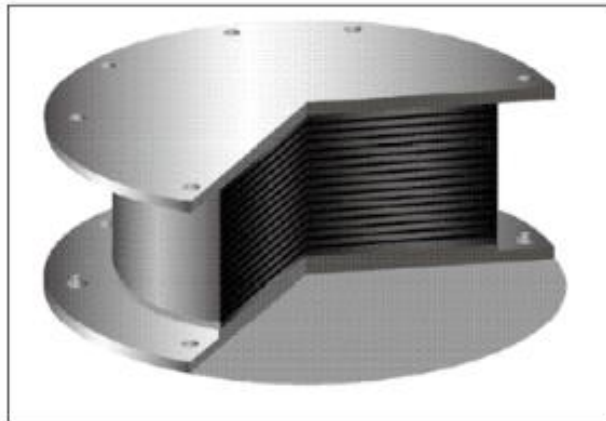


Figura 2 - 38: Corte Aislador Elastomérico Convencional

2.3.3.1.3.2 Aislador Elastomérico de Bajo Amortiguamiento (LDR)

Denominados LDR por sus siglas en inglés “Low Damping Rubber” son aisladores que se utilizan goma natural con un punto bajo de amortiguación, poseen las mismas características ya mencionadas para los aisladores elastoméricos donde las láminas de acero impiden las expansiones laterales de la goma y proveen de alta

rigidez vertical, pero no tienen efecto sobre la rigidez horizontal que es controlada por el bajo módulo al esfuerzo de corte que posee el elastómero.

2.3.3.1.3.3 Aislador Elastomérico de Alto Amortiguamiento (HDR)

Denominado HDR por sus siglas en inglés “High Damping Rubber” tiene la misma disposición ya mencionada con láminas de goma y acero, pero en este caso a manera de un sándwich. Se utiliza una goma que además de entregar la flexibilidad y rigidez requerida, se diferencia de los elastómeros comunes por que posee un alto amortiguamiento, logrado a través de agregar sustancias químicas al compuesto.

Estos dispositivos han sido usados e instalados en una gran variedad de edificios en Japón, los Estados Unidos, e Italia

2.3.3.1.3.4 Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo (LRB).

Denominado LRB por sus siglas en inglés “Lead Rubber Bearing” los aisladores con núcleo de plomo son de naturaleza similar al LDR, pero estos tienen uno o más orificios circulares en donde se introducen barras de plomo con la finalidad de entregar mayor amortiguación al sistema de aislación. Por lo general el sistema cuenta con un solo núcleo de plomo inserto en el centro del aislador.

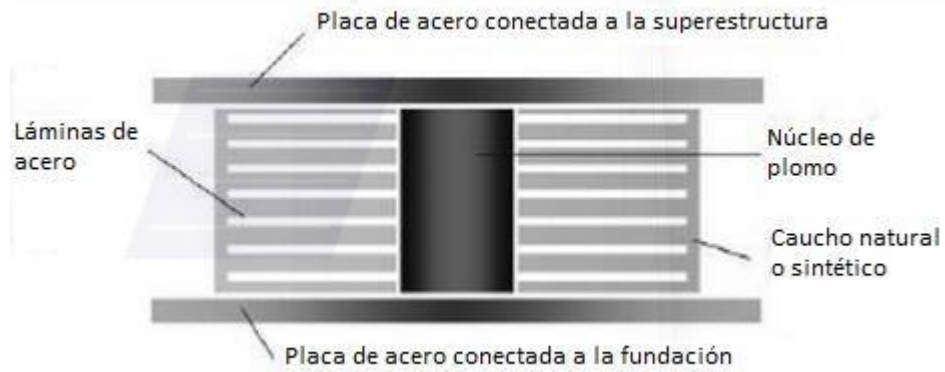


Figura 2 - 39: Corte Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo

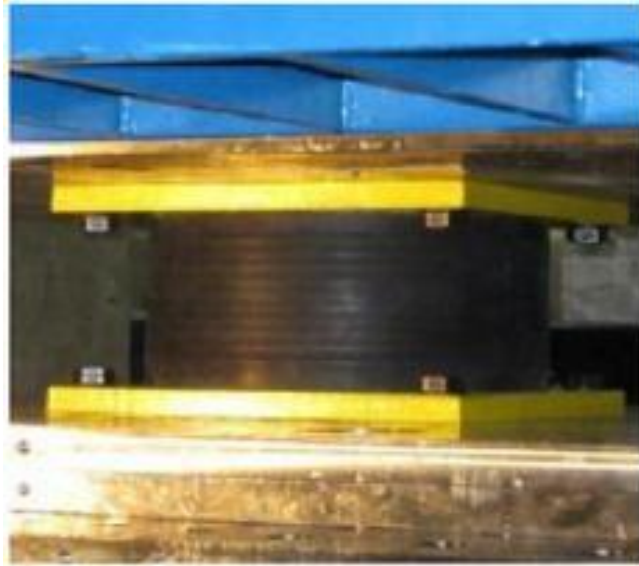


Figura 2 - 40: Vista externa de aislador elastomérico

2.3.3.1.3.5 Aislador de Péndulo Friccional (FPS).

Denominado FPS por sus siglas en inglés “Friction Pendulum System” es un dispositivo que consigue el efecto de aislación a través de un mecanismo deslizante unido a un efecto pendular. El FPS consiste en un deslizador articulado (Slider) que se mueve sobre una superficie de acero inoxidable, que tiene la característica de ser esférica cóncava, ante un movimiento sísmico se producirá un desplazamiento del “slider” a lo largo de esta superficie disipando energía por fricción y a la vez como el desplazamiento se produce sobre una superficie curva hace que la misma carga vertical genere



Figura 2 - 41: Corte Aislador Tipo Friccional

una componente tangencial que es la responsable de centrar el sistema.

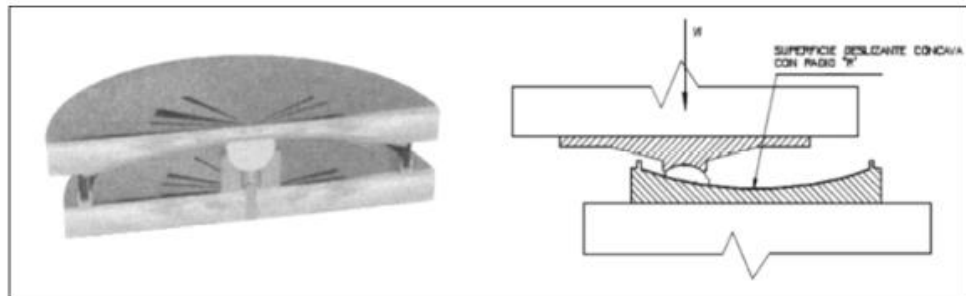


Figura 2 - 42: Corte Aislador Tipo Péndulo Friccional

2.3.3.2 Consideraciones y criterios de modelamiento

En la etapa de modelamiento se controlan los parámetros de capacidad de carga, rigidez lateral y los desplazamientos máximos que se van a desarrollar en los aisladores.

2.3.3.2.1 Capacidad de Carga

El peso del edificio define la cantidad y tipo de aisladores a utilizar de tal forma que no se exceda la capacidad de carga de cada aislador. Este análisis es sólo preliminar dado que existirán diferencias entre las cargas permanentes y cuando ocurren los sismos.

Ante un evento sísmico, los momentos generados van a esforzar verticalmente a unos aisladores más que otros; es por ello que también se hace un control de la capacidad de carga cuando se utiliza una combinación que incluya el sismo y las cargas muerta y viva amplificadas por 1.25. Esta se ha tomado como la combinación que otorga valores máximos de carga en la mayoría de los aisladores.

Cuando un lado se sobrecarga más existe la tendencia de que en el otro lado algunos aisladores no trabajen a compresión y se encuentren

en tracción. Este parámetro se controla con una combinación del sismo más el peso del edificio (S+CM) que trata de estabilizar el momento volcante producido.

2.3.3.2.2 Rigidez lateral y desplazamiento máximo

En el modelo se busca compensar la rigidez de ambos lados para que puedan recibir una cantidad similar de fuerza lateral y también para controlar que no haya efectos de torsión en el sistema de aislamiento, en donde la región menos rígida rotaría alrededor de la otra; este efecto es desfavorable pues dificulta la posibilidad de flexibilizar a la estructura.

Para controlar este parámetro en el modelo se busca equilibrar la rigidez de los bordes equidistantes al centro de rigidez del sistema de aislamiento.

Los desplazamientos dependerán de la rigidez del sistema de aislación y deberán tenerse en cuenta. Estos desplazamientos se deberán calcular inicialmente y verificar con un análisis dinámico.

2.3.3.2.3 Diafragma Rígido

Con la finalidad de que todo el sistema se mueva como un solo elemento se utiliza un diafragma rígido que se logra mediante el uso de un sistema de losas o vigas con rigidizadores diagonales.

En el modelo se utiliza una losa que permite amarrar a las columnas y placas para que existan momentos en su base; y vigas capaces de resistir las cargas últimas para que puedan transmitir las hacia los aisladores.

El criterio que se sigue para la disposición de la losa y vigas es crear un enmallado de tal forma que los aisladores se encuentren ubicados

debajo de cada punto de intersección de la malla; para ello también se debe controlar las dos consideraciones anteriores.

Para que se logre el comportamiento de diafragma rígido de la losa, en el modelo se le asigna una gran rigidez a la deformación ante cargas contenidas en su plano.

Por último, la interfase de aislación se ubica en la base del primer nivel; por lo tanto, la presencia de los sótanos no influye significativamente en su comportamiento (los sótanos se mueven con el terreno y así no hay amplificación sísmica).

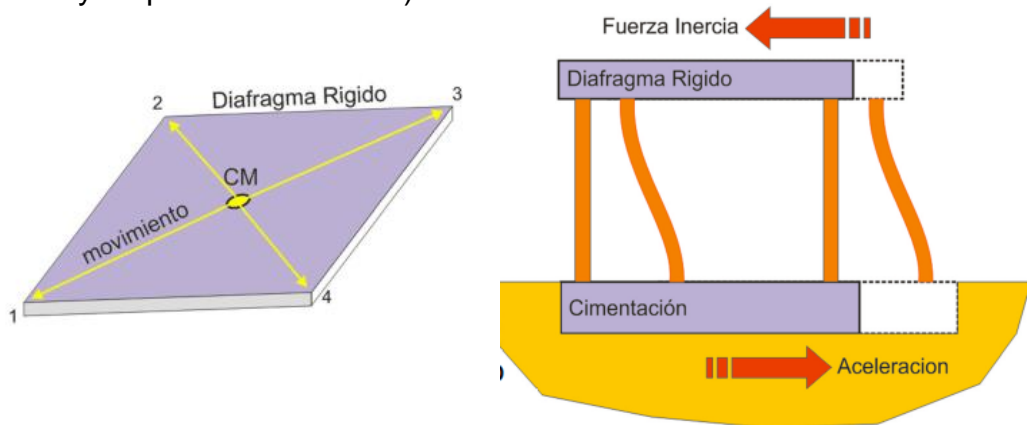


Figura 2 - 43: Diafragma Rígido

2.3.3.3 Procedimiento de diseño de los aisladores

El método utilizado para el desarrollo de la presente tesis está basado en la norma UBC-97, de tal manera que empezaremos por exponer el análisis estático para estructuras aisladas y luego se expondrá el desarrollo del análisis dinámico.

a) Desplazamientos laterales mínimos

El sistema de aislamiento se diseñará para resistir desplazamientos laterales mínimos, D_D , que actúan en la dirección de cada uno de los ejes de abscisas principales de la estructura de acuerdo con la fórmula:

$$D_D = \frac{(g/4\pi^2)C_{VD}T_D}{B_D}$$

El periodo efectivo de la estructura aislada al desplazamiento de diseño T_D , se determinará usando las características de la deformación del sistema de aislamiento como se muestra en la fórmula:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{w}{K_{Dmin} \times g}}$$

El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento D_M , en la dirección más crítica de respuesta horizontal se calculará como se muestra en la fórmula:

$$D_M = \frac{(g/4\pi^2)C_{VM}T_M}{B_M}$$

El periodo efectivo de la estructura aislada al desplazamiento máximo T_M , se determinará usando las características de la deformación del sistema de aislamiento como se muestra en la fórmula:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{w}{K_{Dmin} \times g}}$$

Donde:

g = gravedad

C_{VD} y C_{VM} = coeficientes sísmicos

T_D y T_M = periodos efectivos de la estructura aislada

B_D y B_M = coeficientes de amortiguamiento

De acuerdo a la UBC-97 los factores de zona se dividen en 4, siendo la de mayor intensidad la zona 4 y donde se ubican la mayoría de edificaciones de base aislada.

Zona	1	2 ^a	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.2	0.3	0.4

Tabla 2 - 2: Factores de Zona

b) Perfiles de suelo:

Tipo de perfil de suelo	Nombre del Perfil de suelo	Velocidad de onda de corte (m/s)	Prueba de penetración standard	Esfuerzo de corte (Kpa)
S_A	Roca dura	>1500	-	-
S_B	Roca	760 a 1500	-	-
S_C	Roca blanda	360 a 760	> 50	> 100
S_D	Suelo Rígido	180 a 360	15 a 50	50 a 100
S_E	Suelo Blando	< 600	< 15	< 50
S_F	Suelo que requiere evaluación específica			

Tabla 2 - 3: Perfiles de Suelo

c) Tipos de fuentes sísmicas:

Las fallas sísmicas están agrupadas en tres categorías basadas en la gravedad del riesgo sísmico, las cuales implican:

Las fallas capaces de producir terremotos de grandes magnitudes ($M > 7.0$) tienen una alta tasa de actividad sísmica, cuya tasa promedio anual de desplazamiento SR es de 5 mm o más, las clasificamos como fuentes tipo A.

Fallas capaces de producir terremotos de moderadas magnitudes ($M < 6.5$) con una tasa baja de actividad sísmica ($SR < 2mm$) son clasificadas como fuentes del tipo C, todas las demás fallas son clasificadas como fuentes tipo B.

Tipo de fuente sísmica	Descripción de Fuente sísmica	Definición de fuente sísmica	
		Máximo Momento Magnitud	Velocidad de desplazamiento
A	Fallas capaces de producir eventos de amplia magnitud con alto rango de actividad sísmica	$M \geq 7.0$	$SR \geq 5.0$
B	Todas las fallas distintas al tipo A y C	$M \geq 7.0$ $M < 7.0$ $M \geq 6.5$	$SR < 5.0$ $SR > 2.0$ $SR < 2.0$
C	Fallas que no son capaces de producir sismos de magnitud amplia con relativo bajo rango de actividad sísmica		

Tabla 2 - 4: Tipos de Fuentes Sísmicas

d) Factores de cercanía a la fuente sísmica N_a y N_v :

Estos dos factores son utilizados para modelar la amplificación del movimiento del suelo debido a los efectos de cercanía de la fuente sísmica. El primero es N_a , el cual está para un rango de periodos cortos correspondientes a un segmento de aceleraciones del espectro de respuesta.

El segundo factor N_v , el cual corresponde a un rango de periodos medios o de segmentos de velocidad constante del espectro de respuesta.

Estos factores de cercanía son funciones que dependen de la distancia más cercana a la fuente sísmica y del tipo de fuente sísmica.

El UBC-97 define que la distancia más cercana es la que existe entre la proyección vertical de la falla en la superficie y el sitio de emplazamiento.

La superficie de proyección vertical no incluye parte de la fuente a profundidades a 10 km, o mayores, por lo tanto un sitio de emplazamiento encima de una falla que tiene una profundidad mayor a 10 km no se considera una fuente sísmica.

Para N_a :

Tipo de fuente sísmica	Distancia más cercana a la fuente sísmica conocida		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.5	1.2	1.0
B	1.3	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

Tabla 2 - 5: Factores de cercanía a la fuente sísmica N_a

Para N_v :

Tipo de fuente sísmica	Distancia más cercana a la fuente sísmica conocida			
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km	≥ 15 km
A	2.0	1.6	1.2	1.0
B	1.6	1.2	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

Tabla 2 - 6: Factores de cercanía a la fuente sísmica N_v

e) Coeficiente de respuesta M_M :

El coeficiente de respuesta estima la respuesta ante un desplazamiento máximo del sistema de aislamiento (MCE), pero basado en las características de los desplazamientos laterales mínimos (DBE).

Como tal M_M , está en función de ZN_v y varía desde 2.67 para $ZN_v=0.075$ hasta 1.20 para $ZN_v > 0.50$.

DBE Intensidad de sacudida, ZN_v	MCE Coeficiente de Respuesta, M_M
0.075	2.67
0.15	2.00
0.20	1.75
0.30	1.50
0.40	1.25
≥ 0.50	1.20

Tabla 2 - 7: Coeficientes de Respuesta M_M

f) Coeficientes sísmicos Espectrales $C_{VD}, C_{AD}, C_{VM}, C_{AM}$:

Estos coeficientes están pensados para definir las mínimas ordenadas espectrales a ser usadas en el diseño de la estructura.

Los términos C_{VD}, C_{AD} corresponden a regiones de velocidad constante del espectro DBE.

C_{VM}, C_{AM} cumplen la misma función pero para el espectro MCE.

Para estructuras aisladas los coeficientes C_{VD}, C_{AD} son los mismos que los valores C_V, C_A , en cambio los valores C_{VM}, C_{AM} se encuentran en el apéndice para Aislamiento Sísmico de la Norma UBC-97.

Para C_{VD} :

Tipo de Perfil de suelo	Factor de Zona Sísmica, Z				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.20	Z=0.30	Z=0.40
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32 * N_v$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40 * N_v$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.40 * N_v$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.44 * N_v$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.36 * N_v$
S_F	Suelo que requiere evaluación específica				

Tabla 2 - 8: Coeficientes sísmicos espectrales C_{VD}

Para C_{AD} :

Tipo de Perfil de suelo	Factor de Zona Sísmica, Z				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.20	Z=0.30	Z=0.40
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32 * N_a$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40 * N_a$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40 * N_a$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44 * N_a$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.36 * N_a$
S_F	Suelo que requiere evaluación específica				

Tabla 2 - 9: Coeficientes sísmicos espectrales C_{AD}

Para C_{VM} :

Tipo de Perfil de suelo	MCE Intensidad de Sacudida $M_M Z N_v$				
	0.075	0.15	0.2	0.3	0.4
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.8^* M_M Z N_a$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$1.0^* M_M Z N_a$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$1.4^* M_M Z N_a$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$1.6^* M_M Z N_a$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$2.4^* M_M Z N_a$
S_F	Suelo que requiere evaluación específica				

Tabla 2 - 10: Coeficientes sísmicos espectrales C_{VM}

Para C_{AM} :

Tipo de Perfil de suelo	MCE Intensidad de Sacudida $M_M Z N_a$				
	0.075	0.15	0.2	0.3	0.4
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.8^* M_M Z N_a$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$1.0^* M_M Z N_a$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	$1.0^* M_M Z N_a$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	$1.1^* M_M Z N_a$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.9^* M_M Z N_a$
S_F	Suelo que requiere evaluación específica				

Tabla 2 - 11: Coeficientes sísmicos espectrales C_{AM}

g) Coeficientes De Amortiguamiento (β)

El amortiguamiento efectivo del sistema para niveles de repuesta *DBE* y *MCE* referidos como (β_D y β_M) son calculados de la siguiente manera:

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi} x \frac{\text{(Area del lazo de histéresis)}}{K_{Dm\acute{a}x} D_D^2}$$

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi} x \frac{\text{(Area del lazo de histéresis)}}{K_{Mm\acute{a}x} D_M^2}$$

Donde K_{Dmax} y K_{Mmax} es la rigidez efectiva. El factor de amortiguamiento B , (B_D y B_M) está dado en términos de β en forma tabular (UBC-97 Tabla A-16-C), interpolación lineal para valores intermedios. Una aproximación cercana a los valores de esta tabla está dada por:

$$\frac{1}{B} = 0.25(1 - \ln\beta)$$

h) Desplazamientos Totales de Diseño:

Los desplazamientos totales de diseño D_{TD} y D_{TM} , que incluyen torsión están dados por:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

Donde “e” es la excentricidad total incluido el 5% de excentricidad accidental, y es la distancia a la esquina en dirección perpendicular a la carga de sismo.

i) Fuerzas de Diseño

La resistencia de la superestructura y los elementos por encima de la interface de aislamiento deben estar diseñados para desplazamientos D .

Los elementos encima del sistema de aislamiento son calculados usando la fórmula:

$$V_b = K_{Dmáx} D_D$$

El nivel de fuerza resistente de diseño de los elementos encima del sistema de aislamiento en términos de la fuerza cortante sísmica está dado por la fórmula:

$$V_S = \frac{K_{Dmáx} D_D}{R_i}$$

Donde R_i es el factor de reducción por ductilidad que varía desde 1.4 a 2.0, la siguiente tabla muestra algunos ejemplos de sistemas estructurales de base rígida con su correspondiente factor de reducción R . (Tabla A-16-E) Mostramos la versión reducida de la misma.

Tipo de estructura	R_i	R
Pórtico especial Resistente al momento	2.0	8.0
Muros de Corte	2.0	6.0
Pórtico Arriostrado común	1.6	5.5
Pórtico Arriostrado Excéntrico	2.0	7.0

Tabla 2 - 12: Coeficiente de Reducción “R”.

Los factores de reducción para estructuras de base rígida son mucho más altos que para estructuras de base aislada por varias razones; la principal es el cambio del periodo.

Como la estructura fluye (en la zona de la interface de aislamiento), el periodo se alarga y la demanda de los elementos estructurales disminuye.

Simultáneamente el amortiguamiento de la estructura se incrementa a causa de la acción histerética debido a la ductibilidad del sistema estructural.

Adicionalmente la sobre resistencia y la redundancia estructural tienden a extender la fluencia a otros elementos.

El factor R_i es menor en comparación con el factor R para el mismo sistema estructural.

Nótese que las grandes demandas de ductibilidad pueden significar daño en componentes estructurales y no estructurales, así, el requerimiento de un bajo valor de R_i es equivalente al control de daños para una estructura aislada.

2.4 MARCO NORMATIVO

2.4.1 Norma NTE-030 (Proyecto de Norma 2014)

Según la norma peruana da una serie de pasos de tal manera que se pueda desarrollar nuestro proyecto de investigación, se subdivide en tres etapas:

ETAPA 1: PELIGRO SÍSMICO (Capítulo 2)

Los pasos de esta etapa dependen solamente del lugar y las características del terreno de fundación del proyecto. No dependen de las características del edificio.

Paso 1: Factor de Zona Z (Numeral 2.1)

Determinar la zona sísmica donde se encuentra el proyecto en base al mapa de zonificación sísmica (Figura N° 1) de los anexos presentados a la presente tesis.

Determinar el factor de zona (Z) de acuerdo a la Tabla N° 1.

Paso 2: Perfil de Suelo (Numeral 2.3)

De acuerdo a los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) se determina el tipo de perfil de suelo según el numeral 2.3.1 donde se definen 4 tipos de suelo. La clasificación se debe hacer en base a los parámetros indicados en la Tabla N° 2 considerando promedios para los estratos de los primeros 30 m bajo el nivel de cimentación.

Cuando no se conozcan las propiedades del suelo hasta la profundidad de 30 m, el profesional responsable del EMS determinará el tipo de perfil de suelo sobre la base de las condiciones geológicas conocidas.

Paso 3: Parámetros de Sitio S, TP y TL (Numeral 2.4)

El factor de amplificación del suelo se obtiene de la Tabla N° 3 y depende de la zona sísmica y el tipo de perfil de suelo. Los periodos TP se obtienen de la Tabla N° 4 y solo dependen del tipo de perfil de suelo.

Paso 4: Construir la función Factor de Amplificación Sísmica C versus Periodo T (Numeral 2.5)

Depende de los parámetros de sitio TP y TL . Se definen tres tramos, periodos cortos, intermedios y largos, y se aplica para cada tramo las expresiones de este numeral.

ETAPA 2: CARACTERIZACIÓN DEL EDIFICIO (Capítulo 3)

Los pasos de esta etapa dependen de las características de la edificación, como son su categoría, sistema estructural y configuración regular o irregular.

Paso 5: Categoría de la Edificación y el Factor de Uso U (Numeral 3.1)

La categoría de la edificación y el factor de uso (U) se obtienen de la Tabla N° 5.

Paso 6: Sistema Estructural (Numeral 3.2 y 3.3)

Se determina el sistema estructural de acuerdo a las definiciones que aparecen en el numeral 3.2.

En la Tabla N° 6 (numeral 3.3) se definen los sistemas estructurales permitidos de acuerdo a la categoría de la edificación y a la zona sísmica en la que se encuentra.

Paso 7: Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas, R_0 (Numeral 3.4)

De la Tabla N° 7 se obtiene el valor del coeficiente R_0 , que depende únicamente del sistema estructural.

Paso 8 Factores de Irregularidad I_a , I_p (Numeral 3.6)

El factor I_a se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 8 correspondiente a las irregularidades existentes en altura. El factor I_p se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 9 correspondiente a las irregularidades existentes en planta.

En la mayoría de los casos se puede determinar si una estructura es regular o irregular a partir de su configuración estructural, pero en los casos de Irregularidad de Rigidez e Irregularidad Torsional se debe comprobar con los resultados del análisis sísmico según se indica en la descripción de dichas irregularidades.

Paso 9 Restricciones a la Irregularidad (Numeral 3.7)

Verificar las restricciones a la irregularidad de acuerdo a la categoría y zona de la edificación en la Tabla N° 10. Modificar la estructuración en caso que no se cumplan las restricciones de esta Tabla.

Paso 10 Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica R (Numeral 3.8)

Se determina $R = R_o \cdot I_a \cdot I_p$

ETAPA 3: ANÁLISIS ESTRUCTURAL (Capítulo 4)

En esta etapa se desarrolla el análisis estructural. Se sugieren criterios para la elaboración del modelo matemático de la estructura, se indica cómo se debe calcular del peso de la edificación y se definen los procedimientos de análisis.

Paso 11 Modelos de Análisis (Numeral 4.2)

Desarrollar el modelo matemático de la estructura. Para estructuras de concreto armado y albañilería considerar las propiedades de las secciones brutas ignorando la fisuración y el refuerzo.

Paso 12 Estimación del Peso P (Numeral 4.3)

Se determina el peso (P) para el cálculo de la fuerza sísmica adicionando a la carga permanente total un porcentaje de la carga viva que depende del uso y la categoría de la edificación, definido de acuerdo a lo indicado en este numeral.

Paso 13 Procedimientos de Análisis (Números 4.4 a 4.7)

Se definen los procedimientos de análisis considerados en esta Norma, que son análisis estático (numeral 4.5) y análisis dinámico modal espectral (numeral 4.6).

Paso 13A Análisis Estático (Numeral 4.5)

Este procedimiento solo es aplicable a las estructuras que cumplen lo indicado en el numeral 4.5.1.

El análisis estático tiene los siguientes pasos:

- Calcular la fuerza cortante en la base $V = Z.U.C.S.P/R$ para cada dirección de análisis (numeral 4.5.2).
- Para determinar el valor de C (Paso 4 o numeral 2.5) se debe estimar el periodo fundamental de vibración de la estructura (T) en cada dirección (numeral 4.5.4).
- Determinar la distribución en la altura de la fuerza sísmica de cada dirección (numeral 4.5.3).
- Aplicar las fuerzas obtenidas en el centro de masas de cada piso.
- Además se deberá considerar el momento torsor accidental (numeral 4.5.5).
- Considerar fuerzas sísmicas verticales (numeral 4.5.6) para los elementos en los que sea necesario.

Paso 13B Análisis Dinámico (Numeral 4.6)

Si se elige o es un requerimiento desarrollar un análisis dinámico modal espectral se debe:

- Determinar los modos de vibración y sus correspondientes periodos naturales y masas participantes mediante análisis dinámico del modelo matemático (numeral 4.6.1).
- Calcular el espectro inelástico de pseudo aceleración $S_a = ZUCSg / R$ para cada dirección de análisis (numeral 4.6.2).
- Considerar excentricidad accidental (numeral 4.6.5).
- Determinar todos los resultados de fuerzas y desplazamientos para cada modo de vibración.
- Determinar la respuesta máxima esperada correspondiente al efecto conjunto de los modos considerados (numeral 4.6.3).
- Se deben escalar todos los resultados obtenidos para fuerzas (numeral 4.6.4) considerando un cortante mínimo en el primer entrespacio que será un porcentaje del cortante calculado para el método estático (numeral 4.5.3). No se escalan los resultados para desplazamientos.
- Considerar fuerzas sísmicas verticales (numeral 4.6.2) usando un espectro con valores iguales a 2/3 del espectro más crítico para las direcciones horizontales, para los elementos que sea necesario.

ETAPA 4: VALIDACIÓN DE LA ESTRUCTURA

De acuerdo a los resultados del análisis se determinará si la estructura planteada es válida, para lo cual debe cumplir con los requisitos de regularidad y rigidez indicados en este capítulo.

Paso 14 Revisión de las Hipótesis del Análisis

Con los resultados de los análisis se revisarán los factores de irregularidad aplicados en el paso 8. En base a éstos se verificará si los valores de R se mantienen o deben ser modificados. En caso de haberse empleado el

procedimiento de análisis estático deberá verificarse lo señalado en el numeral 4.5.1.

Paso 15 Restricciones a la Irregularidad (Numeral 3.7)

Verificar las restricciones a la irregularidad de acuerdo a la categoría y zona de la edificación en la Tabla N° 10. De existir irregularidades o irregularidades extremas en edificaciones en las que no están permitidas según esa Tabla, se debe modificar la estructuración y repetir el análisis hasta lograr un resultado satisfactorio.

Paso 16 Determinación de Desplazamientos Laterales (Numeral 5.1)

Se calculan los desplazamientos laterales de acuerdo a las indicaciones de este numeral.

Paso 17 Distorsión Permisible (Numeral 5.2)

Verificar que la distorsión máxima de entrepiso que se obtiene en la estructura con los desplazamientos calculados en el paso anterior sea menor que lo indicado en la Tabla N° 11. De no cumplir se debe revisar la estructuración y repetir el análisis hasta cumplir con el requerimiento.

Paso 18 Separación entre Edificios (Numeral 5.3)

Determinar la separación mínima a otras edificaciones o al límite de propiedad de acuerdo a las indicaciones de este numeral.

2.4.2 FEMA (Federal Emergency Management Agency)

La guía del FEMA propone dos métodos para el análisis y diseño de estructuras aisladas: el primero es un método estático denominado “procedimiento de la fuerza lateral equivalente” y está basado en el

desplazamiento de un sistema de un grado de libertad con una rigidez efectiva como aquella que ofrece el sistema de aislación para el desplazamiento en cuestión. El segundo es un método dinámico, subdividido en uno que involucra un espectro y otro que compromete un análisis tiempo-historia. El método estático no está recomendado para un diseño final, sólo de para un diseño preliminar y el método dinámico por combinación espectral sólo para algunas estructuras regulares rígidas y de pocos pisos. El análisis tiempo-historia es el recomendado en la mayoría de los casos e involucra un mínimo de tres pares (en ambas direcciones) de historias reales escaladas a valores específicos.

Método de la Fuerza Lateral Equivalente

$$D_M = \frac{gS_{M1}T_M}{4\pi^2 B_M}$$

Se debe obtener el desplazamiento de diseño a partir de la ecuación mostrada. Donde S es el coeficiente sísmico del espectro (equivalente al ZUCS) para el periodo del sistema equivalente de un grado de libertad conformado por la estructura aislada y B es el factor de reducción por amortiguamiento: si los valores del espectro pertenecen a un amortiguamiento de 5% y el sistema de aislación provee un amortiguamiento efectivo de 10% del crítico, B será mayor a 1. Para obtener luego la fuerza cortante en la base se debe multiplicar este desplazamiento por la rigidez efectiva del sistema de aislación para este desplazamiento. Se debe considerar también que puede existir una excentricidad en planta. La fuerza a utilizar en la superestructura se puede reducir con un factor R_{SA} , que se podrá calcular como $\frac{3}{8}$ de R, siempre menor a 2. Esto es así para asegurarse que la superestructura permanezca esencialmente elástica.

Sin embargo, el FEMA menciona como requisitos que la fuerza cortante utilizada para el diseño de la superestructura no sea nunca menor a:

aquella obtenida por las sollicitaciones de viento, 1.5 veces la necesaria para activar el sistema de aislación (en el caso de los aisladores de fricción), o aquella que se obtendría para una estructura convencional con periodo natural igual al de la estructura aislada.

La repartición de la fuerza se debe realizar con la forma de un triángulo invertido para así incluir los modos de vibración superiores que pudieran existir.

Métodos Dinámicos

Combinación Espectral

Las únicas sugerencias especiales del FEMA para este método se refieren al correcto modelamiento y atención a los siguientes puntos:

- Modelar la distribución de los aisladores,
- Considerar los efectos de excentricidad accidental,
- Verificar que no exista tracción, o que los aisladores no estén resistiendo tracción en el modelo,
- Verificar los efectos P- Δ ,
- Modelar la posible variabilidad en las propiedades de los aisladores (por envejecimiento o uso).

Además, la combinación deberá realizarse con 100% del espectro en una dirección y 30% en la otra al mismo tiempo. El amortiguamiento no podrá ser nunca mayor al 30% del crítico y las fuerzas obtenidas deberán respetar un porcentaje mínimo de aquellas obtenidas con el método estático.

Table 11.4-1 Summary of Minimum Design Criteria for Dynamic Analysis

Design Parameter	Response Spectrum Analysis	Time History Analysis
Total design displacement, D_{TD}	90% D_{TD}	90% D_{TD}
Total maximum displacement, D_{TM}	80% D_{TM}	80% D_{TM}
Design force on isolation system, V_b	90% V_b	90% V_b
Design force on irregular superstructure, V_s	100% V_s	80% V_s
Design force on regular superstructure, V_s	80% V_s	60% V_s

Nótese que para un diseño con sistema de aislación, el FEMA también contempla un desplazamiento debido al evento máximo creíble DTM.

Análisis Tiempo-Historia

No presenta recomendaciones adicionales más que utilizar siete pares de historias reales escaladas y certificadas (existe una base de datos de historias que se pueden utilizar) y un mínimo de tres pares. Al igual que el método del espectro, el análisis deberá realizarse 100% en una dirección y 30% en la otra en simultáneo.

El FEMA presenta una metodología muy sencilla y bastante similar al método estático provisto por la norma peruana para estructuras convencionales, aunque como era de esperarse, este no puede ser usado para un diseño definitivo, para lo que será necesario un modelo.

Los requerimientos del modelo tampoco presentan serias novedades frente a lo ya mencionado en los capítulos anteriores.

2.4.3 UBC (Uniform Building Code 1997, CAPITULO 16)

En este código se describen dos procedimientos para el análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos: el primero, un análisis estático que se encuentra regulado por restricciones como la altura y regularidad de la estructura; el segundo, un análisis dinámico que comprende el análisis de respuesta espectral, el análisis con el espectro de diseño de la zona donde se construye y el análisis tiempo-historia.

El procedimiento de análisis y diseño está basado fundamentalmente en los parámetros de desplazamiento de diseño DD y el desplazamiento máximo DM

Símbolos y Notaciones (distintas a FEMA):

- SA: Sistema de Aislación.
- BD: Coeficiente de amortiguamiento efectivo del SA en el desplazamiento de diseño.
- BM: En el desplazamiento máximo.
- b y d: Ancho y largo de la estructura.
- DTD: Desplazamiento total de diseño de un elemento del SA considerando torsión.
- KD_{máx}: Máxima rigidez efectiva en el desplazamiento de diseño.
- TD: Periodo en el desplazamiento de diseño.
- TM: Periodo en el desplazamiento máximo.
- CVM y CVD: Coeficientes del sismo de acuerdo con el tipo de suelo.

Crterios para la selección del procedimiento de análisis:

Los procedimientos y limitaciones son definidos por características como la zona, el tipo de suelo, la aceleración vertical, el sistema estructural y la altura del edificio.

Para un análisis estático la estructura debe ser regular, tener menos de 20 metros de altura, estar ubicada a más de 10 km de una falla activa y en buen suelo. Además, el periodo aislado debe resultar mayor a 2.0 segundos y ser por lo menos tres veces de la estructura si fuera empotrada. Finalmente el sistema de aislación tiene que responder a las características:

- a. $KD > \frac{1}{3} \cdot K D 20\%$
- b. Es capaz de producir una fuerza de restauración.
- c. Tiene propiedades de fuerza – deformación independiente del porcentaje de fuerza y cargas verticales presentes (es el caso de los elastoméricos)
- d. No limita el desplazamiento del máximo sismo a CVM/CVD·DD

Para un análisis dinámico por espectro basta que la estructura esté ubicada en un buen suelo y a más de 10 km de una falla activa y, se cumpla con los cuatro puntos numerados anteriormente. Por el contrario, un análisis tiempo-historia sí se puede aplicar a cualquier tipo de estructura.

Análisis estático

Cada estructura aislada debe ser diseñada y construida para resistir los desplazamientos y fuerzas mínimas del sismo:

Para los desplazamientos mínimos se utilizan las siguientes ecuaciones de diseño:

$$D_D = \frac{(g/4\pi^2)C_{VD}T_D}{B_D}$$

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{w}{K_{Dmin} \times g}}$$

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

Los coeficientes CVD y CVM son los que la norma peruana denomina el factor de amplificación sísmica y depende del tipo de suelo en el que se sitúe la estructura.

El DTD y el DTM sirven para el diseño de aisladores en donde se consideran los efectos de torsión y la cercanía al CR del aislador a evaluar. Estos desplazamientos también se deben calcular para el evento máximo posible.

Las fuerzas laterales mínimas se pueden calcular al igual que el FEMA.

$$V_s = \frac{K_{Dmax} \times D_D}{R1}$$

Sólo para el diseño de los elementos estructurales que se encuentran encima del SA se utiliza el factor de reducción R_1 , que dependerá del sistema estructural que se va a emplear. La distribución de la fuerza lateral se realiza mediante una distribución uniforme. Además se controla que las derivas no excedan de $0.010/R_1$.

Para la superestructura existen límites en la reducción, derivados de la fuerza basal obtenida a través del análisis estático: 80% en un análisis dinámico y 60% para un análisis tiempo-historia. Sin embargo, si la estructura es irregular, el límite es 100% y 80%, respectivamente.

Se especifica que los desplazamientos deben ser los obtenidos al sumar vectorialmente ambas direcciones.

Para evaluar la estabilidad de cada aislador se utiliza la máxima carga vertical $1.2M+1.0V+S$ y la carga vertical mínima $0.8D-S$ en el desplazamiento total máximo; y para evaluar la sobrecarga en cada aislador debido al volteo de la estructura se utiliza la envolvente de S como valores picos en la respuesta ante el sismo severo.

Adicionalmente, las derivas se limitan a $0.015/R_1$ si es calculado mediante un análisis de combinación espectral; a $0.020/R_1$ si es que se utiliza el análisis tiempo-historia y además se considera la degradación de la rigidez y resistencia en la etapa no lineal.

Por último, la norma recomienda hacer un análisis $P - \delta$ cuando la deriva excede de $0.010/R_1$.

2.4.4 Norma Chilena NCH 2745-2003

La norma Chilena NCh2745 es el resultado de la adaptación del código UBC del año 1997 y su compatibilización con la norma chilena NCh433 del 1996. Esta norma brinda los requisitos para realizar el análisis y

diseño de edificios con aislación sísmica, el diseño de los elementos no estructurales y los ensayos requeridos para el sistema de aislación. La base de ésta norma es que el sistema de aislación y el sistema estructural destinado a soportar las fuerzas laterales se diseñen para resistir las deformaciones y esfuerzos producidos por el sismo. En caso de que las fuerzas de viento sean lo suficientemente grandes para producir esfuerzos y deformaciones mayores, se usarán estas cargas en lugar de las de sismo.

Observaciones generales

El objetivo de aislar una estructura es que su desempeño no sólo signifique la protección a la vida durante un sismo severo, sino también se reduzca el daño en la estructura y el contenido de modo de mantenerla en estado operativo después del sismo. En los requisitos se definen dos niveles de sismo: el sismo de diseño (SDI), que es el que comúnmente se usa y el sismo máximo posible (SMP) que tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 1000 años. El sistema de aislación y cualquier elemento que cruce la interfase de aislación se diseñará para que resista las deformaciones y esfuerzos producidos por el SMP sin falla. La superestructura se diseñará para que se comporte elásticamente durante el SDI. En las estructuras aisladas se verificará el desempeño para el SMP analíticamente y experimentalmente, de modo que se asegure que en el peor de los escenarios la estructura será al menos tan segura como una convencional.

Además es necesario el ensayo del sistema de aisladores para el SMP. Para sismos severos no debe haber falla en el sistema de aislación, daño significativo en los elementos estructurales ni daño masivo en los no estructurales. Esto significa que las derivas deberán ser mucho menores que las que ocurrirían en un edificio convencional y que el desplazamiento lateral se concentrará en el sistema de aislación.

El SDI servirá para calcular la respuesta y el diseño de la sub y superestructura; mientras el SMP servirá para calcular la demanda de los desplazamientos y verificar la estabilidad en el sistema de aislación.

El modelo del sistema de aislación debe considerar, para hallar las fuerzas de diseño de la superestructura, la mayor rigidez del sistema de aislación y para la deformación del sistema de aislación la menor rigidez del mismo. El modelo debe considerar el efecto $P-\Delta$.

Para el caso de los modelos lineales, las propiedades serán la rigidez secante del aislador, k_{eff} y la razón de amortiguamiento lineal viscoso equivalente β_{eff} .

Estos modelos pueden ser empleados en el caso de aisladores que no dependan de la carga axial como es el caso de los elastoméricos.

El modelo de la superestructura será tan detallado como el que se usa para un edificio convencional.

Análisis estático

Se recomienda para un diseño preliminar de la estructura y para verificar diseños más complicados. Sin embargo, la norma establece un porcentaje mínimo de la deformación y desplazamiento, dados por las fórmulas de este tipo de análisis, de manera que sirve para resguardar a la estructura de un diseño poco conservador.

La rigidez vertical mínima del sistema de aislación debe ser tal que la frecuencia de vibración de la superestructura rígida aislada sea mayor a 10 Hz.

Al elegir el aislador a utilizar, las ecuaciones C.4, C.5 y C.6 de la norma permiten hallar la capacidad de carga Q a cero deformación, la rigidez post fluencia k_p y la fuerza de fluencia F_y respectivamente. En este caso serían aisladores con corazón de plomo que reducen numerosos ciclos histeréticos estables.

Desplazamientos laterales mínimos

Desplazamientos de diseño

Se debe diseñar para resistir desplazamientos laterales en los dos ejes principales de la estructura iguales a: $DD=CD.CD/BD$ se obtiene según el tipo de suelo y BD se puede calcular u obtenerlo de la Tabla 2 de la norma.

Este cálculo también se debe realizar para el desplazamiento máximo. La ecuación se basa en la rigidez secante del sistema de aislación que corresponde al desplazamiento máximo DM .

Desplazamiento total

Deben incluir los desplazamientos adicionales debidos a la torsión natural y accidental calculada considerando la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislación y la ubicación menos favorable de la excentricidad de masa.

La excentricidad de masa en planta se mide con respecto al centro de rigidez. El desplazamiento total de diseño DTD se obtiene con:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

El desplazamiento total puede ser menor al calculado con esta ecuación pero no menor a 1.1 DD ni a 1.1 DM (respectivamente).

Fuerzas laterales mínimas

El sistema de aislación o los elementos estructurales en el nivel o bajo el nivel de aislación, se deben diseñar para resistir una fuerza sísmica lateral mínima V_b .

$$V_b = K_{Dmax} D_D^2$$

Y los elementos estructurales sobre el sistema de aislación:

$$V_s = \frac{K_{Dmax} x D_D}{R_1}$$

Donde R_1 es siempre menor a 2 y V_s menor a la fuerza de corte obtenida para una base fija con el mismo periodo de la estructura aislada. Tampoco a 1.5 veces la fuerza requerida para activar el sistema de aislación.

Si la estructura es suficientemente rígida, una vez activado el sistema de aislación, las deformaciones se concentrarán ahí, por eso la distribución de fuerzas se distribuirá uniformemente en altura y cada fuerza de aplicará en el centro de masa de cada nivel.

Además, la deriva de los centros de masa de dos pisos consecutivos no será mayor a 0.002 sin reducción por R .

Análisis dinámico

Puede ser análisis espectral o de respuesta en el tiempo. El desplazamiento total de diseño no será menor que el 90% de DTD, y el desplazamiento total máximo no será menor al 80% de DTM. Asimismo, la fuerza de corte de diseño no será menor al 90% de V_b .

Al momento de evaluar DTD, DD y DM se pueden reemplazar, respectivamente, por DD'.

Estos nuevos valores incluyen la influencia de la flexibilidad de la superestructura. T es el periodo de la estructura con base fija y comportamiento elástico.

$$D_D' = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}}$$

En caso de una superestructura regular la fuerza de corte tendrá que ser mayor al 80% de V_s . En caso se realice el análisis de respuesta en el tiempo para diseñar la estructura, para estructuras irregulares podrá considerarse mayor o igual al 80% de V_s y para estructuras regulares mayor o igual al 60% de V_s .

Análisis de respuesta espectral

Este se recomienda para superestructuras flexibles, superestructuras de planta irregular y/o aisladores con una relación fuerza-deformación que puede ser representada muy bien por un modelo lineal equivalente; permite calcular de forma simple la distribución de fuerzas y deformaciones en superestructuras flexibles.

Análisis de respuesta en el tiempo

Se puede usar en el diseño de cualquier estructura con aislación sísmica y es recomendable cuando el sistema tiene una razón de amortiguamiento modal mayor a 30%, sistemas cuya deformación se espera que exceda la distancia disponible con estructuras adyacentes, sistemas dependientes de la velocidad de deformación o sistemas que experimentan levantamiento o impacto.

Se deben seleccionar pares de componentes horizontales de aceleración de al menos 3 registros; luego se combinarán los espectros de pseudo-aceleración de cada par de registros por el método SRSS para un $\beta=0.05$. Cada par de registros se aplicará simultáneamente al modelo considerando la dirección menos ventajosa.

Espectro de diseño específico del lugar

Corresponde al SDI y al SMP de un lugar. Se realizan cuando las estructuras tienen un periodo aislado $T_M > 3s$, ubicados en suelos tipo IV o a una distancia menor a 10 km de una falla activa.

El espectro para el SMP será el espectro del SDI escalado por un factor MM. Este se usará para determinar el desplazamiento total máximo. La deriva no debe exceder a 0.0025 para el caso del análisis espectral y a 0.003 en el caso del análisis de respuesta en el tiempo.

CAPÍTULO III: DESCRIPCIÓN ANÁLISIS Y DISEÑO

3.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA A ANALIZAR

El proyecto a analizar se encuentra ubicado en la Ciudad de Arequipa, está destinado a ser una edificación educativa y posee un área de 293.85 m² por nivel. La edificación cuenta con 5 niveles, siendo la altura de entrepiso de 3.30 m, de tal manera que a continuación se explica la distribución de cada nivel:

- En el primer piso, se encuentra un laboratorio multifuncional con depósito, un aula, centro de control, depósito de gas y baños para damas, baño para varones y para discapacitados, con un área total de 293.85 m².
- En el segundo, tercer, cuarto y quinto nivel, se encuentran aulas, pasadizo con un área total de 293.85 m².

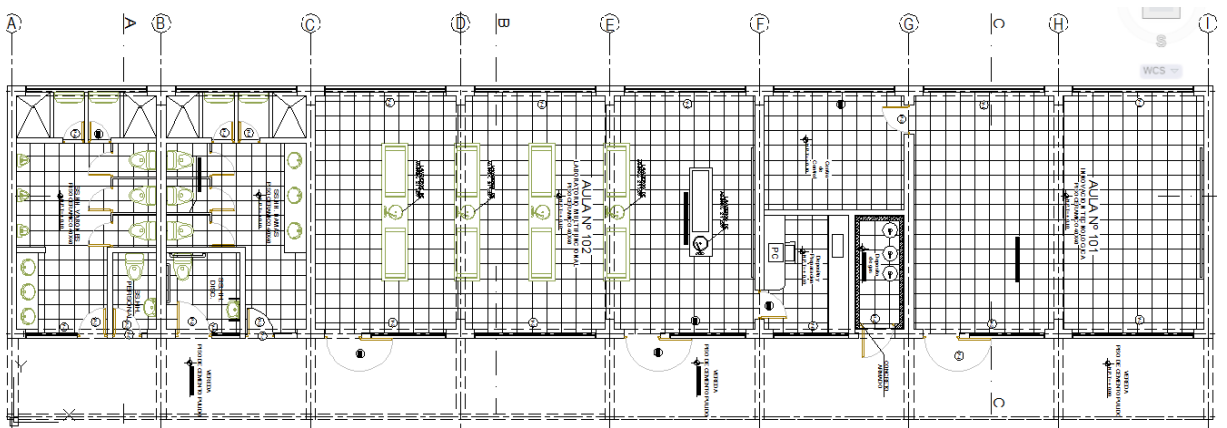


Figura 3 - 1: Planta del primer Piso

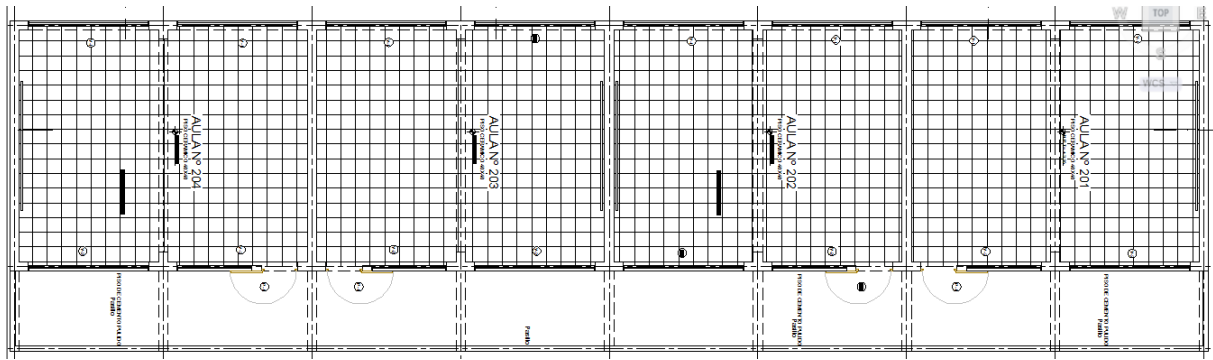


Figura 3 - 2: Planta típica para Segundo, tercer, cuarto y quinto nivel

3.2 ANÁLISIS DE LA EDIFICACIÓN

Según la Norma Técnica Peruana, el diseño de edificaciones debe cumplir ciertas condiciones y parámetros mínimos, para que estas tengan un comportamiento sísmico adecuado, de acuerdo con los principios que se desarrollarán en esta sección.

La filosofía del diseño sismo-resistente consiste en evitar pérdida de vidas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad.

El proyecto de construcción que se tomará como modelo para el desarrollo de este trabajo será una estructura aporricada de concreto armado de cinco niveles, la cual, será diseñada de acuerdo al análisis estructural estático y dinámico, el cual debe cumplir con la norma técnica peruana de diseño sismorresistente.

En esta parte se tomará el caso en estudio una estructura empotrada en la base y haremos la comparación con una estructura aislada sísmicamente en la base.

Los principios del diseño sismo-resistente, según el Reglamento Nacional de Edificaciones, son que la estructura no debe colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a los movimientos sísmicos severos que

puedan ocurrir en el lugar, además la estructura debe soportar sismos moderados durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de los límites aceptables. Es decir la estructura no debería colapsar durante un evento sísmico y los daños que ocurriesen podrían ser reparados, así también no debería haber pérdida de vidas humanas, que es lo más importante en caso de desastres naturales.

3.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.3.1 Predimensionamiento de vigas:

De acuerdo al libro consultado del Ing. Blanco Blasco, se pueden definir las siguientes fórmulas:

$$h = \frac{L}{10} \qquad h = \frac{L}{12}$$

Para poder determinar un valor intermedio se puede considerar:

$$h = \frac{L}{11}$$

- Para el peralte de viga:

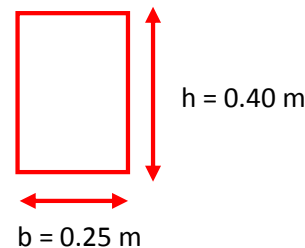
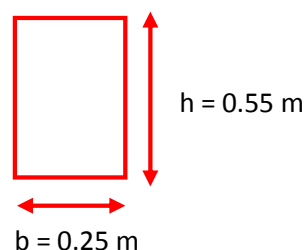
Dónde: L= luz entre columnas

- Para la base de la viga: $b = \frac{h}{2}$ $b = \frac{h}{3}$

Dónde: h= peralte de la viga

De tal manera que tenemos los siguientes datos:

	Viga Principal	Viga Secundaria
L (m)	6.05	4.05
h (m)	0.55	0.40
b (m)	0.25	0.25



3.3.2 Predimensionamiento de columnas:

De acuerdo al libro consultado del Ing. Blanco Blasco, se pueden definir las siguientes fórmulas:

Para columnas centrales:

$$A_{col} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 * f'c}$$

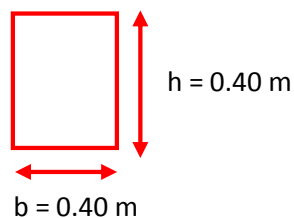
Para columnas excéntricas y esquinadas:

$$A_{col} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 * f'c}$$

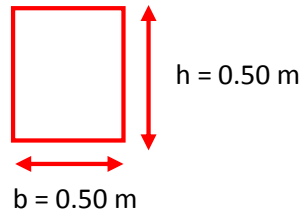
Para realizar un metrado aproximado podemos definir el valor de P (Servicio) como:

- P (servicio)= 1500 kg/m² Edif. Categoría A
- P (Servicio)=1250 Kg/m² Edif. Categoría B
- P (Servicio)= 1000 kg/m² Edif. Categoría C

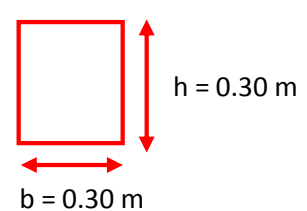
	Columnas		
	Centrales	Intermedias	Extremas
Pserv (kg)	99,630.00	167,973.75	49,938.00
Acol (cm²)	1356.00	1778.00	679.40
bx b (cm)	40.00	50.00	30.00



Columnas
centrales



Columnas
Intermedias



Columnas
extremas

3.3.3 Predimensionamiento de losa aligerada:

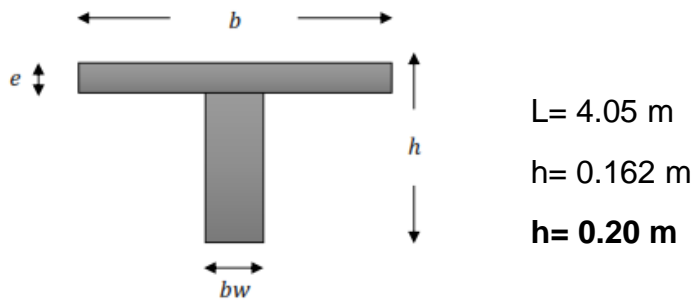
De acuerdo al libro consultado del Ing. Antonio Blanco Blasco¹, el peralte de la losa podrá ser dimensionado considerando los siguientes criterios.

- h = 17 cm luces menores de 4m (Usado para el modulo estructural)
- h = 20 cm luces entre 4 -5.5m
- h = 25 cm luces entre 5 -6.5m
- h = 30 cm luces entre 6 -7.5m Para todos incluye los 5 cm

Se debe entender que “h” expresa la altura o espesor total de la losa aligerada y por tanto incluye los 5 cms. De losa superior y el espesor de ladrillo de techo, los ladrillos serán de 12, 15, 17, 20 y 25 cm respectivamente.

Para losas en una dirección se utiliza la siguiente fórmula:

$$h = \frac{L}{25}$$



$$L = 4.05 \text{ m}$$

$$h = 0.162 \text{ m}$$

$$h = 0.20 \text{ m}$$

$$bw = 10 \text{ cm} \quad e = 5 \text{ cm}$$

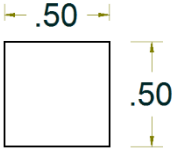
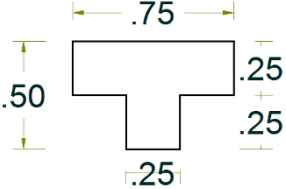
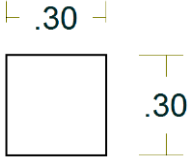
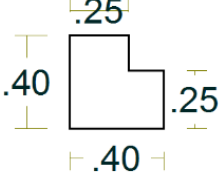
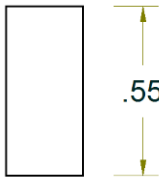
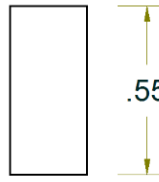
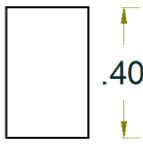
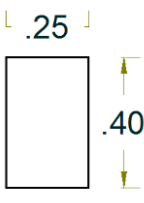
$$b = 40 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm}$$

3.4 VALIDACIÓN DE RESULTADOS

Para esta validación de los resultados estamos considerando a la estructura aporticada, de tal manera que se ha realizado la conversión de las columnas

¹ Ref. Libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado – Ing. Antonio Blanco Blasco.

cuadradas en un área aproximada pero en secciones TEE o ELE dependiendo de su ubicación, obteniendo lo siguiente:

Tipo	Sección Original	Sección Transformada
C-1		
C-2		
V-1		
V-2		

Una vez obtenidas las secciones se procedieron a realizar el análisis estático y dinámico de la estructura y tenemos que comparar los desplazamientos laterales permisibles de la estructura de acuerdo a lo estipulado en la norma E-030 en el capítulo 5, Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad; en el punto 5.1 Determinación de los desplazamientos laterales indica lo siguiente:

“Para estructuras regulares los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para el caso de estructuras irregulares deberá emplearse el valor de 0.85 R.”

En el punto 5.2 Desplazamientos laterales permisibles indica lo siguiente:

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la siguiente tabla:

Límites para la distorsión del entrepiso	
Material predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de C ^o A ^o de Ductilidad Limitada	0.005

Tabla 3- 1: Límites para la distorsión de entrepiso

$$Dr = (\Delta_i/h_{ei})$$

Los valores obtenidos son los siguientes:

Story	Diaph	Load	UX	D	Deriva	CUMPLE
STORY5	D5	DIRX	0.0081	4.86	0.0014	CUMPLE
STORY4	D4	DIRX	0.0074	4.44	0.0028	CUMPLE
STORY3	D3	DIRX	0.006	3.6	0.0038	CUMPLE
STORY2	D2	DIRX	0.0041	2.46	0.0042	CUMPLE
STORY1	D1	DIRX	0.002	1.2	0.004	CUMPLE

Según estos resultados NO tenemos que realizar reforzamiento en la Dirección XX

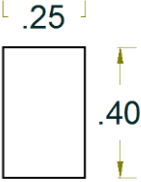
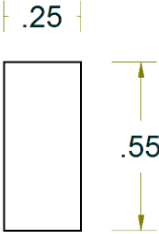
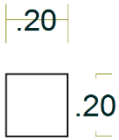
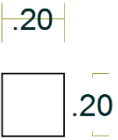
Story	Diaph	Load	UY	D	Deriva	CUMPLE
STORY5	D5	DIRY	0.0347	20.82	0.0086	NO CUMPLE
STORY4	D4	DIRY	0.0304	18.24	0.0132	NO CUMPLE
STORY3	D3	DIRY	0.0238	14.28	0.0172	NO CUMPLE
STORY2	D2	DIRY	0.0152	9.12	0.0186	NO CUMPLE
STORY1	D1	DIRY	0.0059	3.54	0.118	NO CUMPLE

Según estos resultados tenemos que realizar reforzamiento en la Dirección YY

De esta manera se tiene que realizar cambios en las estructuras, de tal manera que se cumpla lo que estipula en la norma E-060.

Para lo cual, se han realizado los cambios respectivos en la estructura, llegando a estos resultados:

Tipo	Sección Original	Sección Transformada
C-1 a Placa		
C-2		
V-1		

V-2		
V-B		

En base a estos resultados calculamos otra vez la fuerza cortante en la base y luego determinamos los desplazamientos que se obtienen de la estructura.

- 1. Determinamos el peso de la estructura:** Este resultado lo obtendremos del programa de tal manera que calcularemos la carga muerta más un porcentaje de carga viva. En edificaciones esenciales se tomará el 50 % de la carga viva, obteniendo el siguiente peso:

$$C_m = 1253.36 \text{ ton}$$

$$C_v = 364.50 \text{ ton}$$

$$P = C_m + \%C_v$$

$$P = 1253.36 + (0.5) * (364.50)$$

$$P = 1435.61 \text{ ton}$$

2. Periodo fundamental de vibración:

$$T_x = \frac{hn}{Ct}$$

$$T_y = \frac{hn}{Ct}$$

Ct=	35	Pórticos de Concreto armado sin muros de corte.
		Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos sin arriostramiento
Ct=	45	Pórticos de concreto armado con muros en ascensor o escalera
		Porticos arriostrados de acero
Ct=	60	Muros estructurales
		Dual
		Muros de Ductilidad Limitada
		Albañilería

$$T_{x,y} = \frac{15}{60} = 0.25 \text{ seg}$$

3. Fuerza Cortante en la base:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P \qquad \frac{C}{R} \geq 0.125$$

Para Arequipa:

$$Z = 0.45$$

$$U = 1.50 \text{ (Colegio)}$$

$$S = 1.0 \quad T_p = 0.40 \text{ seg} \quad T_L = 2.50 \text{ seg}$$

$$C = 2.50 \qquad C/R = 0.416667 \qquad \text{OK, es mayor que } 0.125$$

$$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p$$

I_a = Irregularidad en altura ($I_a = 1$) debido a que no presenta irregularidades

I_p = Irregularidad en planta ($I_p = 1$) debido a que no presenta irregularidad en planta.

$$R = 6 \times 1 \times 1 = 6 \text{ (placas)}$$

$$P = 1435.61 \text{ ton}$$

Calculamos el espectro en base a ZUCS/R:

T	ZUCS/R
0	2.7590625
0.4	2.7590625
0.5	2.20725
0.6	1.84305375
0.7	1.57818375
0.8	1.37953125
0.9	1.22502375
1	1.103625
1.1	1.00429875
1.2	0.91600875
1.3	0.84979125
1.4	0.78357375
1.5	0.73942875
1.6	0.69528375
1.7	0.65113875
1.8	0.61803
1.9	0.58492125
2	0.5518125
2.1	0.52974

T	ZUCS/R
2.2	0.5076675
2.3	0.485595
2.4	0.4635225
2.5	0.44145
2.6	0.40834125
2.7	0.3752325
2.8	0.35316
2.9	0.3310875
3	0.309015
3.5	0.220725
4	0.17658
4.5	0.132435
5	0.1103625
5.5	0.08829
6	0.07725375
6.5	0.0662175
7	0.05518125
8	0.044145

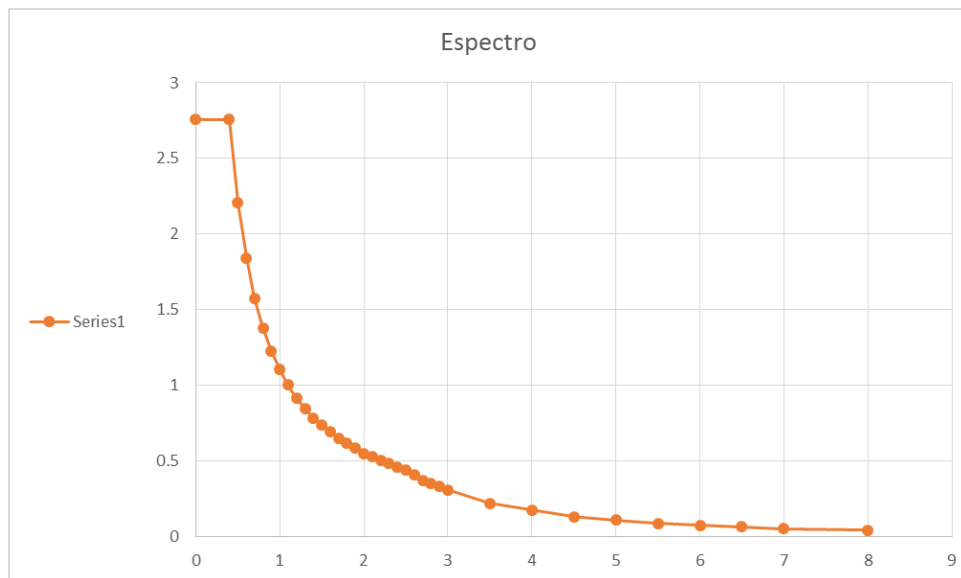


Figura 3 - 3: Espectro para estructura empotrada

$$V = \frac{(0.45 \times 1.5 \times 2.50 \times 1)}{6} \cdot 1435.61$$

$$V = 403.77 \text{ ton}$$

Verificamos el factor de escala:

Cortante mínimo: $80\%V_{est} = 322.88 \text{ ton}$

Cortante dinámico: $V_x = 240.33 \text{ ton}$

$V_y = 262.94 \text{ ton}$

En base a estos datos sacamos el factor de escala (F.E.)

Factores: $X = 1.344$

$Y = 1.22846$

Escalamos con estos valores en el programa y se obtiene los siguientes valores para los cortantes modificados:

$V_x = 323.02 \text{ ton}$

$V_y = 322.90 \text{ ton}$

Decimos que el cortante está corregido.

Al realizar los cálculos respectivos para verificar los desplazamientos permisibles, definimos los siguientes resultados:

Story	Diaph.	Load	UX	d	Deriva	Cumple
STORY5	D5	DIRX	0.0183	8.235	1.35	Cumple
STORY4	D4	DIRX	0.0153	6.885	1.755	Cumple
STORY3	D3	DIRX	0.0114	5.13	2.07	Cumple
STORY2	D2	DIRX	0.0068	3.06	1.935	Cumple
STORY1	D1	DIRX	0.0025	1.125	1.125	Cumple

Los resultados hallados en la tabla anterior cumplen los requisitos de la norma para la dirección XX.

Story	Diaph.	Load	UY	d	Deriva	Cumple
STORY5	D5	DIRY	0.0185	8.325	1.485	Cumple
STORY4	D4	DIRY	0.0152	6.84	1.935	Cumple
STORY3	D3	DIRY	0.0109	4.905	2.07	Cumple
STORY2	D2	DIRY	0.0063	2.835	1.935	Cumple
STORY1	D1	DIRY	0.002	0.9	0.9	Cumple

Los resultados hallados en la tabla anterior cumplen los requisitos de la norma para la dirección YY.

De esta manera procedemos a realizar el cálculo estructural de la estructura empotrada.

3.5 CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA LA EDIFICACIÓN EMPOTRADA

3.5.1 Elementos para transmisión de cargas verticales:

Los elementos para transmisión de cargas verticales de una estructura son las losas, vigas y columnas, de tal manera que se muestran los diseños de los elementos a continuación:

3.5.1.1 Diseño de losa aligerada

Las losas en general (aligeradas y macizas) son elementos que permiten que una edificación tenga techos y pisos. Sus funciones estructurales son básicamente dos, la primera es la de transmitir hacia las vigas las cargas propias de la losa, el piso terminado, sobrecargas y tabiques u otros elementos apoyados, y la segunda es la de unir la estructura de tal manera que se tenga un comportamiento uniforme en cada piso ante la acción de un sismo, logrando que las columnas y muros se deformen una misma cantidad en cada nivel cumpliendo así con el principio de diafragma rígido.

En donde las cargas actuantes son:

	Ancho trib.	Peso (ton/m ²)	Total
Peso de losa	0.4	0.3	0.12
Acabados	0.4	0.1	0.04
Peso tabiquería	0.4	0.15	0.06

			Wd= 0.22 ton/m	
Sobrecarga	0.4	0.2		0.08
			Wl= 0.08 ton/m	

Estos valores son para el diseño de viguetas en las aulas.

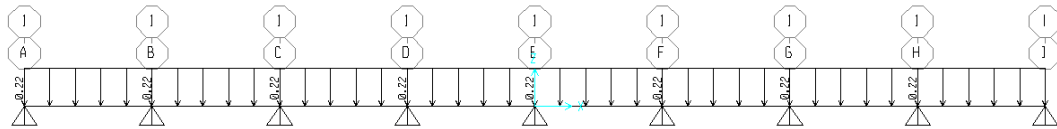


Figura 3 - 4: Distribución Cargas Muertas (CM)

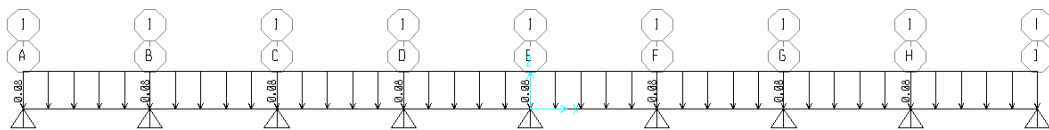


Figura 3 - 5: Distribución Cargas Vivas (CV-1)

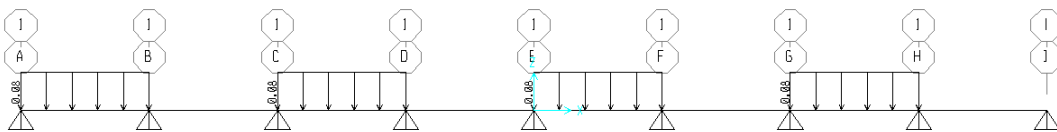


Figura 3 - 6: Distribución Carga Viva (CV-2)

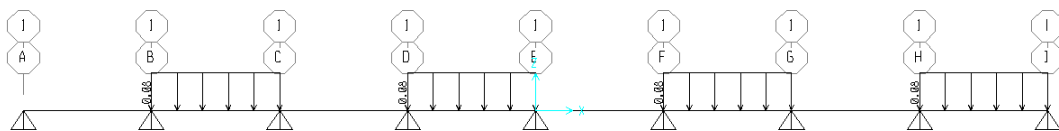


Figura 3 - 7: Distribución Carga Viva (CV-3)

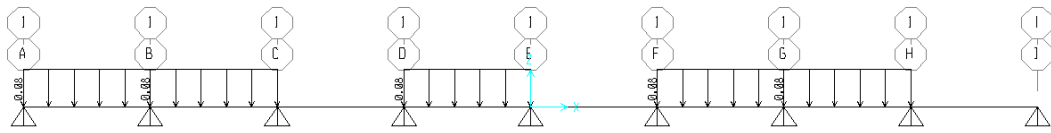


Figura 3 - 8: Distribución Carga Viva (CV-4)

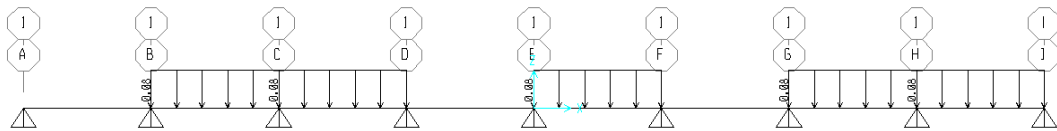


Figura 3 - 9: Distribución Carga Viva (CV-5)

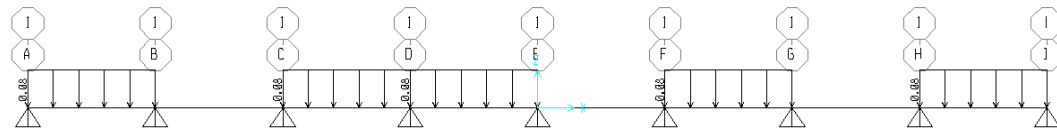


Figura 3 - 10: Distribución Carga Viva (CV-6)

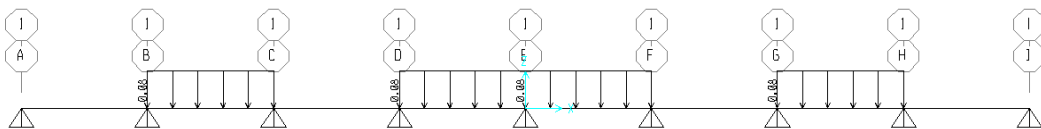


Figura 3 - 11: Distribución Carga Viva (CV-7)

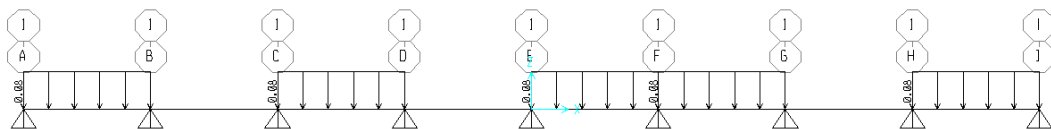


Figura 3 - 12: Distribución Carga Viva (CV-8)

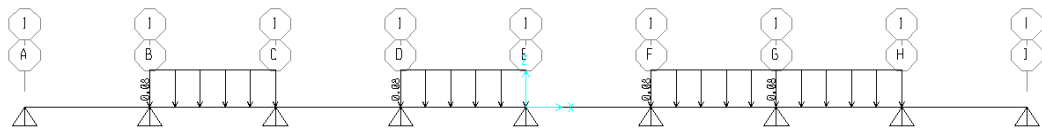


Figura 3 - 13: Distribución Carga Viva (CV-9)

Las combinaciones de carga han sido amplificadas por 1.4 para cargas muertas y 1.7 para cargas vivas, de tal manera que se obtiene la siguiente envolvente de momentos:

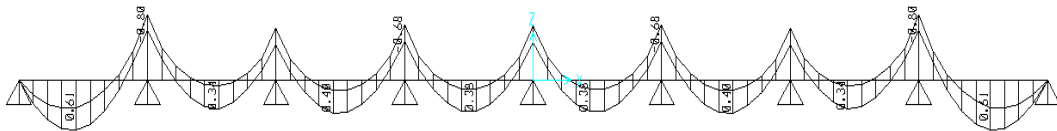


Figura 3 - 14: Envolvente de Momentos últimos

Del gráfico de momentos procedemos a tomar los valores máximos de la envolvente de momentos últimos, los cuales son:

- $M_u(+)$ = 0.61 ton/m
- $M_u(-)$ = 0.80 ton/m

Diseño a flexión para viguetas:

Recubrimiento= **3.00 cm**
 Peralte efectivo (d)= **17.00 cm**
 $f'c$ = **210.00 kg/cm²**
 f_y = **4200.00 kg/cm²**
 b= **40.00 cm**

Recubrimiento= **3.00 cm**
 Peralte efectivo (d)= **17.00 cm**
 $f'c$ = **210.00 kg/cm²**
 f_y = **4200.00 kg/cm²**
 b= **10.00 cm**

Momentos de análisis para acero positivo (+)

Mu (ton.m) 0.61	
a (cm)	As (cm ²)
0	0.9492686
2.233573168	1.01601393
2.39062102	1.02106189
2.402498567	1.02144571

As= 1.02144571 cm²

∅ 1 ∅ 1/2"

Momentos de análisis para acero negativo

Mu (ton.m) 0.8	
a (cm)	As (cm ²)
0	1.244942421
0.73231907	1.27234725
0.74843956	1.272964088
0.7488024	1.272977979

As= 1.272977979 cm²

∅ 1 ∅ 1/2"

Una vez calculado los momentos últimos de la losa aligerada procedemos a calcular los valores del cortante último para la losa aligerada, obteniendo la siguiente gráfica:

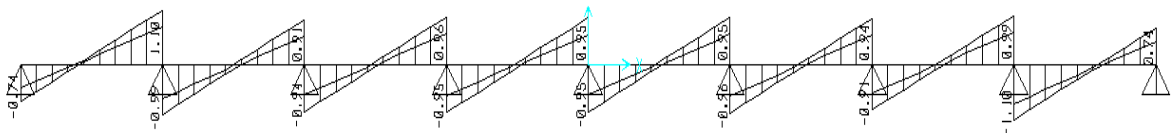


Figura 3 - 15: Envolvente de Fuerzas Cortantes Últimas

De la gráfica de cortante última, se toma el valor del Cortante máximo:

- $V_u = 1.10 \text{ tonf}$

Resistencia de los estribos:

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

Resistencia del concreto al corte:

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

$b = 10 \text{ cm}$

$d = 17 \text{ cm}$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando los valores en la fórmula obtenemos:

$$V_c = 1305.67 \text{ kgf}$$

La resistencia al cortante V_c se incrementa en 10% debido a que las viguetas están casi juntas y se ayudan entre sí, de tal manera que se obtiene lo siguiente:

$$V_c * 1.10 = (1.1) * (1305.67)$$

Por lo tanto: $V_c = 1436.24 \text{ kgf}$

Entonces: $V_c > V_n$, la sección soporta el cortante que se está produciendo.

3.5.1.2 Diseño de vigas

Las vigas son los elementos que sirven para recibir y transmitir cargas hacia otras vigas o directamente a las columnas. Generalmente las vigas forman los denominados ejes de las estructuras, teniendo las columnas ubicadas en sus intersecciones.

Entre las cargas que soportan están su peso propio, el peso de las losas aligeradas que se apoyan en ella además que cumplen la función de constituir los elementos resistentes a los diferentes esfuerzos generados por las fuerzas sísmicas mediante la conformación de pórticos junto a las columnas.

Diseño por flexión

Conocido el valor de M_u fórmula: (momento amplificado obtenido del DMF), se aplica la siguiente fórmula:

$$K_u = \frac{M_u}{b \times d^2}$$

Donde b es el ancho de la viga y d es el peralte efectivo.

De la fórmula siguiente despejamos ω :

$$M_u = \phi x f'c x d x b^2 x \omega (1 - 0.59\omega)$$

Obtenemos la siguiente ecuación:

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * \left(\frac{K_u}{\phi f'c}\right)}}{1.18}$$

Una vez calculado el valor de ω , aplicamos la siguiente fórmula, en base a la resistencia del concreto y el esfuerzo de fluencia del acero, en donde ρ es la cuantía del acero a utilizar.

$$\rho = \frac{\omega x f'c}{f_y}$$

Ahora tenemos que determinar la cuantía balanceada en la cual el concreto y el acero trabajan en su máximo esfuerzo obteniendo la siguiente fórmula:

$$\rho_b = \frac{0.85 x f'c x \beta_1 \left[\frac{6000}{6000 + f_y} \right]}{f_y}$$

Después determinamos la cuantía máxima, para poder calcular el acero máximo necesario:

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,75\rho_b$$

Para el caso de secciones rectangulares se indica que el área mínima de acero de refuerzo podrá calcularse con la siguiente expresión:

$$A_{sm\acute{i}n} = \frac{0.7 \sqrt{f'c} x b x d}{f_y}$$

Este valor se tiene que comparar con la cantidad de acero que se tiene que colocar:

$$A_s = b \times d \times \rho$$

Diseño por cortante:

En el diseño por cortante lo que se busca es que la suma de la resistencia al cortante del concreto con la del refuerzo transversal colocado, sea suficiente para controlar a las fuerzas cortantes actuantes en cualquier sección de la viga. La fórmula a emplearse para diseñar por cortante es la siguiente:

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s)$$

Donde:

$\phi = 0.85$ = Factor de seguridad al cortante.

V_c = Resistencia del concreto.

V_s = Resistencia de los estribos de acero.

El V_u se obtiene del diagrama de fuerza cortante y normalmente el V_u de diseño está ubicado a "d" de la cara. El aporte a la resistencia al cortante del concreto (V_c), a menos que se haga un cálculo más minucioso, es:

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

De darse el caso que $V_u \leq \phi V_c$, es posible usar estribos mínimos con un espaciamiento máximo de:

$$S_{max} = \frac{A_v f_y}{3.5 b w}$$

Si $V_u > \emptyset V_c$, será necesario colocar refuerzo por corte. Para ello, se seleccionará el diámetro del estribo a utilizarse (A_v), y conociéndose el valor de V_s , se calculará el espaciamiento de los estribos con la siguiente fórmula:

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

Donde:

S= espaciamiento de los estribos.

A_v = Área de ambas ramas del estribo.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

d = Peralte efectivo

La Norma Peruana establece un límite para la resistencia proporcionada por los estribos, la cual no debe exceder de:

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'c} \times b \times d$$

Además:

Si $V_s < V_{s \text{ lim}}$, entonces: $S_{max} = \frac{d}{2}$ ó 60 cm

Y, si $V_s > V_{s \text{ lim}}$, entonces: $S_{max} = \frac{d}{4}$ ó 30 cm

Donde:

$$V_{s \text{ lim}} = 1.1 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

S_{max} es el espaciamiento máximo.

Ejemplo de diseño:

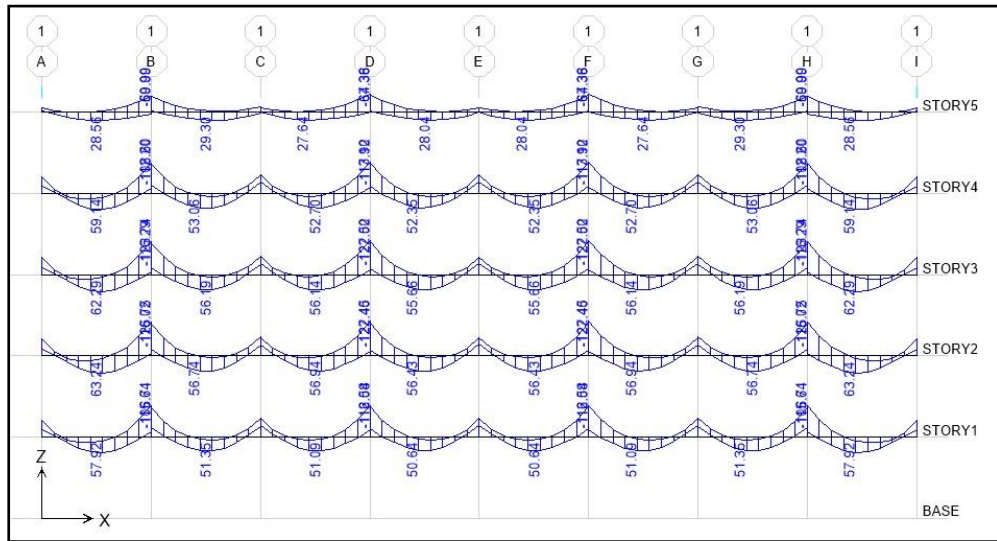


Figura 3 - 16: DMF en la estructura en el Eje 1

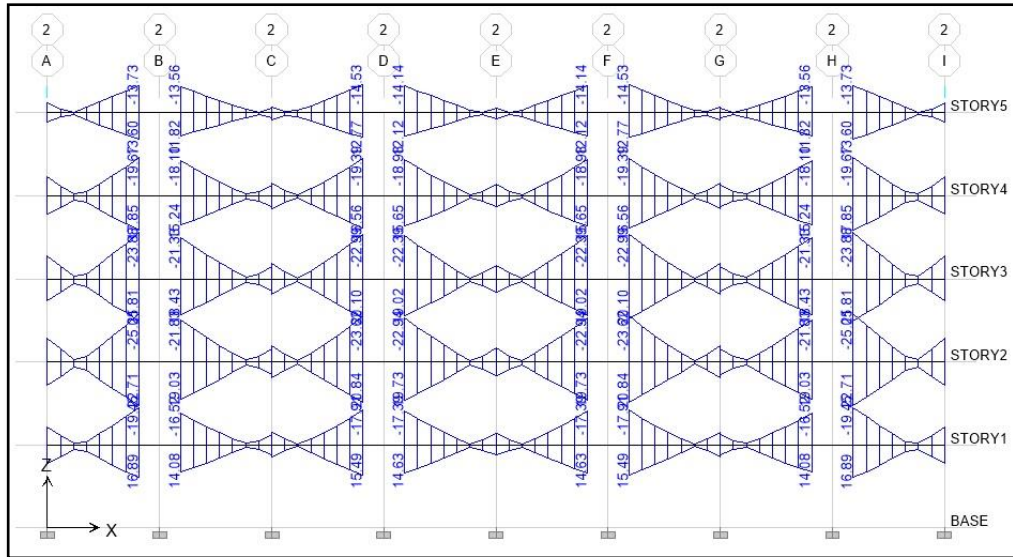


Figura 3 - 17: DMF en la estructura en el Eje 2

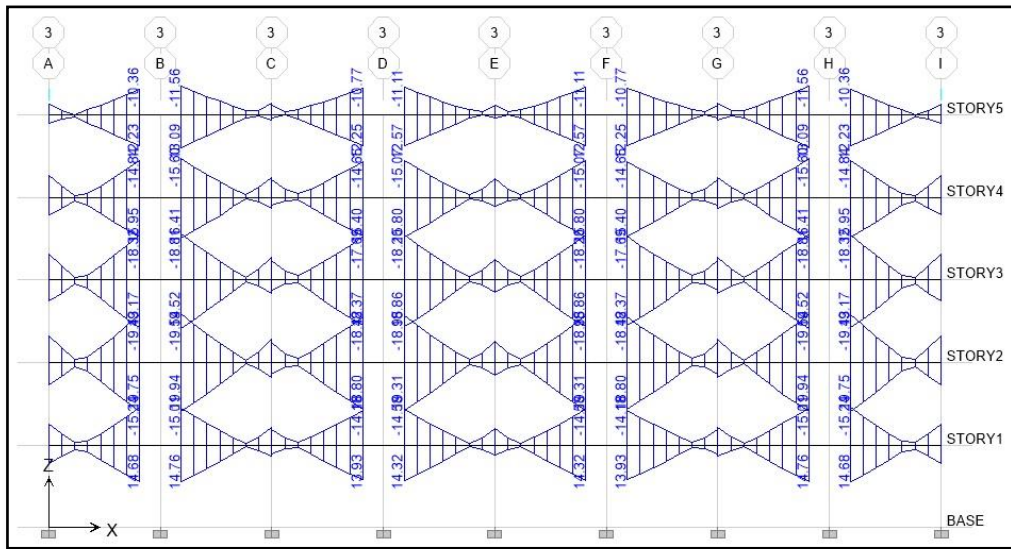


Figura 3 - 18: DMF en la estructura en el Eje 3

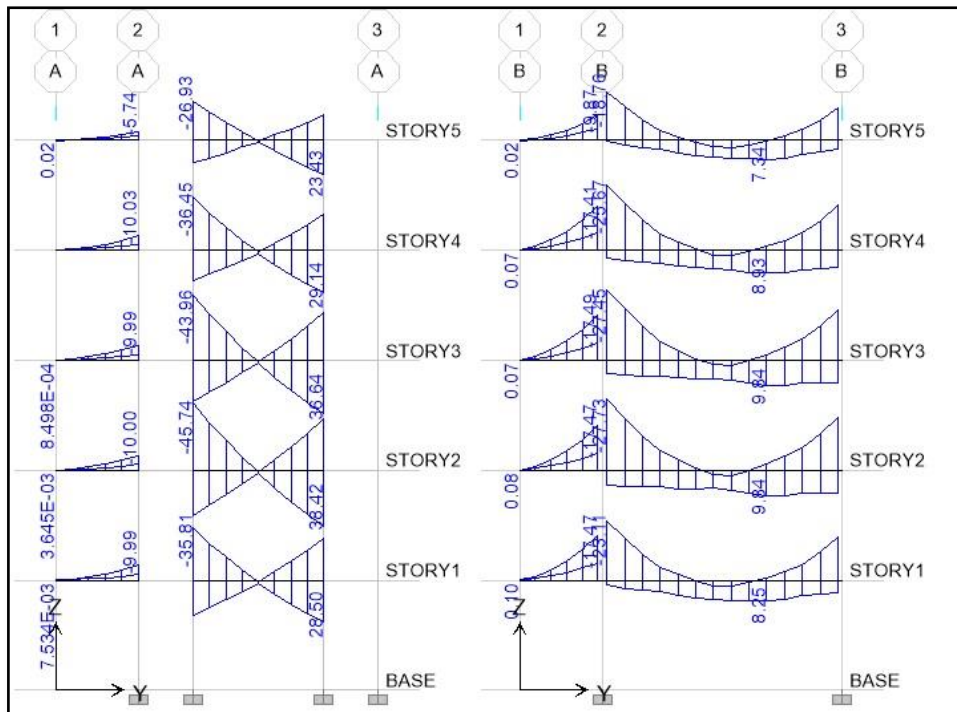


Figura 3 - 19: DMF de la estructura en los Ejes A y B

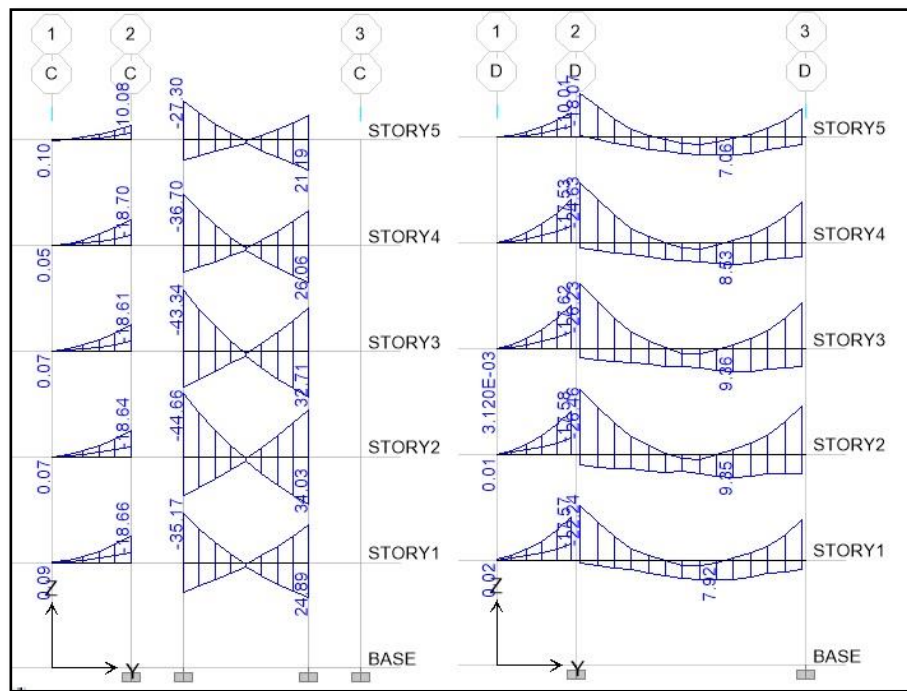


Figura 3 - 20: DMF de la estructura en los Ejes C y D

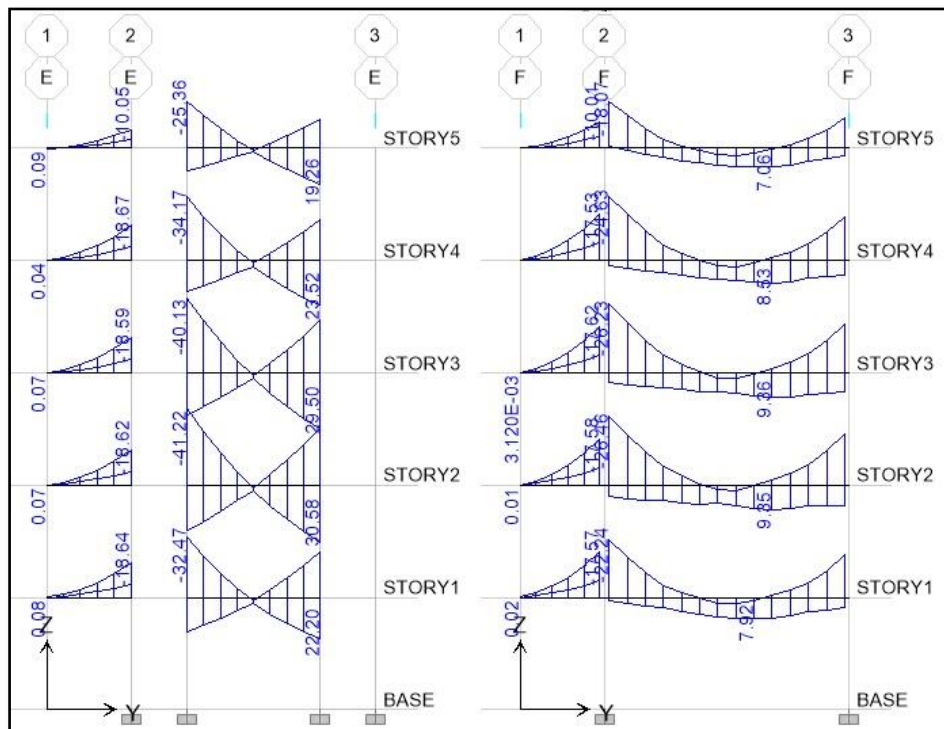


Figura 3 - 21: DMF de la estructura en los Ejes E y F

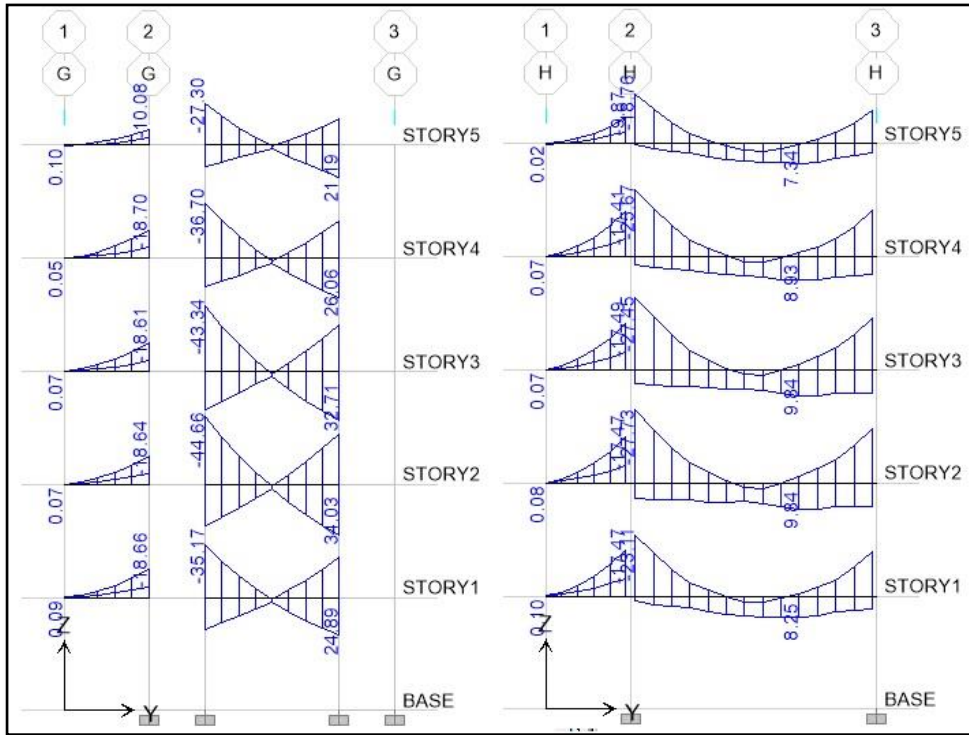


Figura 3 - 22: DMF de la estructura en los Ejes G y H

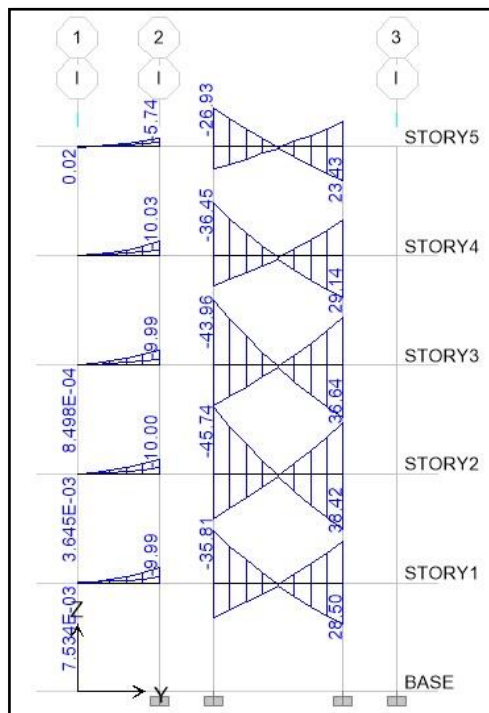


Figura 3 - 23: DMF de la estructura en el Eje I

Para el caso del diseño de vigas consideraremos la viga que tiene el momento más alto:

$M_u = 45.74$ ton-m (Momento máximo Etabs)

$f'_c = 210$ kg/cm² Resistencia de compresión del concreto

$f_y = 4200$ kg/cm² Esfuerzo de fluencia del acero

$b = 25$ cm Base de la viga

$h = 55$ cm Altura de la viga

$r = 12$ cm Recubrimiento de viga

$E_s = 2100000$ kg/cm² Módulo de elasticidad del acero

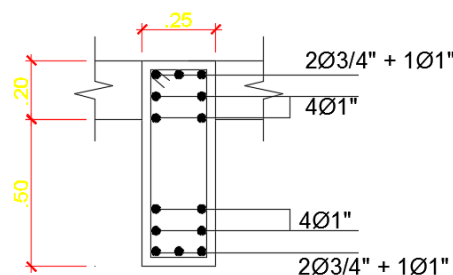
$\phi = 0.90$

COMPROBACIÓN ACERO A COMPRESION					
Tramo	M_u (ton-m)	ρb	ρ_{max}	A_{smax} (cm ²)	TIPO
Eje I / 2-3	45.74	0.02125	0.0159375	18.328125	VDR

CALCULO DE ACERO				As							
$A_{s1} = b \cdot d$	A_{s2} (cm ²)	A_t (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Nº	#	Ø	Nº	#	Ø	(cm ²)	
18.328125	13.13	30.895	2.777513876	5	8	1	2	6	3/4	31.04	

Según estos resultados se tiene que usar 30.895 cm² de acero en la sección de 25x55 cm

Colocamos 2Ø3/4" + 5Ø1" en 3 capas con esta cantidad de acero tenemos 31.04 cm², de tal manera que se cumple con lo requerido.



3.5.1.3 Diseño de placas de concreto:

Para el diseño de placas de concreto, partimos desde el predimensionamiento de estos elementos, los cuales ya los tenemos definidos, además tenemos que seguir el procedimiento clásico de diseño, el cual lo detallamos a continuación:

1. Verificación de necesidad de elementos de confinamiento:

En este paso, tenemos que realizar tres comprobaciones para poder determinar si necesita o no los elementos de confinamiento:

Primera Comprobación:

Debe disponerse necesariamente de elementos de confinamiento si el esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema es mayor de 0.2 f'c.

Tenemos la siguiente fórmula para comprobar:

$$f_c' = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u * \frac{L_w}{2}}{L_g}$$

Dónde: P_u = Carga axial última

M_u = Momento último

L_w = longitud de la placa

A_g = Área transversal del elemento

L_g = Momento de Inercia

Segunda Comprobación:

Se tiene que cumplir que el valor de “c”, debe ser mayor que la longitud de la placa dividido 600 veces el desplazamiento total entre la altura del edificio, como se muestra a continuación:

$$c = \frac{L_w}{3}$$

$$c \geq \frac{L_w}{600 * \left(\frac{S_{max}}{H_{total}} \right)}$$

Si el valor de c es menor que el factor mostrado, entonces decimos que necesita elementos de confinamiento.

Tercera Comprobación:

En esta comprobación tenemos como límites que desplazamiento máximo entre la altura total no debe ser menor que 0.005, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\frac{S_{max}}{H_{total}} \geq 0.005$$

2. Cálculo del acero del núcleo de confinamiento:

Tenemos la siguiente ecuación para poder determinar el área de acero necesario en la zona de confinamiento:

$$A_{snúcleo} = \frac{M_u}{\phi f_y Z}$$

Dónde: M_u = Momento último

F_y = fluencia del acero

Z = factor de reducción de L_w ($0.8 * L_w$)

3. Diseño de elementos de confinamiento:

Adoptando la cuantía mínima vertical para el cálculo de “ c ”.

$$c = \left(\frac{\rho_{vmin} * \frac{f_y}{f'c} + \frac{P_u}{L_w * t_w * f'c}}{2 * \rho_{vmin} * \frac{f_y}{f'c} + 0.85 * \beta_1} \right) * L_w$$

Dónde: ρ_{vmin} = cuantía vertical mínima

F_y = Fluencia del acero

$f'c$ = Esfuerzo de compresión del concreto

P_u = Carga axial última

L_w = longitud de la placa

t_w = Espesor de la placa

$\beta_1 = 0.85$

Una vez determinado el valor de “c”, procedemos a calcular la altura o distancia de confinamiento mediante las siguientes fórmulas:

C-0.1 Lm

$h \geq c/2$

30 cm

Elegimos el valor mayor, o si es menor de 30 cm, consideramos 30 cm.

4. Resistencia a la compresión:

La resistencia a la compresión debe ser mayor a la carga de servicio.

$$\phi P_{nw} > P_u$$

Se estima la resistencia a la compresión del muro a través de la siguiente fórmula:

$$\phi P_{nw} = 0.55 * \phi * f'_c * A_g * \left[1 - \left(\frac{KL}{32t} \right)^2 \right]$$

Donde: ϕ = Factor de reducción de resistencia igual a 0.70 pues la sollicitación es a flexo compresión.

K= factor de longitud efectiva

L= altura libre de la placa.

A_g = Área de la sección transversal de la placa.

Si la carga de compresión a la que está sometida la placa es mayor que la estimada a través de la ecuación anterior, es necesario incrementar las dimensiones de la sección.

El valor de K, está dado mediante las siguientes consideraciones:

Para elementos arriostrados en la parte superior e inferior con el fin de evitar desplazamientos laterales y:

Descripción	K
Restringidos contra la rotación en uno o ambos extremos (superior o inferior o ambos)	0.8
No restringidos contra la rotación en ambos extremos	1.0
Para elementos no arriostrados con el fin de evitar el desplazamiento lateral	2.0

Tabla 3- 2: Valores de K (factor de longitud efectiva)

5. Diseño por corte:

a) Comprobación de doble refuerzo horizontal (2 capas):

Condición: Si $V_u \geq 0.53 * \sqrt{f'c} * A_{cv}$ Se pondrán 2 capas de refuerzo o más.

b) Resistencia del concreto al corte:

Se tomará el menor valor de:

$$V_{c1} = 0.88 * \sqrt{f'c} * t * d + \frac{P_u * d}{4 * L_w}$$

$$V_{c2} = \left[0.16 * \sqrt{f'c} + \frac{L_w * \left(0.33 * \sqrt{f'c} + \frac{0.2 * P_u}{L_w * t} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \right] * t * d$$

Dónde: P_u : Carga axial amplificada en el muro, positiva si es de compresión y negativa si es de tracción.

M_u : Momento flector amplificado en la sección analizada.

V_u : Fuerza cortante amplificada en la sección analizada.

d: Peralte efectivo del muro, se estima como $d=0.8 Lw$.

Lw : Longitud del muro

Una vez calculado V_c , procedemos a calcular el valor de V_s (resistencia al corte aportado por el acero de refuerzo), mediante la siguiente ecuación:

$$Vu > \phi Vc$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$$

Dónde: V_c = Resistencia al corte aportada por el concreto.

V_u = Cortante último

V_s = Resistencia al corte aportada por el acero de refuerzo.

c) Refuerzo horizontal requerido:

$$Ah = \frac{Vs * S}{fy * d}$$

$$d = 0.8 * Lw$$

$$S = \frac{Ah * fy * d}{Vs}$$

Para calcular el espaciamiento, tomamos el valor mínimo entre los siguientes resultados:

$$S = Lw/5$$

$$S = 3*t$$

$$S = 45 \text{ cm}$$

Una vez calculados estos valores hallamos el acero propuesto para la sección del análisis.

d) Refuerzo vertical requerido:

Hallamos el acero vertical requerido y lo comparamos con el acero mínimo que pide la norma E-060.

$$A_v = \rho_v * b * h$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{h_w}{L_w}\right) * (\rho_h - 0.0025)$$

Ejemplo de diseño de placa:

SMAX=	0.027 m	Deformación máxima etabs
PU=	177770 kg	Carga ultima de diseño
VU=	39770 kg	Cortante ultimo de diseño
MU=	164930 kg-m	Momento ultimo de diseño
h1=	300 cm	Altura 1º Nivel
ht=	1500 cm	Altura total
Lw=	150 cm	Longitud de muro
tw=	25 cm	Espesor del muro
f'c=	210 kg/cm2	Resistencia a la compresión del concreto
fy=	4200 kg/cm2	Esfuerzo de fluencia del acero
pvmin=	0.0015	Cuantía mínima de refuerzo vertical
phmin=	0.0025	Cuantía mínima de refuerzo horizontal

1. Verificación de necesidad de elementos de confinamiento:

- Primera comprobación:

$$f_c' = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu * \frac{Lw}{2}}{Lg}$$

$$Ag = 150 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}$$

$$Ag = 3750 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$I = 7031250 \text{ cm}^4$$

$$f_c' = 223.33 \text{ kg/cm}^2 \geq 0.2f_c' = 0.2 \times 210 = 42 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto **necesita elementos de confinamiento**

- **Segunda comprobación:**

$$c = \frac{Lw}{3}$$

$$c \geq \frac{Lw}{600 * \left(\frac{Smax}{Htotal}\right)}$$

$$c = 150/3 \quad c \geq 138.89 \text{ cm}$$

$$c = 50 \text{ cm}$$

C es mayor que la ecuación por lo tanto **necesita elementos de confinamiento.**

- **Tercera comprobación:**

$$\frac{Smax}{Htotal} \geq 0.005$$

$$\frac{Smax}{Htotal} = 0.0018 \text{ cm} < 0.005$$

Por lo tanto necesita **no elementos de confinamiento**

De las tres comprobaciones decimos que se necesita elementos de confinamiento.

2. Cálculo del acero del núcleo de confinamiento:

$$A_{snúcleo} = \frac{M_u}{\phi f_y Z}$$

$$M_u = 16493000 \text{ kg-cm}$$

$$\phi = 0.85$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_w = 150 \text{ cm}$$

$$Z = 0.8 \times L_w$$

$$Z = 120 \text{ cm}$$

$$A_{snúcleo} = 38.5 \text{ cm}^2$$

3. Diseño de elementos de confinamiento:

$$c = \left(\frac{\rho_{vmin} * \frac{fy}{f'c} + \frac{Pu}{Lw * tw * f'c}}{2 * \rho_{vmin} * \frac{fy}{f'c} + 0.85 * \beta1} \right) * Lw$$

$$\rho_{vmin} = 0.0015$$

$$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad c = 35 \text{ cm}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad c = 40 \text{ cm}$$

$$Pu = 39770 \text{ kg}$$

$$Lw = 150 \text{ cm}$$

$$tw = 25 \text{ cm}$$

$$\beta1 = 0.85$$

Si es menor que 30 cm, se toma $h=30$ cm, caso contrario se tendrá que elegir el mayor valor entre:

$$c - 0.1 * Lm = 35.00 \text{ cm}$$

$$c/2 = 8.92 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto usamos $h=30$ cm.

Acero propuesto:

ϕ (pulg)	Area (cm ²)	ϕ (cm)
1	5.07	2.54

$$As/As \text{ propuesto} = 7.60$$

$$\text{Cantidad de varillas propuestas} = 8.00 \phi 1''$$

4. Resistencia a la compresión:

La resistencia a la compresión debe ser mayor a la carga de servicio:

$$\phi Pnw > Pu$$

Se estima la resistencia a la compresión de la placa a través de la siguiente ecuación:

$$\phi P_{nw} = 0.55 * \phi * f'c * A_g * \left[1 - \left(\frac{KL}{32t} \right)^2 \right]$$

$$\phi = 0.7$$

$$f'c = 2100 \text{ ton/m}^2$$

$$A_g = 0.375 \text{ m}^2$$

Según la tabla 3-2; $K = 0.80$

$$L = 3.00 \text{ m}$$

$$t = 0.25 \text{ m}$$

$$\phi P_{nw} = 295.90 \text{ ton}$$

$$P_u = 177.77 \text{ ton}$$

De la comparación entre estos valores decimos que si se está cumpliendo la norma.

5. Diseño por corte:

a. Comprobación de doble refuerzo horizontal (2 capas):

Condición: Si $V_u \geq 0.53 * \sqrt{f'c} * A_{cv}$, se colocarán 2 capas de refuerzo o más.

$$V_u = 39.77 \text{ ton}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{cv} = 0.375 \text{ m}^2 \quad 0.53 * \sqrt{f'c} * A_{cv} = 28.80 \text{ ton}$$

Por lo tanto: Necesita 2 capas de refuerzo.

b. Resistencia del concreto al corte:

Se tomará el menor valor de:

$$V_{c1} = 0.88 * \sqrt{f'c} * t * d + \frac{P_u * d}{4 * L_w}$$

$$V_{c2} = \left[0.16 * \sqrt{f'c} + \frac{L_w * \left(0.33 * \sqrt{f'c} + \frac{0.2 * P_u}{L_w * t} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \right] * t * d$$

$P_u = 177.77 \text{ ton}$

$L_w = 1.50 \text{ m}$

$M_u = 164.93 \text{ ton-m}$

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$V_u = 39.77 \text{ ton}$

$t = 0.25 \text{ m}$

$D = 1.20 \text{ m}$

$V_{c1} = 73.81 \text{ ton}$

$V_{c2} = 25.85 \text{ ton}$ Tomamos el menor valor: $V_c = 25.85 \text{ ton}$

Calculamos la resistencia aportada por el acero de refuerzo

$$V_u > \phi V_c$$

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

$V_s = 20.94 \text{ ton}$

c. Resistencia del concreto al corte:

$$A_h = \frac{V_s * S}{f_y * d}$$

$$d = 0.8 * L_w$$

$$S = \frac{A_h * f_y * d}{V_s}$$

Elegimos acero de 3/8" que es el más común para estribos:

$$S=34.18 \text{ cm}$$

Para el espaciamiento S, tomamos el valor mínimo entre:

$$S= Lw/5 = 30 \text{ cm}$$

$$S= 3xt= 90 \text{ cm}$$

$$S= 45 \text{ cm}$$

Tomamos el valor de 30 cm

Entonces tenemos los valores:

$$Vs= 20938.44 \text{ kg}$$

$$fy= 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d= 120 \text{ cm}$$

Ah= 1.246 cm² (Área de acero necesaria de acero a ser comparada con la cuantía mínima recomendada)

$$A_h \geq A_{hmin} = \rho_{hmin} * b * h$$

$$\rho_{hmin}= 0.0025$$

$$b= 0.25 \text{ m}$$

$$h= 0.30 \text{ m}$$

$$A_{hmin}= 18.75 \text{ cm}^2$$

Entonces tendremos que colocar 18.75 cm² de acero debido a que este valor es mayor al calculado anteriormente.

Acero Propuesto:

\emptyset (pulg)	Area (cm ²)	\emptyset (cm)
3/8	0.71	0.95

$$N^{\circ} \text{ de varillas de acero: } A_s/A_{sprop} = 26.31 \text{ unidades}$$

Verificamos la cuantía colocada en el refuerzo horizontal:

$$\rho_h = \frac{A_h}{S_{xt}}$$

$$\rho_h = 22.58 / (15 \times 25)$$

$$\rho_h = 0.00378 > 0.0025 \quad \text{OK}$$

Redondeamos al límite superior: **27 varillas \emptyset 3/8”**

d. El refuerzo vertical requerido es:

$$A_v = \rho_v * b * h$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{h_w}{L_w}\right) * (\rho_h - 0.0025)$$

$$h_w = 3.00 \text{ m}$$

$$L_w = 1.50 \text{ m}$$

$$\rho_h = 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025$$

Entonces el área de acero vertical es:

$$b = 1.50 \text{ m}$$

$$h = 0.25 \text{ m}$$

$$\rho_v = 0.0025$$

$$A_v = 9.375 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} = \rho_{vmin} * b * h$$

$$b = 1.50 \text{ m}$$

$$h = 0.2530 \text{ m}$$

$$\rho_{vmin} = 0.0015$$

$$A_v = 5.625 \text{ cm}^2$$

Acero Propuesto:

\emptyset (pulg)	Area (cm ²)	\emptyset (cm)
3/8	0.71	0.95

Nº de varillas de acero: $A_s/A_{sprop} = 13.19$ unidades

Redondeamos al límite superior: **14 varillas \emptyset 3/8”**

Se realizó la comprobación de esta distribución de acero en el programa Etabs mediante la creación del diagrama de interacción, a continuación se muestra la sección creada.

Se hicieron varias pruebas en base al diámetro que se necesitó para que cumpla las solicitaciones en ambas direcciones de tal manera que se plantearon 10 ϕ 1” en los núcleos y varillas de ½” @ 10cm en el alma.

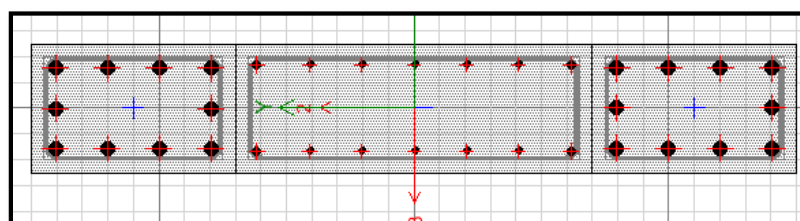


Figura 3 - 24: Sección creada en Etabs

A continuación se realizaron los diagramas de interacción tanto para el eje YY como para el eje XX, en base a los resultados del programa.

Point	CURVE #1 0 DEG			CURVE #13 180 DEG		
	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	595.9644	0	0.00	595.9644	0	0
2	589.8068	0	87.55	589.8068	0	-87.5543
3	521.1821	0	122.28	521.1821	0	-122.284
4	445.5747	0	153.46	445.5747	0	-153.455
5	355.291	0	183.19	355.291	0	-183.194
6	243.7579	0	214.00	243.7579	0	-213.995
7	167.845	0	259.96	167.845	0	-259.964
8	89.7091	0	286.59	89.7091	0	-286.585
9	-38.8906	0	239.08	-38.8906	0	-239.078
10	-219.826	0	151.64	-219.826	0	-151.637
11	-447.996	0	0.00	-447.996	0	0

Tabla 3- 3: Tabla para diagrama de interacción YY (ϕ Mn, ϕ Pn)

CURVE #1 0 DEG				CURVE #13 180 DEG		
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	916.8682	0	0.00	916.8682	0	0
2	907.3951	0	134.70	907.3951	0	-134.699
3	801.8186	0	188.13	801.8186	0	-188.129
4	685.4995	0	236.08	685.4995	0	-236.085
5	546.6016	0	281.84	546.6016	0	-281.836
6	375.0122	0	329.22	375.0122	0	-329.223
7	221.4056	0	342.92	221.4056	0	-342.92
8	99.6768	0	318.43	99.6768	0	-318.428
9	-43.2118	0	265.64	-43.2118	0	-265.642
10	-244.251	0	168.49	-244.251	0	-168.485
11	-497.773	0	0.00	-497.773	0	0

Tabla 3- 4: Tabla para diagrama de interacción YY (Mn, Pn)

	P	M	COMBINACIONES	PU	MU
CM	67.65	-9.48	1,4CM+1,7CV	128.064	-20.8455
CV	19.62	-4.455	1,25(CM+CV)+YY	177.7675	130.10125
SY	68.68	147.52	1,25(CM+CV)-YY	40.4075	-164.93875
			0,90(CM)+YY	129.565	138.988
			0,90(CM)-YY	-7.795	-156.052

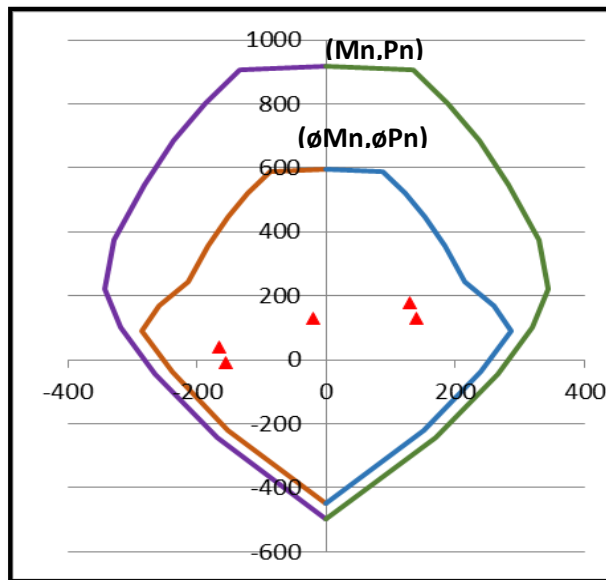


Figura 3 - 25: Diagrama de Interacción para el Eje YY

CURVE #7 90 DEG				CURVE #19 270 DEG		
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	545.5462	0	0.00	545.5462	0	0
2	543.3512	12.5333	0.00	543.3512	-12.5333	0
3	476.7583	17.9345	0.00	476.7583	-17.9345	0
4	396.9936	22.9324	0.00	396.9936	-22.9324	0
5	304.5629	27.4872	0.00	304.5629	-27.4872	0
6	178.132	31.5571	0.00	178.132	-31.5571	0
7	132.8016	34.8638	0.00	132.8016	-34.8638	0
8	66.7671	35.6589	0.00	66.7671	-35.6589	0
9	-57.5107	26.2082	0.00	-57.5107	-26.2082	0
10	-301.395	6.2211	0.00	-301.395	-6.2211	0
11	-356.878	0	0.00	-356.878	0	0

Tabla 3- 5: Tabla para diagrama de interacción XX (ϕM_n , ϕP_n)

CURVE #7 90 DEG				CURVE #19 270 DEG		
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	839.30	0.00	0.00	839.30	0.00	0.00
2	835.92	19.28	0.00	835.92	-19.28	0.00
3	733.47	27.59	0.00	733.47	-27.59	0.00
4	610.76	35.28	0.00	610.76	-35.28	0.00
5	468.56	42.29	0.00	468.56	-42.29	0.00
6	274.05	48.55	0.00	274.05	-48.55	0.00
7	175.18	45.99	0.00	175.18	-45.99	0.00
8	74.19	39.62	0.00	74.19	-39.62	0.00
9	-63.90	29.12	0.00	-63.90	-29.12	0.00
10	-334.88	6.91	0.00	-334.88	-6.91	0.00
11	-396.53	0.00	0.00	-396.53	0.00	0.00

Tabla 3- 6: Tabla para diagrama de interacción XX (M_n , P_n)

	P	M	COMBINACIONES	PU	MU
CM	-67.65	-0.08	1,4CM+1,7CV	-128.064	-0.10822
CV	-19.62	0.002226	1,25(CM+CV)+XX	-77.7375	6.482783
SX	31.35	6.58	1,25(CM+CV)-XX	-140.4375	-6.67722
			0,90(CM)+XX	-29.535	6.508
			0,90(CM)-XX	-92.235	-6.652

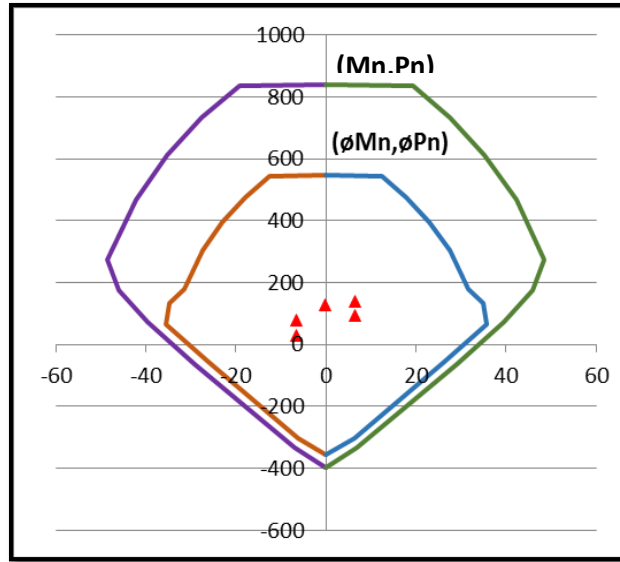
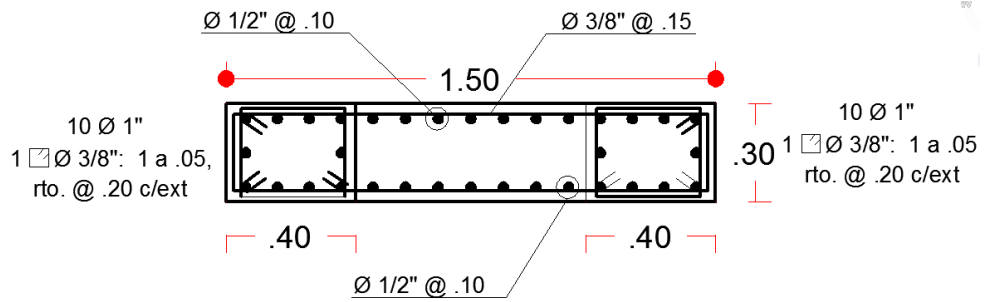


Figura 3 - 26: Diagrama de Interacción para el Eje XX

La placa quedaría de la siguiente manera:

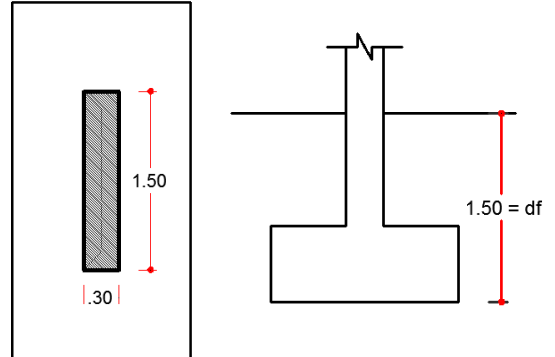


3.5.1.4 Diseño de zapatas:

EJEMPLO DE DISEÑO DE ZAPATA

Para el diseño de zapatas tenemos los siguientes datos:

Pm=	67.55 ton	servicio
PI=	19.62 ton	servicio
Ps=	54.944 ton	servicio
Md=	9.48 ton-m	servicio
MI=	4.45 ton-m	servicio
Ms=	147.52 ton-m	ultimo
Ms=	118.016 ton-m	servicio
Qadm=	3 kg/cm ²	



	Largo (m)	Ancho (m)	alto (m)	Peso esp. (ton/m ³)	total peso (ton)
Zapata	4	3	1	2.4	28.8

1.- COMPROBACION PARA (CM + CV):

P=	115.97 ton
M=	13.93 ton
e= 0.12012 m	
B= 3 m	
L= 4 m	
L'= 3.75977 m	
B= 3 m	
Aef= 11.2793 m ²	
qactmax= 10.2817 ton/m ²	

2.- COMPROBACION PARA (CM + CV + CS):

P=	170.914 ton
M=	131.946 ton
e= 0.77200229 m	
B= 3 m	
L= 4 m	
L'= 2.45599541 m	
B= 3 m	
Aef= 7.36798624 m ²	
qactmax= 23.1968403 ton/m ²	

3.- COMPROBACION PARA (CM + CV - CS):

P=	61.026 ton
M=	-104.086 ton
e= 1.70560089 m	
B= 3 m	
L= 7.8 m	
L'= 4.38879822 m	
B= 3 m	
Aef= 13.1663947 m ²	
qactmin= 4.63498183 ton/m ²	

a) **Punzonamiento:** Para el cálculo del punzonamiento tenemos los siguientes datos:

$t = 25 \text{ cm}$ (ancho de la placa)
 $b = 150 \text{ cm}$ (largo de la placa)
 $B = 3 \text{ m}$ (Ancho de la zapata)
 $L = 4.40 \text{ m}$ (Largo de la zapata)

Calculamos el valor de q_u :

$$q_u = Pu/Az$$

$$q_u = 13.93 \text{ ton/m}^2$$

$$\beta_c = t/B$$

$$\beta_c = 6$$

Calculamos el cortante que resiste el concreto en base a la siguiente ecuación:

$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{6}\right) \sqrt{210}$$

$$V_c = 10.34 \text{ kg/cm}^2$$

Este valor del cortante lo comparamos con $V_c \leq 1.1\sqrt{f'_c}$

$$V_c \leq 15.9405 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Decimos que pasa por cortante}$$

Hallamos un peralte efectivo:

$$d^2(4V_c + q_u) + d(b + t)(2V_c + q_u) - q_u(BL - bt) = 0$$

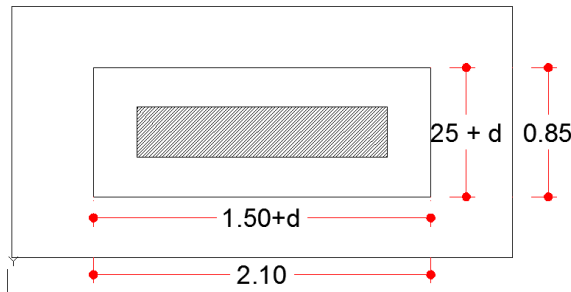
$$d1 = 33.69 \text{ cm}$$

$$d2 = -124.04 \text{ cm}$$

Por punzonamiento el valor del peralte efectivo es de 33.69 cm

Controlamos el valor de d por Corte:

b) Corte:

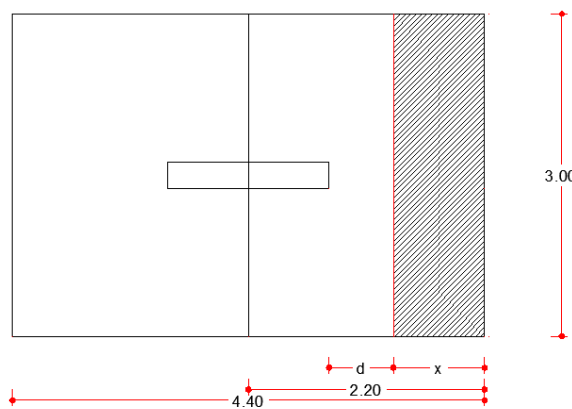


d= 60 cm
 m= 0.85 m
 n= 2.1 m
 bo=2m+2n
bo= 5.9 m

$$V_{act} = \frac{Pu}{bo \cdot d} \quad V_{act} = 5.19 \frac{kg}{cm^2}$$

$$V_{adm} = \phi V_c \quad V_{adm} = 13.55 \frac{kg}{cm^2} \quad ok!$$

Por corte en una dirección: Calculamos el cortante último a una distancia d de la cara de la placa



X= 0.85 m
 Vu= 35.52 ton-m
 d= 18.13 cm

$$d = \frac{qu(L - t)}{2(Vc + qu)} \quad d = \frac{qu(B - b)}{2(Vc + qu)} \quad d \geq 30 \text{ cm}$$

$$d = 16.32 \text{ cm} \quad d = 17.22 \text{ cm} \quad d \geq 30 \text{ cm}$$

Por Ldg= 60 cm

c) Aplastamiento:

$$fa = \frac{Pu}{A_1} \quad fa = \frac{183857}{300 * 440} = 49.028 \frac{kg}{cm^2}$$

$$A_1 = 3750 \text{ cm}^2$$

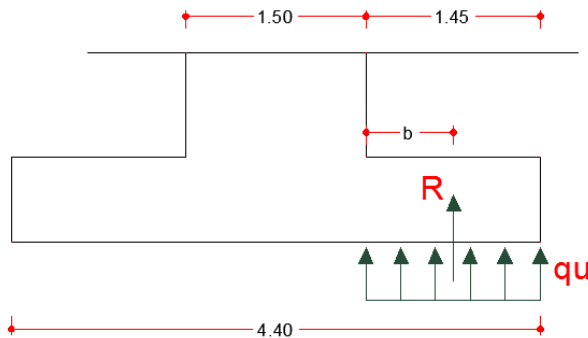
$$A_2 = (25 + 4 * 60)(150 + 4 * 60) = 103350 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{103350}{3750}} = 5.25 \quad \text{Como es mayor a 2, tomamos 2}$$

$$\phi Pp = \phi(0.85 * f'c) * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\phi Pp = 249.90 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Es mayor que } fa, \text{ entonces ok.}$$

d) Acero por flexión:



$$R = qu * 1.45 * 3$$

$$R = 60.59 \text{ ton}$$

$$Mu = R * b$$

$$Mu = 43.93 \text{ ton} - m$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * 0.9 * d}$$

$$As = \frac{43.93 * 10^5}{0.9 * 4200 * 0.9 * 60} = 21.52 \text{ cm}^2$$

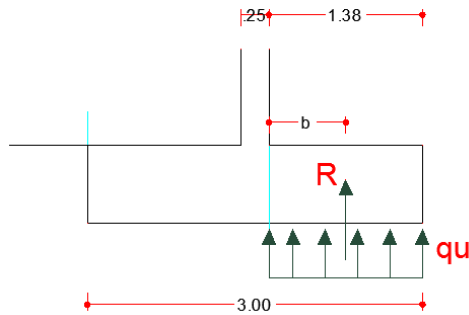
$$Asmín = 0.0018bh$$

$$Asmín = 0.0018 * 60 * 300$$

$$Asmín = 32.40 \text{ cm}^2$$

$$\phi 3/4": \quad S = \frac{2.85 * 100}{32.40} = 26.39 \text{ cm} \quad \phi 3/4" @ 25 \text{ cm}$$

En el otro sentido:



$$R = 84.27 \text{ ton}$$

$$Mu = 61.094 \text{ ton} - m$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * 0.9 * d}$$

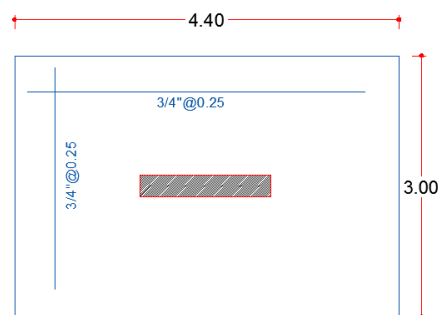
$$As = \frac{61.094 * 10^5}{0.9 * 4200 * 0.9 * 60} = 29.93 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{mín}} = 0.0018bh \quad As_{\text{mín}} = 0.0018 * 60 * 440$$

$$As_{\text{mín}} = 47.52 \text{ cm}^2$$

$$\phi 3/4" : \quad S = \frac{2.85 * 440}{47.52} = 26.39 \text{ cm} \quad \phi 3/4" @ 25 \text{ cm}$$

A) Diseño final:



3.6 CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA EDIFICACIÓN INCL. AISLADORES SÍSMICOS

3.6.1 Análisis preliminar:

Para iniciar el predimensionamiento de los aisladores es necesario que se haya realizado previamente el modelamiento con el sistema aislado como se muestran a continuación:

3.6.1.1 Análisis Estático del Edificio Educativo

- a) **Factor de zona:** $Z=0.40$
- b) **Perfil de Suelo:** S_d (Suelo Rígido)
- c) **Peso total de la superestructura:** $W=1435.61$ ton
- d) **Tipo de Fuente Sísmica:** A
- e) **Factores de cercanía a la Fuente sísmica:** $N_a=1$ $N_v=1$
- f) **Coef. Respuesta sismo máximo posible:** $M_m=1.25$
- g) **Coeficientes sísmicos C_{vd} y C_{ad} :** $C_{vd}=0.44$, $C_{ad}=0.44$
* **Coeficientes $MMZN_v$ y $MMZN_a$:** $M_mZN_v=0.5$, $M_mZN_a=0.5$
- h) **Coeficientes sísmicos C_{Vm} y C_{Am} :** $C_{Vm}=0.80$, $C_{Am}=0.55$
- i) **Factor de reducción:** $R_i=2.00$
- j) **Amortiguamiento:** $B_m=1.35$, $B_d=1.35$
- k) **Periodo de Vibración:**

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{Dmin} \times g}}$$

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{Dmin} \times g}}$$

Peso de la estructura: $W=1435.61$ ton

$g=9.81$ m/s²

Para el caso de estructuras con periodo bajo indica que se puede llevar a los 2.5 seg aproximadamente, de la cual definimos:

$$T_D=2.0 \text{ seg} \quad , \quad T_M=2.5 \text{ seg}$$

$$K_{D\min}=1444.33 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$K_{M\min}=924.37 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Tomando una variación de +/- 10%, tenemos:

$$K_{D\max}=1588.77 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$K_{M\max}=1016.81 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

I) Cálculo del desplazamiento lateral mínimo de Diseño:

Para este procedimiento tenemos que calcular el desplazamiento lateral mínimo de diseño, mediante las siguientes fórmulas:

$$D_D = \frac{(g/4\pi^2)C_{VD}T_D}{B_D}$$

$$D_M = \frac{(g/4\pi^2)C_{VM}T_M}{B_M}$$

Para $g= 9.81 \text{ m/s}^2$

$$C_{VD}=0.44 \quad , \quad C_{VM}=0.80$$

$$T_D=2.0 \text{ seg} \quad , \quad T_M=2.5 \text{ seg}$$

$$B_D=1.35 \quad , \quad B_M=1.35$$

Tenemos:

$$D_D=0.1619 \text{ m}$$

$$D_M=0.3681 \text{ m}$$

m) Cálculo de desplazamientos totales (5% de excentricidad accidental)

$$D_{TD}=D_D \left[1+y \frac{12e}{b^2+d^2} \right]$$

$$D_{TM}=D_M \left[1+y \frac{12e}{b^2+d^2} \right]$$

$$d = 8.8 \text{ m}$$

$$b = 32.4 \text{ m}$$

$$e = 1.197 \text{ m}$$

$$y = 4.40 \text{ m}$$

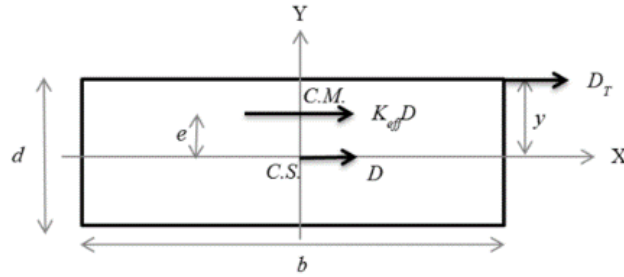


Diagrama de planta de la estructura para la determinación de los desplazamientos totales

Efectuando las ecuaciones mostradas, tenemos los siguientes resultados:

$$D_{TD} = 0.172 \text{ m}$$

$$D_{TM} = 0.3922 \text{ m}$$

n) Cálculo de desplazamientos mínimos de diseño permitidos:

$$D'_D = \left[\frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \right]$$

$$D'_M = \left[\frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \right]$$

Para un periodo de la estructura con base fija de: $T = 0.5064 \text{ seg}$

$$D_D = 0.1619 \text{ m}$$

$$D_M = 0.3681 \text{ m}$$

$$D'_D = 0.1570 \text{ m}$$

$$D'_M = 0.3608 \text{ m}$$

o) Cálculo de la fuerza cortante en la base:

$$V_b = K_{Dm\acute{a}x} D_D$$

$$K_{Dm\acute{a}x} = 1588.77 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$D_D = 0.1619 \text{ m}$$

Tenemos: $V_b = 257.35 \text{ tonf}$

p) Cálculo de la fuerza cortante en la estructura:

$$V_s = \frac{K_{Dm\acute{a}x} D_D}{R_i}$$

$$R_i = 2.00$$

Tenemos: $V_s = 128.67 \text{ tonf}$

3.6.1.2 Análisis Dinámico del edificio educativo

Para el análisis dinámico se debe tener en cuenta dos niveles sísmicos con los que se deben trabajar:

a) *Design Basis Earthquake (DBE) o sismo de Diseño (SDI)*: Es el nivel que coincide con el que es usado comúnmente en el diseño de estructuras convencionales o empotradas y corresponde al nivel del movimiento sísmico del suelo que tiene como mínimo el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años.

b) *Maximum Capable Earthquake (MCE) o Sismo Máximo Posible (SMP)*: Es el nivel que corresponde al máximo movimiento de suelo que puede ocurrir dentro del esquema geológico conocido, y se considera como el nivel del movimiento sísmico del suelo que tiene un 10% de probabilidad de excedencia en 100 años.

Para iniciar con el predimensionamiento de los aisladores sísmicos es indispensable que se haya realizado el análisis estático como ya se mostró anteriormente ya que estos datos servirán para el diseño de los aisladores.

En este punto es que definimos el tipo de aislador que usaremos para la estructura, de tal manera que usaremos el tipo LRB de la empresa Dynamic Isolation Systems.

Debido a:

- El alto grado de amortiguamiento que aporta al sistema
- La amplia información técnica que brinda el fabricante
- Confiabilidad de los aisladores debido a sus usos en otras estructuras.
- Mayor estabilidad frente a cargas de servicio, dinámicas y de viento debido a su rigidez lateral inicial.

A continuación se procederá a realizar el diseño del aislamiento sísmico:

1. Predimensionamiento del diámetro de los aisladores:

En este paso se busca encontrar el diámetro aproximado de los aisladores mediante la siguiente fórmula:

$$D=1.5 \times D_{TM}$$

$$D= 1.50 \times D_{tm}$$

$$D= 1.50 \times 0.3923$$

$$D= 0.5884 \text{ m} = 588 \text{ mm}$$

Se debe calcular la carga axial última que soportan los aisladores usando la combinación de cargas que se muestra a continuación:

$$P_{u_{\text{máx}}}=1.25 \text{ CM}+1.25 \text{ CV}+\text{SISMO}$$

Dado que aún no tenemos los valores de carga para sismo que se aplicarán a los aisladores, lo que se puede hacer es considerar una carga de sismo

como 0.30 veces de la carga muerta, de tal manera que la combinación de cargas queda de la siguiente manera:

$$P_{u_{\text{máx}}} = 1.5CM + 1.25 CV$$

Para obtener estos datos del programa se realizó la combinación de cargas mostradas, de tal manera que se obtuvieron las siguientes fuerzas axiales en lo base del edificio:

EJE	A	B	C	D	E	F	G	H	I
3	57.63	95.01	100.55	93.43	100.76	93.43	100.55	95.01	57.63
2	126	185.55	179.17	187.14	185.85	187.14	179.17	185.55	126

Las cargas axiales mostradas fueron calculadas en el programa Etabs y están en Toneladas (Tonf).

Una vez obtenidos estos valores según vemos las diferencias de cargas entre el eje 4 y el eje 3, es por lo cual tomaremos 2 tipos de aisladores LRB.

Según los datos proporcionados por la empresa DIS, la resistencia máxima a la carga axial de cada aislador es de 8MPa, en base a ese valor se determinará cuál es el diámetro necesario para cada tipo de aislador.

Fuerza Axial 1: 100.76 tonf

Fuerza Axial 2: 187.14 tonf

Calculamos el área de los 2 tipos de aisladores:

$$8\text{MPa} = \frac{\text{FUERZA AXIAL}}{\text{AREA DEL AISLADOR}}$$

$$\text{AREA DEL AISLADOR} = \frac{\text{FUERZA AXIAL}}{8 \text{ MPa}}$$

Área 1: 0.124 m²

Área 2: 0.229 m²

$$\text{Diámetro} = \sqrt{\frac{\text{Área} \times 4}{\pi}}$$

Diámetro 1: 0.397 m

Diámetro 2: 0.540 m

Una vez obtenidos los diámetros de los aisladores comparamos estos valores con los proporcionados por la empresa, como se muestra en la siguiente figura.

TAMAÑO DEL DISPOSITIVO				DIMENSIONES DE LA PLACA DE SOPORTE					
Diámetro Aislador, D _i (mm)	Altura Aislador, H (mm)	Número de capas de caucho, N	Diámetro del plomo, D _L (mm)	L (mm)	t (mm)	Cantidad Orificios	Orificio Ø (mm)	A (mm)	B (mm)
305	125-280	4-14	0-100	355	25	4	27	50	-
355	150-305	5-16	0-100	405	25	4	27	50	-
405	175-330	6-20	0-125	455	25	4	27	50	-
455	175-355	6-20	0-125	510	25	4	27	50	-
520	205-380	8-24	0-180	570	25	8	27	50	50
570	205-380	8-24	0-180	620	25	8	27	50	50
650	205-380	8-24	0-205	700	32	8	27	50	50
700	205-430	8-30	0-205	750	32	8	33	65	75
750	230-455	8-30	0-230	800	32	8	33	65	75
800	230-510	8-33	0-230	850	32	8	33	65	75
850	230-535	8-35	0-255	900	38	12	33	65	95
900	255-560	9-37	0-255	955	38	12	33	65	95
950	255-585	10-40	0-280	1005	38	12	33	65	95
1000	280-635	11-40	0-280	1055	38	12	40	75	115
1050	305-660	12-45	0-305	1105	44	12	40	75	115
1160	330-760	14-45	0-330	1205	44	12	40	75	115
1260	355-760	16-45	0-355	1335	44	16	40	75	115
1360	405-760	18-45	0-380	1435	51	16	40	75	115
1450	430-760	20-45	0-405	1525	51	20	40	75	115
1550	455-760	22-45	0-405	1625	51	20	40	75	115

Figura 3 - 27: Propiedades Técnicas del Aislador

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Di	650	650	mm
Cantidad	9	9	und

2. Predimensionamiento del núcleo de plomo:

En esta parte se tienen que conocer el concepto de lazo de histéresis, el cual interrelaciona las propiedades del aislador.

El lazo de histéresis representa el comportamiento del aislador siendo sometido a un ciclo de carga y descarga de fuerzas, representando el desplazamiento que se obtiene ante estos estados.

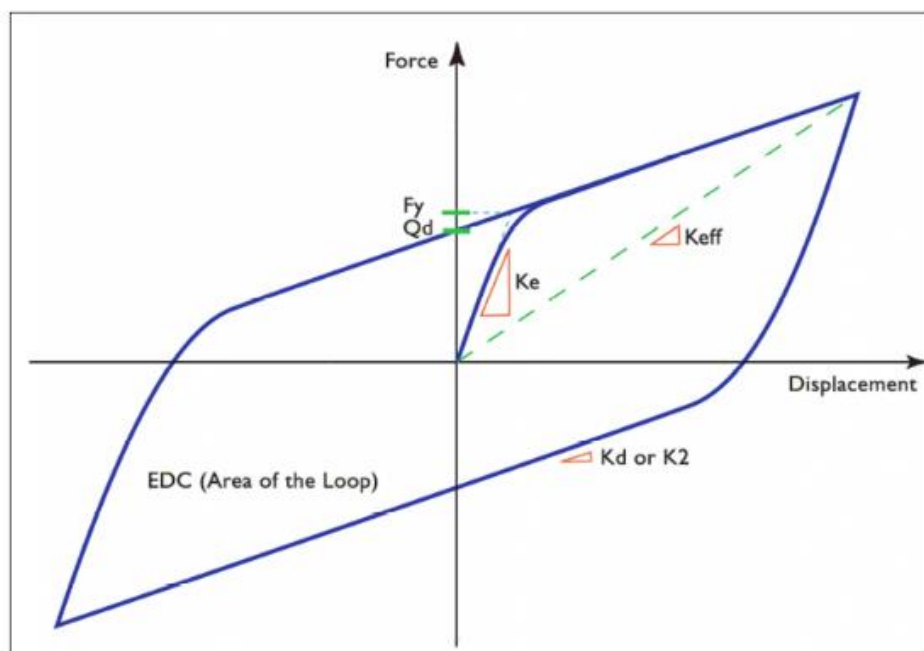


Figura 3 - 28: Lazo de Histéresis de aisladores sísmicos

El comportamiento de un soporte de caucho con núcleo de plomo puede ser modelado como elemento de histéresis bilineal, con una rigidez inicial (K_e), rendimiento de la fuerza (F_y) y la rigidez secundaria (K_2 o K_d).

Para el análisis espectral, se requiere la rigidez efectiva (K_{eff}) y el amortiguamiento viscoso equivalente.

Para el análisis Tiempo – Historia no lineal, se utilizan las propiedades bilineales del aislador (rigidez inicial K_e , rendimiento de la fuerza F_y y la rigidez secundaria K_2). También se requiere la rigidez vertical de los

aisladores como parte de la descripción del elemento. Una característica interesante de los aisladores elastoméricos es que la rigidez de compresión es aproximadamente 100 veces la rigidez a la tracción.

PARÁMETROS NECESARIOS:

- **Rigidez elástica o Rigidez Inicial (Ke o K1):** Esta es la rigidez inicial y es típicamente inferior a una pulgada de desplazamiento. Su valor estará determinado por el tamaño del núcleo de plomo y es importante en el control de la respuesta a las cargas operativas tales como el viento.
- **Rigidez Post Fluencia o Rigidez Secundaria (Kd o K2):** Esta es la rigidez secundaria y está en función al módulo de corte de la goma, al área neta de la misma y a la altura del aislador.
- **Rigidez Efectiva (Keff):** La rigidez efectiva está determinada por la fuerza del aislador dividida por el desplazamiento; esta es una unidad dependiente del desplazamiento.
- **Fuerza Característica (Qd):** Es el valor de la fuerza que interseca al lazo histerético. Este parámetro está relacionado al amortiguamiento y a la respuesta del aislador a las cargas de servicio.
- **Fuerza de Fluencia (Fy):** Este valor es el punto en el lazo histerético en el cual la rigidez inicial cambia a ser la rigidez secundaria. En realidad el cambio de rigideces se da a través de una suave curva en lugar de un punto bien determinado. Este valor es utilizado para el modelo bilineal.
- **Rigidez Vertical (Kv):** Este parámetro hace referencia a la rigidez vertical del aislador.

- **Área de Lazo de Histéresis (EDC):** El área de lazo de histéresis representa la energía liberada por cada ciclo completo por el aislador.

Para poder realizar el predimensionamiento del núcleo de plomo del aislador se debe recordar que está relacionado a la cantidad de amortiguamiento que aportará el aislador al igual que con las cargas de servicio.

Para esta parte se utilizará la combinación:

$$P_{u_{\max}} = CM + 0.5 CV$$

EJES	A	B	C	D	E	F	G	H	I
3	37.05	59.41	62.75	58.39	62.89	58.39	62.75	59.41	37.05
2	77.46	112.79	108.48	113.54	112.99	113.54	108.48	112.79	77.46

Ahora realizamos un cálculo de las fuerzas axiales promedio de cada aislador.

$$\text{LRB-1: } Q_d = 55.34 \text{ ton} \rightarrow Q_d = 542918.10 \text{ New}$$

$$\text{LRB-2: } Q_d = 104.17 \text{ ton} \rightarrow Q_d = 1021907.7 \text{ New}$$

De esta manera se puede determinar la Fuerza Característica (Q_d) como un porcentaje de la combinación de cargas de servicio, el cual puede variar desde el 3% hasta el 10%.

Para nuestro caso usaremos un valor del 10%.

$$\text{LRB-1: } Q_d = 5.53 \text{ ton} \rightarrow Q_d = 54291.81 \text{ New}$$

$$\text{LRB-2: } Q_d = 10.417 \text{ ton} \rightarrow Q_d = 102190.77 \text{ New}$$

Después de determinar el valor de la fuerza característica (Q_d) se calcula la Fuerza de Fluencia (F_y):

$$F_y = 1.1 * Q_d$$

LRB-1: $F_y = 59720.991$ New

LRB-2: $F_y = 112409.847$ New

Ya conocida la fuerza de fluencia, existe una relación entre la fuerza de fluencia, el área de núcleo de plomo y el esfuerzo de fluencia en corte del plomo, cuyo valor es aproximadamente de 10 MPa, obteniendo la relación:

$$A_p = \frac{F_y}{\sigma_{YL}}$$

De esta ecuación hallaremos las áreas de núcleo de plomo y los diámetros correspondientes para cada tipo de aislador.

LRB-1: $A_p = 5972.10$ mm² → $DL = 87.20$ mm

LRB-2: $A_p = 11240.98$ mm² → $DL = 119.63$ mm

Estos valores son teóricos, de tal manera que los compararemos con los rangos que ofrece el fabricante, luego recalculamos la fuerza característica y el porcentaje real con el que trabajarán los aisladores, así tendremos los siguientes valores:

LRB-1: $DL = 90$ mm → $Q_d = 63617.25$ New → **%Real = 11.72 %**

LRB-2: $DL = 120$ mm → $Q_d = 113097.34$ New → **%Real = 11.07 %**

3. Predimensionamiento de la altura del aislador:

Para el predimensionamiento de la altura del aislador tenemos que tomar en cuenta que está basado en el valor del desplazamiento total máximo (DTM), y en el valor de la deformación de corte directa γ_s que para los aisladores DIS es de un orden de 150%.

$$h = \frac{D_{TM}}{\gamma_s}$$

DESCRIPCIÓN		VALOR
Deformación Corte directo máxima:	γ_s	150%
Deformación Corte máxima Admisible:	$\gamma_{m\acute{a}x}$	250%

$$h = 261.52 \text{ mm}$$

4. Cálculo de la rigidez horizontal total y la rigidez horizontal de cada aislador:

Para el cálculo de estos valores se tomará en consideración que la edificación se comporta como péndulo invertido de un solo grado de libertad, de tal manera que la ecuación que se utilizará será la siguiente:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

$$T_D^2 = 2\pi \sqrt{\frac{w/g}{K_{HTOTAL}}}$$

$$K_{HTOTAL} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 g}$$

Descripción	Unidad	KHTOTAL
Rigidez Horizontal total	Ton/m	1444.333
Rigidez Horizontal total	N/mm	14168.903

Una vez determinada la rigidez horizontal total se tiene que distribuir entre el total de los aisladores que se tienen en la estructura, de esta manera se debe determinar la rigidez horizontal que cada aislador debe proveer al sistema en total:

	Total	Unidad
Número de aisladores	18	unid
Rigidez Horizontal por Aislador	787.16	N/mm

5. Cálculo del espesor total de la goma:

Para el cálculo del espesor total de la goma tenemos que recordar que está directamente relacionada con el valor del desplazamiento básico de diseño (D_D) y con el valor de la deformación de corte directa γ_s de cada aislador.

$$H_r = \frac{D_D}{\gamma_s}$$

	Total (Hr)	Unidad
Espesor total de la goma	107.99	mm

6. Cálculo del módulo de corte de la goma:

Este valor será calculado en base a la rigidez horizontal que tiene cada aislador, el espesor total de la goma, y al área total de la goma del aislador, de tal manera que se obtiene la siguiente ecuación:

$$G = \frac{K_H H_r}{A}$$

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Área neta de Goma	325469.00	320520.99	mm ²
Módulo de corte calculado	0.261168	0.2652	N/mm ²
Módulo de Corte Fabricante	0.38	0.38	N/mm ²

7. Cálculo del espesor de la capa de goma y del espesor de la plancha de acero:

En esta parte del diseño, haremos el predimensionamiento para el espesor que tendrán las capas de goma, y del espesor de las planchas de acero, de tal manera que se utilizarán las recomendaciones del grupo Holmes, donde para el espesor de las capas de goma indica lo siguiente:

El espesor de las capas de goma es generalmente constante y es de 10 mm, según indican provee buen confinamiento para el núcleo de plomo y es suficientemente delgado para proveer una alta capacidad de carga.

Además indica que si las cargas verticales son críticas el espesor puede reducirse a 8 mm o a 6 mm. Capas más delgadas añaden altura y además costo, ya que requerirán mayor cantidad de planchas de acero.

En lo referente a la cantidad de capas de goma el manual de Holmes indica: *“El número de capas define la flexibilidad del sistema, este valor debe ser configurado de tal manera que el periodo aislado se halle en el rango requerido y el esfuerzo de corte máximo no sea excesivo, este valor se configura por ensayo y error”.*

Respecto al valor que se debe asociar al espesor de las planchas de acero no se tiene recomendaciones acerca del predimensionamiento pero se puede comprobar el desempeño del espesor elegido con una serie de ecuaciones.

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Diámetro del aislador (Di)	650.00	650.00	mm
Diámetro del núcleo de plomo (DL)	90.00	120.00	mm
Espesor de cada capa de goma (tr)	10	10	mm

- **Cálculo del número de capas de goma:**

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Número de capas de Goma (n)	17.00	17.00	mm
Nueva altura de Goma (Hr)	170.00	170.00	mm

- **Cálculo del espesor de la placa de acero:**

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Espesor de la plancha de acero (ts)	5.00	5.00	mm

- **Tensión máxima en compresión:**

Una vez determinado el espesor de la placa de acero elegida, se procede a su comprobación, determinando la **Tensión Máxima de Compresión (σ_{ac})** que según especificaciones del proveedor es de 8MPa (8 N/mm²).

Una vez calculada la tensión máxima de compresión, calculamos la Tensión Máxima en Tracción en base al espesor de la goma y del acero respecto de la tensión máxima de compresión.

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Tensión máxima en compresión (σ_{ac})	8.00	8.00	N/mm ²

- **Tensión máxima en tracción y tensión de Fluencia:**

$$\sigma_s = 1.5 \frac{t_r}{t_s} \sigma_{ac}$$

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Tensión máxima tracción (σ_s)	24.00	24.00	N/mm ²
Tensión de fluencia (σ_y)	2400.00	2400.00	kg/cm ²

- **Cálculo de la tensión admisible:**

$$\sigma_{adm} = 0.75 \sigma_y$$

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Tensión admisible (σ_{adm})	1800.00	1800.00	kg/cm ²
Tensión admisible (σ_{adm})	176.58	176.58	N/mm ²
Comparación ($\sigma \leq \sigma_{adm}$)	Si cumple	Si cumple	

- **Espesor de placas superior e inferior:**

Por último se realiza el cálculo del espesor de las placas superior e inferior según el catálogo que tiene el proveedor, de tal manera que se obtiene la altura total del aislador y su altura neta.

$$h = H_r + (n-1) t_s$$

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Esp. Placas Sup e inf. (t)	32.00	32.00	mm
Altura neta del aislador (H-2t)	250.00	250.00	mm
Altura total del aislador (H)	314.00	314.00	mm

8. Revisión de la Rigidez Horizontal de cada aislador:

Ahora se procede a revisar la rigidez de cada aislador una vez que los valores del módulo de corte de la goma y la altura total de la goma han sido definidos.

$$K_H = \frac{GA}{H_r}$$

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Rigidez Horizontal (Kh)	727.52	716.46	N/mm
Número de aisladores (N)	9.00	9.00	Und
Rig. Horizontal Total (Khtotal)	12995.80		N/mm

9. Determinación y resumen de los propiedades de los aisladores:

a) Cálculo de la rigidez post fluencia (K2):

Este factor está en base a los valores que hemos hallado del módulo de corte de la goma (G), el área neta de la goma (A), y la altura total de la goma (Hr), se obtiene la siguiente expresión:

$$K_2 = \frac{f_L GA}{H_r}$$

Dónde: fl= 1.15

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Rigidez Post Fluencia (K2)	836.65	832.93	N/mm

b) Cálculo de la rigidez elástica o Rigidez Inicial (K1):

$$K_1 = 10K_2$$

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Rigidez Inicial (K1)	8366.47	8239.275	N/mm

c) Cálculo del desplazamiento de fluencia (Dy):

Este parámetro está calculado en base a la fuerza características (Qd), a la rigidez inicial (K1) y a la rigidez post fluencia (K2).

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$$

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Despl. de fluencia (Dy)	8.45	15.25	mm

d) Cálculo de la fuerza de fluencia (Fy):

$$F_y = Q + K_2 D_y$$

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Fuerza de fluencia (Fy)	70685.83	125663.71	N

e) Cálculo de la rigidez efectiva (Keff):

$$K_{\text{eff}} = K_2 + \frac{Q}{D_{\text{TM}}}$$

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Rigidez Efectiva (Keff)	998.82	1112.24	N/mm

f) Cálculo del módulo de corte efectivo:

$$G_{\text{eff}} = \frac{K_{\text{eff}} H_r}{A}$$

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Mod.Corte efectivo (Geff)	0.5217	0.5899	N/mm ²

g) Cálculo del factor de forma del aislador:

Este factor se calcula en base al diámetro que tiene cada aislador y también en base al espesor de la capa de goma (tr), se determina para poder controlar la rigidez vertical para evitar la amplificación del movimiento en la dirección analizada.

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

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Factor de forma (S)	16.25	16.25	-

h) Cálculo del módulo de compresión:

En base a la recomendación de la norma ASHTO de 1999 se utiliza un módulo de compresión de 1500 MPa, de tal manera que se puede determinar el valor del Módulo de Compresión mediante la siguiente fórmula:

$$E_c = \left(\frac{1}{6G_{eff}S^2} + \frac{4}{3K} \right)^{-1}$$

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Módulo de compresión (Ec)	476.487	510.514	N/mm ²

i) Cálculo de la Rigidez Vertical (Kv):

$$K_v = \frac{E_c A}{H_r}$$

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Rigidez Vertical (Kv)	912246.05	962532.35	N/mm

j) Cálculo del amortiguamiento efectivo (Beff):

$$B_{eff} = \frac{2Q(D_{TM} - D_y)}{\pi K_{eff} D_{TM}^2}$$

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Amort. Efectivo (Beff)	0.1011	0.1586	%
Σbeff	0.1298		%

k) Cálculo del periodo efectivo del sistema (Teff):

Previo a este cálculo tenemos que haber determinado la rigidez horizontal del sistema (K_{HTOTAL}) y el peso total de la estructura (W).

$$K_{HTOTAL} = \frac{4\pi^2 W}{T_D^2 \times g}$$

$$T_{eff} = \sqrt{\frac{4\pi^2 W}{K_{HTOTAL} \times g}}$$

Descripción	LRB-1	LRB-2	Unidad
Periodo efectivo del sistema (Teff)	2.088		seg

RESUMEN DE PROPIEDADES DE LOS AISLADORES UTILIZADOS

A continuación presentamos el resumen de propiedades de los aisladores a utilizar:

Descripción		LRB-1	LRB-2	Unidad
Fuerza característica	Qd	63617.25	113097.34	Newtons
Desplazamiento máximo total	Dtm	392.28	392.28	mm
Rigidez Post-fluencia	k2	836.65	823.93	N/mm
Rigidez Elástica	K1	8366.47	8239.27	N/mm
Desplazamiento de fluencia	Dy	8.45	15.25	mm
Fuerza de Fluencia	Fy	70685.83	125663.71	N
Rigidez Efectiva	Keff	998.82	1112.24	N/mm
Módulo de corte efectivo	Geff	0.52	0.59	N/mm ²
Diámetro del aislador	Di	650.00	650.00	mm
Factor de Forma	S	16.25	16.25	-
Módulo de compresibilidad	K	1500.00	1500.00	N/mm ²
Módulo de compresión	Ec	476.49	510.51	N/mm ²
Rigidez Vertical	Kv	912246.05	962532.35	N/mm
Amortiguamiento Efectivo	Beff	0.10	0.16	%
Amort. Efectivo del sistema	Σbeff	0.13		%
Rig. Horizontal/aislador	Kh	727.52	716.46	N/mm
Rigidez Horizontal del sistema	Khtotal	12995.80		N/mm
Periodo del sistema calculado	Teff	2.09		s

10. Preparación de datos para ingresar al programa:

Una vez que ya se han definido los valores en la tabla ya mostrada debemos extraer los valores necesarios para introducir al programa para el modelamiento de los aisladores, teniendo en cuenta que realizaremos un análisis Modal espectral.

Las propiedades que el programa requiere para el Análisis Modal Espectral se grafican en la siguiente imagen.

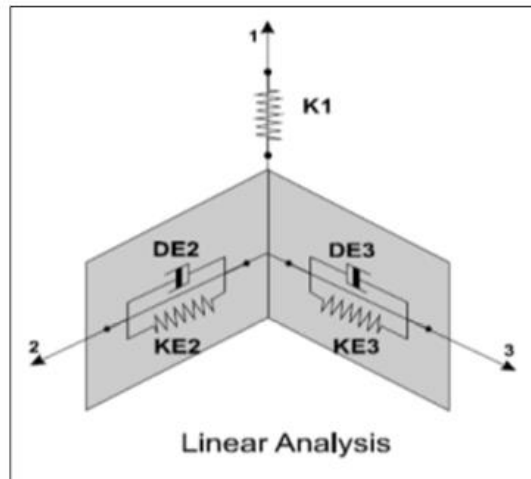


Figura 3 - 29: Propiedades Lineales para el modelamiento de Aisladores

- **Spring Effective Stiffness along axis 2 (3):** Esta propiedad se refiere directamente a la Rigidez Efectiva (K_{eff}) del tipo de aislador.
- **Spring Effective Damping Ratio along axis 2 (3):** Esta propiedad hace referencia al Amortiguamiento Efectivo (B_{eff}) de cada aislador.

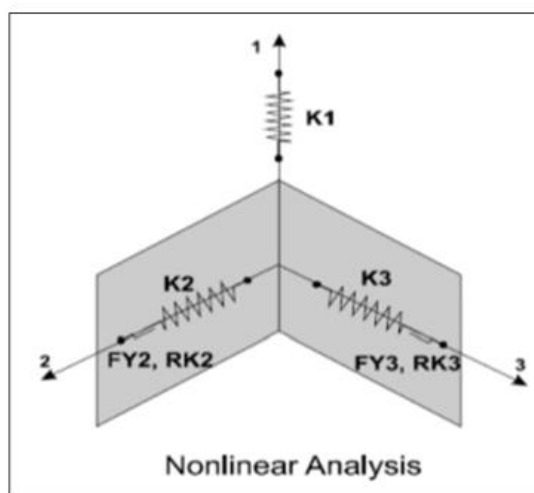


Figura 3 - 30: Propiedades No lineales para el modelamiento de aisladores

- **Spring Stiffness along axis 1:** Donde se refiere a la rigidez Vertical (K_v) de cada aislador.

- **Initial Spring Stiffness along axis 2 (3):** Este valor se refiere a la rigidez Elástica o rigidez inicial del aislador (K_1).
- **Yield Force Along Axis 2 (3):** Referente a la fuerza de Fluencia (F) del aislador.
- **Post-Yield Stiffness Ratio Along Axis 2(3):** Este valor indica la relación entre la Rigidez Post fluencia y la Rigidez Elástica (k_2/k_1) ya que se utilizó la relación $k_1=10k_2$, este valor es 0.1 para este caso.

Los valores se pueden resumir en la siguiente tabla, los valores están en N/mm.

LINEAR	ID	ISO 1 (LRB-1)	ISO 2 (LRB-2)	UND	IDENTIFICATION NUMBER
	FIRST DATA LINE				
	TYPE	Isolator1	Isolator1		Biaxial Hysteretic/linear/friction
	KE2	988.82	1112.24	N/mm	Spring effective stiffness along axis 2
	KE3	988.82	1112.24	N/mm	Spring effective stiffness along axis 3
	DE2	0.11	0.16		Spring effective damping Ratio along Axis 2
	DE3	0.11	0.16		Spring effective damping Ratio along Axis 3
NON LINEAR	SECOND DATA LINE				
	K1	912246.05	962532.35	N/mm	Spring stiffness along axis 1 (Axial)
	K2	8366.47	8239.27	N/mm	Initial Spring Stiffness along Axis 2
	K3	8366.47	8239.27	N/mm	Initial Spring Stiffness along Axis 3
	FY2	70685.83	125663.71	N	Yield Force Along Axis 2
	FY3	70685.83	125663.71	N	Yield Force Along Axis 3
	RK2	0.1	0.1		Post-Yield stiffness ratio along Axis 2
	RK3	0.1	0.1		Post-Yield stiffness ratio along Axis 3

Los valores mostrados en la tabla, servirán para realizar el comportamiento histerético bilineal de los aisladores.

Para el modelamiento del sistema aislado se consideró la misma estructura empotrada en la base, de tal manera que detallaremos las diferencias que se obtienen al momento de incluir los aisladores sísmicos en la base, desacoplando de esta manera la estructura del suelo.

A continuación se mostrarán los pasos previos a considerar para poder obtener los resultados esperados.

1. Seleccionamos los nudos, ya que estos aisladores se ubican sobre un punto en el programa con la propiedad ISOLATOR, para nuestro caso tenemos dos tipos de aisladores.

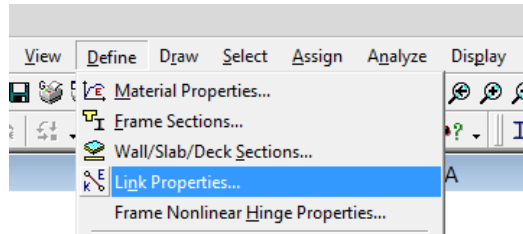


Figura 3 - 31: Acceso a Link Properties

2. Mostrará la siguiente ventana en la cual creamos las propiedades

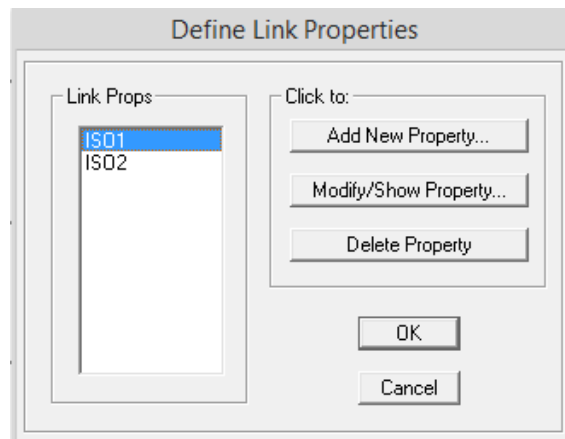


Figura 3 - 32: Definimos las propiedades link

3. Seleccionamos el tipo de aislador en nuestro caso es de tipo ISOLATOR como ya se mencionó anteriormente.

The image shows a software dialog box titled "NLLink Property Data". It contains several sections for configuring an isolator property. At the top, "Property Name" is set to "ISO1" and "Type" is set to "Isolator1". Below this is a section for "Total Mass and Weight" with input fields for Mass (0.), Weight (0.), and three Rotational Inertia values (all 0.). The "Directional Properties" section has a table with columns for Direction, NonLinear, and Properties. U1, U2, and U3 are checked in the Direction column. NonLinear is checked for U2 and U3. Each direction has a "Modify/Show for..." button. The "P-Delta Parameters" section has an "Advanced..." button. At the bottom are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 3 - 33: Propiedades y tipo de aislador

Dentro de la sección Directional Properties, se activan las 3 casillas debajo de la columna Direction, que hace referencia a las propiedades cartesianas Z (U1), Y (U2), X (U3), para poder realizar un análisis inelástico se tiene que marcar las casillas que se encuentran debajo de la columna NonLinear.

4. Se hará click en cada una de las propiedades (Modify/Show for U1, U2, U3) y asignamos las propiedades del cuadro ya mostrado en el punto 10. Preparación de datos para ingresar al programa.

This image shows a close-up of the "Identification" and "Linear Properties" sections of the dialog box. The "Identification" section has four rows: "Property Name" with value "ISO1", "Direction" with value "U1", "Type" with value "Isolator1", and "NonLinear" with value "No". The "Linear Properties" section has two rows: "Effective Stiffness" with value "819047.53" and "Effective Damping" with value "0.1".

NLLink Directional Properties	
Identification	
Property Name	ISO1
Direction	U2
Type	Isolator1
NonLinear	Yes
Linear Properties	
Effective Stiffness	897.67
Effective Damping	0.1
Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0.
Nonlinear Properties	
Stiffness	8366.47
Yield Strength	70685.83
Post Yield Stiffness Ratio	0.1

Figura 3 - 34: Ventana para ingreso de datos lineales y no lineales

Una vez asignados estos valores a ambos aisladores, se procederá a incluir la aceleración Espectral.

Al cálculo de la aceleración espectral, tenemos que incluir el valor del amortiguamiento debido a que el sistema introduce un amortiguamiento del 15 % para amortiguar el espectro.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g$$

Dónde:

Factor de Zona:

Z=0.45 (Arequipa)

Coefficiente de importancia:

U= 1.00 (Por la incorporación de aisladores de base, debido a que para los periodos propios de la aislación, no existe amplificación de la aceleración máxima)

Factor de amplif. Sísmica:

$$C= 0.40 \qquad C= 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

C se ha calculado para $T_p= 0.4$ y un periodo $T=2.5$ seg, determinado en el análisis estático

Coefficiente de reducción Sísmica:

R=2 (Debido a que la incertidumbre en el comportamiento de la estructura se ve drásticamente reducida por la inclusión de los aisladores sísmicos al sistema los cuales absorben la totalidad de no linealidades que se presenten evitando que la estructura ingrese en la zona inelástica.

Gravedad: $g=9.81$

De tal manera obtenemos el siguiente resultado:

T	ZUCS/R	T	ZUCS/R
0	0.416667	2.1	0.08
0.4	0.416667	2.2	0.076667
0.5	0.333333	2.3	0.073333
0.6	0.278333	2.4	0.07
0.7	0.238333	2.5	0.066667
0.8	0.208333	2.6	0.061667
0.9	0.185	2.7	0.056667
1	0.166667	2.8	0.053333
1.1	0.151667	2.9	0.05
1.2	0.138333	3	0.046667
1.3	0.128333	3.5	0.033333
1.4	0.118333	4	0.026667
1.5	0.111667	4.5	0.02
1.6	0.105	5	0.016667
1.7	0.098333	5.5	0.013333
1.8	0.093333	6	0.011667
1.9	0.088333	6.5	0.01
2	0.083333	7	0.008333
		8	0.006667

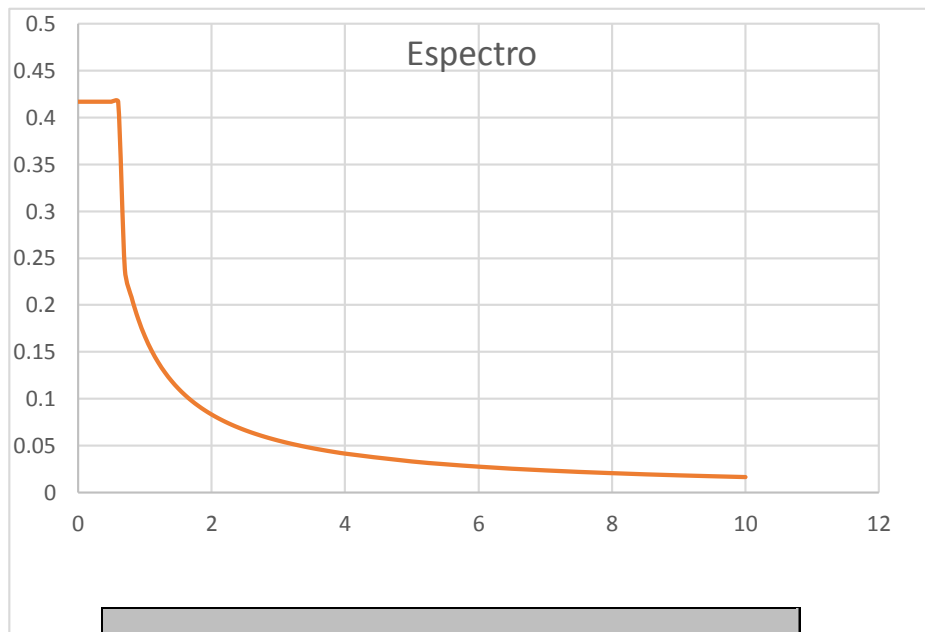


Figura 3 - 35: Función Espectral

Luego, al momento de definir los casos con el espectro se colocó el factor de amplificación g.

De tal manera que mostramos los resultados de la edificación:

Periodos y participación de masas							
Mode	Period	Modo Individual			Suma Acumulada		
	Seg	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	2.005	85.855	0.000	0.000	85.855	0.000	0.000
2	1.906	0.000	98.776	0.000	85.855	98.776	0.000
3	1.793	12.863	0.000	0.000	98.717	98.776	0.000
4	0.326	0.208	0.000	0.000	98.925	98.776	0.000
5	0.297	0.000	0.159	0.000	98.925	98.935	0.000
6	0.262	0.007	0.000	0.000	98.932	98.935	0.000
7	0.125	0.006	0.000	0.000	98.937	98.935	0.000
8	0.105	0.000	0.003	0.000	98.937	98.938	0.000
9	0.094	0.000	0.000	0.000	98.937	98.938	0.000
10	0.064	0.000	0.000	0.000	98.938	98.938	0.000
11	0.053	0.000	0.000	0.000	98.938	98.938	0.000
12	0.047	0.000	0.000	0.000	98.938	98.938	0.000
13	0.039	0.000	0.000	0.000	98.938	98.938	0.000
14	0.030	0.000	0.000	0.000	98.938	98.938	0.000
15	0.029	0.000	0.000	0.000	98.938	98.938	0.000

De la tabla mostrada podemos ver lo siguiente:

El primer modo de vibración es de 2.005 seg y que corresponde a la dirección X con una participación de masa del 85.855 %.

El segundo modo de vibración es de 1.906 seg y que corresponde a la dirección Y con una participación de masa del 98.776 %.

De estos resultados se puede ver que la mayor participación de masa en la estructura se halla en los primeros modos de vibración.

A continuación se muestran los desplazamientos generados debido al sismo en la estructura.

Story	Diaphragm	Load	Desplazamiento (cm)	Altura Niveles (m)
STORY5	D5	DIRX	16.61	15.00
STORY4	D4	DIRX	16.30	12.00
STORY3	D3	DIRX	15.91	9.00
STORY2	D2	DIRX	15.42	6.00
STORY1	D1	DIRX	14.84	3.00
BASE	DBASE	DIRX	14.30	0.00

Tabla 3- 7: Desplazamientos producidos en la estructura en el Eje X

Story	Diaphragm	Load	Desplazamiento (cm)	Altura Niveles (m)
STORY5	D5	DIRY	16.96	15
STORY4	D4	DIRY	16.67	12
STORY3	D3	DIRY	16.31	9
STORY2	D2	DIRY	15.86	6
STORY1	D1	DIRY	15.36	3
BASE	DBASE	DIRY	14.90	0

Tabla 3- 8: Desplazamientos producidos en la estructura en el Eje Y

Esfuerzos Cortantes en la estructura

Story	Load	VX	h
STORY5	DIRX	34.28	15.00
STORY5	DIRX	34.28	12.00
STORY4	DIRX	84.8	12.00
STORY4	DIRX	84.8	9.00
STORY3	DIRX	132.62	9.00
STORY3	DIRX	132.62	6.00
STORY2	DIRX	178.27	6.00
STORY2	DIRX	178.27	3.00
STORY1	DIRX	244.45	3.00
STORY1	DIRX	244.45	0.00

Tabla 3- 9: Esfuerzos Cortantes en la estructura en el Eje X

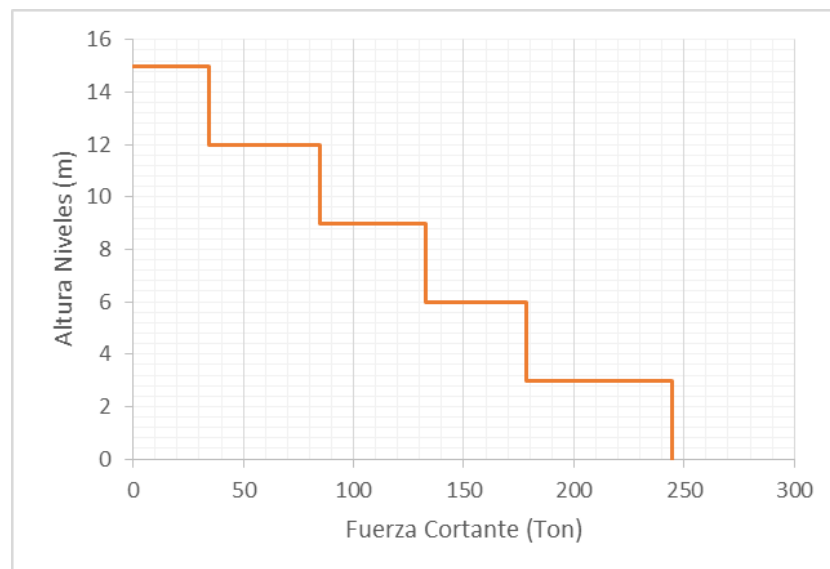


Figura 3 - 36: Diagrama de Esfuerzos cortantes Eje X

Story	Load	VY	h
STORY5	DIRY	37.46	15.00
STORY5	DIRY	37.46	12.00
STORY4	DIRY	93.45	12.00
STORY4	DIRY	93.45	9.00
STORY3	DIRY	147.1	9.00
STORY3	DIRY	147.1	6.00
STORY2	DIRY	198.8	6.00
STORY2	DIRY	198.8	3.00
STORY1	DIRY	249.09	3.00
STORY1	DIRY	249.09	0.00

Tabla 3- 10: Esfuerzos cortantes en la estructura en el Eje y

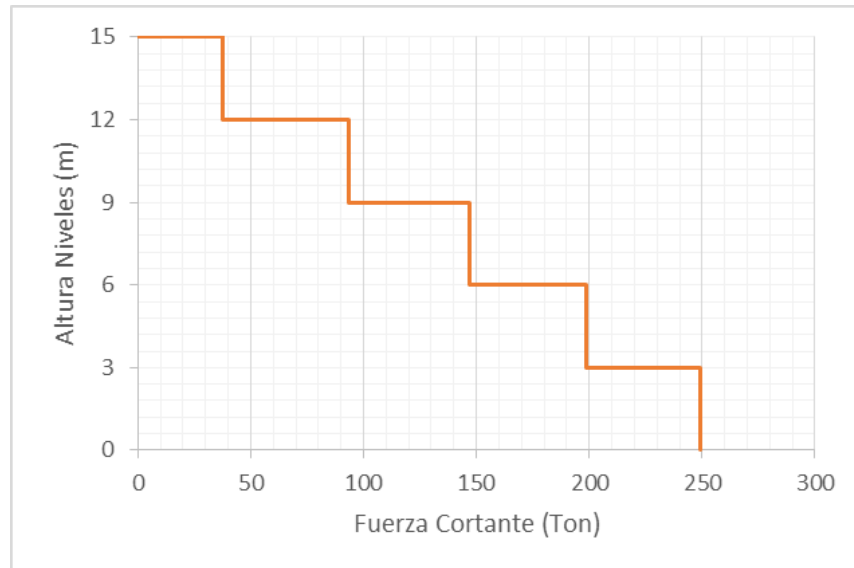


Figura 3 - 37: Diagrama de esfuerzos cortantes en Eje Y

3.6.2 Obtención de fuerzas de Diseño de los elementos de Concreto

Armado

Los elementos de concreto deben diseñarse para las combinaciones últimas poco probables: de gravedad (1.4CM + 1.7CV) y con sismo 1.25 (CM+CV) \pm S ó 0.9CM \pm S.

Siguiendo la recomendación planteada por las normas consultadas, la subestructura se diseñará con las fuerzas sísmicas sin reducción de 1.33. Este factor se obtiene considerando que la estructura es de categoría esencial y que recibe una amplificación por norma de 1.5.

El factor original $R=2$, es reducido en 1.5 veces, de tal manera que se obtiene un factor de reducción efectivo de 1.33, de tal manera que se garantiza que el comportamiento sea elástico.

Para el diseño de los elementos de concreto armado, se procederá con las mismas fórmulas que ya se mencionaron anteriormente en este capítulo, de tal manera que sólo colocaremos los resultados de los mismos.

3.6.3 Diseño de la superestructura

3.6.3.1 Diseño de Vigas

Para el diseño de las vigas se ha considerado la misma sección de los elementos, de tal manera que no aumente demasiada flexibilidad en el edificio. Como ya se realizaron los pasos para este diseño sólo se colocarán los resultados obtenidos.

Mostraremos el diagrama de momentos flectores para una viga de ejemplo:

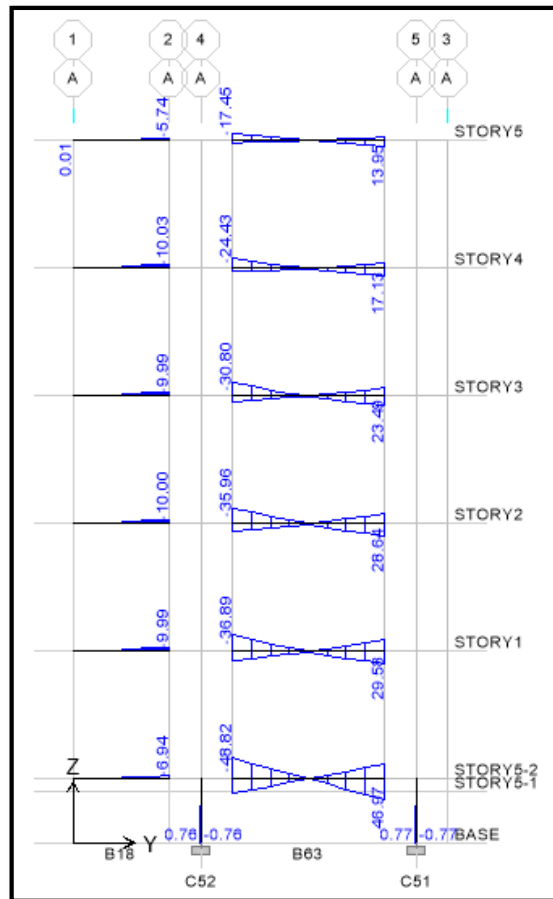
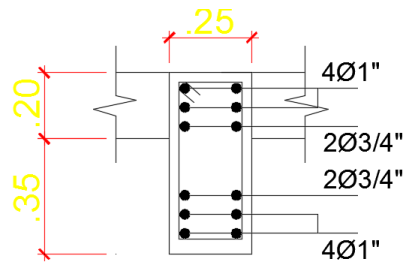


Figura 3 - 38: Diagrama de momentos flectores en el Eje A

		COMPROBACIÓN ACERO A COMPRESION			
Tramo	Mu (ton-m)	ρb	ρ_{max}	Asmax (cm ²)	TIPO
Eje I / 2-3	36.89	0.02125	0.0159375	18.328125	VDR
Eje I / 2-3	29.58	0.02125	0.0159375	18.328125	VDR

CALCULO DE ACERO				As						
As1=b*d	As2 (cm ²)	At (cm ²)	Asmin (cm ²)	Nº	#	Ø	Nº	#	Ø	(cm ^{^2})
18.328125	7.27	25.601	2.777513876	4	8	1	2	6	3/4	25.97
18.328125	2.44	20.766	2.777513876	3	8	1	2	6	3/4	20.90

- 4 Ø 1" + 2 Ø 3/4" para el momento negativo como para el positivo.
- 4 Ø 1" + 2 Ø 3/4" para el momento negativo como para el positivo



En base al cortante calculado en el programa de $V_u=24.42$ ton, se calcula el espaciamiento de estribos necesarios.

$$V_c = 9984.56 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 9.984 \text{ (ton)}$$

$$\phi V_c = 8.48 \text{ ton}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = 18.75 \text{ tonf}$$

Calculamos el espaciamiento: $S=16.54$ cm

$$V_{slim} = 20.72 \text{ ton}$$

$S_{\text{máx}} = d/2 = 52/2 = 26$ cm Entonces tomamos como espaciamiento máximo 25 cm.

Longitud de confinamiento $2h = 1.10$ m

De tal manera que los estribos quedan distribuidos de la siguiente manera:

$\emptyset 3/8" 1 @ 0.05, 8 @ 0.15, Rto @ 0.25$ m.

3.6.3.2 Diseño de placas:

S _{MAX} =	0.027 m	Deformación máxima etabs
P _U =	163420 kg	Carga ultima de diseño
V _U =	27520 kg	Cortante ultimo de diseño
M _U =	68560 kg-m	Momento ultimo de diseño
h _t =	1500 cm	Altura total
L _w =	150 cm	Longitud de muro
t _w =	25 cm	Espesor del muro
f' _c =	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concri
f _y =	4200 kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero
p _{vmin} =	0.0015	Cuantía mínima de refuerzo vertical
p _{hmin} =	0.0025	Cuantía mínima de refuerzo horizonta

1. Verificación de necesidad de elementos de confinamiento:

- **Primera comprobación:**

$$f'c' = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu * \frac{Lw}{2}}{Lg}$$

$$Ag = 3750 \text{ cm}^2$$

$$I = 7031250 \text{ cm}^4$$

$$f'c' = 116.71 \text{ kg/cm}^2 \geq 0.2f'c = 0.2 \times 210 = 42 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto **necesita elementos de confinamiento**

- **Segunda comprobación:**

$$c = \frac{Lw}{3}$$

$$c \geq \frac{Lw}{600 * \left(\frac{Smax}{Htotal}\right)}$$

$$c = 150/3$$

$$c \geq 138.89 \text{ cm}$$

$$c = 50 \text{ cm}$$

C es mayor que la ecuación por lo tanto **necesita elementos de confinamiento.**

- **Tercera comprobación:**

$$\frac{S_{max}}{H_{total}} \geq 0.005$$

$$\frac{S_{max}}{H_{total}} = 0.0018 \text{ cm} < 0.005$$

Por lo tanto necesita **no elementos de confinamiento**

De las tres comprobaciones decimos que se necesita elementos de confinamiento.

2. Cálculo del acero del núcleo de confinamiento:

$$A_{snúcleo} = \frac{M_u}{\phi f_y Z}$$

$$M_u = 6856000 \text{ kg-cm}$$

$$Z = 0.8 \times L_w$$

$$\phi = 0.85$$

$$Z = 120 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_w = 150 \text{ cm}$$

$$A_{snúcleo} = 16.00 \text{ cm}^2$$

3. Diseño de elementos de confinamiento:

$$c = \left(\frac{\rho_{vmin} * \frac{f_y}{f'c} + \frac{P_u}{L_w * t_w * f'c}}{2 * \rho_{vmin} * \frac{f_y}{f'c} + 0.85 * \beta_1} \right) * L_w$$

$$\rho_{vmin} = 0.0015$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$c = 35 \text{ cm}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$c = 40 \text{ cm}$$

$$P_u = 27520 \text{ kg}$$

$$L_w = 150 \text{ cm}$$

$$t_w = 25 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

Si es menor que 30 cm, se toma $h=30$ cm, caso contrario se tendrá que elegir el mayor valor entre:

$$c-0.1*Lm = 35.00 \text{ cm}$$

$$c/2 = 6.58 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto usamos $h= 40$ cm.

Acero propuesto:

ϕ (pulg)	Area (cm ²)	ϕ (cm)
3/4	2.85	1.91

$$As/As \text{ propuesto} = 8.09$$

$$\text{Cantidad de varillas propuestas} = 6 \phi 3/4''$$

4. Resistencia a la compresión:

La resistencia a la compresión debe ser mayor a la carga de servicio:

$$\phi P_{nw} > P_u$$

Se estima la resistencia a la compresión de la placa a través de la siguiente ecuación:

$$\phi P_{nw} = 0.55 * \phi * f'_c * A_g * \left[1 - \left(\frac{KL}{32t} \right)^2 \right]$$

$$\phi = 0.7$$

$$f'_c = 2100 \text{ ton/m}^2$$

$$A_g = 0.375 \text{ m}^2$$

$$\text{Según la tabla 3-2; } K = 0.80$$

$$L = 3.00 \text{ m}$$

$$t = 0.25 \text{ m}$$

$$\phi P_{nw} = 275.90 \text{ ton}$$

$$P_u = 157.91 \text{ ton}$$

De la comparación entre estos valores decimos que si se está cumpliendo la norma.

5. Diseño por corte:

a. Comprobación de doble refuerzo horizontal (2 capas):

Condición: Si $V_u \geq 0.53 * \sqrt{f'c} * A_{cv}$, se colocarán 2 capas de refuerzo o más.

$$V_u = 25.55 \text{ ton}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{cv} = 0.375 \text{ m}^2 \quad 0.53 * \sqrt{f'c} * A_{cv} = 28.80 \text{ ton}$$

Por lo tanto: Necesita 2 capas de refuerzo.

b. Resistencia del concreto al corte:

Se tomará el menor valor de:

$$V_{c1} = 0.88 * \sqrt{f'c} * t * d + \frac{P_u * d}{4 * L_w}$$

$$V_{c2} = \left[0.16 * \sqrt{f'c} + \frac{L_w * \left(0.33 * \sqrt{f'c} + \frac{0.2 * P_u}{L_w * t} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \right] * t * d$$

$$P_u = 157.91 \text{ ton}$$

$$L_w = 1.50 \text{ m}$$

$$M_u = 68.56 \text{ ton-m}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = 25.55 \text{ ton}$$

$$t = 0.25 \text{ m}$$

$$D = 1.20 \text{ m}$$

Vc1= 69.84 ton

Vc2= 37.69 ton Tomamos el menor valor: Vc= 37.69 ton

Calculamos la resistencia aportada por el acero de refuerzo

$$Vu > \phi Vc$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$$

Vs= -7.63 ton

c. El refuerzo horizontal requerido es:

$$Ah \geq Ah_{min} = \rho_{hmin} * b * h$$

phmin= 0.0025

b= 0.25 m

h= 0.30 m Ahmin= 18.75 cm²

Entonces tendremos que colocar 18.75 cm² de acero debido a que este valor es mayor al calculado anteriormente.

Acero Propuesto:

ϕ (pulg)	Area (cm ²)	ϕ (cm)
3/8	0.71	0.95

Nº de varillas de acero: As/Asprop = 26.31 unidades

Verificamos la cuantía colocada en el refuerzo horizontal:

$$\rho_h = \frac{Ah}{Sxt}$$

ph= 22.58 / (15 x 25)

$$\rho_h = 0.00378 > 0.0025 \quad \text{OK}$$

Redondeamos al límite superior: **27 varillas \emptyset 3/8"**

d. El refuerzo vertical requerido es:

$$A_v = \rho_v * b * h$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{h_w}{L_w} \right) * (\rho_h - 0.0025)$$

$$h_w = 3.00 \text{ m}$$

$$L_w = 1.50 \text{ m}$$

$$\rho_h = 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025$$

Entonces el área de acero vertical es:

$$b = 1.50 \text{ m}$$

$$h = 0.25 \text{ m}$$

$$\rho_v = 0.0025$$

$$A_v = 9.375 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} = \rho_{vmin} * b * h$$

$$b = 1.50 \text{ m}$$

$$h = 0.2530 \text{ m}$$

$$\rho_{vmin} = 0.0015$$

$$A_v = 5.625 \text{ cm}^2$$

Acero Propuesto:

\emptyset (pulg)	Area (cm ²)	\emptyset (cm)
3/8	0.71	0.95

Nº de varillas de acero: $A_s/A_{sprop} = 13.19$ unidades

Redondeamos al límite superior: **14 varillas \emptyset 3/8"**

Se realizó el diagrama de interacción de la placa, de tal manera que se modificaron las varillas de acero de los núcleos, de tal manera que la sección cumpliera con los parámetros necesarios.

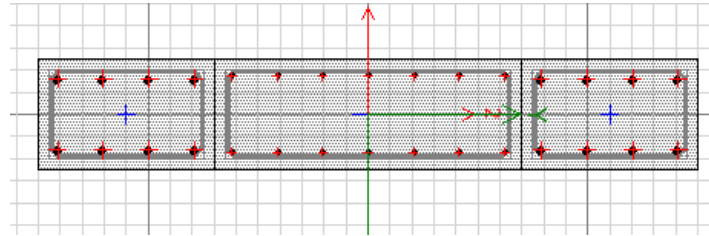


Figura 3 - 39: Sección creada en Etabs

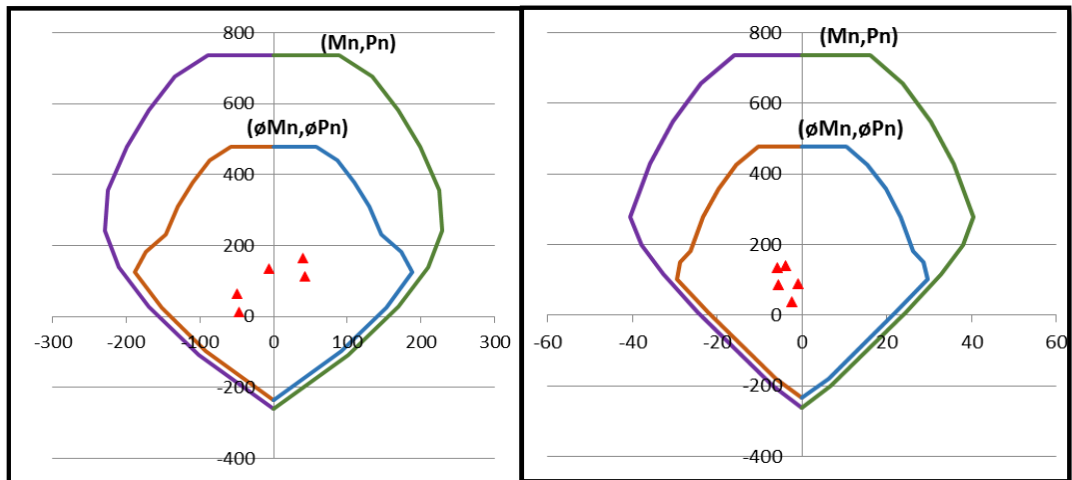
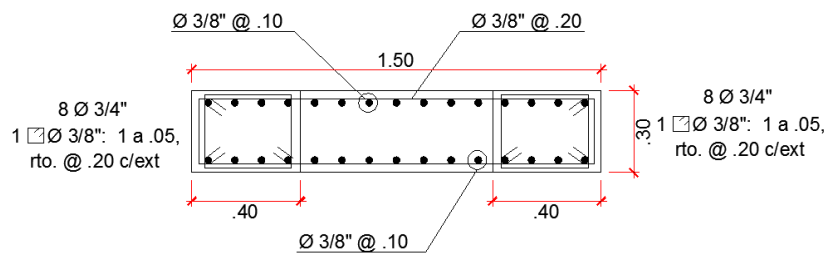


Figura 3 - 40: Diagrama de interacción de placa

Distribución de acero en placa:



3.6.4 Diafragma rígido y vigas del sistema de aislación

3.6.4.1 Diafragma rígido

Para que no existan peligrosos desplazamientos diferenciales entre placas y elementos no estructurales del primer piso, en las direcciones perpendiculares se requiere de una losa maciza con una rigidez adecuada. En contraste con una losa aligerada que dispone de una losa de 5 cm para resistir las deformaciones, una losa maciza puede resistir estas deformaciones empleando toda su sección.

En este caso las luces indican que se necesita de una losa de 15 cm de espesor y sería suficiente dada la sobrecarga del edificio educativo, se prefiere una losa de 20 cm de espesor, de tal manera que se garantice con mayor seguridad el diafragma.

3.6.4.1.1 Diseño de Losa Maciza bidireccional

Según la norma NTE E.060, puede realizarse el diseño en base al ACI, esta norma define lo siguiente:

Cuando la relación $B/A \leq 2$, se tiene que analizar la losa como losa armada en un dos sentidos (bidireccional), en caso no cumpla la condición será analizada como una losa unidireccional.

Determinación de los momentos de flexión:

Para momentos positivos a lo largo de la línea media de los tableros se presentan los momentos positivos máximos.

Para momentos negativos, se presenta en el borde del tablero que corresponden a la carga de la viga de apoyo. Si los momentos de en el apoyo varían en el orden por debajo del 80%, la diferencia será repartida proporcionalmente a las rigideces relativas de las losas.

Franja central: Es aquella cuyo ancho es igual a la mitad del tablero o paño, simétrico respecto a la línea central del tablero, que se extiende en la dirección que se considera los momentos.

Momentos Negativos:

$$M_A = C_a W_u A^2 \qquad M_B = C_b W_u B^2$$

Momentos positivos:

$$M_A = C_{a,cm} W_{ucm} A^2 + C_{a,cv} W_{ucv} A^2$$
$$M_B = C_{b,cm} W_{ucm} B^2 + C_{b,cv} W_{ucv} B^2$$

Donde:

M_A = Momento de flexión en la dirección A.

M_B = Momento de flexión en la dirección B.

C_a, C_b = Coeficiente de momentos.

W_u = Carga última uniformemente repartida.

A = Luz libre de tramo corto.

B = Luz libre de tramo largo.

Franja de Columna: Es aquella cuyo ancho es igual a la mitad del tablero o paño que ocupa las zonas de una cuarta parte del tablero, fuera de la franja central.

Los momentos serán reducidos gradualmente desde el valor total en la franja central hasta 1/3 de estos valores en el borde del tablero.

La cuantía de acero por temperatura será 0.0018 bh,

La cuantía de acero mínima será 0.0012 bh

Ejemplo de diseño de losa maciza bidireccional:

Datos:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P. \text{ Esp} = 2.40 \text{ ton/m}^3$$

$$B = 6.30 \text{ m}$$

$$A = 3.80 \text{ m}$$

a) Predimensionamiento:

$$h = \frac{\text{Perímetro}}{180}$$

$$h = \frac{6.3 * 2 + 3.8 * 2}{180}$$

$$h = 15.75 \text{ cm}$$

$$h = 15.75 \text{ cm}$$

b) Carga:

$$\text{Losa} = 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m} = 0.48 \text{ ton/m}^2$$

$$P_t = 0.10 \text{ ton/m}^2$$

$$S/C = 0.25 \text{ ton/m}^2$$

$$W_d = 0.58 \text{ ton/m}^2$$

$$W_l = 0.25 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{du} = 0.812 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{lu} = 0.425 \text{ ton/m}^2$$

$$\mathbf{W_u = 1.237 \text{ ton/m}^2}$$

Empezamos analizando el paño 1:

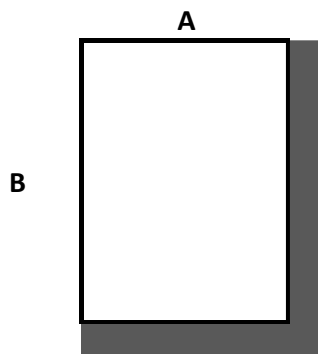
$$A = 3.80 \text{ m}$$

$$B = 6.30 \text{ m}$$

$$m = 0.60$$

$$\mathbf{W_u = 1.237 \text{ ton/m}^2}$$

Identificamos el tipo de caso:



Calculamos los momentos negativos en bordes continuos:

$$m = 0.60 \quad Ca = 0.089$$

$$Cb = 0.011$$

$$Ma(-) = 0.089 \times 1.237 \times (3.8^2) = \mathbf{1.5897 \text{ ton-m}}$$

$$Mb(-) = 0.011 \times 1.237 \times (6.3^2) = \mathbf{0.5400 \text{ ton-m}}$$

Calculamos los momentos positivos:

- Coeficientes para momentos positivos para carga Muerta.

$$m = 0.60 \quad Ca = 0.053$$

$$Cb = 0.007$$

$$Ma,cm = 0.053 \times 0.812 \times (3.8^2) = 0.6214 \text{ ton-m}$$

$$Mb,cm = 0.007 \times 0.812 \times (6.3^2) = 0.2256 \text{ ton-m}$$

- Coeficientes para momentos positivos para carga viva.

$$m = 0.60 \quad Ca = 0.067$$

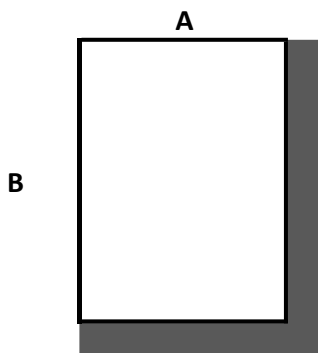
$$Cb = 0.009$$

$$Ma,cv = 0.067 \times 0.425 \times (3.8^2) = 0.411 \text{ ton-m}$$

$$Mb,cv = 0.009 \times 0.425 \times (6.3^2) = 0.1518 \text{ ton-m}$$

$$\mathbf{Ma \text{ total} = 0.6214 + 0.411 = 1.0326 \text{ ton-m}}$$

$$\mathbf{Mb \text{ total} = 0.2256 + 0.1518 = 0.3774 \text{ ton-m}}$$



Calculamos los momentos negativos en bordes continuos: Caso 9

$$m= 0.60 \quad Ca= 0.085$$

$$Cb= 0.006$$

$$Ma(-)= 0.085 \times 1.237 \times (3.8^2) = \mathbf{1.5183 \text{ ton-m}}$$

$$Mb(-)= 0.006 \times 1.237 \times (6.3^2) = \mathbf{0.2946 \text{ ton-m}}$$

Calculamos los momentos positivos:

- Coeficientes para momentos positivos para carga Muerta.

$$m= 0.60 \quad Ca= 0.036$$

$$Cb= 0.004$$

$$Ma,cm= 0.036 \times 0.812 \times (3.8^2) = 0.422 \text{ ton-m}$$

$$Mb,cm= 0.007 \times 0.812 \times (6.3^2) = 0.0675 \text{ ton-m}$$

- Coeficientes para momentos positivos para carga viva.

$$m= 0.60 \quad Ca=0.059$$

$$Cb= 0.007$$

$$Ma,cv= 0.059 \times 0.425 \times (3.8^2) = 0.6918 \text{ ton-m}$$

$$Mb,cv= 0.007 \times 0.425 \times (6.3^2) = 0.1181 \text{ ton-m}$$

$$\mathbf{Ma \text{ total}= 0.422 + 0.6918 = 1.1139 \text{ ton-m}}$$

$$\mathbf{Mb \text{ total}= 0.0675 + 0.1181 = 0.1856 \text{ ton-m}}$$

S= 30 cm

ø3/8” @ 30 cm

Para la franja central:

		M (ton-m)	As (cm ²)	S
A	-	1589.743	2.510000	28.29
	+	1032.619	1.620000	43.83
B	+	377.412	0.589000	120.54
	-	540.062	0.845400	83.98

		M (ton-m)	As (cm ²)	S
A	-	1518.294	2.400000	29.58
	+	1113.902	1.760000	40.34
B	+	185.551	0.289000	245.67
	-	294.579	0.459800	154.41

Como hemos calculado el acero mínimo de 2.40 cm², la separación será de 30 cm con acero de 3/8”.

Revisión por Cortante:

Caso 4:

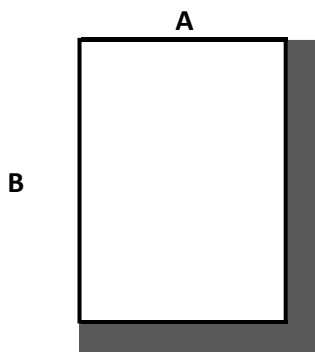
A= 3.80 m

B= 6.30 m

m= 0.60

Ca= 0.89

Cb=0.11



Carga total en panel = 3.80 m x 6.30 m x 1237 kg/m²= 29613.78 kg

Carga por metro sobre viga larga= (0.89 x 29613.78)/(2 x 6.30) = 2091.77 kg

Carga por metro sobre viga corta= (0.11 x 29613.78)/(2 x 3.80)= 428.62 kg

Vu = 2091.77 kg

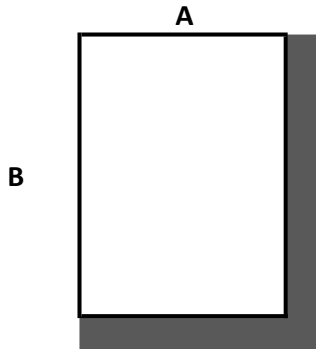
Resistencia cortante del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17$$

øVc= 11098.2 kg

Vu ≥ øVc OK!

Caso 9:



$$A = 3.80 \text{ m}$$

$$B = 6.30 \text{ m}$$

$$m = 0.60$$

$$C_a = 0.80$$

$$C_b = 0.20$$

$$\text{Carga total en panel} = 3.80 \text{ m} \times 6.30 \text{ m} \times 1237 \text{ kg/m}^2 = 29613.78 \text{ kg}$$

$$\text{Carga por metro sobre viga larga} = (0.80 \times 29613.78) / (2 \times 6.30) = 1880.24 \text{ kg}$$

$$\text{Carga por metro sobre viga corta} = (0.20 \times 29613.78) / (2 \times 3.80) = 779.31 \text{ kg}$$

$$\mathbf{V_u = 1880.24 \text{ kg}}$$

Resistencia cortante del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17$$

$$\phi V_c = 11098.2 \text{ kg} \quad V_u \geq \phi V_c \quad \text{OK!}$$

3.6.4.1.2 Diseño de Vigas de conexión

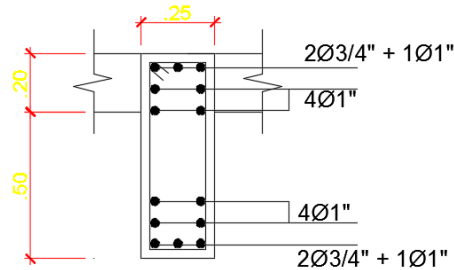
Las vigas de conexión funcionan como tensores de cimentación y ayudan a controlar los desplazamientos diferenciales, especialmente entre aisladores. Además, cumplen la función de restringir el giro de los elementos verticales que llegan a la interfaz de aislamiento.

El momento que se calculó en el programa ETABS fue en el Eje Y – Y, de 48.82 ton-m negativo y el momento positivo de 46.97 ton-m, para lo cual se procedió a calcular el acero necesario para poder cumplir con los requisitos de la sección.

Los momentos se muestran a continuación:

COMPROBACIÓN ACERO A COMPRESION					
Tramo	Mu (ton-m)	ρb	ρ_{max}	Asmax (cm ²)	TIPO
Eje C / 2-3	44.56	0.02125	0.0159375	18.328125	VDR
Eje C / 2-3	43.84	0.02125	0.0159375	18.328125	VDR

CALCULO DE ACERO				As						
As1=b*d	As2 (cm ²)	At (cm ²)	Asmin (cm ²)	Nº	#	Ø	Nº	#	Ø	(cm ²)
18.328125	12.35	30.674	2.777513876	5	8	1	2	6	3/4	31.04
18.328125	11.87	30.197	2.777513876	5	8	1	2	6	3/4	31.04



En base al cortante calculado en el programa de $V_u=28.86$ ton, se calcula el espaciamiento de estribos necesarios.

$$V_c = 12864.72 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 12.864 \text{ (ton)}$$

$$\phi V_c = 10.935 \text{ ton}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\mathbf{V_s = 21.088 \text{ tonf}}$$

Calculamos el espaciamiento: $S=18.94$ cm

$$V_{slim} = 26.70 \text{ ton}$$

$S_{\text{máx}} = d/2 = 67/2 = 33.5$ cm Entonces tomamos como espaciamiento máximo 30 cm.

Longitud de confinamiento $2h = 1.40$ m

De tal manera que los estribos quedan distribuidos de la siguiente manera:

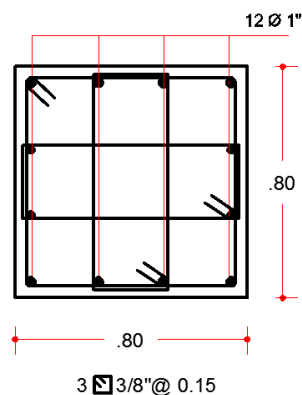
Ø 3/8" 1 @ 0.05, 9 @ 0.15, Rto @ 0.30 m.

3.6.5 Diseño de la cimentación

3.6.5.1 Diseño de Podios

Acerca del diseño de los podios que estarán por debajo de los aisladores, éstos deben diseñarse en base a la plancha de anclaje de los aisladores y se refuerzan con el acero necesario para resistir la excentricidad de carga y el momento en la base generado; para este caso las planchas de los aisladores elegidos son de 70 cm por lado, de tal manera que los podios deben ser mayores, para lo cual se ha decidido por unos podios de 80 x 80 cm x 1.20 m de alto con el fin de lograr el acceso necesario, además se tiene que decir que entre la losa del primer piso hay 0.50 m más de altura en las zonas donde no están las vigas de conexión; esta altura permitirá que el edificio se pueda apoyar directamente sobre la zapata con gatas y reemplazar el aislador si fuese necesario.

De tal manera que los podios quedarían de la siguiente manera:



3.6.5.2 Diseño de zapatas

Pm=	112.77 ton	servicio
Pl=	34.8 ton	servicio
Ps=	15.19 ton	servicio
Md=	0.04 ton-m	servicio
MI=	0.004 ton-m	servicio
Ms=	23.07 ton-m	ultimo
Ms=	18.456 ton-m	servicio
Qadm=	3 kg/cm ²	

1.- COMPROBACION PARA (CM + CV):

P=	171.96 ton
M=	18.456 ton

e=	0.10732729	m
----	------------	---

B=	3.5	m
L=	3.75	m

L'=	3.53534543	m
B=	3.5	m

Aef=	12.373709	m ²
------	-----------	----------------

qact=	13.8972074	ton/m ²
-------	------------	--------------------

2.- COMPROBACION PARA (CM + CV + CS):

P=	183.34 ton
M=	18.5 ton

e=	0.10090542	m
----	------------	---

B=	3.5	m
L=	3.75	m

L'=	3.54818916	m
B=	3.5	m

Aef=	12.418662	m ²
------	-----------	----------------

qact=	14.7632651	ton/m ²
-------	------------	--------------------

3.- COMPROBACION PARA (CM + CV - CS):

P=	152.96 ton
M=	-18.412 ton

e=	0.12037134	m
----	------------	---

B=	3.5	m
L=	3.75	m

L'=	3.50925732	m
B=	3.5	m

Aef=	12.2824006	m ²
------	------------	----------------

qact=	12.4535915	ton/m ²
-------	------------	--------------------

Revisamos las cargas últimas mediante las combinaciones de la norma:

$$Pu1 = 1.4CM + 1.7CV = 245.85 \text{ ton}$$

$$Pu2 = 1.25(CM + CV) + CS = 225.38 \text{ ton}$$

$$Pu3 = 0.9(CM) + CS = 135.205 \text{ ton}$$

Calculamos un peralte efectivo de la zapata: “d”, este valor está regido por el punzonamiento y corte.

a) Punzonamiento: Para el cálculo del punzonamiento tenemos los siguientes datos:

$$t = 80 \text{ cm} \quad (\text{ancho de la columna})$$

$$b = 80 \text{ cm} \quad (\text{largo de la columna})$$

$$B = 3.5 \text{ m} \quad (\text{Ancho de la zapata})$$

$$L = 3.5 \text{ m} \quad (\text{Largo de la zapata})$$

Calculamos el valor de q_u :

$$q_u = Pu/Az$$

$$q_u = 18.39 \text{ ton/m}^2$$

$$\beta_c = t/B$$

$$\beta_c = 6$$

Calculamos el cortante que resiste el concreto en base a la siguiente ecuación:

$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{1}\right) \sqrt{210}$$

$$V_c = 15.30 \text{ kg/cm}^2$$

Este valor del cortante lo comparamos con $V_c \leq 1.1\sqrt{f'_c}$

$$V_c \leq 15.9405 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Decimos que pasa por cortante}$$

Hallamos un peralte efectivo:

$$d^2(4V_c + qu) + d(b + t)(2V_c + qu) - qu(BL - bt) = 0$$

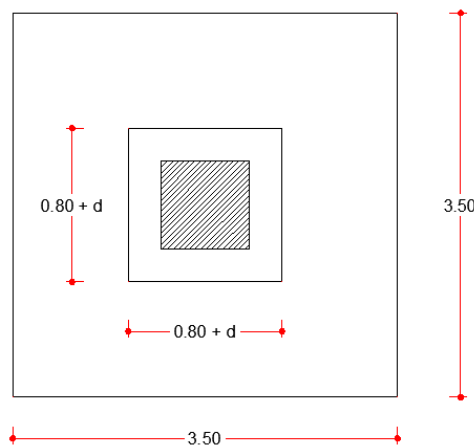
$$d_1 = 21.52 \text{ cm}$$

$$d_2 = -103.05 \text{ cm}$$

Por punzonamiento el valor del peralte efectivo es de 21.52 cm

Controlamos el valor de d por Corte:

b) Corte:

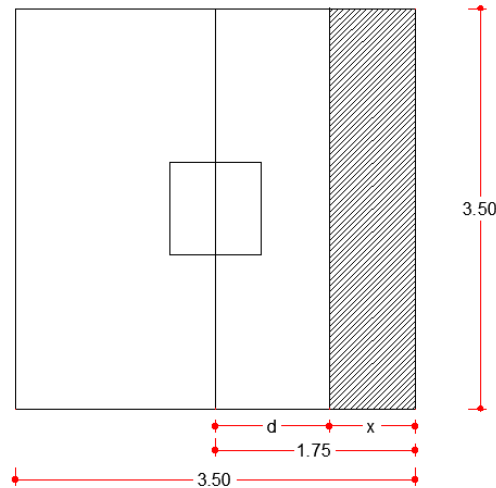


$$\begin{aligned} d &= 60 \text{ cm} \\ m &= 1.4 \text{ m} \\ n &= 1.4 \text{ m} \\ b_o &= 2m + 2n \\ \mathbf{b_o} &= \mathbf{5.4 \text{ m}} \end{aligned}$$

$$V_{act} = \frac{Pu}{b_o \cdot d} \quad V_{act} = 6.71 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{adm} = \phi V_c \quad V_{adm} = 13.55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{ok!}$$

Por corte en una dirección: Calculamos el cortante último a una distancia “d” de la cara de la placa



$$X = 0.75 \text{ m}$$

$$V_u = 48.295 \text{ ton-m}$$

$$d = \frac{qu(L - t)}{2(Vc + qu)}$$

$$d = \frac{qu(B - b)}{2(Vc + qu)}$$

$$d \geq 30 \text{ cm}$$

$$d = 9.755 \text{ cm}$$

$$d = 9.755 \text{ cm}$$

$$d \geq 30 \text{ cm}$$

Por Ldg = 60 cm

c) Aplastamiento:

$$f_a = \frac{Pu}{A_1} \quad f_a = \frac{225380}{350 * 350} = 35.215 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_1 = 6400 \text{ cm}^2$$

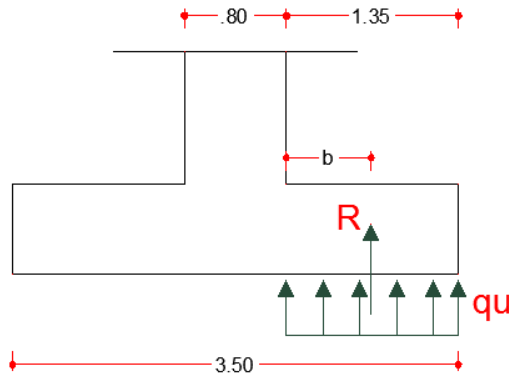
$$A_2 = (80 + 4 * 60)(80 + 4 * 60) = 102400 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{102400}{6400}} = 4 \quad \text{Como es mayor a 2, tomamos 2}$$

$$\phi P_p = \phi(0.85 * f'c) * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\phi P_p = 249.90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Es mayor que } f_a, \text{ entonces ok.}$$

d) Acero por flexión:



$$R = qu * 1.35 * 3.5$$

$$R = 86.83 \text{ ton}$$

$$Mu = R * b$$

$$Mu = 58.678 \text{ ton} - m$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * 0.9 * d}$$

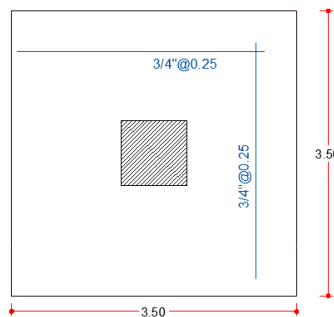
$$As = \frac{58.678 * 10^5}{0.9 * 4200 * 0.9 * 60} = 28.747 \text{ cm}^2$$

$$Asmín = 0.0018bh \quad Asmín = 0.0018 * 60 * 300$$

$$Asmín = 37.80 \text{ cm}^2$$

$$\phi 3/4" : \quad S = \frac{2.85 * 100}{37.80} = 26.39 \text{ cm} \quad \phi 3/4" @ 25 \text{ cm}$$

e) Diseño final:



3.6.5.3 Aisladores Sísmicos

Como ya se realizó el modelamiento de los aisladores, con sus características mecánicas, geometría; en esta parte se detallará el anclaje de los aisladores a la estructura para que puedan desempeñar su función dentro de la misma.

Estos detalles dependen del tipo de aislador a usarse, ya que varían entre fabricantes, para este caso se está planteando el uso de los aisladores de la empresa DIS (Dynamic Isolation Systems), por ser una empresa de amplia experiencia en la fabricación de los aisladores.

En base a la información libre sobre las características geométricas principales de los aisladores, se hallan tablas de tal manera que se puede determinar las características del aislador.

TAMAÑO DEL DISPOSITIVO				DIMENSIONES DE LA PLACA DE SOPORTE					
Diámetro Aislador, D _i (mm)	Altura Aislador, H (mm)	Número de capas de caucho, N	Diámetro del plomo, D _p (mm)	L (mm)	t (mm)	Cantidad Orificios	Orificio Ø (mm)	A (mm)	B (mm)
305	125-280	4-14	0-100	355	25	4	27	50	-
355	150-305	5-16	0-100	405	25	4	27	50	-
405	175-330	6-20	0-125	455	25	4	27	50	-
455	175-355	6-20	0-125	510	25	4	27	50	-
520	205-380	8-24	0-180	570	25	8	27	50	50
570	205-380	8-24	0-180	620	25	8	27	50	50
650	205-380	8-24	0-205	700	32	8	27	50	50
700	205-430	8-30	0-205	750	32	8	33	65	75
750	230-455	8-30	0-230	800	32	8	33	65	75
800	230-510	8-33	0-230	850	32	8	33	65	75
850	230-535	8-35	0-255	900	38	12	33	65	95
900	255-560	9-37	0-255	955	38	12	33	65	95
950	255-585	10-40	0-280	1005	38	12	33	65	95
1000	280-635	11-40	0-280	1055	38	12	40	75	115
1050	305-660	12-45	0-305	1105	44	12	40	75	115
1160	330-760	14-45	0-330	1205	44	12	40	75	115
1260	355-760	16-45	0-355	1335	44	16	40	75	115
1360	405-760	18-45	0-380	1435	51	16	40	75	115
1450	430-760	20-45	0-405	1525	51	20	40	75	115
1550	455-760	22-45	0-405	1625	51	20	40	75	115

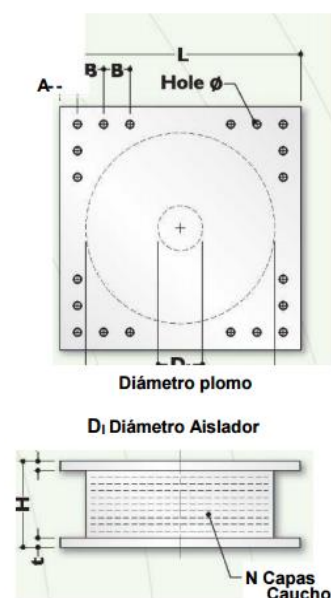


Figura 3 - 41: Cuadro de detalles técnicos del aislador

Revisando la tabla vemos que el diámetro elegido para el aislador es de 650 mm, de tal manera que encontramos las siguientes características:

Corresponde una plancha de 32 mm de espesor tanto en la base como en la parte superior del aislador.

Se utilizan 8 agujeros para empotrar el aislador a la estructura con un diámetro de 33 mm.

El diámetro de los agujeros también define el diámetro de las varillas de acero o conexiones que se embeberán en la estructura; la longitud de estas es usualmente 1.5 veces la altura del aislador, en este caso serán de 45 cm.

Estas conexiones se encuentran empotradas en un dado de la unión de vigas y placas en el plano de aislamiento, además se busca reforzar estos nudos con dados de concreto de un peralte idéntico al de las vigas de 70 cm y lados de 80 x 80 cm.

Estos dados servirán de confinamiento a los anclajes mecánicos de los aisladores, es por eso que llevan estribos a un espaciamiento similar al de la zona de confinamiento de las columnas.

CAPÍTULO IV: ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

4.1 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

En razón que los trabajos a realizar se encuadran dentro de lo que es la actividad de construcción Análisis y diseño de un edificio educativo de 5 pisos ubicado en Arequipa, mediante el uso de aisladores sísmicos en la base. Los objetivos de este estudio de Impacto Ambiental son:

- Identificar las actividades que pudieran causar algún impacto;
- Identificar el medio sobre el cual se ejercerá tal impacto;
- Evaluar la magnitud e intensidad de los mismos;
- Describir las medidas de mitigación y compensación a aplicarse, en los casos pertinentes;
- Elaborar el Plan de Manejo Ambiental;
- Redactar las conclusiones y recomendaciones.

4.1.1 METODOLOGÍA

La metodología es general para la elaboración de este estudio de impacto ambiental, correspondiente a proyectos de construcción con un impacto considerado moderado.

Por otra parte, la metodología de construcción abarca la planificación, el trazado y replanteo, excavación para construcción de los cimientos con concreto armado, losas aligeradas, placas, vigas.

4.1.2 MARCO LEGAL

Legislación Nacional:

A continuación se lista las leyes que contemplan las acciones de los E.I. A.

- La Constitución Política del Perú (1993)
- El Código del Medio Ambiente y los Recursos Naturales (D.L. 613)
- Ley General de Aguas (D.L. 17752)

- Ley del Consejo Nacional del Ambiente (CONAM, Ley 26410)
- Ley Orgánica de Municipalidades (Ley 23853)
- Ley Marco para el Crecimiento de la Inversión privada (D.L. 757)
- Ley de Promoción de la Inversión del Sector Agrario (D.L.653)
- Ley General de Salud (Ley 26854)
- El Código Civil
- Ley del Sistema Nacional de Evaluación de Impacto Ambiental (Ley 27446)

Criterios Internacionales

- Procedimientos para clasificar y evaluar impactos ambientales en las operaciones del banco dado por el Banco Interamericano de Desarrollo (BID).

4.2 DESCRIPCION DEL PROYECTO

4.2.1 Nombre del proyecto:

“Análisis y diseño de un edificio educativo de 5 pisos ubicado en Arequipa, mediante el uso de aisladores sísmicos en la base”

4.2.2 Ubicación:

El presente proyecto se encuentra ubicado en la ciudad de Arequipa.

4.2.3 Descripción del proyecto en estudio:

El proyecto a analizar se encuentra ubicado en la Ciudad de Arequipa, está destinado a ser una edificación educativa y posee un área de 293.85 m² por nivel. La edificación cuenta con 5 niveles, siendo la altura de entrepiso de 3.0 m, de tal manera que a continuación se explica la distribución de cada nivel:

- En el primer piso, se encuentra un laboratorio multifuncional con depósito, un aula, centro de control, depósito de gas y baños para

damas, baño para varones y para discapacitados, con un área total de 293.85 m².

- En el segundo, tercer, cuarto y quinto nivel, se encuentran aulas, pasadizo con un área total de 293.85 m²

4.3 COMPARACIÓN AMBIENTAL DE LAS ALTERNATIVAS

Las dos alternativas a analizarse son:

a) Alternativa Cero o sin proyecto

La Alternativa *sin proyecto*, es sin duda la que más impactos desfavorables causaría, pues no se satisface la demanda requerida para los pobladores, además es la que no posee paliativo alguno por cuanto carece totalmente de impactos positivos.

b) Alternativa con proyecto

La Alternativa *con proyecto* permitirá que la edificación siga cumpliendo su misión gracias a las nuevas instalaciones a edificarse, y como **se trata de un proyecto de construcción** contemplado dentro del área destinada para desarrollo, lo importante es, analizar los impactos que pudieran causar esta actividad y la manera de *prevenirlos*.

Por lo anotado, en vista que el proyecto se llevará a cabo dentro del área previamente establecida para edificaciones, la alternativa seleccionada es la b) lo que permitirá llevar a cabo la construcción que conforman el proyecto en referencia.

4.3.1 Identificación y Descripción de los potenciales impactos del proyecto

Las características del medio que se han seleccionado como las más representativas del ambiente en el área de influencia del proyecto, se agrupó en la siguiente lista:

Etapas de construcción:

- **Ruido:** Durante la construcción del proyecto mencionado se producirán ruidos provenientes de las excavaciones, movimiento de maquinarias, y demás actividades que se puedan desarrollar durante el desarrollo del mismo.
- **Polvo:** Durante el movimiento de tierras se generará emisiones de material. La emisión de material tendrá una incidencia directa sobre los obreros en la obra.
- **Suelo:** Se verá con una incidencia negativa debido a la modificación de su estructura debido al movimiento de tierras y en la cual se implantarán elementos de concreto armado (zapatas) los cuales servirán como cimientos de la estructura.
- **Potencial alteración de cobertura vegetal:** En el caso de movimiento de tierras, de existir cobertura vegetal, ésta tendrá que ser retirada para poder continuar con el proyecto.
- **Empleo:** Durante el proceso de construcción del edificio educativo, se incrementa la población económicamente activa debido a que se generarán diversos tipos de empleo como ingenieros, operarios, peones, etc.
- **Alteración del paisaje:** Esto depende de la eliminación del material proveniente de las excavaciones o demoliciones que pudieran haber en el proyecto, estos materiales deberán acumularse en lugares destinados.

Etapas de operación y mantenimiento:

- **Educación:** Porque la provee durante luego de terminada la construcción, durante la fase de operación y mantenimiento

4.3.2 Valoración y Evaluación de Impactos Ambientales identificados en las fases de construcción.

Para cada actividad se determinará qué factores ambientales se afectan y se las calificará cuantitativamente en términos de su **magnitud** e **importancia**. La magnitud de la acción se colocará en el lado izquierdo y la importancia en el lado derecho del casillero.

Sus valores tendrán un rango de 1 a 3, donde el 3 corresponde a la alteración máxima provocada a los factores ambientales, y 1 a la mínima. En este método no se emplea la cantidad “cero”. El rango 1 se conoce como de bajo impacto; el 2 como rango de mediano impacto y 3 como rango de alto impacto.

En cuanto a su magnitud se empleará el signo (+) cuando el impacto sea positivo y el signo (-) cuando sea negativo. El valor de la importancia se lo toma como absoluto o positivo. A partir de este procedimiento se calcularán los promedios positivos y negativos así como su promedio aritmético, y se cuantificará la acción más beneficiosa y la más dañina.

IDENTIFICACIÓN DE LOS IMPACTOS

ACCIONES Y FACTORES DEL MEDIO		CONSTRUCCIÓN									OPERACIÓN		CIERRE		
		Obras preliminares				Mov. Tierras		Cº Sº	Obras de concreto armado			Funcionamiento de la estructura	Mantenimiento	Movilización de maquinaria	Limpieza final de la obra
		Mano de Obra	Limpieza del sitio	Trazo nivelación y replanteo inicial	Excavación para cimientos	Relleno compactado	Eliminación de material excedente	Obras de concreto simple	Concreto Armado	Encofrado	Acero estructural				
Geomorfología	Alteración de la topografía														
Suelo	Cambios en la estructura				X										
	Calidad del Suelo				X						X				
Agua	Calidad agua superficial						X	X							
Aire	Emisión de gases: polvo		X		X	X									
	Ruidos		X		X	X		X	X	X				X	
Flora	Cubierta Vegetal		X												
Paisaje	Alteración del paisaje							X							
Población	Nivel del empleo	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Educación											X			
Economía	Valor del suelo											X			

4.4 MITIGACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL

En este punto se identificarás las medidas necesarias para evitar posibles daños derivados por la falta de cuidado, de tal manera que intentaremos mitigar los impactos negativos:

- **Ruidos:** Se deberá controlar constantemente el estado en el que se encuentra la maquinaria utilizada en la obra, a fin de evitar o reducir el impacto por ruido que pudiese generarse de tal manera que no afecten a la población cercana.
- **Emisión de gases/polvo:** El responsable de la obra deberá verificar el estado de la maquinaria y del equipo móvil, éstas deberán encontrarse en buen estado de carburación reduciendo las emisiones de gases.

4.5 CONCLUSIONES

- Como se mostró en la matriz de Leopold el mayor impacto negativo se encontrará en la fase de construcción del proyecto.
- El mayor impacto positivo se encuentra en la fase de operación del proyecto.
- El mayor impacto negativo se ve en los ruidos que se pueden presentar en la obra.
- El factor más beneficiado es en nivel de empleo.

4.6 RECOMENDACIONES

- Si bien no se han considerado en la matriz de Leopold el impacto negativo acerca de los accidentes en obra, éstos pueden prevenirse dotando de implementos de protección individual y colectiva a quienes estén ejecutando la obra, además de brindar charlas de seguridad e higiene.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE COSTOS Y PRESUPUESTOS

Habiéndose concluido con el diseño de la estructura, incluidos los aisladores sísmicos, se procede al metrado correspondiente para poder determinar el monto que implicaría la construcción de ambos sistemas, tanto empotrada en la base como aislada.

Presupuesto

Proyecto ANALISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO EDUCATIVO DE 5 PISOS UBICADO EN AREQUIPA, MEDIANTE EL USO DE

AISLADORES SÍSMICOS EN LA BASE

Sub Presupuesto 02 - ESTRUCTURAS EMPOTRADO

Cliente Usuario

Ubicacion AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a :

Julio - 2015

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
05	OBRAS PRELIMINARES						898.12
05.01	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO INICIAL	M2	285.12	1.95	555.98		
05.02	TRAZO, NIVELACIÓN Y REPLANTEO DURANTE LA OBR/	M2	285.12	1.20	342.14		
06	MOVIMIENTO DE TIERRAS						28,073.58
06.01	EXCAVACION DE ZANJA EN ZAPATA	M3	405.00	38.38	15,543.90		
06.02	RELLENO COMPACTADO EN ZAPATA	M3	131.63	26.07	3,431.59		
06.03	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE DE ZAPATAS	M3	273.38	33.28	9,098.09		
07	CONCRETO SIMPLE						5,146.42
07.01	SÓLADO PARA ZAPATAS e=2", 1:12 CEM/HORM	M2	237.60	21.66	5,146.42		
08	CONCRETO ARMADO						492,747.89
08.01	LOSAS ALIGERADAS					98,452.60	
08.01.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'C=210 KG/CI	M3	106.40	477.55	50,811.32		
08.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOS/	M2	252.32	49.97	12,608.43		
08.01.03	ACERO FY=4200 KG/CM2 - GRADO 60	KG	5,270.40	5.73	30,199.39		
08.01.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA	UND	1,262.00	3.83	4,833.46		
08.02	VIGAS					191,118.06	
08.02.01	ACERO FY=4200 KG/CM2 - GRADO 60	KG	21,978.37	5.73	125,936.06		
08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGA	M2	623.41	45.83	28,570.88		
08.02.03	CONCRETO EN VIGAS f'c=210 kg/cm2	m3	100.58	364.00	36,611.12		
08.03	PLACAS					70,333.74	
08.03.01	ACERO EN PLACAS FY=4200 KG/CM2	kg	1,414.80	5.72	8,092.66		
08.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PLACAS	m2	472.50	45.94	21,706.65		
08.03.03	CONCRETO EN PLACAS F'C=210 kg/cm2	M3	101.25	400.34	40,534.43		
08.04	ZAPATAS					132,843.49	
08.04.01	ACERO EN ZAPATA FY=4200 KG/CM2	KG	5,844.38	5.72	33,429.85		
08.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO ZAPATA	M2	288.00	43.63	12,565.44		
08.04.03	CONCRETO ZAPATA FC=210 KG/CM2	M3	270.00	321.66	86,848.20		

COSTO DIRECTO

526,866.01

Presupuesto

Proyecto ANALISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO EDUCATIVO DE 5 PISOS UBICADO EN AREQUIPA, MEDIANTE EL USO DE AISLADORES SÍSMICOS EN LA BASE
Sub Presupuesto **01 - ESTRUCTURAS AISLADO**
Cliente Usuario
Ubicación AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Julio - 2015**

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
01	OBRAS PRELIMINARES						898.12
01.01	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO INICIAL	M2	285.12	1.95	555.98		
01.02	TRAZO, NIVELACIÓN Y REPLANTEO DURANTE LA OBR/	M2	285.12	1.20	342.14		
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS						22,495.85
02.01	EXCAVACION DE ZANJA EN ZAPATA	M3	330.75	38.38	12,694.19		
02.02	RELLENO COMPACTADO EN ZAPATA	M3	167.18	26.07	4,358.38		
02.03	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE DE ZAPATAS	M3	163.56	33.28	5,443.28		
03	CONCRETO SIMPLE						4,776.03
03.01	SOLADO PARA ZAPATAS e=2", 1:12 CEM/HORM	M2	220.50	21.66	4,776.03		
04	CONCRETO ARMADO						642,465.17
04.01	SUPERESTRUCTURA					336,526.40	
04.01.01	PLACAS					67,579.67	
04.01.01.01	ACERO EN PLACAS FY=4200 KG/CM2	kg	933.32	5.72	5,338.59		
04.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PLACAS	m2	472.50	45.94	21,706.65		
04.01.01.03	CONCRETO EN PLACAS F'C=210 kg/cm2	M3	101.25	400.34	40,534.43		
04.01.02	VIGAS					170,494.13	
04.01.02.01	ACERO FY=4200 KG/CM2 - GRADO 60	KG	18,379.08	5.73	105,312.13		
04.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN \	M2	623.41	45.83	28,570.88		
04.01.02.03	CONCRETO EN VIGAS fc=210 kg/cm2	m3	100.58	364.00	36,611.12		
04.01.03	LOSAS ALIGERADAS					98,452.60	
04.01.03.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'C=210 K	M3	106.40	477.55	50,811.32		
04.01.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN L	M2	252.32	49.97	12,608.43		
04.01.03.03	ACERO FY=4200 KG/CM2 - GRADO 60	KG	5,270.40	5.73	30,199.39		
04.01.03.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PA	UND	1,262.00	3.83	4,833.46		
04.02	SUB ESTRUCTURA					305,938.77	
04.02.01	LOSA MACIZA					37,072.23	
04.02.01.01	LOSAS MACIZAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	764.40	5.70	4,357.08		
04.02.01.02	LOSAS MACIZAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRA	M2	252.32	46.09	11,629.43		
04.02.01.03	LOSAS MACIZAS, CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	50.46	417.87	21,085.72		
04.02.02	VIGAS DE CONEXION					24,959.87	
04.02.02.01	ACERO FY=4200 KG/CM2 - GRADO 60	KG	1,681.18	5.73	9,633.16		
04.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN \	M2	131.10	45.83	6,008.31		
04.02.02.03	CONCRETO EN VIGAS fc=210 kg/cm2	m3	25.60	364.00	9,318.40		
04.02.03	PODIOS					32,812.21	
04.02.03.01	CONCRETO EN PODIOS F'C=210 KG/CM2	M3	13.82	347.92	4,808.25		
04.02.03.02	ACERO EN PODIOS FY=4200 KG/CM2	kg	4,044.53	5.70	23,053.82		
04.02.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PODIOS	m2	115.20	42.97	4,950.14		
04.02.04	ZAPATAS					78,977.70	
04.02.04.01	ACERO EN ZAPATA FY=4200 KG/CM2	KG	3,782.02	5.72	21,633.15		
04.02.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO ZAPATA	M2	176.40	43.63	7,696.33		
04.02.04.03	CONCRETO ZAPATA FC=210 KG/CM2	M3	154.35	321.66	49,648.22		
04.02.05	AISLADORES SÍSMICOS					132,116.76	
04.02.05.01	AISLADORES SISMICOS ELASTOMERICOS CON	UND	9.00	7,189.82	64,708.38		
04.02.05.02	AISLADORES SISMICOS ELASTOMERICOS CON	UND	9.00	7,489.82	67,408.38		

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

A continuación se mostrarán los resultados obtenidos después de haber realizado los diseños para ambos sistemas (empotrado y aislado), hay que mencionar que se ha decidido utilizar las mismas secciones en la superestructura en ambos sistemas de tal manera que se busca saber cuánto es la reducción de un sistema con el otro en base a fuerzas cortantes y desplazamiento de entrepiso.

- Se revisaron los aisladores de tal manera que no se produzcan tracciones en los mismos mediante la combinación de S+CM, en la cual no se presentaron tracciones en los aisladores.
- **En cuanto a la fuerza cortante de edificio:**

Story	VX (EMPOTRADO)	VX (AISLADO)	REDUCCION
STORY5	91.1	34.28	62.37%
STORY4	185.48	84.8	54.28%
STORY3	254.4	132.62	47.87%
STORY2	300.82	178.27	40.74%
STORY1	323	244.45	24.32%

Story	VY (EMPOTRADO)	VY (AISLADO)	REDUCCION
STORY5	91.78	37.46	59.19%
STORY4	188.78	93.45	50.50%
STORY3	258.91	147.1	43.18%
STORY2	304.03	198.8	34.61%
STORY1	322.89	249.09	22.86%

Vemos que la fuerza cortante en el sistema empotrado es mayor a la del sistema aislado, presentando una reducción del 62.37% para el eje X y 59.19% para el eje Y.

- En cuanto a las derivas de entrepiso:

EDIFICIO FIJO (EMPOTRADO)						
Story	Diaphragm	Load	UX	d	Deriva	Cumple
STORY5	D5	DIRX	0.0183	8.235	0.0045	Cumple
STORY4	D4	DIRX	0.0153	6.885	0.00585	Cumple
STORY3	D3	DIRX	0.0114	5.13	0.0069	Cumple
STORY2	D2	DIRX	0.0068	3.06	0.00645	Cumple
STORY1	D1	DIRX	0.0025	1.125	0.00375	Cumple

EDIFICIO (AISLADO)						
Story	Diaphragm	Load	UX	d	Deriva	%
STORY5	D5	DIRX	16.61	24.915	0.00155	65.56%
STORY4	D4	DIRX	16.30	24.45	0.00195	66.67%
STORY3	D3	DIRX	15.91	23.865	0.00245	64.49%
STORY2	D2	DIRX	15.42	23.13	0.0029	55.04%
STORY1	D1	DIRX	14.84	22.26	0.0027	28.00%

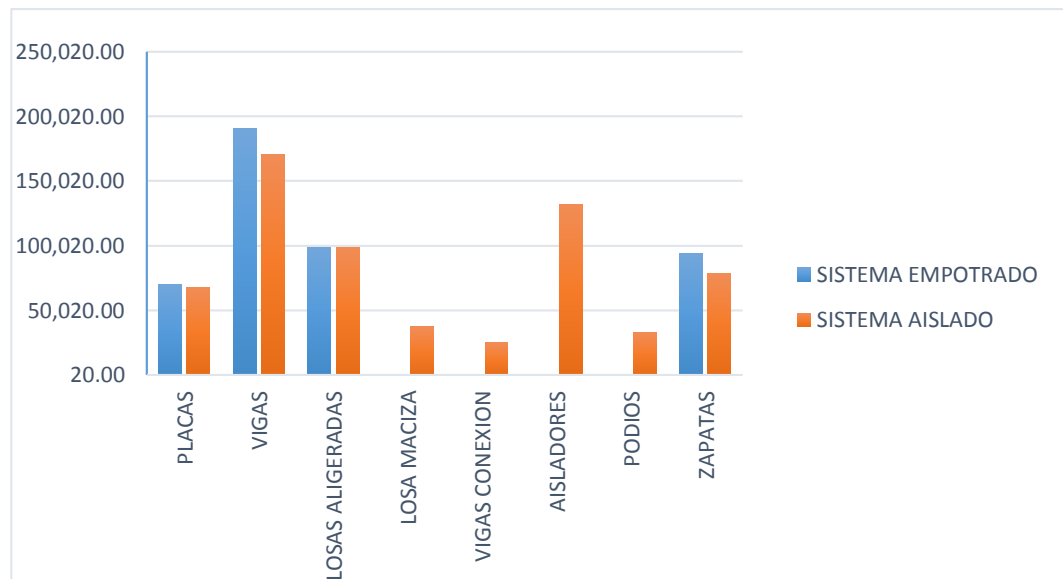
EDIFICIO FIJO (EMPOTRADO)						
Story	Diaphragm	Load	UY	d	Deriva	Cumple
STORY5	D5	DIRY	0.0185	8.325	0.00495	Cumple
STORY4	D4	DIRY	0.0152	6.84	0.00645	Cumple
STORY3	D3	DIRY	0.0109	4.905	0.0069	Cumple
STORY2	D2	DIRY	0.0063	2.835	0.00645	Cumple
STORY1	D1	DIRY	0.002	0.9	0.003	Cumple

EDIFICIO (AISLADO)						
Story	Diaphragm	Load	UY	d	Deriva	%
STORY5	D5	DIRY	16.96	25.44	0.0015	70.71%
STORY4	D4	DIRY	16.67	25.005	0.0018	72.09%
STORY3	D3	DIRY	16.31	24.465	0.0022	67.39%
STORY2	D2	DIRY	15.86	23.79	0.0025	61.24%
STORY1	D1	DIRY	15.36	23.04	0.0023	23.33%

En base a estos resultados mostramos que las derivas de entrepiso se reducen hasta en 66.67% en el eje X, y 72.09% en el eje Y, de tal manera que los valores son mucho menores que los que permite la norma como límite de 0.007 para concreto armado.

- **En cuanto a costos:**

ELEMENTO	EMPOTRADO (S/.)	AISLADO (S/.)
PLACAS	70,333.74	67,579.67
VIGAS	191,118.06	170,494.13
LOSAS ALIGERADAS	98,452.60	98,452.60
LOSA MACIZA	-	37,072.23
VIGAS CONEXION	-	24,959.87
AISLADORES	-	132,116.76
PODIOS	-	32,812.21
ZAPATAS	94,289.01	78,977.70



Si hacemos una comparación entre los sistemas empotrado y aislado, vemos que en el caso del sistema aislado el costo es mayor debido a que se necesitan más elementos para la rigidización de la base; a pesar que no se han realizado la reducción de la sección de los elementos, se ve una reducción de costos en cuanto a la necesidad de menor cantidad de acero.

CONCLUSIONES

De los datos obtenidos durante la ejecución de la presente tesis se obtienen las siguientes conclusiones:

- Para nuestro caso se ha utilizado el método de análisis dinámico modal espectral dado que es recomendado al no tener la data sísmica apropiada para el terreno.
- La aislación sísmica de edificaciones en el Perú resulta beneficiosa en la mayoría de los casos, debido a que la frecuencia de los sismos severos es alto de tal manera que se presentan estructuras con periodos altos, lo que es el caso de estructuras aisladas.
- Se lograron identificar las principales características mecánicas de los aisladores y cuáles son las necesarias para el modelamiento de los mismos en el programa.
- La fuerza sísmica para el diseño de los elementos de concreto, sobre todo en el de las placas, se ha reducido aproximadamente alrededor del 59.66%, de tal manera que se necesita de una menor cantidad de acero.
- En el modelamiento aislado, no se ha realizado la reducción de los elementos como placas o vigas, debido a que se quiere saber cuál es la diferencia entre un sistema empotrado y aislado, a fin de realizar comparaciones entre derivas de entrepiso de un sistema con el otro.
- En el caso del análisis de la estructura vemos que las derivas se han reducido hasta en un 72.09%, lo cual es un valor esperado.
- El diseño estructural es el mismo que para una edificación convencional.
- Los sistemas de aislamiento en la base son efectivos en suelos rígidos de fundación y en edificios de poca altura con bajo periodo fundamental de

vibración aproximadamente de 0.4 a 1.0 segundos, por lo que en suelos flexibles son poco efectivos en cuanto al valor de amortiguamiento que pueden aportar al sistema.

- El uso de aisladores de base brinda resultados satisfactorios para el diseño y protección de estructuras esenciales ya que también se protegen los contenidos de las mismas.
- Finalmente vemos que el objetivo del diseño con aislación es que el edificio no resulte dañado durante un sismo severo. Esto puede representar un costo directo adicional, dado que la reducción de las fuerzas en la superestructura no compensa el incremento de los costos de la cimentación y el sistema de aislación en sí. Sin embargo el incremento de los costos no es sustancial y podría ser despreciable si la obra es de gran envergadura, en conclusión éste costo directo adicional es porcentualmente pequeño y resulta beneficioso a largo plazo.

RECOMENDACIONES

- El aislamiento sísmico no es un sistema que se pueda implementar en todos los casos, por lo tanto no es general, presenta limitaciones en ciertos rangos de masas y secciones de aisladores. El sistema ideal se encuentra limitado a períodos entre 0.5 y un segundo, pero además las condiciones del suelo deben de ser tales que no amplifiquen el sismo en períodos medios o largos.
- No se debe utilizar aisladores en zonas donde el periodo natural del terreno sea elevado.
- La aplicación de los sistemas de aislamiento en la base son recomendables en:
 - Edificaciones esenciales que deben de seguir operando después de la ocurrencia de un sismo, tales como hospitales, colegios, tanques con contenidos de alto peligro, etc. Además en la preservación de edificaciones históricas.
 - En edificaciones cuyo contenido tenga un valor superior al de la estructura, tales como museos, etc.
 - En edificaciones comunes de vivienda, oficinas y centros comerciales de acuerdo al requerimiento de los propietarios.
- Se recomienda la inclusión de su dictado en la currícula de la carrera, al menos en un nivel introductorio para fomentar nuevos trabajos de investigación acerca del tema.
- A raíz de los resultados obtenidos se recomienda que en la estructura analizada, se debe verificar primero en su condición normal de base fija, y según esos resultados se debe plantear la posibilidad de incluir sistemas de control estructural adicional.

BIBLIOGRAFÍA

1. *“Análisis y diseño de edificios con aislación Sísmica – requisitos.NCH2745”*, Instituto Nacional De Normalización De Chile, 29 de mayo 2003.
2. *“Design of Seismic Isolated Structures from Theory to Practice”*, Naeim, Farzam; Kelly M.; 1999; James, John Wiley & Sons.
3. *“Aislación Sísmica y Disipación. Chile”*, Departamento de Estructuras y Geotecnia de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile 2002, Consulta: 5 de octubre de 2011, de <http://www.ieg.uc.cl/docs/Aislacion.pdf>
4. *“Diseño sismo resistente de edificios-Técnicas convencionales y avanzadas”*; Luis M. Bozzo, Alex H. Barbat; 2000, Editorial Reverté, S.A., España.
5. *“Disipación de energía sísmica para el diseño y reforzamiento de edificaciones”*. [Diapositivas]; BURGOS, Maribel, 2011, Lima, de <http://mabieperu.com/publicaciones/publicacion02.pdf>
6. *“Base Isolation of Structures Design Guidelines”*; Holmes Consulting Group.Ltd. Nueva Zelanda
7. *“El aislamiento sísmico de Estructuras”*; Ing. Jorge Alberto Rendón Ospina; Diapositivas, Colombia, Octubre 2009.
8. *“Análisis y Diseño de Estructuras con aisladores sísmicos en el Perú”*; Paul Korswagen; Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima – Peru 2012.
9. *“Estado del arte sobre dispositivos para reducir daños provocados por temblores”*; J.M. Jara, Revista de Ingeniería sísmica, México 1994.
10. *“Análisis y diseño de estructuras equipadas con disipadores de energía. 1er congreso virtual CISMID “Terremoto de Atico-Perú del 23 de Junio 2001-Un año después”*; Luis M. Bozzo; Lima – Perú; 200, disponible en <http://www.ecie.org/sismoatico/semana4/020.pdf>
11. *“Factibilidad de Aislación Basal en Concepción”*, Memoria de título, Departamento de Ingeniería Civil; Silva J.; Universidad de Concepción, Concepción, Chile; 1998.

12. *“Análisis estructural y costos de edificios con aisladores sísmicos. Revista de Ingeniería sísmica”*; Sosa, G y Ruiz, S.E. SMIS; N° 40, 11-28, 1992.
13. *“Sistemas de Protección sísmica”*; Mario Álvarez, SIRVE, Chile, Octubre 2010, disponible en http://www.sirve.cl/wp-content/uploads/Hospitales_Aislacion.pdf
14. *“Aisladores de base elastomérico y FPS”*; Aguiar, Almazán, Dechent, Suares V.R. Centro de Investigaciones Científicas de la Escuela Politécnica del Ejército, Pg. 1-280, 1era edición, Quito Ecuador, 2008, disponible en <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/3005/1/L-ESPE-CEINCI-000007.pdf>
15. *“Diseño Estructural con aisladores de Base de la nueva biblioteca de la FIC-UNI (1ra Parte)”*; Asociación de Productores de Cemento ASOCEM; Lima – Perú, 2011, Disponible en http://www.asocem.org.pe/web/_actual_nac/Aislamiento%20en%20la%20base.pdf
16. *“Estudio comparativo económico de edificios con aislamiento sísmico en la base”*; Universidad de Santiago de Chile, Departamento de Ingeniería y obras civiles; Disponible en <http://html.rincondelvago.com/estudio-comparativo-de-edificios-con-aislamiento-sismico-en-la-base.html>

ANEXOS

PLANOS