

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

“ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE UN EDIFICIO CON
PORTICOS RESISTENTES A MOMENTOS CON LA
INCLUSIÓN DE AMORTIGUADORES DE MASA
SINTONIZADA Y UN EDIFICIO CON SISTEMA DUAL DE
MUROS DE CORTE”

PROYECTO DE GRADUACIÓN

Previo a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentada por:

Alfredo Alonso Barragán S.

José Israel Cevallos A.

GUAYAQUIL – ECUADOR

Año: 2015

AGRADECIMIENTO

A Dios y a Santa María por haberme brindado salud, constancia, fortaleza y sabiduría día a día permitiéndome alcanzar esta tan esperada meta.

A mis padres, hermanas, y a toda mi familia quienes supieron brindarme su apoyo y comprensión durante toda mi carrera.

A todos mis profesores y Jefes quienes con paciencia supieron transmitirme todos sus conocimientos.

A mis amigos quienes con su apoyo supieron aligerar lo que parecía difícil.

José Israel Cevallos Alvarado

DEDICATORIA

A Dios y a Santa María, a mis padres, mis hermanas, mis sobrinos, a toda mi familia y amigos pues siempre fueron apoyo incondicional aún en momentos complicados, ellos fueron la motivación principal para ver cumplida esta meta.

José Israel Cevallos Alvarado

AGRADECIMIENTO

En primer lugar a Dios por haberme puesto unos grandes padres que me han sabido aconsejar primeramente a la toma de la decisión de seguir esta excelente carrera, también por enseñarme el camino del bien y saber diferenciar entre lo bueno y lo malo, además de darme un corazón noble dispuesto a Él ya que durante todo este tiempo he entendido que sin la ayuda de Él nada es posible. Le sigo agradeciendo a Dios ya que me dio fuerzas y ánimos para llegar hasta este momento ya que nunca me dejó caer y me sostuvo sobre sus manos.

A mis padres quienes siempre estuvieron pendientes de mi desarrollo tanto personal como profesional, guiarme en las cosas buenas y sobre todo llevarme al camino de Dios. Por estar en los momentos felices y difíciles de mi vida ya que han sabido como aconsejarme para salir adelante pese a las adversidades de la vida y siempre haciéndome ver que hay un gran futuro para mí. Gracias por apoyarme en todas las decisiones que he tomado y estar ahí en todo momento.

A mis hermanos por todo lo vivido junto a ellos, por sus consejos y apoyo de cada uno ellos a pesar de todo, sobre todo por estar cuando más los necesitaba.

A mi esposa que a pesar de todo siempre estuvo pendiente del desarrollo de mi carrera y quien estuvo brindándome su apoyo en cada paso que he dado.

A mi querido director del proyecto Dr. Miguel Ángel Chávez quien con su conocimiento y confianza hacia nosotros nos llevó a culminar este excelente proyecto de una forma muy profesional, enseñándonos a que siempre hay que tomar un proyecto con responsabilidad, dedicación y profesionalismo.

Así mismo a cada uno de los profesores de esta distinguida Institución, quienes me han brindado sus conocimientos los cuales han sido importantes para mi formación profesional.

Alfredo Alonso Barragán Subía

DEDICATORIA

A mis padres, quienes han sido un pilar fundamental para mi formación personal como profesional, quienes han estado en cada paso que he dado para guiarme y apoyarme incondicionalmente, creyendo y teniendo fe en mí en todo momento.

A mi amada esposa que estuvo acompañándome y apoyándome durante el transcurso de mi carrera, quien puso como primer lugar el yo poder alcanzar mi título profesional.

A mis hermanos quienes siempre han creído en mí y que a pesar de todo estuvieron conmigo en momentos difícil dándome ánimos y fuerzas para seguir adelante.

En resumen a cada uno de mi familia que estuvieron ahí cuando más lo necesitaba, para darme un impulso para lograr el último paso que tenía que dar, el cual era culminar este proyecto para alcanzar mi primer meta, el título de Ingeniero Civil, lo cual era algo muy importante para mí y que a pesar de las dificultades pude sacar fuerzas para poder lograr este tan anhelado propósito personal.

Alfredo Alonso Barragán Subía

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

MSc. Alby Aguilar
PRESIDENTA

Ing. Miguel Chávez M.
DIRECTOR DE
TESIS

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, me corresponden exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL”

Alfredo Barragán S.

José Cevallos A.

RESUMEN

El presente trabajo se enfoca en realizar una comparación entre un edificio con un sistema estructural de Pórticos Resistentes a Momentos con la inclusión de amortiguadores de masa sintonizada ubicados en la última planta y un edificio con sistema dual de Muros de Corte y Pórticos Resistentes a Momentos. Debido a que el tema es muy amplio, la comparación se la ejecutó únicamente con respecto a derivas y cortantes entre ambos sistemas. Para el objeto de esta investigación se decidió modelar 2 edificios de hormigón armado (uno para cada sistema) de 10 plantas, para lo cual se utilizó el software ETABS al mostrar una interfaz más amigable con respecto al diseño de edificios

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	XI
ÍNDICE GENERAL	XII
ABREVIATURAS	XVI
SIMBOLOGÍA	XVII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XX
ÍNDICE DE TABLAS	XXIV
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Objetivos de la investigación.....	2
1.3 Metodología de la Investigación.....	3
2 PELIGROSIDAD SÍSMICA	4
2.1 Introducción	4
3 SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	21

3.1	Introducción	21
3.2	Pórticos Resistentes a Momentos	23
3.3	Conexión Viga - Columna	27
3.4	Sistema dual con muros de corte	28
4	SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA.....	32
4.1	Introducción	32
4.2	Sistemas de Control Semi-activo.	35
4.3	Sistemas de Control Activo	36
4.4	Sistemas de Control Híbrido	36
4.5	Sistemas de control pasivo	37
5	AMOTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA	37
5.1	Introducción	37
5.2	Parámetros de diseño	39
5.3	Rigidez.....	42
5.4	Amortiguamiento.....	44
5.5	Masa.....	44
5.6	Geometría del Aislador	45
5.7	Cálculo del Área Reducida.....	48

5.8	Factor de forma:.....	50
5.9	Comprobación	51
6	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	60
6.1	Descripción de la estructura.....	60
6.2	Dimensiones de la estructura.....	64
6.3	Análisis y Estimación de cargas:.....	65
6.4	Análisis Estructural por Cargas Dinámicas:.....	66
6.5	Determinación del periodo de Vibración T.....	71
6.6	Determinación de Cortante Basal de Diseño V.	73
6.7	Calculo de la Carga Sísmica reactiva.....	74
6.8	Determinación de Fuerza en X.....	74
6.9	Diseño Estructural Preliminar.....	75
6.10	Diseño de del Sistema AMS	102
6.11	Comprobación	107
6.12	Análisis mediante el Software ETABS.....	111
6.13	Verificación de Cortante Estático	117
6.14	Cortantes para Edificio Aporticado	121
6.15	Cortantes para Edificio con Muros de Corte.....	124

6.16	Verificación de Dimensiones de los Elementos Estructurales. .	127
7	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	47
7.1	Comparación de Cortantes	47
7.2	Comparación de Periodos.....	135
7.3	Comparación de Derivas.....	137

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

ABREVIATURAS

AMS	Amortiguador de Masa Sintonizada.
NEC-15	Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.
MDOF	(Multi Degree of Freedom) Sistema de varios grados de libertad.
PGA	(Peak Ground Aceleration) Aceleración sísmica en el terreno
SDOF	(Single Degree of Freedom) Sistema de un grado de libertad.
NEC-SE-HM	Norma Ecuatoriana de la Construcción sección Hormigón Armado.
NEC-SE-DS	Norma Ecuatoriana de la Construcción sección Peligro Sísmico.
N-S	Sentido Norte-Sur.
E-O	Sentido Este-Oeste

SIMBOLOGÍA

A	Área.
A_r	Área reducida.
$A_{req.}$	Área requerida
$A_{s \min}$	Área de acero mínima
B	Lado mayor del rectángulo.
c	Amortiguamiento efectivo.
cm	Centímetro.
C_t	Coeficiente según el sistema estructural.
D	Peralte
D_e	Diámetro exterior
D_i	Diámetro interior
Δ	Desplazamiento en dirección de la dimensión L
E_c	Módulo de compresión instantánea del compuesto de goma-acero bajo el nivel específico de carga vertical
ξ	razón de amortiguamiento del AMS
F_a	Coeficiente de Amplificación en la zona de periodo corto
$f'c$	Resistencia del hormigón
F_d	Coeficiente de Amplificación de las ordenadas del espectro elástico para diseño en roca considerando los efectos en sitio
F_s	Coeficiente de amplificación que considera el de los suelos comportamiento no lineal
f	Razón entre la frecuencia fundamental del AMS y la estructura
f_y	Esfuerzo de fluencia.
f_u	Esfuerzo último.
g	Aceleración de la gravedad
G	Módulo de corte del elastómero
h_{rt}	Altura total de las capas de goma del elastomérico
h_n	Altura máxima de la edificación medida desde la base
H	Altura
I	Coeficiente de importancia

IP	Índice de plasticidad
K	Coefficiente de rigidez
K_h	Rigidez horizontal
K_{ht}	Rigidez total del sistema
kPa	Kilo Pascal
kg/m ²	Kilogramo sobre metro cuadrado
L	Lado menor del rectángulo
m	Masa de la estructura disipadora
m	Metro
M	Masa total de la estructura
Md	Momento producido por carga muerta
MI	Momento producido por carga viva
ME	Momento debido a sismo
Mu	Momento último.
N	Número de golpes del ensayo SPT
n	Número de aisladores
η	Razón entre la aceleración espectral S_a (T=0.1 s) y el PGA para el período de retorno seleccionado
P	Carga que soporta el aislador
P_t	Carga de compresión máxima sobre el aislador
PD	Carga axial por carga muerta
PL	Carga axial por carga viva
Pu	Carga última
r	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto
R	Factor de reducción de resistencia sísmica
S_a	Espectro elástico de aceleraciones
S_d	Espectro elástico de diseño en desplazamientos
S_u	Resistencia al corte no drenado
T	Toneladas
T_c	Período Límite de vibración en el espectro elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
	Espectro elástico de diseño en desplazamientos
T_L	Período límite de vibración en el espectro elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Tn	Periodo de vibración
t	Espesor de la goma
$\emptyset P, \emptyset E$	Coefficiente de configuración en planta y elevación.

q_u	Esfuerzo último.
q_d	Esfuerzo debido a carga muerta
q_l	Esfuerzo debido a carga viva
μ	Razón de masas
V_s	Velocidad de onda
V	Cortante Basal de Diseño
W	Carga sísmica reactiva
W_d	Carga muerta.
W_l	Carga viva.
W_u	Esfuerzo último.
ω_o	Frecuencia de la estructura
ω_t	Frecuencia fundamental del AMS
γ_{ccs}	Deformación debido a la compresión
γ_{rcs}	Deformación debido a la rotación
γ_{scs}	Deformación por desplazamiento lateral
Z	Aceleración máxima en roca para el sismo de diseño

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.- Zonificación Sísmica del Ecuador	14
Figura 2.- Sistemas Estructurales	22
Figura 3 Armado típico de una viga de Hormigón	25
Figura 4.- Armado y secciones típicas de columnas	25
Figura 5.- Sección típica de una losa alivianada	26
Figura 6 Cimentación superficial - Zapata aislada	27
Figura 7 Fallas comunes en los muros	30
Figura 8 Representación de un Sistema Semi-activo.....	35
Figura 9.- Esquema de mecanismo de operación de Sistemas Activos	36

Figura 10.- Esquema de funcionamiento de un Control Pasivo.....	37
Figura 11.- Representación gráfica de una estructura con protección sísmica	38
Figura 12 Esquema de un AMS característico	40
Figura 13.- Formas y Dimensiones de una sola capa de goma	45
Figura 14 Area efectiva (Area reducida)	49
Figura 15.- Vista en Planta y Elevación Alternativa 1	61
Figura 16.- Vista en Planta y Elevación Alternativa 2.....	62
Figura 17 Espectro Elástico de Diseño	70
Figura 18 Espectro Inelástico de Diseño.....	71
Figura 19.- Vista en Planta del modelo	113
Figura 20.- Vista en perfil del edificio modelado.....	114
Figura 21.- Ubicación de cargas muertas	114

Figura 22.- Ubicación de carga viva.....	115
Figura 23.- Ingreso de Espectro Elástico	115
Figura 24.- Modelado de la membrana	117
Figura 25.- Ingreso de modos de vibración.....	119
Figura 26.- Corrida del modelo en ETABS.....	121
Figura 27.- Cortantes Estáticos en el eje X – Edificio Aporticado.....	121
Figura 28.- Cortantes dinámicos en el eje X – Edificio Aporticado	122
Figura 29.- Cortantes Estáticos en el eje Y – Edificio Aporticado.....	123
Figura 30.- Cortantes Dinámicos en el eje Y – Edificio Aporticado.....	123
Figura 31.- Cortante Estático en el eje X - Edificio con Muros de Corte	124
Figura 32.- Cortante Dinámico en el eje X - Edificio con Muros de Corte	125
Figura 33.- Cortante Estático en el eje Y - Edificio con Muros de Corte	126

Figura 34. Cortante Dinámico eje Y - Edificio con Muros de Corte.....	126
Figura 35.- Visualización Elementos Estructurales	127
Figura 36.- Análisis de Derivas en el Eje X – Edificio Aporticado	129
Figura 37.- Análisis de derivas en el eje Y – Edificio Aporticado	130
Figura 38.- Análisis de derivas en el eje X - Edificios con Muros de Corte..	130
Figura 39.- Análisis de Derivas en el eje Y - Edificios con Muros de Corte .	131

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I Cronología de los principales sismos en el Ecuador	11
Tabla II.- Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	15
Tabla III: Clasificación de perfiles de suelo	15
Tabla IV Coeficiente F_a de amplificación de suelo en la zona de periodo corto	17
Tabla V Coeficiente F_d de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	17
Tabla VI Coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal	17
Tabla VII Clasificación de Sistemas de Control Sísmico	34

Tabla VIII.- Coeficiente f1 para aisladores circulares	52
Tabla IX.- Coeficiente f1 para Aisladores circulares huecos (localización superficie interior)	53
Tabla X Coeficiente f1 para Aisladores circulares huecos (localización superficie exterior)	53
Tabla XI Coeficiente f1 para Aisladores rectangulares con $K/G = 2000$	54
Tabla XII Coeficiente f1 para Aisladores rectangulares con $K / G = 4000$	54
Tabla XIII.- Coeficiente f1 para Aisladores rectangulares con $K / G = 6000$..	55
Tabla XIV.- Coeficiente f1 para Aisladores rectangulares con $K / G = \infty$	55
Tabla XV.- Coeficiente f2 para Aisladores circulares	56
Tabla XVI.- Coeficiente f2 para Aisladores circulares huecos (localización superficie exterior)	56
Tabla XVII.- Coeficiente f2 para Aisladores circulares huecos (localización superficie interior)	56

Tabla XVIII Coeficiente f_2 para Aisladores rectangulares con $K / G = 2000$..57	
Tabla XIX.- Coeficiente f_2 para Aisladores rectangulares con $K / G = 4000$.57	
Tabla XX.- Coeficiente f_2 para Aisladores rectangulares con $K / G = 6000$...58	
Tabla XXI.- Coeficiente f_2 para Aisladores rectangulares con $K / G = \infty$58	
Tabla XXII.- Dimensiones de Vigas y Columnas Alternativa 164	
Tabla XXIII.- Dimensiones de Vigas y Columnas Alternativa 264	
Tabla XXIV.- Cargas vivas según edificación.....66	
Tabla XXV.- Coeficientes de Amplificación68	
Tabla XXVI T vs. Sa. Espectro Elástico69	
Tabla XXVII.- T vs. Sa.70	
Tabla XXVIII.- Coeficientes obtenidos.....74	
Tabla XXIX.- Cortante Basal.....75	

Tabla XXX.- Periodo T y coeficiente K para cálculo de Fuerza en X.....	75
Tabla XXXI.- Cortantes y Fuerzas sísmicas.....	75
Tabla XXXII.- Altura mínima de viga no presforzada.....	87
Tabla XXXIII.- Momentos de debidos a cargas muertas y vivas	90
Tabla XXXIV.- Dimensiones para elementos del edificio aporticado	101
Tabla XXXV.- Dimensiones para el Sistema Dual.....	102
Tabla XXXVI.-Secciones de elementos estructurales	112
Tabla XXXVII Comparación entre los cortantes de un Edificio aporticaco sin AMS vs. un edificio aporticado con AMS.	47
Tabla XXXVIII.- Comparación de cortantes entre un edificio.....	133
Tabla XXXIX.- Comparación de cortantes entre un Edificio con AMS y otro con Muros de corte.....	134
Tabla XL.- Comparación de Periodos entre un Edificio Aporticado y otro con Muros de Corte	135

Tabla XLI.- Comparación de periodos entre un Edificio Aporticado y otro con Muros de Corte	135
Tabla XLII.- Comparación entre un Edificio Aporticado con AMS y otro con Muros de Corte	136
Tabla XLIII.- Comparación de Derivas en X entre un Edificio Aporticado sin AMS.....	137
Tabla XLIV.- Comparación de Derivas en Y entre un Edificio Aporticado sin AMS.....	137
Tabla XLV.- Comparación de Derivas en X entre un Edificio Aporticado y un Edificio con Muros de Corte.....	138
Tabla XLVI.- Comparación de Derivas en Y entre un Edificio Aporticado y un Edificio con Muros de corte.....	138
Tabla XLVII.- Comparación de Derivas en X entre un Edificio Aporticado con AMS y otro con Muros de Corte.....	139
Tabla XLVIII.- Comparación de Derivas en Y entre un Edificio Aporticado con AMS y otro con Muros de Corte.....	139

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

Debido al incremento poblacional y al poco espacio disponible en la urbe se ha aumentado la demanda de la construcción de edificaciones de gran altura para así aprovechar eficientemente el recurso suelo, y demás recursos disponibles en aquel sitio donde se ejecute la construcción llegando a ser las edificaciones en la actualidad más livianas y delgadas, lo que favorece la vulnerabilidad a grandes oscilaciones producidas ya sea por viento o por un evento sísmico, por lo general el método constructivo más utilizado para edificaciones de viviendas y oficinas es el sistema aporticado que consta de elementos estructurales como vigas, columnas y losa, sin embargo este tipo de sistema para edificaciones de gran altura no es recomendable por su deficiente resistencia ante un evento sísmico o ráfagas de vientos. Al pasar de los años gracias a numerosas investigaciones se han dado algunas soluciones para la reducción de vibraciones y daños provocados por este fenómeno para este tipo de construcciones, como es el caso de la inclusión de muros de corte

y más recientemente la aplicación de amortiguadores y disipadores sísmicos, en particular el uso de los amortiguadores de masa sintonizados (AMS) para edificios de gran altura.

1.2 Objetivos de la investigación

1.2.1 Objetivo General

Realizar un análisis comparativo del comportamiento sísmico de entre una estructura con Pórticos de Concreto Resistentes a Momentos (PCRM) que cuenta con un Amortiguador de Masa Sintonizada (AMS) y un edificio con Muros de Corte.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Modelar un edificio de hormigón armado de 10 pisos con sistema estructural aporticado
- Observar el comportamiento de la estructura ante un sismo
- Diseñar un aislador sísmico de acuerdo a la estructura que me permita reducir los daños causados por sismos
- Observar el comportamiento de la estructura con la inclusión del amortiguador de masa sintonizada
- Modelar un edificio con muros de corte

- Realizar una comparación entre ambos modelos para determinar la reducción de desplazamientos, fuerzas cortantes y periodos de vibración

1.3 Metodología de la Investigación

Para lograr los objetivos propuestos en primer lugar se hará un predimensionamiento de los elementos estructurales del edificio a diseñar para luego mediante simulaciones en el programa ETABS obtener periodos de vibración, derivas y esfuerzos cortantes en los mismos, posterior a esto procederemos a diseñar un Aislador de Masa Sintonizada (AMS) para incluirlo en la estructura y ver su comportamiento ante un sismo

Finalmente comparamos periodos de vibración, variación de derivas y esfuerzos cortantes de los dos casos propuestos para así llegar a la conclusión del porcentaje de reducción de daños que podría tener dicha estructura con la aplicación de los AMS en términos de derivas y periodos.

CAPÍTULO 2

2 PELIGROSIDAD SÍSMICA

2.1 Introducción

La peligrosidad sísmica se refiere a la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos en un periodo de tiempo determinado.

Para conocer aquello es indispensable conocer la sismicidad de la zona ya que sin esto no se podría obtener una buena estimación de los riesgos que se presentan y por lo tanto no se podrían realizar medidas de prevención eficaces.

2.1.1 Conceptos básicos

A continuación se presenta un resumen de los aspectos más importantes a tener en cuenta al momento de un análisis o un diseño sismo resistente tomando como base la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) que es la ley que actualmente rige las construcciones en Ecuador.

Altura de piso

Es la distancia vertical medida el nivel del terreno hasta el nivel de losa terminada del piso inmediatamente superior.

Acelerogramas

Es un registro cronológico de aceleraciones durante un sismo en el que se puede notar una aceleración máxima y la duración de la excitación sísmica.

Nivel en el que se considera que la acción sísmica afecta a la estructura.

Coefficiente relativo a las consecuencias de un daño estructural y al tipo de ocupación.

Cortante basal de diseño

Fuerza total de diseño debido a cargas laterales debido a la acción de un sismo de diseño, aplicada en la base de la estructura

Sumatoria de las fuerzas laterales de todos los pisos superiores al nivel considerado.

Desplazamiento lateral relativo de un piso por la acción de una fuerza horizontal con respecto al piso consecutivo. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso.

Ductilidad global

Capacidad de la estructura para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica

Ductilidad local

Capacidad de una sección transversal o de un elemento estructural, para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica.

Espectro de respuesta para diseño

Puede representarse a través de un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura. Este espectro de diseño es de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%,

utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño.

Nivel de seguridad de vida (sismo de diseño)

Busca proteger la vida de los ocupantes de una estructura ante un terremoto de 475 años de período de retorno (de probabilidad anual de excedencia 0.002 en las curvas de peligro sísmico).

Nivel de prevención de colapso (sismo extremo)

Impedir el colapso de la estructura ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (sismo severo, probabilidad anual de excedencia 0.0004 en las curvas de peligro sísmico).

Peligrosidad sísmica (peligro sísmico)

Probabilidad de excedencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados.

Período de vibración

Es el tiempo transcurrido para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación.

Período de vibración fundamental

Es el mayor período de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés

Resistencia lateral del piso

Sumatoria de la capacidad a corte de los elementos estructurales verticales del piso.

Respuesta elástica

Parámetros relacionados con fuerzas y deformaciones determinadas a partir de un análisis elástico, utilizando la representación del sismo de diseño sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma.

Sismo de diseño

Evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años (período de retorno de 475 años), determinado a partir de un análisis de la

peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico. Para caracterizar este evento, puede utilizarse un grupo de acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio, conforme lo establece esta norma. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño, como el proporcionado en esta norma.

Z (factor)

El valor de Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

2.1.2 Sismos en el Ecuador

El territorio ecuatoriano al igual que los países vecinos como lo son Perú y Chile, además de una parte de Colombia, está sometido a un fenómeno tectónico denominado subducción de placas. En términos generales el proceso subductivo es el que genera tanto la actividad volcánica como la sísmica, siendo esta última la de nuestro interés.

En la Costa Sur del Pacífico, del América del Sur se ha determinado que existe una actividad tectónica variable en función de las características de la subducción de la Placa Nazca. Se ha establecido que en Chile y Perú la Placa Nazca tiene una fuerte pendiente de subducción por lo que genera abundantes sismos que pueden llegar a tener altas intensidades.

En el territorio ecuatoriano también se tienen condiciones sísmicas que deben ser tomadas en cuenta para el diseño de estructuras y en particular para las edificaciones.

Al pasar de los años las actividades sísmicas ha pasado a ser parte de la cultura del ecuatoriano, en especial de los diseñadores estructurales, ya que el Ecuador ha sufrido sismos de gran magnitud en las últimas décadas dejando grandes desastres y daños de todo tipo, por lo que ha provocado que este sea un factor muy importante a considerar en el momento del diseño de una estructura.

Es por esto que es de gran importancia evaluar el peligro sísmico que sufre el Ecuador, por lo que es conveniente recopilar toda la información necesaria de todos los eventos sísmicos ocurridos durante la historia del Ecuador; tener registro sobre los niveles de intensidad y magnitud, que regiones están más propensas a sufrir un sismo leve y cuales sismos mayores, y en que épocas del año se registran mayores ocurrencias.

Los sismos que el Ecuador ha experimentado durante las últimas décadas que han sido de gran magnitud han dejado daños y pérdidas irreversibles afectando mucho a los ecuatorianos.

En el Ecuador ocurrió uno de los sismos más fuertes de la historia, ubicándose en séptimo lugar de los mayores sismos registrados en todo el mundo. El terremoto ocurrió el 31 de Enero de 1906 en Esmeraldas el cual tuvo una magnitud de 8,8 grados en la escala de Richter y IX en la escala de Mercalli, según los registros del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, dejando grandes pérdidas mortales.

En la siguiente imagen se presentan los mayores sismos registrados en el Ecuador:

Tabla I Cronología de los principales sismos en el Ecuador

ZONA	FECHA	UBICACIÓN	INTENSIDAD	MAGNITUD
Esmeraldas	31/01/1906	1,00 N 81,50 W	IX	8,8
Chimborazo, Bolívar	23/09/1911	1,70 S 78,9 W	VIII	-
Loja, Azuay	23/02/1913	4,00 S 79,40 W	VIII	6,1
Pichincha, Cotopaxi	03/05/1914	0,50 S 78,48 W	VIII	5,8
Pichincha	05/02/1923	0,50 S 78,50 W	VIII	6,3
Carchi	16/12/1923	0,90 N 77,80 W	VIII	4,0
Carchi	18/12/1926	0,80 N 77,90 W	VIII	-
Pichincha	25/07/1929	0,40 S 78,55 W	VIII	6,3
Pichincha	10/08/1938	0,30 S 78,40 W	VIII	6,3
Manabí, Guayas, Bolívar	14/05/1942	0,01 N 80,12 W	IX	7,9

ZONA	FECHA	UBICACIÓN	INTENSIDAD	MAGNITUD
Tungurahua, Chimborazo, Cotopaxi	05/08/1949	1,25 S 78,37 W	X	6,8
Loja	12/12/1953	3,40 S 80,60 W	VIII	7,3
Pichincha, Imbabura	20/07/1955	0,20 N 78,40 W	VIII	6,0
Esmeraldas	19/01/958	1,22 N 79,37 W	VIII	7,8
Chimborazo	08/04/1961	2,20 S 78,90 W	VIII	6,1
Manabí	19/05/1964	0,84 N 80,29 W	VIII	6,0
Loja, El Oro, Azuay	10/12/1970	3,79 S 80,66 W	IX	7,6
Esmeraldas	09/04/1976	0,78 N 79,80 W	IX	6,7
Napo, Sucumbíos, Imbabura	06/03/1987	0,87 S 77,14 W	VIII	6,9
Morona Santiago	02/10/1995	2,79 S 77, 97 W	VIII	6,5
Manabí	04/08/1998	0,55 S 80,53 W	VIII	7,2

Fuente: (Instituto Geofísico)

Conociendo la historia sísmica del Ecuador, tenemos que considerar el mitigar los desastres pueden provocar este tipo de eventos, tomando en cuenta la vulnerabilidad que tienen las edificaciones en el país para soportar sismos.

Por lo general una gran cantidad de las edificaciones o estructuras en el país son vulnerables ante un sismo, esto se deber a que la mayoría de las construcciones el medio tienen un factor común que es la economía de la gente, por lo que muchas veces estas no están cumpliendo con todos los parámetros o normas respectivas para la construcción, sobre todo en las construcciones antiguas.

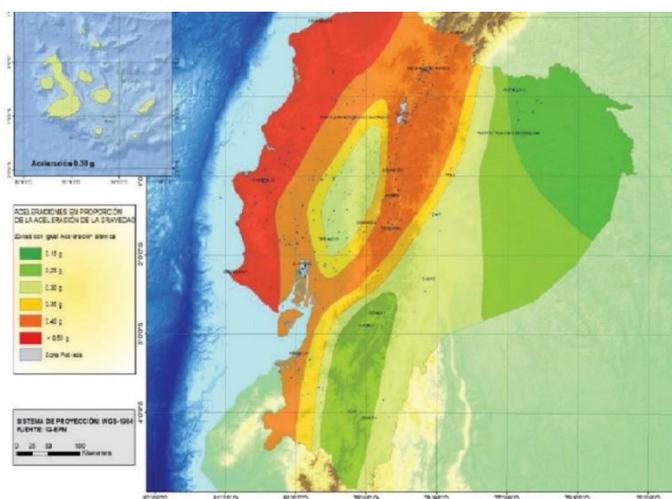
Aun así al pasar de los años y teniendo como antecedente el historial sísmico del país, el método constructivo no ha variado notoriamente, ya que aún hay muchos edificios de gran altura a los cuales no se les ha considerado un diseño sísmo resistente sino que soportan las cargas verticales y cargas vivas con la resistencia propia de la estructura, siendo este tipo de estructura nada confiable para resistir un sismo.

En el código ecuatoriano de la construcción se ha planteado una clasificación de las zonas sísmicas en las cuales se ha hecho también la determinación de las aceleraciones sísmicas probables.

Teniendo en cuenta las Normas sísmicas actualmente vigentes en el Ecuador, se debe puntualizar que muchas de las estructuras construidas no pasan dichas Normas por lo que el planteamiento que se hace en el presente trabajo está orientado a la determinación de soluciones estructurales que estén más acorde al código que actualmente disponemos.

2.1.3 Zonificación sísmica según la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

Figura 1.- Zonificación Sísmica del Ecuador



Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

El mapa de zonificación sísmica proviene del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años). Como se puede observar, la zona que representa mayor peligrosidad sísmica se encuentra en el litoral, mientras que la de menor peligrosidad se encuentra en el oriente; todo esto en base a la aceleración sísmica en roca de las respectivas regiones

En la NEC-15 se establecen seis zonas de peligrosidad sísmica con sus respectivos factores, tal como indica la tabla 2 a continuación.

Tabla II.- Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.1.4 Geología local

La NEC-15 define seis tipos de perfiles de suelo, los mismos que se presentan en la tabla 3. Los parámetros mostrados en dicha tabla en la columna de definición son los correspondientes a los 30 m por encima del perfil en cuestión excepto para el perfil tipo F en el que se aplican otros criterios como los expuestos en la sección 10.5.4 de la misma norma.

Tabla III: Clasificación de perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $>V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $>V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50,0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de corte, o	360 m/s $>V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 >N \geq 15,0$ 100 KPa $>S_u \geq 50$ KPa

Tipo de perfil	Descripción	Definición
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $S_u < 50$ KPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1-Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cimentados, etc.	
	F2-Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)	
	F3-Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7,5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4-Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H>30 m)	
	F5-Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte	
	F6-Rellenos colocados sin control ingenieril	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.1.4.1 Factores de sitio

También llamados Coeficientes de Amplificación Dinámica de Perfiles de Suelo, son aquellos que permiten amplificar las ordenadas del espectro elástico de acuerdo al tipo de suelo y la zona sísmica.

La NEC-15, en su Capítulo 3, define a estos valores y los presenta

como F_a , F_d y F_s que como se mencionó anteriormente, verían según el tipo de suelo tal como lo muestran las siguientes tablas.

Tabla IV Coeficiente Fa de amplificación de suelo en la zona de periodo corto

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥50
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,4	1,13	1,25	1,23	1,2	1,18
D	1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
E	1,8	1,4	1,25	1,1	1,0	0,85

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla V Coeficiente Fd de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥50
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
D	1,62	1,45	1,36	1,2	1,19	1,11
E	2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla VI Coeficiente Fs, que consideran el comportamiento no lineal de los suelos y la degradación del período

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥50
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,40
E	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.1.4.2 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

La NEC-15 establece las siguientes ecuaciones para obtener el espectro elástico de aceleraciones S_a , el mismo que obedece a una fracción de amortiguamiento del 5% respecto al crítico.

$$S_a = zFa \left(1 + \frac{(n-1)T}{T_o}\right) \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_o \quad (1.1)$$

$$S_a = \eta zFa \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (1.2)$$

$$S_a = \eta zFa \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (1.3)$$

Donde:

- S_a : Espectro elástico de aceleraciones
- η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado
- F_a : Coeficiente de Amplificación en la zona de periodo corto
- T : Período fundamental de vibración de la estructura
- T_c : Período Límite de vibración en el espectro elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Espectro elástico de diseño en desplazamientos
- r : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto
- Z : Aceleración máxima en roca para el sismo de diseño

Espectro elástico de diseño en desplazamientos

$$S_d = S_a (g) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_L \quad (1.4)$$

$$S_d = S_a (g) \cdot \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2 \quad \text{para } T > T_L \quad (1.5)$$

Donde:

S_d : Espectro elástico de diseño en desplazamientos

S_a : Espectro elástico de aceleraciones

g : Aceleración de la gravedad

T : Período fundamental de vibración de la estructura

En cuanto a los periodos limites T_o , T_c y T_L

$$T_o = 0.1 F_S \frac{F_d}{F_a} \quad (1.6)$$

$$T_c = 0.55 F_S \frac{F_d}{F_a} \quad (1.7)$$

$$T_L = 2.4 F_d \quad (1.8)$$

Donde:

F_a : Coeficiente de Amplificación en la zona de periodo corto

F_d : Coeficiente de Amplificación de las ordenadas del espectro elástico para diseño en roca considerando los efectos en sitio

- F_s : Coeficiente de amplificación que considera el de los suelos comportamiento no lineal
- T_c : Período Límite de vibración en el espectro elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Espectro elástico de diseño en desplazamientos
- T_L : Período límite de vibración en el espectro elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

No obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de T_L se limitarán a un valor máximo de 4 segundos.

CAPÍTULO 3

3 SISTEMAS ESTRUCTURALES

3.1 Introducción

En el presente trabajo se analizarán sistemas estructurales de Hormigón Armado, el cual es el sistema de construcción convencional que se desarrolla en nuestro país. Se utiliza el Hormigón Armado gracias a su excelente resistencia a la compresión que es aportado por el hormigón, mientras que la resistencia a la tracción es aportada por el acero.

En todos los sistemas estructurales se deben considerar el uso específico de la edificación, geometría y funcionalidad de sus elementos estructurales, materiales utilizados en cada uno de ellos, forma de unión de sus elementos, apoyo de la estructura, condiciones de carga, y métodos constructivos, teniendo en consideración siempre la economía del proyecto.

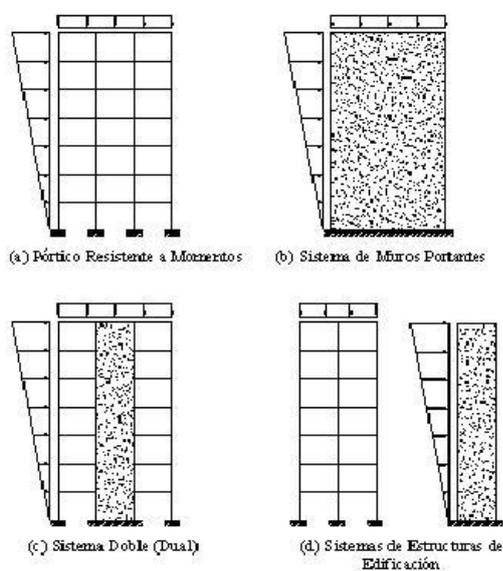
Las edificaciones deben ser diseñadas para satisfacer las necesidades del usuario en todos sus niveles siendo estos de seguridad, funcionalidad, utilidad y economía.

Al momento de diseñar una estructura, esta debe ser analizada y diseñada desde su base como estructura única. Hay que tomar en cuenta cada uno de los detalles, necesidades y requerimientos que va a tener la estructura para poder lograr un diseño que cumpla con todo lo anterior y en el cual se logre una edificación resistente, dúctil y estable.

Según su sistema estructural una edificación de hormigón armado puede clasificarse en tres grupos:

- Pórticos Resistentes a Momento
- Muros de Corte o Muro Portante
- Sistema Dual Pórtico-Muro de corte.

Figura 2.- Sistemas



Fuente: (JH-Soluciones Integrales)

Para el presente trabajo los sistemas estructurales a usar serán el Sistema de Pórticos Resistentes a Momento, y un Sistema Dual Pórtico-Muro de corte

3.2 Pórticos Resistentes a Momentos

Es el sistema de construcción convencional que se usa en la mayoría de edificaciones de mediana y baja altura el cual está compuesto por un conjunto de elementos estructurales de hormigón armado como lo son las columnas, vigas y losas, sistema que no contempla la presencia de muros estructurales.

En este sistema las vigas y columnas están conectadas por medio de nodos rígidos los cuales permiten que las vigas transfieran hacia las columnas las fuerzas producidas por cargas axiales y momentos flectores que pueden ocurrir en la estructura.

Una edificación diseñada y construida con este sistema tiene la facilidad de realizarle las modificaciones que se requieran hacerle en su interior, lo cual permite al arquitecto realizar sin problema su diseño. A su vez se tiene más espacio disponible, se puede hacer una buena distribución de ambientes lo que hace a la estructura más versátil, y se puede hacer uso de paredes de mampostería.

Este tipo de edificaciones son estructuras muy flexibles por lo que presentan baja resistencia y rigidez por lo que son sensibles a cargas laterales. Al ser

flexibles se pueden producir grandes desplazamientos los cuales pueden provocar daños en elementos no estructurales, pero al presentarse un sismo de una magnitud considerable se pueden presentar daños leves en sus elementos estructurales.

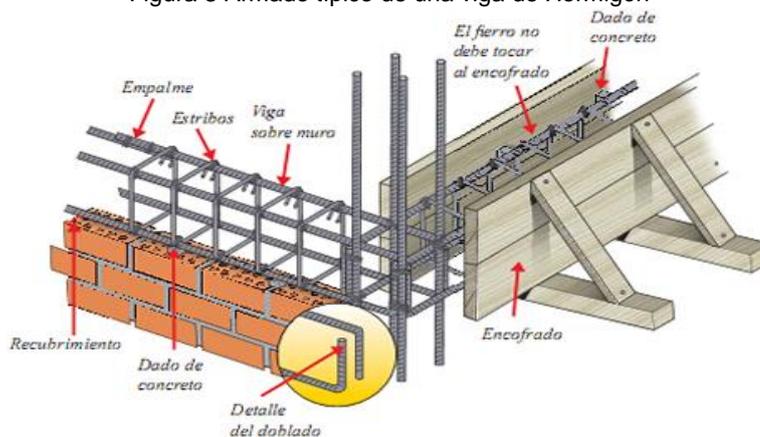
3.2.1 Definición de elementos estructurales

3.2.1.1 Vigas

Son elementos estructurales horizontales que reciben las cargas del sistema de piso transmitiéndolas a las columnas. Son elementos que por lo general trabajan a flexión debido a cargas gravitacionales o transversales, soportan esfuerzos a cortante y de flexión.

Las vigas se pueden clasificar de diversas formas ya sea según su material, tipos de apoyo, funciones, geometrías, etc. Para el presente trabajo se utilizarán vigas de Hormigón.

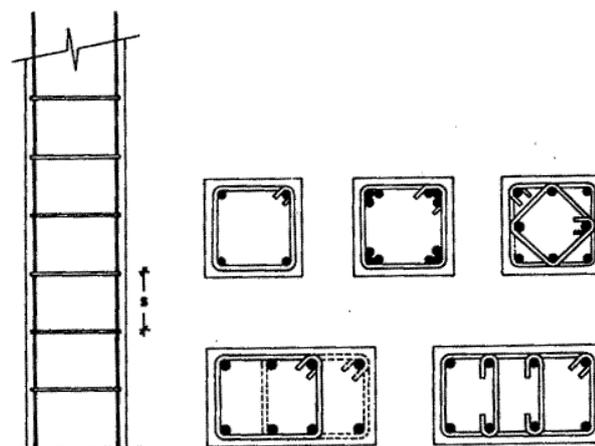
Figura 3 Armado típico de una viga de Hormigón



Fuente: (Aceros Arequipa)

3.2.1.2 Columnas

Figura 4.- Armado y secciones típicas de columnas



Fuente: (Constructor Civil, 2012)

Son elementos estructurales verticales que soportan la carga de los elementos horizontales o vigas llevándola hasta la cimentación. Además de soportar cargas gravitacionales, son capaces de soportar cargas laterales como las de sismo y vientos.

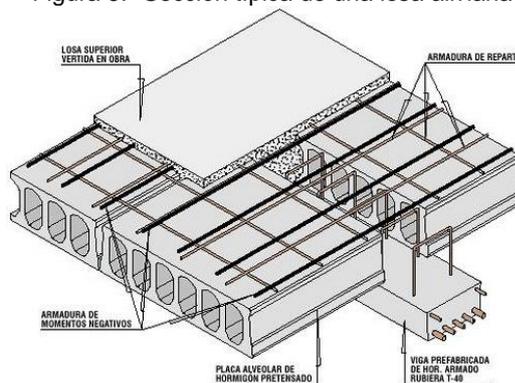
Teóricamente son elementos que trabajan a compresión pero en la realidad se ha comprobado que trabajan a flexo-compresión debido a excentricidades presentes en los materiales y las cargas a las que está sometida a la edificación.

Se pueden clasificar de diversas maneras, sin embargo, para el presente trabajo se usarán columnas de hormigón armado.

3.2.1.3 Losas

Son elementos estructurales horizontales que son considerados bidimensionales debido a que su tercera dimensión es muy pequeña en relación a sus otras dos dimensiones, por lo general solo reciben cargas gravitacionales por lo que se dice que trabaja básicamente a flexión. Estas transmiten su carga a las vigas y pueden ser de tipo macizas, nervadas, alivianadas y pretensadas.

Figura 5.- Sección típica de una losa alivianada



Fuente: (Arquigráfico)

3.2.1.4 Cimentaciones

Es la parte estructural que recibe toda la carga generada en el edificio incluyendo el peso propio del mismo y la transmite al suelo. Este elemento es de esencial importancia ya que determinará la estabilidad de la edificación.

Se la puede clasificar según su profundidad, geometría, conexiones, etc

Figura 6 Cimentación superficial - Zapata aislada



Fuente: (GEOSEC-ESPAÑA)

3.3 Conexión Viga - Columna

En edificaciones de hormigón armado sobre todo que se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, siempre hay que tener en cuenta el diseño y construcción de una de las partes más importantes y críticas de la estructura la cual es la conexión entre la viga y la columna, sobre todo en las edificaciones que no cuentan algún tipo de disipador sísmico.

El nudo viga columna debe ser capaz de garantizar el eficiente desempeño ante las fuerzas que se producirán en el durante un evento sísmico, para que así sean transmitidas a través del nudo a los respectivos elementos de soporte, de manera que se asegure la estabilidad y continuidad de la estructura.

Al no haber un correcto diseño del nodo o al existir una mala práctica constructiva del mismo, puede provocar una falla en la conexión, por ende no hay un correcto desarrollo de la disipación de la energía y este puede poner en peligro la seguridad de la estructura. Estructuras con este tipo de fallas o deficiencia en los nodos ante un evento sísmico puede ser muy peligrosa llegando a sufrir un colapso.

Por lo tanto se sugiere un correcto diseño, detallamiento y práctica constructiva de las conexiones entre vigas y columnas ya que son de gran importancia para la estabilidad de una estructura más aún si se encuentran en una zona de alto peligro sísmico, por lo que esto no puede ser una opción sino una obligación.

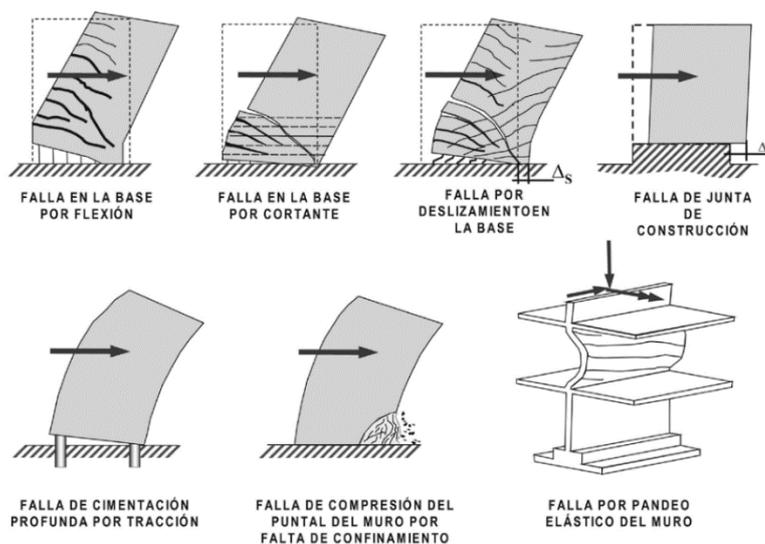
3.4 Sistema dual con muros de corte

Las edificaciones están compuestas por elementos estructurales los cuales tienen que asegurar la integridad de la misma ante cargas gravitatorias y eventuales tales como fuerzas sísmicas. Además de los principales elementos anteriormente nombrados existen miembros especiales como los muros de corte cuyo objetivo es resistir de manera más eficiente las fuerzas y

desplazamientos generados por un sismo en la estructura. De tal manera que los esfuerzos causados por eventos sísmicos sean reducidos por este de manera eficiente.

Este tipo de elemento contribuye con una gran rigidez y resistencia disminuyendo esfuerzos torsionales en estructuras que puedan presentar irregularidades. Por lo general estos muros son colocados de tal manera que se escondan entre las paredes por estética. El objetivo de este sistema combinado de pórtico especial combinado con muros de corte que la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC2015) ha definido como “dual”, es distribuir la totalidad de la energía sísmica en los siguientes porcentajes: los muros de corte deben tomar el 75% del Cortante Basal y el 25% restante debe ser tomado por el pórtico especial compuesto de vigas y columnas con sus nudos flexo-resistentes.

Figura 7 Fallas comunes en los muros



Fuente: (Materiales de Construcción, 2009)

Hace algunos años los muros de corte de hormigón armado han sido empleados como elementos sismo-resistentes. Aunque el propósito de los muros de corte es tomar los esfuerzos cortantes provenientes del sismo así como tomar tanto cargas gravitacionales como las axiales y de igual manera esfuerzos de flexión. Estos elementos generalmente van reforzados con una alta cuantía acero llegando a tener secciones de apreciable espesor.

El muro de corte es utilizado en edificaciones de gran altura los cuales están situados en zonas de alto peligro sísmico ya que tienen algunas ventajas sobre los sistemas convencionales de edificios aporticado puesto que los muros generan más rigidez a la estructura estos acortan su periodo natural a su vez disminuyen las derivas de piso, vibraciones y oscilaciones que se producen en

la edificación, de esta manera se producen daños mínimos en elementos no estructurales.

El muro de corte es un elemento estructural que consta de tres tipos de refuerzos: longitudinal, vertical y horizontal.

El refuerzo longitudinal, va ubicado en los extremos del muro, este refuerzo sirve para soportar esfuerzos de tracción o compresión debido a la flexión, se puede complementar con refuerzo de confinamiento. También ayuda a disminuir deslizamientos producidos en la base provocados por el efecto de corte que se generan en la misma.

Para actuar sobre los efectos de corte producidos en el alma, se utiliza el refuerzo horizontal y el refuerzo vertical para las cargas axiales

CAPITULO 4

4 SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

4.1 Introducción

Los Sistemas de protección sísmica se basan en el concepto de distribuir las fuerzas sísmicas la mayor cantidad de lugares como sea posible. Después de varias investigaciones se han dado algunas innovaciones para la reducción de vibraciones provocadas por este fenómeno para este tipo de construcciones, como es el caso de la inclusión de muros de corte, el mismo que por su la facilidad de diseño y proceso constructivo se ha venido implementando en la mayoría de las edificaciones

Además existen otros tipos de sistemas que permiten reducir los efectos sísmicos en este tipo de estructuras ya sea aumentando la rigidez de este o aumentando su amortiguamiento propio disipando la energía del sismo y que se ha implementado en las últimas décadas sobre todo en países desarrollados al mismo tiempo de estos han ido perfeccionando versiones y creando nuevos prototipos, por ejemplo, los japoneses los agrupan de cuatro

categorías: sistemas aislados en la base, sistemas de absorción de energía, sistemas de efecto de masa y sistemas de control activo. Los estadounidenses por su parte los asocian en tres categorías: sistemas aislados, sistemas de disipación pasiva de energía y sistema de control activo.

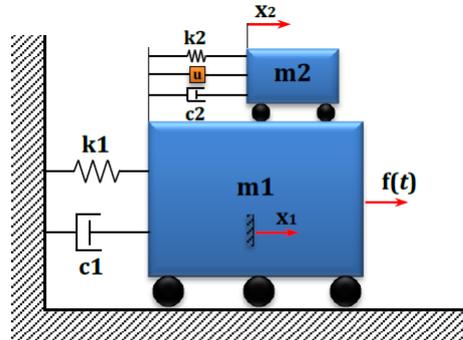
Tabla VII Clasificación de Sistemas de Control Sísmico

Sistema de Control	Tipo	Tipo	Dispositivo
Control pasivo	Aislamiento sísmico	Mecanismos deslizantes o de rodillos	Apoyo de rodillos
			Apoyo de placa deslizante, tipo péndulo, basculante
			Capa deslizante
		Otros	
		Elemento flexible	Elastómero de multicapas
		Dispositivo flexible	
	Disipación de energía	De tipo histerético	Acero
			Plomo
			Otros
		De tipo friccionante	
		De tipo fluido	Hidráulico
			Viscoso
	Otros		
Efecto de masa adicional	De tipo viscoelástico		
	De masa y resorte		
	De tipo pendular		
	Vibración de líquido		
Otros			
Otro			
Control semiactivo	Control de amortiguamiento	Sistema de amortiguamiento	De tipo hidráulico
		Otro	
	Control de rigidez	Sistemas de rigidez variable	Riostra
		Otro	
Control activo e híbrido	Efecto de masa	Amortiguamiento activo de masa	
		Amortiguamiento híbrido de masa	
	Control de fuerza	Tendón activo	
		Otro	
	Otro		

Fuente: (OVIEDO & DUQUE, 2006)

4.2 Sistemas de Control Semi-activo.

Figura 8 Representación de un Sistema Semi-activo



Fuente: (Guía de Diseño y Fabricación de un Aislador Elastomérico para una una edificación de cuatro pisos, 2013):

Estos sistemas tienen un comportamiento parecido a los sistemas activos, diferenciándose en la incorporación de dispositivos de carácter reactivo en las que sus características mecánicas como rigidez o amortiguamiento pueden ser controladas y modificadas.

Algunos técnicas de control empleadas por estos sistemas son: la fricción variable; ii) el movimiento de masa de líquido en el interior de tanques (“Tuned Sloshing Dampers”) o columnas dentro del edificio (“Tuned Liquid Column Dampers”); iii) la incorporación de dispositivos hidráulicos u oleodinámicos de rigidez o amortiguamiento variable; y iv) amortiguadores con fluidos de viscosidad controlable a partir de campos eléctricos o magnéticos (Oviedo 2006).

4.3 Sistemas de Control Activo

Son aquellos que contienen sensores en la propia estructura para medir variables de excitación o respuesta estructural, incluso una combinación de ambos y que son generalmente alimentados por fuentes de energías externas. Son más efectivos que los sistemas pasivos, sin embargo su costo es elevado

Figura 9.- Esquema de mecanismo de operación de Sistemas Activos



Fuente: (Guía de Diseño y Fabricación de un Aislador Elastomérico para una una edificación de cuatro pisos, 2013)

4.4 Sistemas de Control Híbrido

Son una combinación de los sistemas pasivos y los activos, mejorando efectividad al momento de operar y disminuyendo costos Dos de los sistemas híbridos que han despertado mayor interés son el HMD (“Híbrid Mass

Damper”) y el aislamiento de base con control activo del desplazamiento de base.

Para el presente trabajo se utilizará Amortiguadores de Masa Sintonizados, lo mismos que corresponden a sistema de control pasivo basados en respuestas inerciales a la acción sísmica sin necesitar fuentes externas de energía o sensores electrónicos.

4.5 Sistemas de control pasivo

Los sistemas de Control Pasivo son aquellos cuya respuesta no es controlable, son de tipo de reactivo; es decir que son

Figura 10.- Esquema de funcionamiento de un Control Pasivo



Fuente: (Guía de Diseño y Fabricación de un Aislador Elastomérico para una una edificación de cuatro pisos, 2013)

CAPITULO 5

5 AMOTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

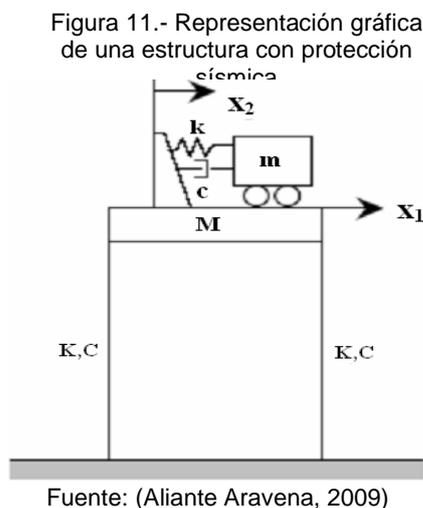
5.1 Introducción

La arquitectura moderna tiende a realizar estructuras más livianas y de grandes luces y alturas lo que desde el punto de vista estructural se traduce en elevadas flexibilidades, periodos naturales altos y grandes desplazamientos debido a cargas dinámicas como viento o sismo.

A finales del siglo XIX y a comienzos del siglo XX, se intensificaron los estudios por desarrollar sistemas de disipación, especialmente en Europa, Asia y Estados Unidos resultando novedosos sistemas como los Aisladores de Base elastoméricos, FPS, deslizadores, disipadores de energía por fricción y fluido, masas concentradas, etc.

La inclusión de dispositivos mecánicos en estas estructuras puede ayudar a corregir adecuadamente sus propiedades tales como rigidez, la masa o el amortiguamiento. El incremento de amortiguamiento es en ingeniería sísmica

un hecho asociado al propósito de aumentar artificialmente la ductilidad, con la finalidad de disipar energía en forma controlada y estable, reduciendo la respuesta estructural dinámica (BOZZO & BARBAT, 2006)



El amortiguador de masa sintonizada está compuesto de una masa, un resorte y un amortiguador viscoso colocados en la estructura para disminuir las vibraciones no deseadas al sintonizarse la frecuencia natural de la estructura con la del amortiguador.

Aunque su base conceptual es sencilla, su aplicación a estructuras se ve limitada por problemas tecnológicos y variables de diseño para cada caso.

Entre los parámetros de diseño para este tipo de sistemas tenemos la relación de frecuencias (frecuencia del amortiguador/frecuencia de la estructura), la

relación de amortiguamiento y la relación de masa (masa AMS/masa de la estructura) (BASSOTTI & AMBROSINI, 2004)

Entre las principales ventajas de es que puede ser instalados en estructuras ya existentes y al colocarse en distintas ubicaciones permiten reducir efectos torsionales, sin embargo en este último caso se presenta el inconveniente de que la frecuencia torsional predominante no coincide con el primer flexo torsional, pero se lo puede superar ubicando tres AMS, dos para controlar la respuesta flexional en sus dos direcciones y uno para controlar en forma específica la respuesta torsional.

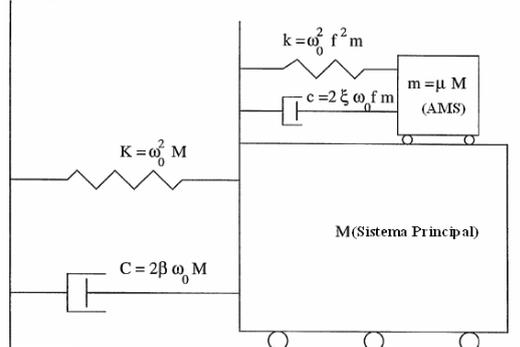
5.2 Parámetros de diseño

Un Amortiguador de masa sintonizado consta de una masa, un amortiguador, y un resorte, es un sistema de control de vibración estructural acoplado al sistema primario vibrante para controlar las vibraciones inducidas por cargas de sismo, tal como muestra la figura.

La frecuencia natural del AMS es sintonizada en resonancia con el modo fundamental de la estructura principal, para que una considerable cantidad de la energía sea transferida desde la estructura al sistema de amortiguación y esta sea disipada por los mismos cuando se ve sometida a excitaciones

externas. Por lo cual factores como la seguridad y habitabilidad se presentan en mejores condiciones

Figura 12 Esquema de un AMS característico



Fuente: (Aliante Aravena, 2009)

En un AMS son características sus razones de frecuencia, masa y amortiguamiento.

$$f = \frac{\omega t}{\omega_0} \quad (5.1)$$

$$\mu = \frac{m}{M} \quad (5.2)$$

Donde:

f : Razón entre la frecuencia fundamental del AMS y la estructura

ω_0 : Frecuencia de la estructura

ω_t :	Frecuencia fundamental del AMS
m :	Masa de la estructura disipadora
M :	Masa total de la estructura

La razón de amortiguamiento del AMS se determina por:

$$\xi = \frac{c}{2m \omega_t} \quad (5.3)$$

Donde:

c :	Amortiguamiento efectivo.
ω_t :	Frecuencia fundamental del AMS
m :	Masa de la estructura disipadora

Con el tiempo se han ido realizando varias investigaciones donde se han estudiado muchos métodos de diseño óptimo para el sistema de masa sintonizada y los efectos de los parámetros utilizados en estos diseños, basándose en la teoría propuesta por Den Harton en 1985. Unos de los parámetros óptimos a considerar para el diseño de este sistema son “ ξ ” y “ f ” los cuales ayudan a reducir la respuesta de la estructura ante cargas sísmicas para una razón de masa μ determinada

Se usaron 48 acelerogramas sísmicos para investigar los efectos de los AMS en la respuesta del modo fundamental y descubrieron que la reducción óptima de la respuesta ante un evento sísmico se da para $f=1$ y si el periodo y amortiguamiento de la estructura aumentan, la eficacia de los AMS disminuye

Luego de un análisis exitoso por parte de Wirshing y Yao en 1973 donde se experimentó con un edificio de cinco y diez pisos con 2% de amortiguamiento calculando la respuesta del primer modo para una aceleración de suelo no estacionaria, en el cual seleccionaron una masa correspondiente a la mitad de la masa de uno de los pisos y una frecuencia optima $f=1$, dando como resultado una razón de amortiguamiento de $\xi=0.2$

Por lo que como parámetros óptimos de diseño se puede utilizar una $f=1$ y $\xi=0.2$.

5.3 Rigidez

La rigidez es la capacidad de un aislador para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos y se define mediante la siguiente la siguiente expresión.

Rigidez Horizontal (Kh):

$$Kh = \frac{GA}{hrt} \quad (5.4)$$

Dónde:

G: Módulo de corte del elastómero.

A: Área de la sección del aislador.

hrt: Altura del aislador elastomérico.

Otra alternativa que define la rigidez horizontal de un aislador es la expresión

$$Kh = \frac{4 \pi^2 P_t}{T^2 g} \quad (5.5)$$

$$Kht = n \left(\frac{4 \pi^2 P_t}{T^2 g} \right) \quad (5.6)$$

Dónde:

Pt: Es la carga de compresión máxima actuando sobre un aislador.

T: Es el periodo del modo de vibración fundamental de la estructura

Kht: Rigidez total del sistema

n: Número de aisladores

5.4 Amortiguamiento.

El amortiguamiento efectivo (c) de los aisladores se calcula mediante la expresión

$$c = \frac{2\xi}{n} \sqrt{K_{ht} m} \quad (5.7)$$

Dónde:

ξ : Factor de amortiguamiento del sistema de aisladores

K_{ht} : Rigidez del sistema (sumatoria de las rigideces de los aisladores).

m : Masa total sobre el sistema de aisladores.

n : Número de aisladores.

5.5 Masa.

La masa “ m ” es igual tanto para el AMS UX, AMS UY como para AMS RZ y corresponde al 1% del peso total de la estructura, $\mu=0.01$.

Por lo tanto la masa “ m ”, calculada según la siguiente expresión:

$$m = \mu x M \quad (5.8)$$

Módulo de Corte

$$G = \frac{k_h h_{rt}}{A} \quad (5.9)$$

Donde:

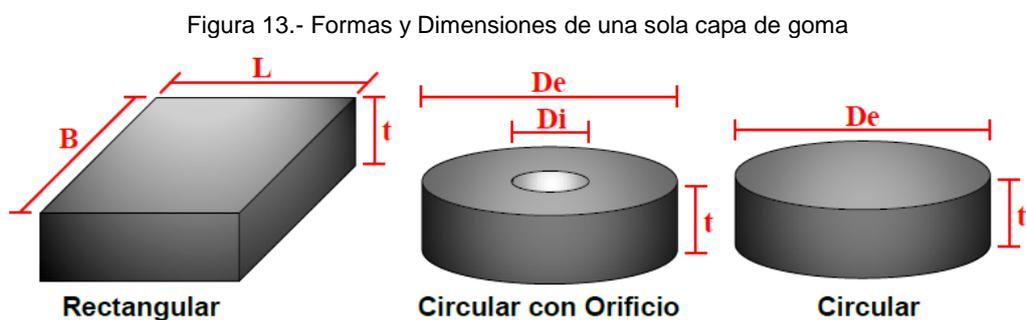
A = Área del elastomérico.

k_h = Rigidez del elastomérico.

h_{rt} = Altura total de las capas de gomas (elastomérico)

5.6 Geometría del Aislador

Es importante establecer la forma del Aislador a diseñar para así disponer sus dimensiones. A continuación se muestran las secciones y características típicas de las geometrías comúnmente utilizadas.



Fuente: (Guía de Diseño y Fabricación de un Aislador Elastomérico para una una edificación de cuatro pisos, 2013), ESPE

5.6.1 Área del Aislador (Elastomérico)

$$A \geq \frac{P}{f'c} \quad (5.10)$$

Dónde:

$f'c$ = Resistencia del Hormigón

P = Carga que soporta el aislador

A = Área del Aislador

5.6.2 Dimensiones del Aislador

Aislador Cuadrado:

$$L = \sqrt{A} \quad (5.11)$$

Donde:

L = Longitud del Aislador

A = Área del Aislador

Aislador Rectangular:

$$L = \frac{A}{B} \quad (5.12)$$

Aislador Circular:

$$De = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \quad (5.13)$$

Aislador Circular con agujero en el centro:

$$\frac{De}{10} \leq Di \leq \frac{De}{5} \quad (5.14)$$

De la ecuación anterior se toma una media para el Di:

$$Di = \frac{De}{5} \text{ o } Di = \frac{De}{10} \quad (5.15)$$

$$De = 8 \sqrt{\frac{A}{15\pi}} \quad (5.16)$$

De las ecuaciones anteriores tenemos que:

L = Lado del Aislador.

B = Lado mayor del Aislador el cual podemos asumir en caso de aislador rectangular.

De = Diámetro exterior en Aislador Circular.

Di = Diámetro interior en Aislador Circular con agujero.

5.6.3 Altura total de las Gomas del Aislador (Elastomérico).

Esta dimensión es asumida al igual que el espesor de cada lámina de caucho así como la de las láminas de acero de refuerzo.

Para encontrar el número de capas de goma se asume un espesor y se utiliza la siguiente relación:

$$\text{No. de capas de goma} = \frac{hrt}{t} \quad (5.17)$$

Para el número de capas de acero, será igual al número de capas de goma menos 1.

5.7 Cálculo del Área Reducida

Para el cálculo del área reducida utilizamos las siguientes fórmulas:

Aislador Rectangular:

$$A_r = B(L - \Delta) \quad (5.18)$$

Δ = desplazamiento en dirección de la dimensión L.

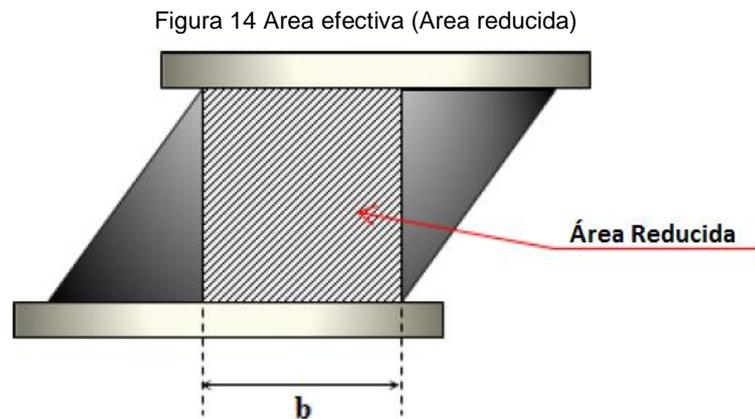
Aislador Circular:

$$Ar = \frac{D^2}{4} (\delta - \sin \delta) \quad (5.19)$$

$$\delta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{\Delta}{D} \right) \quad (5.20)$$

Aislador Circular con agujero en el centro:

$$Ar = A \left(\frac{\delta - \sin \delta}{\pi} \right) \quad (5.21)$$



Fuente: (Guía de Diseño y Fabricación de un Aislador Elastomérico para una una edificación de cuatro pisos, 2013)

Para calcular la dimensión b del área reducida rectangular, utilizamos la siguiente fórmula:

$$b = \frac{Ar}{0,75 L} \quad (5.22)$$

Para el cálculo del espesor de las láminas de acero de refuerzo se consideran las siguientes ecuaciones:

Para láminas de acero sin agujeros:

$$t_s \geq \frac{1.65 t}{1,08 F_y \frac{A}{P_u} - 2} \quad (5.23)$$

Para láminas de acero con agujeros:

$$t_s \geq \frac{3 t}{1,08 F_y \frac{A}{P_u} - 2} \quad (5.24)$$

5.8 Factor de forma:

Es la relación entre el área cargada y el área libre de fuerzas. A continuación se muestran las ecuaciones que aplican según las formas mostradas en la figura 14.

Aislador Rectangular

$$S = \frac{B L}{2 (B+L)t} \quad (5.25)$$

Aislador Cuadrado

$$S = \frac{L}{4t} \quad (5.26)$$

Aislador Circular

$$S = \frac{De}{4t} \quad (5.27)$$

Aislador Circular Agujerado

$$S = \frac{De-Di}{4t} \quad (5.28)$$

5.9 Comprobación

Es necesario revisar los valores determinados en el dimensionamiento y realizar los ajustes necesarios para que el aislador cumpla con lo requerido.

Deformación por compresión:

$$\gamma_{ccs} = \frac{P_u}{A_r G S} f_1 \quad (5.29)$$

Deformación por rotación:

$$\gamma_{rcs} = \frac{L^2(\theta_{st} + \theta)}{t h_{rt}} f_2 \quad (5.30)$$

Dónde:

$\theta_{st} = 0,005$ rad (componente estático de rotación).

θ = componente de rotación proveniente del análisis de la estructura.

Deformación por desplazamiento lateral:

$$\gamma_{scs} = \frac{\Delta}{h_{rt}} \quad (5.31)$$

Los valores de los factores $f1$ y $f2$ se obtendrán de las siguientes tablas:

Nota: el separador decimal usado en la literatura de referencia desde la tabla 7 hasta la tabla 20 fue el punto (.). Para el resto del presente documento se ha usado la coma (,) como separador decimal

Tabla VIII.- Coeficiente $f1$ para aisladores circulares

S	K/G			
	2000	4000	6000	∞
5	1,02	1,01	1,01	1
7,5	1,05	1,03	1,02	1
10	1,1	1,05	1,03	1
12,5	1,15	1,08	1,05	1
15	1,2	1,11	1,07	1
17,5	1,27	1,14	1,1	1
20	1,34	,18	1,13	1
22,5	1,41	1,23	1,16	1
25	1,49	1,27	1,19	1
27,5	1,57	1,32	1,23	1
30	1,66	1,37	1,26	1

Fuente: (Constantinou, 2011)

Tabla IX.- Coeficiente f1 para Aisladores circulares huecos
(localización superficie interior)

S	De/Di=10				De/Di=5			
	2000	4000	6000	∞	2000	4000	600	∞
5	3,18	3,15	3,18	3,18	2,34	2,35	2,35	2,33
7,5	3,19	3,15	3,18	3,18	2,35	2,34	2,34	2,35
10	3,19	3,15	3,18	3,18	2,36	2,35	2,34	2,35
12,5	3,2	3,19	3,18	3,18	2,38	2,35	2,35	2,35
15	3,21	3,19	3,19	3,18	2,41	2,37	2,35	2,36
17,5	5,22	3,20	3,19	3,18	2,44	2,38	2,36	2,37
20	3,25	3,20	3,19	3,18	2,47	2,4	2,31	2,38
22,5	3,27	3,21	3,20	3,18	2,51	2,42	2,39	2,39
25	3,3	3,23	3,21	3,18	2,55	2,44	2,4	2,40
27,5	3,34	3,24	3,21	3,18	2,6	2,46	2,42	2,41
30	3,38	3,26	3,22	3,18	2,66	2,49	2,43	2,42

Fuente: (Constantinou, 2011)

Tabla X Coeficiente f1 para Aisladores circulares huecos (localización superficie exterior)

S	De/Di=10				De/Di=5			
	2000	4000	6000	∞	2000	4000	600	∞
5	1,24	1,23	1,22	1,22	1,28	1,27	1,27	1,27
7,5	1,26	1,24	1,23	1,22	1,31	1,29	1,28	1,27
10	1,29	1,26	1,24	1,22	1,34	1,3	1,29	1,27
12,5	1,32	1,28	1,26	1,22	1,37	1,32	1,3	1,27
15	1,38	1,3	1,27	1,22	1,42	1,34	1,32	1,27
17,5	1,43	1,33	1,29	1,22	1,47	1,37	1,34	1,27
20	1,49	1,36	1,31	1,22	1,51	1,4	1,36	1,27
22,5	1,55	1,4	1,34	1,22	1,59	1,44	1,38	1,27
25	1,62	1,43	1,37	1,22	1,65	1,47	1,41	1,27
27,5	1,69	1,48	1,39	1,22	1,72	1,51	1,44	1,27
30	1,77	1,52	1,43	1,22	1,8	1,56	1,47	1,27

Fuente: (Constantinou, 2011)

Tabla XI Coeficiente f1 para Aisladores rectangulares con K/G = 2000

K/G=2000							
L/B	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	
S							
5	1,53	1,44	1,22	1,33	1,27	1,22	
7,5	1,55	1,45	1,23	1,35	1,3	1,25	
10	1,57	1,48	1,24	1,38	1,33	1,29	
12,5	1,6	1,51	1,26	1,41	1,37	1,34	
15	1,64	1,54	1,27	1,46	1,42	1,39	
17,5	1,69	1,59	1,29	1,51	1,48	1,45	
20	1,74	1,6	1,31	1,56	1,54	1,52	
22,5	1,19	1,7	1,34	1,63	1,61	1,59	
25	1,85	1,76	1,37	1,69	1,68	1,66	
27,5	1,92	1,83	1,39	1,77	1,75	1,74	
30	1,98	1,9	1,43	1,84	1,83	1,82	

Fuente: (Constantinou, 2011)

Tabla XII Coeficiente f1 para Aisladores rectangulares con K / G = 4000

K/G=4000							
L/B	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	
S							
5	1,52	1,43	1,39	1,33	1,26	1,21	
7,5	1,53	1,44	1,40	1,34	1,27	1,22	
10	1,54	1,45	1,41	1,35	1,29	1,24	
12,5	1,56	1,47	1,42	1,37	1,31	1,27	
15	1,58	1,48	1,44	1,39	1,34	1,30	
17,5	1,6	1,50	1,46	1,41	1,37	1,33	
20	1,63	0,53	1,48	1,44	1,4	1,37	
22,5	1,66	1,56	1,51	1,48	1,44	1,41	
25	1,69	1,59	1,55	1,51	1,48	1,46	
27,5	1,72	1,63	1,58	1,55	1,52	1,50	
30	1,76	1,67	1,62	1,59	1,57	1,55	

Fuente: (Constantinou, 2011)

Tabla XIII.- Coeficiente f1 para Aisladores rectangulares con $K / G = 6000$

K/G=6000							
L/B	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	
S							
5	1,52	1,43	1,39	1,32	1,26	1,21	
7,5	1,52	1,44	1,39	1,33	1,27	1,22	
10	1,53	1,44	1,40	1,34	1,28	1,23	
12,5	1,54	1,45	1,41	1,35	1,29	1,25	
15	1,56	1,46	1,42	1,36	1,31	1,27	
17,5	1,57	1,48	1,43	1,38	1,33	1,29	
20	1,59	1,49	1,45	1,4	1,35	1,32	
22,5	1,61	1,51	1,47	1,42	1,38	1,35	
25	1,63	1,53	1,49	1,45	1,41	1,35	
27,5	1,66	1,56	1,51	1,47	1,44	1,41	
30	1,68	1,59	1,54	1,50	1,47	1,45	

Fuente: (Constantinou, 2011)

Tabla XIV.- Coeficiente f1 para Aisladores rectangulares con $K / G = \infty$

K/G=∞							
L/B	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	
S							
5	1,51	1,43	1,38	1,32	1,25	1,2	
7,5	1,51	1,43	1,38	1,32	1,25	1,2	
10	1,51	1,43	1,38	1,32	1,25	1,2	
12,5	1,51	1,43	1,38	1,32	1,25	1,2	
15	1,51	1,43	1,38	1,32	1,25	1,2	
17,5	1,51	1,43	1,38	1,32	1,25	1,2	
20	1,51	1,43	1,38	1,32	1,25	1,2	
22,5	1,51	1,43	1,38	1,32	1,25	1,2	
25	1,51	1,43	1,38	1,32	1,25	1,2	
27,5	1,51	1,43	1,38	1,32	1,25	1,2	
30	1,51	1,43	1,38	1,32	1,25	1,2	

Fuente: (Constantinou, 2011)

Tabla XV.- Coeficiente f2 para Aisladores circulares

S	K/G			
	2000	4000	6000	∞
5	0,37	0,37	0,37	0,37
7,5	0,36	0,36	0,37	0,37
10	0,34	0,36	0,36	0,37
12,5	0,33	0,35	0,36	0,37
15	0,31	0,34	0,35	0,37
17,5	0,3	0,33	0,34	0,37
20	0,28	0,32	0,33	0,37
22,5	0,27	0,31	0,32	0,37
25	0,25	0,29	0,32	0,37
27,5	0,24	0,28	0,31	0,37
30	0,23	0,27	0,3	0,37

Fuente: (Constantinou, 2011)

Tabla XVI.- Coeficiente f2 para Aisladores circulares huecos (localización superficie exterior)

S	SUPERFICIE EXTERIOR							
	De/Di = 10				De/Di = 5			
	K/G				K/G			
	2000	4000	6000	∞	2000	4000	6000	∞
5	0,37	0,38	0,38	0,38	0,36	0,36	0,37	0,37
20	0,27	0,31	0,33	0,38	0,25	0,29	0,31	0,37
30	0,22	0,27	0,29	0,38	0,2	0,25	0,27	0,37

Fuente: (Constantinou, 2011)

Tabla XVII.- Coeficiente f2 para Aisladores circulares huecos (localización superficie interior)

S	SUPERFICIE EXTERIOR							
	De/Di = 10				De/Di = 5			
	K/G				K/G			
	2000	4000	6000	∞	2000	4000	6000	∞
5	0,3	0,31	0,31	0,32	0,31	0,31	0,32	0,33
20	0,18	0,23	0,26	0,33	0,18	0,23	0,25	0,33
30	0,12	0,19	0,23	0,33	0,12	0,18	0,22	0,33

Fuente: (Constantinou, 2011)

Tabla XVIII Coeficiente f_2 para Aisladores rectangulares con $K / G = 2000$

K/G = 2000						
L/B	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
S						
5	0,49	0,49	0,49	0,48	0,47	0,46
7,5	0,49	0,48	0,48	0,47	0,46	0,44
10	0,48	0,47	0,46	0,45	0,44	0,42
12,5	0,47	0,46	0,45	0,43	0,41	0,39
15	0,46	0,44	0,43	0,41	0,39	0,37
17,5	0,45	0,43	0,41	0,39	0,37	0,35
20	0,43	0,41	0,39	0,37	0,35	0,32
22,5	0,42	0,39	0,37	0,35	0,32	0,3
25	0,41	0,38	0,35	0,33	0,31	0,28
27,5	0,39	0,36	0,33	0,31	0,29	0,27
30	0,38	0,35	0,31	0,29	0,27	0,25

Fuente: (Constantinou, 2011)

Tabla XIX.- Coeficiente f_2 para Aisladores rectangulares con $K / G = 4000$

K/G = 4000						
L/B	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
S						
5	0,5	0,49	0,49	0,49	0,48	0,46
7,5	0,49	0,49	0,49	0,48	0,47	0,45
10	0,49	0,48	0,45	0,47	0,46	0,44
12,5	0,48	0,48	0,47	0,46	0,5	0,43
15	0,48	0,47	0,46	0,45	0,43	0,41
17,5	0,47	0,46	0,45	0,43	0,42	0,4
20	0,46	0,45	0,43	0,42	0,4	0,38
22,5	0,45	0,44	0,42	0,4	0,38	0,36
25	0,45	0,43	0,41	0,39	0,37	0,35
27,5	0,44	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33
30	0,43	0,40	0,38	0,36	0,34	0,31

Fuente: (Constantinou, 2011)

Tabla XX.- Coeficiente f2 para Aisladores rectangulares con $K / G = 6000$

K/G = 6000						
L/B	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
S						
5	0,5	0,5	0,5	0,49	0,48	0,47
7,5	0,49	0,49	0,49	0,49	0,48	0,46
10	0,49	0,49	0,49	0,48	0,47	0,45
12,5	0,49	0,48	0,48	0,47	0,46	0,44
15	0,48	0,48	0,47	0,46	0,45	0,43
17,5	0,48	0,47	0,46	0,45	0,44	0,42
20	0,47	0,46	0,45	0,44	0,42	0,4
22,5	0,47	0,46	0,44	0,43	0,41	0,39
25	0,46	0,45	0,43	0,42	0,4	0,35
27,5	0,45	0,44	0,42	0,40	0,35	0,36
30	0,45	0,43	0,41	0,39	0,37	0,35

Fuente: (Constantinou, 2011)

Tabla XXI.- Coeficiente f2 para Aisladores rectangulares con $K / G = \infty$

K/G = ∞						
L/B	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
S						
5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,49	0,47
7,5	0,5	0,6	0,5	0,5	0,49	0,47
10	0,5	0,7	0,5	0,5	0,49	0,47
12,5	0,5	0,8	0,5	0,5	0,49	0,47
15	0,5	0,9	0,5	0,5	0,49	0,47
17,5	0,5	0,10	0,5	0,49	0,49	0,47
20	0,5	0,11	0,5	0,49	0,49	0,47
22,5	0,5	0,12	0,5	0,49	0,49	0,47
25	0,5	0,13	0,5	0,49	0,49	0,47
27,5	0,5	0,14	0,5	0,49	0,49	0,47
30	0,5	0,15	0,5	0,49	0,49	0,47

Fuente: (Constantinou, 2011)

El diseño se acepta si cumple con las siguientes condiciones:

$$\frac{P_u}{A_r G S} f_1 \leq 3,5 \quad (5.32)$$

$$\gamma_{ccs} + \gamma_{scs} + \gamma_{rcs} \leq 6 \quad (5.33)$$

$$t_s \geq 1,9 \text{ mm} \quad (5.34)$$

CAPITULO 6

6 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

6.1 Descripción de la estructura

El edificio que es motivo del presente análisis consta de 10 plantas, tiene una altura de entrepiso de 3,0m variando únicamente el primer piso que tiene una altura de 4,50m, 5 pórticos en las fachadas principales (frontal y posterior) de 8 metros cada uno y 3 pórticos en las fachadas laterales de 7 metros. De tal forma tenemos 40 metros de largo en sus fachadas principales y 21 metros de largo en sus fachadas laterales.

El diseño de la edificación está basado en una estructura con un Sistema de Pórticos de Hormigón Armado Resistente a Momentos, los cuales se conforman de vigas y columnas de hormigón armado con losas alivianadas con la inclusión de un sistema de Amortiguamiento de Masa Sintonizada (AMS) como alternativa 1, mientras que para la segunda alternativa el edificio presentará un Sistema de Muros de Corte.

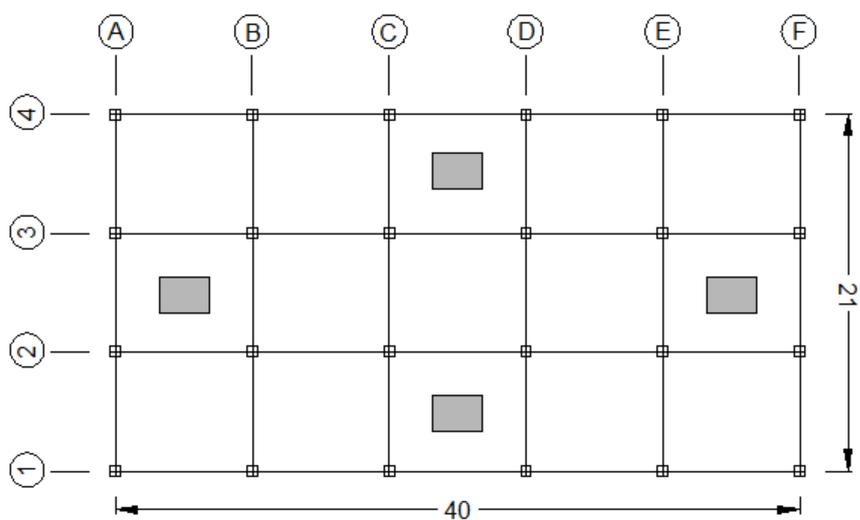
El consta con las características estructurales necesarias para poder responder en todo instante a las posibles sollicitaciones sísmicas que se pueden presentar en cualquier momento. Se utilizó un hormigón con $f'c= 280$ kg/cm² y un acero de refuerzo con $f_y= 4200$ kg/cm².

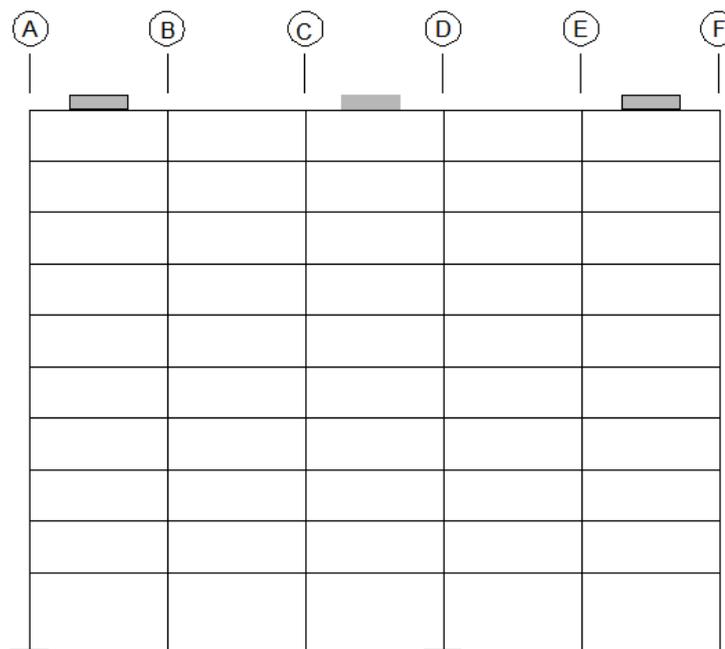
Para el análisis respectivo se considera que la estructura está cimentada sobre un suelo tipo C de acuerdo a los parámetros establecidos por la NEC-15 en su sección de Peligro Sísmico

A continuación se describen ambas alternativas:

Edificio con Sistema de Pórtico Resistente a Momento.

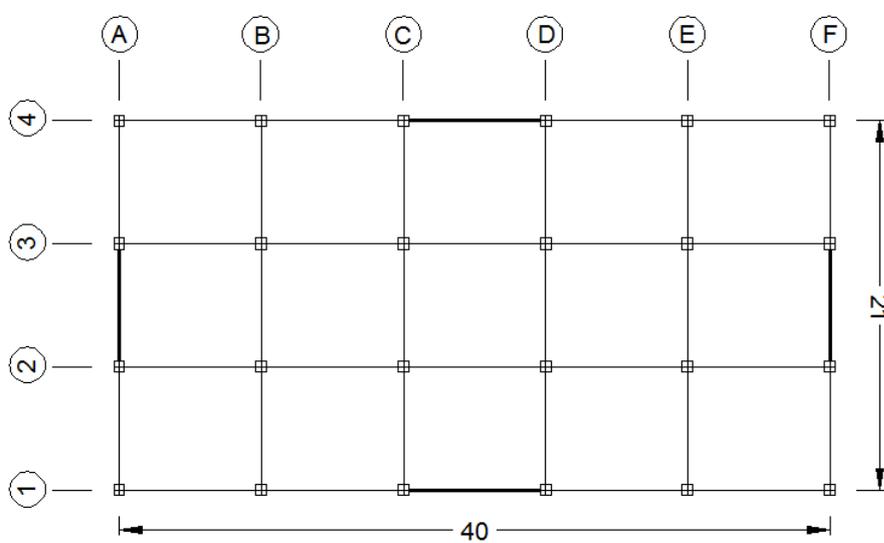
Figura 15.- Vista en Planta y Elevación Alternativa 1





Edificio con Sistema de Muros de Corte.

Figura 16.- Vista en Planta y Elevación Alternativa 2



6.2 Dimensiones de la estructura

Para la estructura en general tenemos las siguientes dimensiones para cada uno de sus elementos por piso.

Tabla XXII.- Dimensiones de Vigas y Columnas Alternativa 1

	Viga (cm)	Columna (cm)
1er piso	60 x 80	85 x 85
2do piso	55 x 75	85 x 85
3er piso	55x 75	80 x 80
4to piso	50 x 70	80 x 80
5to piso	50 x 70	75 x 75
6to piso	50 x 65	75 x 75
7mo piso	50 x 65	70 x 70
8vo piso	50 x 60	70 x 70
9no piso	50 x 60	65 x 65
10mo piso	50 x 70	65 x 65

Tabla XXIII.- Dimensiones de Vigas y Columnas Alternativa 2

	Viga (cm)	Columna (cm)	Columna central(cm)
1er piso	60 x 80	80 x 80	85 x 85
2do piso	55 x 75	75 x 75	75 x 75
3er piso	55 x 75	75 x 75	75 x 75
4to piso	50 x 70	75 x 75	75 x 75
5to piso	50 x 70	70x 70	70 x 70
6to piso	50 x 65	70 x 70	70 x 70
7mo piso	50 x 65	65 x 65	65 x 65
8vo piso	50 x 60	65 x 65	65 x 65
9no piso	50 x 60	65 x 65	65 x 65
10mo piso	50 x 70	65 x 65	65 x 65

Además tenemos vigas secundarias de 35 x 50 cm en todos los pisos y muros de corte de 0,20m de espesor en todos los pisos de la parte central de cada fachada.

6.3 Análisis y Estimación de cargas:

6.3.1 Análisis por Cargas Permanentes o Muertas:

Este análisis se realizó en base a las cargas que actúan permanentemente en la estructura en análisis tales como: Peso propio de vigas, columnas, losas, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, etc. Estas cargas serán repartidas a cada uno de los elementos que componen la estructura.

Aplicando la NEC-15 en su capítulo 4, Tabla 8 de su sección de Hormigón Armado (NEC-SE-HM) tendríamos que:

$$\text{Losa de compresión + vigueta} = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.08 \text{ m} = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Cajoneta} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Paredes interiores} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Contrapiso y ductos} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Dando una carga total por peso muerto de WD} = 450 \text{ kg/m}^2$$

6.3.2 Análisis por Sobre Cargas o Cargas Vivas:

Este análisis se realizará en base a las sobrecargas establecidas en la tabla 9 del capítulo 4 en la sección de Hormigón Armado de la NEC-15.

Tabla XXIV.- Cargas vivas según edificación

RESIDENCIAS	kg/m²
Vivienda (unifamiliares y bifamiliares)	200
Hoteles y residencias multifamiliares Habitaciones	200
Salones de uso público y sus corredores	480

Fuente: (NEC-SE-HM, 2015)

Para este análisis se escogió la carga correspondiente a Viviendas, que es la de 200 kg/m².

6.4 Análisis Estructural por Cargas Dinámicas:

El análisis dinámico de las edificaciones se realizó mediante procedimientos de superposición espectral, según lo estipulado en la NEC-SE-DS. (Peligro Sísmico).

Actualmente en esta sección de la NEC-15, se exige analizar cada dirección con el 100% del sismo actuando en forma independiente: sin embargo, otros

reglamentos contemplan la posibilidad que el sismo actúe en forma simultánea en ambas direcciones: 100% en X y 30% en Y, y viceversa.

Un sismo puede atacar en el sentido N-S o S-N y también E-O, ya que las aceleraciones son positivas y negativas. De acuerdo a esto, para efectos de diseño, debe trabajarse con las envolventes de esfuerzos en condición de rotura. Al estructurar se buscará que la ubicación de columnas y vigas tengan la mayor rigidez posible, de modo que el sismo al atacar, éstas puedan soportar dichas fuerzas sin alterar la estructura.

6.4.1 Diseño Dinámico para Análisis:

El análisis dinámico, corresponde a los módulos propuestos considerándose dos diafragmas rígidos. La masa de la estructura es determinada considerando el 100% de cargas permanentes (peso muerto y cargas externas) más el incremento del 50% de las sobrecargas por cada nivel y finalmente un aporte del 25% de sobrecarga en techos según lo estipulado en la NEC-SE-DS- (Peligro Sísmico).

6.4.2 Espectro de Diseño:

El análisis sísmico se realizó por superposición espectral, generándose el espectro de diseño según el factor de zona, categoría de edificación, tipo de suelo y sistema estructural.

Para la determinación del espectro de respuesta se usan los siguientes parámetros de diseño, los cuales se encuentran especificados en la NEC-SE-DS (Peligro Sísmico).

6.4.3 Espectro Elástico

Para el análisis se consideró un suelo de tipo C, es decir suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante y se encuentren entre $760\text{m/s} > V_s > 360\text{m/s}$

Según la tabla 2 del capítulo 3 de la NEC-15 para diseño sismoresistente este tipo de suelo presenta las siguientes características:

Tabla XXV.- Coeficientes de Amplificación según tipo de suelo

FACTOR DE ZONA (V)	0.40 g
TIPO DE SUELO	C
Fa	1,2
Fd	1,11

FACTOR DE ZONA (V) 0.40 g	
F_s	1,11
R	1
n	1,8

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

$$T_o = 0,1 F_s \frac{F_d}{F_a} = 0,103 \quad (6.1)$$

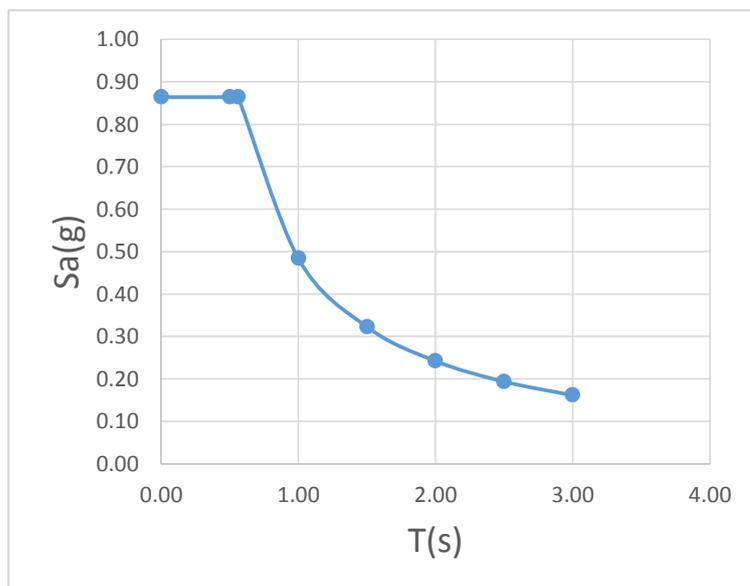
$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a} = 0,565 \quad (6.2)$$

$$S_a = n Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r = 0,864 \quad (6.3)$$

Tabla XXVI T vs. S_a. Espectro Elástico

SUELO TIPO C	
T	S _a
0,00	0.86
0,5	0.86
0,56	0.86
1	0.4838
1,5	0.3226
2	0.2419
2,5	0.1935
3	0.1613

Figura 17 Espectro Elástico de Diseño



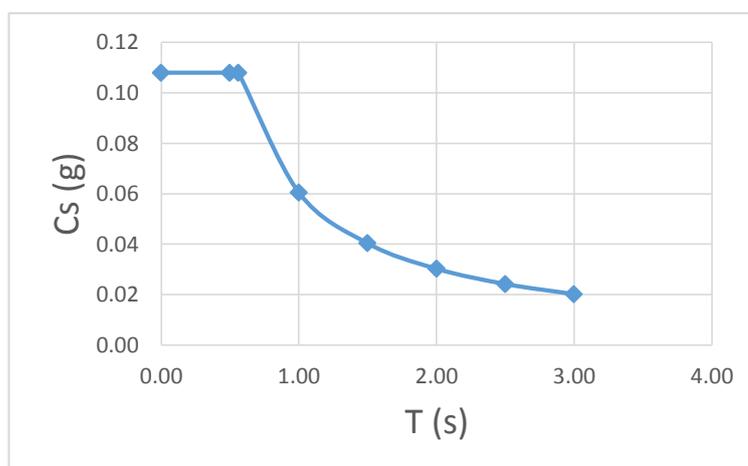
6.4.4 Espectro Inelástico

$$C_s = \frac{S_a I}{\phi P \phi E R} \quad (6.4)$$

Tabla XXVII.- T vs. Sa.
Espectro Inelástico

SUELO TIPO C	
T	Sa
0,00	0,11
0,5	0,11
0,56	0,11
1	0,06
1,5	0,04
2	0,03
2,5	0,02
3	0,02

Figura 18 Espectro Inelástico de Diseño



6.5 Determinación del periodo de Vibración T.

Según la NEC-SE-DS (Peligro Sísmico), el periodo de vibración aproximativo de la estructura T, nos da dos métodos. El valor T obtenido al utilizar estos métodos es una estimación inicial razonable del periodo estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento.

Para nuestro análisis utilizamos el Método 1.

El Método 1 establece que el valor T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = Ct hn^{\alpha} \quad (6.5)$$

Ct: Coeficiente que depende del Sistema Estructural del edificio

h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T: Periodo de vibración.

Para Pórticos Especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, tenemos:

$$Ct = 0,055$$

$$\alpha = 0,9$$

$$h_n = 31,5 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$T = Ct h_n^\alpha = 0,055 * 31,5^{0,9}$$

$$T = 1,22 \text{ seg.}$$

Para el Sistema Dual con Muros de Corte, tenemos:

$$Ct = 0,055$$

$$\alpha = 0,75$$

$$h_n = 31,5 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$T = Ct hn^\alpha = 0,055 * 31,5^{0,75}$$

$$T = 0,73 \text{ seg.}$$

6.6 Determinación de Cortante Basal de Diseño V.

Basándonos en la NEC-SE-DS (Peligro Sísmico) sección 6.3.2, el cortante basal total de diseño V, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{I Sa(Ta)}{R \emptyset P \emptyset E} \quad (6.6)$$

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración.

$\emptyset P$ y $\emptyset E$: Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I: Coeficiente de importancia.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

V: Cortante Basal total de diseño.

W: Carga sísmica reactiva.

Tn: Periodo de vibración.

6.7 Cálculo de la Carga Sísmica reactiva.

- Peso muerto del 1er al 9no piso = 550 kg/m²
- Peso muerto del 10mo piso = 1169 kg/m²
- Peso por paredes = 150 kg/m²
- Peso estimado por columnas y vigas = 300 kg/m²
- Área de influencia = 30 x 15 = 450

$$W = [(550+150+300) (40 \times 21) \times 9 + (1169) (40 \times 21)] = 8541960 \text{ kg Ton}$$

$$W = 8541.96 \text{ Ton.}$$

Tabla XXVIII.- Coeficientes obtenidos

I	1
ØP	1
ØE	1
R	8
S1.22	0,39

$$V = \frac{I Sa(Ta)}{R \ ØP \ ØE} W = \frac{1 * 0,618 * 8541,96}{8 * 1 * 1}$$

$$V = 416,42 \text{ Ton.}$$

6.8 Determinación de Fuerza en X.

$$F_x = \left(\frac{W_x h_x^k}{\sum W_i h_i^k} \right) V \quad (6.7)$$

Tabla XXIX.- Cortante Basal

V basal	416,42 Ton
No. De pórticos	5,00
V basal	83,28 Ton

Tabla XXX.- Periodo T y coeficiente K para cálculo de Fuerza en X

T(seg)	1,22
K	1,36

Tabla XXXI.- Cortantes y Fuerzas sísmicas

Hx	Wx	Wxhx	Cv	Fx	Vx
31.5	92,4	4883,48	0,121	10,065	10,065
28.5	154	7254,25	0,18	14,951	25,015
25.5	154	6383,25	0,158	13,156	38,171
22.5	154	5527,52	0,137	11,392	49,563
19.5	154	4688,79	0,116	9,663	59,226
16.5	154	3869,25	0,096	7,974	67,201
13.5	154	3071,88	0,076	6,331	73,532
10.5	154	2300,85	0,057	4,742	78,274
7.5	154	1562,58	0,039	3,22	81,494
4.5	154	868,39	0,021	1,79	83,284
					40410,24

6.9 Diseño Estructural Preliminar.

6.9.1 Dimensionamiento de Losa

$$H = \frac{267}{18.5} = 14,43 = 20cm$$

$$W_u = 0,98 \text{ T/m}^2$$

$$q_u = (0,98) (0,50) = 0,49 \text{ T/m}$$

$$M_u = 0,49 (2,67)^2 / 10 = 0,35 \text{ T.m}$$

$$d = \sqrt{\frac{0,35 \times 10^5}{0,145 \times 280 \times 10}} = 9,28 = 10 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm} \quad ; \quad h = 15 \text{ cm}$$

$$A_{req} = \frac{M_u}{\phi f_u d} = \frac{0,35 \times 10^5}{3379 \times 15} = 0,69 \text{ cm}^2 \quad (6.8)$$

As min para Vigüeta:

$$\frac{0,25 \sqrt{f_c} b d}{f_y} = 0,47 \text{ cm}^2 \quad (6.9)$$

$$\frac{14}{f_y} b d = 0,50 \text{ cm}^2 \quad (6.10)$$

$$\frac{1}{3} A_{sreq} = 0,513 \text{ cm}^2 \quad (6.11)$$

Se usará varilla de $\phi 10$ mm para el reforzamiento de la vigüeta

Armadura mínima para losa de compresión ACI 24.4.3.2

Asumo ρ : 0,0018

$$A_{smin} = \rho e l = 0,0018 \times 200 \times 8000 = 2880 \text{ mm}^2$$

$$\#varillas = \frac{2880 \text{ mm}^2}{79 \text{ mm}^2} = 36 \text{ } \emptyset 10$$

$$Espaciamiento = \frac{800}{36} = 22,22 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = \rho e l = 0,0018 \times 200 \times 7000 = 2520 \text{ mm}^2$$

$$\#varillas = \frac{2520 \text{ mm}^2}{79 \text{ mm}^2} = 32 \text{ } \emptyset 10$$

$$Espaciamiento = \frac{700}{32} = 21,88 \text{ cm}$$

Se colocará reforzamiento por temperatura con 36 $\emptyset 10$ en el eje x separadas 22cm y para el eje y tendremos 35 $\emptyset 10$ separadas 20cm de igual manera.

6.9.2 Predimensionamiento de Viga Secundaria

$$Wd = 550 \text{ kg/m}^2$$

$$Wl = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$Wu = 1,2 (550) + 1,6 (200) = 0,98 \text{ T/m}^2$$

$$qu = 0,98 \times 2,67 = 2,62 \text{ T/m}^2$$

$$Mu = 2,62 (7)^2/10 = 12,84 \text{ T}\cdot\text{m}$$

Asumo $b = 25 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{12,84 \times 10^5}{0,145 \times 280 \times 25}} = 35,56 \text{ cm}$$

Asumimos vigas secundarias de 35x50 cm en todos los pisos y 35x55 cm en el paño de losa que soporta el tanque elevado.

Se asumió esas dimensiones ya que ayudan a la estructura a cumplir con el periodo calculado.

$$A_{req} = \frac{Mu}{\phi f_y d} = \frac{12,84 \times 10^5}{3379 \times 30} = 12,67 \text{ cm}^2$$

Escojo 5 Ø18 que da un área de acero de 12,7 cm²

6.9.3 Predimensionamiento de Columnas

Los criterios para predimensionar columnas, están basados en su comportamiento, flexo-compresión, tratando de evaluar cuál de los dos es el más crítico en el dimensionamiento.

Para calcular el área de la columna utilizamos la siguiente fórmula.

$$A_c = \frac{P_u}{\alpha f_c} \quad (6.12)$$

$\alpha = 0,20$ Para columnas esquineras.

$\alpha = 0,25$ Para columnas borde.

$\alpha = 0,28$ Para columnas interiores.

Área tributaria que afectaría a las columnas:

Por el eje X tenemos paños de losas de 8 metros

Y en el eje Y tenemos paños de 7 metros.

Por lo que el área de influencia de una columna intermedia sería 56m².

Se analiza la columna intermedia por ser la más crítica.

Entonces para el cálculo de las dimensiones de las columnas tenemos los siguientes datos:

$\alpha = 0,28$ Para columnas interiores.

WD10 = 0,33 T/m².

WD1-9= 0,55 T/m².

WL6= 0,07 T/m².

WL1-5= 0,20 T/m².

Para la Alternativa 1

ENTREPISO 1

PD= (1,17 + 0,55x10) (56) = 373,52 T.

PL= (0,07 + 0,20x10) (56) = 115,92 T.

$$P_u = 1,2 (373,52) + 1,6 (115,92) = 633,70 \text{ T.}$$

$$A_c = \frac{P_u}{\alpha f_c} = \frac{633,70 \times 10^3}{0,28 \times 280} = 8082,90 \text{ cm}^2$$

Escogemos columnas de 90 x 90= 8100 cm²

Para nuestro pre-diseño adoptamos columnas de 85 x 85 cm

ENTREPISO 2

$$P_D = (1,17 + 0,55 \times 9) (56) = 324,32 \text{ T.}$$

$$P_L = (0,07 + 0,20 \times 9) (56) = 104,72 \text{ T.}$$

$$P_u = 1,2 (324,32) + 1,6 (104,72) = 556,74 \text{ T.}$$

$$A_c = \frac{P_u}{\alpha f_c} = \frac{556,72 \times 10^3}{0,28 \times 280} = 7101,02 \text{ cm}^2$$

Escogemos columnas de 85 x 85= 7225 cm²

Para nuestro pre-diseño adoptamos columnas de 85 x 85 cm

ENTREPISO 3

$$PD = (1,17 + 0,55 \times 8) (56) = 311,92 \text{ T.}$$

$$PL = (0,07 + 0,20 \times 8) (56) = 93,52 \text{ T.}$$

$$Pu = 1,2 (311,92) + 1,6 (93,52) = 523,94 \text{ T.}$$

$$Ac = \frac{Pu}{\alpha fc} = \frac{523,94 \times 10^3}{0,28 \times 280} = 6682,9 \text{ cm}^2$$

Escogemos columnas de 85 x 85= 7225 cm²

Para nuestro pre-diseño adoptamos columnas de 80 x 80 cm

ENTREPISO 4

$$PD = (1,17 + 0,55 \times 7) (56) = 281,12 \text{ T.}$$

$$PL = (0,07 + 0,20 \times 7) (56) = 82,32 \text{ T.}$$

$$Pu = 1,2 (281,12) + 1,6 (82,32) = 469,05 \text{ T.}$$

$$A_c = \frac{Pu}{\alpha f_c} = \frac{469,05 \times 10^3}{0,28 \times 280} = 5982,78 \text{ cm}^2$$

Escogemos columnas de 80 x 80= 6400 cm²

Para nuestro pre-diseño adoptamos columnas de 80 x 80 cm

ENTREPISO 5.

$$PD = (1,17 + 0,55 \times 6) (56) = 250,32 \text{ T.}$$

$$PL = (0,07 + 0,20 \times 6) (56) = 71,12 \text{ T.}$$

$$Pu = 1,2 (250,32) + 1,6 (71,12) = 414,18 \text{ T.}$$

$$A_c = \frac{Pu}{\alpha f_c} = \frac{414,18 \times 10^3}{0,28 \times 280} = 5282,90 \text{ cm}^2$$

Escogemos columnas de 75 x 75= 5625 cm²

Para nuestro pre-diseño adoptamos columnas de 75 x 75 cm

ENTREPISO 6

$$PD = (1,17 + 0,55 \times 5) (56) = 219,52 \text{ T.}$$

$$PL = (0,07 + 0,20 \times 5) (56) = 59,92 \text{ T.}$$

$$Pu = 1,2 (219,52) + 1,6 (59,92) = 359,30 \text{ T.}$$

$$Ac = \frac{Pu}{\alpha fc} = \frac{359,30 \times 10^3}{0,28 \times 280} = 4582,90 \text{ cm}^2$$

Escogemos columnas de 70 x 70 = 4900 cm²

Para nuestro pre-diseño adoptamos columnas de 75 x 75 cm

ENTREPISO 7

$$PD = (1,17 + 0,55 \times 4) (56) = 188,72 \text{ T.}$$

$$PL = (0,07 + 0,20 \times 4) (56) = 48,72 \text{ T.}$$

$$Pu = 1,2 (188,72) + 1,6 (48,72) = 304,41 \text{ T.}$$

$$A_c = \frac{P_u}{\alpha f_c} = \frac{304,41 \times 10^3}{0,28 \times 280} = 3882,78 \text{ cm}^2$$

Escogemos columnas de 65 x 65= 4225 cm²

Para nuestro pre-diseño adoptamos columnas de 70 x 70 cm.

ENTREPISO 8

$$PD = (1,17 + 0,55 \times 3) (56) = 157,92 \text{ T.}$$

$$PL = (0,07 + 0,20 \times 3) (56) = 37,52 \text{ T.}$$

$$P_u = 1,2 (157,92) + 1,6 (37,52) = 249,53 \text{ T.}$$

$$A_c = \frac{P_u}{\alpha f_c} = \frac{249,54 \times 10^3}{0,28 \times 280} = 3182,90 \text{ cm}^2$$

Escogemos columnas de 60 x 60= 3600 cm²

Para nuestro pre-diseño adoptamos columnas de 70 x 70 cm.

ENTREPISO 9

$$PD = (1,17 + 0,55 \times 2) (56) = 127,12 \text{ T.}$$

$$PL = (0,07 + 0,20 \times 2) (56) = 26,32 \text{ T.}$$

$$Pu = 1,2 (127,12) + 1,6 (26,32) = 194,65 \text{ T.}$$

$$Ac = \frac{Pu}{\alpha fc} = \frac{194,65 \times 10^3}{0,28 \times 280} = 2482,78 \text{ cm}^2$$

Escogemos columnas de 50 x 50 = 2500 cm²

Para nuestro pre-diseño adoptamos columnas de 65 x 65 cm

ENTREPISO 10

$$PD = (1,17 + 0,55 \times 1) (56) = 96,32 \text{ T.}$$

$$PL = (0,07 + 0,20 \times 1) (56) = 15,12 \text{ T.}$$

$$Pu = 1,2 (96,32) + 1,6 (15,12) = 139,78 \text{ T.}$$

$$A_c = \frac{Pu}{\alpha f_c} = \frac{139,78 \times 10^3}{0,28 \times 280} = 1782,91 \text{ cm}^2$$

Escogemos columnas de 45 x 45= 2025 cm²

Para nuestro pre-diseño adoptamos columnas de 65 x 65 cm.

6.9.4 Predimensionamiento de Vigas

Existen criterios prácticos para determinar el peralte de vigas, que dan buenos resultados, con cargas vivas no excesivas. Las vigas son elementos sometidos a flexión, el peralte deberá estar entonces en función de la longitud y la carga.

Según el ACI Cap. 9

Tabla XXXII.- Altura mínima de viga no presforzada

Condición de apoyo	Altura mínima, h
Simplemente apoyada	<i>l/16</i>
Con un extremo continuo	<i>l/18,5</i>
Ambos extremos continuos	<i>l/21</i>
En voladizo	<i>l/8</i>

(ACI-318 (American Concrete Institute), 2008)

Para nuestro pre-diseño escogemos el análisis de viga con un extremo continuo *l/18,5*

Como tenemos luces de 8 metros, nuestra altura base será:

$$h = \frac{800}{18,5} = 43,24 = 45 \text{ cm}$$

Para el cálculo de las dimensiones de nuestras vigas tenemos los datos:

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_s = 0,85$$

$$f_t = \frac{0,319 \beta_s f'c}{f'y} = \frac{0,319 (0,85)(280)}{4200}$$

$$f_t = 0,018 = 1,80\%$$

$$\rho_{min} = \frac{0,8 \sqrt{f'c}}{f'y} = \frac{0,8 \sqrt{280}}{4200}$$

$$\rho_{min} = 0,00318 = 0,318\%$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f'y} = \frac{14}{4200} = 0,0033 = 0,33\%$$

Escojo $\rho = 1,2\%$

Con el ρ calculo bdr^2

$$bdr^2 = \frac{Mu}{\phi Rn}$$

$$\phi Rn = \phi \rho fy \left(1 - \frac{0,5 \rho fy}{0,85 fc}\right)$$

$$\phi Rn = 0,9 \times 0,012 (4200) \left(1 - \frac{0,5 \times 0,012 \times 4200}{0,85 \times 280}\right)$$

$$\phi Rn = 40,56$$

Cargas a utilizar para el predimensionamiento de las vigas:

Para el primer entrepiso hasta el noveno entrepiso

$q = Wd \times \text{Área de influencia}$

$$qd = 0,55 \left[\frac{1}{2} \times (8 + 8)\right] = 4,4 \text{ Ton/m}$$

$$ql = 0,20 \left[\frac{1}{2} \times (8 + 8)\right] = 1,6 \text{ Ton/m}$$

$$Md^- = \frac{qd Ln^2}{10}$$

$$Ml^- = \frac{ql Ln^2}{10}$$

Tabla XXXIII.- Momentos de debidos a cargas muertas y vivas

	Ln (m)	MD (T m)	ML (T m)
1er piso	7,15	22,49	8,18
2do piso	7,15	22,49	8,18
3er piso	7,20	22,80	8,29
4to piso	7,20	22,80	8,29
5to piso	7,25	23,13	8,41
6to piso	7,25	23,13	8,41
7mo piso	7,30	23,44	8,53
8vo piso	7,30	23,44	8,53
9no piso	7,35	23,77	8,64

Para el décimo entrepiso.

$$qd = 1,17 \left[\frac{1}{2} x (8 + 8) \right] = 9,36 \text{ Ton/m}$$

$$ql = 0,07 \left[\frac{1}{2} x (8 + 8) \right] = 0,56 \text{ Ton/m}$$

$$Md^- = \frac{qd Ln^2}{10} = \frac{9,36 (7,35)^2}{10} = 50,56 \text{ T. m}$$

$$Ml = \frac{qd Ln^2}{10} = \frac{0,56 (7,35)^2}{10} = 3,02 T.m$$

ANALISIS PARA PREDIMENSION DE VIGAS

Para el cálculo de SE ME utilizó el Método del Portal.

ENTREPISO 10

$$ME = 16,99 T.m$$

$$MD = 50,56 T.m$$

$$ML = 3,02 T.m$$

$$Mu = 1,2 Md + ME + 0,5 ML$$

$$Mu = 1,2 (50,56) + 16,99 + 0,5 (3,02) = 79,17 Ton.m$$

$$\emptyset Rn = 40,56$$

$$bdr^2 = \frac{Mu}{\emptyset Rn} = \frac{79,17 \times 10^5}{40,56} = 195192,30 cm^3$$

Asumo $b = 50 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{bdr^2}{b}} = \sqrt{\frac{195192,30}{50}} = 62,48 \text{ cm}$$

Elijo viga de $50 \times 70 \text{ cm}$

ENTREPISO 9

$ME = 39,07 \text{ T.m}$

$MD = 23,77 \text{ T.m}$

$ML = 8,64 \text{ T.m}$

$M_u = 1,2 M_d + ME + 0,5 ML$

$M_u = 1,2 (23,77) + 39,07 + 0,5 (8,64) = 71,91 \text{ Ton.m}$

$\emptyset R_n = 40,56$

$$bdr^2 = \frac{M_u}{\emptyset R_n} = \frac{71,91 \times 10^5}{40,56} = 177292,89 \text{ cm}^3$$

Asumo $b = 50 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{bdr^2}{b}} = \sqrt{\frac{177292,89}{50}} = 59,54 \text{ cm}$$

Elijo viga de $50 \times 60 \text{ cm}$

ENTREPISO 8

$ME = 40,58 \text{ T.m}$

$MD = 23,77 \text{ T.m}$

$ML = 8,64 \text{ T.m}$

$Mu = 1,2 Md + ME + 0,5 ML$

$Mu = 1,2 (23,77) + 40,58 + 0,5 (8,64) = 73,42 \text{ Ton.m}$

$\emptyset Rn = 40,56$

$$bdr^2 = \frac{Mu}{\emptyset Rn} = \frac{73,42 \times 10^5}{40,56} = 181015,78 \text{ cm}^3$$

Asumo $b = 50 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{bdr^2}{b}} = \sqrt{\frac{181015,78}{50}} = 60,17 \text{ cm}$$

Elijo viga de $50 \times 60 \text{ cm}$

ENTREPISO 7

$ME = 43,17 \text{ T.m}$

$MD = 23,77 \text{ T.m}$

$ML = 8,64 \text{ T.m}$

$M_u = 1,2 M_d + ME + 0,5 ML$

$M_u = 1,2 (23,77) + 43,17 + 0,5 (8,64) = 76,01 \text{ Ton.m}$

$\phi R_n = 40,56$

$$bdr^2 = \frac{M_u}{\phi R_n} = \frac{76,01 \times 10^5}{40,56} = 187401,38 \text{ cm}^3$$

Asumo $b = 50 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{bdr^2}{b}} = \sqrt{\frac{187401,38}{50}} = 61,22 \text{ cm}$$

Elijo viga de $50 \times 65 \text{ cm}$

ENTREPISO 6

$ME = 48,32 \text{ T.m}$

$MD = 23,77 \text{ T.m}$

$ML = 8,64 \text{ T.m}$

$Mu = 1,2 Md + ME + 0,5 ML$

$Mu = 1,2 (23,77) + 48,32 + 0,5 (8,64) = 81,16 \text{ T.m}$

$\emptyset Rn = 40,56$

$$bdr^2 = \frac{Mu}{\emptyset Rn} = \frac{81,16 \times 10^5}{40,56} = 200098,62 \text{ cm}^3$$

Asumo $b = 50 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{bdr^2}{b}} = \sqrt{\frac{200098,62}{50}} = 63,26 \text{ cm}$$

Elijo viga de $50 \times 65 \text{ cm}$

ENTREPISO 5

$ME = 54,83 \text{ T.m}$

$MD = 23,77 \text{ T.m}$

$ML = 8,64 \text{ T.m}$

$M_u = 1,2 M_d + ME + 0,5 ML$

$M_u = 1,2 (23,77) + 54,83 + 0,5 (8,64) = 87,67 \text{ T.m}$

$\phi R_n = 40,56$

$$bdr^2 = \frac{M_u}{\phi R_n} = \frac{87,67 \times 10^5}{40,56} = 216148,91 \text{ cm}^3$$

Asumo $b = 50 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{bdr^2}{b}} = \sqrt{\frac{216148,91}{50}} = 65,75 \text{ cm}$$

Elijo viga de $50 \times 70 \text{ cm}$

ENTREPISO 4

$ME = 65,29 \text{ T.m}$

$MD = 23,77 \text{ T.m}$

$ML = 8,64 \text{ T.m}$

$M_u = 1,2 M_d + ME + 0,5 ML$

$M_u = 1,2 (23,77) + 65,29 + 0,5 (8,64) = 98,13 \text{ T.m}$

$\emptyset R_n = 40,56$

$$bdr^2 = \frac{M_u}{\emptyset R_n} = \frac{98,13 \times 10^5}{40,56} = 241937,87 \text{ cm}^3$$

Asumo $b = 50 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{bdr^2}{b}} = \sqrt{\frac{241937,87}{50}} = 69,56 \text{ cm}$$

Elijo viga de $50 \times 70 \text{ cm}$

ENTREPISO 3

$ME = 79,41 \text{ T.m}$

$MD = 23,77 \text{ T.m}$

$ML = 8,64 \text{ T.m}$

$M_u = 1,2 M_d + ME + 0,5 ML$

$M_u = 1,2 (23,77) + 79,41 + 0,5 (8,64) = 112,25 \text{ T.m}$

$\phi R_n = 40,56$

$$bdr^2 = \frac{M_u}{\phi R_n} = \frac{112,25 \times 10^5}{40,56} = 276750,49 \text{ cm}^3$$

Asumo $b = 50 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{bdr^2}{b}} = \sqrt{\frac{276750,49}{55}} = 70,93 \text{ cm}$$

Elijo viga de $55 \times 75 \text{ cm}$

ENTREPISO 2

$ME = 86,35 \text{ T.m}$

$MD = 23,77 \text{ T.m}$

$ML = 8,64 \text{ T.m}$

$M_u = 1,2 M_d + ME + 0,5 ML$

$M_u = 1,2 (23,77) + 86,35 + 0,5 (8,64) = 119,19 \text{ T.m}$

$\phi R_n = 40,56$

$$bdr^2 = \frac{M_u}{\phi R_n} = \frac{119,19 \times 10^5}{40,56} = 293860,95 \text{ cm}^3$$

Asumo $b = 50 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{bdr^2}{b}} = \sqrt{\frac{293860,95}{55}} = 73,10 \text{ cm}$$

Elijo viga de $55 \times 75 \text{ cm}$

ENTREPISO 1

$ME = 115,09 \text{ T.m}$

$MD = 23,77 \text{ T.m}$

$ML = 8,64 \text{ T.m}$

$M_u = 1,2 M_d + ME + 0,5 ML$

$M_u = 1,2 (23,77) + 115,09 + 0,5 (8,64) = 147,93 \text{ T.m}$

$\emptyset R_n = 40,56$

$$bdr^2 = \frac{M_u}{\emptyset R_n} = \frac{147,93 \times 10^5}{40,56} = 364718,93 \text{ cm}^3$$

Asumo $b = 50 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{bdr^2}{b}} = \sqrt{\frac{364718,93}{60}} = 77,96 \text{ cm}$$

Elijo viga de $60 \times 80 \text{ cm}$

Con los cálculos realizados tenemos las siguientes dimensiones para cada uno de los pisos de la Alternativa 1:

Tabla XXXIV.- Dimensiones para elementos del edificio aporticado

	Viga (cm)	Columna (cm)
1er piso	60 x 80	85 x 85
2do piso	55 x 75	85 x 85
3er piso	55x 75	80 x 80
4to piso	50 x 70	80 x 80
5to piso	50 x 70	75 x 75
6to piso	50 x 65	75 x 75
7mo piso	50 x 65	70 x 70
8vo piso	50 x 60	70 x 70
9no piso	50 x 60	65 x 65
10mo piso	50 x 70	65 x 65

Con las dimensiones de la Alternativa 1 y la inclusión de muros de cortes en las partes centrales de cada fachada de edificio tenemos las siguientes dimensiones para la Alternativa 2:

Tabla XXXV.- Dimensiones para el Sistema Dual

	Viga (cm)	Columnas	Columna central(cm)
1er piso	60 x 80	80 x 80	85 x 85
2do piso	55 x 75	80 x 80	85 x 85
3er piso	55x 75	75 x 75	75 x 75
4to piso	50 x 70	75 x 75	75 x 75
5to piso	50 x 70	70 x 70	70 x 70
6to piso	50 x 65	70 x 70	70 x 70
7mo piso	50 x 65	65 x 65	65 x 65
8vo piso	50 x 60	65 x 65	65 x 65
9no piso	50 x 60	65 x 65	65 x 65
10mo piso	50 x 70	65 x 65	65 x 65

Además tenemos vigas secundarias de 35 x 50 cm en todos los pisos y muros de corte de 0,20m de espesor en todos los pisos de la parte central de cada fachada.

6.10 Diseño de del Sistema AMS

Para el diseño del sistema se basó en la determinación de los parámetros óptimos del AMS considerando los siguientes criterios:

Se adoptó una masa equivalente al 1% de la masa total de la estructura.

Quiere decir que $\mu = 0.01$.

Se adoptó una relación de frecuencias óptima para el sistema AMS de $f=1$ (sintonía perfecta).

Se adoptó un amortiguamiento óptimo igual a un 20%, es decir $\xi=0,2$. El cual va a estar definido por el amortiguamiento equivalente de los aisladores elastoméricos.

6.10.1 Masa

La masa “m” es igual tanto para el AMS UX, AMS UY como para AMS RZ y corresponde al 1% del peso total de la estructura.

Por lo tanto:

$$m = \mu \times M \quad (6.13)$$

$$m = 0,01 \times 9784 = 97,84 \frac{kg \cdot s^2}{cm}$$

6.10.2 Rigidez del Sistema

$$Kh = \frac{4 \pi^2 P_t}{T^2 g} \quad (6.14)$$

DATOS

Cargas máximas

$$P_x = 158,39 \text{ T.}$$

$$P_y = 165,14 \text{ T.}$$

$$P_z = 798,27 \text{ T}$$

Periodos

$$T_x = 1,1008 \text{ seg.}$$

$$T_y = 1,0980 \text{ seg.}$$

$$T_z = 0,9490 \text{ seg.}$$

Con los datos mostrados y la ecuación antes mencionada obtenemos los siguientes resultados.

$$k_{hx} = 1315,07 \frac{kg}{cm}$$

$$k_{hy} = 1378,14 \frac{kg}{cm}$$

$$k_{hz} = 8917,66 \frac{kg}{cm}$$

6.10.3 Amortiguamiento del Sistema

$$c = \frac{2\xi}{n} \sqrt{K_{ht} m} \quad (6.15)$$

$$c_x = \frac{2 \cdot 0,2}{4} \sqrt{5260,28 \times 97,84} = 71,17 \frac{kg}{cm}$$

$$c_y = \frac{2 \cdot 0,2}{4} \sqrt{5512,58 \times 97,84} = 73,44 \frac{kg}{cm}$$

$$c_z = \frac{2 \cdot 0,2}{4} \sqrt{35670,66 \times 97,84} = 186,81 \frac{kg}{cm}$$

6.10.4 Área del Aislador (Elastomérico)

$$A \geq \frac{P}{f'c} \quad (6.16)$$

$$A \geq \frac{95980 \text{ kg}}{280 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A \geq 342,78 \text{ cm}^2$$

Asumo $A = 400 \text{ cm}^2$

Para encontrar el lado L del aislador:

$$L = \sqrt{A} \quad (6.17)$$

$$L = \sqrt{400} = 20 \text{ cm}$$

Para este proyecto se asumió un $A = 900 \text{ cm}^2$ y un $L = 30 \text{ cm}$

6.10.5 Módulo de Corte

$$G = \frac{k_h h_{rt}}{A} \quad (6.18)$$

$$G_x = \frac{1315,07 \times 20}{900} = 29,22 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$G_y = \frac{1378,14 \times 20}{900} = 30,63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$G_z = \frac{8917,66 \times 20}{900} = 198,17 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se asumió una altura total del elastomérico de 20 cm con un espesor de 1 cm por elastomérico lo que quiere decir que cada aislador constará con 20 capas de 1 cm.

A su vez constará con 19 capas de acero de refuerzo.

6.11 Comprobación

Con datos obtenidos del análisis modal de la alternativa 1 obtenemos los máximos desplazamientos y máximas rotaciones.

$$\Delta = 0,0006 \text{ m} = 0,06 \text{ cm}$$

$$\theta = 0,0002 \text{ rad}$$

Además tenemos los siguientes datos:

$$P_u = 798,27 \text{ T.}$$

$$h_{rt} = 20 \text{ cm}$$

Área Reducida:

$$A_r = B(L - \Delta)$$

Se asume un desplazamiento esperado de 10 cm

$$A_r = 30(30 - 10) = 600 \text{ cm}^2$$

Cálculo del lado B:

$$b = \frac{A_r}{0,75 L}$$

$$b = \frac{600}{0,75(30)} = 26,7 \text{ cm}$$

Factor de Forma:

$$S = \frac{B L}{2 (B + L)t}$$

$$S = \frac{(30)(30)}{2 (30 + 30)1} = 7,5$$

Deformación por compresión:

$$\gamma_{ccs} = \frac{P_u}{A_r G S} f_1$$

Con un $K/G = 4000$ y un $L/B = 1$, de la tabla 11 Tenemos un $f_1 = 1,22$

$$\gamma_{ccs} = \frac{798276}{600 \times 198,17 \times 7,5} \times 1,22$$

$$\gamma_{ccs} = 1,09$$

Deformación por rotación:

$$\gamma_{rcs} = \frac{L^2(\theta_{st} + \theta)}{t h_{rt}} f_2$$

Dónde:

$\theta_{st} = 0,005$ rads (componente estático de rotación).

$\theta = 0,0002$ rad.

Con un $K/G = 4000$ y un $L/B = 1$, de la tabla 18 Tenemos un $f_2 = 0,45$

$$\gamma_{rcs} = \frac{30^2(0,005 + 0,0002)}{1 \times 20} \times 0,45$$

$$\gamma_{rcs} = 0,10$$

Deformación por desplazamiento lateral:

$$\gamma_{scs} = \frac{\Delta}{h_{rt}}$$

$$\gamma_{scs} = \frac{10 \text{ cm}}{20 \text{ cm}}$$

$$\gamma_{scs} = 0,5$$

El diseño se acepta si cumple con las siguientes condiciones

$$\frac{P_u}{A_r G S} f_1 \leq 3,5$$

$$1,09 \leq 3,5 \text{ OK}$$

$$\gamma_{ccs} + \gamma_{scs} + \gamma_{rcs} \leq 6$$

$$1,09 + 0,10 + 0,5 \leq 6$$

$$1,69 \leq 6 \text{ OK}$$

$$t_s \geq 1,9 \text{ mm}$$

$$t_s = \frac{1,65 t}{1,08 Fy \frac{A}{Pu} - 2}$$

$$t_s = \frac{1,65 (1)}{1,08 (4200) \frac{900}{798276} - 2}$$

$$t_s = 0,53 \text{ cm}$$

53mm \geq 1,9 mm OK.

6.12 Análisis mediante el Software ETABS

El análisis mediante el software consiste en un modelo matemático con un sistema tridimensional de elementos verticales y horizontales (elementos en flexo compresión), que tienen como condiciones de borde un sistema articulado, empotrado y/o móvil, según sea el modelo presentado.

El análisis se ha realizado para los casos de carga y combinaciones que se detallarán a continuación:

COMBO 1: 1,4D

COMBO 2: $1,2D + 1,6L$

COMBO 3: $1,2D + 0,5L + Ex + 0,30 Ey$

COMBO 4: $1,2D + 0,5L + 0,30 Ex + Ey$

COMBO 5: $0,9D + Ex + 0,30 Ey$

COMBO 6: $0,9D + 0,30Ex + Ey$

6.12.1 Ingreso de los Elementos Estructurales.

Procedemos a ingresar al programa los elementos estructurales (vigas principales, columnas, vigas secundarias, losa, etc)

Tabla XXXVI.-Secciones de elementos estructurales

	Viga (cm)	Columna (cm)
1er piso	60 x 80	85 x 85
2do piso	55 x 75	85 x 85
3er piso	55x 75	80 x 80
4to piso	50 x 70	80 x 80
5to piso	50 x 70	75 x 75
6to piso	50 x 65	75 x 75
7to piso	50 x 65	70 x 70
8vo piso	50 x 60	70 x 70
9no piso	50 x 60	65 x 65
10mo piso	50 x 70	65 x 65

Teniendo vigas secundarias de 35 x 50 cm

Para nuestro análisis no creamos losa, si no que se colocó una membrana que simule la losa y que se encargue de repartir las cargas que actúan sobre ella hacia las vigas principales y secundarias, y le brinde rigidez a la estructura.

Figura 19.- Vista en Planta del modelo

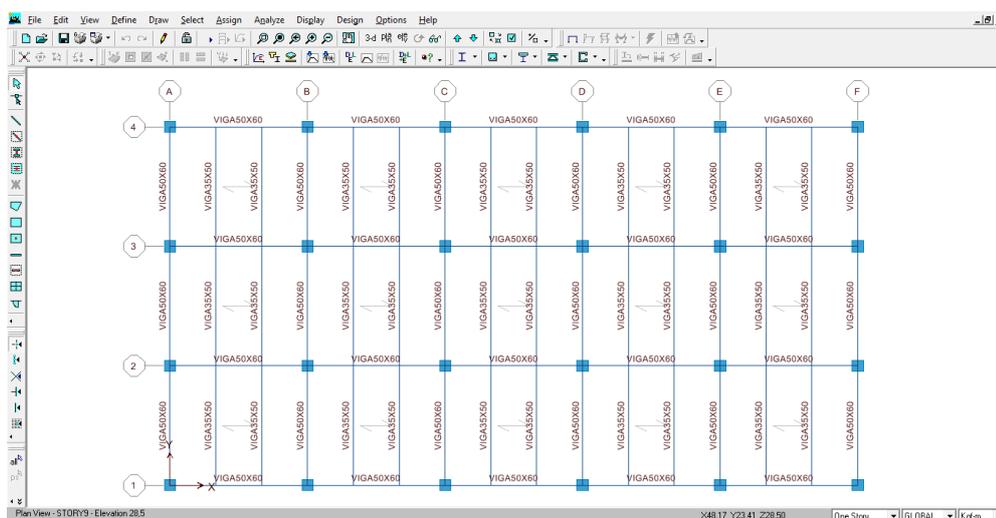
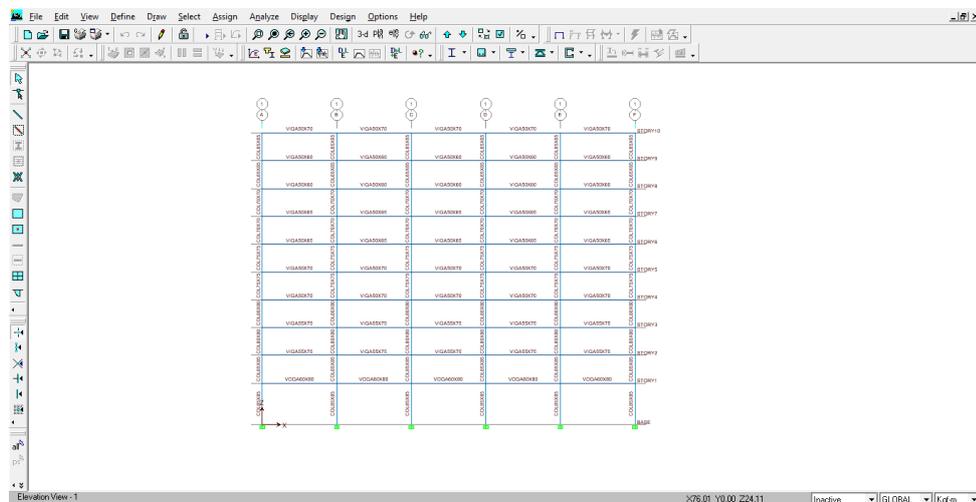


Figura 20.- Vista en perfil del edificio modelado

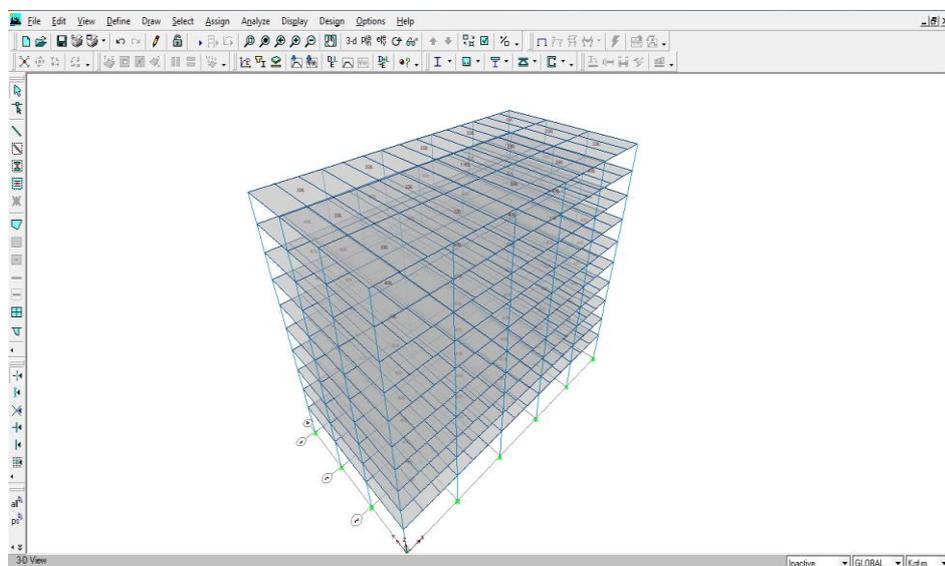


Fuente: ETABS

6.12.2 Ingreso de Cargas de Servicio.

Carga muerta

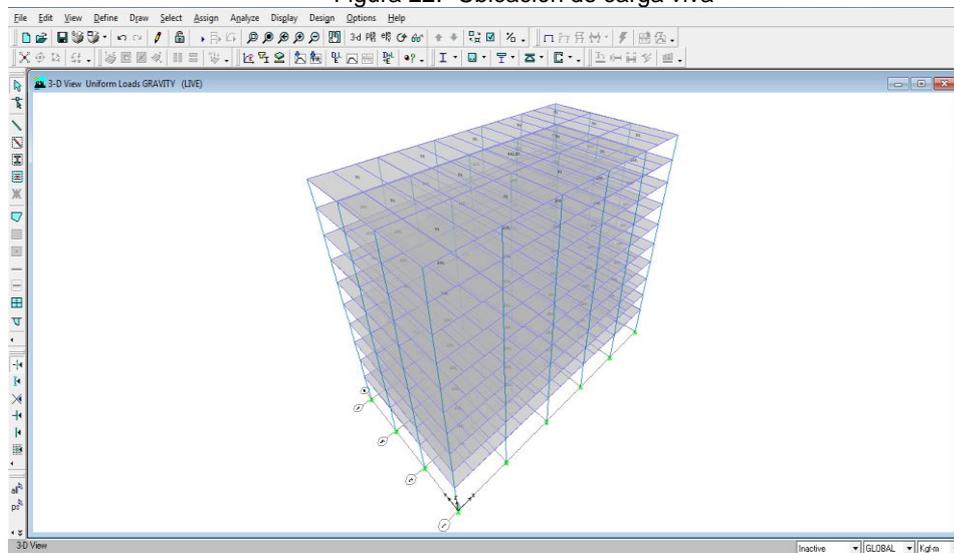
Figura 21.- Ubicación de cargas muertas



Fuente: ETABS

Carga Viva

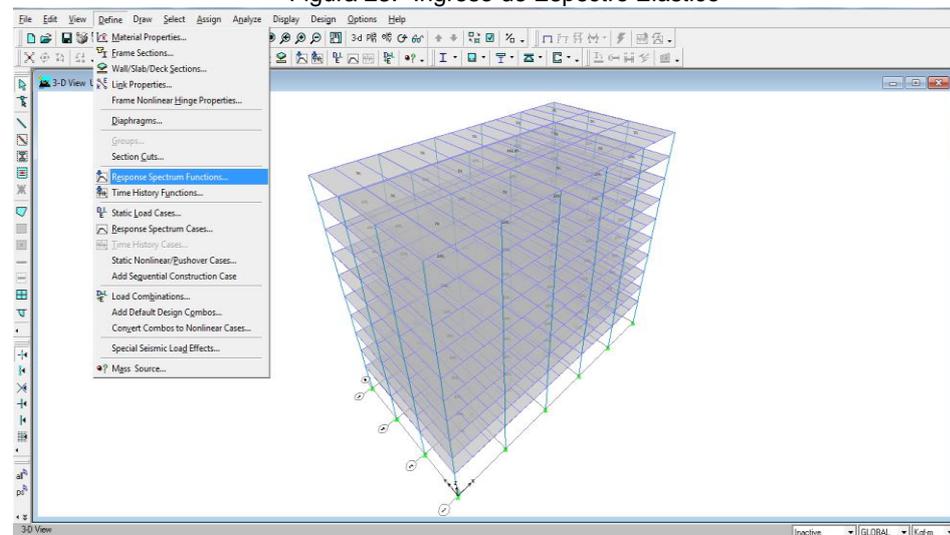
Figura 22.- Ubicación de carga viva

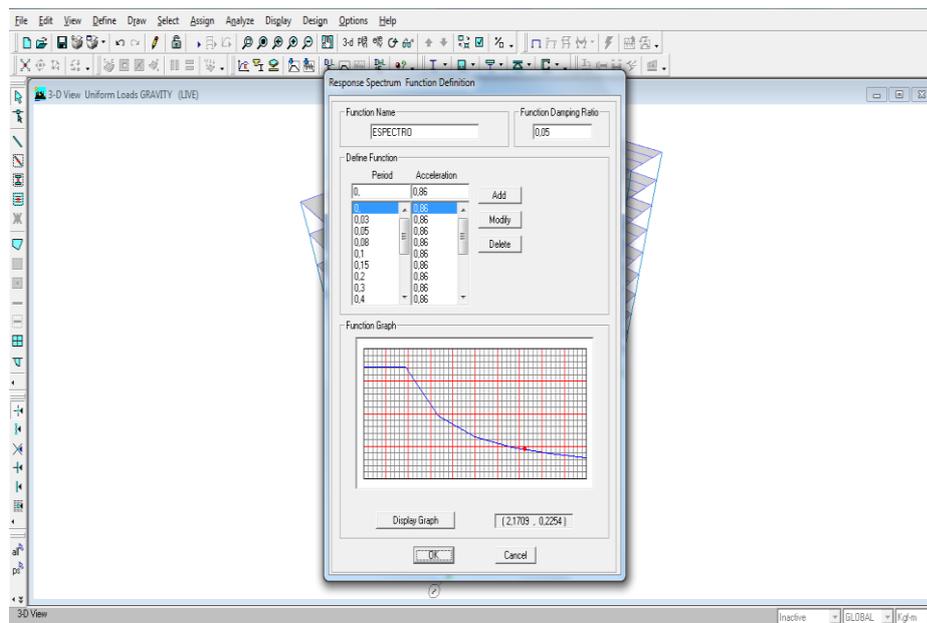


Fuente: ETABS

6.12.3 Ingreso de Espectro

Figura 23.- Ingreso de Espectro Elástico



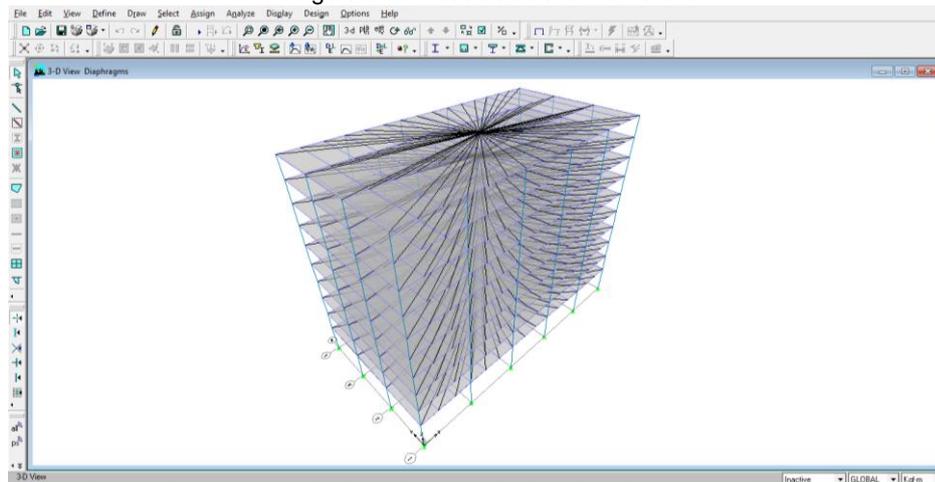


Fuente: ETABS

6.12.4 Ingreso de Diafragma

Se procede a ingresar el diafragma en todos los pisos de la estructura para que la losa (membrana) trabaje como zona rígida.

Figura 24.- Modelado de la membrana



Fuente: ETABS

Ingreso los Modos de Vibración; coloco 3 modos por piso.

Como tengo 10 pisos, ingreso 30 Modos de Vibración a la Estructura

6.13 Verificación de Cortante Estático

Según la NEC-SE-DS (Peligro Sísmico) Capítulo 6 sección 6.2, verificamos que el valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no sea menor que el 80% del cortante basal V obtenido por el método estático.

Para realizar esta verificación, primero determinamos el valor de C_s y de K con el periodo de la estructura que nos da el programa, el cual tiene que ser similar al calculado a mano.

$$V = \frac{I S_a}{R \emptyset_P \emptyset_E} W$$

$$W = 8541,96 \text{ T.}$$

$$S_a = 0,39$$

$$I = 1$$

$$R_o = 8$$

$$C_s = \frac{I S_a}{R \emptyset_P \emptyset_E}$$

$$\emptyset_P = 1$$

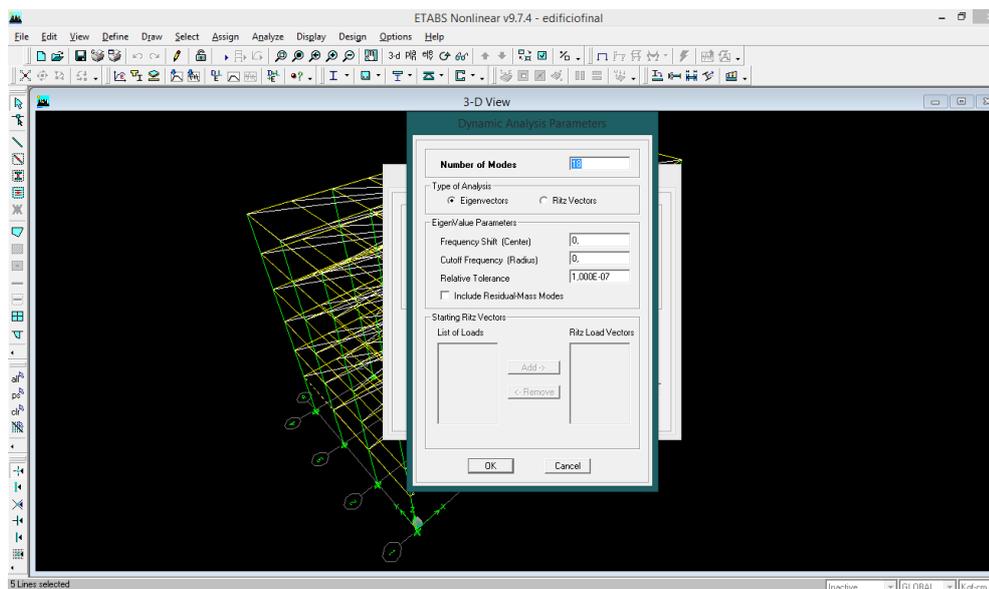
$$\emptyset_E = 1$$

$$C_s(x) = 0,049$$

$$V(x) = 416,42 \text{ T.}$$

$$V = C_s \cdot W$$

Figura 25.- Ingreso de modos de vibración



Fuente: ETABS

Dónde:

W: Carga reactiva W, igual a la carga muerta (en caso de bodegas y almacenaje 25%C.viva). Dato tomado del software de modelación.

Sa: Aceleración espectral correspondiente al espectro elástico

I: Factor de importancia de La edificación

ϕ_P ; Factores de configuración estructural en planta

ϕ_E : Factores de configuración estructural en elevación

Con un $T = 1,10$ seg en x , cumpliendo con lo que manda la norma NEC-SE-DS (Peligro Sísmico) Capítulo 6 sección 6.23.3 literal c en la que se menciona que la variación de periodos debe ser menor o igual al 10% ya que el periodo calculado a mano salió 1.22 seg, calculamos el valor de K .

$$K = 0,75 + 0,50 T$$

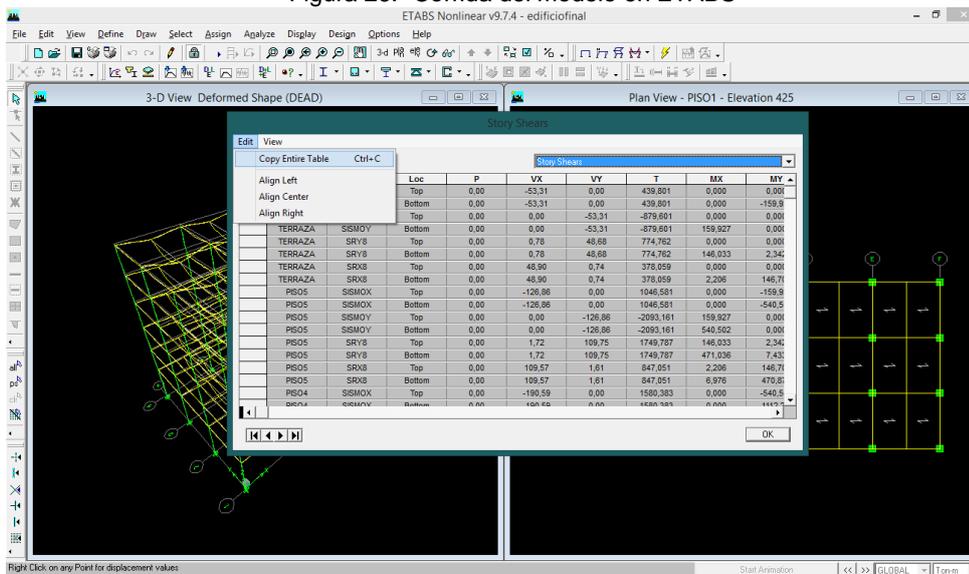
$$K = 0,75 + 0,50 (1,10) = 1,30$$

Tenemos un $K=1,30$ que es semejante al calculado a mano el cual es $K=1,36$

Luego obtenidos estos valores de C_s y K procedemos a ingresarlos al programa

Analizamos el modelo y obtenemos los siguientes resultados:

Figura 26.- Corrida del modelo en ETABS



Fuente: ETABS

6.14 Cortantes para Edificio Aporticado

Figura 27.- Cortantes Estáticos en el eje X – Edificio Aporticado

TABLE: Story Forces

Story	Load	T	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY10	SISMOX		Top	0	-85,09	0	893,492	0	0
STORY10	SISMOX		Bottom	0	-85,09	0	893,492	0	-255,284
STORY9	SISMOX		Top	0	-167,41	0	1757,768	0	-255,284
STORY9	SISMOX		Bottom	0	-167,41	0	1757,768	0	-757,503
STORY8	SISMOX		Top	0	-238,51	0	2504,356	0	-757,503
STORY8	SISMOX		Bottom	0	-238,51	0	2504,356	0	-1473,033
STORY7	SISMOX		Top	0	-299,89	0	3148,808	0	-1473,033
STORY7	SISMOX		Bottom	0	-299,89	0	3148,808	0	-2372,693
STORY6	SISMOX		Top	0	-350,67	0	3681,997	0	-2372,693
STORY6	SISMOX		Bottom	0	-350,67	0	3681,997	0	-3424,692
STORY5	SISMOX		Top	0	-392,06	0	4116,623	0	-3424,692
STORY5	SISMOX		Bottom	0	-392,06	0	4116,623	0	-4600,87
STORY4	SISMOX		Top	0	-423,7	0	4448,835	0	-4600,87
STORY4	SISMOX		Bottom	0	-423,7	0	4448,835	0	-5871,966
STORY3	SISMOX		Top	0	-447,25	0	4696,118	0	-5871,966
STORY3	SISMOX		Bottom	0	-447,25	0	4696,118	0	-7213,714
STORY2	SISMOX		Top	0	-462,23	0	4853,408	0	-7213,714
STORY2	SISMOX		Bottom	0	-462,23	0	4853,408	0	-8600,402
STORY1	SISMOX		Top	0	-470,29	0	4938,054	0	-8600,402
STORY1	SISMOX		Bottom	0	-470,29	0	4938,054	0	-10716,711

Fuente: ETABS

$V(x) = -470,29 T.$

Figura 28.- Cortantes dinámicos en el eje X – Edificio Aporticado

TABLE: Story Forces									
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	
STORY10	UXR8	Top	0	86,73	0	910,715	0	0	
STORY10	UXR8	Bottom	0	86,73	0	910,715	0,003	260,205	
STORY9	UXR8	Top	0	162,15	0	1702,535	0,003	260,205	
STORY9	UXR8	Bottom	0	162,15	0	1702,535	0,001	742,561	
STORY8	UXR8	Top	0	219,07	0	2300,257	0,001	742,561	
STORY8	UXR8	Bottom	0	219,07	0	2300,257	0,002	1386,828	
STORY7	UXR8	Top	0	264,6	0	2778,328	0,002	1386,828	
STORY7	UXR8	Bottom	0	264,6	0	2778,328	0,002	2153,989	
STORY6	UXR8	Top	0	302,68	0	3178,132	0,002	2153,989	
STORY6	UXR8	Bottom	0	302,68	0	3178,132	0,001	3018,273	
STORY5	UXR8	Top	0	337,41	0	3542,812	0,001	3018,273	
STORY5	UXR8	Bottom	0	337,41	0	3542,812	0,002	3967,072	
STORY4	UXR8	Top	0	369,38	0	3878,511	0,002	3967,072	
STORY4	UXR8	Bottom	0	369,38	0	3878,511	0,002	4993,289	
STORY3	UXR8	Top	0	399,78	0	4197,734	0,002	4993,289	
STORY3	UXR8	Bottom	0	399,78	0	4197,734	0,001	6094,091	
STORY2	UXR8	Top	0	425,21	0	4464,7	0,001	6094,091	
STORY2	UXR8	Bottom	0	425,21	0	4464,7	0,003	7263,115	
STORY1	UXR8	Top	0	443,77	0	4659,61	0,003	7263,115	
STORY1	UXR8	Bottom	0	443,77	0	4659,61	0,001	9113,641	

Fuente: ETABS

$$V(x) = 443,77 \text{ T.}$$

Factor de corrección.

$$F_c = 0,80 \times \left(\frac{V_x \text{ Estático}}{V_x \text{ Dinámico}} \right)$$

$$F_c = 0,80 \times \left(\frac{470,29}{443,77} \right) = 0,84$$

El factor de corrección de Cortante en X es menor a 1, por lo tanto no necesita corrección.

Figura 29.- Cortantes Estáticos en el eje Y – Edificio Aporticado

TABLE: Story Forces									
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	
STORY10	SISMOY	Top	0	0	-85,09	-1701,89	0	0	
STORY10	SISMOY	Bottom	0	0	-85,09	-1701,89	255,284	0	
STORY9	SISMOY	Top	0	0	-167,41	-3348,129	255,284	0	
STORY9	SISMOY	Bottom	0	0	-167,41	-3348,129	757,503	0	
STORY8	SISMOY	Top	0	0	-238,51	-4770,202	757,503	0	
STORY8	SISMOY	Bottom	0	0	-238,51	-4770,202	1473,033	0	
STORY7	SISMOY	Top	0	0	-299,89	-5997,73	1473,033	0	
STORY7	SISMOY	Bottom	0	0	-299,89	-5997,73	2372,693	0	
STORY6	SISMOY	Top	0	0	-350,67	-7013,328	2372,693	0	
STORY6	SISMOY	Bottom	0	0	-350,67	-7013,328	3424,692	0	
STORY5	SISMOY	Top	0	0	-392,06	-7841,188	3424,692	0	
STORY5	SISMOY	Bottom	0	0	-392,06	-7841,188	4600,87	0	
STORY4	SISMOY	Top	0	0	-423,7	-8473,285	4600,87	0	
STORY4	SISMOY	Bottom	0	0	-423,7	-8473,285	5871,966	0	
STORY3	SISMOY	Top	0	0	-447,25	-8944,3	5871,966	0	
STORY3	SISMOY	Bottom	0	0	-447,25	-8944,3	7213,714	0	
STORY2	SISMOY	Top	0	0	-462,23	-9243,901	7213,714	0	
STORY2	SISMOY	Bottom	0	0	-462,23	-9243,901	8600,402	0	
STORY1	SISMOY	Top	0	0	-470,29	-9405,131	8600,402	0	
STORY1	SISMOY	Bottom	0	0	-470,29	-9405,131	10716,711	0	

Fuente: ETABS

$$V(y) = -470,29 \text{ T.}$$

Figura 30.- Cortantes Dinámicos en el eje Y – Edificio Aporticado

TABLE: Story Forces									
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	
STORY10	UYR8	Top	0	0	87,18	1743,256	0	0	
STORY10	UYR8	Bottom	0	0	87,18	1743,256	261,544	0,002	
STORY9	UYR8	Top	0	0	162,84	3256,102	261,544	0,002	
STORY9	UYR8	Bottom	0	0	162,84	3256,102	746,103	0,001	
STORY8	UYR8	Top	0	0	219,74	4393,993	746,103	0,001	
STORY8	UYR8	Bottom	0	0	219,74	4393,993	1392,537	0,001	
STORY7	UYR8	Top	0	0	265,09	5300,94	1392,537	0,001	
STORY7	UYR8	Bottom	0	0	265,09	5300,94	2161,208	0,002	
STORY6	UYR8	Top	0	0	302,95	6058,204	2161,208	0,002	
STORY6	UYR8	Bottom	0	0	302,95	6058,204	3026,087	0,002	
STORY5	UYR8	Top	0	0	337,56	6750,421	3026,087	0,002	
STORY5	UYR8	Bottom	0	0	337,56	6750,421	3974,661	0	
STORY4	UYR8	Top	0	0	369,53	7389,075	3974,661	0	
STORY4	UYR8	Bottom	0	0	369,53	7389,075	5000,182	0,001	
STORY3	UYR8	Top	0	0	400,04	7999,099	5000,182	0,001	
STORY3	UYR8	Bottom	0	0	400,04	7999,099	6100,217	0,002	
STORY2	UYR8	Top	0	0	425,62	8510,617	6100,217	0,002	
STORY2	UYR8	Bottom	0	0	425,62	8510,617	7268,766	0,002	
STORY1	UYR8	Top	0	0	444,35	8885,107	7268,766	0,002	
STORY1	UYR8	Bottom	0	0	444,35	8885,107	9119,541	0,001	

Fuente: ETABS

$$V(y) = 444,35 \text{ T.}$$

Factor de corrección.

$$F_c = 0,80 \times \left(\frac{V_x \text{ Estático}}{V_x \text{ Dinámico}} \right)$$

$$F_c = 0,80 \times \left(\frac{470,29}{444,35} \right) = 0,84$$

El factor de corrección de Cortante en Y es menor a 1, por lo tanto no necesita corrección.

6.15 Cortantes para Edificio con Muros de Corte

Figura 31.- Cortante Estático en el eje X - Edificio con Muros de Corte

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY10	SISMOX	Top	0	-80,65	0	846,833	0	0
STORY10	SISMOX	Bottom	0	-80,65	0	846,833	0	-241,952
STORY9	SISMOX	Top	0	-167,47	0	1758,452	0	-241,952
STORY9	SISMOX	Bottom	0	-167,47	0	1758,452	0	-744,367
STORY8	SISMOX	Top	0	-242,1	0	2542,097	0	-744,367
STORY8	SISMOX	Bottom	0	-242,1	0	2542,097	0	-1470,681
STORY7	SISMOX	Top	0	-306,09	0	3213,946	0	-1470,681
STORY7	SISMOX	Bottom	0	-306,09	0	3213,946	0	-2388,951
STORY6	SISMOX	Top	0	-359	0	3769,46	0	-2388,951
STORY6	SISMOX	Bottom	0	-359	0	3769,46	0	-3465,94
STORY5	SISMOX	Top	0	-402,08	0	4221,798	0	-3465,94
STORY5	SISMOX	Bottom	0	-402,08	0	4221,798	0	-4672,168
STORY4	SISMOX	Top	0	-434,99	0	4567,351	0	-4672,168
STORY4	SISMOX	Bottom	0	-434,99	0	4567,351	0	-5977,125
STORY3	SISMOX	Top	0	-459,44	0	4824,156	0	-5977,125
STORY3	SISMOX	Bottom	0	-459,44	0	4824,156	0	-7355,456
STORY2	SISMOX	Top	0	-474,99	0	4987,411	0	-7355,456
STORY2	SISMOX	Bottom	0	-474,99	0	4987,411	0	-8780,43
STORY1	SISMOX	Top	0	-483,41	0	5075,852	0	-8780,43
STORY1	SISMOX	Bottom	0	-483,41	0	5075,852	0	-10955,796

Fuente: ETABS

$$V(x) = -483.41 \text{ T.}$$

Figura 32.- Cortante Dinámico en el eje X - Edificio con Muros de Corte

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY10	UXR8	Top	0	124,07	0	1302,747	0	0
STORY10	UXR8	Bottom	0	124,07	0	1302,747	0,002	372,215
STORY9	UXR8	Top	0	252,12	0	2647,248	0,002	372,215
STORY9	UXR8	Bottom	0	252,12	0	2647,248	0,004	1127,056
STORY8	UXR8	Top	0	353,77	0	3714,602	0,004	1127,056
STORY8	UXR8	Bottom	0	353,77	0	3714,602	0,006	2181,285
STORY7	UXR8	Top	0	436,9	0	4587,409	0,006	2181,285
STORY7	UXR8	Bottom	0	436,9	0	4587,409	0,005	3473,373
STORY6	UXR8	Top	0	505,89	0	5311,835	0,005	3473,373
STORY6	UXR8	Bottom	0	505,89	0	5311,835	0,007	4956,508
STORY5	UXR8	Top	0	565,26	0	5935,191	0,007	4956,508
STORY5	UXR8	Bottom	0	565,26	0	5935,191	0,001	6598,981
STORY4	UXR8	Top	0	615,04	0	6457,931	0,001	6598,981
STORY4	UXR8	Bottom	0	615,04	0	6457,931	0,004	8372,744
STORY3	UXR8	Top	0	657,51	0	6903,799	0,004	8372,744
STORY3	UXR8	Bottom	0	657,51	0	6903,799	0,005	10257,159
STORY2	UXR8	Top	0	689,72	0	7242,063	0,005	10257,159
STORY2	UXR8	Bottom	0	689,72	0	7242,063	0,005	12228,696
STORY1	UXR8	Top	0	711,71	0	7472,945	0,005	12228,696
STORY1	UXR8	Bottom	0	711,71	0	7472,945	0,005	15293,78

Fuente: ETABS

$$V(x) = 711,71 \text{ T.}$$

Factor de corrección.

$$F_c = 0,80 \times \left(\frac{V_x \text{ Estático}}{V_x \text{ Dinámico}} \right)$$

$$F_c = 0,80 \times \left(\frac{483,41}{711,71} \right) = 0,54$$

El factor de corrección de Cortante en X es menor a 1, por lo tanto no necesita corrección.

Figura 33.- Cortante Estático en el eje Y - Edificio con Muros de Corte

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY10	SISMOY	Top	0	0	-80,65	-1613,015	0	0
STORY10	SISMOY	Bottom	0	0	-80,65	-1613,015	241,952	0
STORY9	SISMOY	Top	0	0	-167,47	-3349,433	241,952	0
STORY9	SISMOY	Bottom	0	0	-167,47	-3349,433	744,367	0
STORY8	SISMOY	Top	0	0	-242,1	-4842,089	744,367	0
STORY8	SISMOY	Bottom	0	0	-242,1	-4842,089	1470,681	0
STORY7	SISMOY	Top	0	0	-306,09	-6121,803	1470,681	0
STORY7	SISMOY	Bottom	0	0	-306,09	-6121,803	2388,951	0
STORY6	SISMOY	Top	0	0	-359	-7179,924	2388,951	0
STORY6	SISMOY	Bottom	0	0	-359	-7179,924	3465,94	0
STORY5	SISMOY	Top	0	0	-402,08	-8041,52	3465,94	0
STORY5	SISMOY	Bottom	0	0	-402,08	-8041,52	4672,168	0
STORY4	SISMOY	Top	0	0	-434,99	-8699,026	4672,168	0
STORY4	SISMOY	Bottom	0	0	-434,99	-8699,026	5977,125	0
STORY3	SISMOY	Top	0	0	-459,44	-9188,178	5977,125	0
STORY3	SISMOY	Bottom	0	0	-459,44	-9188,178	7355,456	0
STORY2	SISMOY	Top	0	0	-474,99	-9499,14	7355,456	0
STORY2	SISMOY	Bottom	0	0	-474,99	-9499,14	8780,43	0
STORY1	SISMOY	Top	0	0	-483,41	-9667,599	8780,43	0
STORY1	SISMOY	Bottom	0	0	-483,41	-9667,599	10955,796	0

Fuente: ETABS

$$V(y) = -483,41 \text{ T.}$$

Figura 34. Cortante Dinámico eje Y - Edificio con Muros de Corte

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY10	UYR8	Top	0	0	115,88	2317,411	0	0
STORY10	UYR8	Bottom	0	0	115,88	2317,411	347,632	0,002
STORY9	UYR8	Top	0	0	236,87	4737,074	347,632	0,002
STORY9	UYR8	Bottom	0	0	236,87	4737,074	1056,615	0,003
STORY8	UYR8	Top	0	0	333,19	6663,555	1056,615	0,003
STORY8	UYR8	Bottom	0	0	333,19	6663,555	2049,606	0,002
STORY7	UYR8	Top	0	0	411,14	8222,492	2049,606	0,002
STORY7	UYR8	Bottom	0	0	411,14	8222,492	3265,87	0,002
STORY6	UYR8	Top	0	0	475,33	9506,205	3265,87	0,002
STORY6	UYR8	Bottom	0	0	475,33	9506,205	4658,828	0,003
STORY5	UYR8	Top	0	0	530,86	10616,899	4658,828	0,003
STORY5	UYR8	Bottom	0	0	530,86	10616,899	6198,817	0,002
STORY4	UYR8	Top	0	0	577,97	11558,012	6198,817	0,002
STORY4	UYR8	Bottom	0	0	577,97	11558,012	7861,233	0,003
STORY3	UYR8	Top	0	0	618,69	12372,438	7861,233	0,003
STORY3	UYR8	Bottom	0	0	618,69	12372,438	9628,744	0,005
STORY2	UYR8	Top	0	0	649,86	12995,811	9628,744	0,005
STORY2	UYR8	Bottom	0	0	649,86	12995,811	11480,659	0,005
STORY1	UYR8	Top	0	0	671,12	13421,007	11480,659	0,005
STORY1	UYR8	Bottom	0	0	671,12	13421,007	14364,413	0,002

Fuente: ETABS

Cortante dinámico del Etabs

$$V(y) = 711,71 \text{ T.}$$

Factor de corrección.

$$F_c = 0,80 \times \left(\frac{V_x \text{ Estático}}{V_x \text{ Dinámico}} \right)$$

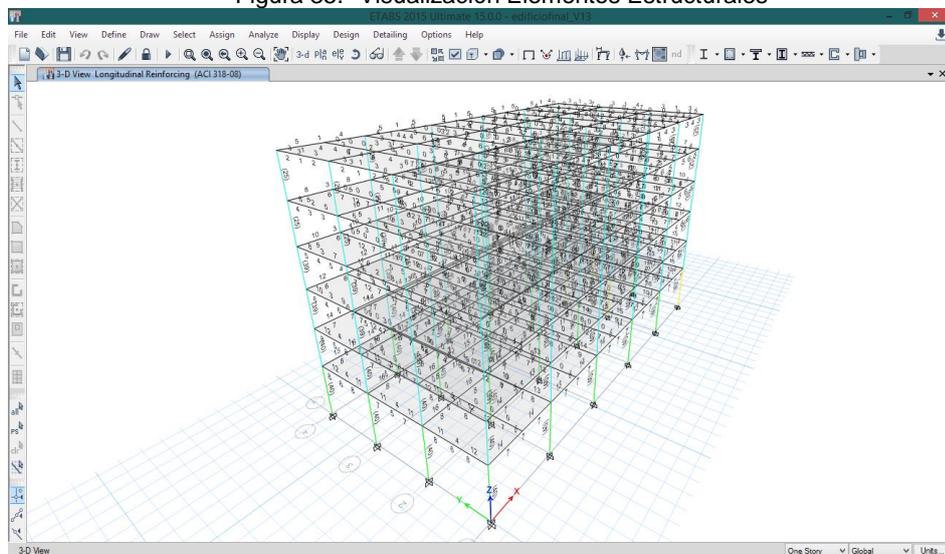
$$F_c = 0,80 \times \left(\frac{483,41}{671,12} \right) = 0,61$$

El factor de corrección de Cortante en Y es menor a 1, por lo tanto no necesita corrección.

Una vez verificado los Cortantes Estáticos y Dinámicos, verificamos si la estructura cumple para las cargas de servicio.

6.16 Verificación de Dimensiones de los Elementos Estructurales.

Figura 35.- Visualización Elementos Estructurales



Fuente: ETABS

Una vez comprobado en el análisis que nuestras dimensiones de los elementos estructurales que hemos ingresado han pasado el análisis cumpliendo para las cargas de servicio con sus combinaciones, seguimos con la verificación de Derivas de entre pisos

6.16.1 Verificación de Derivas

Para el análisis de Derivas aplicamos lo que se recomienda en la

NEC-SE-DS (Peligro Sísmico) Capítulo 6 sección 6.1.6b sobre las Inercias de las secciones agrietadas.

Para el caso de Estructuras de hormigón armado, el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberá utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

0,5 I_g para vigas

0,8 I_g para columnas.

0,6 I_g para muros estructurales.

El análisis tiene que cumplir con lo que especifica la NEC-SE-DS (Peligro Sísmico) Capítulo 4 sección 4.2.2. En esta se menciona que la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla 7 del capítulo antes mencionado, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso.

Para Estructuras de Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera la deriva máxima no puede ser mayor al 2%.

Análisis para edificio aporticado

Figura 36.- Análisis de Derivas en el Eje X – Edificio Aporticado

TABLE: Story Drifts												
Story	Item	Lo.	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY	Deriv.	Límite	Condicí	
STORY10	Max Drift X	UXR8	25	40	14	31,5	0,000637		0,003822	0,02	CUMPLE	
STORY10	Max Drift Y	UXR8	2	40	21	31,5		0,00%				
STORY9	Max Drift X	UXR8	98	18,667	14	28,5	0,001034		0,006204	0,02	CUMPLE	
STORY9	Max Drift Y	UXR8	6	0	21	28,5		0,00%				
STORY8	Max Drift X	UXR8	25	40	14	25,5	0,001221		0,007326	0,02	CUMPLE	
STORY8	Max Drift Y	UXR8	3	0	0	25,5		0,00%				
STORY7	Max Drift X	UXR8	98	18,667	14	22,5	0,001296		0,007776	0,02	CUMPLE	
STORY7	Max Drift Y	UXR8	3	0	0	22,5		0,00%				
STORY6	Max Drift X	UXR8	25	40	14	19,5	0,00129		0,00774	0,02	CUMPLE	
STORY6	Max Drift Y	UXR8	3	0	0	19,5		0,00%				
STORY5	Max Drift X	UXR8	115	21,333	7	16,5	0,001269		0,007614	0,02	CUMPLE	
STORY5	Max Drift Y	UXR8	6	0	21	16,5		0,00%				
STORY4	Max Drift X	UXR8	4	0	7	13,5	0,001204		0,007224	0,02	CUMPLE	
STORY4	Max Drift Y	UXR8	6	0	21	13,5		0,00%				
STORY3	Max Drift X	UXR8	98	18,667	14	10,5	0,001133		0,006798	0,02	CUMPLE	
STORY3	Max Drift Y	UXR8	3	0	0	10,5		0,00%				
STORY2	Max Drift X	UXR8	23	40	0	7,5	0,001028		0,006168	0,02	CUMPLE	
STORY2	Max Drift Y	UXR8	3	0	0	7,5		0,00%				
STORY1	Max Drift X	UXR8	16	24	7	4,5	0,000688		0,004128	0,02	CUMPLE	
STORY1	Max Drift Y	UXR8	3	0	0	4,5		0,00%				

Fuente: ETABS

Figura 37.- Análisis de derivas en el eje Y – Edificio Aporticado

TABLE: Story Drifts												
Story	Item	Loz	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY	Deriv	Límite	Condicio	
STORY10	Max Drift X	UYR8	23	40	0	31,5	0,000006					
STORY10	Max Drift Y	UYR8	114	18,667	7	31,5		0,000645	0,00387	0,02	CUMPLE	
STORY9	Max Drift X	UYR8	23	40	0	28,5	0,000006					
STORY9	Max Drift Y	UYR8	114	18,667	7	28,5		0,001034	0,006204	0,02	CUMPLE	
STORY8	Max Drift X	UYR8	23	40	0	25,5	0,000005					
STORY8	Max Drift Y	UYR8	99	18,667	21	25,5		0,001217	0,007302	0,02	CUMPLE	
STORY7	Max Drift X	UYR8	2	40	21	22,5	0,000004					
STORY7	Max Drift Y	UYR8	114	18,667	7	22,5		0,13%	0,007734	0,02	CUMPLE	
STORY6	Max Drift X	UYR8	2	40	21	19,5	0,000004					
STORY6	Max Drift Y	UYR8	11	16	0	19,5		0,13%	0,007686	0,02	CUMPLE	
STORY5	Max Drift X	UYR8	2	40	21	16,5	0,000003					
STORY5	Max Drift Y	UYR8	114	18,667	7	16,5		0,13%	0,007554	0,02	CUMPLE	
STORY4	Max Drift X	UYR8	2	40	21	13,5	0,000003					
STORY4	Max Drift Y	UYR8	11	16	0	13,5		0,12%	0,007146	0,02	CUMPLE	
STORY3	Max Drift X	UYR8	23	40	0	10,5	0,000003					
STORY3	Max Drift Y	UYR8	13	16	14	10,5		0,11%	0,00672	0,02	CUMPLE	
STORY2	Max Drift X	UYR8	2	40	21	7,5	0,000002					
STORY2	Max Drift Y	UYR8	14	16	21	7,5		0,10%	0,006084	0,02	CUMPLE	
STORY1	Max Drift X	UYR8	2	40	21	4,5	0,000002					
STORY1	Max Drift Y	UYR8	12	16	7	4,5		0,07%	0,00411	0,02	CUMPLE	

Fuente: ETABS

Análisis para edificio con muros de corte

Figura 38.- Análisis de derivas en el eje X - Edificios con Muros de Corte

Story	Item	Loz	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY	Deriv	Límite	Condicio
STORY10	Max Drift X	UXR8	11	16	0	31,5	0,000702		0,0042	0,02	CUMPLE
STORY10	Max Drift Y	UXR8	18	24	21	31,5		0,00%			
STORY9	Max Drift X	UXR8	9	8	14	28,5	0,000769		0,0046	0,02	CUMPLE
STORY9	Max Drift Y	UXR8	14	16	21	28,5		0,00%			
STORY8	Max Drift X	UXR8	4	0	7	25,5	0,000781		0,0047	0,02	CUMPLE
STORY8	Max Drift Y	UXR8	3	0	0	25,5		0,00%			
STORY7	Max Drift X	UXR8	5	0	14	22,5	0,000773		0,0046	0,02	CUMPLE
STORY7	Max Drift Y	UXR8	2	40	21	22,5		0,00%			
STORY6	Max Drift X	UXR8	25	40	14	19,5	0,000743		0,0045	0,02	CUMPLE
STORY6	Max Drift Y	UXR8	6	0	21	19,5		0,00%			
STORY5	Max Drift X	UXR8	25	40	14	16,5	0,000703		0,0042	0,02	CUMPLE
STORY5	Max Drift Y	UXR8	3	0	0	16,5		0,00%			
STORY4	Max Drift X	UXR8	5	0	14	13,5	0,000628		0,0038	0,02	CUMPLE
STORY4	Max Drift Y	UXR8	6	0	21	13,5		0,00%			
STORY3	Max Drift X	UXR8	114	18,667	7	10,5	0,00054		0,0032	0,02	CUMPLE
STORY3	Max Drift Y	UXR8	6	0	21	10,5		0,00%			
STORY2	Max Drift X	UXR8	25	40	14	7,5	0,000435		0,0026	0,02	CUMPLE
STORY2	Max Drift Y	UXR8	2	40	21	7,5		0,00%			
STORY1	Max Drift X	UXR8	17	24	14	4,5	0,000268		0,0016	0,02	CUMPLE
STORY1	Max Drift Y	UXR8	23	40	0	4,5		0,00%			

Fuente: ETABS

Figura 39.- Análisis de Derivas en el eje Y - Edificios con Muros de Corte

Story	Item	Lo: Y	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY	Deriv	Límite	Condicio
STORY10	Max Drift X	UYR8	107	2,667	21	31,5	0,000041				
STORY10	Max Drift Y	UYR8	5	0	14	31,5		0,000753	0,0045	0,02	CUMPLE
STORY9	Max Drift X	UYR8	2	40	21	28,5	0,000022				
STORY9	Max Drift Y	UYR8	114	18,667	7	28,5		0,000821	0,0049	0,02	CUMPLE
STORY8	Max Drift X	UYR8	2	40	21	25,5	0,000027				
STORY8	Max Drift Y	UYR8	98	18,667	14	25,5		0,000871	0,0052	0,02	CUMPLE
STORY7	Max Drift X	UYR8	2	40	21	22,5	0,000021				
STORY7	Max Drift Y	UYR8	114	18,667	7	22,5		0,09%	0,0052	0,02	CUMPLE
STORY6	Max Drift X	UYR8	23	40	0	19,5	0,000016				
STORY6	Max Drift Y	UYR8	98	18,667	14	19,5		0,08%	0,0049	0,02	CUMPLE
STORY5	Max Drift X	UYR8	23	40	0	16,5	0,000015				
STORY5	Max Drift Y	UYR8	114	18,667	7	16,5		0,08%	0,0046	0,02	CUMPLE
STORY4	Max Drift X	UYR8	2	40	21	13,5	0,000013				
STORY4	Max Drift Y	UYR8	98	18,667	14	13,5		0,07%	0,0041	0,02	CUMPLE
STORY3	Max Drift X	UYR8	23	40	0	10,5	0,000012				
STORY3	Max Drift Y	UYR8	114	18,667	7	10,5		0,06%	0,0035	0,02	CUMPLE
STORY2	Max Drift X	UYR8	2	40	21	7,5	0,000014				
STORY2	Max Drift Y	UYR8	11	16	0	7,5		0,05%	0,0029	0,02	CUMPLE
STORY1	Max Drift X	UYR8	23	40	0	4,5	0,000013				
STORY1	Max Drift Y	UYR8	12	16	7	4,5		0,03%	0,0018	0,02	CUMPLE

Fuente: ETABS

$$\Delta_{max} = \Delta_{piso} \times R \times 0,75$$

$$R=8$$

Podemos observar que tanto para el edificio Aporticado como para el edificio son sistema de Muros de Corte, las derivas entre pisos cumplen con lo permitido por la Norma.

CAPITULO 7

7 ANÁLISIS DE RESULTADOS

7.1 Comparación de Cortantes

7.1.1 Comparación entre Edificio aporticado sin AMS vs edificio aporticado con AMS.

Tabla XXXVII Comparación entre los cortantes de un Edificio aporticado sin AMS vs. un edificio aporticado con AMS.

CORTANTES ESTÁTICOS Y DINÁMICOS		CORTANTES (T.)		DISMINUCION %
		SIN AMS	CON AMS	
Cortante estático en x	Vx	470.29	340.16	28%
Cortante dinámico en x	Vxr8	443.77	391.91	12%
Cortante estático en y	Vy	470.29	340.34	28%
Cortante dinámico en y	Vyr8	443.77	393.24	11%

Fuente: ETABS

En la tabla anterior podemos observar que el edificio Aporticado con el sistema de masa sintonizado (AMS) aporta menor cortante a la estructura.

7.1.2 Comparación entre edificio aporticado vs edificio con sistema de muros de corte.

Tabla XXXVIII.- Comparación de cortantes entre un edificio Aporticado sin AMS y otro con Muros de Corte

CORTANTES ESTÁTICOS Y DINÁMICOS		CORTANTES (T.)		DISMINUCION %
		SIN AMS	CON MURO	
Cortante estático en x	Vx	470,29	241,705	49%
Cortante dinámico en x	Vxr8	443,77	355,855	20%
Cortante estático en y	Vy	470,29	241,705	49%
Cortante dinámico en y	Vyr8	443,77	335,56	24%

Fuente: ETABS

Podemos observar que el edificio con Sistema de Muros aporta menor cortante ya que los muros están incluidos a los laterales, parte frontal y posterior de la estructura, lo que hace que el cortante tanto para X como para Y se disminuyan a la mitad.

Este sistema logra un buen porcentaje de disminución del cortante a la misma de la estructura.

7.1.3 Comparación entre Edificio Aporticado con AMS vs Edificio con Sistema de Muros de Corte.

Tabla XXXIX.- Comparación de cortantes entre un Edificio con AMS y otro con Muros de corte

CORTANTES ESTÁTICOS Y DINÁMICOS		CORTANTES (T.)		DISMINUCION %
		CON AMS	CON MURO	
Cortante estático en x	Vx	340,16	241,705	29%
Cortante dinámico en x	Vxr8	391,91	355,855	9%
Cortante estático en y	Vy	340,34	241,705	29%
Cortante dinámico en y	Vyr8	393,24	335,56	15%

Fuente: ETABS

De igual manera nos podemos dar cuenta que el edificio con Sistema de Muros aporta menor cortante que el edificio con AMS. Hay un porcentaje de disminución menor que en el caso anterior, pero sigue siendo un mayor aporte para la disminución del cortante a la estructura.

7.2 Comparación de Periodos

7.2.1 Comparación entre Edificio Aporticado sin AMS vs Edificio Aporticado con AMS.

Tabla XL.- Comparación de Periodos entre un Edificio Aporticado y otro con Muros de Corte

		Periodos (seg.)		
Modos de vibración		SIN AMS	CON AMS	DISMINUCION
M1	Tx	1,100	0,907	18%
M2	Ty	1,098	0,904	18%
M3	Trz	0,949	0,613	35%

Fuente: ETABS

7.2.2 Comparación entre Edificio Aporticado vs Edificio con Sistema de Muros de Corte.

Tabla XLI.- Comparación de periodos entre un Edificio Aporticado y otro con Muros de Corte

		Periodos (seg)		
Modos de vibración		SIN MURO	CON MUROS	DISMINUCION
M1	Tx	1,1008	0,7338	33%
M2	Ty	1,098	0,6819	38%
M3	Trz	0,949	0,4962	48%

Fuente: ETABS

7.2.3 Comparación entre Edificio Aporticado con AMS vs Edificio con Sistema de Muros de Corte.

Tabla XLII.- Comparación entre un Edificio Aporticado con AMS y otro con Muros de Corte

Periodos (seg)				
Modos de vibración		CON AMS	CON MUROS	DISMINUCION
M1	Tx	0,907	0,7338	19%
M2	Ty	0,904	0,6819	25%
M3	Trz	0,613	0,4962	19%

Fuente: ETABS

Aporta una reducción considerable al periodo de la estructura aporticado. En las tablas anteriores podemos observar la comparación de los periodos de cada una de las estructuras dándonos cuenta que el edificio con sistema de muros de corte aporta mayor reducción al periodo de la estructura.

Sin embargo, el edificio con AMS también.

7.3 Comparación de Derivas

7.3.1 Comparación entre Edificio Aporticado sin AMS vs Edificio Aporticado con AMS.

Tabla XLIII.- Comparación de Derivas en X entre un Edificio Aporticado sin AMS y otro Aporticado con AMS

UX					
PISO	SIN AMS		CON AMS		DISMINUCION
	DriftX	Deriva	DriftX	Deriva	Deriva
10	0.000637	0.003822	0.000256	0.001536	60%
9	0.001034	0.006204	0.000396	0.002376	62%
8	0.001221	0.007326	0.000487	0.002922	60%
7	0.001296	0.007776	0.000649	0.003894	50%
6	0.00129	0.00774	0.0008	0.0048	38%
5	0.001269	0.007614	0.000905	0.00543	29%
4	0.001204	0.007224	0.000933	0.005598	23%
3	0.001133	0.006798	0.000919	0.005514	19%
2	0.001028	0.006168	0.000851	0.005106	17%
1	0.000688	0.004128	0.000578	0.003468	16%

Fuente: ETABS

Tabla XLIV.- Comparación de Derivas en Y entre un Edificio Aporticado sin AMS y otro Aporticado con AMS

UY					
Piso	SIN AMS		CON AMS		DISMINUCION
	DriftY	Deriva	DriftY	Deriva	Deriva
10	0,000645	0,00387	0,000248	0,001488	62%
9	0,001034	0,006204	0,000392	0,002352	62%
8	0,001217	0,007302	0,00049	0,00294	60%
7	0,13%	0,007734	0,07%	0,0039	50%
6	0,13%	0,007686	0,08%	0,004758	38%
5	0,13%	0,007554	0,09%	0,005358	29%
4	0,12%	0,007146	0,09%	0,005502	23%
3	0,11%	0,00672	0,09%	0,005412	19%
2	0,10%	0,006084	0,08%	0,005016	18%
1	0,07%	0,00411	0,06%	0,003432	16%

Fuente: ETABS

7.3.2 Comparación entre Edificio Aporticado vs Edificio con Sistema de Muros de Corte.

Tabla XLV.- Comparación de Derivas en X entre un Edificio Aporticado y un Edificio con Muros de Corte

PISO	UX				
	SIN AMS		CON MUROS		DISMINUCION
	DriftX	Deriva	DriftX	Deriva	Deriva
10	0,000637	0,003822	0,000702	0,004212	-10%
9	0,001034	0,006204	0,000769	0,004614	26%
8	0,001221	0,007326	0,000781	0,004686	36%
7	0,001296	0,007776	0,000773	0,004638	40%
6	0,00129	0,00774	0,000743	0,004458	42%
5	0,001269	0,007614	0,000703	0,004218	45%
4	0,001204	0,007224	0,000628	0,003768	48%
3	0,001133	0,006798	0,00054	0,00324	52%
2	0,001028	0,006168	0,000435	0,00261	58%
1	0,000688	0,004128	0,000268	0,001608	61%

Fuente: ETABS

Tabla XLVI.- Comparación de Derivas en Y entre un Edificio Aporticado y un Edificio con Muros de corte

Piso	UY				
	SIN AMS		CON MUROS		DISMINUCION
	DriftY	Deriva	DriftY	Deriva	Deriva
10	0,000645	0,00387	0,000753	0,004518	-17%
9	0,001034	0,006204	0,000821	0,004926	21%
8	0,001217	0,007302	0,000871	0,005226	28%
7	0,13%	0,007734	0,09%	0,005154	33%
6	0,13%	0,007686	0,08%	0,00489	36%
5	0,13%	0,007554	0,08%	0,004608	39%
4	0,12%	0,007146	0,07%	0,00408	43%
3	0,11%	0,00672	0,06%	0,00351	48%
2	0,10%	0,006084	0,05%	0,002874	53%
1	0,07%	0,00411	0,03%	0,001836	55%

Fuente: ETABS

7.3.3 Comparación entre Edificio Aporticado con AMS vs Edificio con Sistema de Muros de Corte.

Tabla XLVII.- Comparación de Derivas en X entre un Edificio Aporticado con AMS y otro con Muros de Corte

UX					
PISO	CON AMS		CON MUROS		DISMINUCION
	DriftX	Deriva	DriftX	Deriva	Deriva
10	0,000256	0,001536	0,000702	0,004212	-174%
9	0,000396	0,002376	0,000769	0,004614	-94%
8	0,000487	0,002922	0,000781	0,004686	-60%
7	0,000649	0,003894	0,000773	0,004638	-19%
6	0,0008	0,0048	0,000743	0,004458	7%
5	0,000905	0,00543	0,000703	0,004218	22%
4	0,000933	0,005598	0,000628	0,003768	33%
3	0,000919	0,005514	0,00054	0,00324	41%
2	0,000851	0,005106	0,000435	0,00261	49%
1	0,000578	0,003468	0,000268	0,001608	54%

Fuente: ETABS

Tabla XLVIII.- Comparación de Derivas en Y entre un Edificio Aporticado con AMS y otro con Muros de Corte

UY					
Piso	CON AMS		CON MURO		DISMINUCION
	DriftY	Deriva	DriftY	Deriva	Deriva
10	0,000248	0,001488	0,000753	0,004518	-204%
9	0,000392	0,002352	0,000821	0,004926	-109%
8	0,00049	0,00294	0,000871	0,005226	-78%
7	0,07%	0,0039	0,09%	0,005154	-32%
6	0,08%	0,004758	0,08%	0,00489	-3%
5	0,09%	0,005358	0,08%	0,004608	14%
4	0,09%	0,005502	0,07%	0,00408	26%
3	0,09%	0,005412	0,06%	0,00351	35%
2	0,08%	0,005016	0,05%	0,002874	43%
1	0,06%	0,003432	0,03%	0,001836	47%

Fuente: ETABS

CONCLUSIONES

1. El sistema con muros de corte son capaces de tomar esfuerzos cortantes como axiales, a su vez como cuenta con mayor peso en este se producen niveles de aceleraciones mayores y disminuye su periodo fundamental de vibración.
2. La inclusión de muros de corte a una edificación reduce considerablemente el periodo de respuesta de la estructura comparada con una edificación de sistema de pórticos, para nuestro caso se produjeron reducciones alrededor de 40%.
3. Es necesario realizar un análisis iterativo para localizar la ubicación óptima del sistema de este tipo de amortiguadores en la edificación ya que si no tiene una buena ubicación se producen efectos de torsión en la estructura.

4. La incorporación de AMS brinda mayor masa, rigidez y amortiguamiento a la estructura con el propósito de obtener un nivel de respuesta satisfactorio ante fuerzas laterales y acciones dinámicas.

5. El sistema de amortiguador de masa sintonizada fue de gran aportación a la edificación con sistema aporticado al reducir un buen porcentaje el periodo de respuesta de la estructura, efectuando una reducción de un 18%.

6. Con los AMS, al incluirle las grandes masas a la edificación en combinación con los amortiguadores permite contrarrestar el movimiento de la misma, a su vez permite la reducción de las deformaciones de entrepisos.

7. Tanto con el AMS como con el sistema de muros se obtuvo una reducción considerable de los cortantes, sin embargo el edificio con sistema de muros tiene un mayor porcentaje de reducción, teniendo una comparación entre ambos sistemas de reducción del 29% para el cortante estático en X e Y y una reducción del 9% para cortante

dinámico en X y 15% en Y los sistemas de protección sísmica aumentan el nivel de seguridad a las edificaciones, tanto en sus elementos estructurales como no estructurales.

8. Los aisladores sísmicos tienen un excelente comportamiento para estructuras regulares tanto en planta como en elevación. Para estructuras irregulares el sistema comienza a trabajar independientemente generando varios desplazamientos ya que el centro de masa no concuerda con el centro geométrico de la edificación.

9. El sistema más óptimo en cuanto a reducción de cortantes y periodos es el Sistema de Muros Cortantes, sin embargo al comparar el sistema aporticado con la inclusión de los AMS y un aporticado tradicional la inclusión del amortiguador reduce considerablemente los cortantes y periodos dando una buena alternativa para protección sísmica en estructuras

RECOMENDACIONES

1. Incorporar Sistemas de Protección Sísmica tanto para existentes y como para nuevas edificaciones, sobre todo si la estructura se encuentra en una zona de alta sismicidad donde siempre va a estar expuesta a este tipo de eventos. Estos sistemas reducen el daño en los elementos estructurales permitiendo que la edificación pueda ser utilizada con total seguridad luego de un evento sísmico.
2. Para determinar el tipo de sistema de protección sísmica a usar es imprescindible realizar un análisis comparativo y eficaz entre ambos sistemas, anticipando la disponibilidad en el mercado y tiempo de ejecución.
3. En caso de que la edificación cuente con un sistema de masa sintonizada AMS, después de cada sismo se debe realizar una inspección a los aisladores para descartar posibles daños, en caso de existir alguna especie de anomalía o fisura en el núcleo del aislador, se recomienda reemplazarlo por uno nuevo.

4. Profundizar más en el estudio de nuevos diseños y aplicaciones de estos sistemas de protección sísmica

BIBLIOGRAFÍA

ACI-318 (American Concrete Institute). (2008). *Reglamento Estructural para Edificaciones*.

Aliante Aravena, E. J. (2009). *CONTROL DE EFECTOS TORSIONALES DE UN EDIFICIO ASIMETRICO DE HORMIGON ARMADO CON AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA*. Valdivia.

BASSOTTI, R., & AMBROSINI, D. (2004). *Influencia de amortiguadores de masa sintonizados en la disminución de efectos torsionales de estructuras sismorresistentes*. Bariloche. Argentina.

BOZZO, & BARBAT. (2006). *Mecánica Computacional*. Santa Fé.

Constantinou, M. C. (2011). *LRFD - Based Analysis and Designing Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators*. Buffalo: MCEER.

Instituto Geofísico, E. (s.f.). *Instituto Geofísico, Escuela Politécnica Nacional.*

Obtenido de <http://www.igepon.edu.ec/sismos>

NEC-15. (2015). NEC-SE-DS. *Norma Ecuatoriana de la Construcción.* NEC-SE-DS.

NEC-15. (2015). NEC-SE-HM. *Norma Ecuatoriana de la Construcción.*

OVIEDO, J. A., & DUQUE, M. P. (2006). *Sistema de control de respuesta sísmica en edificaciones.*

Williams, C. C. (2013). *Guía de Diseño y Fabricación de un Aislador Elastomérico para una edificación de cuatro pisos.* SANGOLQUÍ: ESPE.